

관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조계산서

– 2구간 – [터널분야] 변경 2/3권

2021. 04



서울터널주식회사

목 차

1. 터널 안정성 검토보고서_#55 차량용피난연결통로 신설	3
2. 풍도슬래브 구조계산서_#62 풍도슬래브 변경	47
3. 풍도슬래브 브라켓 변경 #58 횡갱접속구간 풍도슬래브 브라켓변경	3681
4. 라이닝변경 구조계산서_#80 터널굴착패턴변경	3879
5. 환기소 세척수 집수정 구조계산서_#80 터널굴착패턴변경	3905
6. 램프CD PS-6-2, PS-6-2C 브라켓 _#80 터널굴착패턴변경	3919
7. 공기정화시설#2 수직구 슬립폼_#81 공기정화시설#2 수직구 Slip Form	3929
8. 수직구 작업장	4229
9. 풍도슬래브 브라켓 변경 #58-10 램프구간 횡갱신설에 따른 풍도슬래브 브라켓 변경	4379
10. 3차로 확폭부 및 램프C,D 격벽_#94-4 3차로 확폭부 및 램프C,D 벽체 변경	4415
11. 수직구 집수정 바닥 슬래브 구조변경_#104-3	4607
12. 수직구 집수정 슬래브 변경 기술검토서 제출_#93-1	4619
13. #91-1 축류팬실 내부마감벽_설변6회	4635

풍도슬래브 계 산 서

TYPE8

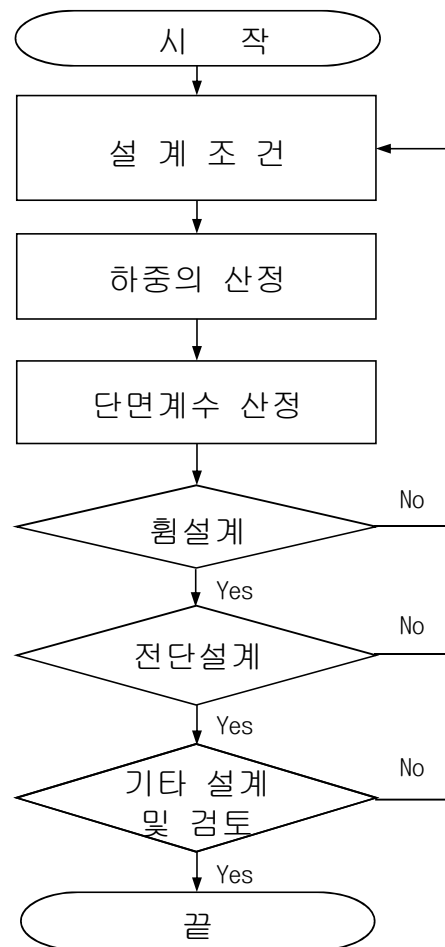
(L= 8.920 m, B= 1.500 m, H= 0.190 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.920 m
㉡ 계산지간	:	8.720 m
㉢ 폭 원	:	1.500 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.190 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	10.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 14 = 1,941.8 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 14 = 1,941.8 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

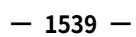
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

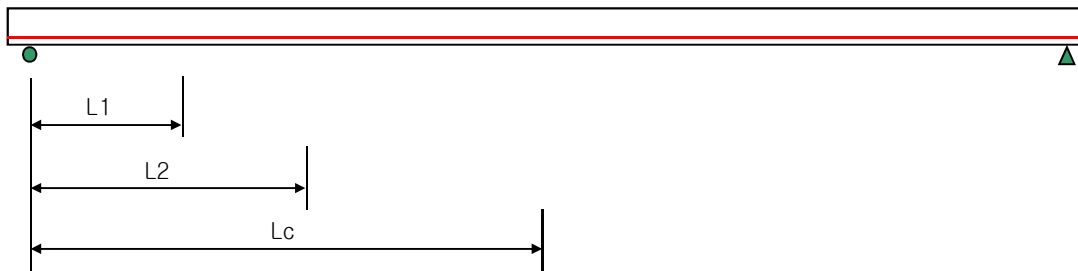
$$\text{단 면 적} = 279,401 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 279,401 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.985 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,500.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,657 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,657 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.086 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 10.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 10.000 \times 4.049 \times 0.10 \times 1.500 = 6.074 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.460 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.500 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

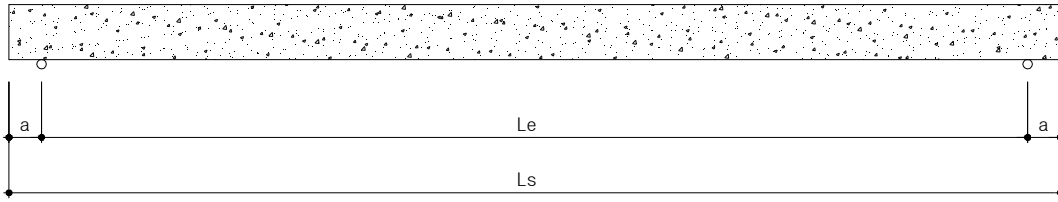
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.985	0.086	6.074	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	13.14
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	20.64
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	13.14
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	18.40
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	27.77
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	15.77
MAX						27.77

3.5 단면력 산정

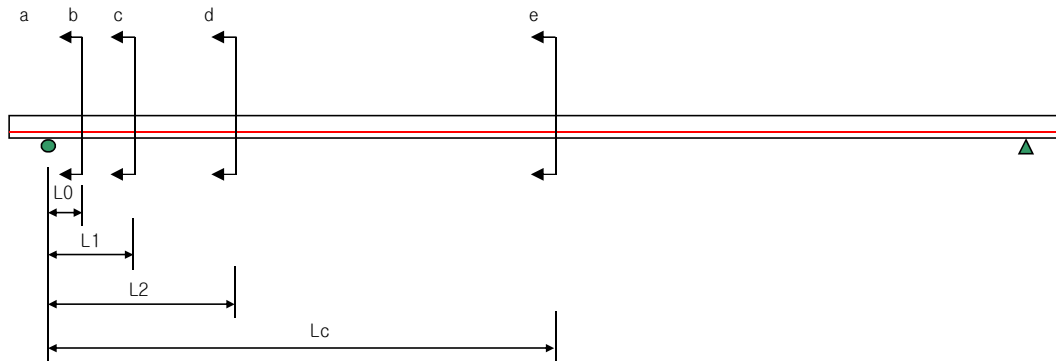
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.920 m
- 계산지간(Le) : 8.720 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.360 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m
- L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.657 \times 8.720) / 2 = 20.303 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.657 \times 0.800 / 2 \times (8.820 - 0.800) = 14.939 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.657 \times 1.600 / 2 \times (8.820 - 1.600) = 26.897 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.657 \times 2.500 / 2 \times (8.820 - 2.500) = 36.788 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.657 \times 4.360 / 2 \times (8.820 - 4.360) = 45.276 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.303 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.303 - (4.657 \times 0.800) = 16.578 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.303 - (4.657 \times 1.600) = 12.852 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.303 - (4.657 \times 2.500) = 8.661 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.303 - (4.657 \times 4.360) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.057 \times 8.720) / 2 = 0.250 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.057 \times 0.800 / 2 \times (8.820 - 0.800) = 0.184 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.057 \times 1.600 / 2 \times (8.820 - 1.600) = 0.331 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.057 \times 2.500 / 2 \times (8.820 - 2.500) = 0.453 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.057 \times 4.360 / 2 \times (8.820 - 4.360) = 0.557 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.250 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.250 - (0.057 \times 0.800) = 0.204 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.250 - (0.057 \times 1.600) = 0.158 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.250 - (0.057 \times 2.500) = 0.107 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.250 - (0.057 \times 4.360) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 2.071 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 1.978 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 1.978 \times 0.800 = 1.582 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 1.978 \times 1.600 = 3.165 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 1.978 \times 2.500 = 4.945 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 1.978 \times 4.360 = 8.624 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 2.071 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 2.071 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 2.071 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 2.071 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 2.071 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.720) / 2 = 21.800 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.800 / 2 \times (8.820 - 0.800) = 16.040 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.600 / 2 \times (8.820 - 1.600) = 28.880 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.500 / 2 \times (8.820 - 2.500) = 39.500 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.360 / 2 \times (8.820 - 4.360) = 48.614 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 21.800 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 21.800 - (5.000 \times 0.800) = 17.800 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 21.800 - (5.000 \times 1.600) = 13.800 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 21.800 - (5.000 \times 2.500) = 9.300 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 21.800 - (5.000 \times 4.360) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	14.939	0.184	1.582	16.040	32.745	0차비부착부
	c	26.897	0.331	3.165	28.880	59.273	1차비부착부
	d	36.788	0.453	4.945	39.500	81.686	2차비부착부
	e	45.276	0.557	8.624	48.614	103.071	중앙부
전단력 (kN/m)	a	20.303	0.250	2.071	21.800	44.424	지점부(전단검토)
	b	16.578	0.204	2.071	17.800	36.653	0차비부착부
	c	12.852	0.158	2.071	13.800	28.882	1차비부착부
	d	8.661	0.107	2.071	9.300	20.139	2차비부착부
	e	0.000	0.000	2.071	0.000	2.071	중앙부

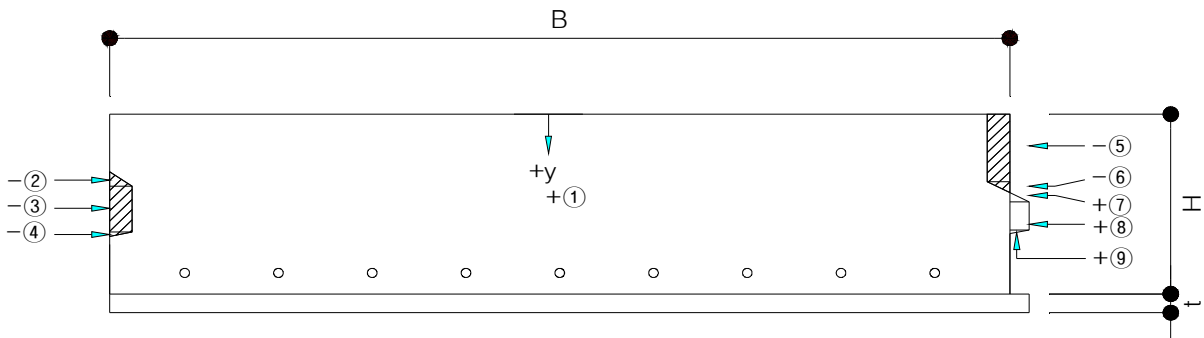
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	20.303	0.250	2.071		22.624	
LC-2	20.303	0.250	2.071	21.800	44.424	
MAX					44.424	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1500	190	285,000	95.0	27,075,000	9,025	3,008	12,033	3,429,500,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	78.3	-23,500	6,136	22	6,158	-1,847,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	117.0	-224,640	13,689	341	14,030	-26,938,240
④ ▽	-1	30.0	6	-90	151.0	-13,590	22,801	2	22,803	-2,052,270
⑤ □	-1	30.0	79	-2,370	39.5	-93,615	1,560	520	2,080	-4,930,390
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	84.0	-18,900	7,056	13	7,069	-1,590,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	102.7	17,351	10,540	9	10,550	1,782,922
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	126.5	128,271	16,002	127	16,129	16,354,806
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	147.7	9,598	21,805	1	21,807	1,417,444
Ap1	-14			-1,942	135.0	-262,143	18,225			-35,425,970
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				279,401		26,593,832				3,376,270,389

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

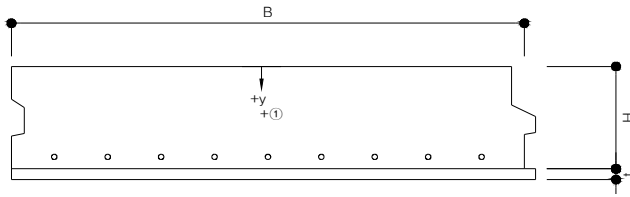
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 279,401.20 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{26,593,832}{279,401} = 95.18 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 95.18 - 190.00 = -94.82 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 3,376,270,389 - 95.18 \times 26,593,832 = 845,028,933 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{845,028,933}{95.18} = 8,878,077.4 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{845,028,933}{-94.82} = -8,912,070.4 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.360m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	14	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	14	11,650.80	135.0	1,572,858	18,225	0	18,225	212,335,830
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		14	291,052.00		28,166,690				3,588,606,219

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 291,052.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{28,166,690}{291,052} = 96.78 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 96.78 - 190.00 = -93.22 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (14 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 14 = 96.78 - 135.00 = -38.22 \text{ mm}$$

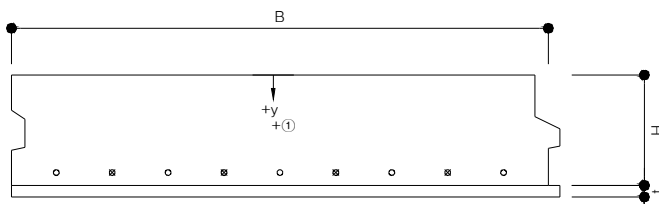
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,588,606,219 - 96.78 \times 28,166,690 = 862,761,953 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{862,761,953}{96.78} = 8,915,090.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{862,761,953}{-38.22} = -22,570,889.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{862,761,953}{-93.22} = -9,254,665.3 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

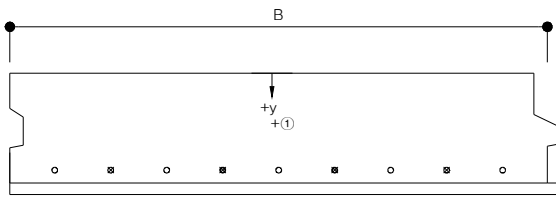


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	12	9,986.40	135.0	1,348,164	18,225	0	18,225	182,002,140
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	289,387.60		27,941,996				3,558,272,529

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 289,387.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 27,941,996 / 289,388 = 96.56 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 96.56 - 190.00 = -93.44 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (12 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 12 \\
&= 96.56 - 135.00 = -38.44 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,558,272,529 - 96.56 \times 27,941,996 = 860,316,085 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{860,316,085}{96.56} = 8,910,058.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{860,316,085}{-38.44} = -22,378,195.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{860,316,085}{-93.44} = -9,206,717.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



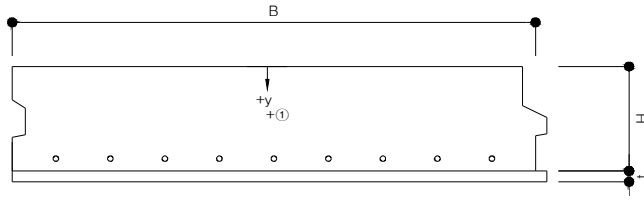
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	8	6,657.60	135.0	898,776	18,225	0	18,225	121,334,760
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	286,058.80		27,492,608				3,497,605,149

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 286,058.80 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 27,492,608 / 286,059 = 96.11 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 96.11 - 190.00 = -93.89 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 8 \\
&= 96.11 - 135.00 = -38.89 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,497,605,149 - 96.11 \times 27,492,608 = 855,338,963 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{855,338,963}{96.11} = 8,899,746.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{855,338,963}{-38.89} = -21,992,807.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{855,338,963}{-93.89} = -9,109,840.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.360m)

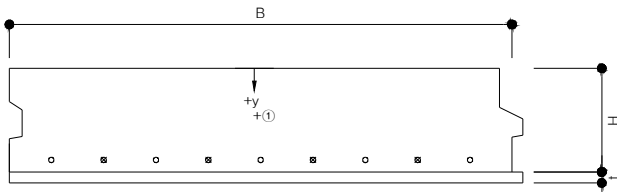


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	14	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	14	9,709.00	135.0	1,310,715	18,225	0	18,225	176,946,525
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		14	289,110.20		27,904,547				3,553,216,914

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 289,110.20 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{27,904,547}{289,110} = 96.52 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 96.52 - 190.00 = -93.48 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (14 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 14 \\
 &= 96.52 - 135.00 = -38.48 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,553,216,914 - 96.52 \times 27,904,547 = 859,905,702 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{859,905,702}{96.52} = 8,909,211.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{859,905,702}{-38.48} = -22,346,079.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{859,905,702}{-93.48} = -9,198,694.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

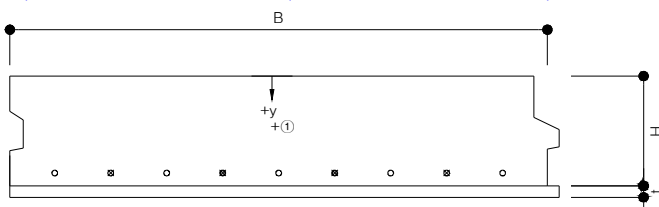


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	12	8,322.00	135.0	1,123,470	18,225	0	18,225	151,668,450
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		12	287,723.20		27,717,302				3,527,938,839

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 287,723.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 27,717,302 / 287,723 = 96.33 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 96.33 - 190.00 = -93.67 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (12 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 12 \\
&= 96.33 - 135.00 = -38.67 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 3,527,938,839 - 96.33 \times 27,717,302 = 857,841,919 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{857,841,919}{96.33} = 8,904,944.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{857,841,919}{-38.67} = -22,185,501.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{857,841,919}{-93.67} = -9,158,443.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	85.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			279,401.20		26,593,832				3,376,270,389
Ap1	138.7	8	5,548.00	135.0	748,980	18,225	0	18,225	101,112,300
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		8	284,949.20		27,342,812				3,477,382,689

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 284,949.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 27,342,812 / 284,949 = 95.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 95.96 - 190.00 = -94.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 8 \\
&= 95.96 - 135.00 = -39.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 3,477,382,689 - 95.96 \times 27,342,812 = 853,654,081 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{853,654,081}{95.96} = 8,896,233.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{853,654,081}{-39.04} = -21,864,344.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{853,654,081}{-94.04} = -9,077,254.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.360m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	279,401.2	A_{vc1}'	291,052.0	mm ²
Y_{tc0}	95.2	Y_{tc1}'	96.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-38.2	mm
Y_{bc0}	-94.8	Y_{bc1}'	-93.2	mm
I_{vc0}	845,028,932.9	I_{vc1}'	862,761,952.6	mm ⁴
Z_{tc0}	8,878,077.4	Z_{tc1}'	8,915,090.5	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,570,889.3	mm ³
Z_{bc0}	-8,912,070.4	Z_{bc1}'	-9,254,665.3	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	279,401.2	A_{vb1}'	289,387.6	mm ²
Y_{tb0}	95.2	Y_{tb1}'	96.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-38.4	mm
Y_{bb0}	-94.8	Y_{bb1}'	-93.4	mm
I_{vb0}	845,028,932.9	I_{vb1}'	860,316,084.7	mm ⁴
Z_{tb0}	8,878,077.4	Z_{tb1}'	8,910,058.1	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-22,378,195.3	mm ³
Z_{bb0}	-8,912,070.4	Z_{bb1}'	-9,206,717.2	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	279,401.2	A_{va1}'	286,058.8	mm ²
Y_{ta0}	95.2	Y_{ta1}'	96.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-38.9	mm
Y_{ba0}	-94.8	Y_{ba1}'	-93.9	mm
I_{va0}	845,028,932.9	I_{va1}'	855,338,962.8	mm ⁴
Z_{ta0}	8,878,077.4	Z_{ta1}'	8,899,746.3	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,992,807.2	mm ³
Z_{ba0}	-8,912,070.4	Z_{ba1}'	-9,109,840.6	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.360m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	279,401.2	A_{vc1}	289,110.2	mm^2
Y_{tc0}	95.2	Y_{tc1}	96.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-38.5	mm
Y_{bc0}	-94.8	Y_{bc1}	-93.5	mm
I_{vc0}	845,028,932.9	I_{vc1}	859,905,702.1	mm^4
Z_{tc0}	8,878,077.4	Z_{tc1}	8,909,211.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-22,346,079.6	mm^3
Z_{bc0}	-8,912,070.4	Z_{bc1}	-9,198,694.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	279,401.2	A_{vb1}	287,723.2	mm^2
Y_{tb0}	95.2	Y_{tb1}	96.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-38.7	mm
Y_{bb0}	-94.8	Y_{bb1}	-93.7	mm
I_{vb0}	845,028,932.9	I_{vb1}	857,841,919.4	mm^4
Z_{tb0}	8,878,077.4	Z_{tb1}	8,904,944.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-22,185,501.2	mm^3
Z_{bb0}	-8,912,070.4	Z_{bb1}	-9,158,443.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	279,401.2	A_{va1}	284,949.2	mm^2
Y_{ta0}	95.2	Y_{ta1}	96.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-39.0	mm
Y_{ba0}	-94.8	Y_{ba1}	-94.0	mm
I_{va0}	845,028,932.9	I_{va1}	853,654,080.8	mm^4
Z_{ta0}	8,878,077.4	Z_{ta1}	8,896,233.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,864,344.5	mm^3
Z_{ba0}	-8,912,070.4	Z_{ba1}	-9,077,254.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{45,276,033}{8,915,091} \times 1.500 = 7.618 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{45,276,033}{-22,570,889} \times 1.500 = -3.009 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{45,276,033}{-9,254,665} \times 1.500 = -7.338 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{45,276,033}{8,909,211} \times 1.500 = 7.623 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{45,276,033}{-22,346,080} \times 1.500 = -3.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{45,276,033}{-9,198,694} \times 1.500 = -7.383 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{557,048}{8,909,211} \times 1.500 = 0.094 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{557,048}{-22,346,080} \times 1.500 = -0.037 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{557,048}{-9,198,694} \times 1.500 = -0.091 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{8,624,370}{8,909,211} \times 1.500 = 1.452 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{8,624,370}{-22,346,080} \times 1.500 = -0.579 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{8,624,370}{-9,198,694} \times 1.500 = -1.406 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{48,614,000}{8,909,211} \times 1.500 = 8.185 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{48,614,000}{-22,346,080} \times 1.500 = -3.263 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{48,614,000}{-9,198,694} \times 1.500 = -7.927 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{291,052} + \frac{-38.22}{-22,570,889} \right) \\
 &= 13.645 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.009 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.645 + -3.009) \\
 &= 10.637 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.637 = 76.522 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.037 + -0.579) \\
 &= 0.616 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.637 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.637 - 7 \times 0.616 \\
 &= 123.324 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 76.522 - 0.05 \times (45.500 + 123.324) \\
 &= 18.907 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 76.522 = 1,293.48 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,293.5 \\
 &= 2,511.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,293.48 - 123.32 - 45.50 - 18.91 \\
 &= 1,105.75 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,105.75}{1,293.48} = 0.855$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.855 \times 2,511.68 = 2,147.14 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,511.68 \times -38.22 / 1,000 = -96.008 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 2,147.14 \times -38.48 / 1,000 = -82.625 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,511,676}{291,052} + \frac{-96,007,685}{8,915,091} = -2.139 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,511,676}{291,052} + \frac{-96,007,685}{-22,570,889} = 12.883 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,511,676}{291,052} + \frac{-96,007,685}{-9,254,665} = 19.004 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,147,141}{289,110} + \frac{-82,624,743}{8,909,211} = -1.847 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,147,141}{289,110} + \frac{-82,624,743}{-22,346,080} = 11.124 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,147,141}{289,110} + \frac{-82,624,743}{-9,198,694} = 16.409 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{36,787,825}{8,910,058} \times 1.500 = 6.193 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{36,787,825}{-22,378,195} \times 1.500 = -2.466 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{36,787,825}{-9,206,717} \times 1.500 = -5.994 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{36,787,825}{8,904,944} \times 1.500 = 6.197 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{36,787,825}{-22,185,501} \times 1.500 = -2.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{36,787,825}{-9,158,443} \times 1.500 = -6.025 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{452,615}{8,904,944} \times 1.500 = 0.076 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{452,615}{-22,185,501} \times 1.500 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{452,615}{-9,158,443} \times 1.500 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{4,945,166}{8,904,944} \times 1.500 = 0.833 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{4,945,166}{-22,185,501} \times 1.500 = -0.334 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{4,945,166}{-9,158,443} \times 1.500 = -0.810 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{39,500,000}{8,904,944} \times 1.500 = 6.654 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{39,500,000}{-22,185,501} \times 1.500 = -2.671 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{39,500,000}{-9,158,443} \times 1.500 = -6.469 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{289,388} + \frac{-38.44}{-22,378,195} \right) \\ &= 11.797 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam b}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -2.466 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.797 + -2.466) \\
 &= 9.331 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.331 = 67.129 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.031 + -0.334) \\
 &= 0.365 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 9.331 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.331 - 7 \times 0.365 \\
 &= 109.416 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.129 - 0.05 \times (45.500 + 109.416) \\
 &= 20.541 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 67.129 = 1,302.87 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.9 \\
 &= 2,168.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.87 - 109.42 - 45.50 - 20.54 \\
 &= 1,127.41 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.41}{1,302.87} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,168.50 = 1,876.47 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,168.50 \times -38.44 / 1,000 = -83.367 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,876.47 \times -38.67 / 1,000 = -72.557 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,168,499}{289,388} + \frac{-83,366,610}{8,910,058} = -1.863 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,168,499}{289,388} + \frac{-83,366,610}{-22,378,195} = 11.219 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,168,499}{289,388} + \frac{-83,366,610}{-9,206,717} = 16.548 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,876,467}{287,723} + \frac{-72,556,937}{8,904,944} = -1.626 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,876,467}{287,723} + \frac{-72,556,937}{-22,185,501} = 9.792 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,876,467}{287,723} + \frac{-72,556,937}{-9,158,443} = 14.444 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{26,897,022}{8,899,746} \times 1.500 = 4.533 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{26,897,022}{-21,992,807} \times 1.500 = -1.834 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{26,897,022}{-9,109,841} \times 1.500 = -4.429 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{26,897,022}{8,896,234} \times 1.500 = 4.535 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{26,897,022}{-21,864,344} \times 1.500 = -1.845 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{26,897,022}{-9,077,254} \times 1.500 = -4.445 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{330,924}{8,896,234} \times 1.500 = 0.056 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{330,924}{-21,864,344} \times 1.500 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{330,924}{-9,077,254} \times 1.500 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{3,164,906}{8,896,234} \times 1.500 = 0.534 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{3,164,906}{-21,864,344} \times 1.500 = -0.217 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{3,164,906}{-9,077,254} \times 1.500 = -0.523 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{28,880,000}{8,896,234} \times 1.500 = 4.869 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{28,880,000}{-21,864,344} \times 1.500 = -1.981 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{28,880,000}{-9,077,254} \times 1.500 = -4.772 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{286,059} + \frac{-38.89}{-21,992,807} \right) \\ &= 8.002 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.834 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.002 + -1.834) \\
 &= 6.168 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.168 = 44.373 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.023 + -0.217) \\
 &= 0.240 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.168 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.168 - 7 \times 0.240 \\
 &= 72.335 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 44.373 - 0.05 \times (45.500 + 72.335) \\
 &= 24.671 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 44.373 = 1,325.63 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,325.6 \\
 &= 1,470.92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,325.63 - 72.34 - 45.50 - 24.67 \\
 &= 1,183.12 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,183.12}{1,325.63} = 0.892$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.892 \times 1,470.92 = 1,312.79 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,470.92 \times -38.89 / 1,000 = -57.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,312.79 \times -39.04 / 1,000 = -51.256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,470,916}{286,059} + \frac{-57,206,499}{8,899,746} = -1.286 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,470,916}{286,059} + \frac{-57,206,499}{-21,992,807} = 7.743 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,470,916}{286,059} + \frac{-57,206,499}{-9,109,841} = 11.422 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,312,791}{284,949} + \frac{-51,255,555}{8,896,234} = -1.154 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,312,791}{284,949} + \frac{-51,255,555}{-21,864,344} = 6.951 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,312,791}{284,949} + \frac{-51,255,555}{-9,077,254} = 10.254 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,293.48	1,302.87	1,325.63
유효 긴장응력	1,105.75	1,127.41	1,183.12

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,105.7	1,127.4	1,183.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-2.139	19.004	-1.863	16.548	-1.286	11.422
풍도슬래브	7.618	-7.338	6.193	-5.994	4.533	-4.429

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.847	16.409	-1.626	14.444	-1.154	10.254
고정 하중	풍도슬래브	7.623	-7.383	6.197	-6.025	4.535	-4.445
	CIP 몰탈	0.094	-0.091	0.076	-0.074	0.056	-0.055
	격벽하중	1.452	-1.406	0.833	-0.810	0.534	-0.523
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.185	-7.927	6.654	-6.469	4.869	-4.772

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.478	11.665	4.330	10.555	3.247	6.993		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.776	9.026	4.571	8.419	3.381	5.809		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	5.869	8.935	4.647	8.345	3.437	5.754		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.321	7.529	5.480	7.535	3.970	5.231		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.506	-0.399	12.133	1.065	8.840	0.459		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,660,266.000 \times 8920) / (1941.800 \times 200,000) \\
 &= 61.102 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	98.023	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	116.674	214.697

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 214.697 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 135 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1500 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1500.0 \times 135.0} = 0.0096$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.010 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,490 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1941.80 \times 1,490 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 45.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,490 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.29}{50} \right)$$

$$= 276 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 276 \text{ kN} \cdot \text{m} > 214.70 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 16.409) \times 9,198,694 / 1.0E+06$$

$$= 191.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 276.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

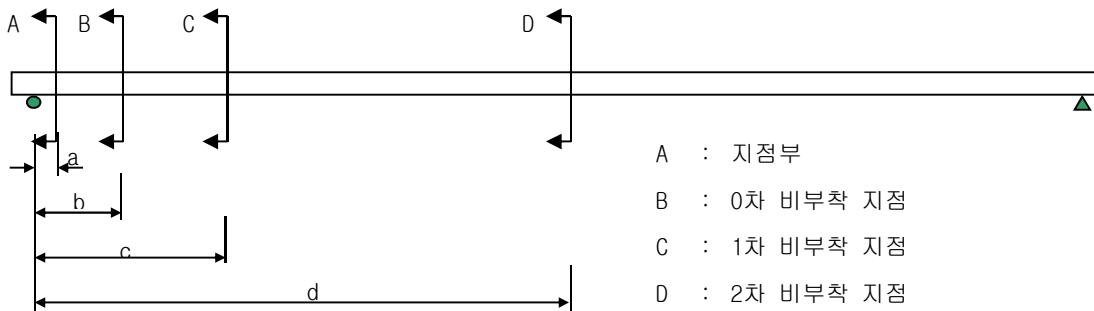
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 191.92 = 230.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.455	3.481	33.936	32.700	66.636
B	24.867	3.412	28.279	26.700	54.979
C	19.279	3.344	22.622	20.700	43.322
D	12.992	3.266	16.258	13.950	30.208
E	0.000	3.106	3.106	0.000	3.106

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.408	2.649	25.057	24.060	49.117
C	40.346	5.244	45.589	43.320	88.909
D	55.182	8.097	63.278	59.250	122.528
E	67.914	13.772	81.686	72.921	154.607

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.546	4.177	40.723	52.320	93.043
B	29.840	4.095	33.935	42.720	76.655
C	23.134	4.012	27.147	33.120	60.267
D	15.591	3.919	19.510	22.320	41.830
E	0.000	3.728	3.728	0.000	3.728

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , kN · m)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	26.890	3.179	30.069	38.496	68.565
C	48.415	6.292	54.707	69.312	124.019
D	66.218	9.716	75.934	94.800	170.734
E	81.497	16.527	98.023	116.674	214.697

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm ⁴)	y_t (mm)	
A	50.0	6.951	0.000	853,654,081	94.0	95.192
B	50.0	6.951	2.760	853,654,081	94.0	70.135
C	50.0	6.951	5.022	853,654,081	94.0	49.603
D	50.0	9.792	6.909	857,841,919	93.7	58.783
E	50.0	11.124	8.880	859,905,702	93.5	53.164

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	152.0	66.636	26.407	95.192	0.000	∞
B	50.0	1,500	152.0	54.979	21.676	70.135	19.447	213.760
C	50.0	1,500	152.0	43.322	16.944	49.603	35.110	147.871
D	50.0	1,500	152.0	30.208	11.622	58.783	48.206	124.990
E	50.0	1,500	152.0	3.106	0.621	53.164	60.090	84.266

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.607	1,500.0	152.0	0.00	782.665
B	50.0	4.607	1,500.0	152.0	0.00	782.665
C	50.0	4.607	1,500.0	152.0	0.00	782.665
D	50.0	6.522	1,500.0	152.0	0.00	913.629
E	50.0	7.427	1,500.0	152.0	0.00	975.527

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	782.665	782.665
B	213.760	782.665	213.760
C	147.871	782.665	147.871
D	124.990	913.629	124.990
E	84.266	975.527	84.266

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

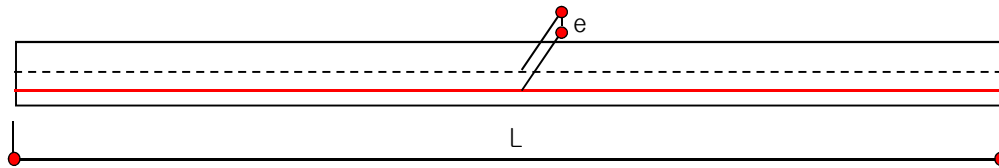
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
	ΦV_c						
A	93.043	782.665	0.750	586.999	-493.96	0.159	전단보강 불필요
B	76.655	213.760	0.750	160.320	-83.67	0.478	전단보강 불필요
C	60.267	147.871	0.750	110.904	-50.64	0.543	전단보강 불필요
D	41.830	124.990	0.750	93.743	-51.91	0.446	전단보강 불필요
E	3.728	84.266	0.750	63.200	-59.47	0.059	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

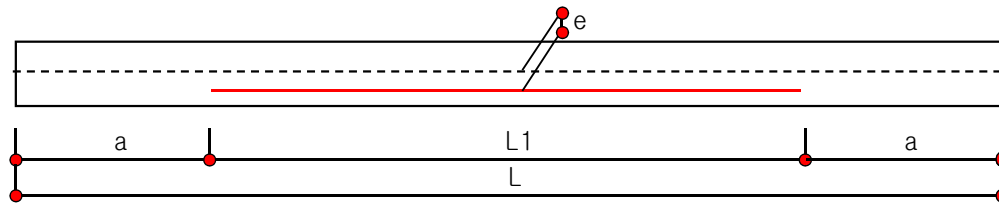
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,512 \times 38.5 \times 8.72^2}{8 \times 32,300 \times 859905702.1} - \frac{343 \times 38.7 \times 2.5^2}{2 \times 32,300 \times 859905702.1} \\ &\quad - \frac{698 \times 39.0 \times 1.6^2}{2 \times 32,300 \times 859905702.1} \\ &= 33.08 - 1.493 - 1.255 = 30.3 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,720 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	96.653	862,761,953	-30.33	
풍도슬래브 자중	45.276	862,761,953	21.92	
접합 몰탈	0.557	862,761,953	0.26	
격벽 하중(집중하중)	8.624	862,761,953	3.02	
합 계(고정하중)			-5.13	
작업하중 및 풍하중	48.614	862,761,953	22.36	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-25

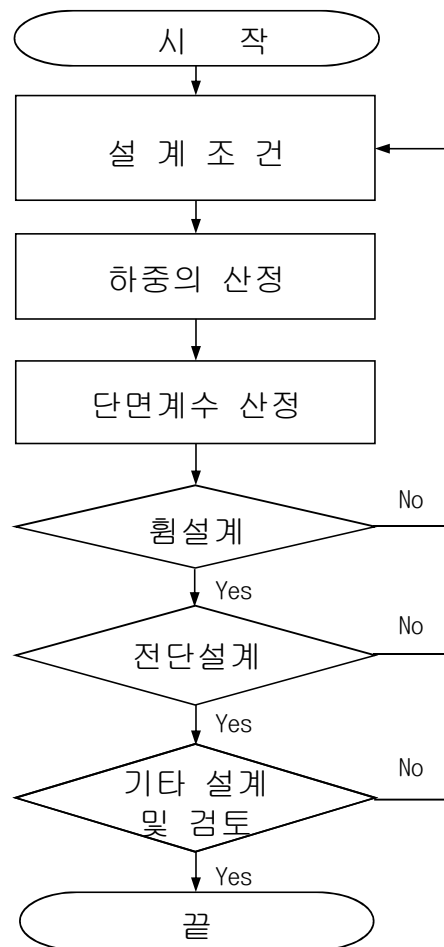
(L= 8.440 m, B= 1.511 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.440 m
㉡ 계산지간	:	8.240 m
㉢ 폭 원	:	1.511 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

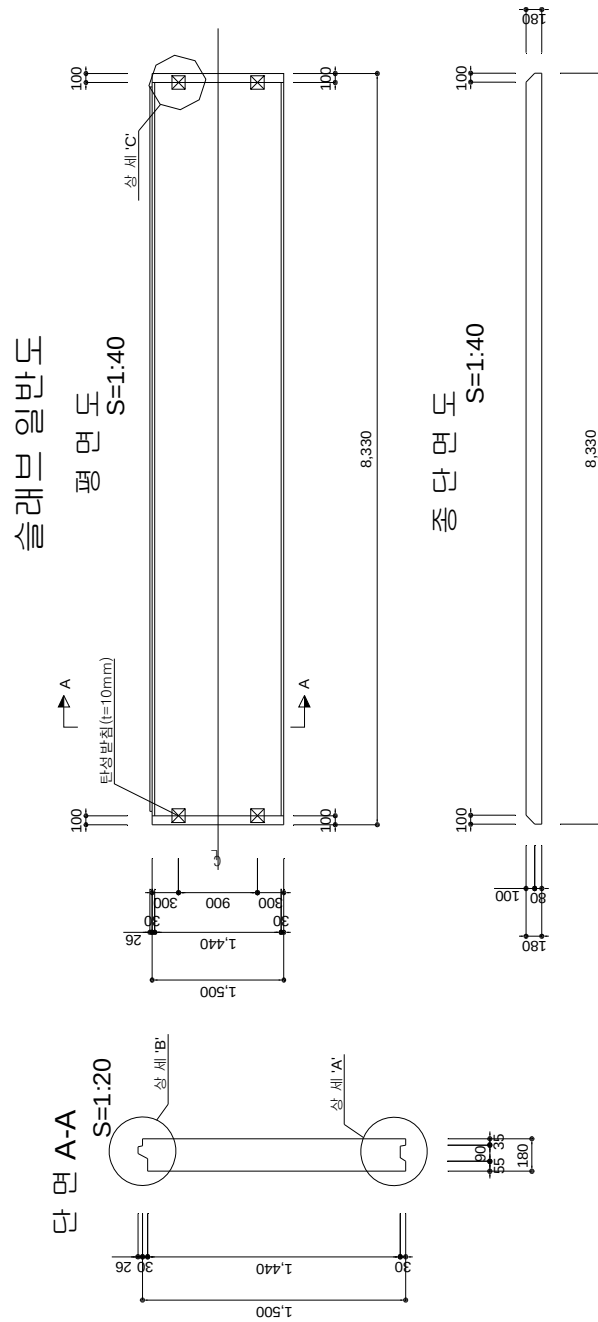
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.51115m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

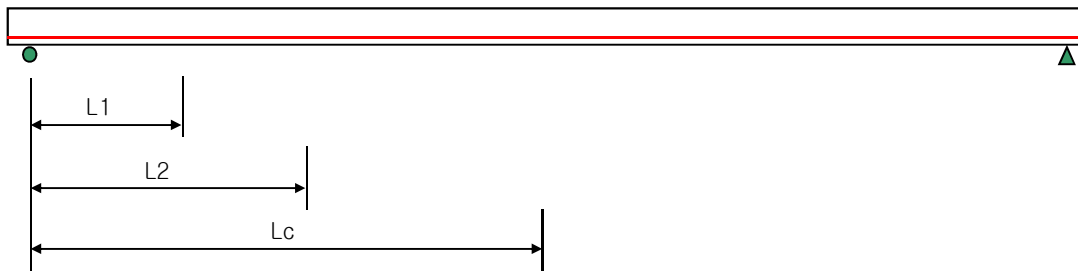
$$\text{단면적} = 267,006 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 267,006 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 6.675 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,511.2 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.440 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.220 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.511 = 7.556 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.511 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

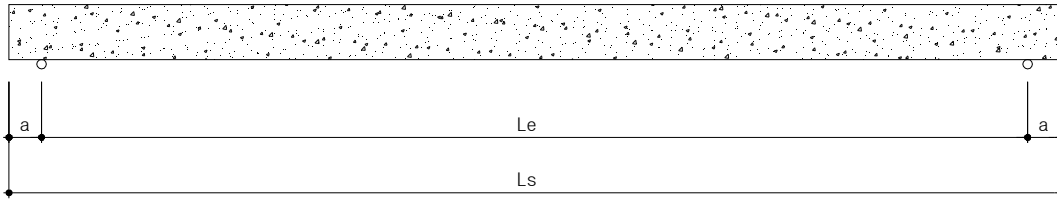
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.675	0.072	0.000	7.556	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.75
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.30
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.75
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.45
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.19
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.10
MAX						20.19

3.5 단면력 산정

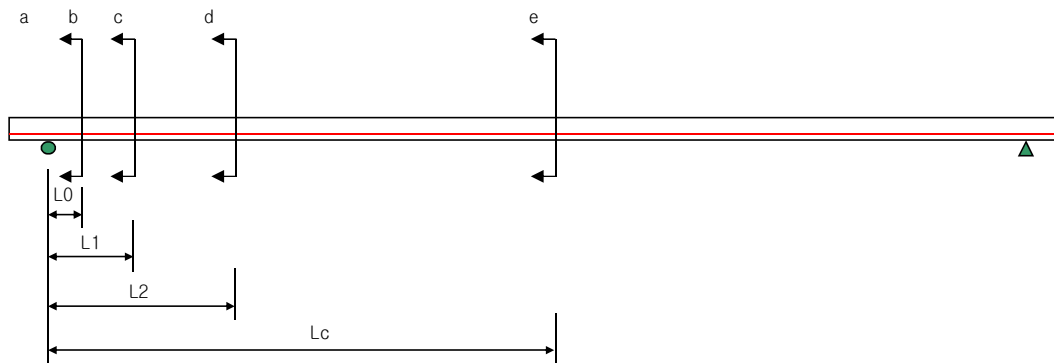
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.440 m
- 계산지간(L_e) : 8.240 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.120 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.240) / 2 = 18.199 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 12.573 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 21.459 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 28.005 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 38.400 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 18.199 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 18.199 - (4.417 \times 0.750) = 14.886 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 18.199 - (4.417 \times 1.400) = 12.015 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 18.199 - (4.417 \times 2.000) = 9.365 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 18.199 - (4.417 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.240) / 2 = 0.196 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 0.135 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 0.231 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 0.301 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.048 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 0.413 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.196 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.196 - (0.048 \times 0.750) = 0.160 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.196 - (0.048 \times 1.400) = 0.129 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.196 - (0.048 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.196 - (0.048 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.120 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.240) / 2 = 20.600 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 14.231 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 24.290 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 31.700 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 43.466 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.600 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.600 - (5.000 \times 0.750) = 16.850 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.600 - (5.000 \times 1.400) = 13.600 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.600 - (5.000 \times 2.000) = 10.600 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.600 - (5.000 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.573	0.135	0.000	14.231	26.939	0차비부착부
	c	21.459	0.231	0.000	24.290	45.980	1차비부착부
	d	28.005	0.301	0.000	31.700	60.007	2차비부착부
	e	38.400	0.413	0.000	43.466	82.279	중앙부
전단력 (kN/m)	a	18.199	0.196	0.000	20.600	38.995	지점부(전단검토)
	b	14.886	0.160	0.000	16.850	31.896	0차비부착부
	c	12.015	0.129	0.000	13.600	25.744	1차비부착부
	d	9.365	0.101	0.000	10.600	20.065	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

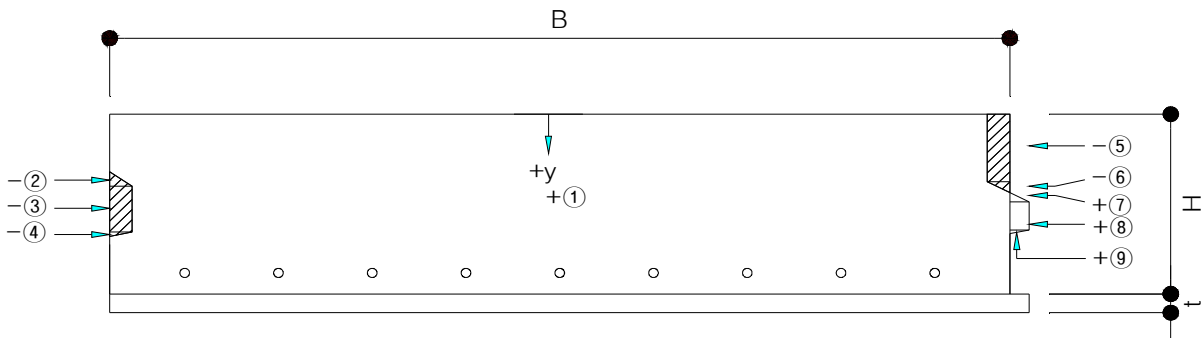
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.199	0.196	0.000		18.395	
LC-2	18.199	0.196	0.000	20.600	38.995	
MAX					38.995	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1511	180	272,007	90.0	24,480,630	8,100	2,700	10,800	2,937,675,600
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				267,006		24,091,812				2,898,356,361

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

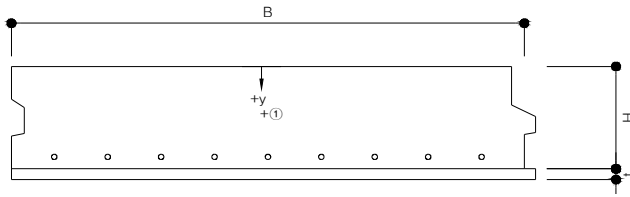
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 267,005.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,091,812}{267,006} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,898,356,361 - 90.23 \times 24,091,812 = 724,561,544 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{724,561,544}{90.23} = 8,030,196.8 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{724,561,544}{-89.77} = -8,071,275.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	276,992.00		25,340,112				3,054,393,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 276,992.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,340,112}{276,992} = 91.48 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.48 - 180.00 = -88.52 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.48 - 125.00 = -33.52 \text{ mm}$$

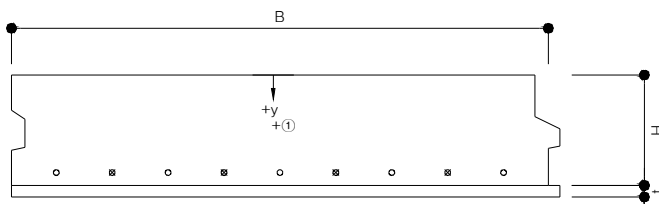
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,054,393,861 - 91.48 \times 25,340,112 = 736,199,619 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{736,199,619}{91.48} = 8,047,375.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{736,199,619}{-33.52} = -21,965,085.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{736,199,619}{-88.52} = -8,317,060.0 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

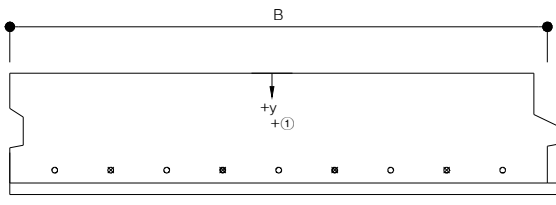


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	275,327.60		25,132,062				3,028,387,611

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 275,327.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 25,132,062 / 275,328 = 91.28 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,028,387,611 - 91.28 \times 25,132,062 = 734,318,568 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{734,318,568}{91.28} = 8,044,631.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{734,318,568}{-33.72} = -21,777,315.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{734,318,568}{-88.72} = -8,276,863.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



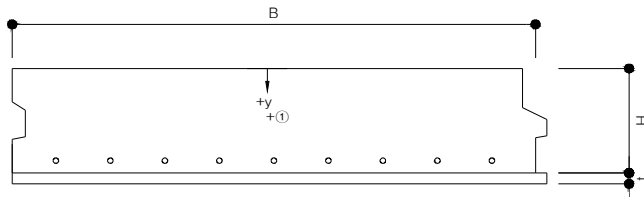
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	273,663.20		24,924,012				3,002,381,361

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 273,663.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,924,012 / 273,663 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,002,381,361 - 91.08 \times 24,924,012 = 732,414,637 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{732,414,637}{91.08} = 8,041,840.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{732,414,637}{-33.92} = -21,589,545.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{732,414,637}{-88.92} = -8,236,364.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

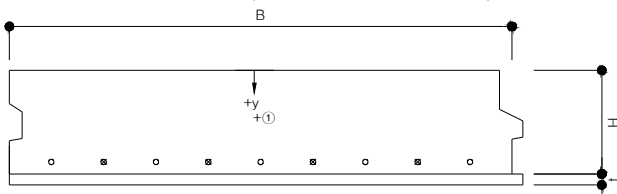


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	275,327.60		25,132,062				3,028,387,611

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 275,327.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,132,062}{275,328} = 91.28 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,028,387,611 - 91.28 \times 25,132,062 = 734,318,568 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{734,318,568}{91.28} = 8,044,631.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{734,318,568}{-33.72} = -21,777,315.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{734,318,568}{-88.72} = -8,276,863.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

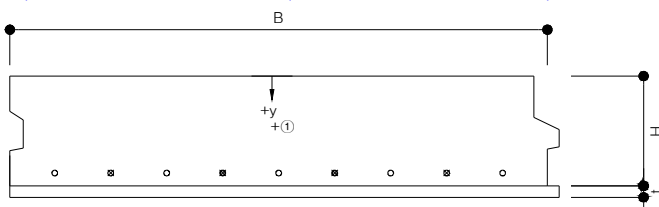


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,940.60		24,958,687				3,006,715,736

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 273,940.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,958,687 / 273,941 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 3,006,715,736 - 91.11 \times 24,958,687 = 732,733,565 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{732,733,565}{91.11} = 8,042,309.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{732,733,565}{-33.89} = -21,620,840.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{732,733,565}{-88.89} = -8,243,135.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			267,005.60		24,091,812				2,898,356,361
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,553.60		24,785,312				2,985,043,861

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 272,553.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,785,312 / 272,554 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,985,043,861 - 90.94 \times 24,785,312 = 731,132,430 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{731,132,430}{90.94} = 8,039,954.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{731,132,430}{-34.06} = -21,464,365.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{731,132,430}{-89.06} = -8,209,195.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	267,005.6	A_{vc1}'	276,992.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	724,561,543.7	I_{vc1}'	736,199,619.4	mm ⁴
Z_{tc0}	8,030,196.8	Z_{tc1}'	8,047,375.9	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,965,085.9	mm ³
Z_{bc0}	-8,071,275.6	Z_{bc1}'	-8,317,060.0	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	267,005.6	A_{vb1}'	275,327.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	724,561,543.7	I_{vb1}'	734,318,568.5	mm ⁴
Z_{tb0}	8,030,196.8	Z_{tb1}'	8,044,631.3	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,777,315.9	mm ³
Z_{bb0}	-8,071,275.6	Z_{bb1}'	-8,276,863.5	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	267,005.6	A_{va1}'	273,663.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	724,561,543.7	I_{va1}'	732,414,636.7	mm ⁴
Z_{ta0}	8,030,196.8	Z_{ta1}'	8,041,840.8	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,589,545.9	mm ³
Z_{ba0}	-8,071,275.6	Z_{ba1}'	-8,236,364.6	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	267,005.6	A_{vc1}	275,327.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	724,561,543.7	I_{vc1}	734,318,568.5	mm^4
Z_{tc0}	8,030,196.8	Z_{tc1}	8,044,631.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,777,315.9	mm^3
Z_{bc0}	-8,071,275.6	Z_{bc1}	-8,276,863.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	267,005.6	A_{vb1}	273,940.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	724,561,543.7	I_{vb1}	732,733,565.4	mm^4
Z_{tb0}	8,030,196.8	Z_{tb1}	8,042,309.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,620,840.9	mm^3
Z_{bb0}	-8,071,275.6	Z_{bb1}	-8,243,135.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	267,005.6	A_{va1}	272,553.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	724,561,543.7	I_{va1}	731,132,430.3	mm^4
Z_{ta0}	8,030,196.8	Z_{ta1}	8,039,954.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,464,365.9	mm^3
Z_{ba0}	-8,071,275.6	Z_{ba1}	-8,209,195.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.51115m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,400,111}{8,047,376} \times 1.511 = 7.211 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,400,111}{-21,965,086} \times 1.511 = -2.642 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,400,111}{-8,317,060} \times 1.511 = -6.977 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,400,111}{8,044,631} \times 1.511 = 7.213 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,400,111}{-21,777,316} \times 1.511 = -2.665 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,400,111}{-8,276,863} \times 1.511 = -7.011 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{413,271}{8,044,631} \times 1.511 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{413,271}{-21,777,316} \times 1.511 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{413,271}{-8,276,863} \times 1.511 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,044,631} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,777,316} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,276,863} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{43,466,000}{8,044,631} \times 1.511 = 8.165 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{43,466,000}{-21,777,316} \times 1.511 = -3.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{43,466,000}{-8,276,863} \times 1.511 = -7.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{276,992} + \frac{-33.52}{-21,965,086} \right) \\ &= 11.712 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.642 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.712 + -2.642) \\ &= 9.070 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.070 = 65.250 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.070 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.070 - 7 \times 0.029 \\
 &= 108.636 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 65.250 - 0.05 \times (45.500 + 108.636) \\
 &= 20.768 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 65.250 = 1,304.75 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,304.8 \\
 &= 2,171.63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,304.75 - 108.64 - 45.50 - 20.77 \\
 &= 1,129.85 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,129.85}{1,304.75} = 0.866$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.866 \times 2,171.63 = 1,880.52 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,171.63 \times -33.52 / 1,000 = -72.786 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,880.52 \times -33.72 / 1,000 = -63.410 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,171,627}{276,992} + \frac{-72,785,996}{8,047,376} = -1.205 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,171,627}{276,992} + \frac{-72,785,996}{-21,965,086} = 11.154 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,171,627}{276,992} + \frac{-72,785,996}{-8,317,060} = 16.591 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,880,517}{275,328} + \frac{-63,409,939}{8,044,631} = -1.052 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,880,517}{275,328} + \frac{-63,409,939}{-21,777,316} = 9.742 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,880,517}{275,328} + \frac{-63,409,939}{-8,276,863} = 14.491 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{28,005,418}{8,044,631} \times 1.511 = 5.261 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{28,005,418}{-21,777,316} \times 1.511 = -1.943 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{28,005,418}{-8,276,863} \times 1.511 = -5.113 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{28,005,418}{8,042,309} \times 1.511 = 5.262 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{28,005,418}{-21,620,841} \times 1.511 = -1.957 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{28,005,418}{-8,243,136} \times 1.511 = -5.134 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{301,401}{8,042,309} \times 1.511 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{301,401}{-21,620,841} \times 1.511 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{301,401}{-8,243,136} \times 1.511 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,042,309} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,620,841} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,243,136} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,700,000}{8,042,309} \times 1.511 = 5.956 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,700,000}{-21,620,841} \times 1.511 = -2.216 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,700,000}{-8,243,136} \times 1.511 = -5.811 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{275,328} + \frac{-33.72}{-21,777,316} \right) \\ &= 9.844 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.943 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.844 + -1.943) \\
&= 7.900 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.900 = 56.838 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.900 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.900 - 7 \times 0.021 \\
&= 94.658 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 56.838 - 0.05 \times (45.500 + 94.658) \\
&= 22.308 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 56.838 = 1,313.16 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,313.2 \\
&= 1,821.36 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,313.16 - 94.66 - 45.50 - 22.31 \\
&= 1,150.70 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,150.70}{1,313.16} = 0.876$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,821.36 = 1,596.02 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,821.36 \times -33.72 / 1,000 = -61.415 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,596.02 \times -33.89 / 1,000 = -54.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,821,356}{275,328} + \frac{-61,415,081}{8,044,631} = -1.019 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,821,356}{275,328} + \frac{-61,415,081}{-21,777,316} = 9.435 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,821,356}{275,328} + \frac{-61,415,081}{-8,276,863} = 14.035 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,596,016}{273,941} + \frac{-54,089,208}{8,042,309} = -0.899 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,596,016}{273,941} + \frac{-54,089,208}{-21,620,841} = 8.328 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,596,016}{273,941} + \frac{-54,089,208}{-8,243,136} = 12.388 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,459,041}{8,041,841} \times 1.511 = 4.032 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,459,041}{-21,589,546} \times 1.511 = -1.502 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,459,041}{-8,236,365} \times 1.511 = -3.937 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,459,041}{8,039,954} \times 1.511 = 4.033 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,459,041}{-21,464,366} \times 1.511 = -1.511 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,459,041}{-8,209,196} \times 1.511 = -3.950 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{230,947}{8,039,954} \times 1.511 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{230,947}{-21,464,366} \times 1.511 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{230,947}{-8,209,196} \times 1.511 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,039,954} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,464,366} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,209,196} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{24,290,000}{8,039,954} \times 1.511 = 4.565 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{24,290,000}{-21,464,366} \times 1.511 = -1.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{24,290,000}{-8,209,196} \times 1.511 = -4.471 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{273,663} + \frac{-33.92}{-21,589,546} \right) \\ &= 7.944 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.502 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.944 + -1.502) \\
 &= 6.441 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.441 = 46.342 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.441 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.441 - 7 \times 0.016 \\
 &= 77.184 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 46.342 - 0.05 \times (45.500 + 77.184) \\
 &= 24.232 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.342 = 1,323.66 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.7 \\
 &= 1,468.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,323.66 - 77.18 - 45.50 - 24.23 \\
 &= 1,176.74 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,176.74}{1,323.66} = 0.889$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.889 \times 1,468.73 = 1,305.71 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.73 \times -33.92 / 1,000 = -49.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,305.71 \times -34.06 / 1,000 = -44.476 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,731}{273,663} + \frac{-49,825,982}{8,041,841} = -0.829 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,731}{273,663} + \frac{-49,825,982}{-21,589,546} = 7.675 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,731}{273,663} + \frac{-49,825,982}{-8,236,365} = 11.416 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,305,714}{272,554} + \frac{-44,476,023}{8,039,954} = -0.741 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,305,714}{272,554} + \frac{-44,476,023}{-21,464,366} = 6.863 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,305,714}{272,554} + \frac{-44,476,023}{-8,209,196} = 10.208 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,304.75	1,313.16	1,323.66
유효 긴장응력	1,129.85	1,150.70	1,176.74

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,129.8	1,150.7	1,176.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.205	16.591	-1.019	14.035	-0.829	11.416
풍도슬래브	7.211	-6.977	5.261	-5.113	4.032	-3.937

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa) 하중단계		응력		시간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연		
유효 긴장응력		-1.052	14.491	-0.899	12.388	-0.741	10.208		
고정 하중	풍도슬래브	7.213	-7.011	5.262	-5.134	4.033	-3.950		
	CIP 몰탈	0.078	-0.075	0.057	-0.055	0.043	-0.043		
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.165	-7.936	5.956	-5.811	4.565	-4.471		

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.006	9.614	4.242	8.922	3.203	7.479		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	6.161	7.480	4.363	7.254	3.292	6.258		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.239	7.405	4.419	7.199	3.336	6.216		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.239	7.405	4.419	7.199	3.336	6.216		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.404	-0.531	10.376	1.387	7.901	1.744		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8440) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	70.383	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	105.094	175.477

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 175.477 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1511 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1511.2 \times 125.0} = 0.0088$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,522 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,522 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1511}$$

$$= 39.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,522 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.41}{50} \right)$$

$$= 227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 227 \text{ kN} \cdot \text{m} > 175.48 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.491) \times 8,276,863 / 1.0E+06$$

$$= 156.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 226.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

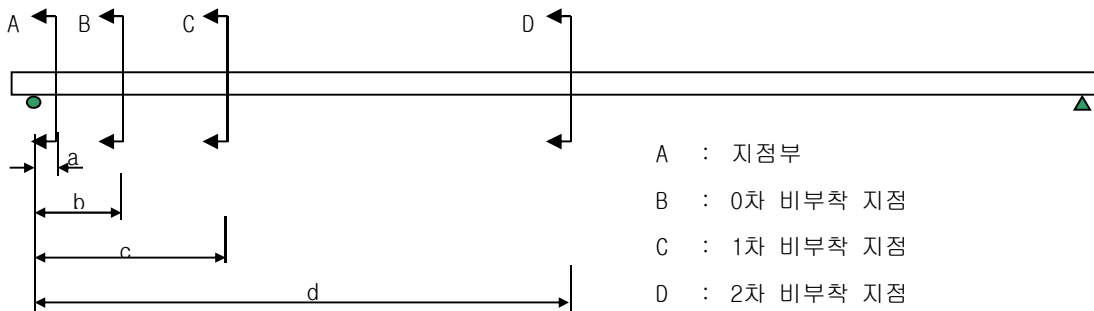
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.81 = 188.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.502	0.296	27.798	31.130	58.927
B	22.495	0.242	22.737	25.463	48.200
C	18.156	0.195	18.352	20.552	38.903
D	14.151	0.152	14.304	16.018	30.322
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.999	0.204	19.204	21.506	40.709
C	32.428	0.349	32.777	36.706	69.483
D	42.320	0.455	42.776	47.903	90.679
E	58.028	0.625	58.653	65.684	124.336

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	33.002	0.355	33.357	49.808	83.165
B	26.994	0.291	27.285	40.741	68.025
C	21.788	0.234	22.022	32.883	54.905
D	16.982	0.183	17.164	25.629	42.793
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.799	0.245	23.044	34.409	57.453
C	38.913	0.419	39.332	58.729	98.062
D	50.784	0.547	51.331	76.646	127.977
E	69.634	0.749	70.383	105.094	175.477

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.863	0.000	731,132,430	89.1	85.362
B	50.0	6.863	2.339	731,132,430	89.1	66.158
C	50.0	6.863	3.993	731,132,430	89.1	52.585
D	50.0	8.328	5.189	732,733,565	88.9	55.016
E	50.0	9.742	7.086	734,318,568	88.7	51.242

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,511	144.0	58.927	24.237	85.362	0.000	∞
B	50.0	1,511	144.0	48.200	19.825	66.158	16.744	203.467
C	50.0	1,511	144.0	38.903	16.001	52.585	28.579	145.281
D	50.0	1,511	144.0	30.322	12.472	55.016	37.297	125.653
E	50.0	1,511	144.0	0.000	0.000	51.242	51.141	76.935

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.791	1,511.2	144.0	0.00	758.967
B	50.0	4.791	1,511.2	144.0	0.00	758.967
C	50.0	4.791	1,511.2	144.0	0.00	758.967
D	50.0	5.826	1,511.2	144.0	0.00	826.564
E	50.0	6.830	1,511.2	144.0	0.00	892.105

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	758.967	758.967
B	203.467	758.967	203.467
C	145.281	758.967	145.281
D	125.653	826.564	125.653
E	76.935	892.105	76.935

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

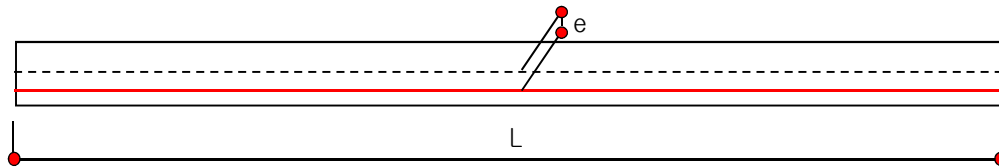
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	83.165	758.967	0.750	569.225	-486.06	0.146	전단보강 불필요
B	68.025	203.467	0.750	152.601	-84.58	0.446	전단보강 불필요
C	54.905	145.281	0.750	108.961	-54.06	0.504	전단보강 불필요
D	42.793	125.653	0.750	94.240	-51.45	0.454	전단보강 불필요
E	0.000	76.935	0.750	57.701	-57.70	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

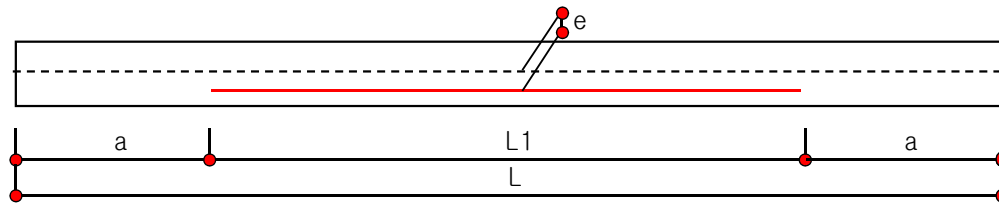
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,172 \times 33.7 \times 8.24^2}{8 \times 32,300 \times 734318568.5} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 734318568.5} \\ &\quad - \frac{353 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 734318568.5} \\ &= 26.20 - 1.001 - 0.496 = 24.7 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,240 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.226	736,199,619	-24.71	
풍도슬래브 자중	38.400	736,199,619	19.58	
접합 몰탈	0.413	736,199,619	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	736,199,619	0.00	
합 계(고정하중)			-4.93	
작업하중 및 풍하중	43.466	736,199,619	21.05	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9

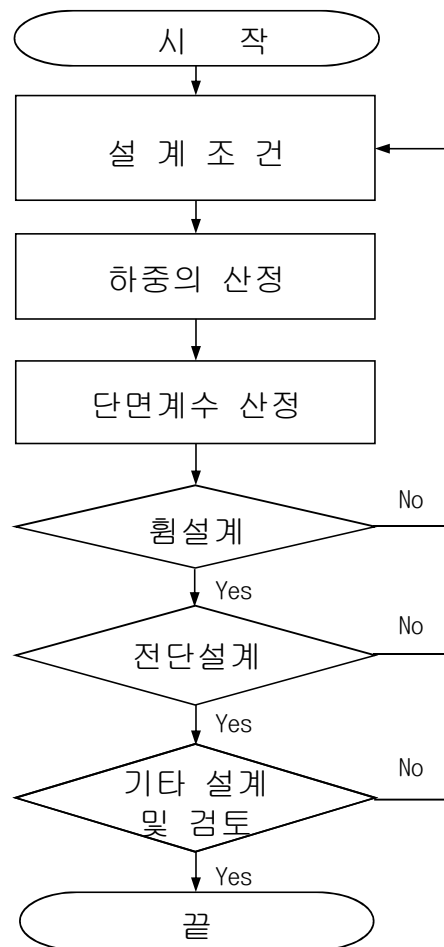
(L= 8.330 m, B= 1.414 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.414 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

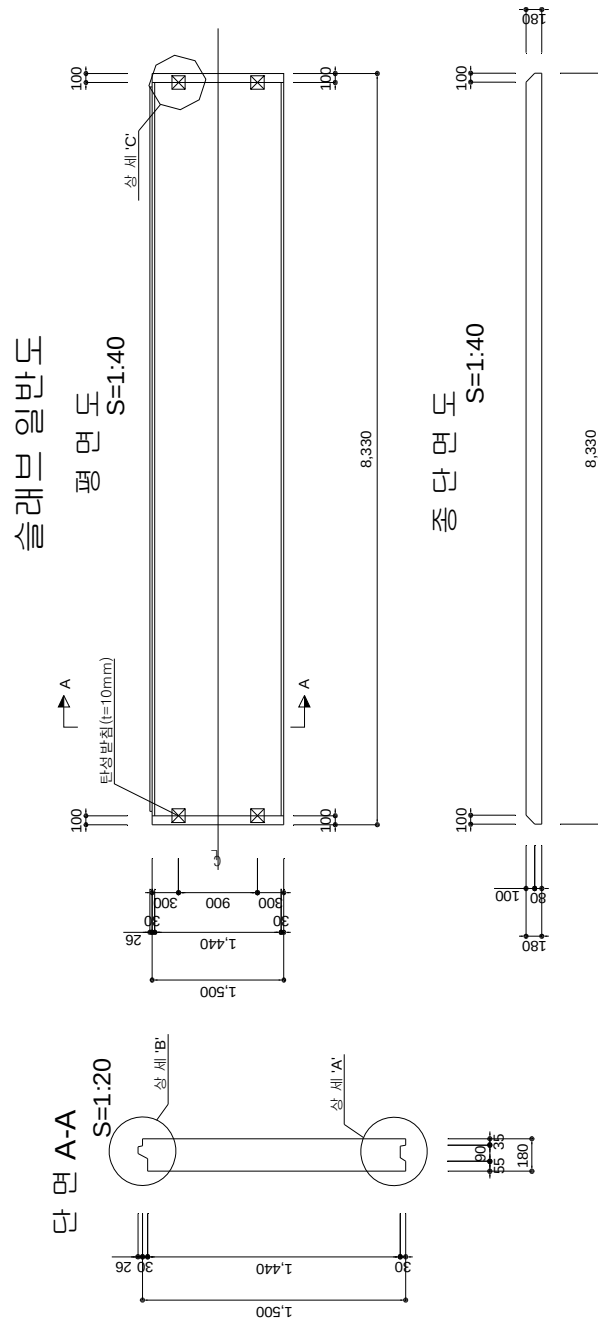
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4135m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

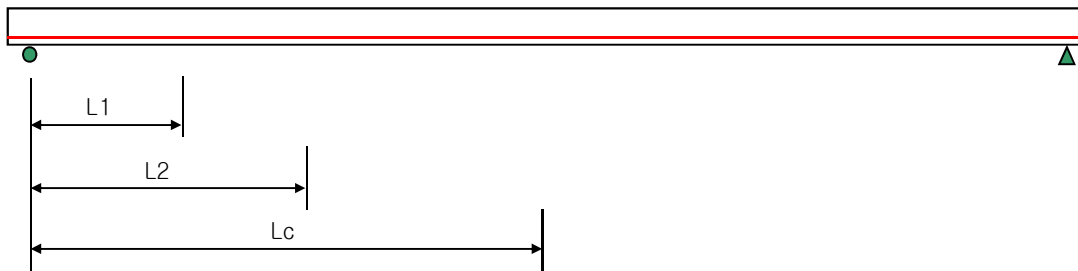
$$\text{단 면 적} = 249,429 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 249,429 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.236 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,413.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.414 = 7.068 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.414 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

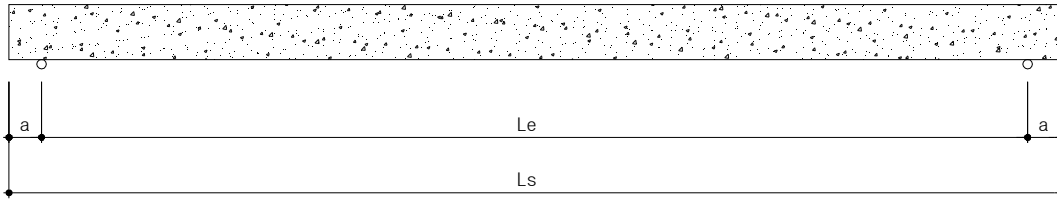
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.236	0.072	0.000	7.068	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.31
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.38
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.31
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.83
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.88
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.57
MAX						18.88

3.5 단면력 산정

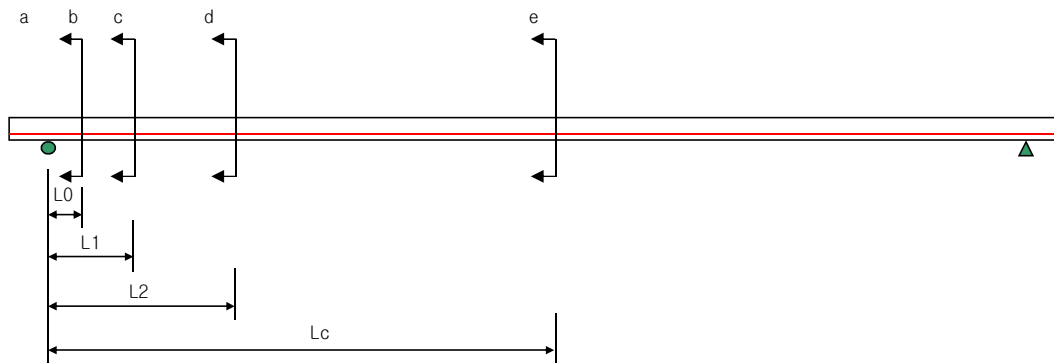
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.412 \times 8.130) / 2 = 17.933 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.412 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.374 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.412 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.092 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.412 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.484 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.412 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.345 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.933 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.933 - (4.412 \times 0.750) = 14.624 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.933 - (4.412 \times 1.400) = 11.757 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.933 - (4.412 \times 2.000) = 9.110 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.933 - (4.412 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.051 \times 8.130) / 2 = 0.207 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.051 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.143 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.051 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.243 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.051 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.317 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.051 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.430 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.207 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.207 - (0.051 \times 0.750) = 0.168 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.207 - (0.051 \times 1.400) = 0.135 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.207 - (0.051 \times 2.000) = 0.105 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.207 - (0.051 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.374	0.143	0.000	14.025	26.542	0차비부착부
	c	21.092	0.243	0.000	23.905	45.240	1차비부착부
	d	27.484	0.317	0.000	31.150	58.951	2차비부착부
	e	37.345	0.430	0.000	42.327	80.102	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.933	0.207	0.000	20.325	38.465	지점부(전단검토)
	b	14.624	0.168	0.000	16.575	31.368	0차비부착부
	c	11.757	0.135	0.000	13.325	25.217	1차비부착부
	d	9.110	0.105	0.000	10.325	19.540	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

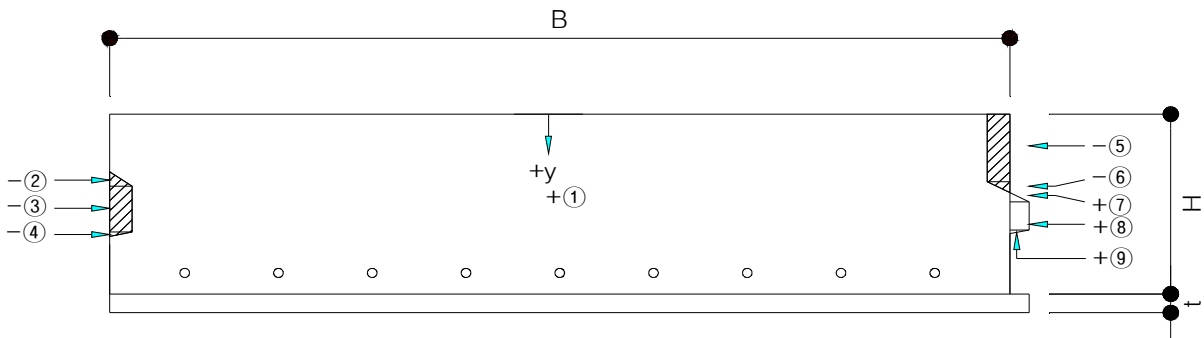
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.933	0.207	0.000		18.140	
LC-2	17.933	0.207	0.000	20.325	38.465	
MAX					38.465	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1414	180	254,430	90.0	22,898,700	8,100	2,700	10,800	2,747,844,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				249,429		22,509,882				2,708,524,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

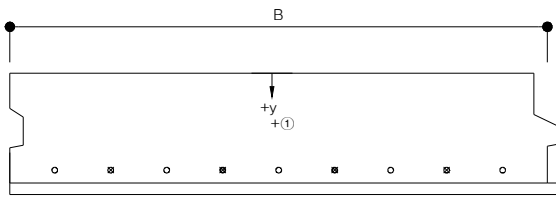
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 249,428.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{22,509,882}{249,429} = 90.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.25 - 180.00 = -89.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,708,524,761 - 90.25 \times 22,509,882 = 677,102,652 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{677,102,652}{90.25} = 7,502,872.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{677,102,652}{-89.75} = -7,543,965.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 257,750.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 23,550,132 / 257,751 = 91.37 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.37 - 180.00 = -88.63 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.37 - 125.00 = -33.63 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,838,556,011 - 91.37 \times 23,550,132 = 686,829,879 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{686,829,879}{91.37} = 7,517,190.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{686,829,879}{-33.63} = -20,421,856.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{686,829,879}{-88.63} = -7,749,222.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



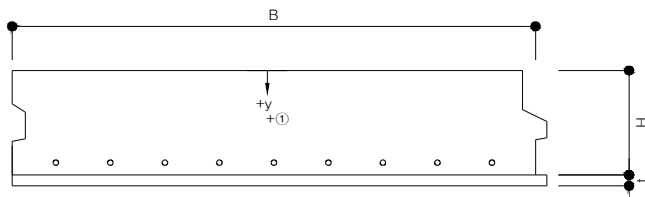
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			249,428.60		22,509,882				2,708,524,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	256,086.20		23,342,082				2,812,549,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 256,086.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 23,342,082 / 256,086 = 91.15 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.15 - 180.00 = -88.85 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.15 - 125.00 = -33.85 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,812,549,761 - 91.15 \times 23,342,082 = 684,935,010 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{684,935,010}{91.15} = 7,514,428.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{684,935,010}{-33.85} = -20,234,007.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{684,935,010}{-88.85} = -7,708,832.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			249,428.60		22,509,882				2,708,524,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	257,750.60		23,550,132				2,838,556,011

$$N_c = 6.00$$

$$A_{vc1} = 257,750.60 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1} = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,550,132}{257,751} = 91.37 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1} = Y_{tc1} - H = 91.37 - 180.00 = -88.63 \text{ mm}$$

$$e_{pc1} = Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.37 - 125.00 = -33.63 \text{ mm}$$

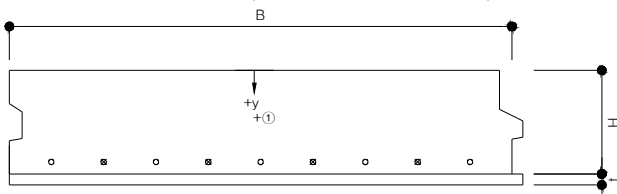
$$I_{vc1} = \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q = 2,838,556,011 - 91.37 \times 23,550,132 = 686,829,879 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{686,829,879}{91.37} = 7,517,190.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{686,829,879}{-33.63} = -20,421,856.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{686,829,879}{-88.63} = -7,749,222.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

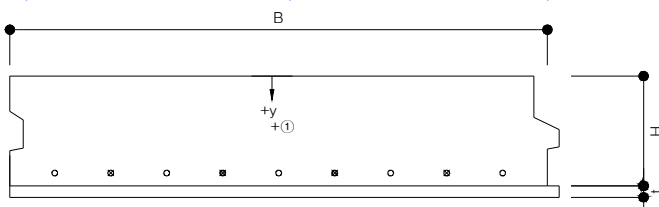


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			249,428.60		22,509,882				2,708,524,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	256,363.60		23,376,757				2,816,884,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 256,363.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 23,376,757 / 256,364 = 91.19 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.19 - 180.00 = -88.81 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.19 - 125.00 = -33.81 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,816,884,136 - 91.19 \times 23,376,757 = 685,252,530 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{685,252,530}{91.19} = 7,514,892.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{685,252,530}{-33.81} = -20,265,315.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{685,252,530}{-88.81} = -7,715,586.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			249,428.60		22,509,882				2,708,524,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	254,976.60		23,203,382				2,795,212,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 254,976.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 23,203,382 / 254,977 = 91.00 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 91.00 - 180.00 = -89.00 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.00 - 125.00 = -34.00 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,795,212,261 - 91.00 \times 23,203,382 = 683,658,021 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{683,658,021}{91.00} = 7,512,560.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{683,658,021}{-34.00} = -20,108,774.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{683,658,021}{-89.00} = -7,681,723.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	249,428.6	A_{vc1}'	259,415.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.4	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.4	mm
I_{vc0}	677,102,651.7	I_{vc1}'	688,700,432.7	mm ⁴
Z_{tc0}	7,502,872.2	Z_{tc1}'	7,519,903.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-20,609,706.2	mm ³
Z_{bc0}	-7,543,965.6	Z_{bc1}'	-7,789,291.3	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	249,428.6	A_{vb1}'	257,750.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.6	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.6	mm
I_{vb0}	677,102,651.7	I_{vb1}'	686,829,878.8	mm ⁴
Z_{tb0}	7,502,872.2	Z_{tb1}'	7,517,190.0	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-20,421,856.7	mm ³
Z_{bb0}	-7,543,965.6	Z_{bb1}'	-7,749,222.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	249,428.6	A_{va1}'	256,086.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	677,102,651.7	I_{va1}'	684,935,010.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,502,872.2	Z_{ta1}'	7,514,428.5	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-20,234,007.3	mm ³
Z_{ba0}	-7,543,965.6	Z_{ba1}'	-7,708,832.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	249,428.6	A_{vc1}	257,750.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.6	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.6	mm
I_{vc0}	677,102,651.7	I_{vc1}	686,829,878.8	mm^4
Z_{tc0}	7,502,872.2	Z_{tc1}	7,517,190.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-20,421,856.7	mm^3
Z_{bc0}	-7,543,965.6	Z_{bc1}	-7,749,222.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	249,428.6	A_{vb1}	256,363.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.8	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.8	mm
I_{vb0}	677,102,651.7	I_{vb1}	685,252,530.2	mm^4
Z_{tb0}	7,502,872.2	Z_{tb1}	7,514,892.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-20,265,315.5	mm^3
Z_{bb0}	-7,543,965.6	Z_{bb1}	-7,715,586.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	249,428.6	A_{va1}	254,976.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	677,102,651.7	I_{va1}	683,658,020.9	mm^4
Z_{ta0}	7,502,872.2	Z_{ta1}	7,512,560.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,108,774.3	mm^3
Z_{ba0}	-7,543,965.6	Z_{ba1}	-7,681,723.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4135m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,345,305}{7,519,903} \times 1.414 = 7.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,345,305}{-20,609,706} \times 1.414 = -2.561 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,345,305}{-7,789,291} \times 1.414 = -6.777 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,345,305}{7,517,190} \times 1.414 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,345,305}{-20,421,857} \times 1.414 = -2.585 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,345,305}{-7,749,223} \times 1.414 = -6.812 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{430,242}{7,517,190} \times 1.414 = 0.081 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{430,242}{-20,421,857} \times 1.414 = -0.030 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{430,242}{-7,749,223} \times 1.414 = -0.078 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,517,190} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-20,421,857} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-7,749,223} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,517,190} \times 1.414 = 7.959 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-20,421,857} \times 1.414 = -2.930 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-7,749,223} \times 1.414 = -7.721 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{259,415} + \frac{-33.42}{-20,609,706} \right) \\
 &= 12.487 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.561 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.487 + -2.561) \\
 &= 9.926 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.926 = 71.408 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.030 + 0.000) \\
 &= 0.030 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad f_{cir} &= 9.926 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.926 - 7 \times 0.030 \\
 &= 118.900 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 71.408 - 0.05 \times (45.500 + 118.900) \\
 &= 19.639 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 71.408 = 1,298.59 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,298.6 \\
 &= 2,161.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,298.59 - 118.90 - 45.50 - 19.64 \\
 &= 1,114.55 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,114.55}{1,298.59} = 0.858$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.858 \times 2,161.38 = 1,855.06 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,161.38 \times -33.42 / 1,000 = -72.225 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,855.06 \times -33.63 / 1,000 = -62.390 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,161,376}{259,415} + \frac{-72,225,235}{7,519,903} = -1.273 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,161,376}{259,415} + \frac{-72,225,235}{-20,609,706} = 11.836 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,161,376}{259,415} + \frac{-72,225,235}{-7,789,291} = 17.604 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,855,061}{257,751} + \frac{-62,389,603}{7,517,190} = -1.102 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,855,061}{257,751} + \frac{-62,389,603}{-20,421,857} = 10.252 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,855,061}{257,751} + \frac{-62,389,603}{-7,749,223} = 15.248 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,483,908}{7,517,190} \times 1.414 = 5.168 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,483,908}{-20,421,857} \times 1.414 = -1.902 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,483,908}{-7,749,223} \times 1.414 = -5.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,483,908}{7,514,892} \times 1.414 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,483,908}{-20,265,316} \times 1.414 = -1.917 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,483,908}{-7,715,586} \times 1.414 = -5.035 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{316,633}{7,514,892} \times 1.414 = 0.060 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{316,633}{-20,265,316} \times 1.414 = -0.022 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{316,633}{-7,715,586} \times 1.414 = -0.058 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,514,892} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-20,265,316} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-7,715,586} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,514,892} \times 1.414 = 5.859 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-20,265,316} \times 1.414 = -2.173 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-7,715,586} \times 1.414 = -5.707 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{257,751} + \frac{-33.63}{-20,421,857} \right) \\ &= 10.502 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.902 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.502 + -1.902) \\
&= 8.599 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.599 = 61.865 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.022 + 0.000) \\
&= 0.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.599 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.599 - 7 \times 0.022 \\
&= 103.037 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 61.865 - 0.05 \times (45.500 + 103.037) \\
&= 21.387 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 61.865 = 1,308.13 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,308.1 \\
&= 1,814.38 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,308.13 - 103.04 - 45.50 - 21.39 \\
&= 1,138.21 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,138.21}{1,308.13} = 0.870$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.870 \times 1,814.38 = 1,578.70 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,814.38 \times -33.63 / 1,000 = -61.022 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,578.70 \times -33.81 / 1,000 = -53.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,814,383}{257,751} + \frac{-61,021,504}{7,517,190} = -1.078 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,814,383}{257,751} + \frac{-61,021,504}{-20,421,857} = 10.027 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,814,383}{257,751} + \frac{-61,021,504}{-7,749,223} = 14.914 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,578,699}{256,364} + \frac{-53,382,232}{7,514,892} = -0.945 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,578,699}{256,364} + \frac{-53,382,232}{-20,265,316} = 8.792 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,578,699}{256,364} + \frac{-53,382,232}{-7,715,586} = 13.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{21,091,584}{7,514,429} \times 1.414 = 3.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{21,091,584}{-20,234,007} \times 1.414 = -1.473 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{21,091,584}{-7,708,832} \times 1.414 = -3.867 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,091,584}{7,512,560} \times 1.414 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,091,584}{-20,108,774} \times 1.414 = -1.483 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,091,584}{-7,681,724} \times 1.414 = -3.881 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{242,989}{7,512,560} \times 1.414 = 0.046 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{242,989}{-20,108,774} \times 1.414 = -0.017 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{242,989}{-7,681,724} \times 1.414 = -0.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,512,560} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,108,774} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,681,724} \times 1.414 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,512,560} \times 1.414 = 4.498 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,108,774} \times 1.414 = -1.680 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-7,681,724} \times 1.414 = -4.399 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{256,086} + \frac{-33.85}{-20,234,007} \right) \\ &= 8.479 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.473 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.479 + -1.473) \\
 &= 7.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.006 = 50.402 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.017 + 0.000) \\
 &= 0.017 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.006 - 7 \times 0.017 \\
 &= 83.951 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 50.402 - 0.05 \times (45.500 + 83.951) \\
 &= 23.487 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 50.402 = 1,319.60 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,319.6 \\
 &= 1,464.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,319.60 - 83.95 - 45.50 - 23.49 \\
 &= 1,166.66 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,166.66}{1,319.60} = 0.884$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.884 \times 1,464.23 = 1,294.53 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,464.23 \times -33.85 / 1,000 = -49.565 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,294.53 \times -34.00 / 1,000 = -44.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,464,226}{256,086} + \frac{-49,565,062}{7,514,429} = -0.878 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,464,226}{256,086} + \frac{-49,565,062}{-20,234,007} = 8.167 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,464,226}{256,086} + \frac{-49,565,062}{-7,708,832} = 12.147 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,294,526}{254,977} + \frac{-44,011,304}{7,512,560} = -0.781 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,294,526}{254,977} + \frac{-44,011,304}{-20,108,774} = 7.266 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,294,526}{254,977} + \frac{-44,011,304}{-7,681,724} = 10.806 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,298.59	1,308.13	1,319.60
유효 긴장응력	1,114.55	1,138.21	1,166.66

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,114.6	1,138.2	1,166.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.273	17.604	-1.078	14.914	-0.878	12.147
풍도슬래브	7.020	-6.777	5.168	-5.013	3.967	-3.867

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.102	15.248	-0.945	13.077	-0.781	10.806
고정 하중	풍도슬래브	7.022	-6.812	5.170	-5.035	3.968	-3.881
	CIP 몰탈	0.081	-0.078	0.060	-0.058	0.046	-0.045
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.959	-7.721	5.859	-5.707	4.498	-4.399

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.747	10.827	4.090	9.901	3.089	8.280		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	5.920	8.436	4.224	8.042	3.187	6.925		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.001	8.358	4.284	7.984	3.233	6.881		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.001	8.358	4.284	7.984	3.233	6.881		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.960	0.637	10.143	2.277	7.731	2.482		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	64.075	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	95.726	159.801

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 159.801 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1414 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1413.5 \times 125.0} = 0.0094$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,497 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,497 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1414}$$

$$= 41.5 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,497 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.10}{50} \right)$$

$$= 221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 221 \text{ kN} \cdot \text{m} > 159.80 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 15.248) \times 7,749,223 / 1.0E+06$$

$$= 152.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 220.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

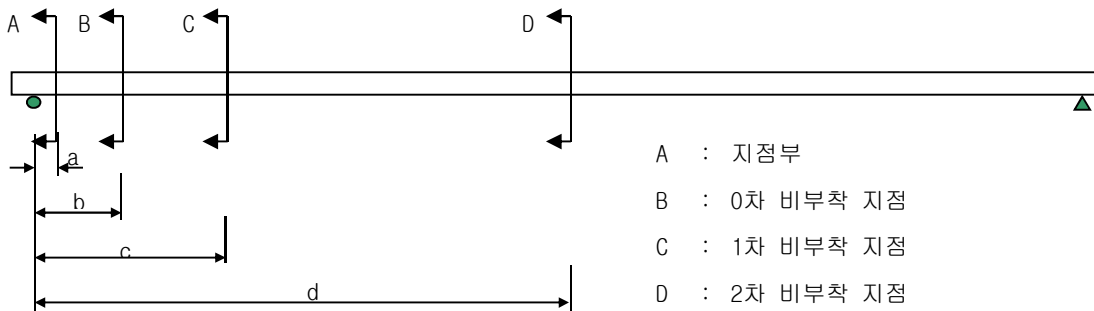
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 152.68 = 183.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	25.348	0.292	25.640	28.729	54.370
B	20.671	0.238	20.910	23.429	44.338
C	16.618	0.191	16.810	18.835	35.645
D	12.877	0.148	13.025	14.594	27.619
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.491	0.202	17.693	19.824	37.517
C	29.813	0.343	30.156	33.790	63.946
D	38.849	0.448	39.296	44.031	83.327
E	52.788	0.608	53.396	59.829	113.225

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.418	0.350	30.768	45.967	76.735
B	24.806	0.286	25.091	37.486	62.577
C	19.942	0.230	20.172	30.136	50.307
D	15.452	0.178	15.630	23.351	38.981
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	20.989	0.242	21.231	31.719	52.950
C	35.776	0.412	36.188	54.064	90.251
D	46.618	0.537	47.155	70.449	117.604
E	63.345	0.730	64.075	95.726	159.801

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.266	0.000	683,658,021	89.0	82.972
B	50.0	7.266	2.303	683,658,021	89.0	65.279
C	50.0	7.266	3.926	683,658,021	89.0	52.816
D	50.0	8.792	5.093	685,252,530	88.8	55.820
E	50.0	10.252	6.890	686,829,879	88.6	53.448

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,414	144.0	54.370	22.366	82.972	0.000	∞
B	50.0	1,414	144.0	44.338	18.239	65.279	15.433	193.450
C	50.0	1,414	144.0	35.645	14.663	52.816	26.305	137.048
D	50.0	1,414	144.0	27.619	11.362	55.820	34.278	118.085
E	50.0	1,414	144.0	0.000	0.000	53.448	46.577	71.964

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.077	1,413.5	144.0	0.00	727.410
B	50.0	5.077	1,413.5	144.0	0.00	727.410
C	50.0	5.077	1,413.5	144.0	0.00	727.410
D	50.0	6.158	1,413.5	144.0	0.00	793.419
E	50.0	7.197	1,413.5	144.0	0.00	856.868

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	727.410	727.410
B	193.450	727.410	193.450
C	137.048	727.410	137.048
D	118.085	793.419	118.085
E	71.964	856.868	71.964

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

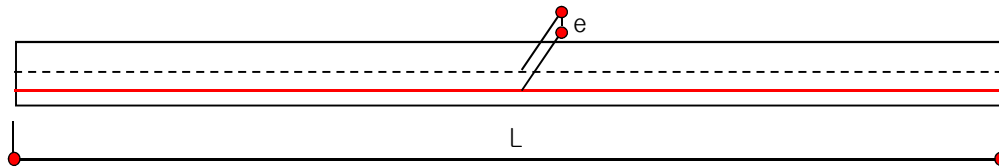
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
	ΦV_c						
A	76.735	727.410	0.750	545.557	-468.82	0.141	전단보강 불필요
B	62.577	193.450	0.750	145.088	-82.51	0.431	전단보강 불필요
C	50.307	137.048	0.750	102.786	-52.48	0.489	전단보강 불필요
D	38.981	118.085	0.750	88.564	-49.58	0.440	전단보강 불필요
E	0.000	71.964	0.750	53.973	-53.97	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

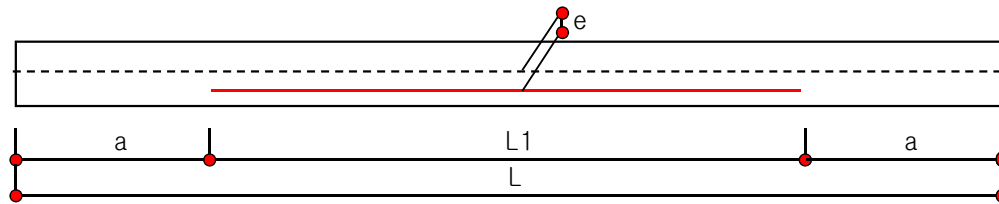
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,161 \times 33.6 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 686829878.8} - \frac{347 \times 33.8 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 686829878.8} \\ &\quad - \frac{350 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 686829878.8} \\ &= 27.07 - 1.058 - 0.526 = 25.5 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.692	688,700,433	-25.49	
풍도슬래브 자중	37.345	688,700,433	18.53	
접합 몰탈	0.430	688,700,433	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	688,700,433	0.00	
합 계(고정하중)			-6.76	
작업하중 및 풍하중	42.327	688,700,433	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-1

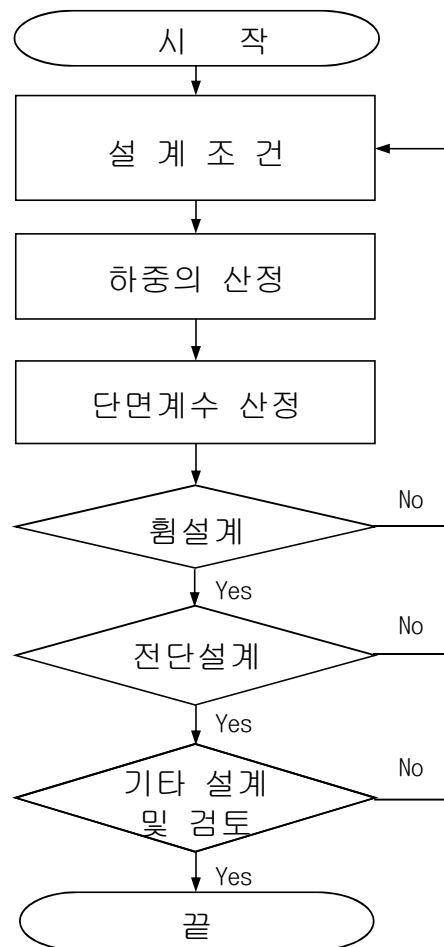
(L= 8.330 m, B= 1.466 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.466 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

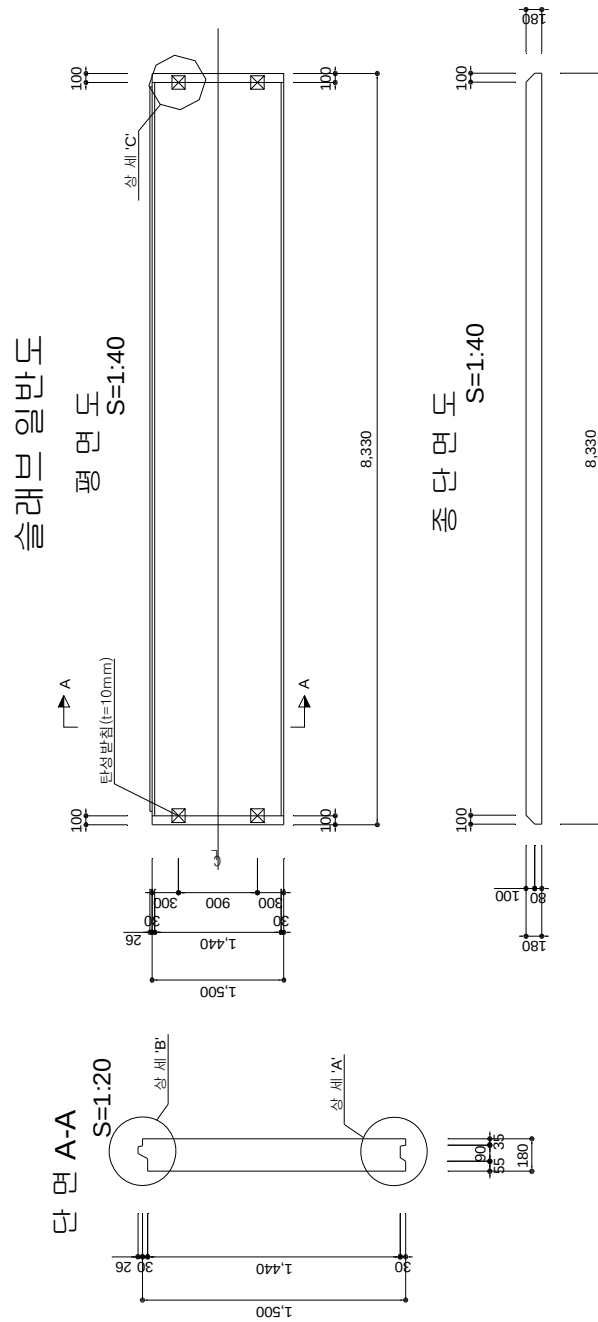
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.466m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

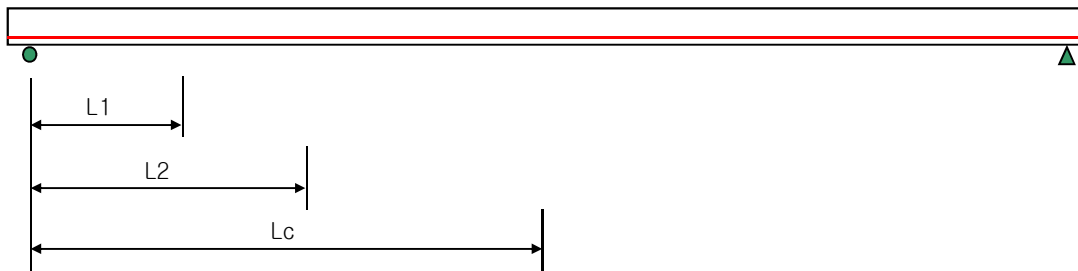
$$\text{단 면 적} = 258,879 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 258,879 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.472 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,466.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.466 = 7.330 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.466 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

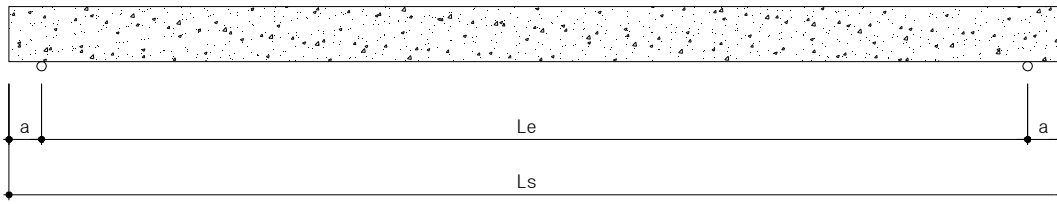
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.472	0.072	0.000	7.330	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.54
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.87
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.54
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.16
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.58
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.85
MAX						19.58

3.5 단면력 산정

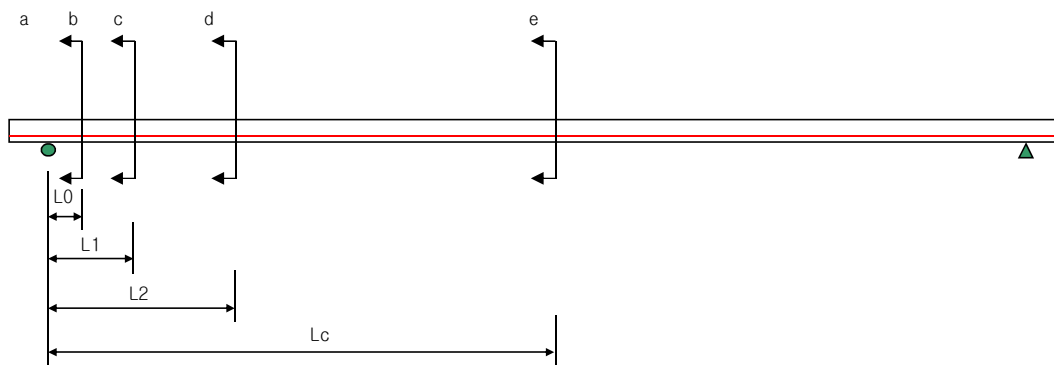
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.946 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.383 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.107 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.504 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.372 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 17.946 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 17.946 - (4.415 \times 0.750) = 14.635 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 17.946 - (4.415 \times 1.400) = 11.765 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 17.946 - (4.415 \times 2.000) = 9.116 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 17.946 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.199 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.234 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.305 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.415 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.199 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.199 - (0.049 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.199 - (0.049 \times 1.400) = 0.131 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.199 - (0.049 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.199 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.383	0.137	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.107	0.234	0.000	23.905	45.246	1차비부착부
	d	27.504	0.305	0.000	31.150	58.959	2차비부착부
	e	37.372	0.415	0.000	42.327	80.114	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.946	0.199	0.000	20.325	38.470	지점부(전단검토)
	b	14.635	0.162	0.000	16.575	31.372	0차비부착부
	c	11.765	0.131	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.116	0.101	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

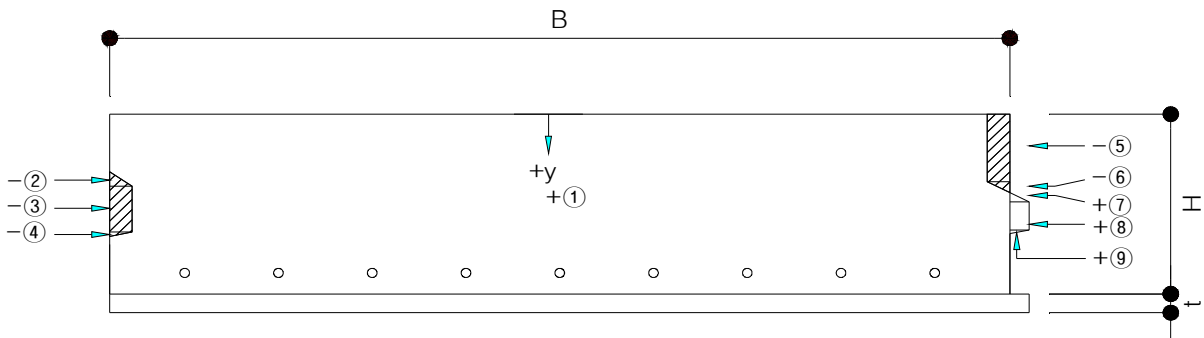
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.946	0.199	0.000		18.145	
LC-2	17.946	0.199	0.000	20.325	38.470	
MAX					38.470	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1466	180	263,880	90.0	23,749,200	8,100	2,700	10,800	2,849,904,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				258,879		23,360,382				2,810,584,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

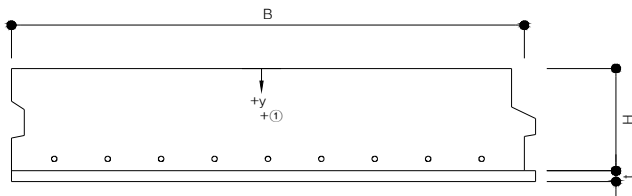
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 258,878.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,360,382}{258,879} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,810,584,761 - 90.24 \times 23,360,382 = 702,618,202 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{t0}} = \frac{702,618,202}{90.24} = 7,786,380.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{b0}} = \frac{702,618,202}{-89.76} = -7,827,465.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	268,865.00		24,608,682				2,966,622,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 268,865.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,608,682}{268,865} = 91.53 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.53 - 180.00 = -88.47 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.53 - 125.00 = -33.47 \text{ mm}$$

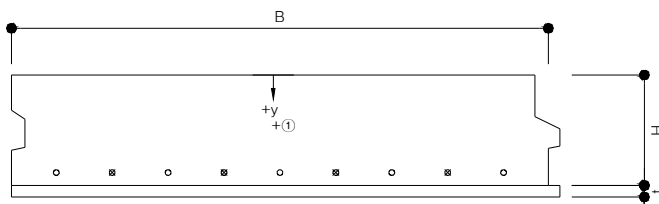
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,966,622,261 - 91.53 \times 24,608,682 = 714,238,301 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{714,238,301}{91.53} = 7,803,493.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{714,238,301}{-33.47} = -21,338,395.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{714,238,301}{-88.47} = -8,073,045.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

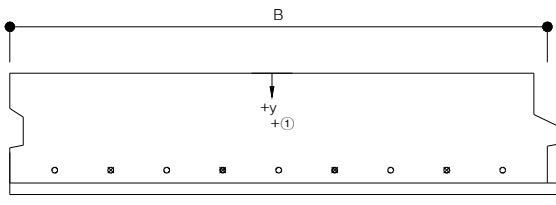


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,200.60		24,400,632				2,940,616,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 267,200.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,400,632 / 267,201 = 91.32 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,940,616,011 - 91.32 \times 24,400,632 = 712,361,936 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{712,361,936}{91.32} = 7,800,762.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{712,361,936}{-33.68} = -21,150,590.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{712,361,936}{-88.68} = -8,032,906.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



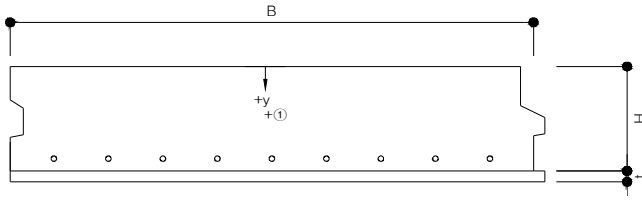
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	265,536.20		24,192,582				2,914,609,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 265,536.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,192,582 / 265,536 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,914,609,761 - 91.11 \times 24,192,582 = 710,462,049 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{710,462,049}{91.11} = 7,797,985.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{710,462,049}{-33.89} = -20,962,784.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{710,462,049}{-88.89} = -7,992,455.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

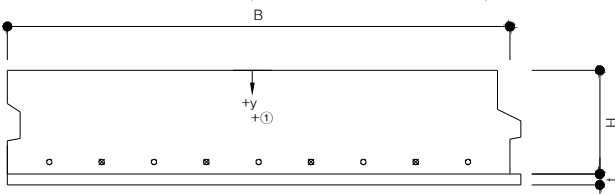


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	267,200.60		24,400,632				2,940,616,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 267,200.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,400,632}{267,201} = 91.32 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,940,616,011 - 91.32 \times 24,400,632 = 712,361,936 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{712,361,936}{91.32} = 7,800,762.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{712,361,936}{-33.68} = -21,150,590.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{712,361,936}{-88.68} = -8,032,906.1 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

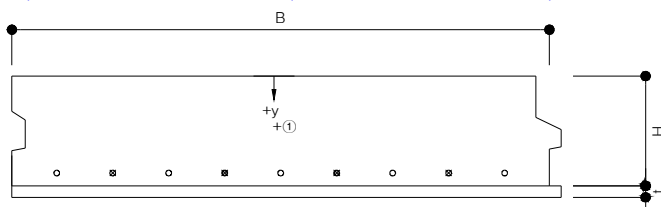


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	265,813.60		24,227,257				2,918,944,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 265,813.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,227,257 / 265,814 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,918,944,136 - 91.14 \times 24,227,257 = 710,780,349 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{710,780,349}{91.14} = 7,798,451.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{710,780,349}{-33.86} = -20,994,085.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{710,780,349}{-88.86} = -7,999,219.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			258,878.60		23,360,382				2,810,584,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	264,426.60		24,053,882				2,897,272,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 264,426.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,053,882 / 264,427 = 90.97 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.97 - 180.00 = -89.03 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.97 - 125.00 = -34.03 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,897,272,261 - 90.97 \times 24,053,882 = 709,182,170 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{709,182,170}{90.97} = 7,796,106.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{709,182,170}{-34.03} = -20,837,581.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{709,182,170}{-89.03} = -7,965,313.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	258,878.6	A_{vc1}'	268,865.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	702,618,201.8	I_{vc1}'	714,238,300.8	mm ⁴
Z_{tc0}	7,786,380.3	Z_{tc1}'	7,803,493.2	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,338,395.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,827,465.6	Z_{bc1}'	-8,073,045.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	258,878.6	A_{vb1}'	267,200.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	702,618,201.8	I_{vb1}'	712,361,935.9	mm ⁴
Z_{tb0}	7,786,380.3	Z_{tb1}'	7,800,762.7	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,150,590.1	mm ³
Z_{bb0}	-7,827,465.6	Z_{bb1}'	-8,032,906.1	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	258,878.6	A_{va1}'	265,536.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	702,618,201.8	I_{va1}'	710,462,048.6	mm ⁴
Z_{ta0}	7,786,380.3	Z_{ta1}'	7,797,985.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-20,962,784.7	mm ³
Z_{ba0}	-7,827,465.6	Z_{ba1}'	-7,992,455.4	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	258,878.6	A_{vc1}	267,200.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	702,618,201.8	I_{vc1}	712,361,935.9	mm^4
Z_{tc0}	7,786,380.3	Z_{tc1}	7,800,762.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,150,590.1	mm^3
Z_{bc0}	-7,827,465.6	Z_{bc1}	-8,032,906.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	258,878.6	A_{vb1}	265,813.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	702,618,201.8	I_{vb1}	710,780,348.7	mm^4
Z_{tb0}	7,786,380.3	Z_{tb1}	7,798,451.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-20,994,085.6	mm^3
Z_{bb0}	-7,827,465.6	Z_{bb1}	-7,999,219.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	258,878.6	A_{va1}	264,426.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	702,618,201.8	I_{va1}	709,182,169.7	mm^4
Z_{ta0}	7,786,380.3	Z_{ta1}	7,796,106.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,837,581.1	mm^3
Z_{ba0}	-7,827,465.6	Z_{ba1}	-7,965,313.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.466m)에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,121}{7,803,493} \times 1.466 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,121}{-21,338,395} \times 1.466 = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,121}{-8,073,045} \times 1.466 = -6.786 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,121}{7,800,763} \times 1.466 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,121}{-21,150,590} \times 1.466 = -2.590 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,121}{-8,032,906} \times 1.466 = -6.820 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{414,835}{7,800,763} \times 1.466 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{414,835}{-21,150,590} \times 1.466 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{414,835}{-8,032,906} \times 1.466 = -0.076 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,800,763} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,150,590} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,032,906} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,800,763} \times 1.466 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,150,590} \times 1.466 = -2.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,032,906} \times 1.466 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{268,865} + \frac{-33.47}{-21,338,395} \right) \\
 &= 12.058 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.058 + -2.568) \\
 &= 9.490 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.490 = 68.275 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.490 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.490 - 7 \times 0.029 \\
 &= 113.681 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 68.275 - 0.05 \times (45.500 + 113.681) \\
 &= 20.213 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 68.275 = 1,301.73 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,301.7 \\
 &= 2,166.59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,301.73 - 113.68 - 45.50 - 20.21 \\
 &= 1,122.33 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,122.33}{1,301.73} = 0.862$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.862 \times 2,166.59 = 1,868.01 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,166.59 \times -33.47 / 1,000 = -72.520 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,868.01 \times -33.68 / 1,000 = -62.915 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,166,591}{268,865} + \frac{-72,520,095}{7,803,493} = -1.235 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,166,591}{268,865} + \frac{-72,520,095}{-21,338,395} = 11.457 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,166,591}{268,865} + \frac{-72,520,095}{-8,073,045} = 17.041 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,868,007}{267,201} + \frac{-62,915,355}{7,800,763} = -1.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,868,007}{267,201} + \frac{-62,915,355}{-21,150,590} = 9.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,868,007}{267,201} + \frac{-62,915,355}{-8,032,906} = 14.823 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,503,644}{7,800,763} \times 1.466 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,503,644}{-21,150,590} \times 1.466 = -1.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,503,644}{-8,032,906} \times 1.466 = -5.019 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,503,644}{7,798,451} \times 1.466 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,503,644}{-20,994,086} \times 1.466 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,503,644}{-7,999,219} \times 1.466 = -5.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{305,293}{7,798,451} \times 1.466 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{305,293}{-20,994,086} \times 1.466 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{305,293}{-7,999,219} \times 1.466 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,798,451} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-20,994,086} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-7,999,219} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,798,451} \times 1.466 = 5.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-20,994,086} \times 1.466 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-7,999,219} \times 1.466 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{267,201} + \frac{-33.68}{-21,150,590} \right) \\ &= 10.137 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.137 + -1.906) \\
&= 8.231 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.231 = 59.216 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.231 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.231 - 7 \times 0.021 \\
&= 98.623 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 59.216 - 0.05 \times (45.500 + 98.623) \\
&= 21.872 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 59.216 = 1,310.78 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,310.8 \\
&= 1,818.06 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,310.78 - 98.62 - 45.50 - 21.87 \\
&= 1,144.79 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.79}{1,310.78} = 0.873$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.873 \times 1,818.06 = 1,587.82 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.06 \times -33.68 / 1,000 = -61.233 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,587.82 \times -33.86 / 1,000 = -53.758 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,057}{267,201} + \frac{-61,233,042}{7,800,763} = -1.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,057}{267,201} + \frac{-61,233,042}{-21,150,590} = 9.699 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,057}{267,201} + \frac{-61,233,042}{-8,032,906} = 14.427 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,587,822}{265,814} + \frac{-53,757,653}{7,798,451} = -0.920 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,587,822}{265,814} + \frac{-53,757,653}{-20,994,086} = 8.534 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,587,822}{265,814} + \frac{-53,757,653}{-7,999,219} = 12.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,106,729}{7,797,985} \times 1.466 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,106,729}{-20,962,785} \times 1.466 = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,106,729}{-7,992,455} \times 1.466 = -3.871 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,106,729}{7,796,107} \times 1.466 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,106,729}{-20,837,581} \times 1.466 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,106,729}{-7,965,314} \times 1.466 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{234,287}{7,796,107} \times 1.466 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{234,287}{-20,837,581} \times 1.466 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{234,287}{-7,965,314} \times 1.466 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,796,107} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,837,581} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,965,314} \times 1.466 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,796,107} \times 1.466 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,837,581} \times 1.466 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-7,965,314} \times 1.466 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{265,536} + \frac{-33.89}{-20,962,785} \right) \\ &= 8.183 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.183 + -1.476) \\
&= 6.706 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.706 = 48.248 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.706 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.706 - 7 \times 0.016 \\
&= 80.362 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 48.248 - 0.05 \times (45.500 + 80.362) \\
&= 23.882 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 48.248 = 1,321.75 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,321.8 \\
&= 1,466.62 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,321.75 - 80.36 - 45.50 - 23.88 \\
&= 1,172.01 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.01}{1,321.75} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.62 = 1,300.46 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.62 \times -33.89 / 1,000 = -49.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,300.46 \times -34.03 / 1,000 = -44.260 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,616}{265,536} + \frac{-49,705,943}{7,797,985} = -0.851 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,616}{265,536} + \frac{-49,705,943}{-20,962,785} = 7.894 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,616}{265,536} + \frac{-49,705,943}{-7,992,455} = 11.742 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,300,460}{264,427} + \frac{-44,259,586}{7,796,107} = -0.759 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,300,460}{264,427} + \frac{-44,259,586}{-20,837,581} = 7.042 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,300,460}{264,427} + \frac{-44,259,586}{-7,965,314} = 10.475 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,301.73	1,310.78	1,321.75
유효 긴장응력	1,122.33	1,144.79	1,172.01

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,122.3	1,144.8	1,172.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.235	17.041	-1.046	14.427	-0.851	11.742
풍도슬래브	7.021	-6.786	5.169	-5.019	3.968	-3.871

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.074	14.823	-0.920	12.694	-0.759	10.475
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.820	5.170	-5.041	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.078	-0.076	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.856	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.786	10.255	4.123	9.407	3.117	7.871		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.949	8.003	4.250	7.653	3.210	6.590		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.027	7.927	4.308	7.597	3.254	6.547		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.027	7.927	4.308	7.597	3.254	6.547		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.982	0.203	10.164	1.889	7.749	2.147		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.475	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.282	165.757

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 165.757 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1466 \text{ mm}$	응력블록 깊이 비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1466.0 \times 125.0} = 0.0091$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,511 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,511 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1466}$$

$$= 40.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,511 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.72}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 165.76 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.823) \times 8,032,906 / 1.0E+06$$

$$= 154.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 223.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

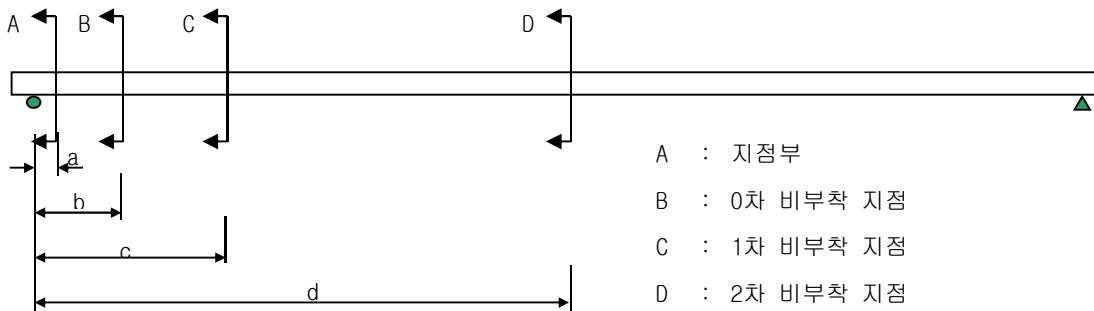
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 154.86 = 185.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.309	0.292	26.601	29.796	56.397
B	21.455	0.238	21.693	24.299	45.992
C	17.248	0.191	17.439	19.534	36.974
D	13.365	0.148	13.513	15.136	28.649
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.154	0.202	18.355	20.561	38.916
C	30.942	0.343	31.286	35.045	66.331
D	40.320	0.448	40.768	45.666	86.434
E	54.788	0.608	55.396	62.051	117.447

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.570	0.350	31.921	47.674	79.595
B	25.745	0.286	26.031	38.878	64.910
C	20.697	0.230	20.927	31.255	52.182
D	16.038	0.178	16.216	24.218	40.434
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.785	0.242	22.026	32.897	54.923
C	37.131	0.412	37.543	56.072	93.615
D	48.384	0.537	48.921	73.065	121.987
E	65.745	0.730	66.475	99.282	165.757

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.042	0.000	709,182,170	89.0	84.254
B	50.0	7.042	2.304	709,182,170	89.0	65.899
C	50.0	7.042	3.928	709,182,170	89.0	52.968
D	50.0	8.534	5.096	710,780,349	88.9	55.779
E	50.0	9.966	6.896	712,361,936	88.7	53.058

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,466	144.0	56.397	23.198	84.254	0.000	∞
B	50.0	1,466	144.0	45.992	18.918	65.899	16.007	198.508
C	50.0	1,466	144.0	36.974	15.209	52.968	27.284	141.135
D	50.0	1,466	144.0	28.649	11.784	55.779	35.553	121.775
E	50.0	1,466	144.0	0.000	0.000	53.058	48.310	74.637

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.918	1,466.0	144.0	0.00	744.357
B	50.0	4.918	1,466.0	144.0	0.00	744.357
C	50.0	4.918	1,466.0	144.0	0.00	744.357
D	50.0	5.973	1,466.0	144.0	0.00	811.197
E	50.0	6.991	1,466.0	144.0	0.00	875.642

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	744.357	744.357
B	198.508	744.357	198.508
C	141.135	744.357	141.135
D	121.775	811.197	121.775
E	74.637	875.642	74.637

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

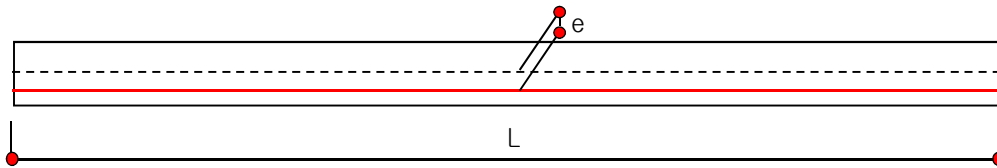
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	79.595	744.357	0.750	558.268	-478.67	0.143	전단보강 불필요
B	64.910	198.508	0.750	148.881	-83.97	0.436	전단보강 불필요
C	52.182	141.135	0.750	105.852	-53.67	0.493	전단보강 불필요
D	40.434	121.775	0.750	91.331	-50.90	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.637	0.750	55.977	-55.98	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

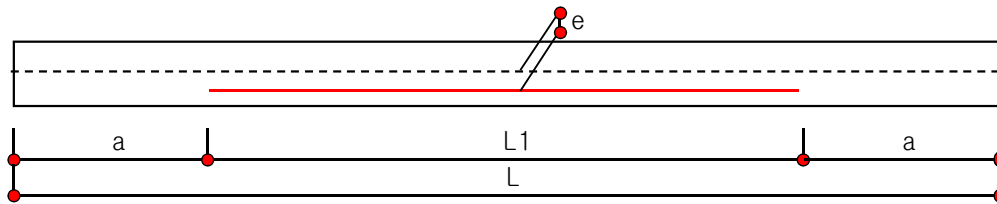
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 712361935.9} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 712361935.9} \\ &\quad - \frac{351 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 712361935.9} \\ &= 26.20 - 1.026 - 0.509 = 24.7 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.972	714,238,301	-24.67	
풍도슬래브 자중	37.372	714,238,301	18.54	
접합 몰탈	0.415	714,238,301	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	714,238,301	0.00	
합 계(고정하중)			-5.93	
작업하중 및 풍하중	42.327	714,238,301	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-2

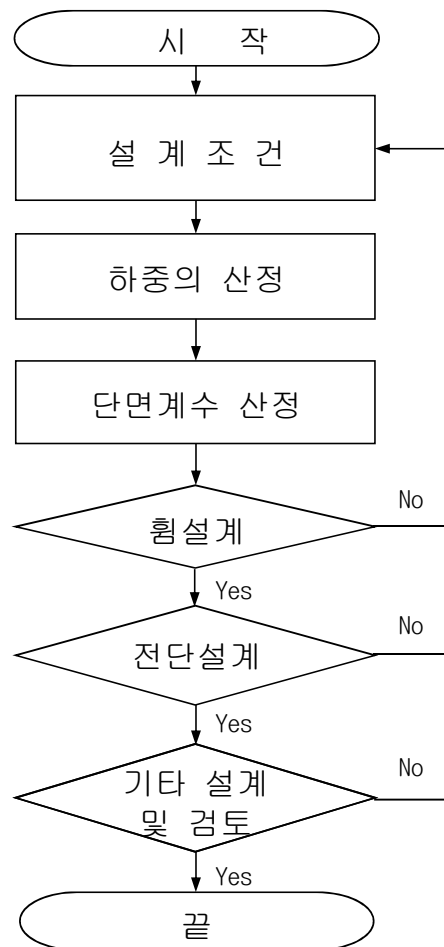
(L= 8.330 m, B= 1.469 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.469 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.469m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

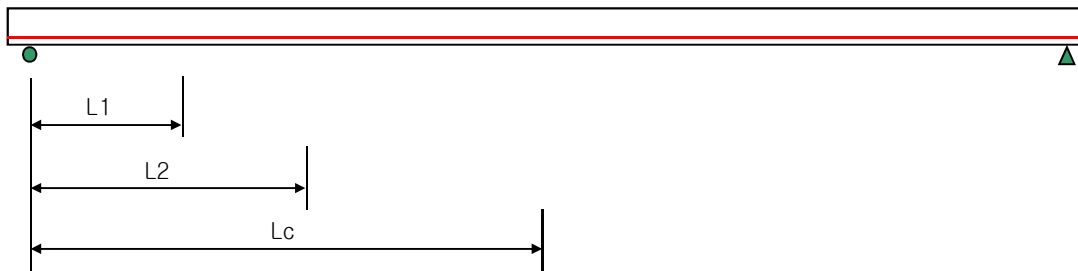
$$\text{단 면 적} = 259,419 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 259,419 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.485 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,469.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.469 = 7.345 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.469 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

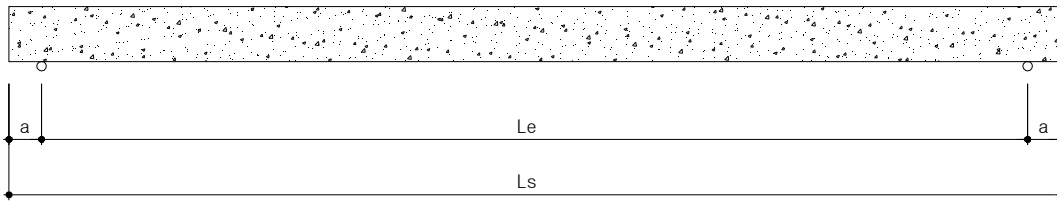
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.485	0.072	0.000	7.345	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.56
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.90
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.56
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.18
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.62
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.87
MAX						19.62

3.5 단면력 산정

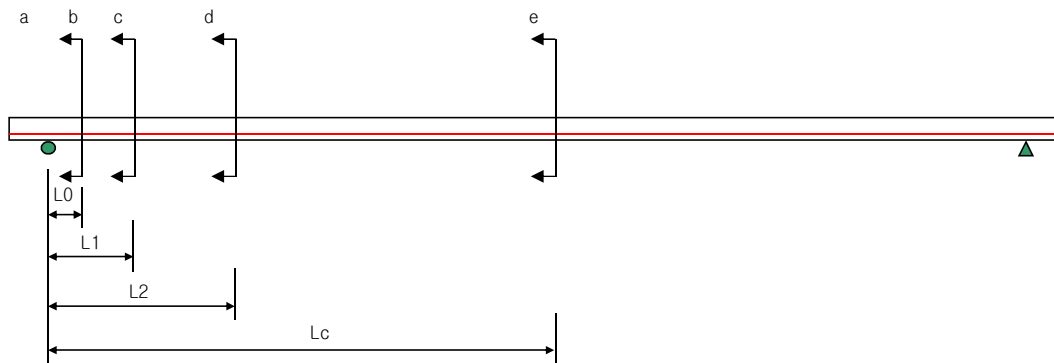
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.947 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.384 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.108 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.505 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.374 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.947 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.947 - (4.415 \times 0.750) = 14.635 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.947 - (4.415 \times 1.400) = 11.766 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.947 - (4.415 \times 2.000) = 9.117 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.947 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.199 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.234 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.305 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.414 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.199 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.199 - (0.049 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.199 - (0.049 \times 1.400) = 0.130 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.199 - (0.049 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.199 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.384	0.137	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.108	0.234	0.000	23.905	45.246	1차비부착부
	d	27.505	0.305	0.000	31.150	58.959	2차비부착부
	e	37.374	0.414	0.000	42.327	80.114	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.947	0.199	0.000	20.325	38.470	지점부(전단검토)
	b	14.635	0.162	0.000	16.575	31.372	0차비부착부
	c	11.766	0.130	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.117	0.101	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

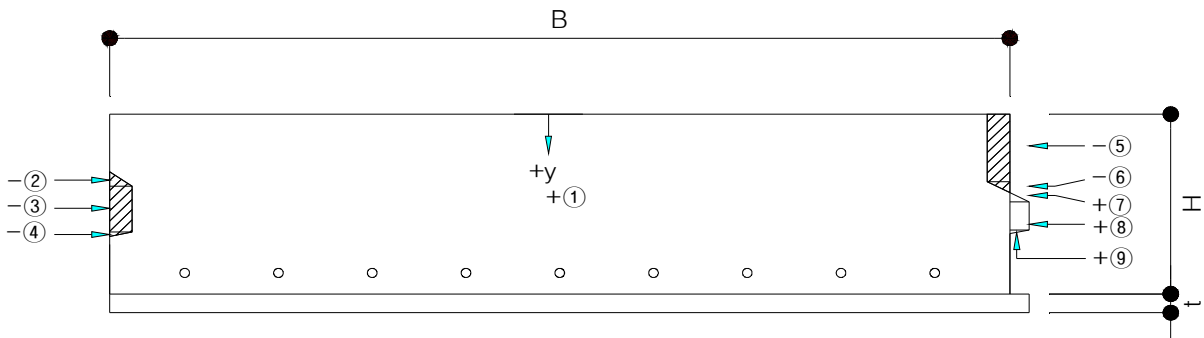
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.947	0.199	0.000		18.145	
LC-2	17.947	0.199	0.000	20.325	38.470	
MAX					38.470	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1469	180	264,420	90.0	23,797,800	8,100	2,700	10,800	2,855,736,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				259,419		23,408,982				2,816,416,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

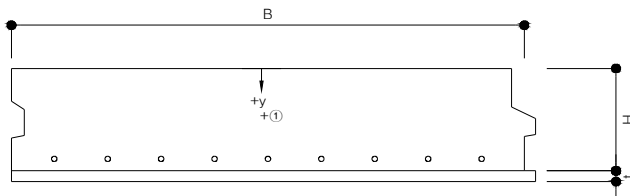
삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 259,418.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,408,982}{259,419} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,816,416,761 - 90.24 \times 23,408,982 = 704,076,232 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{704,076,232}{90.24} = 7,802,580.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{704,076,232}{-89.76} = -7,843,665.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	269,405.00		24,657,282				2,972,454,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 269,405.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,657,282}{269,405} = 91.52 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.52 - 180.00 = -88.48 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.52 - 125.00 = -33.48 \text{ mm}$$

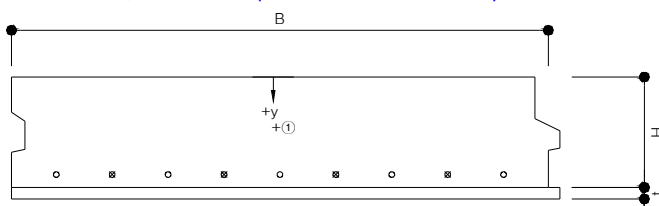
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,972,454,261 - 91.52 \times 24,657,282 = 715,697,559 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{715,697,559}{91.52} = 7,819,698.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{715,697,559}{-33.48} = -21,380,035.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{715,697,559}{-88.48} = -8,089,259.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

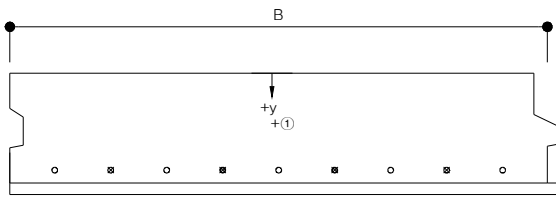


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,740.60		24,449,232				2,946,448,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 267,740.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,449,232 / 267,741 = 91.32 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,946,448,011 - 91.32 \times 24,449,232 = 713,820,874 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{713,820,874}{91.32} = 7,816,966.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{713,820,874}{-33.68} = -21,192,232.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{713,820,874}{-88.68} = -8,049,116.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



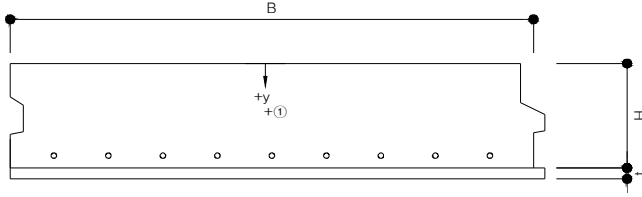
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	266,076.20		24,241,182				2,920,441,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 266,076.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,241,182 / 266,076 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,920,441,761 - 91.11 \times 24,241,182 = 711,920,711 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{711,920,711}{91.11} = 7,814,188.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{711,920,711}{-33.89} = -21,004,429.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{711,920,711}{-88.89} = -8,008,662.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

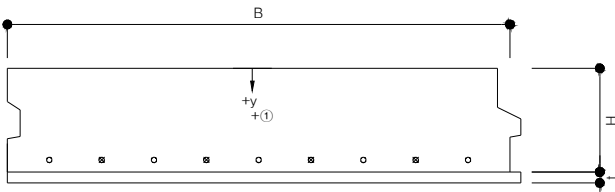


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	267,740.60		24,449,232				2,946,448,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 267,740.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,449,232}{267,741} = 91.32 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,946,448,011 - 91.32 \times 24,449,232 = 713,820,874 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{713,820,874}{91.32} = 7,816,966.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{713,820,874}{-33.68} = -21,192,232.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{713,820,874}{-88.68} = -8,049,116.2 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

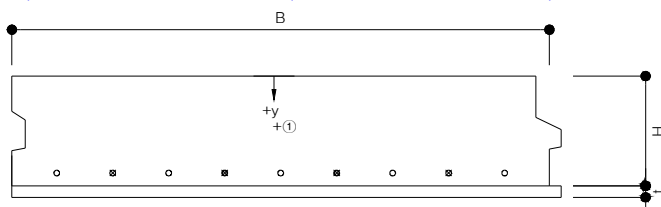


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	266,353.60		24,275,857				2,924,776,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 266,353.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,275,857 / 266,354 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,924,776,136 - 91.14 \times 24,275,857 = 712,239,054 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{712,239,054}{91.14} = 7,814,654.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{712,239,054}{-33.86} = -21,035,730.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{712,239,054}{-88.86} = -8,015,426.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			259,418.60		23,408,982				2,816,416,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	264,966.60		24,102,482				2,903,104,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 264,966.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,102,482 / 264,967 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,903,104,261 - 90.96 \times 24,102,482 = 710,640,673 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{710,640,673}{90.96} = 7,812,309.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{710,640,673}{-34.04} = -20,879,227.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{710,640,673}{-89.04} = -7,981,518.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	259,418.6	A_{vc1}'	269,405.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	704,076,232.0	I_{vc1}'	715,697,559.1	mm ⁴
Z_{tc0}	7,802,580.8	Z_{tc1}'	7,819,698.2	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,380,035.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,843,665.6	Z_{bc1}'	-8,089,259.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	259,418.6	A_{vb1}'	267,740.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	704,076,232.0	I_{vb1}'	713,820,874.2	mm ⁴
Z_{tb0}	7,802,580.8	Z_{tb1}'	7,816,966.7	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,192,232.6	mm ³
Z_{bb0}	-7,843,665.6	Z_{bb1}'	-8,049,116.2	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	259,418.6	A_{va1}'	266,076.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	704,076,232.0	I_{va1}'	711,920,710.7	mm ⁴
Z_{ta0}	7,802,580.8	Z_{ta1}'	7,814,188.3	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,004,429.6	mm ³
Z_{ba0}	-7,843,665.6	Z_{ba1}'	-8,008,662.2	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	259,418.6	A_{vc1}	267,740.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	704,076,232.0	I_{vc1}	713,820,874.2	mm^4
Z_{tc0}	7,802,580.8	Z_{tc1}	7,816,966.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,192,232.6	mm^3
Z_{bc0}	-7,843,665.6	Z_{bc1}	-8,049,116.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	259,418.6	A_{vb1}	266,353.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	704,076,232.0	I_{vb1}	712,239,053.8	mm^4
Z_{tb0}	7,802,580.8	Z_{tb1}	7,814,654.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,035,730.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,843,665.6	Z_{bb1}	-8,015,426.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	259,418.6	A_{va1}	264,966.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	704,076,232.0	I_{va1}	710,640,672.8	mm^4
Z_{ta0}	7,802,580.8	Z_{ta1}	7,812,309.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,879,227.6	mm^3
Z_{ba0}	-7,843,665.6	Z_{ba1}	-7,981,518.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.469m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,373,596}{7,819,698} \times 1.469 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,373,596}{-21,380,036} \times 1.469 = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,373,596}{-8,089,259} \times 1.469 = -6.787 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,373,596}{7,816,967} \times 1.469 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,373,596}{-21,192,233} \times 1.469 = -2.591 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,373,596}{-8,049,116} \times 1.469 = -6.821 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{413,987}{7,816,967} \times 1.469 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{413,987}{-21,192,233} \times 1.469 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{413,987}{-8,049,116} \times 1.469 = -0.076 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,816,967} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,192,233} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,049,116} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,816,967} \times 1.469 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,192,233} \times 1.469 = -2.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,049,116} \times 1.469 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{269,405} + \frac{-33.48}{-21,380,036} \right) \\
 &= 12.034 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.034 + -2.568) \\
 &= 9.466 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.466 = 68.102 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad f_{cir} &= 9.466 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.466 - 7 \times 0.029 \\
 &= 113.394 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 68.102 - 0.05 \times (45.500 + 113.394) \\
 &= 20.245 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 68.102 = 1,301.90 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,301.9 \\
 &= 2,166.88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,301.90 - 113.39 - 45.50 - 20.25 \\
 &= 1,122.76 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,122.76}{1,301.90} = 0.862$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.862 \times 2,166.88 = 1,868.72 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,166.88 \times -33.48 / 1,000 = -72.536 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,868.72 \times -33.68 / 1,000 = -62.944 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,166,878}{269,405} + \frac{-72,536,344}{7,819,698} = -1.233 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,166,878}{269,405} + \frac{-72,536,344}{-21,380,036} = 11.436 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,166,878}{269,405} + \frac{-72,536,344}{-8,089,259} = 17.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,868,720}{267,741} + \frac{-62,944,339}{7,816,967} = -1.073 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,868,720}{267,741} + \frac{-62,944,339}{-21,192,233} = 9.950 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,868,720}{267,741} + \frac{-62,944,339}{-8,049,116} = 14.800 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,504,729}{7,816,967} \times 1.469 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,504,729}{-21,192,233} \times 1.469 = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,504,729}{-8,049,116} \times 1.469 = -5.020 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,504,729}{7,814,655} \times 1.469 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,504,729}{-21,035,730} \times 1.469 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,504,729}{-8,015,426} \times 1.469 = -5.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{304,670}{7,814,655} \times 1.469 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{304,670}{-21,035,730} \times 1.469 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{304,670}{-8,015,426} \times 1.469 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,814,655} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,035,730} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,015,426} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,814,655} \times 1.469 = 5.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,035,730} \times 1.469 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,015,426} \times 1.469 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{267,741} + \frac{-33.68}{-21,192,233} \right) \\ &= 10.117 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.117 + -1.907) \\
 &= 8.211 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.211 = 59.070 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.211 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.211 - 7 \times 0.021 \\
 &= 98.380 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 59.070 - 0.05 \times (45.500 + 98.380) \\
 &= 21.899 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 59.070 = 1,310.93 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,310.9 \\
 &= 1,818.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,310.93 - 98.38 - 45.50 - 21.90 \\
 &= 1,145.15 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.15}{1,310.93} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,818.26 = 1,588.32 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.26 \times -33.68 / 1,000 = -61.245 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,588.32 \times -33.86 / 1,000 = -53.778 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,260}{267,741} + \frac{-61,244,694}{7,816,967} = -1.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,260}{267,741} + \frac{-61,244,694}{-21,192,233} = 9.681 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,260}{267,741} + \frac{-61,244,694}{-8,049,116} = 14.400 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,588,324}{266,354} + \frac{-53,778,340}{7,814,655} = -0.919 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,588,324}{266,354} + \frac{-53,778,340}{-21,035,730} = 8.520 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,588,324}{266,354} + \frac{-53,778,340}{-8,015,426} = 12.673 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,562}{7,814,188} \times 1.469 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,562}{-21,004,430} \times 1.469 = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,562}{-8,008,662} \times 1.469 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,562}{7,812,309} \times 1.469 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,562}{-20,879,228} \times 1.469 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,562}{-7,981,518} \times 1.469 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{233,808}{7,812,309} \times 1.469 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{233,808}{-20,879,228} \times 1.469 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{233,808}{-7,981,518} \times 1.469 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,812,309} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,879,228} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,981,518} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,812,309} \times 1.469 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,879,228} \times 1.469 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-7,981,518} \times 1.469 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{266,076} + \frac{-33.89}{-21,004,430} \right) \\ &= 8.166 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.166 + -1.476) \\
&= 6.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.690 = 48.130 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.690 - 7 \times 0.016 \\
&= 80.165 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 48.130 - 0.05 \times (45.500 + 80.165) \\
&= 23.904 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 48.130 = 1,321.87 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,321.9 \\
&= 1,466.75 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,321.87 - 80.16 - 45.50 - 23.90 \\
&= 1,172.30 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.30}{1,321.87} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.75 = 1,300.79 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.75 \times -33.89 / 1,000 = -49.714 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,300.79 \times -34.04 / 1,000 = -44.273 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,747}{266,076} + \frac{-49,713,700}{7,814,188} = -0.849 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,747}{266,076} + \frac{-49,713,700}{-21,004,430} = 7.879 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,747}{266,076} + \frac{-49,713,700}{-8,008,662} = 11.720 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,300,786}{264,967} + \frac{-44,273,260}{7,812,309} = -0.758 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,300,786}{264,967} + \frac{-44,273,260}{-20,879,228} = 7.030 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,300,786}{264,967} + \frac{-44,273,260}{-7,981,518} = 10.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,301.90	1,310.93	1,321.87
유효 긴장응력	1,122.76	1,145.15	1,172.30

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,122.8	1,145.2	1,172.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.233	17.010	-1.044	14.400	-0.849	11.720
풍도슬래브	7.021	-6.787	5.169	-5.020	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.073	14.800	-0.919	12.673	-0.758	10.456
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.821	5.170	-5.041	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.078	-0.076	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.856	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.788	10.223	4.125	9.380	3.119	7.848
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.951	7.979	4.252	7.632	3.211	6.571
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.029	7.903	4.309	7.576	3.255	6.528
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.029	7.903	4.309	7.576	3.255	6.528
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.983	0.178	10.165	1.867	7.750	2.129
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.612	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.485	166.097

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 166.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1469 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1469.0 \times 125.0} = 0.0091$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,512 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,512 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1469}$$

$$= 40.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,512 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.70}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 166.10 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.800) \times 8,049,116 / 1.0E+06$$

$$= 154.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

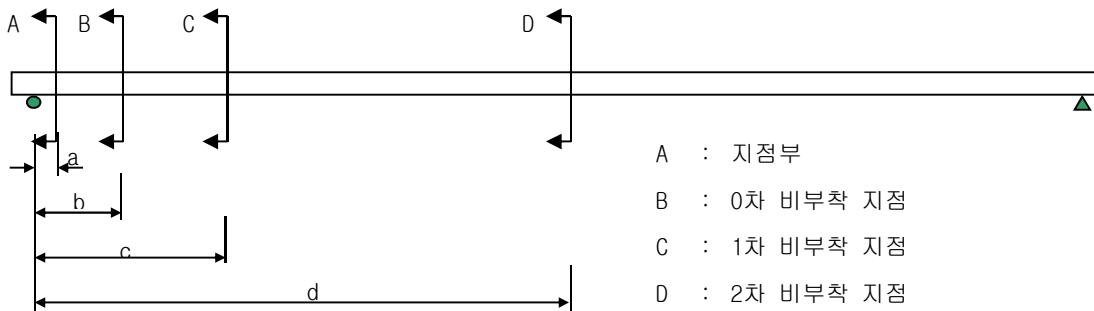
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 154.98 = 185.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.363	0.292	26.655	29.857	56.513
B	21.499	0.238	21.737	24.349	46.086
C	17.284	0.191	17.475	19.574	37.050
D	13.392	0.148	13.541	15.167	28.708
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.192	0.202	18.393	20.603	38.996
C	31.007	0.343	31.350	35.116	66.467
D	40.404	0.448	40.852	45.759	86.611
E	54.902	0.608	55.510	62.178	117.688

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.636	0.350	31.987	47.772	79.758
B	25.799	0.286	26.085	38.958	65.043
C	20.741	0.230	20.970	31.319	52.289
D	16.071	0.178	16.249	24.268	40.517
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.830	0.242	22.072	32.964	55.036
C	37.208	0.412	37.621	56.186	93.807
D	48.485	0.537	49.022	73.215	122.237
E	65.882	0.730	66.612	99.485	166.097

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.030	0.000	710,640,673	89.0	84.327
B	50.0	7.030	2.304	710,640,673	89.0	65.933
C	50.0	7.030	3.928	710,640,673	89.0	52.976
D	50.0	8.520	5.097	712,239,054	88.9	55.776
E	50.0	9.950	6.896	713,820,874	88.7	53.035

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,469	144.0	56.513	23.246	84.327	0.000	∞
B	50.0	1,469	144.0	46.086	18.957	65.933	16.040	198.797
C	50.0	1,469	144.0	37.050	15.240	52.976	27.340	141.369
D	50.0	1,469	144.0	28.708	11.809	55.776	35.626	121.985
E	50.0	1,469	144.0	0.000	0.000	53.035	48.409	74.789

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.909	1,469.0	144.0	0.00	745.322
B	50.0	4.909	1,469.0	144.0	0.00	745.322
C	50.0	4.909	1,469.0	144.0	0.00	745.322
D	50.0	5.963	1,469.0	144.0	0.00	812.208
E	50.0	6.980	1,469.0	144.0	0.00	876.708

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	745.322	745.322
B	198.797	745.322	198.797
C	141.369	745.322	141.369
D	121.985	812.208	121.985
E	74.789	876.708	74.789

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

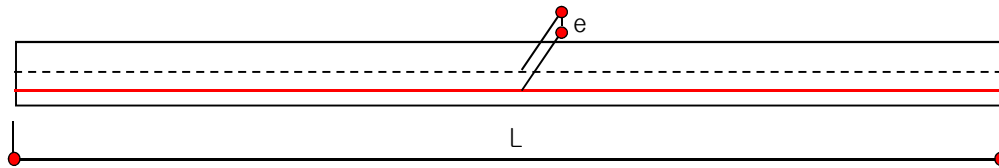
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	79.758	745.322	0.750	558.992	-479.23	0.143	전단보강 불필요
B	65.043	198.797	0.750	149.097	-84.05	0.436	전단보강 불필요
C	52.289	141.369	0.750	106.026	-53.74	0.493	전단보강 불필요
D	40.517	121.985	0.750	91.489	-50.97	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.789	0.750	56.092	-56.09	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

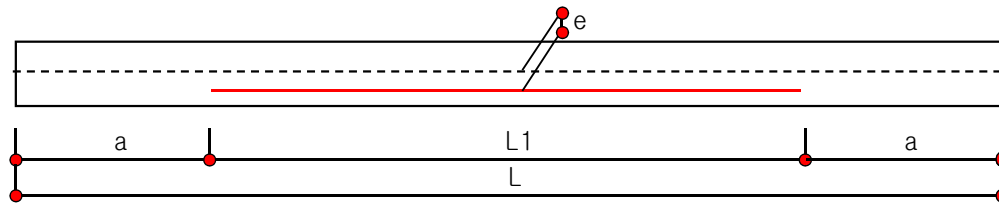
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 713820874.2} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 713820874.2} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 713820874.2} \\ &= 26.15 - 1.024 - 0.509 = 24.6 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.987	715,697,559	-24.62	
풍도슬래브 자중	37.374	715,697,559	18.54	
접합 몰탈	0.414	715,697,559	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	715,697,559	0.00	
합 계(고정하중)			-5.88	
작업하중 및 풍하중	42.327	715,697,559	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-3

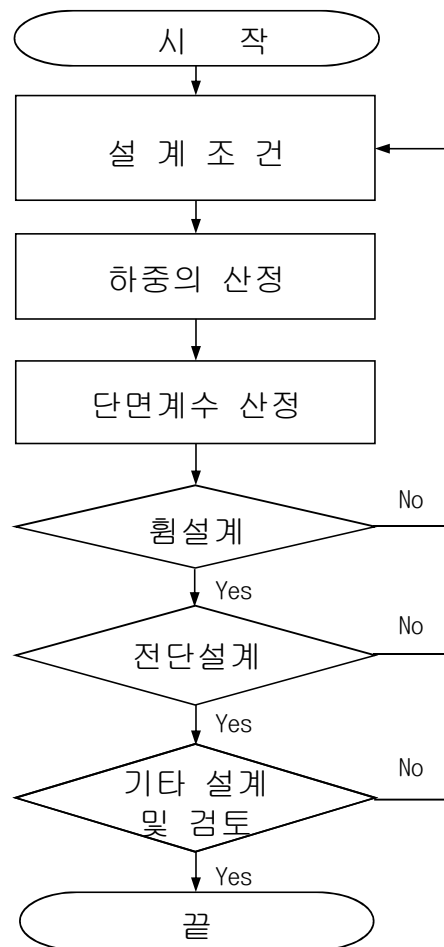
(L= 8.330 m, B= 1.473 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.473 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4725m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

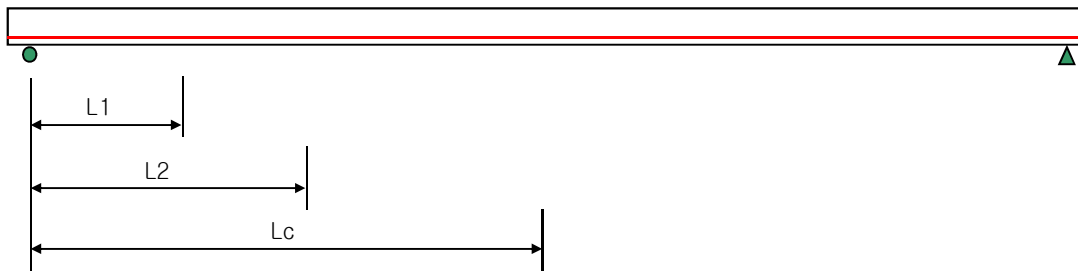
$$\text{단 면 적} = 260,049 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 260,049 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.501 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,472.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.473 = 7.363 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.473 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

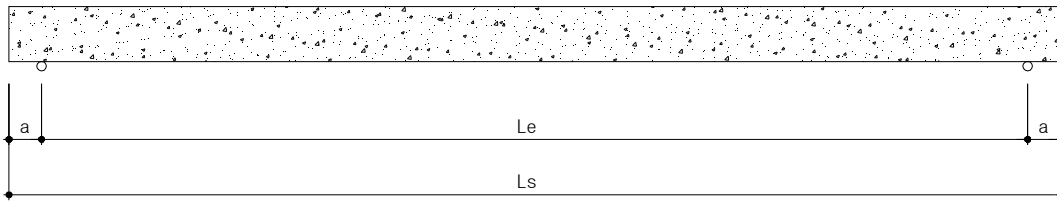
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.501	0.072	0.000	7.363	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.57
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.94
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.57
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.20
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.67
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.89
MAX						19.67

3.5 단면력 산정

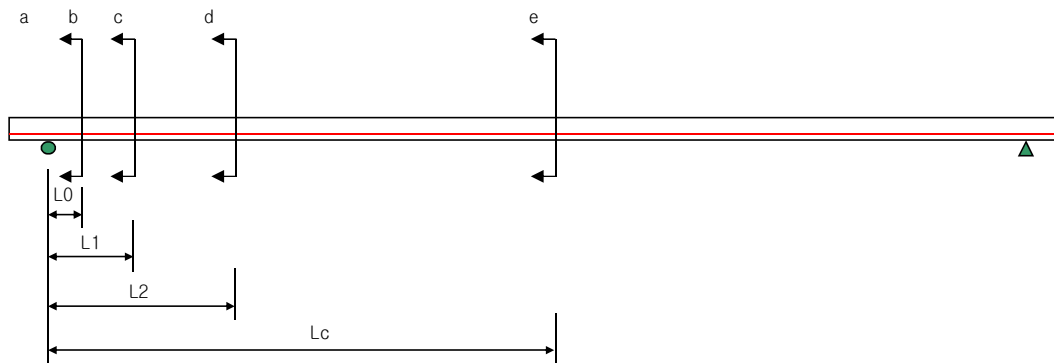
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.947 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.384 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.109 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.506 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.375 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.947 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.947 - (4.415 \times 0.750) = 14.636 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.947 - (4.415 \times 1.400) = 11.766 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.947 - (4.415 \times 2.000) = 9.117 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.947 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.198 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.233 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.304 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.413 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.198 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.198 - (0.049 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.198 - (0.049 \times 1.400) = 0.130 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.198 - (0.049 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.198 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.384	0.137	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.109	0.233	0.000	23.905	45.247	1차비부착부
	d	27.506	0.304	0.000	31.150	58.960	2차비부착부
	e	37.375	0.413	0.000	42.327	80.115	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.947	0.198	0.000	20.325	38.471	지점부(전단검토)
	b	14.636	0.162	0.000	16.575	31.373	0차비부착부
	c	11.766	0.130	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.117	0.101	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

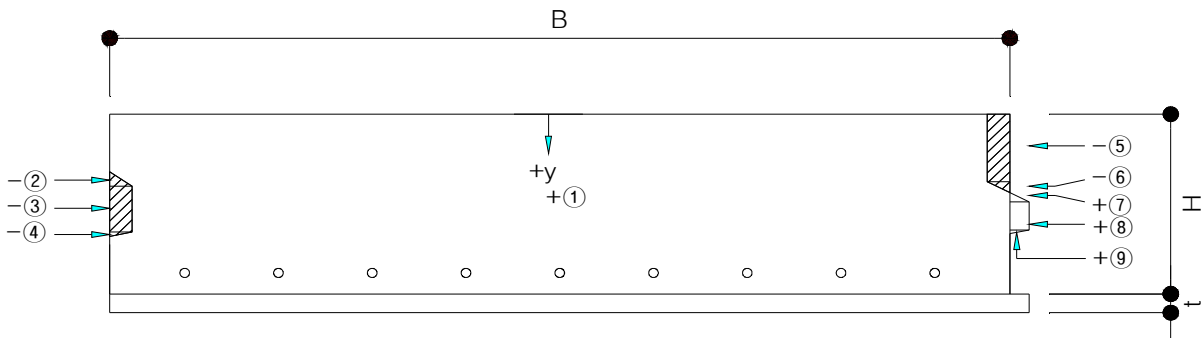
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.947	0.198	0.000		18.146	
LC-2	17.947	0.198	0.000	20.325	38.471	
MAX					38.471	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1473	180	265,050	90.0	23,854,500	8,100	2,700	10,800	2,862,540,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				260,049		23,465,682				2,823,220,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

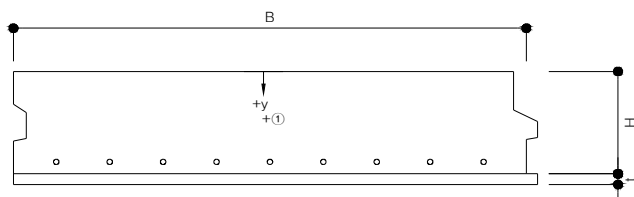
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 260,048.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,465,682}{260,049} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,823,220,761 - 90.24 \times 23,465,682 = 705,777,267 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{705,777,267}{90.24} = 7,821,481.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{705,777,267}{-89.76} = -7,862,565.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,035.00		24,713,982				2,979,258,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 270,035.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,713,982}{270,035} = 91.52 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.52 - 180.00 = -88.48 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.52 - 125.00 = -33.48 \text{ mm}$$

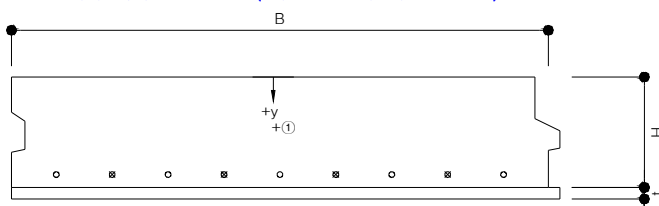
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,979,258,261 - 91.52 \times 24,713,982 = 717,400,021 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{717,400,021}{91.52} = 7,838,604.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{717,400,021}{-33.48} = -21,428,615.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{717,400,021}{-88.48} = -8,108,175.7 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

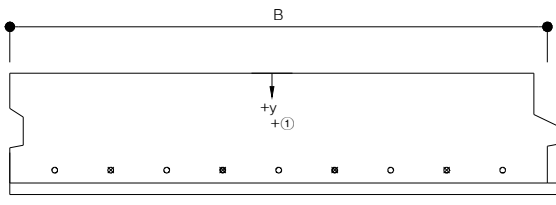


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	268,370.60		24,505,932				2,953,252,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 268,370.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,505,932 / 268,371 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,953,252,011 - 91.31 \times 24,505,932 = 715,522,964 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{715,522,964}{91.31} = 7,835,871.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{715,522,964}{-33.69} = -21,240,815.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{715,522,964}{-88.69} = -8,068,027.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



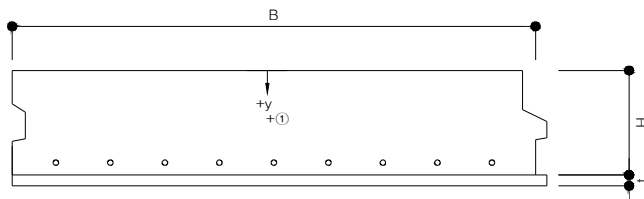
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	266,706.20		24,297,882				2,927,245,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 266,706.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,297,882 / 266,706 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,927,245,761 - 91.10 \times 24,297,882 = 713,622,480 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{713,622,480}{91.10} = 7,833,091.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{713,622,480}{-33.90} = -21,053,015.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{713,622,480}{-88.90} = -8,027,570.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

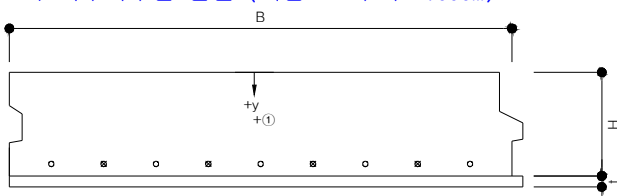


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	268,370.60		24,505,932				2,953,252,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 268,370.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,505,932}{268,371} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,953,252,011 - 91.31 \times 24,505,932 = 715,522,964 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{715,522,964}{91.31} = 7,835,871.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{715,522,964}{-33.69} = -21,240,815.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{715,522,964}{-88.69} = -8,068,027.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

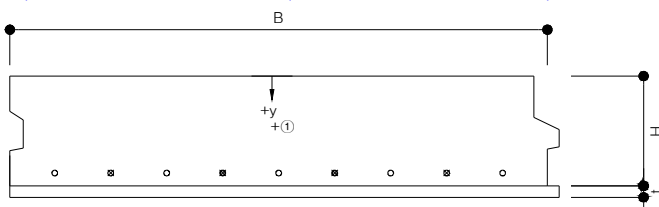


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	266,983.60		24,332,557				2,931,580,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 266,983.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,332,557 / 266,984 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,931,580,136 - 91.14 \times 24,332,557 = 713,940,873 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{713,940,873}{91.14} = 7,833,558.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{713,940,873}{-33.86} = -21,084,315.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{713,940,873}{-88.86} = -8,034,334.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			260,048.60		23,465,682				2,823,220,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	265,596.60		24,159,182				2,909,908,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 265,596.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,159,182 / 265,597 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,909,908,261 - 90.96 \times 24,159,182 = 712,342,257 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{712,342,257}{90.96} = 7,831,212.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{712,342,257}{-34.04} = -20,927,815.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{712,342,257}{-89.04} = -8,000,424.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,048.6	A_{vc1}'	270,035.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	705,777,267.1	I_{vc1}'	717,400,020.7	mm ⁴
Z_{tc0}	7,821,481.3	Z_{tc1}'	7,838,604.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,428,615.7	mm ³
Z_{bc0}	-7,862,565.6	Z_{bc1}'	-8,108,175.7	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,048.6	A_{vb1}'	268,370.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	705,777,267.1	I_{vb1}'	715,522,964.1	mm ⁴
Z_{tb0}	7,821,481.3	Z_{tb1}'	7,835,871.3	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,240,815.5	mm ³
Z_{bb0}	-7,862,565.6	Z_{bb1}'	-8,068,027.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,048.6	A_{va1}'	266,706.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	705,777,267.1	I_{va1}'	713,622,479.7	mm ⁴
Z_{ta0}	7,821,481.3	Z_{ta1}'	7,833,091.9	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,053,015.4	mm ³
Z_{ba0}	-7,862,565.6	Z_{ba1}'	-8,027,570.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,048.6	A_{vc1}	268,370.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	705,777,267.1	I_{vc1}	715,522,964.1	mm^4
Z_{tc0}	7,821,481.3	Z_{tc1}	7,835,871.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,240,815.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,862,565.6	Z_{bc1}	-8,068,027.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,048.6	A_{vb1}	266,983.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	705,777,267.1	I_{vb1}	713,940,872.7	mm^4
Z_{tb0}	7,821,481.3	Z_{tb1}	7,833,558.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,084,315.4	mm^3
Z_{bb0}	-7,862,565.6	Z_{bb1}	-8,034,334.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,048.6	A_{va1}	265,596.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	705,777,267.1	I_{va1}	712,342,257.2	mm^4
Z_{ta0}	7,821,481.3	Z_{ta1}	7,831,212.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,927,815.3	mm^3
Z_{ba0}	-7,862,565.6	Z_{ba1}	-8,000,424.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4725m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,375,308}{7,838,604} \times 1.473 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,375,308}{-21,428,616} \times 1.473 = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,375,308}{-8,108,176} \times 1.473 = -6.788 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,375,308}{7,835,871} \times 1.473 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,375,308}{-21,240,816} \times 1.473 = -2.591 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,375,308}{-8,068,028} \times 1.473 = -6.821 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{413,003}{7,835,871} \times 1.473 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{413,003}{-21,240,816} \times 1.473 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{413,003}{-8,068,028} \times 1.473 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,835,871} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,240,816} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,068,028} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,835,871} \times 1.473 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,240,816} \times 1.473 = -2.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,068,028} \times 1.473 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{270,035} + \frac{-33.48}{-21,428,616} \right) \\ &= 12.007 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.007 + -2.568) \\ &= 9.438 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.438 = 67.902 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.438 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.438 - 7 \times 0.029 \\
 &= 113.060 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.902 - 0.05 \times (45.500 + 113.060) \\
 &= 20.282 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.902 = 1,302.10 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.1 \\
 &= 2,167.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.10 - 113.06 - 45.50 - 20.28 \\
 &= 1,123.26 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.26}{1,302.10} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,167.21 = 1,869.55 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,167.21 \times -33.48 / 1,000 = -72.555 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,869.55 \times -33.69 / 1,000 = -62.978 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,167,212}{270,035} + \frac{-72,555,223}{7,838,604} = -1.230 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,167,212}{270,035} + \frac{-72,555,223}{-21,428,616} = 11.412 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,167,212}{270,035} + \frac{-72,555,223}{-8,108,176} = 16.974 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,869,548}{268,371} + \frac{-62,978,015}{7,835,871} = -1.071 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,869,548}{268,371} + \frac{-62,978,015}{-21,240,816} = 9.931 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,869,548}{268,371} + \frac{-62,978,015}{-8,068,028} = 14.772 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,505,989}{7,835,871} \times 1.473 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,505,989}{-21,240,816} \times 1.473 = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,505,989}{-8,068,028} \times 1.473 = -5.020 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,505,989}{7,833,558} \times 1.473 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,505,989}{-21,084,315} \times 1.473 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,505,989}{-8,034,335} \times 1.473 = -5.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{303,946}{7,833,558} \times 1.473 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{303,946}{-21,084,315} \times 1.473 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{303,946}{-8,034,335} \times 1.473 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,833,558} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,084,315} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,034,335} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,833,558} \times 1.473 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,084,315} \times 1.473 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,034,335} \times 1.473 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{268,371} + \frac{-33.69}{-21,240,816} \right) \\ &= 10.094 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.094 + -1.907) \\
 &= 8.187 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.187 = 58.901 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.187 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.187 - 7 \times 0.021 \\
 &= 98.098 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 58.901 - 0.05 \times (45.500 + 98.098) \\
 &= 21.930 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.901 = 1,311.10 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.1 \\
 &= 1,818.49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,311.10 - 98.10 - 45.50 - 21.93 \\
 &= 1,145.57 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.57}{1,311.10} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,818.49 = 1,588.91 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.49 \times -33.69 / 1,000 = -61.258 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,588.91 \times -33.86 / 1,000 = -53.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,495}{268,371} + \frac{-61,258,231}{7,835,871} = -1.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,495}{268,371} + \frac{-61,258,231}{-21,240,816} = 9.660 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,495}{268,371} + \frac{-61,258,231}{-8,068,028} = 14.369 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,588,908}{266,984} + \frac{-53,802,374}{7,833,558} = -0.917 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,588,908}{266,984} + \frac{-53,802,374}{-21,084,315} = 8.503 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,588,908}{266,984} + \frac{-53,802,374}{-8,034,335} = 12.648 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,108,529}{7,833,092} \times 1.473 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,108,529}{-21,053,015} \times 1.473 = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,108,529}{-8,027,570} \times 1.473 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,108,529}{7,831,212} \times 1.473 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,108,529}{-20,927,815} \times 1.473 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,108,529}{-8,000,424} \times 1.473 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{233,253}{7,831,212} \times 1.473 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{233,253}{-20,927,815} \times 1.473 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{233,253}{-8,000,424} \times 1.473 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,831,212} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,927,815} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,000,424} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,831,212} \times 1.473 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,927,815} \times 1.473 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,000,424} \times 1.473 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{266,706} + \frac{-33.90}{-21,053,015} \right) \\ &= 8.147 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.147 + -1.476) \\
 &= 6.671 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.671 = 47.992 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.671 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.671 - 7 \times 0.016 \\
 &= 79.936 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.992 - 0.05 \times (45.500 + 79.936) \\
 &= 23.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.992 = 1,322.01 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.0 \\
 &= 1,466.90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.01 - 79.94 - 45.50 - 23.93 \\
 &= 1,172.64 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.64}{1,322.01} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.90 = 1,301.17 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.90 \times -33.90 / 1,000 = -49.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,301.17 \times -34.04 / 1,000 = -44.289 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,900}{266,706} + \frac{-49,722,711}{7,833,092} = -0.848 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,900}{266,706} + \frac{-49,722,711}{-21,053,015} = 7.862 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,900}{266,706} + \frac{-49,722,711}{-8,027,570} = 11.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,301,165}{265,597} + \frac{-44,289,146}{7,831,212} = -0.756 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,301,165}{265,597} + \frac{-44,289,146}{-20,927,815} = 7.015 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,301,165}{265,597} + \frac{-44,289,146}{-8,000,424} = 10.435 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.10	1,311.10	1,322.01
유효 긴장응력	1,123.26	1,145.57	1,172.64

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,123.3	1,145.6	1,172.6	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.230	16.974	-1.042	14.369	-0.848	11.694
풍도슬래브	7.021	-6.788	5.169	-5.020	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.071	14.772	-0.917	12.648	-0.756	10.435
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.821	5.170	-5.041	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.078	-0.075	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.855	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.791	10.186	4.127	9.349	3.120	7.822		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.953	7.951	4.254	7.607	3.213	6.550		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.030	7.875	4.311	7.551	3.256	6.507		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.030	7.875	4.311	7.551	3.256	6.507		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.984	0.150	10.166	1.842	7.751	2.107		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.772	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.722	166.494

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 166.494 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1473 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1472.5 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,513 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,513 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1473}$$

$$= 40.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,513 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.68}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 166.49 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.772) \times 8,068,028 / 1.0E+06$$

$$= 155.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

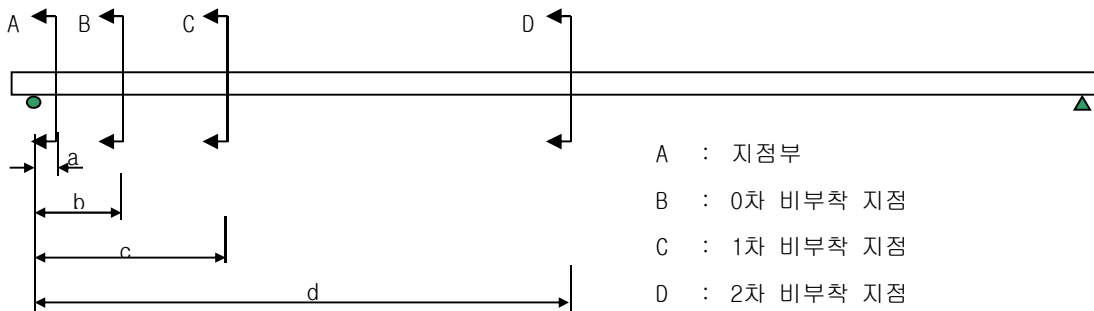
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.12 = 186.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.427	0.292	26.719	29.929	56.648
B	21.552	0.238	21.790	24.407	46.196
C	17.326	0.191	17.517	19.621	37.138
D	13.425	0.148	13.573	15.204	28.777
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.236	0.202	18.437	20.652	39.089
C	31.082	0.343	31.426	35.200	66.626
D	40.503	0.448	40.950	45.868	86.819
E	55.035	0.608	55.643	62.326	117.970

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.713	0.350	32.063	47.886	79.949
B	25.862	0.286	26.148	39.051	65.198
C	20.791	0.230	21.021	31.394	52.414
D	16.110	0.178	16.288	24.326	40.614
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.883	0.242	22.125	33.043	55.168
C	37.299	0.412	37.711	56.320	94.031
D	48.603	0.537	49.140	73.389	122.530
E	66.042	0.730	66.772	99.722	166.494

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.015	0.000	712,342,257	89.0	84.411
B	50.0	7.015	2.305	712,342,257	89.0	65.974
C	50.0	7.015	3.928	712,342,257	89.0	52.985
D	50.0	8.503	5.097	713,940,873	88.9	55.772
E	50.0	9.931	6.897	715,522,964	88.7	53.007

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,473	144.0	56.648	23.301	84.411	0.000	∞
B	50.0	1,473	144.0	46.196	19.002	65.974	16.079	199.133
C	50.0	1,473	144.0	37.138	15.276	52.985	27.405	141.641
D	50.0	1,473	144.0	28.777	11.837	55.772	35.711	122.231
E	50.0	1,473	144.0	0.000	0.000	53.007	48.524	74.967

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.899	1,472.5	144.0	0.00	746.448
B	50.0	4.899	1,472.5	144.0	0.00	746.448
C	50.0	4.899	1,472.5	144.0	0.00	746.448
D	50.0	5.951	1,472.5	144.0	0.00	813.387
E	50.0	6.966	1,472.5	144.0	0.00	877.951

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	746.448	746.448
B	199.133	746.448	199.133
C	141.641	746.448	141.641
D	122.231	813.387	122.231
E	74.967	877.951	74.967

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

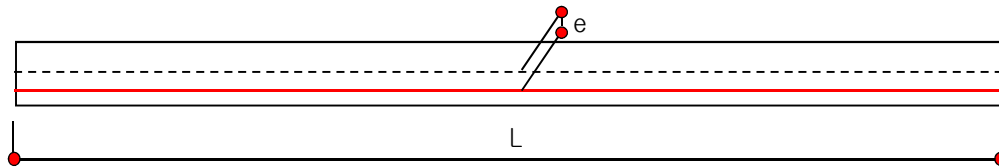
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u ΦV_c	전단철근 보강판별
A	79.949	746.448	0.750	559.836	-479.89	0.143	전단보강 불필요
B	65.198	199.133	0.750	149.350	-84.15	0.437	전단보강 불필요
C	52.414	141.641	0.750	106.230	-53.82	0.493	전단보강 불필요
D	40.614	122.231	0.750	91.673	-51.06	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.967	0.750	56.226	-56.23	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

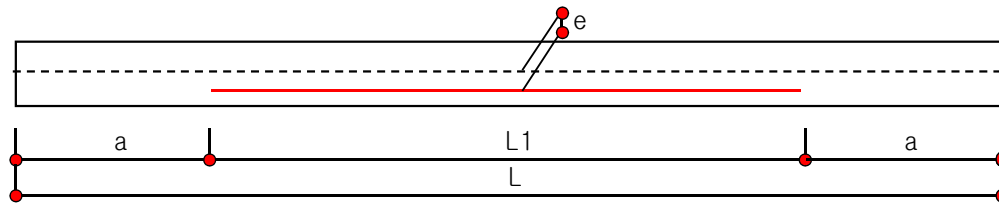
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 715522964.1} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 715522964.1} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 715522964.1} \\ &= 26.10 - 1.022 - 0.507 = 24.6 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.005	717,400,021	-24.57	
풍도슬래브 자중	37.375	717,400,021	18.54	
접합 몰탈	0.413	717,400,021	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	717,400,021	0.00	
합 계(고정하중)			-5.84	
작업하중 및 풍하중	42.327	717,400,021	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-4

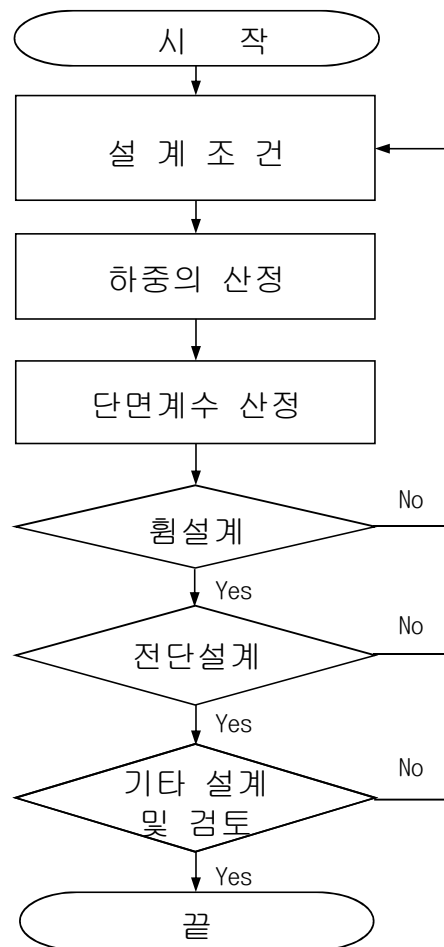
(L= 8.330 m, B= 1.483 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.483 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

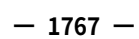
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4825m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

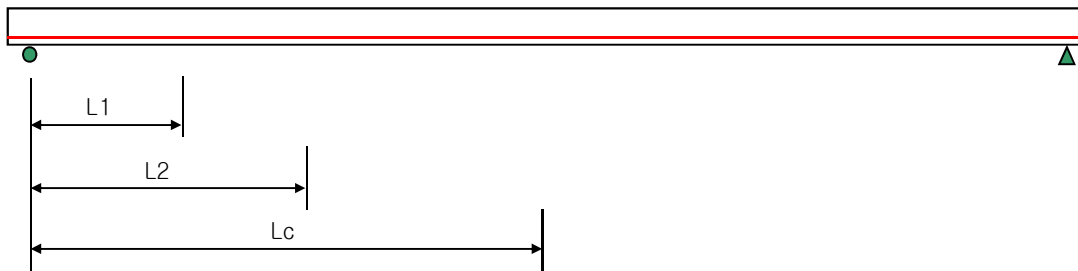
$$\text{단 면 적} = 261,849 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 261,849 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.546 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,482.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.483 = 7.413 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.483 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

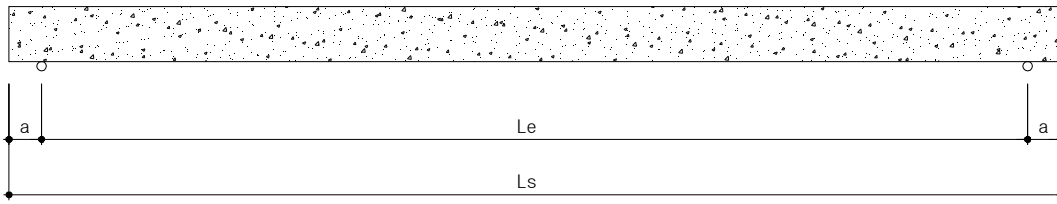
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.546	0.072	0.000	7.413	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.62
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.03
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.62
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.27
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.80
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.94
MAX						19.80

3.5 단면력 산정

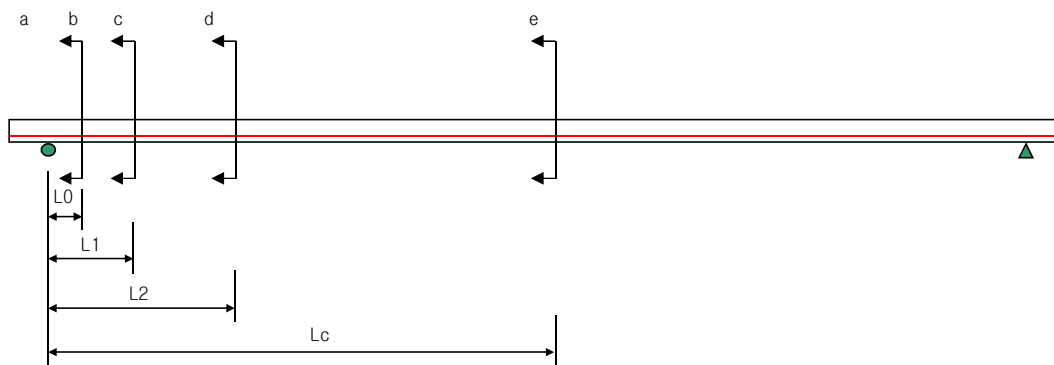
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.950 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.386 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.111 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.510 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.380 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.950 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.950 - (4.416 \times 0.750) = 14.638 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.950 - (4.416 \times 1.400) = 11.768 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.950 - (4.416 \times 2.000) = 9.118 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.950 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.197 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.136 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.232 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.302 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.410 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.197 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.197 - (0.048 \times 0.750) = 0.161 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.197 - (0.048 \times 1.400) = 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.197 - (0.048 \times 2.000) = 0.100 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.197 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.386	0.136	0.000	14.025	26.547	0차비부착부
	c	21.111	0.232	0.000	23.905	45.248	1차비부착부
	d	27.510	0.302	0.000	31.150	58.961	2차비부착부
	e	37.380	0.410	0.000	42.327	80.117	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	지점부(전단검토)
	b	14.638	0.161	0.000	16.575	31.374	0차비부착부
	c	11.768	0.129	0.000	13.325	25.222	1차비부착부
	d	9.118	0.100	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

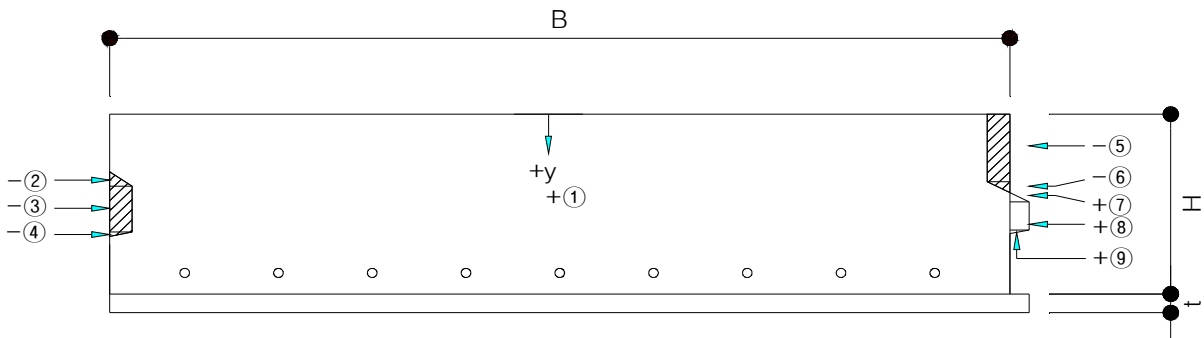
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.950	0.197	0.000		18.147	
LC-2	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	
MAX					38.472	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1483	180	266,850	90.0	24,016,500	8,100	2,700	10,800	2,881,980,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				261,849		23,627,682				2,842,660,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

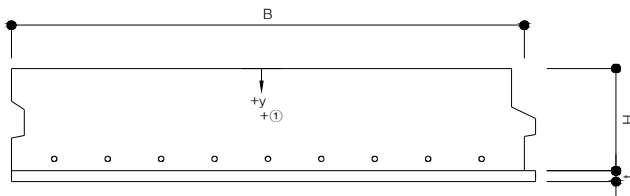
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 261,848.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,627,682}{261,849} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,842,660,761 - 90.23 \times 23,627,682 = 710,637,366 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{710,637,366}{90.23} = 7,875,482.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{710,637,366}{-89.77} = -7,916,565.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	271,835.00		24,875,982				2,998,698,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 271,835.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,875,982}{271,835} = 91.51 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.51 - 180.00 = -88.49 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.51 - 125.00 = -33.49 \text{ mm}$$

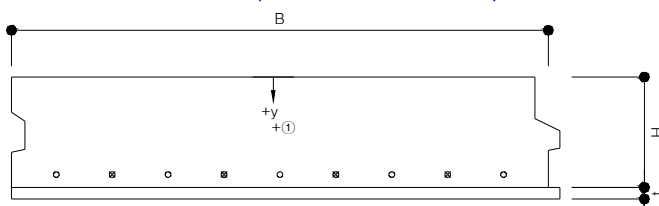
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,998,698,261 - 91.51 \times 24,875,982 = 722,264,160 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{722,264,160}{91.51} = 7,892,620.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{722,264,160}{-33.49} = -21,567,416.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{722,264,160}{-88.49} = -8,162,221.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

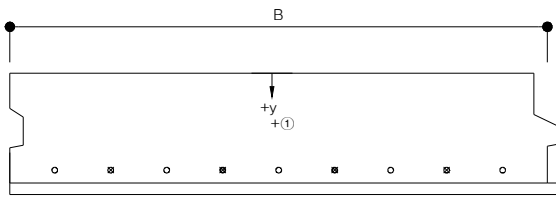


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,170.60		24,667,932				2,972,692,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 270,170.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,667,932 / 270,171 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,972,692,011 - 91.31 \times 24,667,932 = 720,386,050 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{720,386,050}{91.31} = 7,889,884.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{720,386,050}{-33.69} = -21,379,624.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{720,386,050}{-88.69} = -8,122,061.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



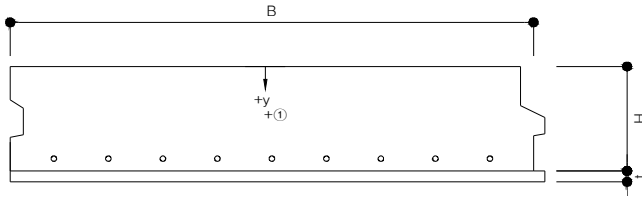
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	268,506.20		24,459,882				2,946,685,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 268,506.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,459,882 / 268,506 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,946,685,761 - 91.10 \times 24,459,882 = 718,484,657 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{718,484,657}{91.10} = 7,887,102.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{718,484,657}{-33.90} = -21,191,832.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{718,484,657}{-88.90} = -8,081,592.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

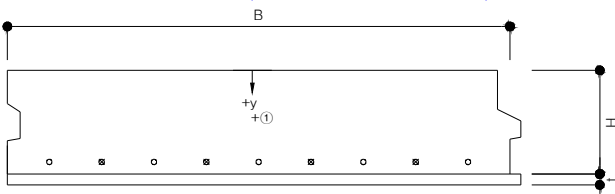


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,170.60		24,667,932				2,972,692,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 270,170.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,667,932}{270,171} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,972,692,011 - 91.31 \times 24,667,932 = 720,386,050 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{720,386,050}{91.31} = 7,889,884.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{720,386,050}{-33.69} = -21,379,624.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{720,386,050}{-88.69} = -8,122,061.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

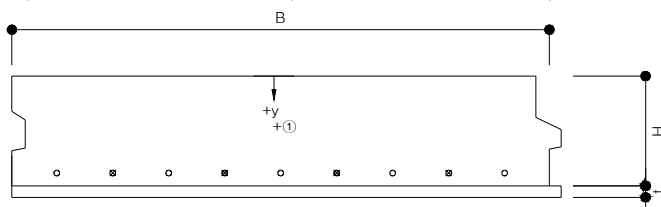


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	268,783.60		24,494,557				2,951,020,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 268,783.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,494,557 / 268,784 = 91.13 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.13 - 180.00 = -88.87 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.13 - 125.00 = -33.87 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,951,020,136 - 91.13 \times 24,494,557 = 718,803,191 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{718,803,191}{91.13} = 7,887,569.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{718,803,191}{-33.87} = -21,223,131.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{718,803,191}{-88.87} = -8,088,358.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	267,396.60		24,321,182				2,929,348,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 267,396.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,321,182 / 267,397 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,929,348,261 - 90.96 \times 24,321,182 = 717,203,912 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{717,203,912}{90.96} = 7,885,220.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{717,203,912}{-34.04} = -21,066,637.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{717,203,912}{-89.04} = -8,054,440.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	261,848.6	A_{vc1}'	271,835.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	710,637,366.5	I_{vc1}'	722,264,159.5	mm ⁴
Z_{tc0}	7,875,482.8	Z_{tc1}'	7,892,620.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,567,416.7	mm ³
Z_{bc0}	-7,916,565.6	Z_{bc1}'	-8,162,221.6	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	261,848.6	A_{vb1}'	270,170.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	710,637,366.5	I_{vb1}'	720,386,050.2	mm ⁴
Z_{tb0}	7,875,482.8	Z_{tb1}'	7,889,884.5	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,379,624.5	mm ³
Z_{bb0}	-7,916,565.6	Z_{bb1}'	-8,122,061.0	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	261,848.6	A_{va1}'	268,506.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	710,637,366.5	I_{va1}'	718,484,657.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,875,482.8	Z_{ta1}'	7,887,102.1	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,191,832.3	mm ³
Z_{ba0}	-7,916,565.6	Z_{ba1}'	-8,081,592.4	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	261,848.6	A_{vc1}	270,170.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	710,637,366.5	I_{vc1}	720,386,050.2	mm^4
Z_{tc0}	7,875,482.8	Z_{tc1}	7,889,884.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,379,624.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,916,565.6	Z_{bc1}	-8,122,061.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	261,848.6	A_{vb1}	268,783.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	710,637,366.5	I_{vb1}	718,803,191.3	mm^4
Z_{tb0}	7,875,482.8	Z_{tb1}	7,887,569.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,223,131.0	mm^3
Z_{bb0}	-7,916,565.6	Z_{bb1}	-8,088,358.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	261,848.6	A_{va1}	267,396.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	710,637,366.5	I_{va1}	717,203,911.5	mm^4
Z_{ta0}	7,875,482.8	Z_{ta1}	7,885,220.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,066,637.5	mm^3
Z_{ba0}	-7,916,565.6	Z_{ba1}	-8,054,440.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4825m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,157}{7,892,620} \times 1.483 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,157}{-21,567,417} \times 1.483 = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,157}{-8,162,222} \times 1.483 = -6.789 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,157}{7,889,884} \times 1.483 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,157}{-21,379,625} \times 1.483 = -2.592 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,157}{-8,122,061} \times 1.483 = -6.823 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{410,217}{7,889,884} \times 1.483 = 0.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{410,217}{-21,379,625} \times 1.483 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{410,217}{-8,122,061} \times 1.483 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,889,884} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,379,625} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,122,061} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,889,884} \times 1.483 = 7.953 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,379,625} \times 1.483 = -2.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,122,061} \times 1.483 = -7.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{271,835} + \frac{-33.49}{-21,567,417} \right) \\
 &= 11.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.929 + -2.569) \\
 &= 9.359 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.359 = 67.334 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.359 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.359 - 7 \times 0.028 \\
 &= 112.114 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.334 - 0.05 \times (45.500 + 112.114) \\
 &= 20.386 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.334 = 1,302.67 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.7 \\
 &= 2,168.16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.67 - 112.11 - 45.50 - 20.39 \\
 &= 1,124.67 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,124.67}{1,302.67} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,168.16 = 1,871.89 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,168.16 \times -33.49 / 1,000 = -72.609 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,871.89 \times -33.69 / 1,000 = -63.073 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{7,892,620} = -1.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{-21,567,417} = 11.343 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{-8,162,222} = 16.872 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{7,889,884} = -1.066 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{-21,379,625} = 9.879 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{-8,122,061} = 14.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,509,558}{7,889,884} \times 1.483 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,509,558}{-21,379,625} \times 1.483 = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,509,558}{-8,122,061} \times 1.483 = -5.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,509,558}{7,887,569} \times 1.483 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,509,558}{-21,223,131} \times 1.483 = -1.922 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,509,558}{-8,088,359} \times 1.483 = -5.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{301,896}{7,887,569} \times 1.483 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{301,896}{-21,223,131} \times 1.483 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{301,896}{-8,088,359} \times 1.483 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,887,569} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,223,131} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,088,359} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,887,569} \times 1.483 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,223,131} \times 1.483 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,088,359} \times 1.483 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{270,171} + \frac{-33.69}{-21,379,625} \right) \\ &= 10.028 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.028 + -1.908) \\
&= 8.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.120 = 58.421 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.120 - 7 \times 0.021 \\
&= 97.298 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 58.421 - 0.05 \times (45.500 + 97.298) \\
&= 22.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.421 = 1,311.58 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.6 \\
&= 1,819.16 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,311.58 - 97.30 - 45.50 - 22.02 \\
&= 1,146.76 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.76}{1,311.58} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,819.16 = 1,590.56 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,819.16 \times -33.69 / 1,000 = -61.297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,590.56 \times -33.87 / 1,000 = -53.870 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{7,889,884} = -1.036 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{-21,379,625} = 9.600 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{-8,122,061} = 14.280 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{7,887,569} = -0.912 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{-21,223,131} = 8.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{-8,088,359} = 12.578 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,267}{7,887,102} \times 1.483 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,267}{-21,191,832} \times 1.483 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,267}{-8,081,592} \times 1.483 = -3.873 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,267}{7,885,221} \times 1.483 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,267}{-21,066,638} \times 1.483 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,267}{-8,054,440} \times 1.483 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{231,679}{7,885,221} \times 1.483 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{231,679}{-21,066,638} \times 1.483 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{231,679}{-8,054,440} \times 1.483 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,885,221} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,066,638} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,054,440} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,885,221} \times 1.483 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,066,638} \times 1.483 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,054,440} \times 1.483 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{268,506} + \frac{-33.90}{-21,191,832} \right) \\ &= 8.094 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.094 + -1.477) \\
 &= 6.617 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.617 = 47.602 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.617 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.617 - 7 \times 0.016 \\
 &= 79.286 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.602 - 0.05 \times (45.500 + 79.286) \\
 &= 24.001 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.602 = 1,322.40 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.4 \\
 &= 1,467.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.40 - 79.29 - 45.50 - 24.00 \\
 &= 1,173.61 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.61}{1,322.40} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,467.33 = 1,302.24 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.33 \times -33.90 / 1,000 = -49.748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,302.24 \times -34.04 / 1,000 = -44.334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{7,887,102} = -0.843 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{-21,191,832} = 7.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{-8,081,592} = 11.621 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{7,885,221} = -0.752 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{-21,066,638} = 6.975 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{-8,054,440} = 10.374 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.67	1,311.58	1,322.40
유효 긴장응력	1,124.67	1,146.76	1,173.61

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,124.7	1,146.8	1,173.6	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.224	16.872	-1.036	14.280	-0.843	11.621
풍도슬래브	7.021	-6.789	5.169	-5.021	3.968	-3.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.066	14.694	-0.912	12.578	-0.752	10.374
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.823	5.171	-5.042	3.969	-3.886
	CIP 몰탈	0.077	-0.075	0.057	-0.055	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.953	-7.726	5.855	-5.709	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.798	10.082	4.133	9.259	3.125	7.748		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.958	7.871	4.258	7.536	3.217	6.489		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.035	7.796	4.315	7.480	3.260	6.446		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.035	7.796	4.315	7.480	3.260	6.446		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.988	0.071	10.170	1.771	7.755	2.046		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.229	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	100.399	167.628

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 167.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1483 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1482.5 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,515 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,515 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1483}$$

$$= 40.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,515 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.61}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 167.63 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스어
의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.694) \times 8,122,061 / 1.0E+06$$

$$= 155.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

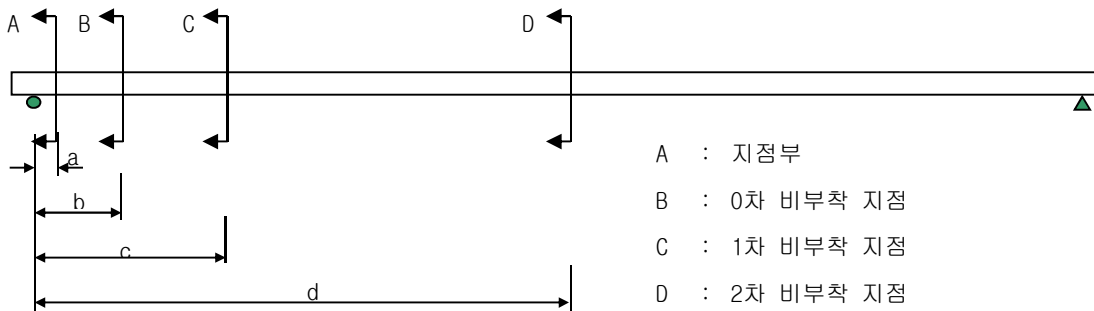
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.53 = 186.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.610	0.292	26.902	30.132	57.034
B	21.701	0.238	21.939	24.572	46.511
C	17.446	0.191	17.637	19.754	37.391
D	13.518	0.148	13.666	15.307	28.973
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.362	0.202	18.564	20.792	39.356
C	31.297	0.343	31.641	35.439	67.080
D	40.783	0.448	41.230	46.180	87.410
E	55.416	0.608	56.024	62.749	118.774

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.932	0.350	32.283	48.211	80.494
B	26.041	0.286	26.327	39.316	65.643
C	20.935	0.230	21.165	31.607	52.771
D	16.222	0.178	16.400	24.491	40.890
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.035	0.242	22.276	33.267	55.544
C	37.557	0.412	37.969	56.703	94.672
D	48.940	0.537	49.477	73.888	123.364
E	66.499	0.730	67.229	100.399	167.628

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.975	0.000	717,203,912	89.0	84.653
B	50.0	6.975	2.305	717,203,912	89.0	66.089
C	50.0	6.975	3.928	717,203,912	89.0	53.012
D	50.0	8.456	5.098	718,803,191	88.9	55.761
E	50.0	9.879	6.898	720,386,050	88.7	52.927

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,483	144.0	57.034	23.460	84.653	0.000	∞
B	50.0	1,483	144.0	46.511	19.131	66.089	16.188	200.093
C	50.0	1,483	144.0	37.391	15.380	53.012	27.592	142.418
D	50.0	1,483	144.0	28.973	11.917	55.761	35.954	122.932
E	50.0	1,483	144.0	0.000	0.000	52.927	48.855	75.477

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
B	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
C	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
D	50.0	5.918	1,482.5	144.0	0.00	816.752
E	50.0	6.929	1,482.5	144.0	0.00	881.497

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	749.663	749.663
B	200.093	749.663	200.093
C	142.418	749.663	142.418
D	122.932	816.752	122.932
E	75.477	881.497	75.477

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

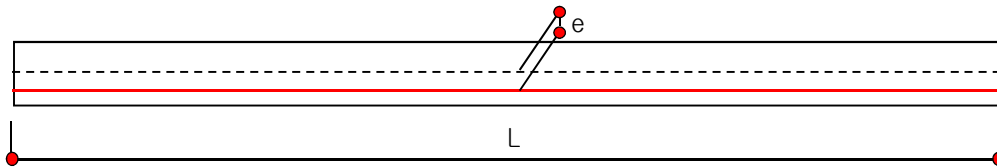
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u ΦV_c	전단철근 보강판별
A	80.494	749.663	0.750	562.247	-481.75	0.143	전단보강 불필요
B	65.643	200.093	0.750	150.070	-84.43	0.437	전단보강 불필요
C	52.771	142.418	0.750	106.813	-54.04	0.494	전단보강 불필요
D	40.890	122.932	0.750	92.199	-51.31	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	75.477	0.750	56.607	-56.61	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

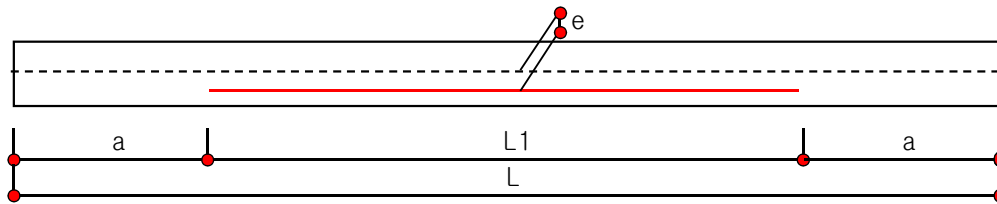
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,168}{8 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} - \frac{349}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{33.9}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \\ &\quad - \frac{352}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{34.0}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \\ &= 25.94 - 1.016 - 0.504 = 24.4 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.056	722,264,160	-24.42	
풍도슬래브 자중	37.380	722,264,160	18.55	
접합 몰탈	0.410	722,264,160	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	722,264,160	0.00	
합 계(고정하중)			-5.68	
작업하중 및 풍하중	42.327	722,264,160	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-5

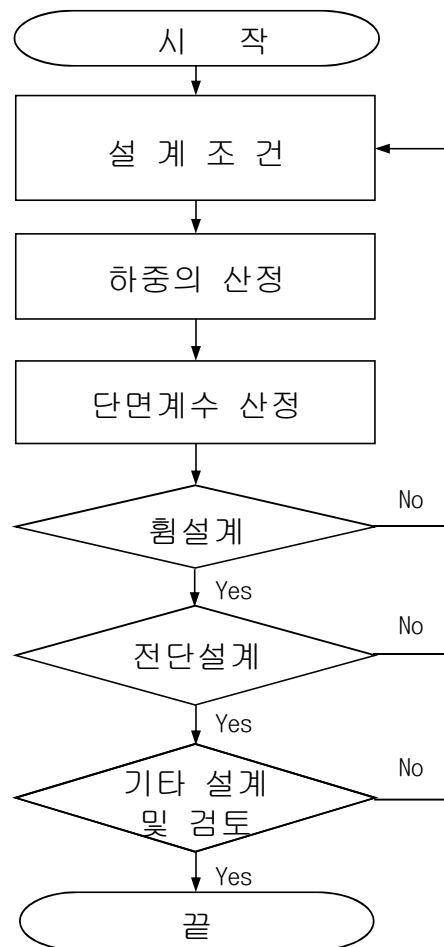
(L= 8.330 m, B= 1.484 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.484 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.484m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

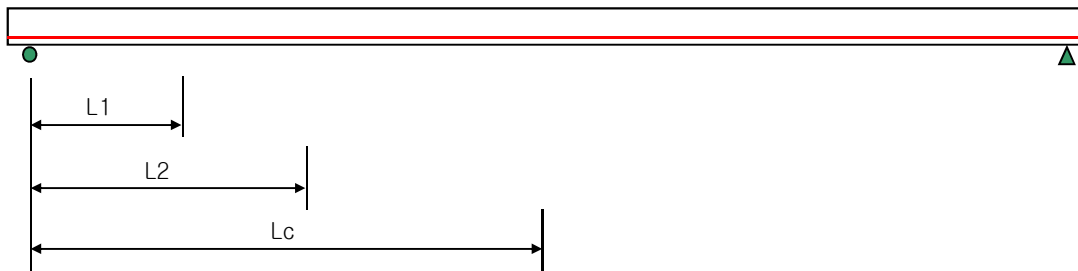
$$\text{단 면 적} = 262,119 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 262,119 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.553 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,484.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.484 = 7.420 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.484 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

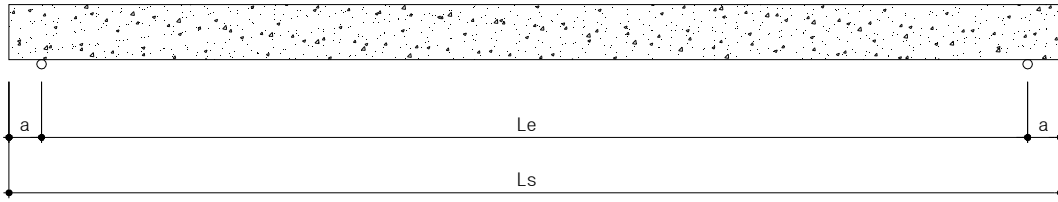
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.553	0.072	0.000	7.420	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.62
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.04
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.62
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.27
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.82
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.95
MAX						19.82

3.5 단면력 산정

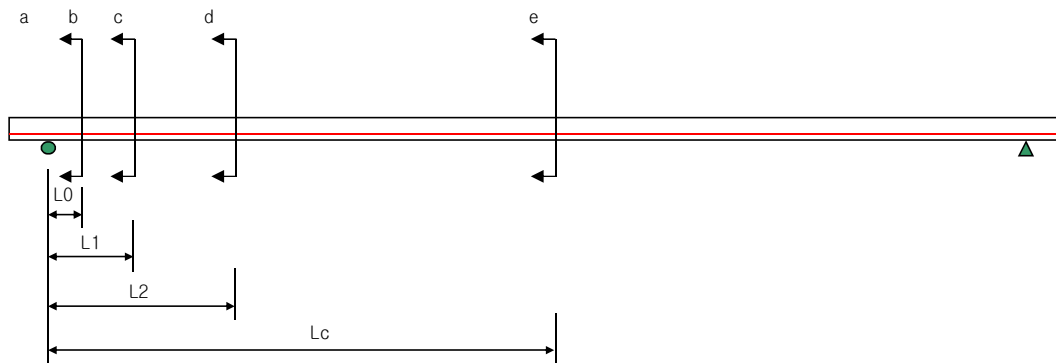
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.950 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.386 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.112 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.510 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.381 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.950 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.950 - (4.416 \times 0.750) = 14.638 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.950 - (4.416 \times 1.400) = 11.768 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.950 - (4.416 \times 2.000) = 9.119 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.950 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.197 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.136 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.231 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.302 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.410 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.197 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.197 - (0.048 \times 0.750) = 0.160 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.197 - (0.048 \times 1.400) = 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.197 - (0.048 \times 2.000) = 0.100 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.197 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.386	0.136	0.000	14.025	26.547	0차비부착부
	c	21.112	0.231	0.000	23.905	45.248	1차비부착부
	d	27.510	0.302	0.000	31.150	58.962	2차비부착부
	e	37.381	0.410	0.000	42.327	80.117	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	지점부(전단검토)
	b	14.638	0.160	0.000	16.575	31.374	0차비부착부
	c	11.768	0.129	0.000	13.325	25.222	1차비부착부
	d	9.119	0.100	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

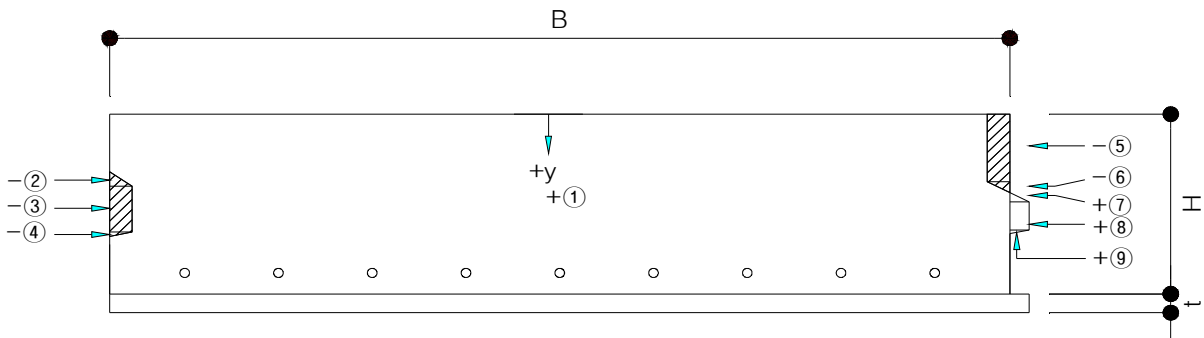
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.950	0.197	0.000		18.147	
LC-2	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	
MAX					38.472	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1484	180	267,120	90.0	24,040,800	8,100	2,700	10,800	2,884,896,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				262,119		23,651,982				2,845,576,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형 : } C_1 = 1.0, \quad C_2 = \frac{1}{12}$$

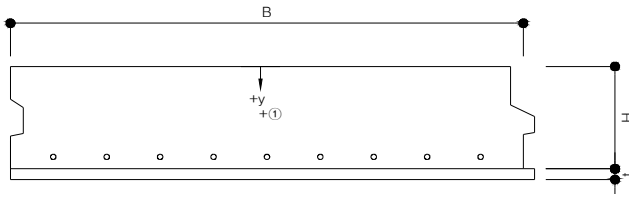
$$\text{삼각형 : } C_1 = 0.5, \quad C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 262,118.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,651,982}{262,119} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,845,576,761 - 90.23 \times 23,651,982 = 711,366,381 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{711,366,381}{90.23} = 7,883,583.0 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{711,366,381}{-89.77} = -7,924,665.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

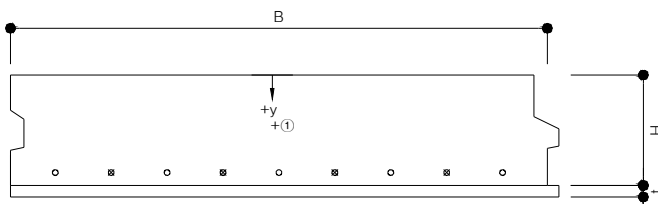


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,105.00		24,900,282				3,001,614,261

$$\begin{aligned}
 N_c' &= 7.00 \\
 A_{vc1}' &= 272,105.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1}' &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,900,282}{272,105} = 91.51 \text{ mm} \\
 Y_{bc1}' &= Y_{tc1}' - H = 91.51 - 180.00 = -88.49 \text{ mm} \\
 e_{pc1}' &= Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.51 - 125.00 = -33.49 \text{ mm} \\
 I_{vc1}' &= \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q \\
 &= 3,001,614,261 - 91.51 \times 24,900,282 = 722,993,776 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1}' &= \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{722,993,776}{91.51} = 7,900,722.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1}' &= \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{722,993,776}{-33.49} = -21,588,237.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{722,993,776}{-88.49} = -8,170,328.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

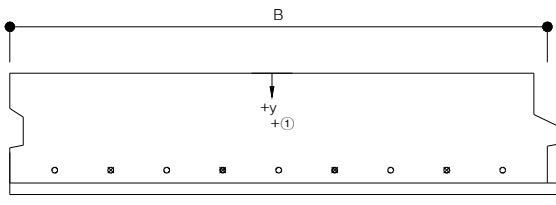


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,440.60		24,692,232				2,975,608,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 270,440.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,692,232 / 270,441 = 91.30 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,975,608,011 - 91.30 \times 24,692,232 = 721,115,510 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{721,115,510}{91.30} = 7,897,986.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{721,115,510}{-33.70} = -21,400,445.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{721,115,510}{-88.70} = -8,130,165.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



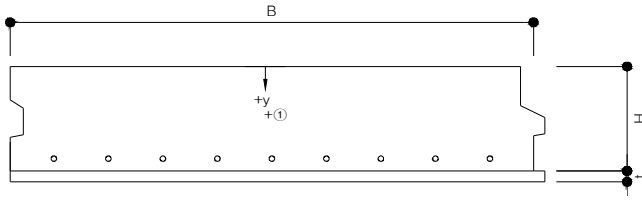
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	268,776.20		24,484,182				2,949,601,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 268,776.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,484,182 / 268,776 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,949,601,761 - 91.10 \times 24,484,182 = 719,213,981 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{719,213,981}{91.10} = 7,895,203.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{719,213,981}{-33.90} = -21,212,654.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{719,213,981}{-88.90} = -8,089,695.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

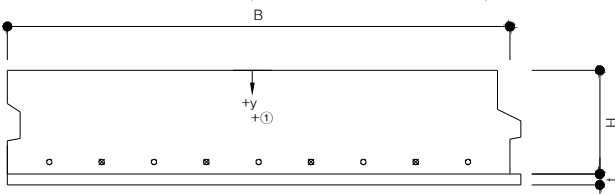


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,440.60		24,692,232				2,975,608,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 270,440.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,692,232}{270,441} = 91.30 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,975,608,011 - 91.30 \times 24,692,232 = 721,115,510 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{721,115,510}{91.30} = 7,897,986.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{721,115,510}{-33.70} = -21,400,445.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{721,115,510}{-88.70} = -8,130,165.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

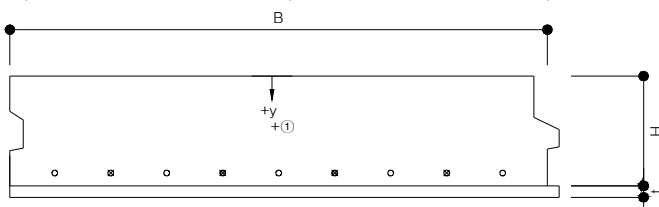


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	269,053.60		24,518,857				2,953,936,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 269,053.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,518,857 / 269,054 = 91.13 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.13 - 180.00 = -88.87 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.13 - 125.00 = -33.87 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,953,936,136 - 91.13 \times 24,518,857 = 719,532,536 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{719,532,536}{91.13} = 7,895,670.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{719,532,536}{-33.87} = -21,243,953.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{719,532,536}{-88.87} = -8,096,462.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			262,118.60		23,651,982				2,845,576,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	267,666.60		24,345,482				2,932,264,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 267,666.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,345,482 / 267,667 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,932,264,261 - 90.95 \times 24,345,482 = 717,933,158 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{717,933,158}{90.95} = 7,893,322.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{717,933,158}{-34.05} = -21,087,460.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{717,933,158}{-89.05} = -8,062,542.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	262,118.6	A_{vc1}'	272,105.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	711,366,381.2	I_{vc1}'	722,993,775.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,883,583.0	Z_{tc1}'	7,900,722.7	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,588,237.0	mm ³
Z_{bc0}	-7,924,665.6	Z_{bc1}'	-8,170,328.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	262,118.6	A_{vb1}'	270,440.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	711,366,381.2	I_{vb1}'	721,115,509.6	mm ⁴
Z_{tb0}	7,883,583.0	Z_{tb1}'	7,897,986.4	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,400,445.9	mm ³
Z_{bb0}	-7,924,665.6	Z_{bb1}'	-8,130,165.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	262,118.6	A_{va1}'	268,776.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	711,366,381.2	I_{va1}'	719,213,981.2	mm ⁴
Z_{ta0}	7,883,583.0	Z_{ta1}'	7,895,203.7	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,212,654.9	mm ³
Z_{ba0}	-7,924,665.6	Z_{ba1}'	-8,089,695.7	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	262,118.6	A_{vc1}	270,440.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	711,366,381.2	I_{vc1}	721,115,509.6	mm^4
Z_{tc0}	7,883,583.0	Z_{tc1}	7,897,986.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,400,445.9	mm^3
Z_{bc0}	-7,924,665.6	Z_{bc1}	-8,130,165.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	262,118.6	A_{vb1}	269,053.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	711,366,381.2	I_{vb1}	719,532,536.4	mm^4
Z_{tb0}	7,883,583.0	Z_{tb1}	7,895,670.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,243,953.4	mm^3
Z_{bb0}	-7,924,665.6	Z_{bb1}	-8,096,462.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	262,118.6	A_{va1}	267,666.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	711,366,381.2	I_{va1}	717,933,157.8	mm^4
Z_{ta0}	7,883,583.0	Z_{ta1}	7,893,322.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,087,460.9	mm^3
Z_{ba0}	-7,924,665.6	Z_{ba1}	-8,062,542.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.484m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,879}{7,900,723} \times 1.484 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,879}{-21,588,237} \times 1.484 = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,879}{-8,170,328} \times 1.484 = -6.790 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,879}{7,897,986} \times 1.484 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,879}{-21,400,446} \times 1.484 = -2.592 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,879}{-8,130,166} \times 1.484 = -6.823 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{409,803}{7,897,986} \times 1.484 = 0.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{409,803}{-21,400,446} \times 1.484 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{409,803}{-8,130,166} \times 1.484 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,897,986} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,400,446} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,130,166} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,897,986} \times 1.484 = 7.953 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,400,446} \times 1.484 = -2.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,130,166} \times 1.484 = -7.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{272,105} + \frac{-33.49}{-21,588,237} \right) \\
 &= 11.917 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.917 + -2.570) \\
 &= 9.348 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.348 = 67.250 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.348 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.348 - 7 \times 0.028 \\
 &= 111.974 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.250 - 0.05 \times (45.500 + 111.974) \\
 &= 20.401 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.250 = 1,302.75 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.8 \\
 &= 2,168.30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.75 - 111.97 - 45.50 - 20.40 \\
 &= 1,124.88 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,124.88}{1,302.75} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,168.30 = 1,872.24 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,168.30 \times -33.49 / 1,000 = -72.617 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,872.24 \times -33.70 / 1,000 = -63.088 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,168,298}{272,105} + \frac{-72,616,661}{7,900,723} = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,168,298}{272,105} + \frac{-72,616,661}{-21,588,237} = 11.332 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,168,298}{272,105} + \frac{-72,616,661}{-8,170,328} = 16.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,872,243}{270,441} + \frac{-63,087,620}{7,897,986} = -1.065 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,872,243}{270,441} + \frac{-63,087,620}{-21,400,446} = 9.871 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,872,243}{270,441} + \frac{-63,087,620}{-8,130,166} = 14.683 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,510,089}{7,897,986} \times 1.484 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,510,089}{-21,400,446} \times 1.484 = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,510,089}{-8,130,166} \times 1.484 = -5.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,510,089}{7,895,671} \times 1.484 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,510,089}{-21,243,953} \times 1.484 = -1.922 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,510,089}{-8,096,462} \times 1.484 = -5.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{301,590}{7,895,671} \times 1.484 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{301,590}{-21,243,953} \times 1.484 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{301,590}{-8,096,462} \times 1.484 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,895,671} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,243,953} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,096,462} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,895,671} \times 1.484 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,243,953} \times 1.484 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,096,462} \times 1.484 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{270,441} + \frac{-33.70}{-21,400,446} \right) \\ &= 10.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.018 + -1.908) \\
 &= 8.111 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.111 = 58.349 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.111 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.111 - 7 \times 0.021 \\
 &= 97.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 58.349 - 0.05 \times (45.500 + 97.179) \\
 &= 22.031 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.349 = 1,311.65 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.7 \\
 &= 1,819.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,311.65 - 97.18 - 45.50 - 22.03 \\
 &= 1,146.94 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.94}{1,311.65} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,819.26 = 1,590.81 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,819.26 \times -33.70 / 1,000 = -61.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,590.81 \times -33.87 / 1,000 = -53.881 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,259}{270,441} + \frac{-61,302,281}{7,897,986} = -1.035 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,259}{270,441} + \frac{-61,302,281}{-21,400,446} = 9.592 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,259}{270,441} + \frac{-61,302,281}{-8,130,166} = 14.267 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,590,806}{269,054} + \frac{-53,880,586}{7,895,671} = -0.911 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,590,806}{269,054} + \frac{-53,880,586}{-21,243,953} = 8.449 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,590,806}{269,054} + \frac{-53,880,586}{-8,096,462} = 12.567 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,675}{7,895,204} \times 1.484 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,675}{-21,212,655} \times 1.484 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,675}{-8,089,696} \times 1.484 = -3.873 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,675}{7,893,322} \times 1.484 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,675}{-21,087,461} \times 1.484 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,675}{-8,062,543} \times 1.484 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{231,445}{7,893,322} \times 1.484 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{231,445}{-21,087,461} \times 1.484 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{231,445}{-8,062,543} \times 1.484 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,893,322} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,087,461} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,062,543} \times 1.484 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,893,322} \times 1.484 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,087,461} \times 1.484 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,062,543} \times 1.484 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{268,776} + \frac{-33.90}{-21,212,655} \right) \\ &= 8.086 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.086 + -1.477) \\
&= 6.609 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.609 = 47.544 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.609 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.609 - 7 \times 0.016 \\
&= 79.189 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.544 - 0.05 \times (45.500 + 79.189) \\
&= 24.011 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.544 = 1,322.46 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.5 \\
&= 1,467.40 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.46 - 79.19 - 45.50 - 24.01 \\
&= 1,173.76 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.76}{1,322.46} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.40 = 1,302.40 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.40 \times -33.90 / 1,000 = -49.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,302.40 \times -34.05 / 1,000 = -44.341 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,397}{268,776} + \frac{-49,752,029}{7,895,204} = -0.842 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,397}{268,776} + \frac{-49,752,029}{-21,212,655} = 7.805 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,397}{268,776} + \frac{-49,752,029}{-8,089,696} = 11.610 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,302,399}{267,667} + \frac{-44,340,835}{7,893,322} = -0.752 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,302,399}{267,667} + \frac{-44,340,835}{-21,087,461} = 6.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,302,399}{267,667} + \frac{-44,340,835}{-8,062,543} = 10.365 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.75	1,311.65	1,322.46
유효 긴장응력	1,124.88	1,146.94	1,173.76

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,124.9	1,146.9	1,173.8	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.223	16.856	-1.035	14.267	-0.842	11.610
풍도슬래브	7.021	-6.790	5.169	-5.021	3.968	-3.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.065	14.683	-0.911	12.567	-0.752	10.365
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.823	5.171	-5.042	3.969	-3.886
	CIP 몰탈	0.077	-0.075	0.057	-0.055	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.953	-7.726	5.855	-5.709	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.799	10.067	4.134	9.246	3.126	7.737		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.959	7.859	4.259	7.525	3.217	6.480		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.036	7.785	4.316	7.470	3.261	6.437		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.036	7.785	4.316	7.470	3.261	6.437		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.989	0.059	10.170	1.760	7.755	2.037		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.298	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	100.501	167.798

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 167.798 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1484 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1484.0 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,515 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,515 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1484}$$

$$= 40.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,515 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.60}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 167.80 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.683) \times 8,130,166 / 1.0E+06$$

$$= 155.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

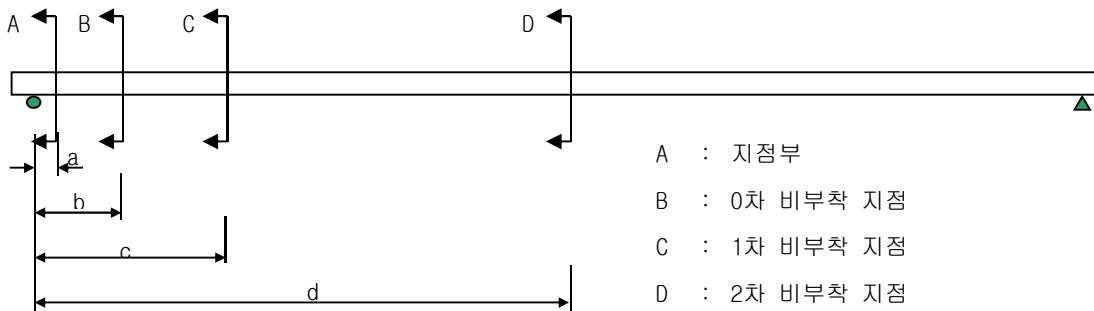
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.59 = 186.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.638	0.292	26.930	30.162	57.092
B	21.723	0.238	21.961	24.597	46.559
C	17.464	0.191	17.655	19.774	37.429
D	13.532	0.148	13.680	15.322	29.003
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.381	0.202	18.583	20.813	39.396
C	31.330	0.343	31.673	35.475	67.148
D	40.825	0.448	41.273	46.227	87.499
E	55.473	0.608	56.081	62.813	118.894

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.965	0.350	32.316	48.260	80.575
B	26.068	0.286	26.353	39.356	65.709
C	20.956	0.230	21.186	31.639	52.825
D	16.238	0.178	16.416	24.516	40.932
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.057	0.242	22.299	33.301	55.600
C	37.596	0.412	38.008	56.760	94.768
D	48.990	0.537	49.527	73.963	123.490
E	66.568	0.730	67.298	100.501	167.798

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.968	0.000	717,933,158	89.0	84.689
B	50.0	6.968	2.305	717,933,158	89.0	66.106
C	50.0	6.968	3.928	717,933,158	89.0	53.016
D	50.0	8.449	5.098	719,532,536	88.9	55.759
E	50.0	9.871	6.898	721,115,510	88.7	52.915

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,484	144.0	57.092	23.483	84.689	0.000	∞
B	50.0	1,484	144.0	46.559	19.151	66.106	16.204	200.237
C	50.0	1,484	144.0	37.429	15.396	53.016	27.620	142.534
D	50.0	1,484	144.0	29.003	11.929	55.759	35.990	123.037
E	50.0	1,484	144.0	0.000	0.000	52.915	48.904	75.553

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.866	1,484.0	144.0	0.00	750.145
B	50.0	4.866	1,484.0	144.0	0.00	750.145
C	50.0	4.866	1,484.0	144.0	0.00	750.145
D	50.0	5.913	1,484.0	144.0	0.00	817.257
E	50.0	6.923	1,484.0	144.0	0.00	882.028

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	750.145	750.145
B	200.237	750.145	200.237
C	142.534	750.145	142.534
D	123.037	817.257	123.037
E	75.553	882.028	75.553

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

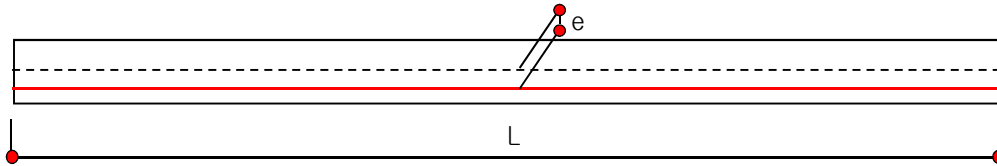
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	80.575	750.145	0.750	562.608	-482.03	0.143	전단보강 불필요
B	65.709	200.237	0.750	150.178	-84.47	0.438	전단보강 불필요
C	52.825	142.534	0.750	106.901	-54.08	0.494	전단보강 불필요
D	40.932	123.037	0.750	92.278	-51.35	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	75.553	0.750	56.665	-56.66	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

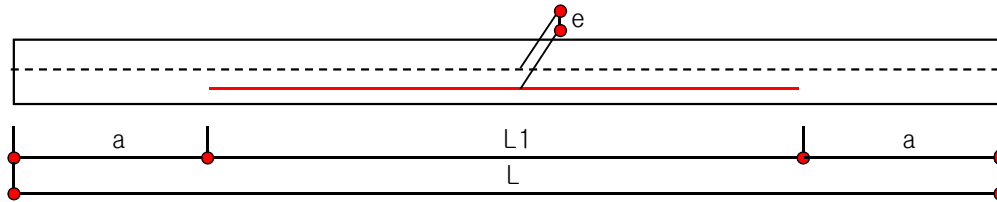
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,168}{8 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} - \frac{349}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{33.9}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \\ &\quad - \frac{352}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{34.0}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 721115509.6} \\ &= 25.92 - 1.015 - 0.504 = 24.4 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.064	722,993,776	-24.40	
풍도슬래브 자중	37.381	722,993,776	18.55	
접합 몰탈	0.410	722,993,776	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	722,993,776	0.00	
합 계(고정하중)			-5.66	
작업하중 및 풍하중	42.327	722,993,776	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-6

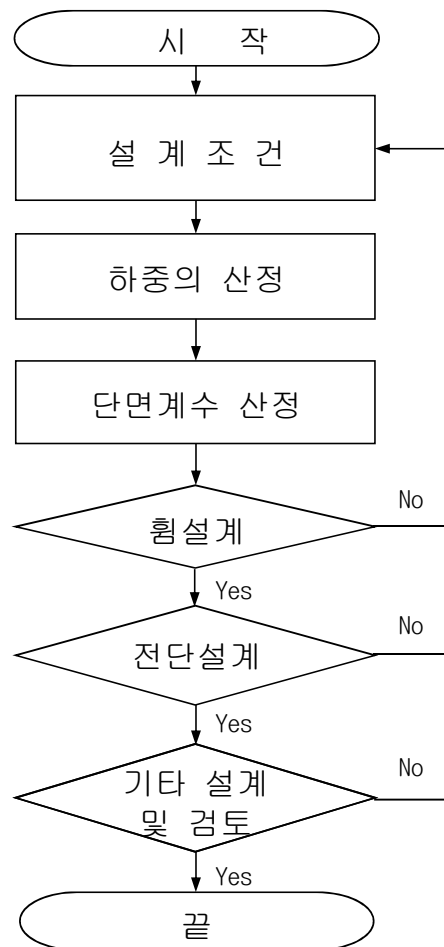
(L= 8.330 m, B= 1.467 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.467 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.467m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

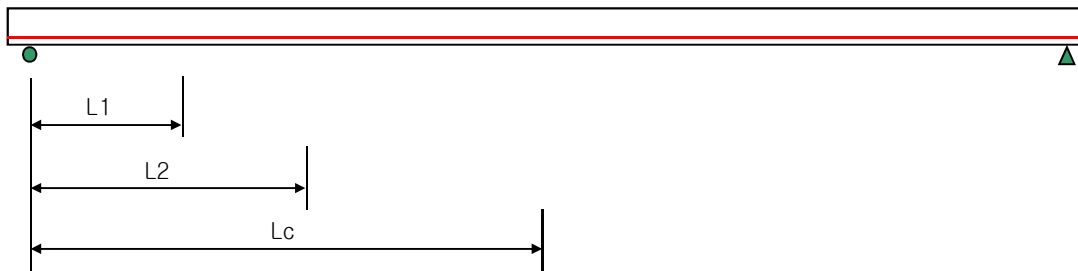
$$\text{단면적} = 259,059 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 259,059 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 6.476 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,467.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.467 = 7.335 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.467 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

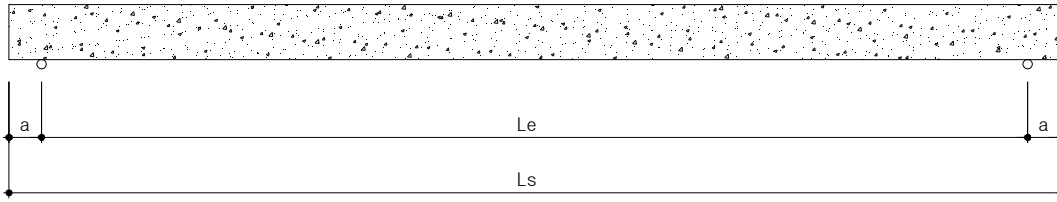
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.476	0.072	0.000	7.335	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.55
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.88
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.55
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.17
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.59
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.86
MAX						19.59

3.5 단면력 산정

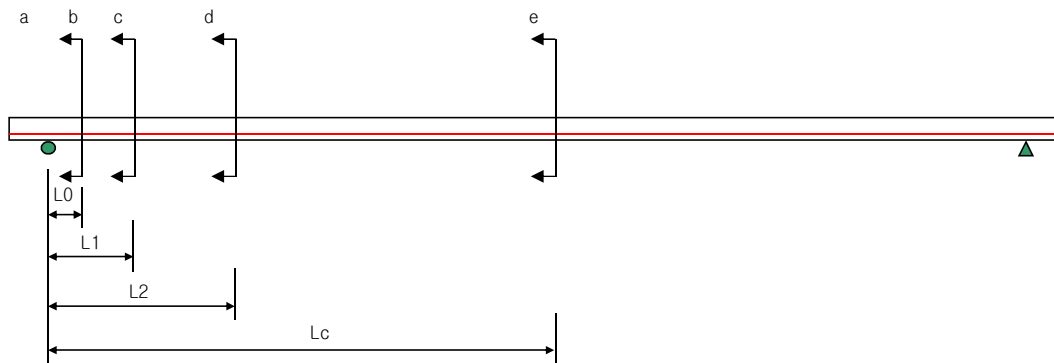
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.946 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.383 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.107 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.504 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.373 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 17.946 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 17.946 - (4.415 \times 0.750) = 14.635 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 17.946 - (4.415 \times 1.400) = 11.765 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 17.946 - (4.415 \times 2.000) = 9.116 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 17.946 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.199 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.234 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.305 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.415 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.199 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.199 - (0.049 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.199 - (0.049 \times 1.400) = 0.131 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.199 - (0.049 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.199 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.383	0.137	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.107	0.234	0.000	23.905	45.246	1차비부착부
	d	27.504	0.305	0.000	31.150	58.959	2차비부착부
	e	37.373	0.415	0.000	42.327	80.114	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.946	0.199	0.000	20.325	38.470	지점부(전단검토)
	b	14.635	0.162	0.000	16.575	31.372	0차비부착부
	c	11.765	0.131	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.116	0.101	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

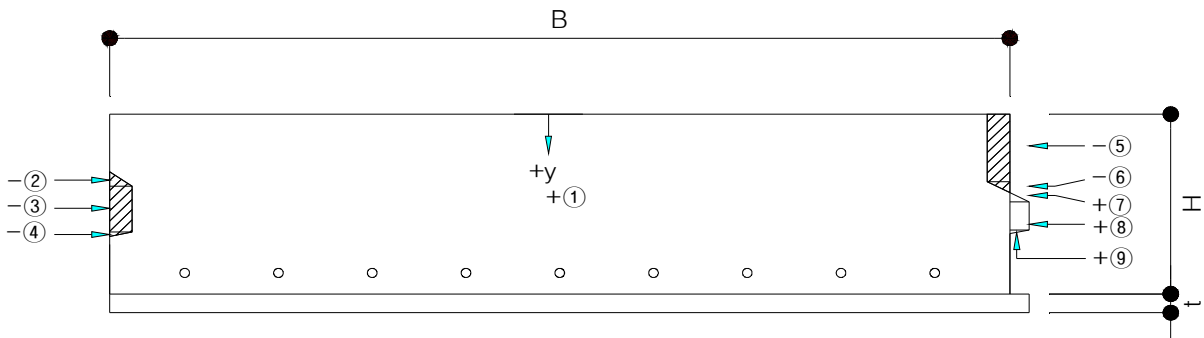
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.946	0.199	0.000		18.145	
LC-2	17.946	0.199	0.000	20.325	38.470	
MAX					38.470	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1467	180	264,060	90.0	23,765,400	8,100	2,700	10,800	2,851,848,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				259,059		23,376,582				2,812,528,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

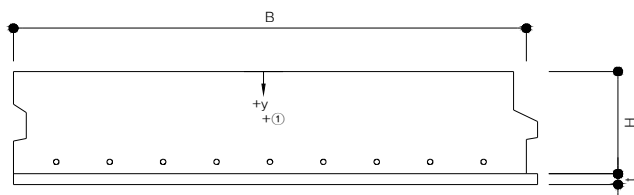
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 259,058.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,376,582}{259,059} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,812,528,761 - 90.24 \times 23,376,582 = 703,104,212 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{t0}} = \frac{703,104,212}{90.24} = 7,791,780.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{b0}} = \frac{703,104,212}{-89.76} = -7,832,865.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	269,045.00		24,624,882				2,968,566,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 269,045.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,624,882}{269,045} = 91.53 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.53 - 180.00 = -88.47 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.53 - 125.00 = -33.47 \text{ mm}$$

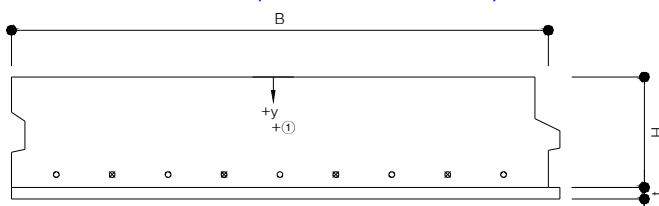
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,968,566,261 - 91.53 \times 24,624,882 = 714,724,721 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{714,724,721}{91.53} = 7,808,894.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{714,724,721}{-33.47} = -21,352,275.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{714,724,721}{-88.47} = -8,078,450.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

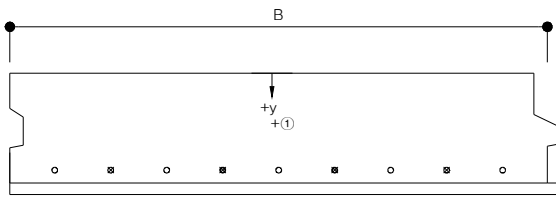


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,380.60		24,416,832				2,942,560,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 267,380.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,416,832 / 267,381 = 91.32 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,942,560,011 - 91.32 \times 24,416,832 = 712,848,249 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{712,848,249}{91.32} = 7,806,164.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{712,848,249}{-33.68} = -21,164,470.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{712,848,249}{-88.68} = -8,038,309.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



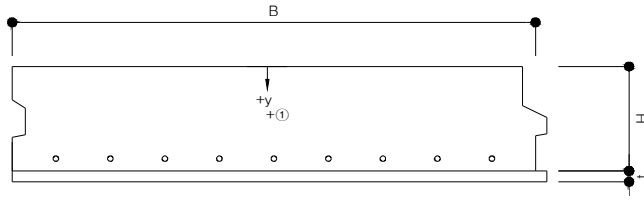
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	265,716.20		24,208,782				2,916,553,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 265,716.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,208,782 / 265,716 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,916,553,761 - 91.11 \times 24,208,782 = 710,948,270 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{710,948,270}{91.11} = 7,803,386.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{710,948,270}{-33.89} = -20,976,666.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{710,948,270}{-88.89} = -7,997,857.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

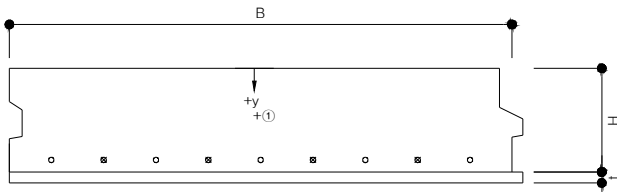


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	267,380.60		24,416,832				2,942,560,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 267,380.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,416,832}{267,381} = 91.32 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.32 - 180.00 = -88.68 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.32 - 125.00 = -33.68 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,942,560,011 - 91.32 \times 24,416,832 = 712,848,249 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{712,848,249}{91.32} = 7,806,164.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{712,848,249}{-33.68} = -21,164,470.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{712,848,249}{-88.68} = -8,038,309.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

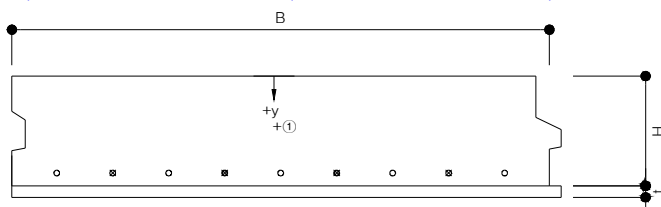


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	265,993.60		24,243,457				2,920,888,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 265,993.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,243,457 / 265,994 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,920,888,136 - 91.14 \times 24,243,457 = 711,266,584 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{711,266,584}{91.14} = 7,803,852.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{711,266,584}{-33.86} = -21,007,967.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{711,266,584}{-88.86} = -8,004,621.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			259,058.60		23,376,582				2,812,528,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	264,606.60		24,070,082				2,899,216,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 264,606.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,070,082 / 264,607 = 90.97 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.97 - 180.00 = -89.03 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.97 - 125.00 = -34.03 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,899,216,261 - 90.97 \times 24,070,082 = 709,668,338 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{709,668,338}{90.97} = 7,801,507.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{709,668,338}{-34.03} = -20,851,463.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{709,668,338}{-89.03} = -7,970,715.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	259,058.6	A_{vc1}'	269,045.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	703,104,211.9	I_{vc1}'	714,724,720.8	mm ⁴
Z_{tc0}	7,791,780.5	Z_{tc1}'	7,808,894.9	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,352,275.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,832,865.6	Z_{bc1}'	-8,078,450.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	259,058.6	A_{vb1}'	267,380.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	703,104,211.9	I_{vb1}'	712,848,249.1	mm ⁴
Z_{tb0}	7,791,780.5	Z_{tb1}'	7,806,164.0	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,164,470.9	mm ³
Z_{bb0}	-7,832,865.6	Z_{bb1}'	-8,038,309.5	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	259,058.6	A_{va1}'	265,716.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	703,104,211.9	I_{va1}'	710,948,269.6	mm ⁴
Z_{ta0}	7,791,780.5	Z_{ta1}'	7,803,386.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-20,976,666.3	mm ³
Z_{ba0}	-7,832,865.6	Z_{ba1}'	-7,997,857.7	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	259,058.6	A_{vc1}	267,380.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	703,104,211.9	I_{vc1}	712,848,249.1	mm^4
Z_{tc0}	7,791,780.5	Z_{tc1}	7,806,164.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,164,470.9	mm^3
Z_{bc0}	-7,832,865.6	Z_{bc1}	-8,038,309.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	259,058.6	A_{vb1}	265,993.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	703,104,211.9	I_{vb1}	711,266,584.1	mm^4
Z_{tb0}	7,791,780.5	Z_{tb1}	7,803,852.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,007,967.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,832,865.6	Z_{bb1}	-8,004,621.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	259,058.6	A_{va1}	264,606.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	703,104,211.9	I_{va1}	709,668,337.7	mm^4
Z_{ta0}	7,791,780.5	Z_{ta1}	7,801,507.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,851,463.2	mm^3
Z_{ba0}	-7,832,865.6	Z_{ba1}	-7,970,715.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.467m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,613}{7,808,895} \times 1.467 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,613}{-21,352,275} \times 1.467 = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,613}{-8,078,450} \times 1.467 = -6.787 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,613}{7,806,164} \times 1.467 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,613}{-21,164,471} \times 1.467 = -2.590 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,613}{-8,038,309} \times 1.467 = -6.821 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{414,552}{7,806,164} \times 1.467 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{414,552}{-21,164,471} \times 1.467 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{414,552}{-8,038,309} \times 1.467 = -0.076 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,806,164} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,164,471} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,038,309} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,806,164} \times 1.467 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,164,471} \times 1.467 = -2.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,038,309} \times 1.467 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{269,045} + \frac{-33.47}{-21,352,275} \right) \\
 &= 12.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.050 + -2.568) \\
 &= 9.482 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.482 = 68.217 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.482 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.482 - 7 \times 0.029 \\
 &= 113.585 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 68.217 - 0.05 \times (45.500 + 113.585) \\
 &= 20.224 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 68.217 = 1,301.78 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,301.8 \\
 &= 2,166.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,301.78 - 113.59 - 45.50 - 20.22 \\
 &= 1,122.47 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,122.47}{1,301.78} = 0.862$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.862 \times 2,166.69 = 1,868.24 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,166.69 \times -33.47 / 1,000 = -72.526 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,868.24 \times -33.68 / 1,000 = -62.925 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,166,687}{269,045} + \frac{-72,525,518}{7,808,895} = -1.234 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,166,687}{269,045} + \frac{-72,525,518}{-21,352,275} = 11.450 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,166,687}{269,045} + \frac{-72,525,518}{-8,078,450} = 17.031 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,868,245}{267,381} + \frac{-62,925,029}{7,806,164} = -1.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,868,245}{267,381} + \frac{-62,925,029}{-21,164,471} = 9.960 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,868,245}{267,381} + \frac{-62,925,029}{-8,038,309} = 14.815 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,504,006}{7,806,164} \times 1.467 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,504,006}{-21,164,471} \times 1.467 = -1.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,504,006}{-8,038,309} \times 1.467 = -5.020 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,504,006}{7,803,852} \times 1.467 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,504,006}{-21,007,967} \times 1.467 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,504,006}{-8,004,621} \times 1.467 = -5.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{305,085}{7,803,852} \times 1.467 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{305,085}{-21,007,967} \times 1.467 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{305,085}{-8,004,621} \times 1.467 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,803,852} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,007,967} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,004,621} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,803,852} \times 1.467 = 5.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,007,967} \times 1.467 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,004,621} \times 1.467 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{267,381} + \frac{-33.68}{-21,164,471} \right) \\ &= 10.131 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.131 + -1.906) \\
 &= 8.224 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.224 = 59.167 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.224 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.224 - 7 \times 0.021 \\
 &= 98.542 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 59.167 - 0.05 \times (45.500 + 98.542) \\
 &= 21.881 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 59.167 = 1,310.83 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,310.8 \\
 &= 1,818.13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,310.83 - 98.54 - 45.50 - 21.88 \\
 &= 1,144.91 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.91}{1,310.83} = 0.873$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.873 \times 1,818.13 = 1,587.99 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.13 \times -33.68 / 1,000 = -61.237 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,587.99 \times -33.86 / 1,000 = -53.765 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,125}{267,381} + \frac{-61,236,931}{7,806,164} = -1.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,125}{267,381} + \frac{-61,236,931}{-21,164,471} = 9.693 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,125}{267,381} + \frac{-61,236,931}{-8,038,309} = 14.418 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,587,990}{265,994} + \frac{-53,764,558}{7,803,852} = -0.919 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,587,990}{265,994} + \frac{-53,764,558}{-21,007,967} = 8.529 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,587,990}{265,994} + \frac{-53,764,558}{-8,004,621} = 12.687 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,007}{7,803,386} \times 1.467 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,007}{-20,976,666} \times 1.467 = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,007}{-7,997,858} \times 1.467 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,007}{7,801,508} \times 1.467 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,007}{-20,851,463} \times 1.467 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,007}{-7,970,715} \times 1.467 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{234,127}{7,801,508} \times 1.467 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{234,127}{-20,851,463} \times 1.467 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{234,127}{-7,970,715} \times 1.467 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,801,508} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,851,463} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,970,715} \times 1.467 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,801,508} \times 1.467 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,851,463} \times 1.467 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-7,970,715} \times 1.467 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{265,716} + \frac{-33.89}{-20,976,666} \right) \\ &= 8.177 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.177 + -1.476) \\
&= 6.701 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.701 = 48.208 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.701 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.701 - 7 \times 0.016 \\
&= 80.296 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 48.208 - 0.05 \times (45.500 + 80.296) \\
&= 23.889 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 48.208 = 1,321.79 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,321.8 \\
&= 1,466.66 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,321.79 - 80.30 - 45.50 - 23.89 \\
&= 1,172.11 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.11}{1,321.79} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.66 = 1,300.57 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.66 \times -33.89 / 1,000 = -49.709 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,300.57 \times -34.03 / 1,000 = -44.264 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,660}{265,716} + \frac{-49,708,532}{7,803,386} = -0.850 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,660}{265,716} + \frac{-49,708,532}{-20,976,666} = 7.889 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,660}{265,716} + \frac{-49,708,532}{-7,997,858} = 11.735 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,300,569}{264,607} + \frac{-44,264,150}{7,801,508} = -0.759 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,300,569}{264,607} + \frac{-44,264,150}{-20,851,463} = 7.038 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,300,569}{264,607} + \frac{-44,264,150}{-7,970,715} = 10.468 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,301.78	1,310.83	1,321.79
유효 긴장응력	1,122.47	1,144.91	1,172.11

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,122.5	1,144.9	1,172.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.234	17.031	-1.045	14.418	-0.850	11.735
풍도슬래브	7.021	-6.787	5.169	-5.020	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.074	14.815	-0.919	12.687	-0.759	10.468
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.821	5.170	-5.041	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.078	-0.076	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.856	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.787	10.244	4.124	9.398	3.118	7.863
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.950	7.995	4.251	7.646	3.210	6.584
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.028	7.919	4.308	7.590	3.254	6.541
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.028	7.919	4.308	7.590	3.254	6.541
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.982	0.194	10.164	1.881	7.749	2.141
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.521	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.349	165.870

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 165.870 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1467 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1467.0 \times 125.0} = 0.0091$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,511 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,511 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1467}$$

$$= 40.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,511 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.72}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 165.87 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.815) \times 8,038,309 / 1.0E+06$$

$$= 154.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

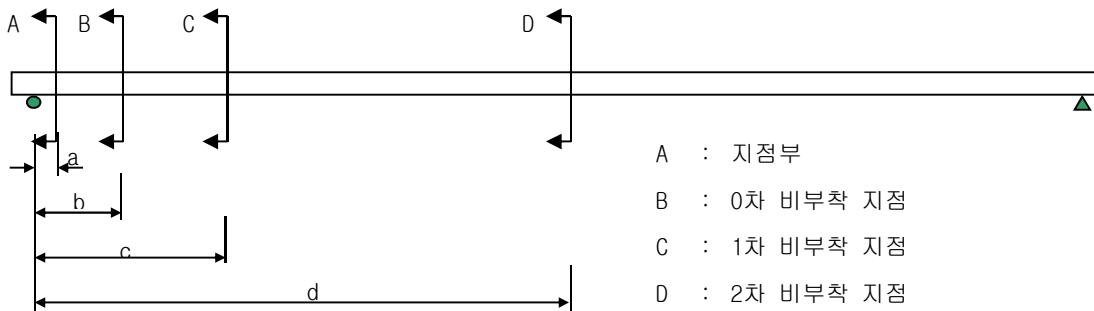
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 154.90 = 185.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.327	0.292	26.619	29.817	56.436
B	21.469	0.238	21.708	24.316	46.023
C	17.260	0.191	17.451	19.548	36.999
D	13.374	0.148	13.522	15.147	28.669
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.166	0.202	18.368	20.575	38.943
C	30.964	0.343	31.307	35.069	66.376
D	40.348	0.448	40.796	45.697	86.493
E	54.826	0.608	55.434	62.093	117.527

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.592	0.350	31.943	47.707	79.649
B	25.763	0.286	26.049	38.905	64.954
C	20.712	0.230	20.941	31.276	52.218
D	16.049	0.178	16.227	24.235	40.462
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.800	0.242	22.042	32.919	54.961
C	37.157	0.412	37.569	56.110	93.679
D	48.418	0.537	48.955	73.115	122.070
E	65.791	0.730	66.521	99.349	165.870

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.038	0.000	709,668,338	89.0	84.278
B	50.0	7.038	2.304	709,668,338	89.0	65.910
C	50.0	7.038	3.928	709,668,338	89.0	52.971
D	50.0	8.529	5.097	711,266,584	88.9	55.778
E	50.0	9.960	6.896	712,848,249	88.7	53.050

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,467	144.0	56.436	23.214	84.278	0.000	∞
B	50.0	1,467	144.0	46.023	18.931	65.910	16.018	198.604
C	50.0	1,467	144.0	36.999	15.219	52.971	27.303	141.213
D	50.0	1,467	144.0	28.669	11.793	55.778	35.577	121.845
E	50.0	1,467	144.0	0.000	0.000	53.050	48.343	74.687

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.915	1,467.0	144.0	0.00	744.679
B	50.0	4.915	1,467.0	144.0	0.00	744.679
C	50.0	4.915	1,467.0	144.0	0.00	744.679
D	50.0	5.970	1,467.0	144.0	0.00	811.534
E	50.0	6.987	1,467.0	144.0	0.00	875.997

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	744.679	744.679
B	198.604	744.679	198.604
C	141.213	744.679	141.213
D	121.845	811.534	121.845
E	74.687	875.997	74.687

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

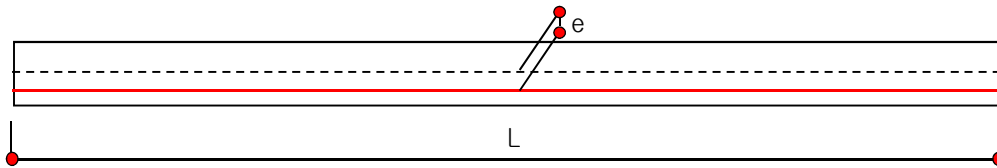
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	79.649	744.679	0.750	558.509	-478.86	0.143	전단보강 불필요
B	64.954	198.604	0.750	148.953	-84.00	0.436	전단보강 불필요
C	52.218	141.213	0.750	105.910	-53.69	0.493	전단보강 불필요
D	40.462	121.845	0.750	91.384	-50.92	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.687	0.750	56.016	-56.02	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

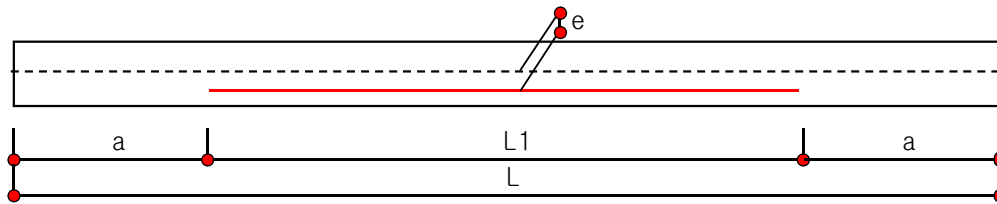
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 712848249.1} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 712848249.1} \\ &\quad - \frac{351 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 712848249.1} \\ &= 26.19 - 1.025 - 0.509 = 24.7 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.977	714,724,721	-24.65	
풍도슬래브 자중	37.373	714,724,721	18.54	
접합 몰탈	0.415	714,724,721	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	714,724,721	0.00	
합 계(고정하중)			-5.91	
작업하중 및 풍하중	42.327	714,724,721	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-7

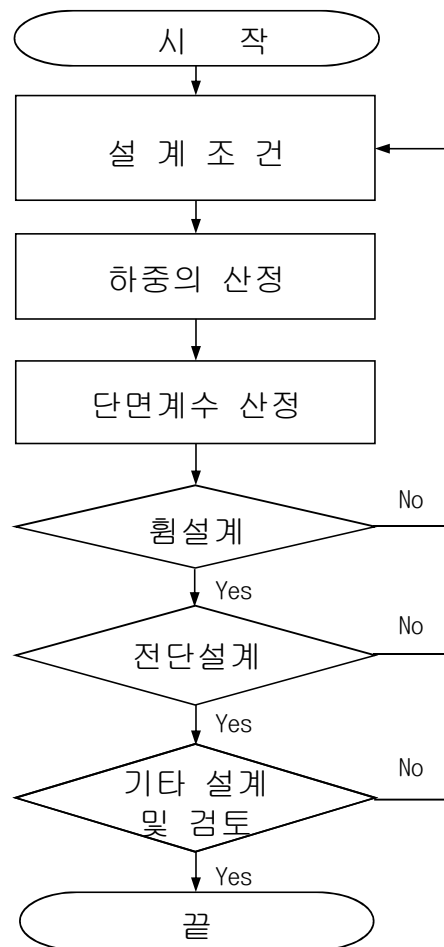
(L= 8.330 m, B= 1.517 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.517 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

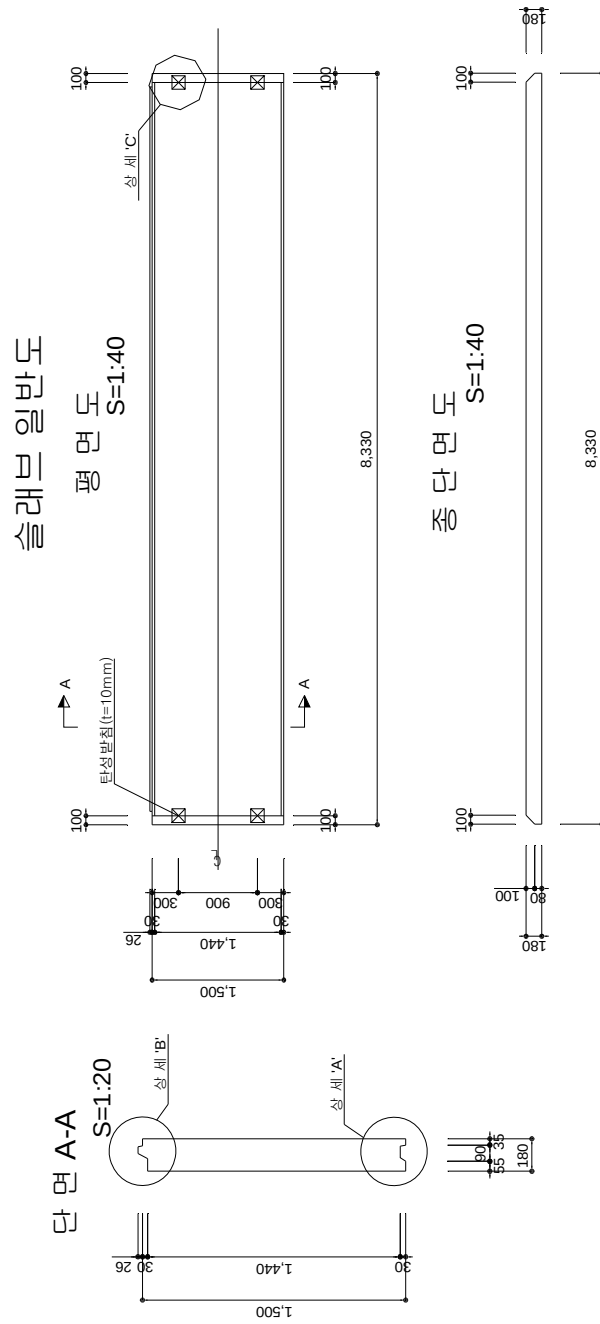
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.517m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

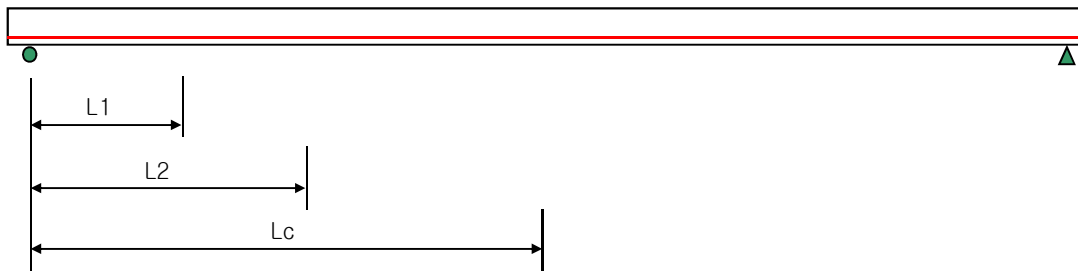
$$\text{단 면 적} = 268,059 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 268,059 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.701 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,517.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.517 = 7.585 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.517 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

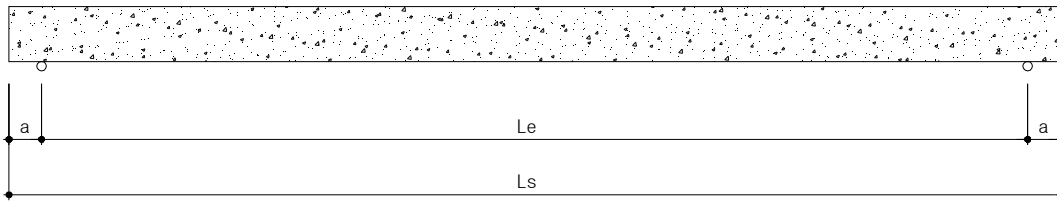
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.701	0.072	0.000	7.585	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.77
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.36
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.77
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.48
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.26
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.13
MAX						20.26

3.5 단면력 산정

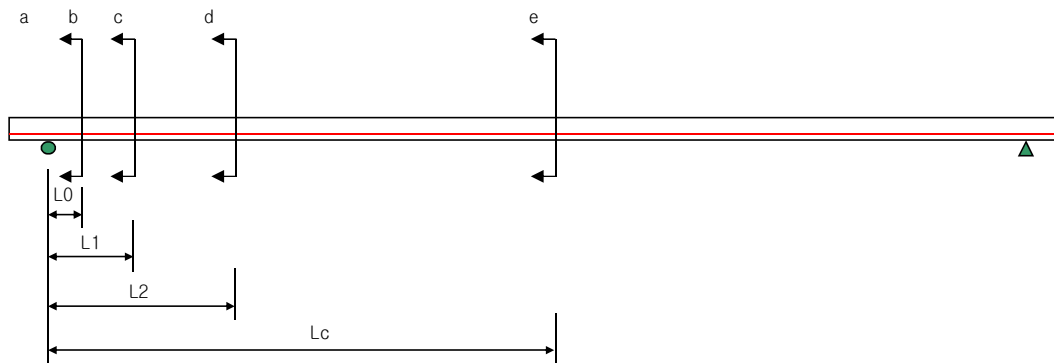
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.418 \times 8.130) / 2 = 17.957 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.418 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.391 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.418 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.120 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.418 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.522 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.418 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.396 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.957 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.957 - (4.418 \times 0.750) = 14.644 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.957 - (4.418 \times 1.400) = 11.773 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.957 - (4.418 \times 2.000) = 9.122 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.957 - (4.418 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.047 \times 8.130) / 2 = 0.193 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.047 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.133 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.047 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.226 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.047 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.295 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.047 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.401 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.193 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.193 - (0.047 \times 0.750) = 0.157 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.193 - (0.047 \times 1.400) = 0.126 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.193 - (0.047 \times 2.000) = 0.098 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.193 - (0.047 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.391	0.133	0.000	14.025	26.549	0차비부착부
	c	21.120	0.226	0.000	23.905	45.252	1차비부착부
	d	27.522	0.295	0.000	31.150	58.967	2차비부착부
	e	37.396	0.401	0.000	42.327	80.124	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.957	0.193	0.000	20.325	38.475	지점부(전단검토)
	b	14.644	0.157	0.000	16.575	31.376	0차비부착부
	c	11.773	0.126	0.000	13.325	25.224	1차비부착부
	d	9.122	0.098	0.000	10.325	19.545	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

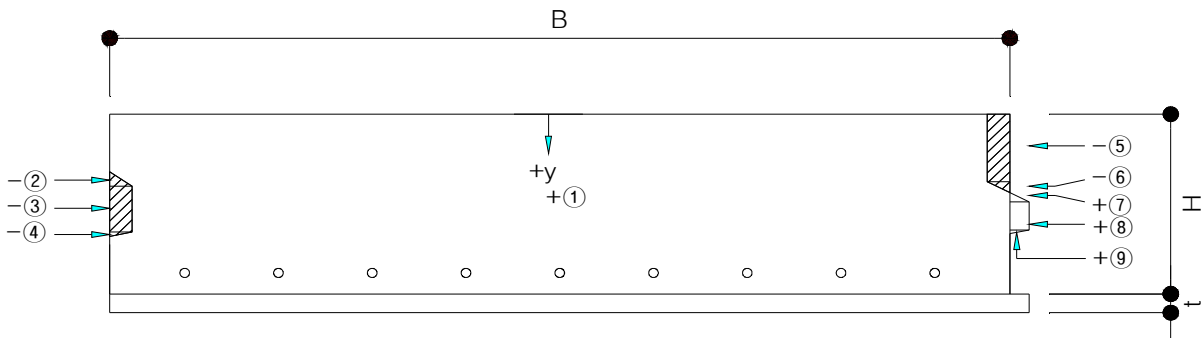
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.957	0.193	0.000		18.150	
LC-2	17.957	0.193	0.000	20.325	38.475	
MAX					38.475	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1517	180	273,060	90.0	24,575,400	8,100	2,700	10,800	2,949,048,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				268,059		24,186,582				2,909,728,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

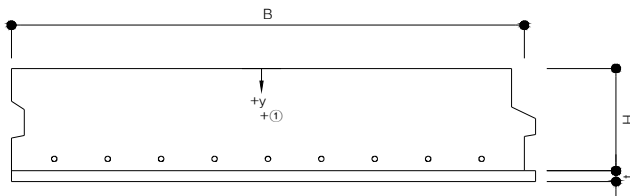
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 268,058.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,186,582}{268,059} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,909,728,761 - 90.23 \times 24,186,582 = 727,404,699 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{727,404,699}{90.23} = 8,061,787.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{727,404,699}{-89.77} = -8,102,865.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	278,045.00		25,434,882				3,065,766,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 278,045.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,434,882}{278,045} = 91.48 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.48 - 180.00 = -88.52 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.48 - 125.00 = -33.52 \text{ mm}$$

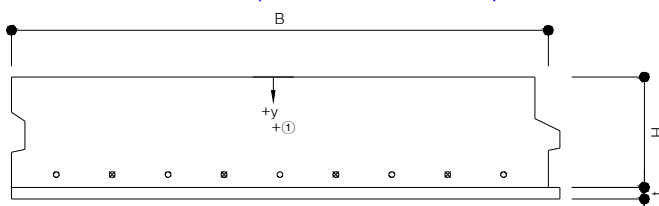
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,065,766,261 - 91.48 \times 25,434,882 = 739,045,027 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{739,045,027}{91.48} = 8,078,975.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{739,045,027}{-33.52} = -22,046,286.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{739,045,027}{-88.52} = -8,348,675.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

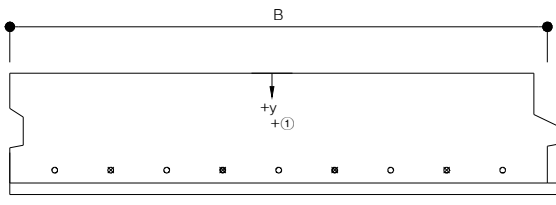


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	276,380.60		25,226,832				3,039,760,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 276,380.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 25,226,832 / 276,381 = 91.28 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,039,760,011 - 91.28 \times 25,226,832 = 737,163,389 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{737,163,389}{91.28} = 8,076,228.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{737,163,389}{-33.72} = -21,858,520.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{737,163,389}{-88.72} = -8,308,471.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



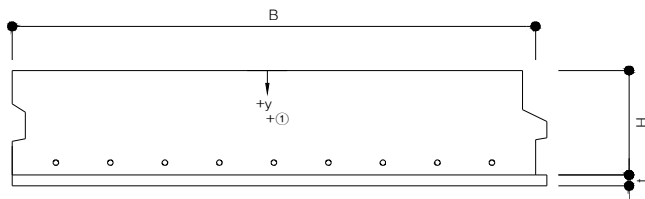
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	274,716.20		25,018,782				3,013,753,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 274,716.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 25,018,782 / 274,716 = 91.07 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.07 - 180.00 = -88.93 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.07 - 125.00 = -33.93 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,013,753,761 - 91.07 \times 25,018,782 = 735,258,950 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{735,258,950}{91.07} = 8,073,436.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{735,258,950}{-33.93} = -21,670,755.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{735,258,950}{-88.93} = -8,267,967.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	276,380.60		25,226,832				3,039,760,011

$$N_c = 6.00$$

$$A_{vc1} = 276,380.60 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1} = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,226,832}{276,381} = 91.28 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1} = Y_{tc1} - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm}$$

$$e_{pc1} = Y_{tc1} - \left(\frac{12 \times 125.0 + 0 \times 75.0}{12} \right) = 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm}$$

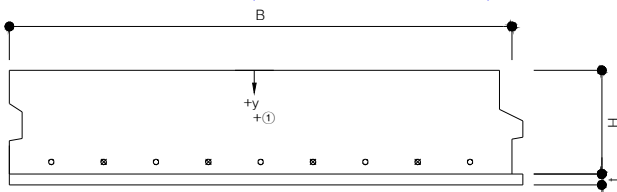
$$I_{vc1} = \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q = 3,039,760,011 - 91.28 \times 25,226,832 = 737,163,389 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{737,163,389}{91.28} = 8,076,228.6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{737,163,389}{-33.72} = -21,858,520.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{737,163,389}{-88.72} = -8,308,471.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

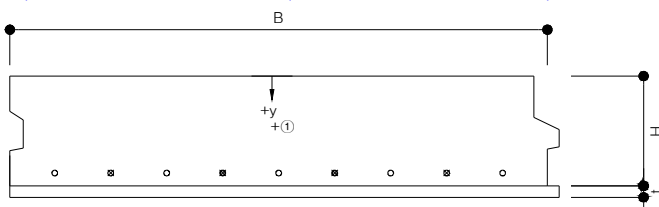


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	274,993.60		25,053,457				3,018,088,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 274,993.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 25,053,457 / 274,994 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 3,018,088,136 - 91.11 \times 25,053,457 = 735,577,957 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{735,577,957}{91.11} = 8,073,905.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{735,577,957}{-33.89} = -21,702,049.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{735,577,957}{-88.89} = -8,274,738.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			268,058.60		24,186,582				2,909,728,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	273,606.60		24,880,082				2,996,416,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 273,606.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,880,082 / 273,607 = 90.93 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.93 - 180.00 = -89.07 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.93 - 125.00 = -34.07 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,996,416,261 - 90.93 \times 24,880,082 = 733,976,452 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{733,976,452}{90.93} = 8,071,549.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{733,976,452}{-34.07} = -21,545,577.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{733,976,452}{-89.07} = -8,240,794.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	268,058.6	A_{vc1}'	278,045.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	727,404,699.0	I_{vc1}'	739,045,027.1	mm^4
Z_{tc0}	8,061,787.6	Z_{tc1}'	8,078,975.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,046,286.1	mm^3
Z_{bc0}	-8,102,865.6	Z_{bc1}'	-8,348,675.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	268,058.6	A_{vb1}'	276,380.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	727,404,699.0	I_{vb1}'	737,163,388.7	mm^4
Z_{tb0}	8,061,787.6	Z_{tb1}'	8,076,228.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,858,520.5	mm^3
Z_{bb0}	-8,102,865.6	Z_{bb1}'	-8,308,471.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	268,058.6	A_{va1}'	274,716.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	727,404,699.0	I_{va1}'	735,258,950.1	mm^4
Z_{ta0}	8,061,787.6	Z_{ta1}'	8,073,436.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,670,755.0	mm^3
Z_{ba0}	-8,102,865.6	Z_{ba1}'	-8,267,967.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	268,058.6	A_{vc1}	276,380.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	727,404,699.0	I_{vc1}	737,163,388.7	mm^4
Z_{tc0}	8,061,787.6	Z_{tc1}	8,076,228.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,858,520.5	mm^3
Z_{bc0}	-8,102,865.6	Z_{bc1}	-8,308,471.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	268,058.6	A_{vb1}	274,993.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	727,404,699.0	I_{vb1}	735,577,957.4	mm^4
Z_{tb0}	8,061,787.6	Z_{tb1}	8,073,905.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,702,049.2	mm^3
Z_{bb0}	-8,102,865.6	Z_{bb1}	-8,274,738.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	268,058.6	A_{va1}	273,606.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	727,404,699.0	I_{va1}	733,976,452.0	mm^4
Z_{ta0}	8,061,787.6	Z_{ta1}	8,071,549.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,545,577.9	mm^3
Z_{ba0}	-8,102,865.6	Z_{ba1}	-8,240,794.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.517m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,396,395}{8,078,975} \times 1.517 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,396,395}{-22,046,286} \times 1.517 = -2.573 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,396,395}{-8,348,676} \times 1.517 = -6.795 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,396,395}{8,076,229} \times 1.517 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,396,395}{-21,858,521} \times 1.517 = -2.595 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,396,395}{-8,308,472} \times 1.517 = -6.828 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{400,888}{8,076,229} \times 1.517 = 0.075 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{400,888}{-21,858,521} \times 1.517 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{400,888}{-8,308,472} \times 1.517 = -0.073 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,076,229} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,858,521} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,308,472} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{8,076,229} \times 1.517 = 7.950 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,858,521} \times 1.517 = -2.938 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,308,472} \times 1.517 = -7.728 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{278,045} + \frac{-33.52}{-22,046,286} \right) \\
 &= 11.668 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.573 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.668 + -2.573) \\
 &= 9.095 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.095 = 65.431 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.095 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.095 - 7 \times 0.028 \\
 &= 108.944 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 65.431 - 0.05 \times (45.500 + 108.944) \\
 &= 20.735 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 65.431 = 1,304.57 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,304.6 \\
 &= 2,171.32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,304.57 - 108.94 - 45.50 - 20.73 \\
 &= 1,129.39 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,129.39}{1,304.57} = 0.866$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.866 \times 2,171.32 = 1,879.76 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,171.32 \times -33.52 / 1,000 = -72.788 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,879.76 \times -33.72 / 1,000 = -63.394 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,171,325}{278,045} + \frac{-72,788,081}{8,078,975} = -1.200 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,171,325}{278,045} + \frac{-72,788,081}{-22,046,286} = 11.111 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,171,325}{278,045} + \frac{-72,788,081}{-8,348,676} = 16.528 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,879,758}{276,381} + \frac{-63,393,515}{8,076,229} = -1.048 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,879,758}{276,381} + \frac{-63,393,515}{-21,858,521} = 9.702 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,879,758}{276,381} + \frac{-63,393,515}{-8,308,472} = 14.431 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,521,508}{8,076,229} \times 1.517 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,521,508}{-21,858,521} \times 1.517 = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,521,508}{-8,308,472} \times 1.517 = -5.025 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,521,508}{8,073,905} \times 1.517 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,521,508}{-21,702,049} \times 1.517 = -1.924 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,521,508}{-8,274,739} \times 1.517 = -5.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{295,030}{8,073,905} \times 1.517 = 0.055 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{295,030}{-21,702,049} \times 1.517 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{295,030}{-8,274,739} \times 1.517 = -0.054 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,073,905} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,702,049} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,274,739} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{8,073,905} \times 1.517 = 5.853 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,702,049} \times 1.517 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,274,739} \times 1.517 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{276,381} + \frac{-33.72}{-21,858,521} \right) \\ &= 9.807 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.807 + -1.910) \\
&= 7.897 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.897 = 56.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.897 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.897 - 7 \times 0.021 \\
&= 94.619 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 56.813 - 0.05 \times (45.500 + 94.619) \\
&= 22.313 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 56.813 = 1,313.19 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,313.2 \\
&= 1,821.39 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,313.19 - 94.62 - 45.50 - 22.31 \\
&= 1,150.76 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,150.76}{1,313.19} = 0.876$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,821.39 = 1,596.10 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,821.39 \times -33.72 / 1,000 = -61.425 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,596.10 \times -33.89 / 1,000 = -54.099 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,821,391}{276,381} + \frac{-61,425,142}{8,076,229} = -1.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,821,391}{276,381} + \frac{-61,425,142}{-21,858,521} = 9.400 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,821,391}{276,381} + \frac{-61,425,142}{-8,308,472} = 13.983 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,596,098}{274,994} + \frac{-54,098,787}{8,073,905} = -0.896 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,596,098}{274,994} + \frac{-54,098,787}{-21,702,049} = 8.297 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,596,098}{274,994} + \frac{-54,098,787}{-8,274,739} = 12.342 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{21,120,438}{8,073,436} \times 1.517 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{21,120,438}{-21,670,755} \times 1.517 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{21,120,438}{-8,267,967} \times 1.517 = -3.875 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,120,438}{8,071,549} \times 1.517 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,120,438}{-21,545,578} \times 1.517 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,120,438}{-8,240,795} \times 1.517 = -3.888 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ta1}} = \frac{226,410}{8,071,549} \times 1.517 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ea1}} = \frac{226,410}{-21,545,578} \times 1.517 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ba1}} = \frac{226,410}{-8,240,795} \times 1.517 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,071,549} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,545,578} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,240,795} \times 1.517 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{8,071,549} \times 1.517 = 4.493 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,545,578} \times 1.517 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,240,795} \times 1.517 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{274,716} + \frac{-33.93}{-21,670,755} \right) \\ &= 7.914 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.914 + -1.478) \\
 &= 6.435 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.435 = 46.295 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.435 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.435 - 7 \times 0.016 \\
 &= 77.109 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 46.295 - 0.05 \times (45.500 + 77.109) \\
 &= 24.240 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.295 = 1,323.70 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.7 \\
 &= 1,468.78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,323.70 - 77.11 - 45.50 - 24.24 \\
 &= 1,176.86 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,176.86}{1,323.70} = 0.889$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.889 \times 1,468.78 = 1,305.84 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.78 \times -33.93 / 1,000 = -49.834 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,305.84 \times -34.07 / 1,000 = -44.485 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,783}{274,716} + \frac{-49,833,774}{8,073,436} = -0.826 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,783}{274,716} + \frac{-49,833,774}{-21,670,755} = 7.646 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,783}{274,716} + \frac{-49,833,774}{-8,267,967} = 11.374 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,305,839}{273,607} + \frac{-44,484,988}{8,071,549} = -0.739 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,305,839}{273,607} + \frac{-44,484,988}{-21,545,578} = 6.837 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,305,839}{273,607} + \frac{-44,484,988}{-8,240,795} = 10.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,304.57	1,313.19	1,323.70
유효 긴장응력	1,129.39	1,150.76	1,176.86

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,129.4	1,150.8	1,176.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.200	16.528	-1.016	13.983	-0.826	11.374
풍도슬래브	7.022	-6.795	5.170	-5.025	3.969	-3.875

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.048	14.431	-0.896	12.342	-0.739	10.171
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.828	5.171	-5.045	3.969	-3.888
	CIP 몰탈	0.075	-0.073	0.055	-0.054	0.043	-0.042
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.950	-7.728	5.853	-5.711	4.493	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.822	9.733	4.154	8.958	3.143	7.499		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.976	7.603	4.275	7.296	3.231	6.283		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.052	7.530	4.330	7.242	3.273	6.241		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.052	7.530	4.330	7.242	3.273	6.241		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.002	-0.198	10.183	1.532	7.766	1.841		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.806	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	102.736	171.542

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 171.542 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1517 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1517.0 \times 125.0} = 0.0088$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,523 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,523 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1517}$$

$$= 39.3 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,523 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.37}{50} \right)$$

$$= 227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 227 \text{ kN} \cdot \text{m} > 171.54 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.431) \times 8,308,472 / 1.0E+06$$

$$= 156.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 226.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

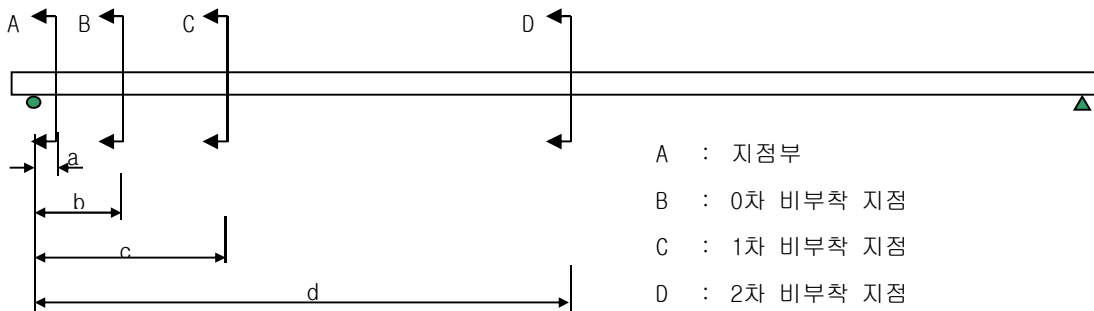
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.91 = 188.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.241	0.292	27.533	30.833	58.367
B	22.215	0.238	22.454	25.144	47.598
C	17.859	0.191	18.051	20.214	38.265
D	13.839	0.148	13.987	15.663	29.650
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.798	0.202	18.999	21.276	40.275
C	32.040	0.343	32.383	36.264	68.647
D	41.750	0.448	42.198	47.255	89.452
E	56.730	0.608	57.338	64.210	121.548

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.690	0.350	33.040	49.333	82.373
B	26.658	0.286	26.944	40.231	67.175
C	21.431	0.230	21.661	32.342	54.003
D	16.606	0.178	16.784	25.061	41.845
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.557	0.242	22.799	34.041	56.840
C	38.448	0.412	38.860	58.022	96.882
D	50.100	0.537	50.637	75.607	126.245
E	68.076	0.730	68.806	102.736	171.542

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.837	0.000	733,976,452	89.1	85.481
B	50.0	6.837	2.305	733,976,452	89.1	66.482
C	50.0	6.837	3.930	733,976,452	89.1	53.098
D	50.0	8.297	5.100	735,577,957	88.9	55.713
E	50.0	9.702	6.901	737,163,389	88.7	52.641

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,517	144.0	58.367	24.007	85.481	0.000	∞
B	50.0	1,517	144.0	47.598	19.577	66.482	16.565	203.400
C	50.0	1,517	144.0	38.265	15.739	53.098	28.235	145.095
D	50.0	1,517	144.0	29.650	12.195	55.713	36.792	125.350
E	50.0	1,517	144.0	0.000	0.000	52.641	49.994	77.233

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.773	1,517.0	144.0	0.00	760.727
B	50.0	4.773	1,517.0	144.0	0.00	760.727
C	50.0	4.773	1,517.0	144.0	0.00	760.727
D	50.0	5.804	1,517.0	144.0	0.00	828.322
E	50.0	6.801	1,517.0	144.0	0.00	893.673

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	760.727	760.727
B	203.400	760.727	203.400
C	145.095	760.727	145.095
D	125.350	828.322	125.350
E	77.233	893.673	77.233

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

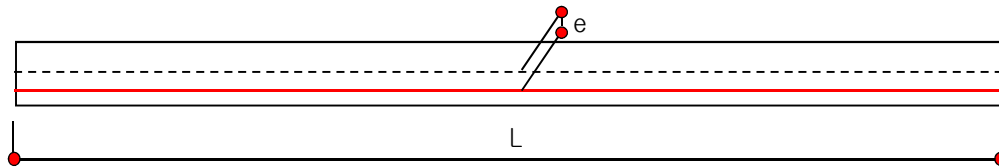
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	
						ΦV_c	전단철근 보강판별
A	82.373	760.727	0.750	570.545	-488.17	0.144	전단보강 불필요
B	67.175	203.400	0.750	152.550	-85.38	0.440	전단보강 불필요
C	54.003	145.095	0.750	108.822	-54.82	0.496	전단보강 불필요
D	41.845	125.350	0.750	94.012	-52.17	0.445	전단보강 불필요
E	0.000	77.233	0.750	57.925	-57.92	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

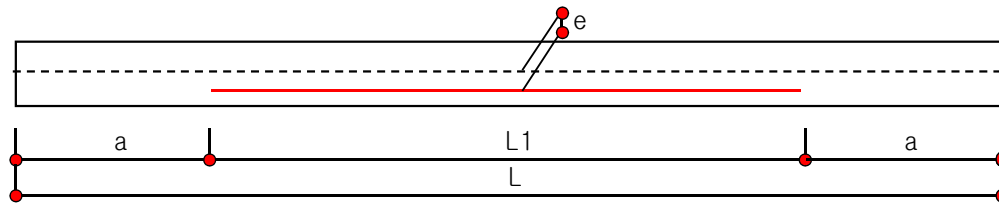
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,171 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 737163388.7} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 737163388.7} \\ &\quad - \frac{353 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 737163388.7} \\ &= 25.41 - 0.996 - 0.494 = 23.9 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.226	739,045,027	-23.92	
풍도슬래브 자중	37.396	739,045,027	18.55	
접합 몰탈	0.401	739,045,027	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	739,045,027	0.00	
합 계(고정하중)			-5.18	
작업하중 및 풍하중	42.327	739,045,027	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-8

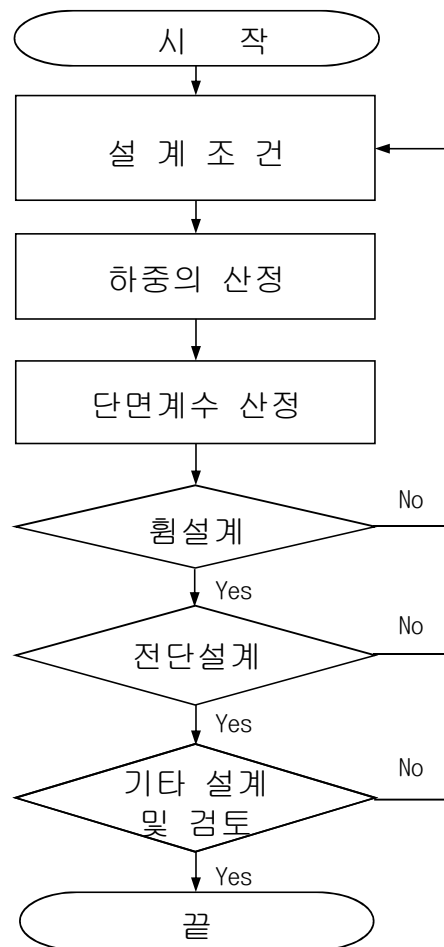
(L= 8.330 m, B= 1.477 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.477 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4765m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

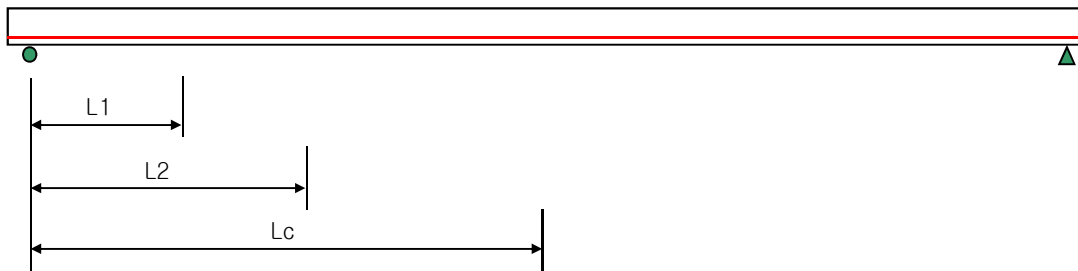
$$\text{단면적} = 260,769 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 260,769 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 6.519 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,476.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.477 = 7.383 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.477 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

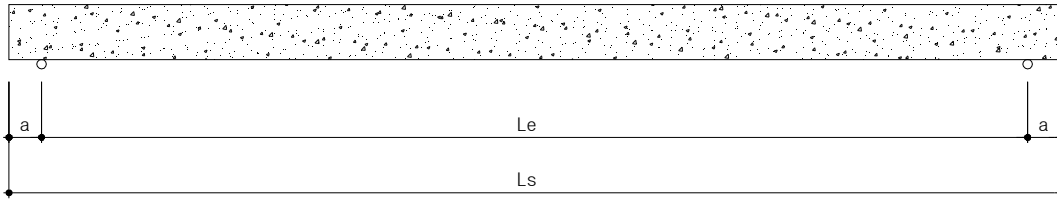
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.519	0.072	0.000	7.383	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.59
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.97
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.59
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.23
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.72
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.91
MAX						19.72

3.5 단면력 산정

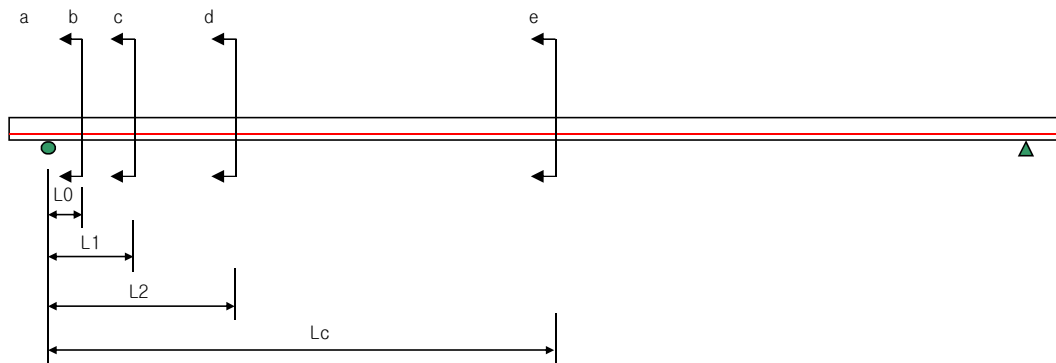
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.948 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.385 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.110 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.507 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.377 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 17.948 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 17.948 - (4.415 \times 0.750) = 14.637 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 17.948 - (4.415 \times 1.400) = 11.767 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 17.948 - (4.415 \times 2.000) = 9.118 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 17.948 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.198 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.136 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.233 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.303 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.412 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.198 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.198 - (0.049 \times 0.750) = 0.161 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.198 - (0.049 \times 1.400) = 0.130 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.198 - (0.049 \times 2.000) = 0.100 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.198 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.385	0.136	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.110	0.233	0.000	23.905	45.247	1차비부착부
	d	27.507	0.303	0.000	31.150	58.961	2차비부착부
	e	37.377	0.412	0.000	42.327	80.116	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.948	0.198	0.000	20.325	38.471	지점부(전단검토)
	b	14.637	0.161	0.000	16.575	31.373	0차비부착부
	c	11.767	0.130	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.118	0.100	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

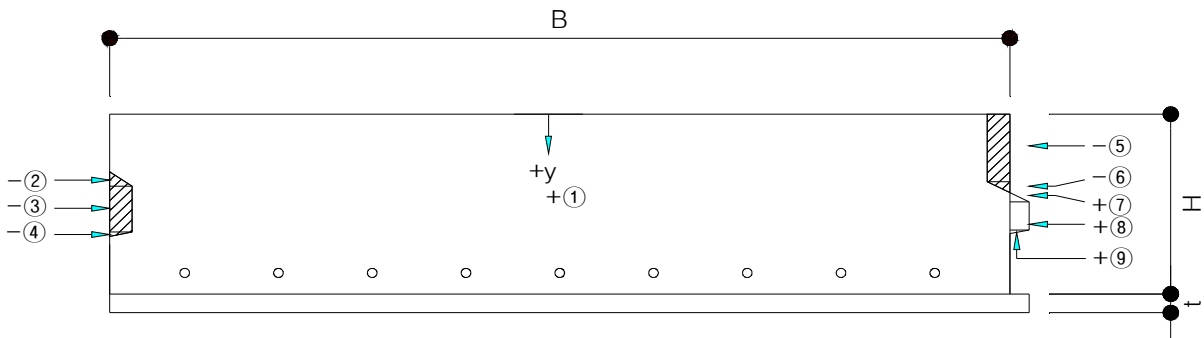
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.948	0.198	0.000		18.146	
LC-2	17.948	0.198	0.000	20.325	38.471	
MAX					38.471	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1477	180	265,770	90.0	23,919,300	8,100	2,700	10,800	2,870,316,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				260,769		23,530,482				2,830,996,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

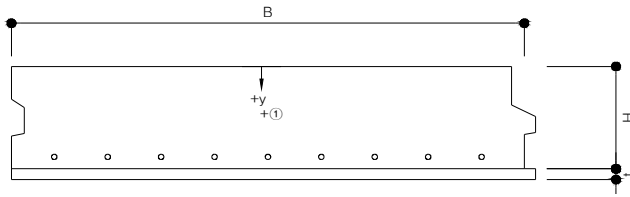
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 260,768.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,530,482}{260,769} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,830,996,761 - 90.24 \times 23,530,482 = 707,721,307 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{t0}} = \frac{707,721,307}{90.24} = 7,843,081.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{b0}} = \frac{707,721,307}{-89.76} = -7,884,165.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,755.00		24,778,782				2,987,034,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 270,755.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,778,782}{270,755} = 91.52 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.52 - 180.00 = -88.48 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.52 - 125.00 = -33.48 \text{ mm}$$

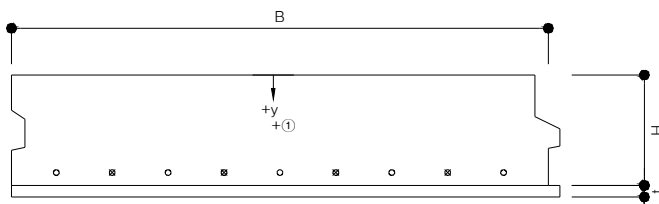
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,987,034,261 - 91.52 \times 24,778,782 = 719,345,683 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{719,345,683}{91.52} = 7,860,210.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{719,345,683}{-33.48} = -21,484,136.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{719,345,683}{-88.48} = -8,129,794.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

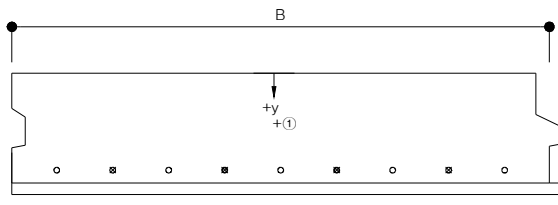


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	269,090.60		24,570,732				2,961,028,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 269,090.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,570,732 / 269,091 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,961,028,011 - 91.31 \times 24,570,732 = 717,468,204 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{717,468,204}{91.31} = 7,857,476.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{717,468,204}{-33.69} = -21,296,339.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{717,468,204}{-88.69} = -8,089,641.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



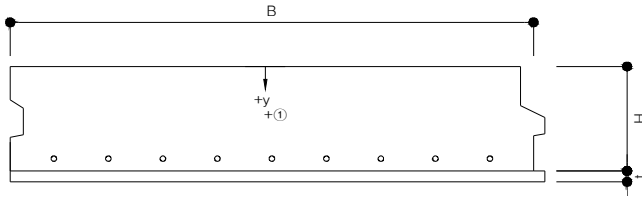
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	267,426.20		24,362,682				2,935,021,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 267,426.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,362,682 / 267,426 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,935,021,761 - 91.10 \times 24,362,682 = 715,567,354 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{715,567,354}{91.10} = 7,854,696.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{715,567,354}{-33.90} = -21,108,542.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{715,567,354}{-88.90} = -8,049,179.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

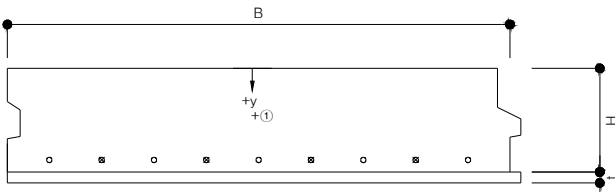


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con 'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	269,090.60		24,570,732				2,961,028,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 269,090.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,570,732}{269,091} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,961,028,011 - 91.31 \times 24,570,732 = 717,468,204 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{717,468,204}{91.31} = 7,857,476.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{717,468,204}{-33.69} = -21,296,339.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{717,468,204}{-88.69} = -8,089,641.2 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

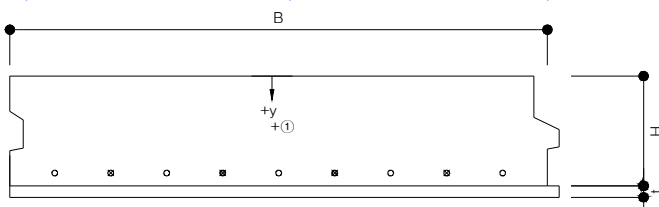


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con 'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,703.60		24,397,357				2,939,356,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 267,703.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,397,357 / 267,704 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,939,356,136 - 91.14 \times 24,397,357 = 715,885,804 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{715,885,804}{91.14} = 7,855,162.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{715,885,804}{-33.86} = -21,139,841.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{715,885,804}{-88.86} = -8,055,944.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			260,768.60		23,530,482				2,830,996,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	266,316.60		24,223,982				2,917,684,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 266,316.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,223,982 / 266,317 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,917,684,261 - 90.96 \times 24,223,982 = 714,286,922 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{714,286,922}{90.96} = 7,852,815.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{714,286,922}{-34.04} = -20,983,344.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{714,286,922}{-89.04} = -8,022,030.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,768.6	A_{vc1}'	270,755.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	707,721,307.0	I_{vc1}'	719,345,682.9	mm^4
Z_{tc0}	7,843,081.9	Z_{tc1}'	7,860,210.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,484,136.0	mm^3
Z_{bc0}	-7,884,165.6	Z_{bc1}'	-8,129,794.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,768.6	A_{vb1}'	269,090.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	707,721,307.0	I_{vb1}'	717,468,203.5	mm^4
Z_{tb0}	7,843,081.9	Z_{tb1}'	7,857,476.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,296,339.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,884,165.6	Z_{bb1}'	-8,089,641.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,768.6	A_{va1}'	267,426.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	707,721,307.0	I_{va1}'	715,567,354.2	mm^4
Z_{ta0}	7,843,081.9	Z_{ta1}'	7,854,696.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,108,542.1	mm^3
Z_{ba0}	-7,884,165.6	Z_{ba1}'	-8,049,179.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,768.6	A_{vc1}	269,090.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	707,721,307.0	I_{vc1}	717,468,203.5	mm^4
Z_{tc0}	7,843,081.9	Z_{tc1}	7,857,476.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,296,339.1	mm^3
Z_{bc0}	-7,884,165.6	Z_{bc1}	-8,089,641.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,768.6	A_{vb1}	267,703.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	707,721,307.0	I_{vb1}	715,885,803.8	mm^4
Z_{tb0}	7,843,081.9	Z_{tb1}	7,855,162.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,139,841.6	mm^3
Z_{bb0}	-7,884,165.6	Z_{bb1}	-8,055,944.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,768.6	A_{va1}	266,316.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	707,721,307.0	I_{va1}	714,286,921.6	mm^4
Z_{ta0}	7,843,081.9	Z_{ta1}	7,852,815.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,983,344.1	mm^3
Z_{ba0}	-7,884,165.6	Z_{ba1}	-8,022,030.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4765m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,377,256}{7,860,211} \times 1.477 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,377,256}{-21,484,136} \times 1.477 = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,377,256}{-8,129,794} \times 1.477 = -6.788 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,377,256}{7,857,477} \times 1.477 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,377,256}{-21,296,339} \times 1.477 = -2.591 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,377,256}{-8,089,641} \times 1.477 = -6.822 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{411,884}{7,857,477} \times 1.477 = 0.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{411,884}{-21,296,339} \times 1.477 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{411,884}{-8,089,641} \times 1.477 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,857,477} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,296,339} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,089,641} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,857,477} \times 1.477 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,296,339} \times 1.477 = -2.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,089,641} \times 1.477 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{270,755} + \frac{-33.48}{-21,484,136} \right) \\
 &= 11.975 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.975 + -2.569) \\
 &= 9.407 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.407 = 67.674 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.407 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.407 - 7 \times 0.029 \\
 &= 112.680 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.674 - 0.05 \times (45.500 + 112.680) \\
 &= 20.324 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.674 = 1,302.33 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.3 \\
 &= 2,167.59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.33 - 112.68 - 45.50 - 20.32 \\
 &= 1,123.82 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.82}{1,302.33} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,167.59 = 1,870.49 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,167.59 \times -33.48 / 1,000 = -72.577 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,870.49 \times -33.69 / 1,000 = -63.016 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,167,591}{270,755} + \frac{-72,576,695}{7,860,211} = -1.228 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,167,591}{270,755} + \frac{-72,576,695}{-21,484,136} = 11.384 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,167,591}{270,755} + \frac{-72,576,695}{-8,129,794} = 16.933 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,870,490}{269,091} + \frac{-63,016,319}{7,857,477} = -1.069 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,870,490}{269,091} + \frac{-63,016,319}{-21,296,339} = 9.910 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,870,490}{269,091} + \frac{-63,016,319}{-8,089,641} = 14.741 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,507,423}{7,857,477} \times 1.477 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,507,423}{-21,296,339} \times 1.477 = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,507,423}{-8,089,641} \times 1.477 = -5.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,507,423}{7,855,163} \times 1.477 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,507,423}{-21,139,842} \times 1.477 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,507,423}{-8,055,944} \times 1.477 = -5.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{303,122}{7,855,163} \times 1.477 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{303,122}{-21,139,842} \times 1.477 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{303,122}{-8,055,944} \times 1.477 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,855,163} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,139,842} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,055,944} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,855,163} \times 1.477 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,139,842} \times 1.477 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,055,944} \times 1.477 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{269,091} + \frac{-33.69}{-21,296,339} \right) \\ &= 10.068 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.068 + -1.907) \\
&= 8.160 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.160 = 58.708 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.160 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.160 - 7 \times 0.021 \\
&= 97.777 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 58.708 - 0.05 \times (45.500 + 97.777) \\
&= 21.965 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.708 = 1,311.29 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.3 \\
&= 1,818.76 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,311.29 - 97.78 - 45.50 - 21.97 \\
&= 1,146.05 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.05}{1,311.29} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,818.76 = 1,589.57 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.76 \times -33.69 / 1,000 = -61.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,589.57 \times -33.86 / 1,000 = -53.830 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,762}{269,091} + \frac{-61,273,627}{7,857,477} = -1.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,762}{269,091} + \frac{-61,273,627}{-21,296,339} = 9.636 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,762}{269,091} + \frac{-61,273,627}{-8,089,641} = 14.333 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,589,571}{267,704} + \frac{-53,829,709}{7,855,163} = -0.915 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,589,571}{267,704} + \frac{-53,829,709}{-21,139,842} = 8.484 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,589,571}{267,704} + \frac{-53,829,709}{-8,055,944} = 12.620 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,109,629}{7,854,696} \times 1.477 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,109,629}{-21,108,542} \times 1.477 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,109,629}{-8,049,179} \times 1.477 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,109,629}{7,852,816} \times 1.477 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,109,629}{-20,983,344} \times 1.477 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,109,629}{-8,022,031} \times 1.477 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{232,621}{7,852,816} \times 1.477 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{232,621}{-20,983,344} \times 1.477 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{232,621}{-8,022,031} \times 1.477 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,852,816} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,983,344} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,022,031} \times 1.477 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,852,816} \times 1.477 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,983,344} \times 1.477 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,022,031} \times 1.477 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{267,426} + \frac{-33.90}{-21,108,542} \right) \\ &= 8.126 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.126 + -1.477) \\
&= 6.649 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.649 = 47.835 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.649 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.649 - 7 \times 0.016 \\
&= 79.675 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.835 - 0.05 \times (45.500 + 79.675) \\
&= 23.958 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.835 = 1,322.16 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.2 \\
&= 1,467.07 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.16 - 79.67 - 45.50 - 23.96 \\
&= 1,173.03 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.03}{1,322.16} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,467.07 = 1,301.60 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.07 \times -33.90 / 1,000 = -49.733 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,301.60 \times -34.04 / 1,000 = -44.307 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,074}{267,426} + \frac{-49,732,958}{7,854,696} = -0.846 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,074}{267,426} + \frac{-49,732,958}{-21,108,542} = 7.842 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,074}{267,426} + \frac{-49,732,958}{-8,049,179} = 11.665 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,301,597}{266,317} + \frac{-44,307,212}{7,852,816} = -0.755 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,301,597}{266,317} + \frac{-44,307,212}{-20,983,344} = 6.999 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,301,597}{266,317} + \frac{-44,307,212}{-8,022,031} = 10.411 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.33	1,311.29	1,322.16
유효 긴장응력	1,123.82	1,146.05	1,173.03

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,123.8	1,146.0	1,173.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.228	16.933	-1.039	14.333	-0.846	11.665
풍도슬래브	7.021	-6.788	5.169	-5.021	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.069	14.741	-0.915	12.620	-0.755	10.411
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.822	5.170	-5.042	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.077	-0.075	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.855	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.793	10.145	4.130	9.313	3.122	7.792		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.955	7.919	4.255	7.578	3.214	6.525		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.032	7.844	4.312	7.523	3.258	6.482		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.032	7.844	4.312	7.523	3.258	6.482		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.986	0.118	10.168	1.813	7.753	2.083		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.955	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.993	166.948

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 166.948 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1477 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1476.5 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,514 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,514 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1477}$$

$$= 40.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,514 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.65}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 166.95 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.741) \times 8,089,641 / 1.0E+06$$

$$= 155.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

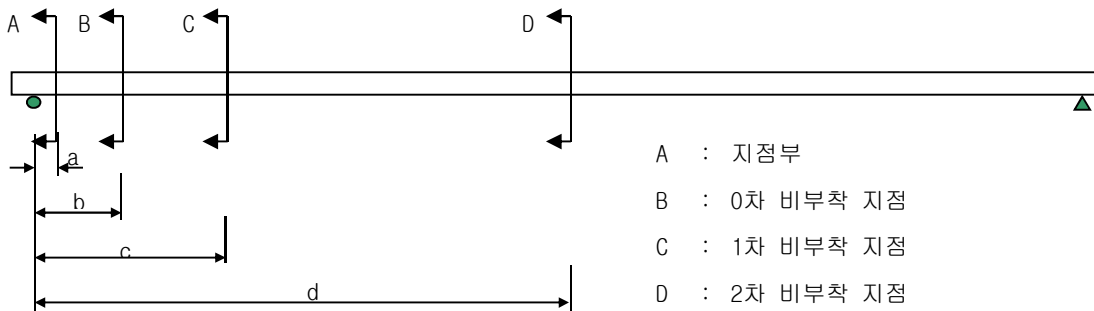
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.29 = 186.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.501	0.292	26.793	30.010	56.802
B	21.611	0.238	21.849	24.473	46.322
C	17.374	0.191	17.565	19.674	37.240
D	13.462	0.148	13.611	15.245	28.855
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.286	0.202	18.488	20.708	39.196
C	31.168	0.343	31.512	35.296	66.808
D	40.615	0.448	41.062	45.993	87.055
E	55.188	0.608	55.796	62.496	118.291

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.801	0.350	32.151	48.016	80.167
B	25.933	0.286	26.219	39.157	65.376
C	20.848	0.230	21.078	31.479	52.557
D	16.155	0.178	16.333	24.392	40.724
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.944	0.242	22.185	33.133	55.318
C	37.402	0.412	37.814	56.473	94.287
D	48.738	0.537	49.275	73.589	122.863
E	66.225	0.730	66.955	99.993	166.948

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.999	0.000	714,286,922	89.0	84.508
B	50.0	6.999	2.305	714,286,922	89.0	66.020
C	50.0	6.999	3.928	714,286,922	89.0	52.996
D	50.0	8.484	5.097	715,885,804	88.9	55.768
E	50.0	9.910	6.897	717,468,204	88.7	52.975

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,477	144.0	56.802	23.364	84.508	0.000	∞
B	50.0	1,477	144.0	46.322	19.054	66.020	16.122	199.517
C	50.0	1,477	144.0	37.240	15.318	52.996	27.480	141.951
D	50.0	1,477	144.0	28.855	11.869	55.768	35.808	122.511
E	50.0	1,477	144.0	0.000	0.000	52.975	48.656	75.171

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.887	1,476.5	144.0	0.00	747.734
B	50.0	4.887	1,476.5	144.0	0.00	747.734
C	50.0	4.887	1,476.5	144.0	0.00	747.734
D	50.0	5.938	1,476.5	144.0	0.00	814.734
E	50.0	6.951	1,476.5	144.0	0.00	879.370

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	747.734	747.734
B	199.517	747.734	199.517
C	141.951	747.734	141.951
D	122.511	814.734	122.511
E	75.171	879.370	75.171

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

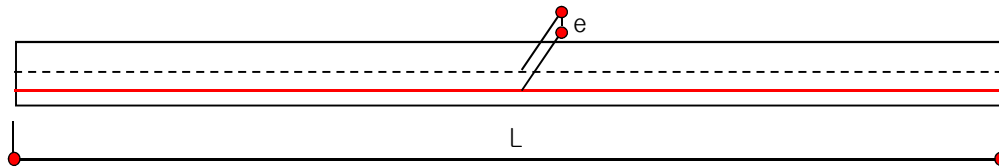
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
	ΦV_c						
A	80.167	747.734	0.750	560.801	-480.63	0.143	전단보강 불필요
B	65.376	199.517	0.750	149.638	-84.26	0.437	전단보강 불필요
C	52.557	141.951	0.750	106.464	-53.91	0.494	전단보강 불필요
D	40.724	122.511	0.750	91.883	-51.16	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	75.171	0.750	56.378	-56.38	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

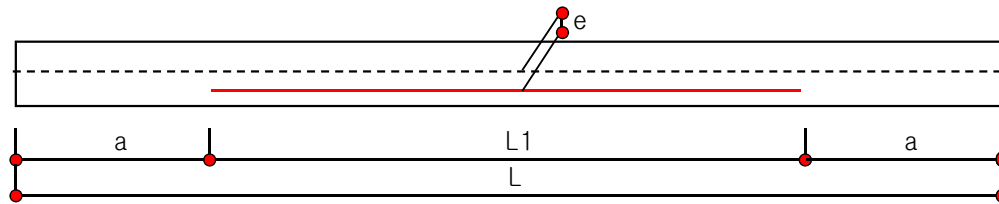
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,168}{8 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} - \frac{349}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{33.9}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \\ &\quad - \frac{352}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{34.0}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 717468203.5} \\ &= 26.04 - 1.019 - 0.506 = 24.5 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.026	719,345,683	-24.51	
풍도슬래브 자중	37.377	719,345,683	18.54	
접합 몰탈	0.412	719,345,683	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	719,345,683	0.00	
합 계(고정하중)			-5.78	
작업하중 및 풍하중	42.327	719,345,683	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-9

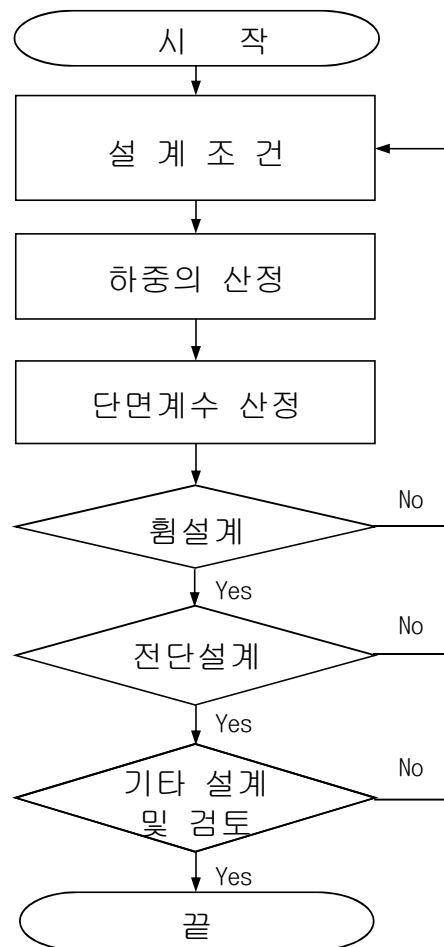
(L= 8.330 m, B= 1.492 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.492 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4918m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

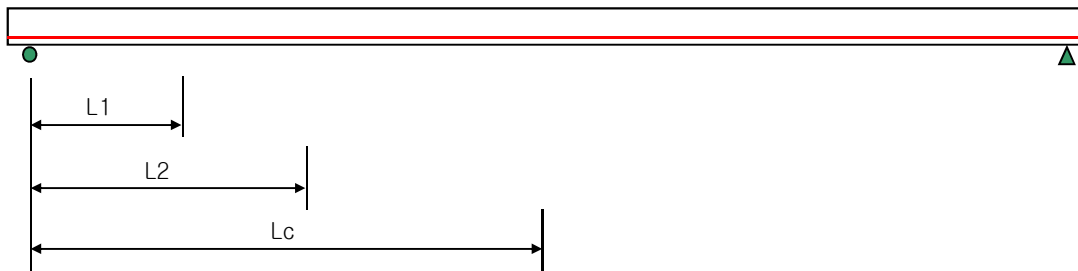
$$\text{단 면 적} = 263,523 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 263,523 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.588 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,491.8 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.492 = 7.459 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.492 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

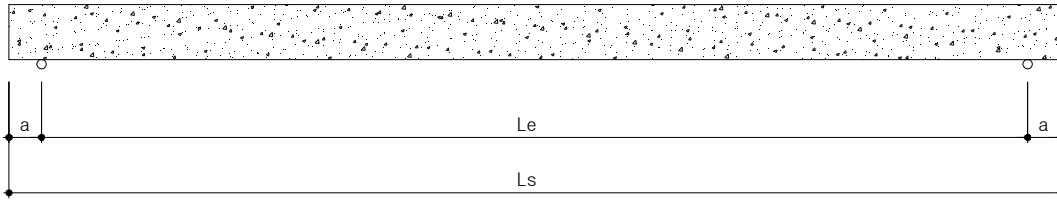
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.588	0.072	0.000	7.459	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.66
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.12
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.66
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.32
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.93
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.99
MAX						19.93

3.5 단면력 산정

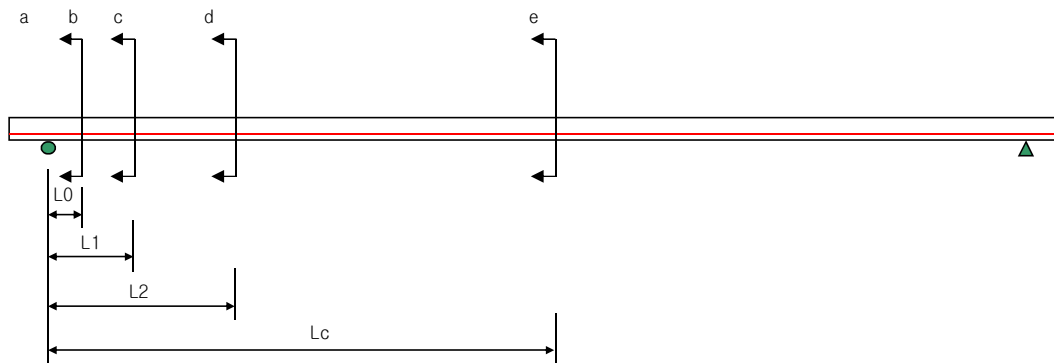
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.952 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.387 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.114 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.513 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.385 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.952 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.952 - (4.416 \times 0.750) = 14.640 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.952 - (4.416 \times 1.400) = 11.769 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.952 - (4.416 \times 2.000) = 9.119 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.952 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.196 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.135 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.230 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.300 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.408 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.196 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.196 - (0.048 \times 0.750) = 0.160 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.196 - (0.048 \times 1.400) = 0.128 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.196 - (0.048 \times 2.000) = 0.099 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.196 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.387	0.135	0.000	14.025	26.547	0차비부착부
	c	21.114	0.230	0.000	23.905	45.249	1차비부착부
	d	27.513	0.300	0.000	31.150	58.963	2차비부착부
	e	37.385	0.408	0.000	42.327	80.119	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.952	0.196	0.000	20.325	38.473	지점부(전단검토)
	b	14.640	0.160	0.000	16.575	31.374	0차비부착부
	c	11.769	0.128	0.000	13.325	25.222	1차비부착부
	d	9.119	0.099	0.000	10.325	19.544	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

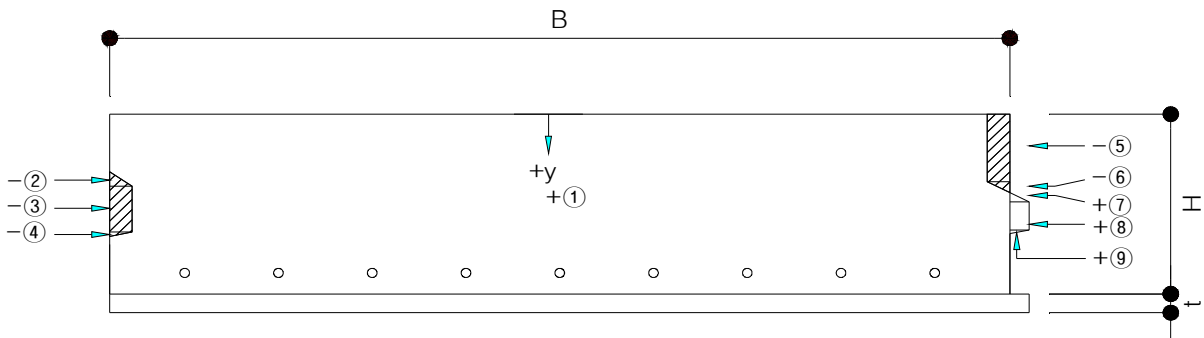
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.952	0.196	0.000		18.148	
LC-2	17.952	0.196	0.000	20.325	38.473	
MAX					38.473	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 종단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1492	180	268,524	90.0	24,167,160	8,100	2,700	10,800	2,900,059,200
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				263,523		23,778,342				2,860,739,961

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

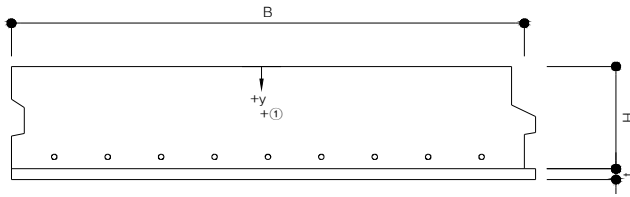
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 263,522.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,778,342}{263,523} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,860,739,961 - 90.23 \times 23,778,342 = 715,157,258 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{715,157,258}{90.23} = 7,925,704.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{715,157,258}{-89.77} = -7,966,785.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	273,509.00		25,026,642				3,016,777,461

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 273,509.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,026,642}{273,509} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

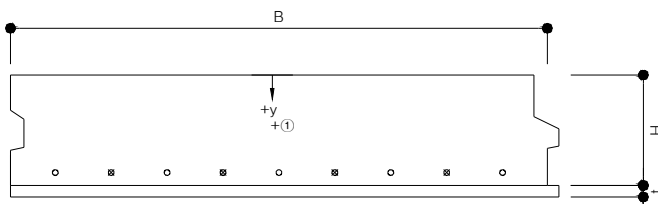
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,016,777,461 - 91.50 \times 25,026,642 = 726,787,760 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{726,787,760}{91.50} = 7,942,855.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{726,787,760}{-33.50} = -21,696,502.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{726,787,760}{-88.50} = -8,212,483.8 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

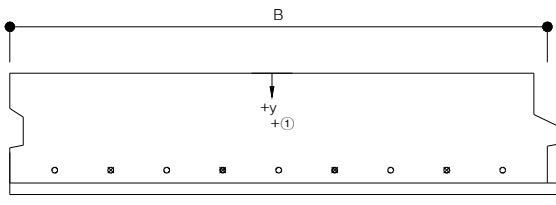


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,844.60		24,818,592				2,990,771,211

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 271,844.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,818,592 / 271,845 = 91.30 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,990,771,211 - 91.30 \times 24,818,592 = 724,908,684 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{724,908,684}{91.30} = 7,940,116.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{724,908,684}{-33.70} = -21,508,717.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{724,908,684}{-88.70} = -8,172,311.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



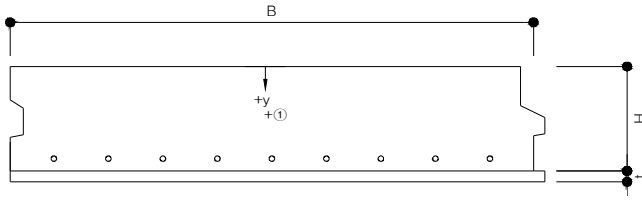
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,180.20		24,610,542				2,964,764,961

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 270,180.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,610,542 / 270,180 = 91.09 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.09 - 180.00 = -88.91 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.09 - 125.00 = -33.91 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,964,764,961 - 91.09 \times 24,610,542 = 723,006,456 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{723,006,456}{91.09} = 7,937,331.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{723,006,456}{-33.91} = -21,320,932.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{723,006,456}{-88.91} = -8,131,832.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

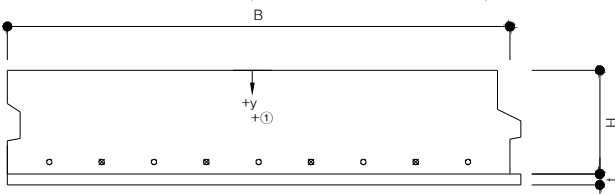


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	271,844.60		24,818,592				2,990,771,211

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 271,844.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,818,592}{271,845} = 91.30 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,990,771,211 - 91.30 \times 24,818,592 = 724,908,684 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{724,908,684}{91.30} = 7,940,116.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{724,908,684}{-33.70} = -21,508,717.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{724,908,684}{-88.70} = -8,172,311.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

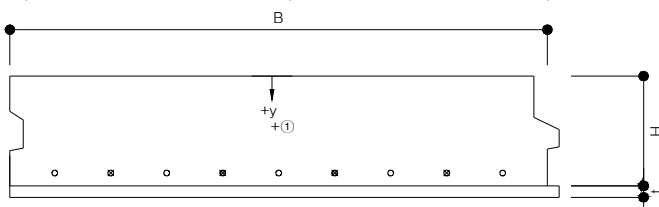


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,457.60		24,645,217				2,969,099,336

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 270,457.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,645,217 / 270,458 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,969,099,336 - 91.12 \times 24,645,217 = 723,325,120 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{723,325,120}{91.12} = 7,937,799.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{723,325,120}{-33.88} = -21,352,230.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{723,325,120}{-88.88} = -8,138,600.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	269,070.60		24,471,842				2,947,427,461

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 269,070.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,471,842 / 269,071 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,947,427,461 - 90.95 \times 24,471,842 = 721,725,230 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{721,725,230}{90.95} = 7,935,448.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{721,725,230}{-34.05} = -21,195,742.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{721,725,230}{-89.05} = -8,104,675.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	263,522.6	A_{vc1}'	273,509.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	715,157,257.6	I_{vc1}'	726,787,759.7	mm ⁴
Z_{tc0}	7,925,704.1	Z_{tc1}'	7,942,855.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,696,502.4	mm ³
Z_{bc0}	-7,966,785.6	Z_{bc1}'	-8,212,483.8	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	263,522.6	A_{vb1}'	271,844.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	715,157,257.6	I_{vb1}'	724,908,683.6	mm ⁴
Z_{tb0}	7,925,704.1	Z_{tb1}'	7,940,116.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,508,717.5	mm ³
Z_{bb0}	-7,966,785.6	Z_{bb1}'	-8,172,311.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	263,522.6	A_{va1}'	270,180.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	715,157,257.6	I_{va1}'	723,006,456.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,925,704.1	Z_{ta1}'	7,937,331.6	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,320,932.6	mm ³
Z_{ba0}	-7,966,785.6	Z_{ba1}'	-8,131,832.8	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	263,522.6	A_{vc1}	271,844.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	715,157,257.6	I_{vc1}	724,908,683.6	mm^4
Z_{tc0}	7,925,704.1	Z_{tc1}	7,940,116.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,508,717.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,966,785.6	Z_{bc1}	-8,172,311.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	263,522.6	A_{vb1}	270,457.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	715,157,257.6	I_{vb1}	723,325,119.9	mm^4
Z_{tb0}	7,925,704.1	Z_{tb1}	7,937,799.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,352,230.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,966,785.6	Z_{bb1}	-8,138,600.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	263,522.6	A_{va1}	269,070.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	715,157,257.6	I_{va1}	721,725,230.3	mm^4
Z_{ta0}	7,925,704.1	Z_{ta1}	7,935,448.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,195,742.6	mm^3
Z_{ba0}	-7,966,785.6	Z_{ba1}	-8,104,675.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4918m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,608}{7,942,855} \times 1.492 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,608}{-21,696,502} \times 1.492 = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,608}{-8,212,484} \times 1.492 = -6.791 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,608}{7,940,117} \times 1.492 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,608}{-21,508,717} \times 1.492 = -2.593 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,608}{-8,172,311} \times 1.492 = -6.824 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{407,660}{7,940,117} \times 1.492 = 0.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{407,660}{-21,508,717} \times 1.492 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{407,660}{-8,172,311} \times 1.492 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,940,117} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,508,717} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,172,311} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,940,117} \times 1.492 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,508,717} \times 1.492 = -2.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,172,311} \times 1.492 = -7.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{273,509} + \frac{-33.50}{-21,696,502} \right) \\
 &= 11.857 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.857 + -2.570) \\
 &= 9.287 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.287 = 66.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.287 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.287 - 7 \times 0.028 \\
 &= 111.246 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.813 - 0.05 \times (45.500 + 111.246) \\
 &= 20.481 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.813 = 1,303.19 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.2 \\
 &= 2,169.02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.19 - 111.25 - 45.50 - 20.48 \\
 &= 1,125.96 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,125.96}{1,303.19} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,169.02 = 1,874.05 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.02 \times -33.50 / 1,000 = -72.658 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,874.05 \times -33.70 / 1,000 = -63.161 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,025}{273,509} + \frac{-72,657,824}{7,942,855} = -1.217 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,025}{273,509} + \frac{-72,657,824}{-21,696,502} = 11.279 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,025}{273,509} + \frac{-72,657,824}{-8,212,484} = 16.778 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,874,048}{271,845} + \frac{-63,161,063}{7,940,117} = -1.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,874,048}{271,845} + \frac{-63,161,063}{-21,508,717} = 9.830 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,874,048}{271,845} + \frac{-63,161,063}{-8,172,311} = 14.622 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,512,833}{7,940,117} \times 1.492 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,512,833}{-21,508,717} \times 1.492 = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,512,833}{-8,172,311} \times 1.492 = -5.022 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,512,833}{7,937,799} \times 1.492 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,512,833}{-21,352,230} \times 1.492 = -1.922 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,512,833}{-8,138,601} \times 1.492 = -5.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{300,013}{7,937,799} \times 1.492 = 0.056 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{300,013}{-21,352,230} \times 1.492 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{300,013}{-8,138,601} \times 1.492 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,937,799} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,352,230} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,138,601} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,937,799} \times 1.492 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,352,230} \times 1.492 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,138,601} \times 1.492 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{271,845} + \frac{-33.70}{-21,508,717} \right) \\ &= 9.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam b}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.967 + -1.908) \\
&= 8.059 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.059 = 57.980 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.059 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.059 - 7 \times 0.021 \\
&= 96.564 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 57.980 - 0.05 \times (45.500 + 96.564) \\
&= 22.099 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.980 = 1,312.02 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.0 \\
&= 1,819.77 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,312.02 - 96.56 - 45.50 - 22.10 \\
&= 1,147.86 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,147.86}{1,312.02} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,819.77 = 1,592.08 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,819.77 \times -33.70 / 1,000 = -61.332 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,592.08 \times -33.88 / 1,000 = -53.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,771}{271,845} + \frac{-61,331,789}{7,940,117} = -1.030 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,771}{271,845} + \frac{-61,331,789}{-21,508,717} = 9.546 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,771}{271,845} + \frac{-61,331,789}{-8,172,311} = 14.199 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,592,077}{270,458} + \frac{-53,932,985}{7,937,799} = -0.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,592,077}{270,458} + \frac{-53,932,985}{-21,352,230} = 8.412 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,592,077}{270,458} + \frac{-53,932,985}{-8,138,601} = 12.513 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,113,781}{7,937,332} \times 1.492 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,113,781}{-21,320,933} \times 1.492 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,113,781}{-8,131,833} \times 1.492 = -3.873 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,113,781}{7,935,449} \times 1.492 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,113,781}{-21,195,743} \times 1.492 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,113,781}{-8,104,675} \times 1.492 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{230,235}{7,935,449} \times 1.492 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{230,235}{-21,195,743} \times 1.492 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{230,235}{-8,104,675} \times 1.492 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,935,449} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,195,743} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,104,675} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,935,449} \times 1.492 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,195,743} \times 1.492 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,104,675} \times 1.492 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{270,180} + \frac{-33.91}{-21,320,933} \right) \\ &= 8.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.044 + -1.477) \\
&= 6.567 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.567 = 47.244 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.567 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.567 - 7 \times 0.016 \\
&= 78.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.244 - 0.05 \times (45.500 + 78.690) \\
&= 24.066 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.244 = 1,322.76 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.8 \\
&= 1,467.73 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.76 - 78.69 - 45.50 - 24.07 \\
&= 1,174.50 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,174.50}{1,322.76} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.73 = 1,303.23 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.73 \times -33.91 / 1,000 = -49.772 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.23 \times -34.05 / 1,000 = -44.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,730}{270,180} + \frac{-49,771,666}{7,937,332} = -0.838 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,730}{270,180} + \frac{-49,771,666}{-21,320,933} = 7.767 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,730}{270,180} + \frac{-49,771,666}{-8,131,833} = 11.553 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,226}{269,071} + \frac{-44,375,460}{7,935,449} = -0.749 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,226}{269,071} + \frac{-44,375,460}{-21,195,743} = 6.937 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,226}{269,071} + \frac{-44,375,460}{-8,104,675} = 10.319 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.19	1,312.02	1,322.76
유효 긴장응력	1,125.96	1,147.86	1,174.50

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.0	1,147.9	1,174.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.217	16.778	-1.030	14.199	-0.838	11.553
풍도슬래브	7.021	-6.791	5.169	-5.022	3.968	-3.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.061	14.622	-0.908	12.513	-0.749	10.319
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.824	5.171	-5.043	3.969	-3.886
	CIP 몰탈	0.077	-0.074	0.056	-0.055	0.043	-0.042
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.726	5.854	-5.710	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.804	9.987	4.139	9.177	3.130	7.680		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	5.963	7.798	4.263	7.470	3.221	6.432		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.040	7.724	4.319	7.415	3.264	6.390		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.040	7.724	4.319	7.415	3.264	6.390		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.992	-0.003	10.173	1.706	7.758	1.990		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.654	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.029	168.683

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 168.683 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1492 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1491.8 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,517 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,517 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1492}$$

$$= 39.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,517 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.54}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 168.68 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.622) \times 8,172,311 / 1.0E+06$$

$$= 155.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

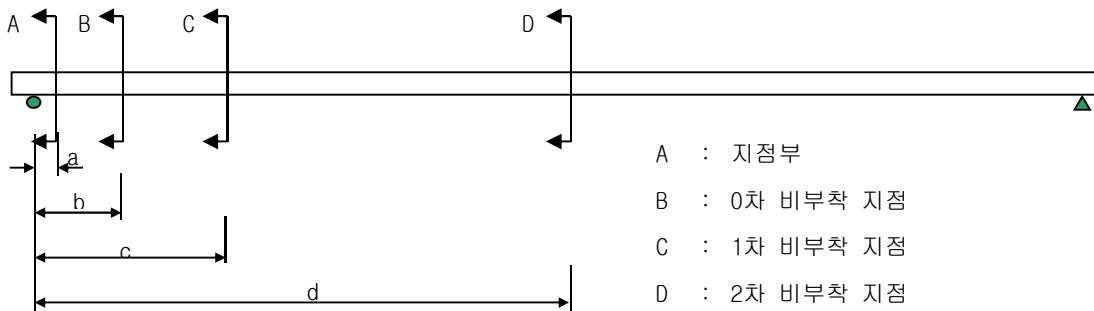
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.91 = 187.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.780	0.292	27.073	30.321	57.393
B	21.839	0.238	22.078	24.727	46.804
C	17.557	0.191	17.749	19.878	37.627
D	13.604	0.148	13.753	15.403	29.156
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.480	0.202	18.681	20.922	39.604
C	31.498	0.343	31.841	35.661	67.502
D	41.044	0.448	41.491	46.470	87.961
E	55.770	0.608	56.379	63.143	119.522

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.137	0.350	32.487	48.513	81.000
B	26.207	0.286	26.493	39.563	66.056
C	21.069	0.230	21.298	31.805	53.104
D	16.325	0.178	16.503	24.645	41.148
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.175	0.242	22.417	33.476	55.893
C	37.797	0.412	38.209	57.058	95.268
D	49.252	0.537	49.789	74.351	124.141
E	66.924	0.730	67.654	101.029	168.683

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.937	0.000	721,725,230	89.1	84.877
B	50.0	6.937	2.305	721,725,230	89.1	66.196
C	50.0	6.937	3.929	721,725,230	89.1	53.036
D	50.0	8.412	5.098	723,325,120	88.9	55.749
E	50.0	9.830	6.899	724,908,684	88.7	52.852

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,492	144.0	57.393	23.607	84.877	0.000	∞
B	50.0	1,492	144.0	46.804	19.251	66.196	16.290	200.986
C	50.0	1,492	144.0	37.627	15.477	53.036	27.765	143.140
D	50.0	1,492	144.0	29.156	11.992	55.749	36.180	123.584
E	50.0	1,492	144.0	0.000	0.000	52.852	49.162	75.950

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.843	1,491.8	144.0	0.00	752.649
B	50.0	4.843	1,491.8	144.0	0.00	752.649
C	50.0	4.843	1,491.8	144.0	0.00	752.649
D	50.0	5.887	1,491.8	144.0	0.00	819.877
E	50.0	6.894	1,491.8	144.0	0.00	884.788

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	752.649	752.649
B	200.986	752.649	200.986
C	143.140	752.649	143.140
D	123.584	819.877	123.584
E	75.950	884.788	75.950

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

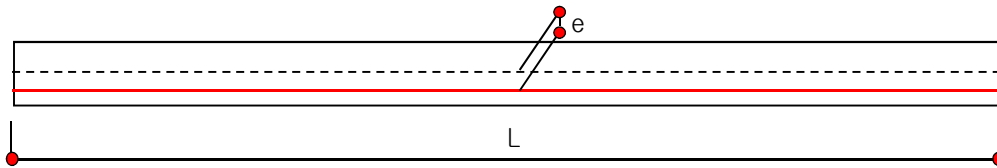
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.000	752.649	0.750	564.487	-483.49	0.143	전단보강 불필요
B	66.056	200.986	0.750	150.739	-84.68	0.438	전단보강 불필요
C	53.104	143.140	0.750	107.355	-54.25	0.495	전단보강 불필요
D	41.148	123.584	0.750	92.688	-51.54	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	75.950	0.750	56.963	-56.96	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

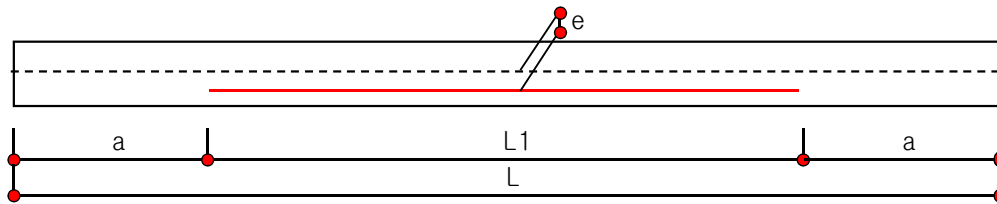
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,169}{8 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} - \frac{349}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{33.9}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \\ &\quad - \frac{352}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{34.1}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \\ &= 25.80 - 1.011 - 0.502 = 24.3 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.103	726,787,760	-24.28	
풍도슬래브 자중	37.385	726,787,760	18.55	
접합 몰탈	0.408	726,787,760	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	726,787,760	0.00	
합 계(고정하중)			-5.54	
작업하중 및 풍하중	42.327	726,787,760	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-10

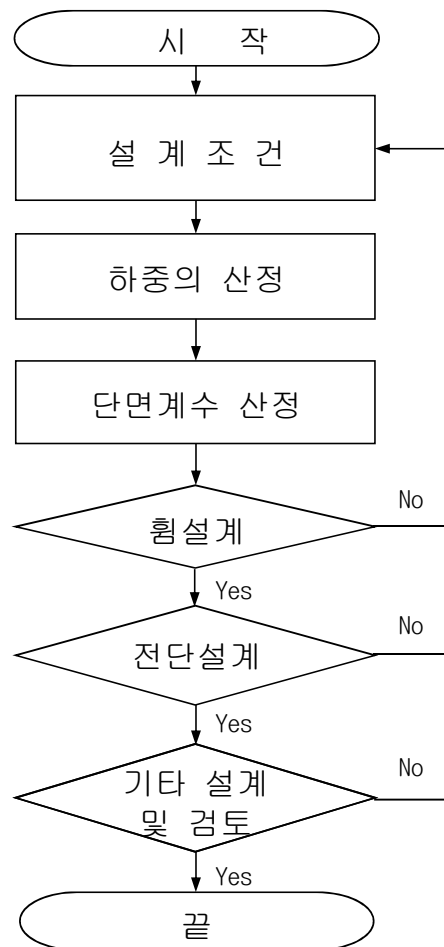
(L= 8.330 m, B= 1.499 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.499 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

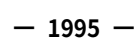
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4985m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

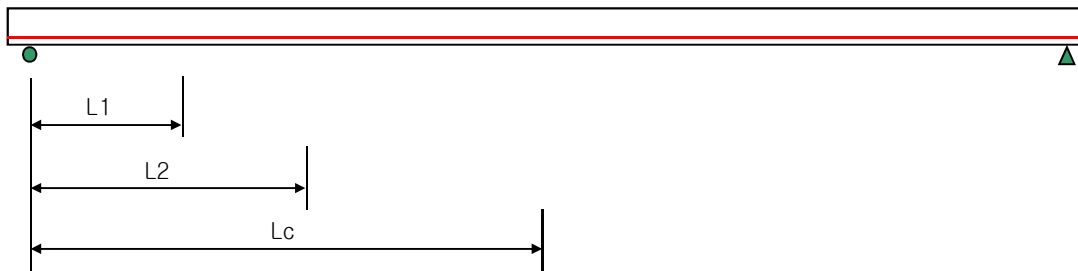
$$\text{단 면 적} = 264,729 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,729 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.618 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,498.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.499 = 7.493 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.499 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

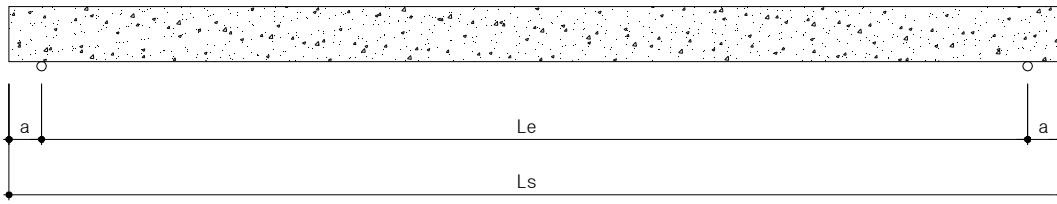
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.618	0.072	0.000	7.493	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.69
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.18
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.69
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.37
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.02
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.03
MAX						20.02

3.5 단면력 산정

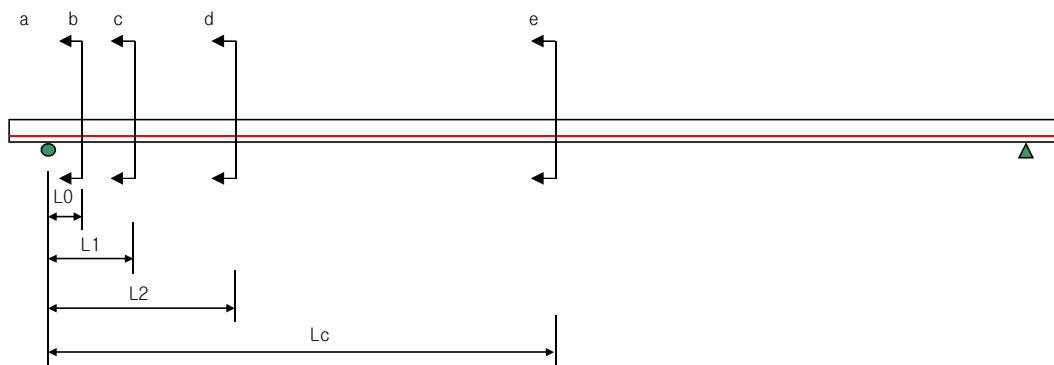
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.130) / 2 = 17.953 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.388 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.116 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.515 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.388 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.953 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.953 - (4.417 \times 0.750) = 14.641 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.953 - (4.417 \times 1.400) = 11.770 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.953 - (4.417 \times 2.000) = 9.120 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.953 - (4.417 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.195 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.134 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.229 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.299 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.406 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.195 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.195 - (0.048 \times 0.750) = 0.159 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.195 - (0.048 \times 1.400) = 0.128 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.195 - (0.048 \times 2.000) = 0.099 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.195 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.388	0.134	0.000	14.025	26.548	0차비부착부
	c	21.116	0.229	0.000	23.905	45.250	1차비부착부
	d	27.515	0.299	0.000	31.150	58.964	2차비부착부
	e	37.388	0.406	0.000	42.327	80.120	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.953	0.195	0.000	20.325	38.473	지점부(전단검토)
	b	14.641	0.159	0.000	16.575	31.375	0차비부착부
	c	11.770	0.128	0.000	13.325	25.223	1차비부착부
	d	9.120	0.099	0.000	10.325	19.544	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

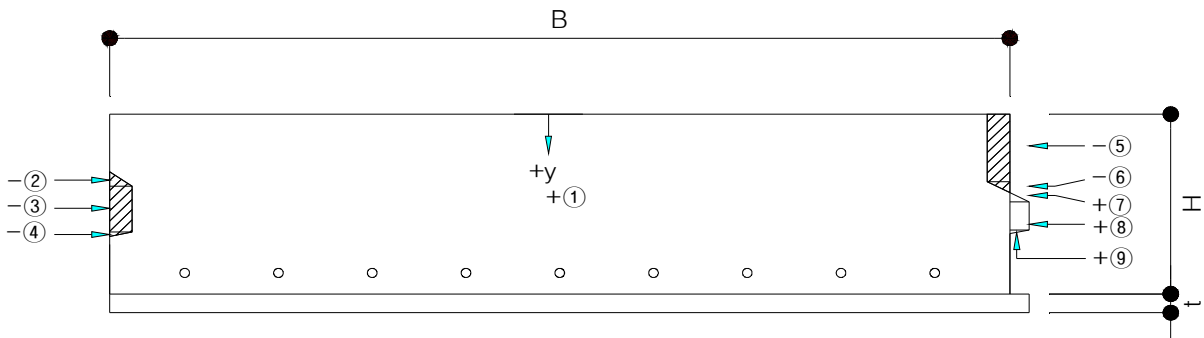
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.953	0.195	0.000		18.148	
LC-2	17.953	0.195	0.000	20.325	38.473	
MAX					38.473	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1499	180	269,730	90.0	24,275,700	8,100	2,700	10,800	2,913,084,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,729		23,886,882				2,873,764,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형 : } C_1 = 1.0, \quad C_2 = \frac{1}{12}$$

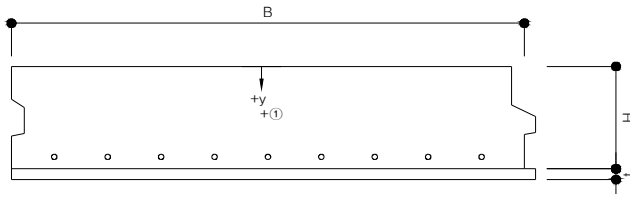
$$\text{삼각형 : } C_1 = 0.5, \quad C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 264,728.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,886,882}{264,729} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,873,764,761 - 90.23 \times 23,886,882 = 718,413,523 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{718,413,523}{90.23} = 7,961,885.1 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{718,413,523}{-89.77} = -8,002,965.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,715.00		25,135,182				3,029,802,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,715.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,135,182}{274,715} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

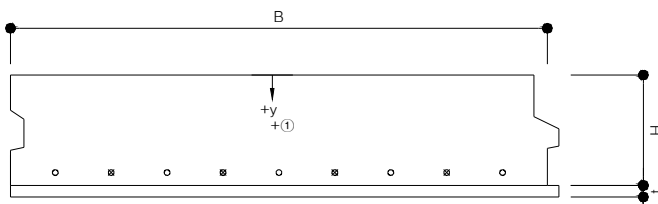
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,029,802,261 - 91.50 \times 25,135,182 = 730,046,669 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{730,046,669}{91.50} = 7,979,046.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{730,046,669}{-33.50} = -21,789,500.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{730,046,669}{-88.50} = -8,248,693.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

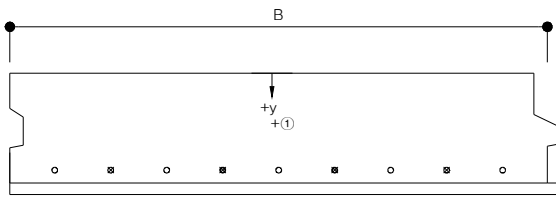


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,050.60		24,927,132				3,003,796,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 273,050.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,927,132 / 273,051 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,003,796,011 - 91.29 \times 24,927,132 = 728,166,903 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{728,166,903}{91.29} = 7,976,305.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{728,166,903}{-33.71} = -21,601,720.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{728,166,903}{-88.71} = -8,208,513.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



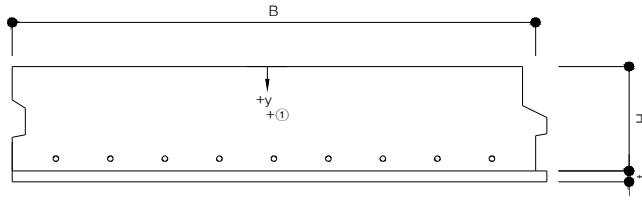
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,386.20		24,719,082				2,977,789,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,386.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,719,082 / 271,386 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,977,789,761 - 91.08 \times 24,719,082 = 726,264,081 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{726,264,081}{91.08} = 7,973,518.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{726,264,081}{-33.92} = -21,413,940.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{726,264,081}{-88.92} = -8,168,027.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

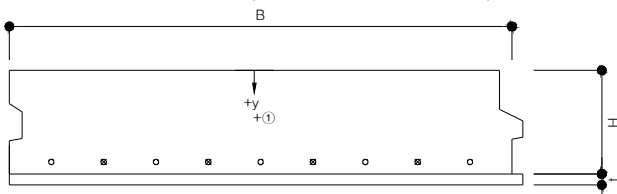


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	273,050.60		24,927,132				3,003,796,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 273,050.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,927,132}{273,051} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,003,796,011 - 91.29 \times 24,927,132 = 728,166,903 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{728,166,903}{91.29} = 7,976,305.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{728,166,903}{-33.71} = -21,601,720.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{728,166,903}{-88.71} = -8,208,513.1 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

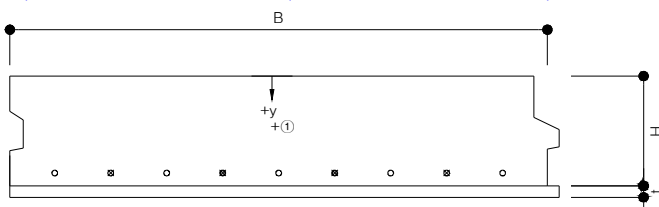


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,663.60		24,753,757				2,982,124,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,663.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,753,757 / 271,664 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,982,124,136 - 91.12 \times 24,753,757 = 726,582,837 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{726,582,837}{91.12} = 7,973,986.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{726,582,837}{-33.88} = -21,445,237.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{726,582,837}{-88.88} = -8,174,796.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,728.60		23,886,882				2,873,764,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,276.60		24,580,382				2,960,452,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 270,276.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,580,382 / 270,277 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,960,452,261 - 90.95 \times 24,580,382 = 724,982,513 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,982,513}{90.95} = 7,971,634.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{724,982,513}{-34.05} = -21,288,754.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,982,513}{-89.05} = -8,140,865.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,728.6	A_{vc1}'	274,715.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	718,413,522.6	I_{vc1}'	730,046,668.8	mm ⁴
Z_{tc0}	7,961,885.1	Z_{tc1}'	7,979,046.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,789,500.0	mm ³
Z_{bc0}	-8,002,965.6	Z_{bc1}'	-8,248,693.9	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,728.6	A_{vb1}'	273,050.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	718,413,522.6	I_{vb1}'	728,166,903.4	mm ⁴
Z_{tb0}	7,961,885.1	Z_{tb1}'	7,976,305.2	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,601,720.3	mm ³
Z_{bb0}	-8,002,965.6	Z_{bb1}'	-8,208,513.1	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,728.6	A_{va1}'	271,386.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	718,413,522.6	I_{va1}'	726,264,080.9	mm ⁴
Z_{ta0}	7,961,885.1	Z_{ta1}'	7,973,518.3	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,413,940.6	mm ³
Z_{ba0}	-8,002,965.6	Z_{ba1}'	-8,168,027.4	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,728.6	A_{vc1}	273,050.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	718,413,522.6	I_{vc1}	728,166,903.4	mm^4
Z_{tc0}	7,961,885.1	Z_{tc1}	7,976,305.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,601,720.3	mm^3
Z_{bc0}	-8,002,965.6	Z_{bc1}	-8,208,513.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,728.6	A_{vb1}	271,663.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	718,413,522.6	I_{vb1}	726,582,837.1	mm^4
Z_{tb0}	7,961,885.1	Z_{tb1}	7,973,986.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,445,237.2	mm^3
Z_{bb0}	-8,002,965.6	Z_{bb1}	-8,174,796.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,728.6	A_{va1}	270,276.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	718,413,522.6	I_{va1}	724,982,512.7	mm^4
Z_{ta0}	7,961,885.1	Z_{ta1}	7,971,634.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,288,754.1	mm^3
Z_{ba0}	-8,002,965.6	Z_{ba1}	-8,140,865.9	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4985m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,387,780}{7,979,046} \times 1.499 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,387,780}{-21,789,500} \times 1.499 = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,387,780}{-8,248,694} \times 1.499 = -6.792 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,387,780}{7,976,305} \times 1.499 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,387,780}{-21,601,720} \times 1.499 = -2.594 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,387,780}{-8,208,513} \times 1.499 = -6.825 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{405,837}{7,976,305} \times 1.499 = 0.076 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{405,837}{-21,601,720} \times 1.499 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{405,837}{-8,208,513} \times 1.499 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,976,305} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,601,720} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,208,513} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,976,305} \times 1.499 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,601,720} \times 1.499 = -2.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,208,513} \times 1.499 = -7.727 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,715} + \frac{-33.50}{-21,789,500} \right) \\
 &= 11.807 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.807 + -2.571) \\
 &= 9.235 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.235 = 66.441 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.235 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.235 - 7 \times 0.028 \\
 &= 110.627 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.441 - 0.05 \times (45.500 + 110.627) \\
 &= 20.550 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.441 = 1,303.56 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.6 \\
 &= 2,169.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.56 - 110.63 - 45.50 - 20.55 \\
 &= 1,126.88 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,126.88}{1,303.56} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,169.64 = 1,875.58 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.64 \times -33.50 / 1,000 = -72.693 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,875.58 \times -33.71 / 1,000 = -63.224 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,644}{274,715} + \frac{-72,692,859}{7,979,046} = -1.213 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,644}{274,715} + \frac{-72,692,859}{-21,789,500} = 11.234 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,644}{274,715} + \frac{-72,692,859}{-8,248,694} = 16.710 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,875,584}{273,051} + \frac{-63,223,579}{7,976,305} = -1.057 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,875,584}{273,051} + \frac{-63,223,579}{-21,601,720} = 9.796 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,875,584}{273,051} + \frac{-63,223,579}{-8,208,513} = 14.571 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,515,168}{7,976,305} \times 1.499 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,515,168}{-21,601,720} \times 1.499 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,515,168}{-8,208,513} \times 1.499 = -5.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,515,168}{7,973,986} \times 1.499 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,515,168}{-21,445,237} \times 1.499 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,515,168}{-8,174,796} \times 1.499 = -5.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{298,672}{7,973,986} \times 1.499 = 0.056 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{298,672}{-21,445,237} \times 1.499 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{298,672}{-8,174,796} \times 1.499 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,973,986} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,445,237} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,174,796} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,973,986} \times 1.499 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,445,237} \times 1.499 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,174,796} \times 1.499 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{273,051} + \frac{-33.71}{-21,601,720} \right) \\ &= 9.924 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.924 + -1.909) \\
 &= 8.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.016 = 57.666 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.016 - 7 \times 0.021 \\
 &= 96.041 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.666 - 0.05 \times (45.500 + 96.041) \\
 &= 22.156 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.666 = 1,312.33 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.3 \\
 &= 1,820.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.33 - 96.04 - 45.50 - 22.16 \\
 &= 1,148.64 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.64}{1,312.33} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.21 = 1,593.16 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.21 \times -33.71 / 1,000 = -61.357 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,593.16 \times -33.88 / 1,000 = -53.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,207}{273,051} + \frac{-61,356,902}{7,976,305} = -1.026 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,207}{273,051} + \frac{-61,356,902}{-21,601,720} = 9.507 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,207}{273,051} + \frac{-61,356,902}{-8,208,513} = 14.141 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,593,159}{271,664} + \frac{-53,977,583}{7,973,986} = -0.905 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,593,159}{271,664} + \frac{-53,977,583}{-21,445,237} = 8.381 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,593,159}{271,664} + \frac{-53,977,583}{-8,174,796} = 12.467 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,573}{7,973,518} \times 1.499 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,573}{-21,413,941} \times 1.499 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,573}{-8,168,027} \times 1.499 = -3.874 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,573}{7,971,634} \times 1.499 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,573}{-21,288,754} \times 1.499 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,573}{-8,140,866} \times 1.499 = -3.887 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{229,206}{7,971,634} \times 1.499 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{229,206}{-21,288,754} \times 1.499 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{229,206}{-8,140,866} \times 1.499 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,971,634} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,288,754} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,140,866} \times 1.499 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,971,634} \times 1.499 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,288,754} \times 1.499 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,140,866} \times 1.499 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,386} + \frac{-33.92}{-21,413,941} \right) \\ &= 8.009 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.009 + -1.478) \\
&= 6.531 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.531 = 46.989 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.531 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.531 - 7 \times 0.016 \\
&= 78.264 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.989 - 0.05 \times (45.500 + 78.264) \\
&= 24.113 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.989 = 1,323.01 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.0 \\
&= 1,468.01 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.01 - 78.26 - 45.50 - 24.11 \\
&= 1,175.13 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.13}{1,323.01} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,468.01 = 1,303.93 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.01 \times -33.92 / 1,000 = -49.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.93 \times -34.05 / 1,000 = -44.405 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,013}{271,386} + \frac{-49,788,376}{7,973,518} = -0.835 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,013}{271,386} + \frac{-49,788,376}{-21,413,941} = 7.734 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,013}{271,386} + \frac{-49,788,376}{-8,168,027} = 11.505 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,929}{270,277} + \frac{-44,404,925}{7,971,634} = -0.746 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,929}{270,277} + \frac{-44,404,925}{-21,288,754} = 6.910 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,929}{270,277} + \frac{-44,404,925}{-8,140,866} = 10.279 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.56	1,312.33	1,323.01
유효 긴장응력	1,126.88	1,148.64	1,175.13

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.9	1,148.6	1,175.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.213	16.710	-1.026	14.141	-0.835	11.505
풍도슬래브	7.022	-6.792	5.169	-5.023	3.968	-3.874

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.057	14.571	-0.905	12.467	-0.746	10.279
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.825	5.171	-5.044	3.969	-3.887
	CIP 몰탈	0.076	-0.074	0.056	-0.055	0.043	-0.042
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.727	5.854	-5.710	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.809	9.918	4.143	9.118	3.133	7.631		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.967	7.746	4.266	7.424	3.223	6.392		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.043	7.672	4.322	7.369	3.266	6.350		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.043	7.672	4.322	7.369	3.266	6.350		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.995	-0.055	10.176	1.659	7.760	1.950		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.960	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.483	169.443

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 169.443 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1499 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1498.5 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1499}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.50}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 169.44 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.571) \times 8,208,513 / 1.0E+06$$

$$= 156.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

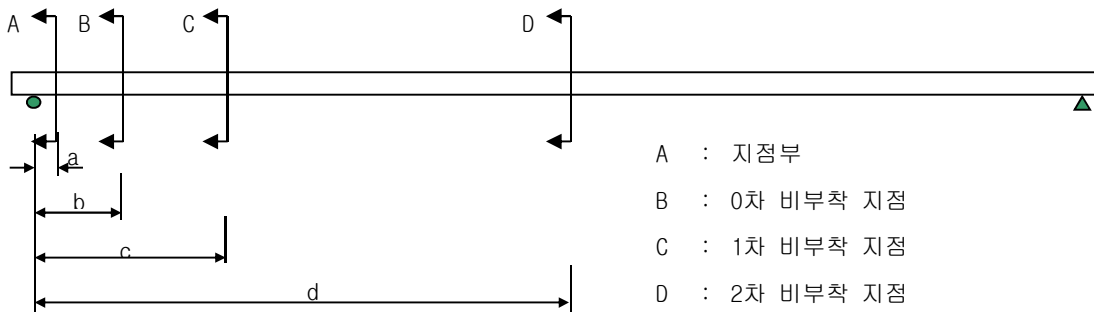
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.17 = 187.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.903	0.292	27.195	30.457	57.652
B	21.939	0.238	22.178	24.838	47.015
C	17.638	0.191	17.829	19.968	37.797
D	13.667	0.148	13.815	15.472	29.287
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.564	0.202	18.766	21.016	39.782
C	31.642	0.343	31.985	35.822	67.807
D	41.231	0.448	41.679	46.678	88.357
E	56.026	0.608	56.634	63.427	120.060

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.284	0.350	32.634	48.731	81.365
B	26.327	0.286	26.613	39.740	66.353
C	21.165	0.230	21.395	31.948	53.343
D	16.400	0.178	16.578	24.755	41.333
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.277	0.242	22.519	33.626	56.145
C	37.970	0.412	38.382	57.315	95.697
D	49.478	0.537	50.015	74.685	124.700
E	67.231	0.730	67.960	101.483	169.443

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm^4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.910	0.000	724,982,513	89.1	85.038
B	50.0	6.910	2.305	724,982,513	89.1	66.272
C	50.0	6.910	3.929	724,982,513	89.1	53.053
D	50.0	8.381	5.098	726,582,837	88.9	55.740
E	50.0	9.796	6.899	728,166,903	88.7	52.797

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	M_{max} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
A	50.0	1,499	144.0	57.652	23.713	85.038	0.000	∞
B	50.0	1,499	144.0	47.015	19.338	66.272	16.363	201.628
C	50.0	1,499	144.0	37.797	15.546	53.053	27.890	143.660
D	50.0	1,499	144.0	29.287	12.046	55.740	36.343	124.054
E	50.0	1,499	144.0	0.000	0.000	52.797	49.383	76.291

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.824	1,498.5	144.0	0.00	754.799
B	50.0	4.824	1,498.5	144.0	0.00	754.799
C	50.0	4.824	1,498.5	144.0	0.00	754.799
D	50.0	5.864	1,498.5	144.0	0.00	822.125
E	50.0	6.869	1,498.5	144.0	0.00	887.155

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.799	754.799
B	201.628	754.799	201.628
C	143.660	754.799	143.660
D	124.054	822.125	124.054
E	76.291	887.155	76.291

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

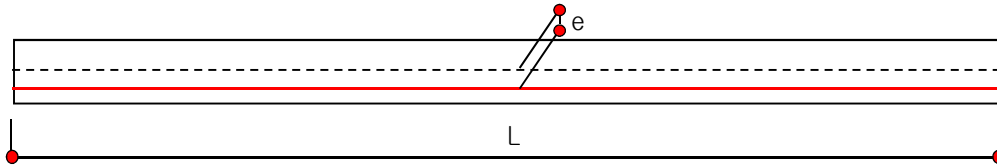
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	
						ΦV_c	전단철근 보강판별
A	81.365	754.799	0.750	566.099	-484.73	0.144	전단보강 불필요
B	66.353	201.628	0.750	151.221	-84.87	0.439	전단보강 불필요
C	53.343	143.660	0.750	107.745	-54.40	0.495	전단보강 불필요
D	41.333	124.054	0.750	93.040	-51.71	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	76.291	0.750	57.218	-57.22	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

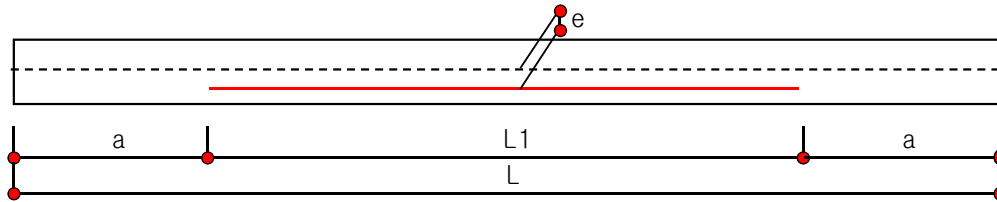
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 728166903.4} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 728166903.4} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 728166903.4} \\ &= 25.69 - 1.007 - 0.500 = 24.2 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.136	730,046,669	-24.18	
풍도슬래브 자중	37.388	730,046,669	18.55	
접합 몰탈	0.406	730,046,669	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	730,046,669	0.00	
합 계(고정하중)			-5.44	
작업하중 및 풍하중	42.327	730,046,669	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-11

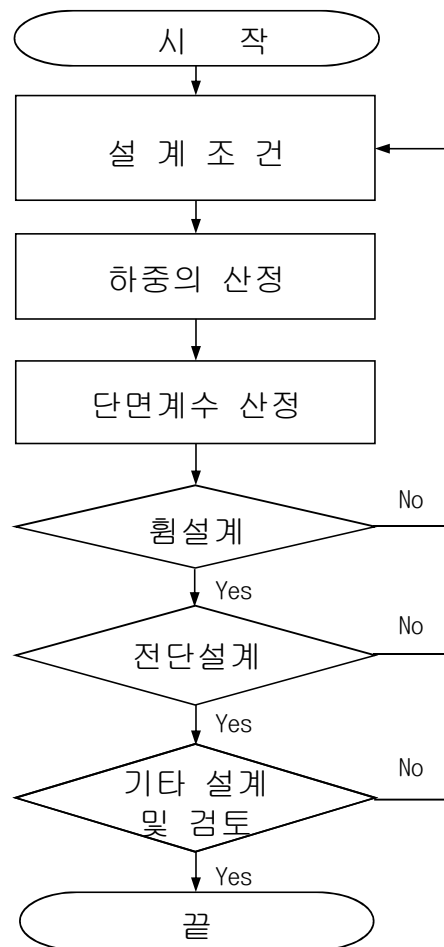
(L= 8.330 m, B= 1.483 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.483 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

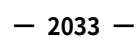
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4825m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

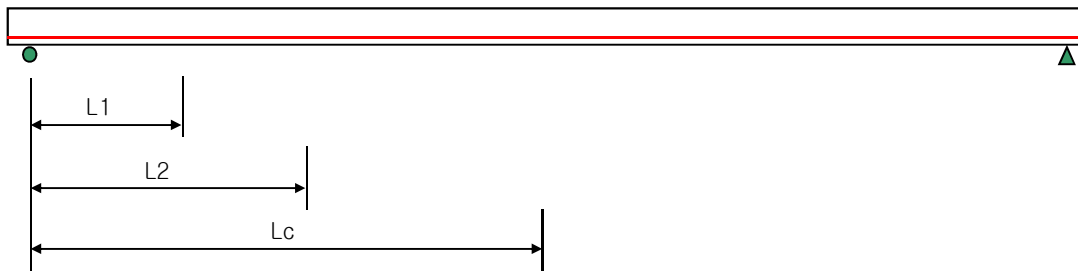
$$\text{단 면 적} = 261,849 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 261,849 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.546 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,482.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.483 = 7.413 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.483 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

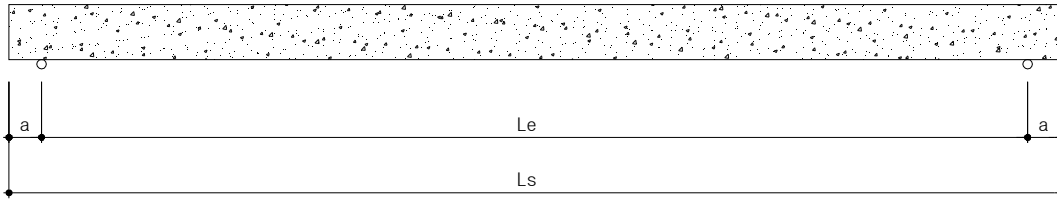
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.546	0.072	0.000	7.413	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.62
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.03
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.62
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.27
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.80
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.94
MAX						19.80

3.5 단면력 산정

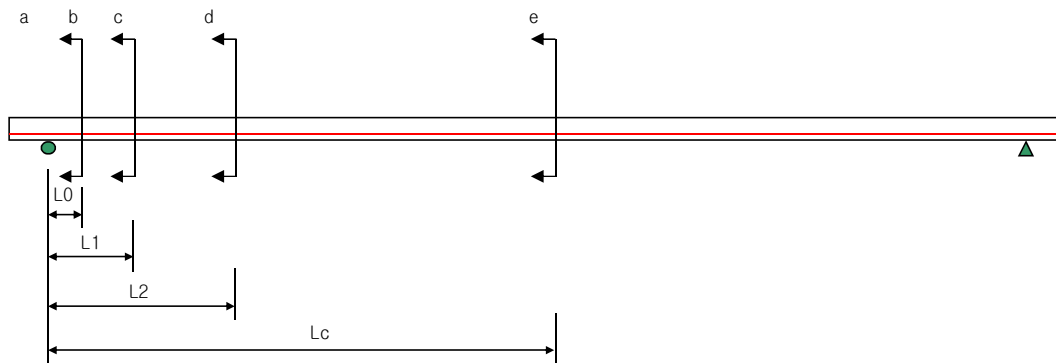
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.950 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.386 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.111 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.510 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.380 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.950 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.950 - (4.416 \times 0.750) = 14.638 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.950 - (4.416 \times 1.400) = 11.768 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.950 - (4.416 \times 2.000) = 9.118 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.950 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.197 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.136 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.232 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.302 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.410 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.197 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.197 - (0.048 \times 0.750) = 0.161 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.197 - (0.048 \times 1.400) = 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.197 - (0.048 \times 2.000) = 0.100 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.197 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.386	0.136	0.000	14.025	26.547	0차비부착부
	c	21.111	0.232	0.000	23.905	45.248	1차비부착부
	d	27.510	0.302	0.000	31.150	58.961	2차비부착부
	e	37.380	0.410	0.000	42.327	80.117	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	지점부(전단검토)
	b	14.638	0.161	0.000	16.575	31.374	0차비부착부
	c	11.768	0.129	0.000	13.325	25.222	1차비부착부
	d	9.118	0.100	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

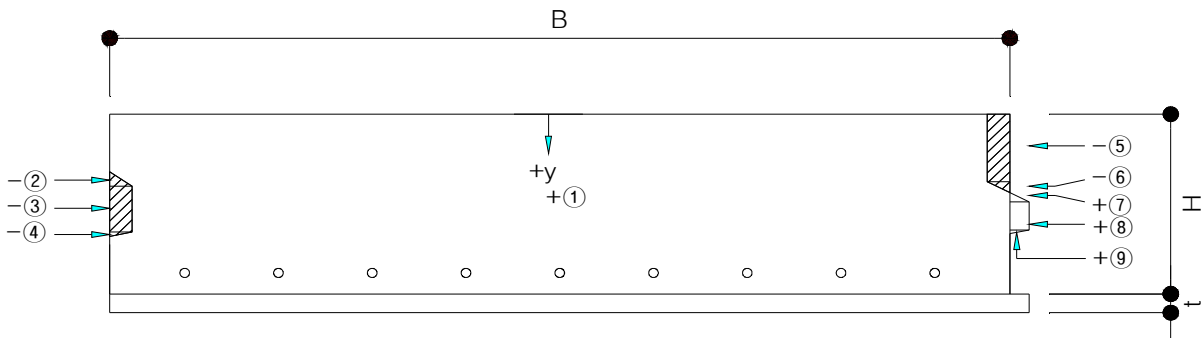
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.950	0.197	0.000		18.147	
LC-2	17.950	0.197	0.000	20.325	38.472	
MAX					38.472	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1483	180	266,850	90.0	24,016,500	8,100	2,700	10,800	2,881,980,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				261,849		23,627,682				2,842,660,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

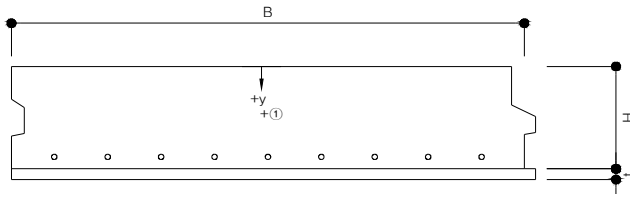
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 261,848.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,627,682}{261,849} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,842,660,761 - 90.23 \times 23,627,682 = 710,637,366 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{710,637,366}{90.23} = 7,875,482.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{710,637,366}{-89.77} = -7,916,565.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	271,835.00		24,875,982				2,998,698,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 271,835.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,875,982}{271,835} = 91.51 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.51 - 180.00 = -88.49 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.51 - 125.00 = -33.49 \text{ mm}$$

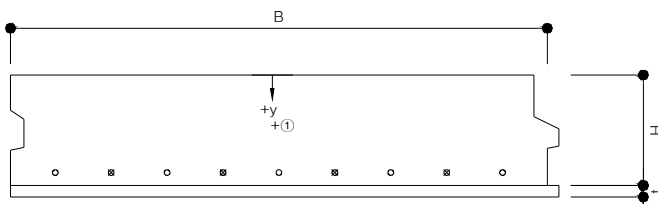
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,998,698,261 - 91.51 \times 24,875,982 = 722,264,160 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{722,264,160}{91.51} = 7,892,620.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{722,264,160}{-33.49} = -21,567,416.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{722,264,160}{-88.49} = -8,162,221.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

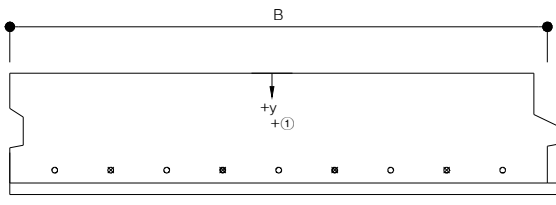


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,170.60		24,667,932				2,972,692,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 270,170.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,667,932 / 270,171 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,972,692,011 - 91.31 \times 24,667,932 = 720,386,050 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{720,386,050}{91.31} = 7,889,884.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{720,386,050}{-33.69} = -21,379,624.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{720,386,050}{-88.69} = -8,122,061.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



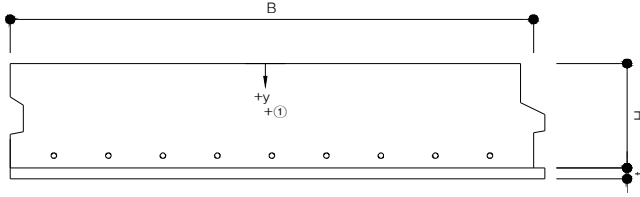
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	268,506.20		24,459,882				2,946,685,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 268,506.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,459,882 / 268,506 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,946,685,761 - 91.10 \times 24,459,882 = 718,484,657 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{718,484,657}{91.10} = 7,887,102.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{718,484,657}{-33.90} = -21,191,832.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{718,484,657}{-88.90} = -8,081,592.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

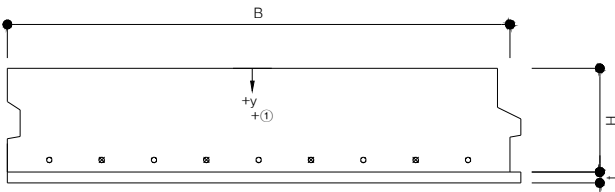


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,170.60		24,667,932				2,972,692,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 270,170.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,667,932}{270,171} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,972,692,011 - 91.31 \times 24,667,932 = 720,386,050 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{720,386,050}{91.31} = 7,889,884.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{720,386,050}{-33.69} = -21,379,624.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{720,386,050}{-88.69} = -8,122,061.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

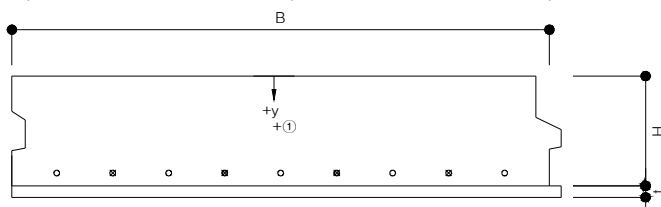


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	268,783.60		24,494,557				2,951,020,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 268,783.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,494,557 / 268,784 = 91.13 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.13 - 180.00 = -88.87 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.13 - 125.00 = -33.87 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,951,020,136 - 91.13 \times 24,494,557 = 718,803,191 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{718,803,191}{91.13} = 7,887,569.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{718,803,191}{-33.87} = -21,223,131.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{718,803,191}{-88.87} = -8,088,358.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			261,848.60		23,627,682				2,842,660,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	267,396.60		24,321,182				2,929,348,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 267,396.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,321,182 / 267,397 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,929,348,261 - 90.96 \times 24,321,182 = 717,203,912 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{717,203,912}{90.96} = 7,885,220.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{717,203,912}{-34.04} = -21,066,637.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{717,203,912}{-89.04} = -8,054,440.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	261,848.6	A_{vc1}'	271,835.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	710,637,366.5	I_{vc1}'	722,264,159.5	mm ⁴
Z_{tc0}	7,875,482.8	Z_{tc1}'	7,892,620.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,567,416.7	mm ³
Z_{bc0}	-7,916,565.6	Z_{bc1}'	-8,162,221.6	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	261,848.6	A_{vb1}'	270,170.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	710,637,366.5	I_{vb1}'	720,386,050.2	mm ⁴
Z_{tb0}	7,875,482.8	Z_{tb1}'	7,889,884.5	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,379,624.5	mm ³
Z_{bb0}	-7,916,565.6	Z_{bb1}'	-8,122,061.0	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	261,848.6	A_{va1}'	268,506.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	710,637,366.5	I_{va1}'	718,484,657.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,875,482.8	Z_{ta1}'	7,887,102.1	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,191,832.3	mm ³
Z_{ba0}	-7,916,565.6	Z_{ba1}'	-8,081,592.4	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	261,848.6	A_{vc1}	270,170.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	710,637,366.5	I_{vc1}	720,386,050.2	mm^4
Z_{tc0}	7,875,482.8	Z_{tc1}	7,889,884.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,379,624.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,916,565.6	Z_{bc1}	-8,122,061.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	261,848.6	A_{vb1}	268,783.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	710,637,366.5	I_{vb1}	718,803,191.3	mm^4
Z_{tb0}	7,875,482.8	Z_{tb1}	7,887,569.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,223,131.0	mm^3
Z_{bb0}	-7,916,565.6	Z_{bb1}	-8,088,358.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	261,848.6	A_{va1}	267,396.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	710,637,366.5	I_{va1}	717,203,911.5	mm^4
Z_{ta0}	7,875,482.8	Z_{ta1}	7,885,220.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,066,637.5	mm^3
Z_{ba0}	-7,916,565.6	Z_{ba1}	-8,054,440.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4825m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,157}{7,892,620} \times 1.483 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,157}{-21,567,417} \times 1.483 = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,157}{-8,162,222} \times 1.483 = -6.789 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,380,157}{7,889,884} \times 1.483 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,380,157}{-21,379,625} \times 1.483 = -2.592 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,380,157}{-8,122,061} \times 1.483 = -6.823 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{410,217}{7,889,884} \times 1.483 = 0.077 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{410,217}{-21,379,625} \times 1.483 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{410,217}{-8,122,061} \times 1.483 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,889,884} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,379,625} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,122,061} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,889,884} \times 1.483 = 7.953 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,379,625} \times 1.483 = -2.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,122,061} \times 1.483 = -7.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{271,835} + \frac{-33.49}{-21,567,417} \right) \\
 &= 11.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.929 + -2.569) \\
 &= 9.359 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.359 = 67.334 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad f_{cir} &= 9.359 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.359 - 7 \times 0.028 \\
 &= 112.114 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.334 - 0.05 \times (45.500 + 112.114) \\
 &= 20.386 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.334 = 1,302.67 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.7 \\
 &= 2,168.16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.67 - 112.11 - 45.50 - 20.39 \\
 &= 1,124.67 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,124.67}{1,302.67} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,168.16 = 1,871.89 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,168.16 \times -33.49 / 1,000 = -72.609 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,871.89 \times -33.69 / 1,000 = -63.073 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{7,892,620} = -1.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{-21,567,417} = 11.343 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,168,157}{271,835} + \frac{-72,608,698}{-8,162,222} = 16.872 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{7,889,884} = -1.066 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{-21,379,625} = 9.879 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,871,893}{270,171} + \frac{-63,073,414}{-8,122,061} = 14.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,509,558}{7,889,884} \times 1.483 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,509,558}{-21,379,625} \times 1.483 = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,509,558}{-8,122,061} \times 1.483 = -5.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,509,558}{7,887,569} \times 1.483 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,509,558}{-21,223,131} \times 1.483 = -1.922 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,509,558}{-8,088,359} \times 1.483 = -5.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{301,896}{7,887,569} \times 1.483 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{301,896}{-21,223,131} \times 1.483 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{301,896}{-8,088,359} \times 1.483 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,887,569} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,223,131} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,088,359} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,887,569} \times 1.483 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,223,131} \times 1.483 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,088,359} \times 1.483 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{270,171} + \frac{-33.69}{-21,379,625} \right) \\ &= 10.028 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.028 + -1.908) \\
 &= 8.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.120 = 58.421 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.120 - 7 \times 0.021 \\
 &= 97.298 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 58.421 - 0.05 \times (45.500 + 97.298) \\
 &= 22.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.421 = 1,311.58 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.6 \\
 &= 1,819.16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,311.58 - 97.30 - 45.50 - 22.02 \\
 &= 1,146.76 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.76}{1,311.58} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,819.16 = 1,590.56 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,819.16 \times -33.69 / 1,000 = -61.297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,590.56 \times -33.87 / 1,000 = -53.870 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{7,889,884} = -1.036 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{-21,379,625} = 9.600 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,160}{270,171} + \frac{-61,296,572}{-8,122,061} = 14.280 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{7,887,569} = -0.912 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{-21,223,131} = 8.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,590,560}{268,784} + \frac{-53,870,450}{-8,088,359} = 12.578 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,267}{7,887,102} \times 1.483 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,267}{-21,191,832} \times 1.483 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,267}{-8,081,592} \times 1.483 = -3.873 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,111,267}{7,885,221} \times 1.483 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,111,267}{-21,066,638} \times 1.483 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,111,267}{-8,054,440} \times 1.483 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{231,679}{7,885,221} \times 1.483 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{231,679}{-21,066,638} \times 1.483 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{231,679}{-8,054,440} \times 1.483 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,885,221} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,066,638} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,054,440} \times 1.483 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,885,221} \times 1.483 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,066,638} \times 1.483 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,054,440} \times 1.483 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{268,506} + \frac{-33.90}{-21,191,832} \right) \\ &= 8.094 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.094 + -1.477) \\
 &= 6.617 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.617 = 47.602 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.617 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.617 - 7 \times 0.016 \\
 &= 79.286 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.602 - 0.05 \times (45.500 + 79.286) \\
 &= 24.001 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.602 = 1,322.40 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.4 \\
 &= 1,467.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.40 - 79.29 - 45.50 - 24.00 \\
 &= 1,173.61 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.61}{1,322.40} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,467.33 = 1,302.24 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.33 \times -33.90 / 1,000 = -49.748 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,302.24 \times -34.04 / 1,000 = -44.334 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{7,887,102} = -0.843 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{-21,191,832} = 7.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,333}{268,506} + \frac{-49,748,230}{-8,081,592} = 11.621 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{7,885,221} = -0.752 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{-21,066,638} = 6.975 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,302,239}{267,397} + \frac{-44,334,137}{-8,054,440} = 10.374 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.67	1,311.58	1,322.40
유효 긴장응력	1,124.67	1,146.76	1,173.61

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,124.7	1,146.8	1,173.6	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.224	16.872	-1.036	14.280	-0.843	11.621
풍도슬래브	7.021	-6.789	5.169	-5.021	3.968	-3.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.066	14.694	-0.912	12.578	-0.752	10.374
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.823	5.171	-5.042	3.969	-3.886
	CIP 몰탈	0.077	-0.075	0.057	-0.055	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.953	-7.726	5.855	-5.709	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.798	10.082	4.133	9.259	3.125	7.748		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	5.958	7.871	4.258	7.536	3.217	6.489		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.035	7.796	4.315	7.480	3.260	6.446		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.035	7.796	4.315	7.480	3.260	6.446		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.988	0.071	10.170	1.771	7.755	2.046		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.229	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	100.399	167.628

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 167.628 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1483 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1482.5 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,515 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,515 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1483}$$

$$= 40.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,515 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.61}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 167.63 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.694) \times 8,122,061 / 1.0E+06$$

$$= 155.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

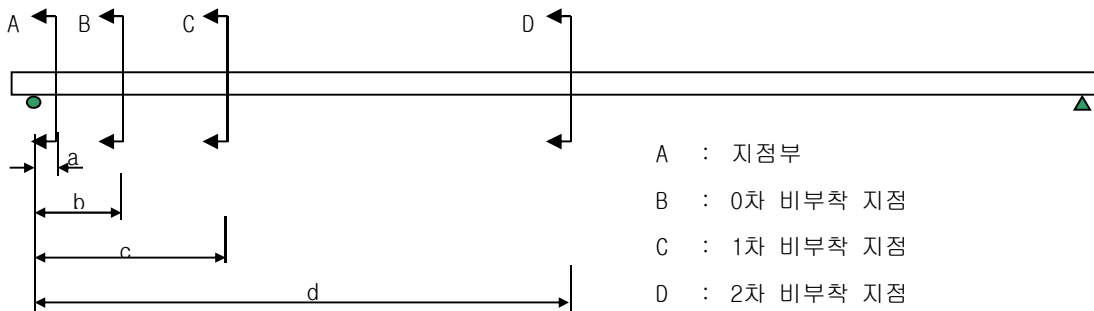
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.53 = 186.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.610	0.292	26.902	30.132	57.034
B	21.701	0.238	21.939	24.572	46.511
C	17.446	0.191	17.637	19.754	37.391
D	13.518	0.148	13.666	15.307	28.973
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.362	0.202	18.564	20.792	39.356
C	31.297	0.343	31.641	35.439	67.080
D	40.783	0.448	41.230	46.180	87.410
E	55.416	0.608	56.024	62.749	118.774

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.932	0.350	32.283	48.211	80.494
B	26.041	0.286	26.327	39.316	65.643
C	20.935	0.230	21.165	31.607	52.771
D	16.222	0.178	16.400	24.491	40.890
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.035	0.242	22.276	33.267	55.544
C	37.557	0.412	37.969	56.703	94.672
D	48.940	0.537	49.477	73.888	123.364
E	66.499	0.730	67.229	100.399	167.628

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm^4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.975	0.000	717,203,912	89.0	84.653
B	50.0	6.975	2.305	717,203,912	89.0	66.089
C	50.0	6.975	3.928	717,203,912	89.0	53.012
D	50.0	8.456	5.098	718,803,191	88.9	55.761
E	50.0	9.879	6.898	720,386,050	88.7	52.927

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	M_{max} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
A	50.0	1,483	144.0	57.034	23.460	84.653	0.000	∞
B	50.0	1,483	144.0	46.511	19.131	66.089	16.188	200.093
C	50.0	1,483	144.0	37.391	15.380	53.012	27.592	142.418
D	50.0	1,483	144.0	28.973	11.917	55.761	35.954	122.932
E	50.0	1,483	144.0	0.000	0.000	52.927	48.855	75.477

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
B	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
C	50.0	4.870	1,482.5	144.0	0.00	749.663
D	50.0	5.918	1,482.5	144.0	0.00	816.752
E	50.0	6.929	1,482.5	144.0	0.00	881.497

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	749.663	749.663
B	200.093	749.663	200.093
C	142.418	749.663	142.418
D	122.932	816.752	122.932
E	75.477	881.497	75.477

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

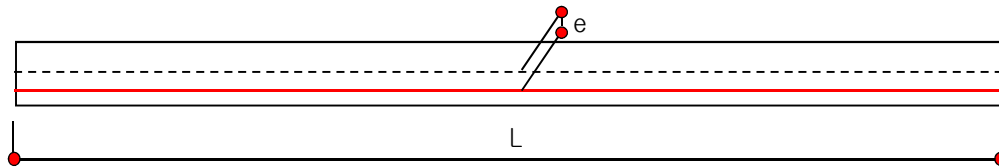
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	80.494	749.663	0.750	562.247	-481.75	0.143	전단보강 불필요
B	65.643	200.093	0.750	150.070	-84.43	0.437	전단보강 불필요
C	52.771	142.418	0.750	106.813	-54.04	0.494	전단보강 불필요
D	40.890	122.932	0.750	92.199	-51.31	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	75.477	0.750	56.607	-56.61	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

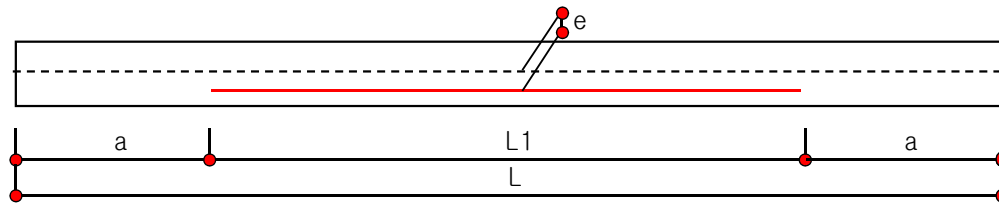
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,168 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 720386050.2} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 720386050.2} \\ &= 25.94 - 1.016 - 0.504 = 24.4 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.056	722,264,160	-24.42	
풍도슬래브 자중	37.380	722,264,160	18.55	
접합 몰탈	0.410	722,264,160	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	722,264,160	0.00	
합 계(고정하중)			-5.68	
작업하중 및 풍하중	42.327	722,264,160	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-12

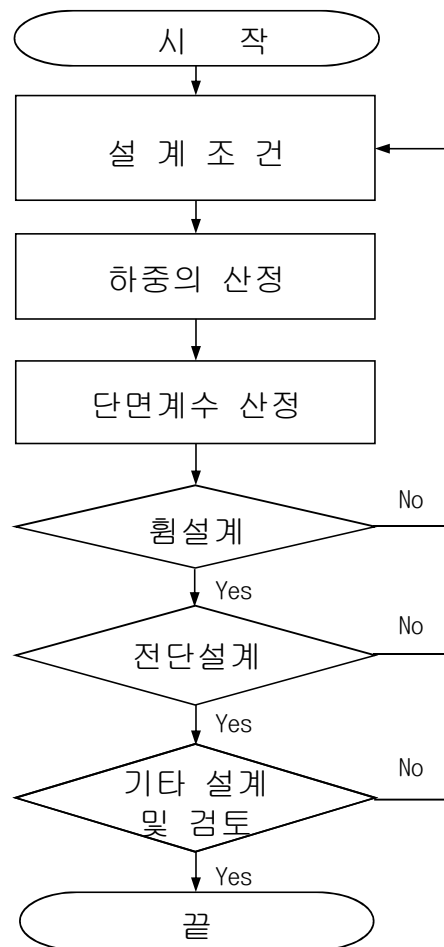
(L= 8.330 m, B= 1.500 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.500 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

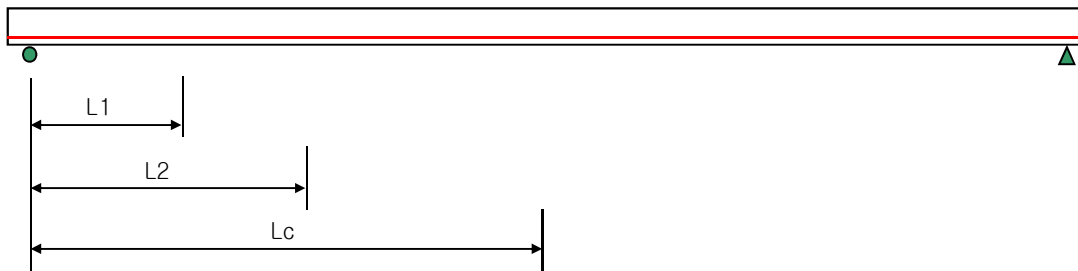
$$\text{단 면 적} = 264,999 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,999 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.625 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,500.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.500 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

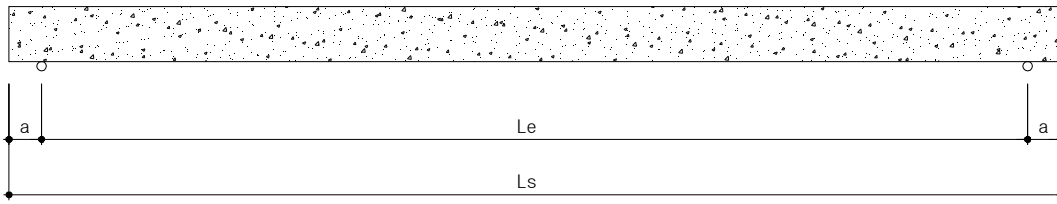
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	점합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.625	0.072	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.70
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.20
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.70
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.38
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.04
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.04
MAX						20.04

3.5 단면력 산정

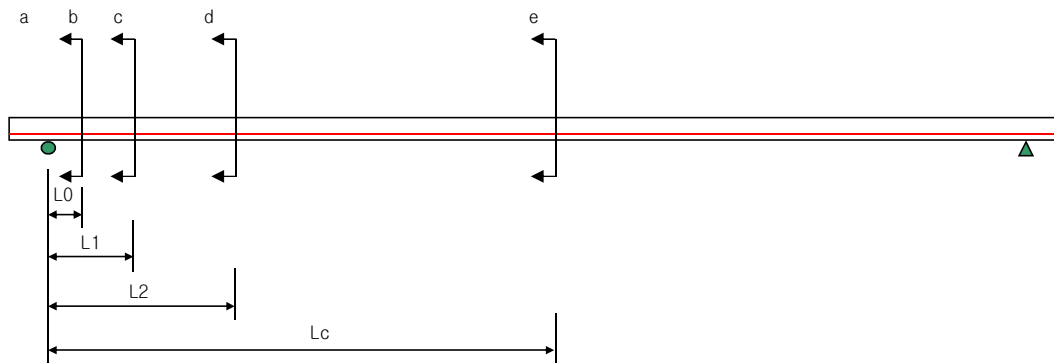
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.130) / 2 = 17.954 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.389 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.116 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.516 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.388 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 17.954 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 17.954 - (4.417 \times 0.750) = 14.641 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 17.954 - (4.417 \times 1.400) = 11.770 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 17.954 - (4.417 \times 2.000) = 9.120 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 17.954 - (4.417 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.195 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.134 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.229 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.298 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.405 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.195 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.195 - (0.048 \times 0.750) = 0.159 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.195 - (0.048 \times 1.400) = 0.128 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.195 - (0.048 \times 2.000) = 0.099 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.195 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.389	0.134	0.000	14.025	26.548	0차비부착부
	c	21.116	0.229	0.000	23.905	45.250	1차비부착부
	d	27.516	0.298	0.000	31.150	58.964	2차비부착부
	e	37.388	0.405	0.000	42.327	80.121	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.954	0.195	0.000	20.325	38.473	지점부(전단검토)
	b	14.641	0.159	0.000	16.575	31.375	0차비부착부
	c	11.770	0.128	0.000	13.325	25.223	1차비부착부
	d	9.120	0.099	0.000	10.325	19.544	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

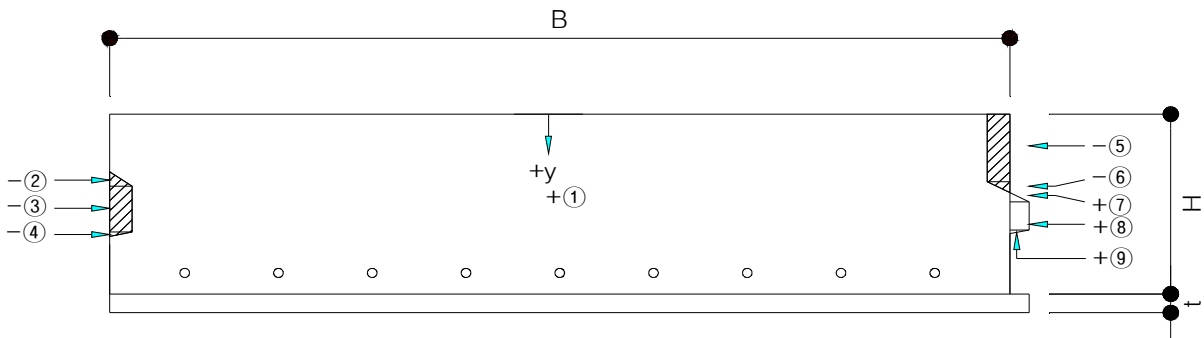
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.954	0.195	0.000		18.148	
LC-2	17.954	0.195	0.000	20.325	38.473	
MAX					38.473	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1500	180	270,000	90.0	24,300,000	8,100	2,700	10,800	2,916,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,999		23,911,182				2,876,680,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

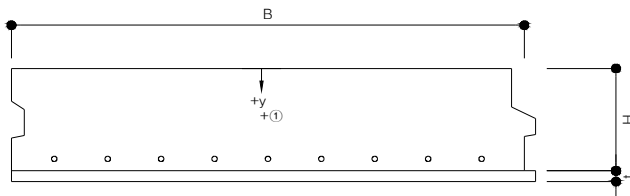
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 264,998.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,911,182}{264,999} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,876,680,761 - 90.23 \times 23,911,182 = 719,142,537 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{719,142,537}{90.23} = 7,969,985.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{719,142,537}{-89.77} = -8,011,065.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,985.00		25,159,482				3,032,718,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,985.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,159,482}{274,985} = 91.49 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.49 - 180.00 = -88.51 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.49 - 125.00 = -33.51 \text{ mm}$$

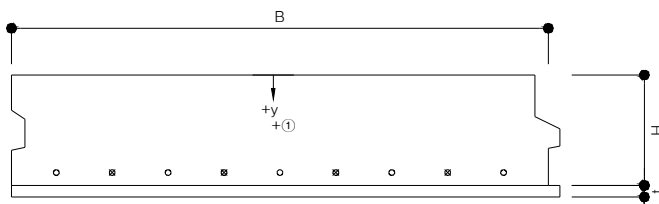
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,032,718,261 - 91.49 \times 25,159,482 = 730,776,272 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{730,776,272}{91.49} = 7,987,148.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{730,776,272}{-33.51} = -21,810,320.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{730,776,272}{-88.51} = -8,256,800.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

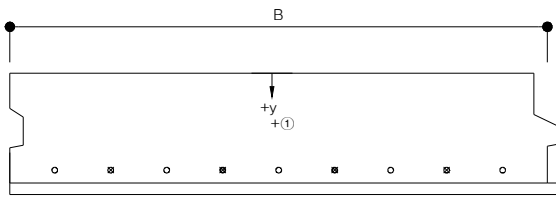


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,320.60		24,951,432				3,006,712,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 273,320.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,951,432 / 273,321 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,006,712,011 - 91.29 \times 24,951,432 = 728,896,353 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{728,896,353}{91.29} = 7,984,407.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{728,896,353}{-33.71} = -21,622,541.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{728,896,353}{-88.71} = -8,216,617.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



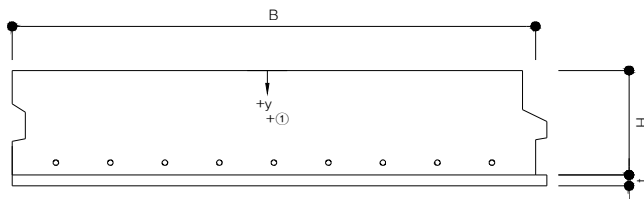
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,656.20		24,743,382				2,980,705,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,656.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,743,382 / 271,656 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,980,705,761 - 91.08 \times 24,743,382 = 726,993,398 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{726,993,398}{91.08} = 7,981,619.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{726,993,398}{-33.92} = -21,434,763.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{726,993,398}{-88.92} = -8,176,130.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

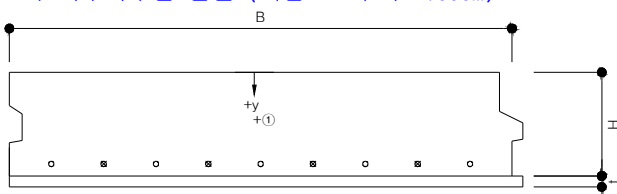


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	273,320.60		24,951,432				3,006,712,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 273,320.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,951,432}{273,321} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,006,712,011 - 91.29 \times 24,951,432 = 728,896,353 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{728,896,353}{91.29} = 7,984,407.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{728,896,353}{-33.71} = -21,622,541.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{728,896,353}{-88.71} = -8,216,617.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

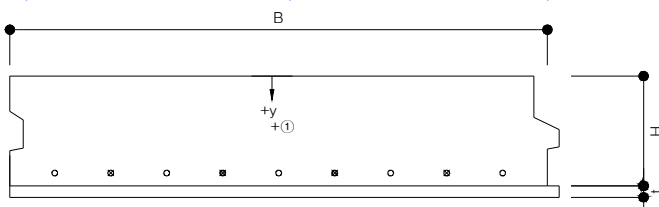


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,933.60		24,778,057				2,985,040,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,933.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,778,057 / 271,934 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,985,040,136 - 91.12 \times 24,778,057 = 727,312,175 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{727,312,175}{91.12} = 7,982,087.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{727,312,175}{-33.88} = -21,466,059.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{727,312,175}{-88.88} = -8,182,899.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,998.60		23,911,182				2,876,680,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,546.60		24,604,682				2,963,368,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 270,546.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,604,682 / 270,547 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,963,368,261 - 90.94 \times 24,604,682 = 725,711,754 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{725,711,754}{90.94} = 7,979,735.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{725,711,754}{-34.06} = -21,309,577.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{725,711,754}{-89.06} = -8,148,968.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,998.6	A_{vc1}'	274,985.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	719,142,537.1	I_{vc1}'	730,776,272.1	mm ⁴
Z_{tc0}	7,969,985.3	Z_{tc1}'	7,987,148.4	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,810,320.4	mm ³
Z_{bc0}	-8,011,065.6	Z_{bc1}'	-8,256,800.6	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,998.6	A_{vb1}'	273,320.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	719,142,537.1	I_{vb1}'	728,896,353.1	mm ⁴
Z_{tb0}	7,969,985.3	Z_{tb1}'	7,984,407.1	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,622,541.8	mm ³
Z_{bb0}	-8,011,065.6	Z_{bb1}'	-8,216,617.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,998.6	A_{va1}'	271,656.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	719,142,537.1	I_{va1}'	726,993,398.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,969,985.3	Z_{ta1}'	7,981,619.8	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,434,763.3	mm ³
Z_{ba0}	-8,011,065.6	Z_{ba1}'	-8,176,130.7	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,998.6	A_{vc1}	273,320.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	719,142,537.1	I_{vc1}	728,896,353.1	mm^4
Z_{tc0}	7,969,985.3	Z_{tc1}	7,984,407.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,622,541.8	mm^3
Z_{bc0}	-8,011,065.6	Z_{bc1}	-8,216,617.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,998.6	A_{vb1}	271,933.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	719,142,537.1	I_{vb1}	727,312,175.0	mm^4
Z_{tb0}	7,969,985.3	Z_{tb1}	7,982,087.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,466,059.7	mm^3
Z_{bb0}	-8,011,065.6	Z_{bb1}	-8,182,899.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,998.6	A_{va1}	270,546.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	719,142,537.1	I_{va1}	725,711,753.7	mm^4
Z_{ta0}	7,969,985.3	Z_{ta1}	7,979,735.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,309,577.6	mm^3
Z_{ba0}	-8,011,065.6	Z_{ba1}	-8,148,968.2	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,388,487}{7,987,148} \times 1.500 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,388,487}{-21,810,320} \times 1.500 = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,388,487}{-8,256,801} \times 1.500 = -6.792 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,388,487}{7,984,407} \times 1.500 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,388,487}{-21,622,542} \times 1.500 = -2.594 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,388,487}{-8,216,618} \times 1.500 = -6.826 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{405,432}{7,984,407} \times 1.500 = 0.076 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{405,432}{-21,622,542} \times 1.500 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{405,432}{-8,216,618} \times 1.500 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,984,407} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,622,542} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,216,618} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,984,407} \times 1.500 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,622,542} \times 1.500 = -2.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,216,618} \times 1.500 = -7.727 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,985} + \frac{-33.51}{-21,810,320} \right) \\
 &= 11.795 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.795 + -2.571) \\
 &= 9.224 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.224 = 66.358 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.224 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.224 - 7 \times 0.028 \\
 &= 110.489 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.358 - 0.05 \times (45.500 + 110.489) \\
 &= 20.565 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.358 = 1,303.64 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.6 \\
 &= 2,169.78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.64 - 110.49 - 45.50 - 20.56 \\
 &= 1,127.09 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.09}{1,303.64} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,169.78 = 1,875.93 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.78 \times -33.51 / 1,000 = -72.701 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,875.93 \times -33.71 / 1,000 = -63.238 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,781}{274,985} + \frac{-72,700,662}{7,987,148} = -1.212 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,781}{274,985} + \frac{-72,700,662}{-21,810,320} = 11.224 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,781}{274,985} + \frac{-72,700,662}{-8,256,801} = 16.695 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,875,926}{273,321} + \frac{-63,237,503}{7,984,407} = -1.057 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,875,926}{273,321} + \frac{-63,237,503}{-21,622,542} = 9.788 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,875,926}{273,321} + \frac{-63,237,503}{-8,216,618} = 14.560 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,515,688}{7,984,407} \times 1.500 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,515,688}{-21,622,542} \times 1.500 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,515,688}{-8,216,618} \times 1.500 = -5.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,515,688}{7,982,088} \times 1.500 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,515,688}{-21,466,060} \times 1.500 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,515,688}{-8,182,900} \times 1.500 = -5.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{298,373}{7,982,088} \times 1.500 = 0.056 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{298,373}{-21,466,060} \times 1.500 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{298,373}{-8,182,900} \times 1.500 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,982,088} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,466,060} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,182,900} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,982,088} \times 1.500 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,466,060} \times 1.500 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,182,900} \times 1.500 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{273,321} + \frac{-33.71}{-21,622,542} \right) \\ &= 9.915 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.915 + -1.909) \\
 &= 8.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.006 = 57.596 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.006 - 7 \times 0.021 \\
 &= 95.924 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.596 - 0.05 \times (45.500 + 95.924) \\
 &= 22.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.596 = 1,312.40 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.4 \\
 &= 1,820.30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.40 - 95.92 - 45.50 - 22.17 \\
 &= 1,148.81 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.81}{1,312.40} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.30 = 1,593.40 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,820.30 \times -33.71 / 1,000 = -61.362 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,593.40 \times -33.88 / 1,000 = -53.988 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,820,304}{273,321} + \frac{-61,362,494}{7,984,407} = -1.025 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,820,304}{273,321} + \frac{-61,362,494}{-21,622,542} = 9.498 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,820,304}{273,321} + \frac{-61,362,494}{-8,216,618} = 14.128 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,593,400}{271,934} + \frac{-53,987,515}{7,982,088} = -0.904 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,593,400}{271,934} + \frac{-53,987,515}{-21,466,060} = 8.375 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,593,400}{271,934} + \frac{-53,987,515}{-8,182,900} = 12.457 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{21,115,972}{7,981,620} \times 1.500 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{21,115,972}{-21,434,763} \times 1.500 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{21,115,972}{-8,176,131} \times 1.500 = -3.874 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,972}{7,979,735} \times 1.500 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,972}{-21,309,578} \times 1.500 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,972}{-8,148,968} \times 1.500 = -3.887 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{228,976}{7,979,735} \times 1.500 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{228,976}{-21,309,578} \times 1.500 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{228,976}{-8,148,968} \times 1.500 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,979,735} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,309,578} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,148,968} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,979,735} \times 1.500 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,309,578} \times 1.500 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,148,968} \times 1.500 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,656} + \frac{-33.92}{-21,434,763} \right) \\ &= 8.001 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.001 + -1.478) \\
&= 6.524 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.524 = 46.932 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.524 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.524 - 7 \times 0.016 \\
&= 78.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.932 - 0.05 \times (45.500 + 78.170) \\
&= 24.123 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.932 = 1,323.07 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.1 \\
&= 1,468.08 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.07 - 78.17 - 45.50 - 24.12 \\
&= 1,175.28 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.28}{1,323.07} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,468.08 = 1,304.09 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.08 \times -33.92 / 1,000 = -49.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,304.09 \times -34.06 / 1,000 = -44.411 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,076}{271,656} + \frac{-49,792,097}{7,981,620} = -0.834 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,076}{271,656} + \frac{-49,792,097}{-21,434,763} = 7.727 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,076}{271,656} + \frac{-49,792,097}{-8,176,131} = 11.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,304,085}{270,547} + \frac{-44,411,487}{7,979,735} = -0.745 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,304,085}{270,547} + \frac{-44,411,487}{-21,309,578} = 6.904 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,304,085}{270,547} + \frac{-44,411,487}{-8,148,968} = 10.270 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.64	1,312.40	1,323.07
유효 긴장응력	1,127.09	1,148.81	1,175.28

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,127.1	1,148.8	1,175.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.212	16.695	-1.025	14.128	-0.834	11.494
풍도슬래브	7.022	-6.792	5.169	-5.023	3.968	-3.874

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.057	14.560	-0.904	12.457	-0.745	10.270
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.826	5.171	-5.044	3.969	-3.887
	CIP 몰탈	0.076	-0.074	0.056	-0.055	0.043	-0.042
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.727	5.854	-5.710	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.810	9.903	4.144	9.105	3.134	7.620
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.967	7.734	4.267	7.413	3.224	6.383
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.044	7.660	4.323	7.359	3.267	6.341
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.044	7.660	4.323	7.359	3.267	6.341
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.995	-0.067	10.177	1.648	7.761	1.941
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.029	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.584	169.613

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 169.613 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1500 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1500.0 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.49}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 169.61 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.560) \times 8,216,618 / 1.0E+06$$

$$= 156.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

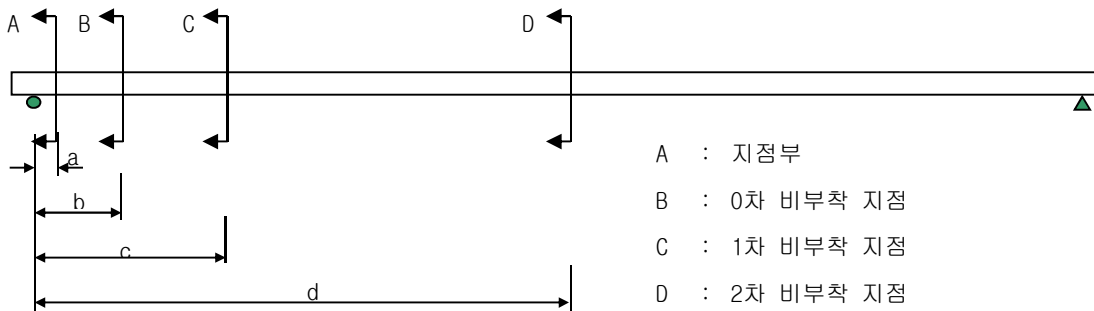
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.24 = 187.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.930	0.292	27.223	30.488	57.710
B	21.962	0.238	22.200	24.863	47.062
C	17.656	0.191	17.847	19.988	37.834
D	13.681	0.148	13.829	15.488	29.316
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.583	0.202	18.785	21.038	39.822
C	31.674	0.343	32.017	35.858	67.875
D	41.274	0.448	41.721	46.725	88.446
E	56.083	0.608	56.691	63.490	120.181

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.317	0.350	32.667	48.780	81.447
B	26.354	0.286	26.640	39.780	66.420
C	21.187	0.230	21.416	31.980	53.396
D	16.417	0.178	16.595	24.780	41.375
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.300	0.242	22.541	33.660	56.201
C	38.009	0.412	38.421	57.372	95.793
D	49.528	0.537	50.065	74.760	124.825
E	67.299	0.730	68.029	101.584	169.613

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.904	0.000	725,711,754	89.1	85.074
B	50.0	6.904	2.305	725,711,754	89.1	66.289
C	50.0	6.904	3.929	725,711,754	89.1	53.056
D	50.0	8.375	5.099	727,312,175	88.9	55.738
E	50.0	9.788	6.900	728,896,353	88.7	52.784

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,500	144.0	57.710	23.737	85.074	0.000	∞
B	50.0	1,500	144.0	47.062	19.357	66.289	16.379	201.772
C	50.0	1,500	144.0	37.834	15.562	53.056	27.918	143.776
D	50.0	1,500	144.0	29.316	12.058	55.738	36.379	124.159
E	50.0	1,500	144.0	0.000	0.000	52.784	49.432	76.368

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.820	1,500.0	144.0	0.00	755.280
B	50.0	4.820	1,500.0	144.0	0.00	755.280
C	50.0	4.820	1,500.0	144.0	0.00	755.280
D	50.0	5.860	1,500.0	144.0	0.00	822.628
E	50.0	6.863	1,500.0	144.0	0.00	887.684

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	755.280	755.280
B	201.772	755.280	201.772
C	143.776	755.280	143.776
D	124.159	822.628	124.159
E	76.368	887.684	76.368

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

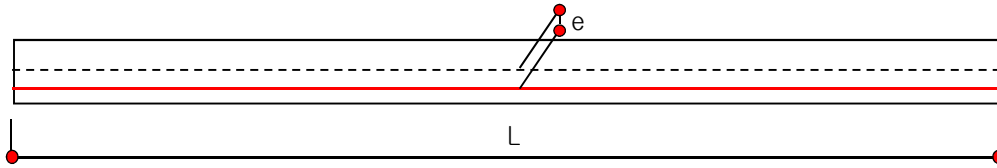
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.447	755.280	0.750	566.460	-485.01	0.144	전단보강 불필요
B	66.420	201.772	0.750	151.329	-84.91	0.439	전단보강 불필요
C	53.396	143.776	0.750	107.832	-54.44	0.495	전단보강 불필요
D	41.375	124.159	0.750	93.119	-51.74	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	76.368	0.750	57.276	-57.28	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

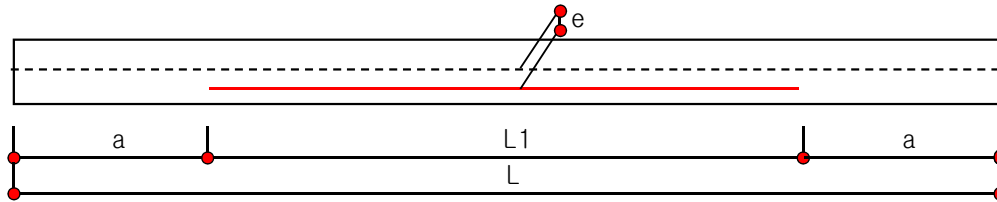
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 728896353.1} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 728896353.1} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 728896353.1} \\ &= 25.67 - 1.006 - 0.499 = 24.2 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.143	730,776,272	-24.16	
풍도슬래브 자중	37.388	730,776,272	18.55	
접합 몰탈	0.405	730,776,272	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	730,776,272	0.00	
합 계(고정하중)			-5.42	
작업하중 및 풍하중	42.327	730,776,272	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-13

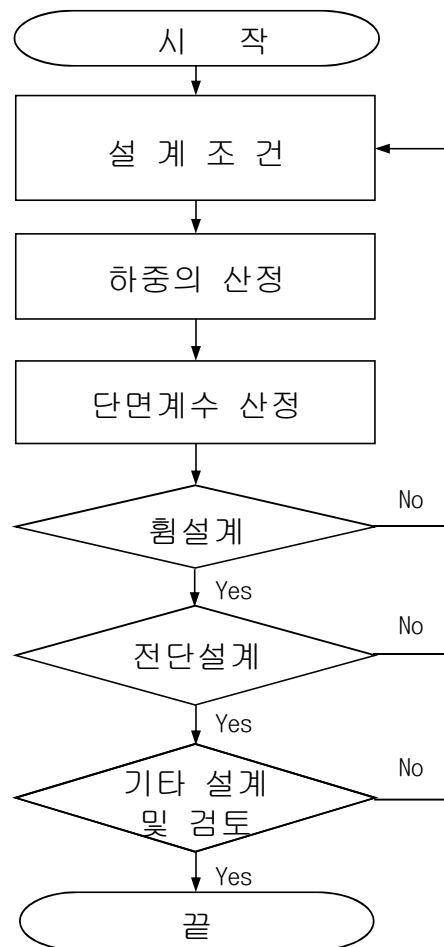
(L= 8.330 m, B= 1.497 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.497 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4965m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

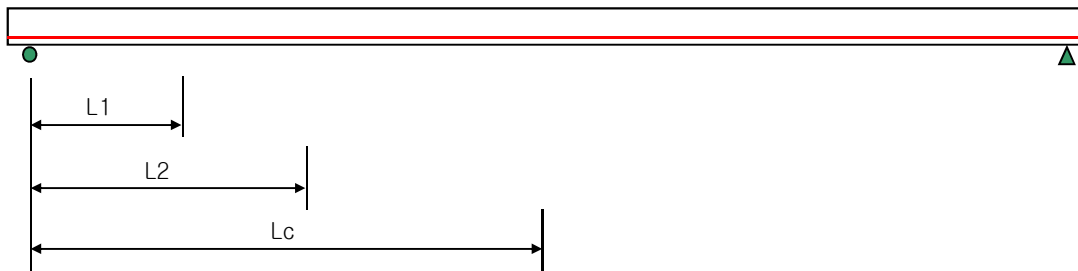
$$\text{단 면 적} = 264,369 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,369 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.609 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,496.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.497 = 7.483 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.497 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

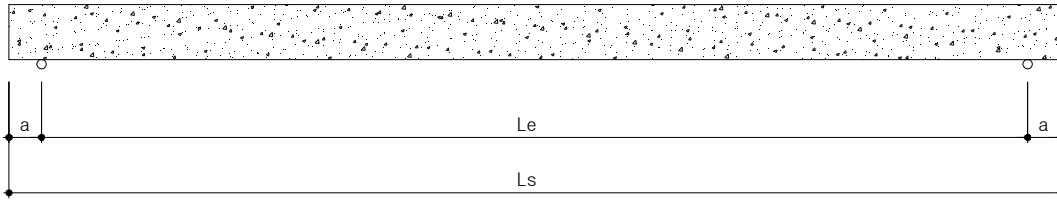
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.609	0.072	0.000	7.483	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.68
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.16
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.68
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.35
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.99
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.02
MAX						19.99

3.5 단면력 산정

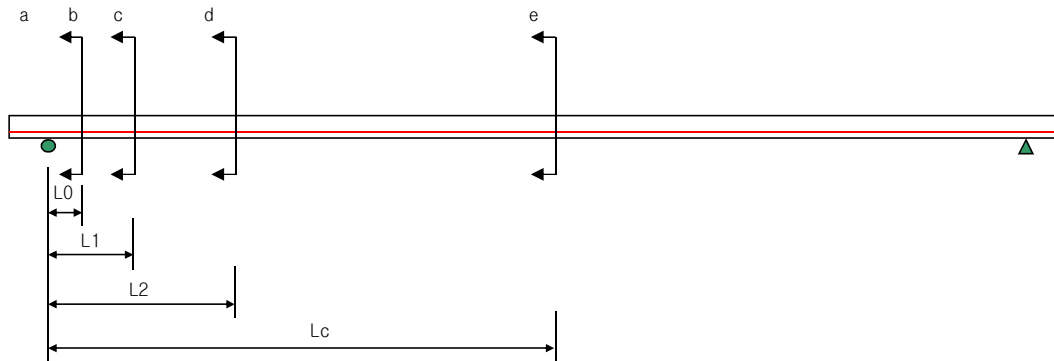
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.953 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.388 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.115 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.514 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.387 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.953 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.953 - (4.416 \times 0.750) = 14.641 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.953 - (4.416 \times 1.400) = 11.770 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.953 - (4.416 \times 2.000) = 9.120 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.953 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.130) / 2 = 0.195 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.135 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.230 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.299 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.406 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.195 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.195 - (0.048 \times 0.750) = 0.159 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.195 - (0.048 \times 1.400) = 0.128 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.195 - (0.048 \times 2.000) = 0.099 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.195 - (0.048 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.388	0.135	0.000	14.025	26.548	0차비부착부
	c	21.115	0.230	0.000	23.905	45.250	1차비부착부
	d	27.514	0.299	0.000	31.150	58.964	2차비부착부
	e	37.387	0.406	0.000	42.327	80.120	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.953	0.195	0.000	20.325	38.473	지점부(전단검토)
	b	14.641	0.159	0.000	16.575	31.375	0차비부착부
	c	11.770	0.128	0.000	13.325	25.223	1차비부착부
	d	9.120	0.099	0.000	10.325	19.544	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

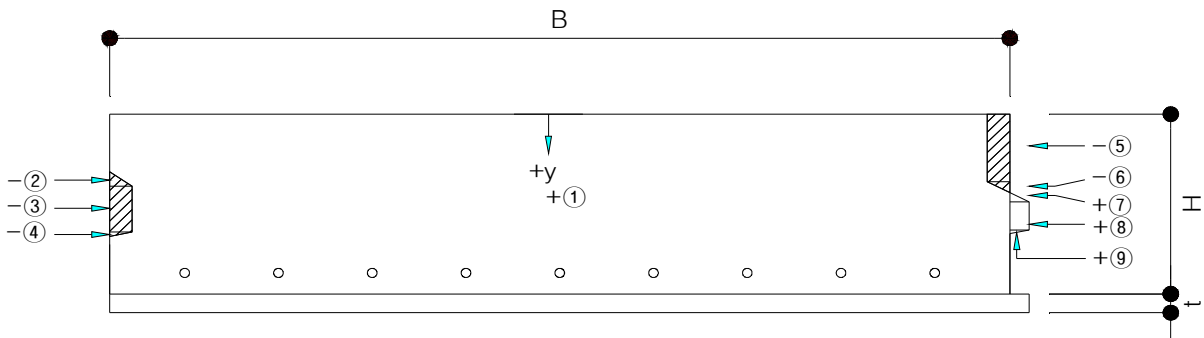
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.953	0.195	0.000		18.148	
LC-2	17.953	0.195	0.000	20.325	38.473	
MAX					38.473	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1497	180	269,370	90.0	24,243,300	8,100	2,700	10,800	2,909,196,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,369		23,854,482				2,869,876,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

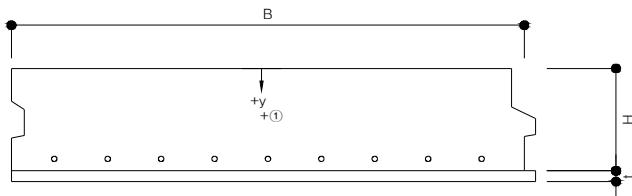
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 264,368.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,854,482}{264,369} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,869,876,761 - 90.23 \times 23,854,482 = 717,441,503 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{717,441,503}{90.23} = 7,951,084.8 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{717,441,503}{-89.77} = -7,992,165.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,355.00		25,102,782				3,025,914,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,355.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,102,782}{274,355} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

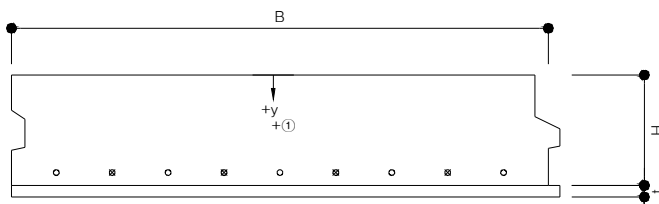
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,025,914,261 - 91.50 \times 25,102,782 = 729,073,863 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{729,073,863}{91.50} = 7,968,242.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{729,073,863}{-33.50} = -21,761,739.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{729,073,863}{-88.50} = -8,237,885.0 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

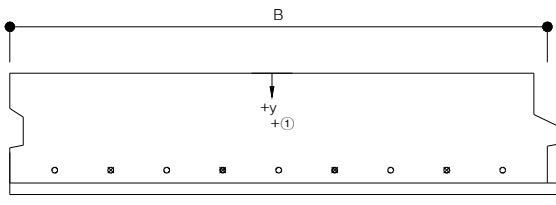


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,690.60		24,894,732				2,999,908,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 272,690.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,894,732 / 272,691 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,999,908,011 - 91.29 \times 24,894,732 = 727,194,302 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{727,194,302}{91.29} = 7,965,502.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{727,194,302}{-33.71} = -21,573,958.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{727,194,302}{-88.71} = -8,197,706.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



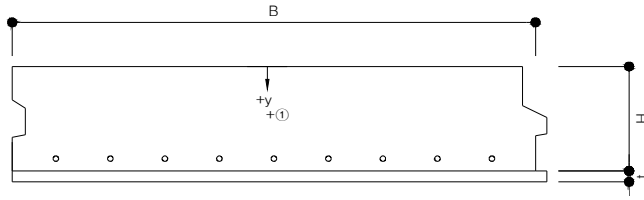
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,026.20		24,686,682				2,973,901,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,026.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,686,682 / 271,026 = 91.09 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.09 - 180.00 = -88.91 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.09 - 125.00 = -33.91 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,973,901,761 - 91.09 \times 24,686,682 = 725,291,657 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{725,291,657}{91.09} = 7,962,716.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{725,291,657}{-33.91} = -21,386,177.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{725,291,657}{-88.91} = -8,157,223.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

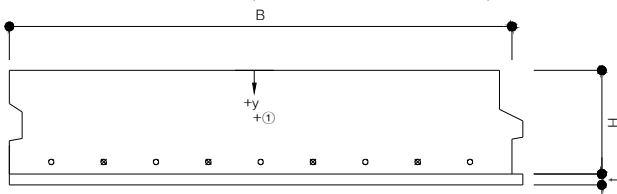


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,690.60		24,894,732				2,999,908,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 272,690.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,894,732}{272,691} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,999,908,011 - 91.29 \times 24,894,732 = 727,194,302 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{727,194,302}{91.29} = 7,965,502.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{727,194,302}{-33.71} = -21,573,958.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{727,194,302}{-88.71} = -8,197,706.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

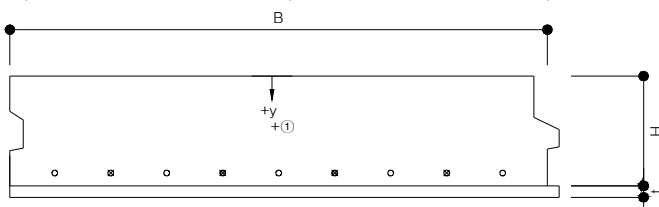


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,303.60		24,721,357				2,978,236,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,303.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,721,357 / 271,304 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,978,236,136 - 91.12 \times 24,721,357 = 725,610,386 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{725,610,386}{91.12} = 7,963,183.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{725,610,386}{-33.88} = -21,417,473.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{725,610,386}{-88.88} = -8,163,991.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	269,916.60		24,547,982				2,956,564,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 269,916.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,547,982 / 269,917 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,956,564,261 - 90.95 \times 24,547,982 = 724,010,191 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,010,191}{90.95} = 7,960,832.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{724,010,191}{-34.05} = -21,260,989.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,010,191}{-89.05} = -8,130,062.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,368.6	A_{vc1}'	274,355.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	717,441,503.3	I_{vc1}'	729,073,862.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,951,084.8	Z_{tc1}'	7,968,242.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,761,739.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,992,165.6	Z_{bc1}'	-8,237,885.0	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,368.6	A_{vb1}'	272,690.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	717,441,503.3	I_{vb1}'	727,194,302.3	mm ⁴
Z_{tb0}	7,951,084.8	Z_{tb1}'	7,965,502.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,573,958.2	mm ³
Z_{bb0}	-7,992,165.6	Z_{bb1}'	-8,197,706.6	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,368.6	A_{va1}'	271,026.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	717,441,503.3	I_{va1}'	725,291,656.9	mm ⁴
Z_{ta0}	7,951,084.8	Z_{ta1}'	7,962,716.3	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,386,177.0	mm ³
Z_{ba0}	-7,992,165.6	Z_{ba1}'	-8,157,223.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,368.6	A_{vc1}	272,690.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	717,441,503.3	I_{vc1}	727,194,302.3	mm^4
Z_{tc0}	7,951,084.8	Z_{tc1}	7,965,502.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,573,958.2	mm^3
Z_{bc0}	-7,992,165.6	Z_{bc1}	-8,197,706.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,368.6	A_{vb1}	271,303.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	717,441,503.3	I_{vb1}	725,610,385.6	mm^4
Z_{tb0}	7,951,084.8	Z_{tb1}	7,963,183.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,417,473.8	mm^3
Z_{bb0}	-7,992,165.6	Z_{bb1}	-8,163,991.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,368.6	A_{va1}	269,916.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	717,441,503.3	I_{va1}	724,010,190.6	mm^4
Z_{ta0}	7,951,084.8	Z_{ta1}	7,960,832.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,260,989.5	mm^3
Z_{ba0}	-7,992,165.6	Z_{ba1}	-8,130,062.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4965m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,386,836}{7,968,243} \times 1.497 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,386,836}{-21,761,739} \times 1.497 = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,386,836}{-8,237,885} \times 1.497 = -6.792 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,386,836}{7,965,503} \times 1.497 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,386,836}{-21,573,958} \times 1.497 = -2.593 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,386,836}{-8,197,707} \times 1.497 = -6.825 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{406,380}{7,965,503} \times 1.497 = 0.076 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{406,380}{-21,573,958} \times 1.497 = -0.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{406,380}{-8,197,707} \times 1.497 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,965,503} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,573,958} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,197,707} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,965,503} \times 1.497 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,573,958} \times 1.497 = -2.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,197,707} \times 1.497 = -7.727 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,355} + \frac{-33.50}{-21,761,739} \right) \\ &= 11.822 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.571 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.822 + -2.571) \\ &= 9.251 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.251 = 66.552 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.028 + 0.000) \\
 &= 0.028 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \quad f_{cir} &= 9.251 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.251 - 7 \times 0.028 \\
 &= 110.811 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.552 - 0.05 \times (45.500 + 110.811) \\
 &= 20.529 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.552 = 1,303.45 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.4 \\
 &= 2,169.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.45 - 110.81 - 45.50 - 20.53 \\
 &= 1,126.61 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,126.61}{1,303.45} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,169.46 = 1,875.13 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.46 \times -33.50 / 1,000 = -72.682 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,875.13 \times -33.71 / 1,000 = -63.205 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,459}{274,355} + \frac{-72,682,432}{7,968,243} = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,459}{274,355} + \frac{-72,682,432}{-21,761,739} = 11.247 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,459}{274,355} + \frac{-72,682,432}{-8,237,885} = 16.730 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,875,127}{272,691} + \frac{-63,204,972}{7,965,503} = -1.058 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,875,127}{272,691} + \frac{-63,204,972}{-21,573,958} = 9.806 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,875,127}{272,691} + \frac{-63,204,972}{-8,197,707} = 14.586 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,514,473}{7,965,503} \times 1.497 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,514,473}{-21,573,958} \times 1.497 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,514,473}{-8,197,707} \times 1.497 = -5.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,514,473}{7,963,184} \times 1.497 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,514,473}{-21,417,474} \times 1.497 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,514,473}{-8,163,992} \times 1.497 = -5.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{299,071}{7,963,184} \times 1.497 = 0.056 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{299,071}{-21,417,474} \times 1.497 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{299,071}{-8,163,992} \times 1.497 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,963,184} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,417,474} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,163,992} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,963,184} \times 1.497 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,417,474} \times 1.497 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,163,992} \times 1.497 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{272,691} + \frac{-33.71}{-21,573,958} \right) \\ &= 9.937 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.937 + -1.909) \\
&= 8.029 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.029 = 57.760 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.029 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.029 - 7 \times 0.021 \\
&= 96.197 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 57.760 - 0.05 \times (45.500 + 96.197) \\
&= 22.139 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.760 = 1,312.24 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.2 \\
&= 1,820.08 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,312.24 - 96.20 - 45.50 - 22.14 \\
&= 1,148.40 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.40}{1,312.24} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.08 = 1,592.84 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.08 \times -33.71 / 1,000 = -61.349 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,592.84 \times -33.88 / 1,000 = -53.964 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,078}{272,691} + \frac{-61,349,428}{7,965,503} = -1.027 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,078}{272,691} + \frac{-61,349,428}{-21,573,958} = 9.518 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,078}{272,691} + \frac{-61,349,428}{-8,197,707} = 14.158 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,592,837}{271,304} + \frac{-53,964,310}{7,963,184} = -0.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,592,837}{271,304} + \frac{-53,964,310}{-21,417,474} = 8.391 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,592,837}{271,304} + \frac{-53,964,310}{-8,163,992} = 12.481 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,040}{7,962,716} \times 1.497 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,040}{-21,386,177} \times 1.497 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,040}{-8,157,223} \times 1.497 = -3.874 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,040}{7,960,832} \times 1.497 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,040}{-21,260,989} \times 1.497 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,040}{-8,130,063} \times 1.497 = -3.887 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{229,512}{7,960,832} \times 1.497 = 0.043 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{229,512}{-21,260,989} \times 1.497 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{229,512}{-8,130,063} \times 1.497 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,960,832} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,260,989} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,130,063} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,960,832} \times 1.497 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,260,989} \times 1.497 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,130,063} \times 1.497 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,026} + \frac{-33.91}{-21,386,177} \right) \\ &= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.020 + -1.478) \\
 &= 6.542 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.542 = 47.065 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.542 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.542 - 7 \times 0.016 \\
 &= 78.391 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.065 - 0.05 \times (45.500 + 78.391) \\
 &= 24.099 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.065 = 1,322.94 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.9 \\
 &= 1,467.93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.94 - 78.39 - 45.50 - 24.10 \\
 &= 1,174.95 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,174.95}{1,322.94} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.93 = 1,303.72 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.93 \times -33.91 / 1,000 = -49.783 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.72 \times -34.05 / 1,000 = -44.396 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,929}{271,026} + \frac{-49,783,403}{7,962,716} = -0.836 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,929}{271,026} + \frac{-49,783,403}{-21,386,177} = 7.744 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,929}{271,026} + \frac{-49,783,403}{-8,157,223} = 11.519 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,719}{269,917} + \frac{-44,396,156}{7,960,832} = -0.747 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,719}{269,917} + \frac{-44,396,156}{-21,260,989} = 6.918 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,719}{269,917} + \frac{-44,396,156}{-8,130,063} = 10.291 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.45	1,312.24	1,322.94
유효 긴장응력	1,126.61	1,148.40	1,174.95

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.6	1,148.4	1,174.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.214	16.730	-1.027	14.158	-0.836	11.519
풍도슬래브	7.022	-6.792	5.169	-5.023	3.968	-3.874

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.058	14.586	-0.906	12.481	-0.747	10.291
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.825	5.171	-5.044	3.969	-3.887
	CIP 몰탈	0.076	-0.074	0.056	-0.055	0.043	-0.042
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.727	5.854	-5.710	4.494	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.808	9.939	4.142	9.135	3.132	7.645		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	5.966	7.761	4.265	7.438	3.223	6.404		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.042	7.687	4.321	7.383	3.266	6.362		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.042	7.687	4.321	7.383	3.266	6.362		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.994	-0.040	10.175	1.673	7.759	1.962		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.869	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.347	169.216

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 169.216 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1497 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1496.5 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1497}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.51}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 169.22 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.586) \times 8,197,707 / 1.0E+06$$

$$= 156.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

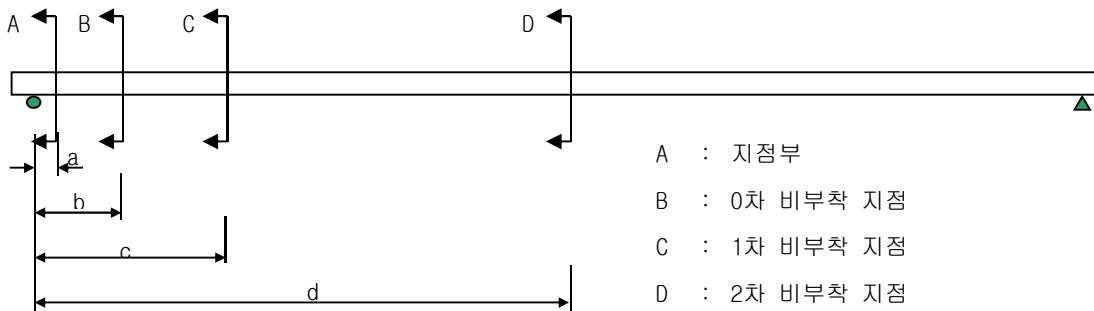
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.09 = 187.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.866	0.292	27.158	30.416	57.575
B	21.910	0.238	22.148	24.804	46.952
C	17.614	0.191	17.805	19.941	37.746
D	13.648	0.148	13.796	15.451	29.248
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.539	0.202	18.740	20.988	39.729
C	31.599	0.343	31.942	35.774	67.716
D	41.175	0.448	41.623	46.616	88.239
E	55.949	0.608	56.558	63.342	119.900

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.240	0.350	32.590	48.666	81.256
B	26.291	0.286	26.577	39.687	66.264
C	21.136	0.230	21.366	31.905	53.271
D	16.378	0.178	16.556	24.722	41.278
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.247	0.242	22.488	33.581	56.070
C	37.918	0.412	38.331	57.238	95.569
D	49.410	0.537	49.948	74.586	124.533
E	67.139	0.730	67.869	101.347	169.216

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.918	0.000	724,010,191	89.1	84.990
B	50.0	6.918	2.305	724,010,191	89.1	66.249
C	50.0	6.918	3.929	724,010,191	89.1	53.048
D	50.0	8.391	5.098	725,610,386	88.9	55.743
E	50.0	9.806	6.899	727,194,302	88.7	52.813

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,497	144.0	57.575	23.682	84.990	0.000	∞
B	50.0	1,497	144.0	46.952	19.312	66.249	16.341	201.436
C	50.0	1,497	144.0	37.746	15.526	53.048	27.853	143.505
D	50.0	1,497	144.0	29.248	12.030	55.743	36.294	123.914
E	50.0	1,497	144.0	0.000	0.000	52.813	49.317	76.189

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.830	1,496.5	144.0	0.00	754.157
B	50.0	4.830	1,496.5	144.0	0.00	754.157
C	50.0	4.830	1,496.5	144.0	0.00	754.157
D	50.0	5.871	1,496.5	144.0	0.00	821.455
E	50.0	6.876	1,496.5	144.0	0.00	886.448

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.157	754.157
B	201.436	754.157	201.436
C	143.505	754.157	143.505
D	123.914	821.455	123.914
E	76.189	886.448	76.189

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

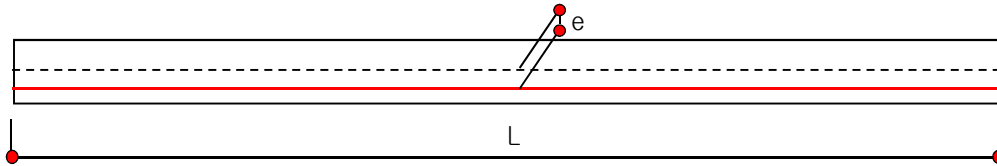
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.256	754.157	0.750	565.618	-484.36	0.144	전단보강 불필요
B	66.264	201.436	0.750	151.077	-84.81	0.439	전단보강 불필요
C	53.271	143.505	0.750	107.629	-54.36	0.495	전단보강 불필요
D	41.278	123.914	0.750	92.935	-51.66	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	76.189	0.750	57.142	-57.14	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

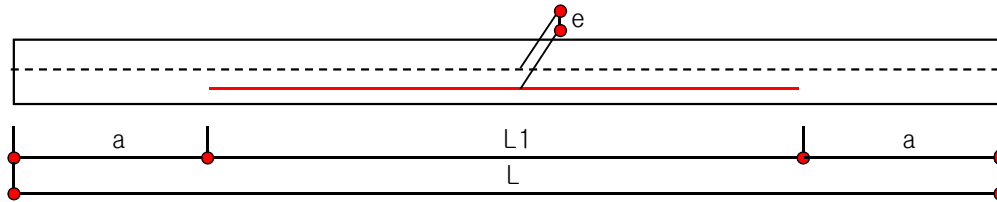
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,169 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 727194302.3} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 727194302.3} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 727194302.3} \\ &= 25.72 - 1.008 - 0.500 = 24.2 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.126	729,073,863	-24.21	
풍도슬래브 자중	37.387	729,073,863	18.55	
접합 몰탈	0.406	729,073,863	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	729,073,863	0.00	
합 계(고정하중)			-5.47	
작업하중 및 풍하중	42.327	729,073,863	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-14

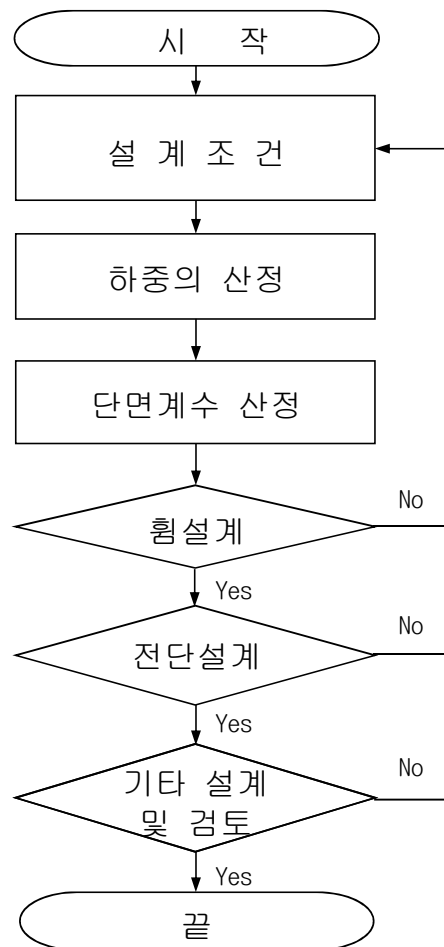
(L= 8.330 m, B= 1.473 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.473 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

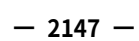
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.473m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

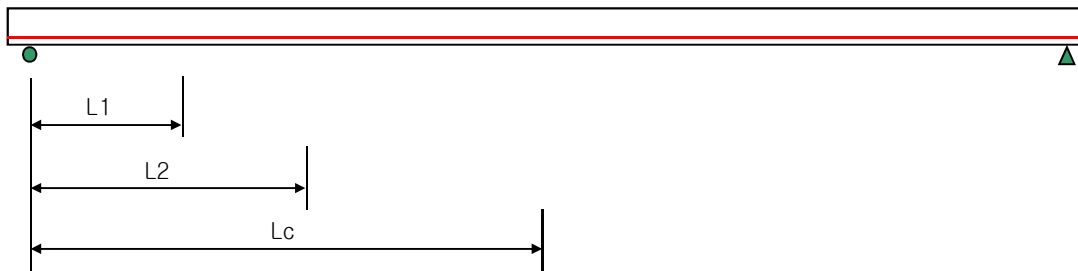
$$\text{단 면 적} = 260,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 260,139 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.503 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,473.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.473 = 7.365 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.473 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

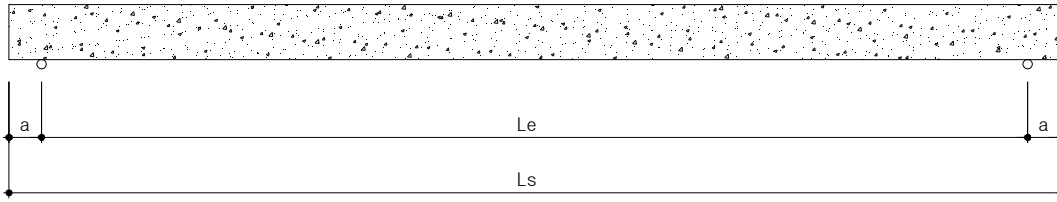
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.503	0.072	0.000	7.365	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.58
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.94
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.58
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.21
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.67
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.89
MAX						19.67

3.5 단면력 산정

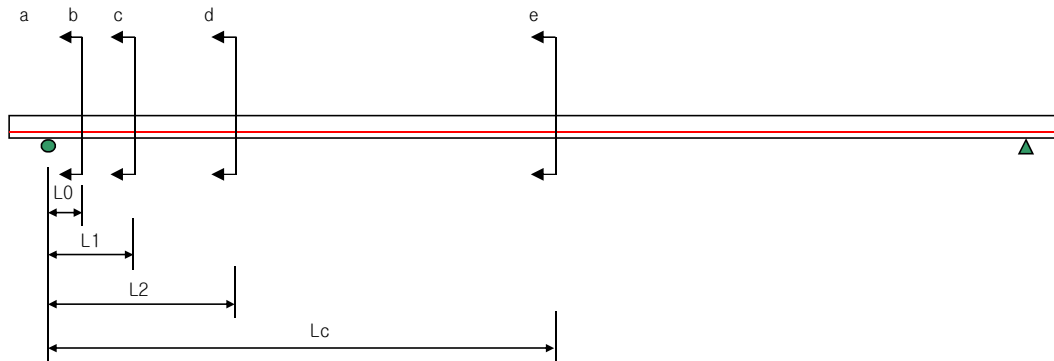
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.947 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.384 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.109 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.506 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.376 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.947 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.947 - (4.415 \times 0.750) = 14.636 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.947 - (4.415 \times 1.400) = 11.766 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.947 - (4.415 \times 2.000) = 9.117 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.947 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.049 \times 8.130) / 2 = 0.198 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.049 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.049 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.233 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.049 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.304 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.049 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.413 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.198 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.198 - (0.049 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.198 - (0.049 \times 1.400) = 0.130 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.198 - (0.049 \times 2.000) = 0.101 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.198 - (0.049 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.384	0.137	0.000	14.025	26.546	0차비부착부
	c	21.109	0.233	0.000	23.905	45.247	1차비부착부
	d	27.506	0.304	0.000	31.150	58.960	2차비부착부
	e	37.376	0.413	0.000	42.327	80.115	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.947	0.198	0.000	20.325	38.471	지점부(전단검토)
	b	14.636	0.162	0.000	16.575	31.373	0차비부착부
	c	11.766	0.130	0.000	13.325	25.221	1차비부착부
	d	9.117	0.101	0.000	10.325	19.543	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

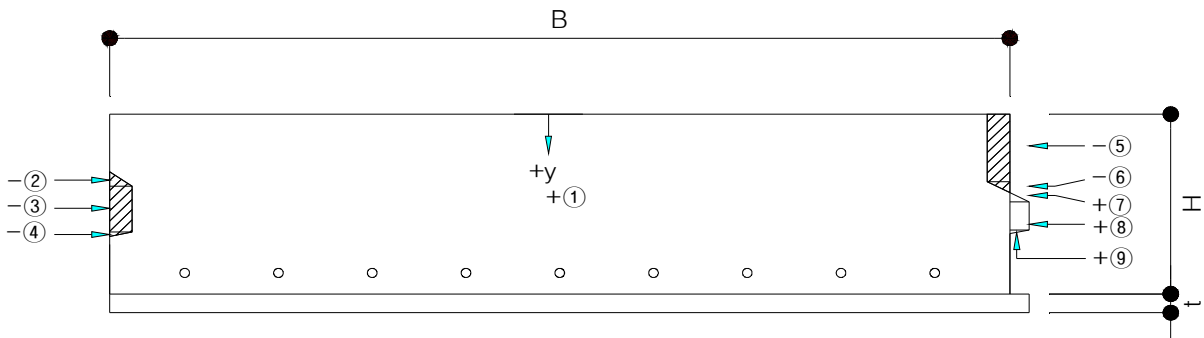
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.947	0.198	0.000		18.146	
LC-2	17.947	0.198	0.000	20.325	38.471	
MAX					38.471	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1473	180	265,140	90.0	23,862,600	8,100	2,700	10,800	2,863,512,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				260,139		23,473,782				2,824,192,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

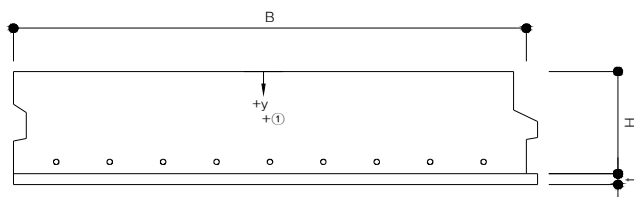
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 260,138.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,473,782}{260,139} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,824,192,761 - 90.24 \times 23,473,782 = 706,020,272 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{t0}} = \frac{706,020,272}{90.24} = 7,824,181.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{b0}} = \frac{706,020,272}{-89.76} = -7,865,265.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,125.00		24,722,082				2,980,230,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 270,125.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,722,082}{270,125} = 91.52 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.52 - 180.00 = -88.48 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.52 - 125.00 = -33.48 \text{ mm}$$

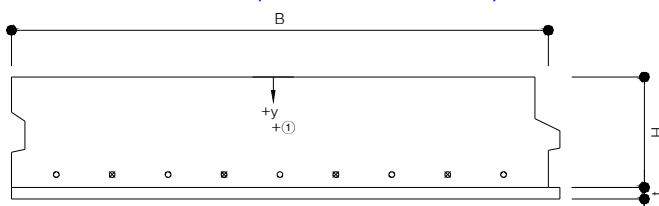
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,980,230,261 - 91.52 \times 24,722,082 = 717,643,229 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{717,643,229}{91.52} = 7,841,304.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{717,643,229}{-33.48} = -21,435,555.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{717,643,229}{-88.48} = -8,110,878.0 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

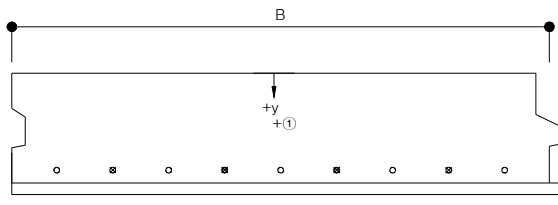


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	268,460.60		24,514,032				2,954,224,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 268,460.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,514,032 / 268,461 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,954,224,011 - 91.31 \times 24,514,032 = 715,766,119 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{715,766,119}{91.31} = 7,838,572.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{715,766,119}{-33.69} = -21,247,756.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{715,766,119}{-88.69} = -8,070,729.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



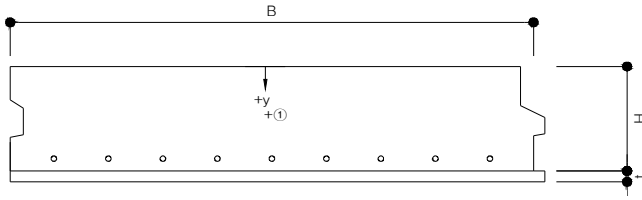
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	266,796.20		24,305,982				2,928,217,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 266,796.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,305,982 / 266,796 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,928,217,761 - 91.10 \times 24,305,982 = 713,865,589 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{713,865,589}{91.10} = 7,835,792.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{713,865,589}{-33.90} = -21,059,956.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{713,865,589}{-88.90} = -8,030,271.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

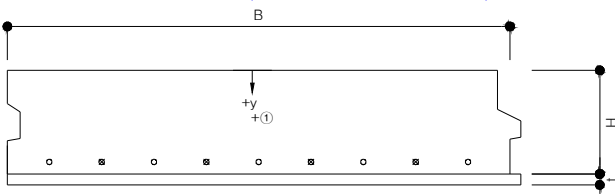


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	268,460.60		24,514,032				2,954,224,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 268,460.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,514,032}{268,461} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,954,224,011 - 91.31 \times 24,514,032 = 715,766,119 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{715,766,119}{91.31} = 7,838,572.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{715,766,119}{-33.69} = -21,247,756.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{715,766,119}{-88.69} = -8,070,729.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

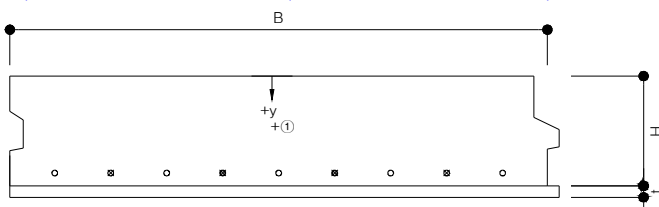


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,073.60		24,340,657				2,932,552,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 267,073.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,340,657 / 267,074 = 91.14 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.14 - 180.00 = -88.86 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.14 - 125.00 = -33.86 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,932,552,136 - 91.14 \times 24,340,657 = 714,183,989 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{714,183,989}{91.14} = 7,836,259.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{714,183,989}{-33.86} = -21,091,256.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{714,183,989}{-88.86} = -8,037,035.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			260,138.60		23,473,782				2,824,192,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	265,686.60		24,167,282				2,910,880,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 265,686.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,167,282 / 265,687 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,910,880,261 - 90.96 \times 24,167,282 = 712,585,340 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{712,585,340}{90.96} = 7,833,912.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{712,585,340}{-34.04} = -20,934,756.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{712,585,340}{-89.04} = -8,003,125.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,138.6	A_{vc1}'	270,125.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	706,020,272.1	I_{vc1}'	717,643,229.0	mm ⁴
Z_{tc0}	7,824,181.4	Z_{tc1}'	7,841,304.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,435,555.7	mm ³
Z_{bc0}	-7,865,265.6	Z_{bc1}'	-8,110,878.0	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,138.6	A_{vb1}'	268,460.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	706,020,272.1	I_{vb1}'	715,766,119.4	mm ⁴
Z_{tb0}	7,824,181.4	Z_{tb1}'	7,838,572.0	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,247,756.0	mm ³
Z_{bb0}	-7,865,265.6	Z_{bb1}'	-8,070,729.6	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,138.6	A_{va1}'	266,796.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	706,020,272.1	I_{va1}'	713,865,589.3	mm ⁴
Z_{ta0}	7,824,181.4	Z_{ta1}'	7,835,792.4	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,059,956.2	mm ³
Z_{ba0}	-7,865,265.6	Z_{ba1}'	-8,030,271.2	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,138.6	A_{vc1}	268,460.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	706,020,272.1	I_{vc1}	715,766,119.4	mm^4
Z_{tc0}	7,824,181.4	Z_{tc1}	7,838,572.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,247,756.0	mm^3
Z_{bc0}	-7,865,265.6	Z_{bc1}	-8,070,729.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,138.6	A_{vb1}	267,073.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	706,020,272.1	I_{vb1}	714,183,989.3	mm^4
Z_{tb0}	7,824,181.4	Z_{tb1}	7,836,259.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,091,256.2	mm^3
Z_{bb0}	-7,865,265.6	Z_{bb1}	-8,037,035.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,138.6	A_{va1}	265,686.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	706,020,272.1	I_{va1}	712,585,340.4	mm^4
Z_{ta0}	7,824,181.4	Z_{ta1}	7,833,912.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,934,756.4	mm^3
Z_{ba0}	-7,865,265.6	Z_{ba1}	-8,003,125.0	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.473m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,375,552}{7,841,305} \times 1.473 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,375,552}{-21,435,556} \times 1.473 = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,375,552}{-8,110,878} \times 1.473 = -6.788 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,375,552}{7,838,572} \times 1.473 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,375,552}{-21,247,756} \times 1.473 = -2.591 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,375,552}{-8,070,730} \times 1.473 = -6.821 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{412,863}{7,838,572} \times 1.473 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{412,863}{-21,247,756} \times 1.473 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{412,863}{-8,070,730} \times 1.473 = -0.075 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,838,572} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,247,756} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,070,730} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,838,572} \times 1.473 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,247,756} \times 1.473 = -2.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,070,730} \times 1.473 = -7.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{270,125} + \frac{-33.48}{-21,435,556} \right) \\
 &= 12.003 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.568 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.003 + -2.568) \\
 &= 9.434 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.434 = 67.873 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.434 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.434 - 7 \times 0.029 \\
 &= 113.012 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.873 - 0.05 \times (45.500 + 113.012) \\
 &= 20.287 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.873 = 1,302.13 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.1 \\
 &= 2,167.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.13 - 113.01 - 45.50 - 20.29 \\
 &= 1,123.33 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.33}{1,302.13} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,167.26 = 1,869.67 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,167.26 \times -33.48 / 1,000 = -72.558 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,869.67 \times -33.69 / 1,000 = -62.983 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,167,260}{270,125} + \frac{-72,557,913}{7,841,305} = -1.230 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,167,260}{270,125} + \frac{-72,557,913}{-21,435,556} = 11.408 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,167,260}{270,125} + \frac{-72,557,913}{-8,110,878} = 16.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,869,666}{268,461} + \frac{-62,982,814}{7,838,572} = -1.071 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,869,666}{268,461} + \frac{-62,982,814}{-21,247,756} = 9.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,869,666}{268,461} + \frac{-62,982,814}{-8,070,730} = 14.768 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,506,169}{7,838,572} \times 1.473 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,506,169}{-21,247,756} \times 1.473 = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,506,169}{-8,070,730} \times 1.473 = -5.020 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,506,169}{7,836,259} \times 1.473 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,506,169}{-21,091,256} \times 1.473 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,506,169}{-8,037,036} \times 1.473 = -5.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{303,843}{7,836,259} \times 1.473 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{303,843}{-21,091,256} \times 1.473 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{303,843}{-8,037,036} \times 1.473 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,836,259} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,091,256} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,037,036} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,836,259} \times 1.473 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,091,256} \times 1.473 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,037,036} \times 1.473 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{268,461} + \frac{-33.69}{-21,247,756} \right) \\ &= 10.091 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.091 + -1.907) \\
&= 8.184 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.184 = 58.877 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.184 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.184 - 7 \times 0.021 \\
&= 98.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 58.877 - 0.05 \times (45.500 + 98.057) \\
&= 21.934 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.877 = 1,311.12 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.1 \\
&= 1,818.53 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,311.12 - 98.06 - 45.50 - 21.93 \\
&= 1,145.63 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.63}{1,311.12} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,818.53 = 1,588.99 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.53 \times -33.69 / 1,000 = -61.260 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,588.99 \times -33.86 / 1,000 = -53.806 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,528}{268,461} + \frac{-61,260,160}{7,838,572} = -1.041 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,528}{268,461} + \frac{-61,260,160}{-21,247,756} = 9.657 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,528}{268,461} + \frac{-61,260,160}{-8,070,730} = 14.364 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,588,991}{267,074} + \frac{-53,805,798}{7,836,259} = -0.917 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,588,991}{267,074} + \frac{-53,805,798}{-21,091,256} = 8.501 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,588,991}{267,074} + \frac{-53,805,798}{-8,037,036} = 12.644 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,108,667}{7,835,792} \times 1.473 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,108,667}{-21,059,956} \times 1.473 = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,108,667}{-8,030,271} \times 1.473 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,108,667}{7,833,913} \times 1.473 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,108,667}{-20,934,756} \times 1.473 = -1.485 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,108,667}{-8,003,125} \times 1.473 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{233,174}{7,833,913} \times 1.473 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{233,174}{-20,934,756} \times 1.473 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{233,174}{-8,003,125} \times 1.473 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,833,913} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,934,756} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,003,125} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,833,913} \times 1.473 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,934,756} \times 1.473 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,003,125} \times 1.473 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{266,796} + \frac{-33.90}{-21,059,956} \right) \\ &= 8.145 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.145 + -1.476) \\
 &= 6.668 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.668 = 47.972 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.668 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.668 - 7 \times 0.016 \\
 &= 79.903 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.972 - 0.05 \times (45.500 + 79.903) \\
 &= 23.933 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.972 = 1,322.03 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.0 \\
 &= 1,466.92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.03 - 79.90 - 45.50 - 23.93 \\
 &= 1,172.69 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.69}{1,322.03} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.92 = 1,301.22 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.92 \times -33.90 / 1,000 = -49.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,301.22 \times -34.04 / 1,000 = -44.291 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,922}{266,796} + \frac{-49,723,995}{7,835,792} = -0.847 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,922}{266,796} + \frac{-49,723,995}{-21,059,956} = 7.859 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,922}{266,796} + \frac{-49,723,995}{-8,030,271} = 11.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,301,219}{265,687} + \frac{-44,291,409}{7,833,913} = -0.756 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,301,219}{265,687} + \frac{-44,291,409}{-20,934,756} = 7.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,301,219}{265,687} + \frac{-44,291,409}{-8,003,125} = 10.432 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.13	1,311.12	1,322.03
유효 긴장응력	1,123.33	1,145.63	1,172.69

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,123.3	1,145.6	1,172.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.230	16.969	-1.041	14.364	-0.847	11.690
풍도슬래브	7.021	-6.788	5.169	-5.020	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.071	14.768	-0.917	12.644	-0.756	10.432
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.821	5.170	-5.041	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.078	-0.075	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.725	5.855	-5.709	4.495	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.791	10.181	4.128	9.344	3.121	7.818		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.953	7.947	4.254	7.603	3.213	6.547		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.030	7.871	4.311	7.547	3.257	6.504		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.030	7.871	4.311	7.547	3.257	6.504		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.984	0.146	10.166	1.838	7.751	2.104		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.795	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.756	166.551

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 166.551 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1473 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1473.0 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,513 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,513 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1473}$$

$$= 40.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,513 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.67}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 166.55 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.768) \times 8,070,730 / 1.0E+06$$

$$= 155.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

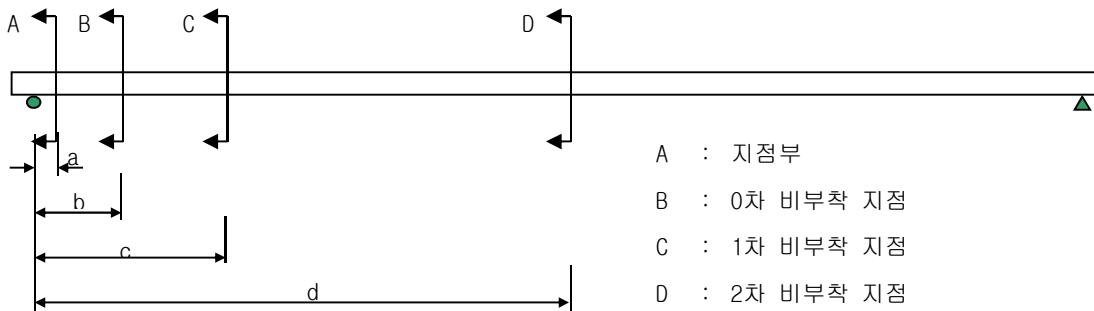
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.14 = 186.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.437	0.292	26.729	29.939	56.667
B	21.559	0.238	21.797	24.415	46.212
C	17.332	0.191	17.523	19.628	37.151
D	13.430	0.148	13.578	15.209	28.787
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.242	0.202	18.444	20.659	39.103
C	31.093	0.343	31.437	35.212	66.649
D	40.517	0.448	40.964	45.884	86.848
E	55.054	0.608	55.662	62.347	118.010

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.724	0.350	32.074	47.902	79.976
B	25.871	0.286	26.157	39.064	65.221
C	20.798	0.230	21.028	31.404	52.432
D	16.116	0.178	16.294	24.334	40.628
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.891	0.242	22.132	33.054	55.187
C	37.312	0.412	37.724	56.339	94.063
D	48.620	0.537	49.157	73.414	122.571
E	66.065	0.730	66.795	99.756	166.551

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.013	0.000	712,585,340	89.0	84.423
B	50.0	7.013	2.305	712,585,340	89.0	65.980
C	50.0	7.013	3.928	712,585,340	89.0	52.987
D	50.0	8.501	5.097	714,183,989	88.9	55.772
E	50.0	9.929	6.897	715,766,119	88.7	53.003

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,473	144.0	56.667	23.309	84.423	0.000	∞
B	50.0	1,473	144.0	46.212	19.008	65.980	16.084	199.181
C	50.0	1,473	144.0	37.151	15.281	52.987	27.415	141.679
D	50.0	1,473	144.0	28.787	11.841	55.772	35.723	122.266
E	50.0	1,473	144.0	0.000	0.000	53.003	48.541	74.993

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.609
B	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.609
C	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.609
D	50.0	5.950	1,473.0	144.0	0.00	813.556
E	50.0	6.964	1,473.0	144.0	0.00	878.128

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	746.609	746.609
B	199.181	746.609	199.181
C	141.679	746.609	141.679
D	122.266	813.556	122.266
E	74.993	878.128	74.993

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

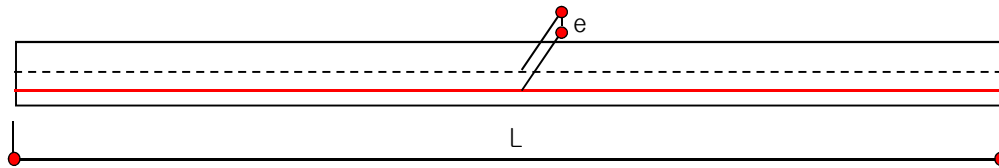
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	79.976	746.609	0.750	559.957	-479.98	0.143	전단보강 불필요
B	65.221	199.181	0.750	149.386	-84.17	0.437	전단보강 불필요
C	52.432	141.679	0.750	106.260	-53.83	0.493	전단보강 불필요
D	40.628	122.266	0.750	91.699	-51.07	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.993	0.750	56.245	-56.24	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

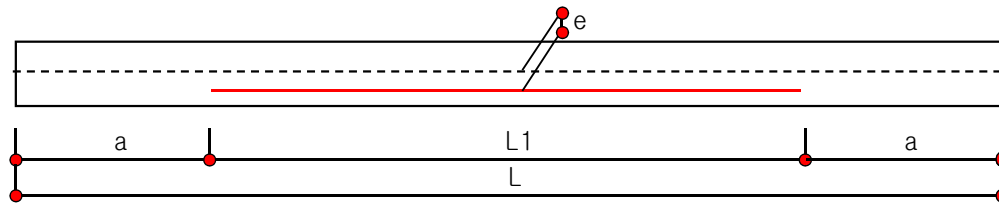
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 715766119.4} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 715766119.4} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 715766119.4} \\ &= 26.09 - 1.022 - 0.507 = 24.6 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.008	717,643,229	-24.56	
풍도슬래브 자중	37.376	717,643,229	18.54	
접합 몰탈	0.413	717,643,229	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	717,643,229	0.00	
합 계(고정하중)			-5.83	
작업하중 및 풍하중	42.327	717,643,229	19.94	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-15

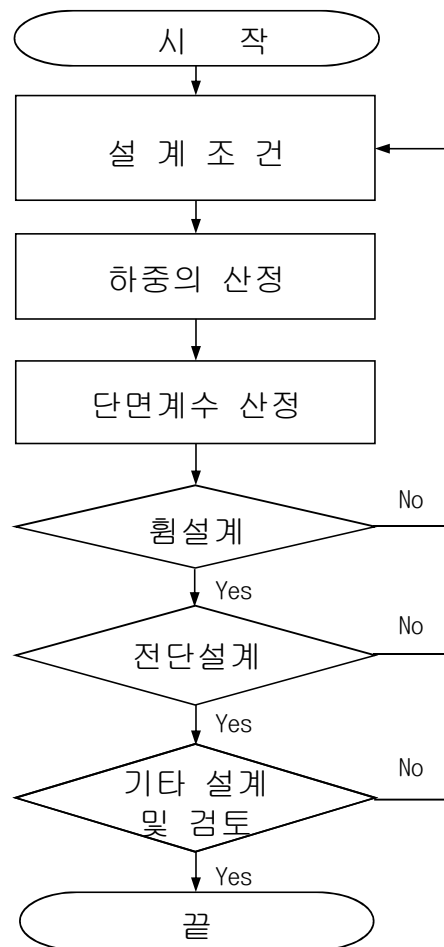
(L= 8.330 m, B= 1.505 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.505 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

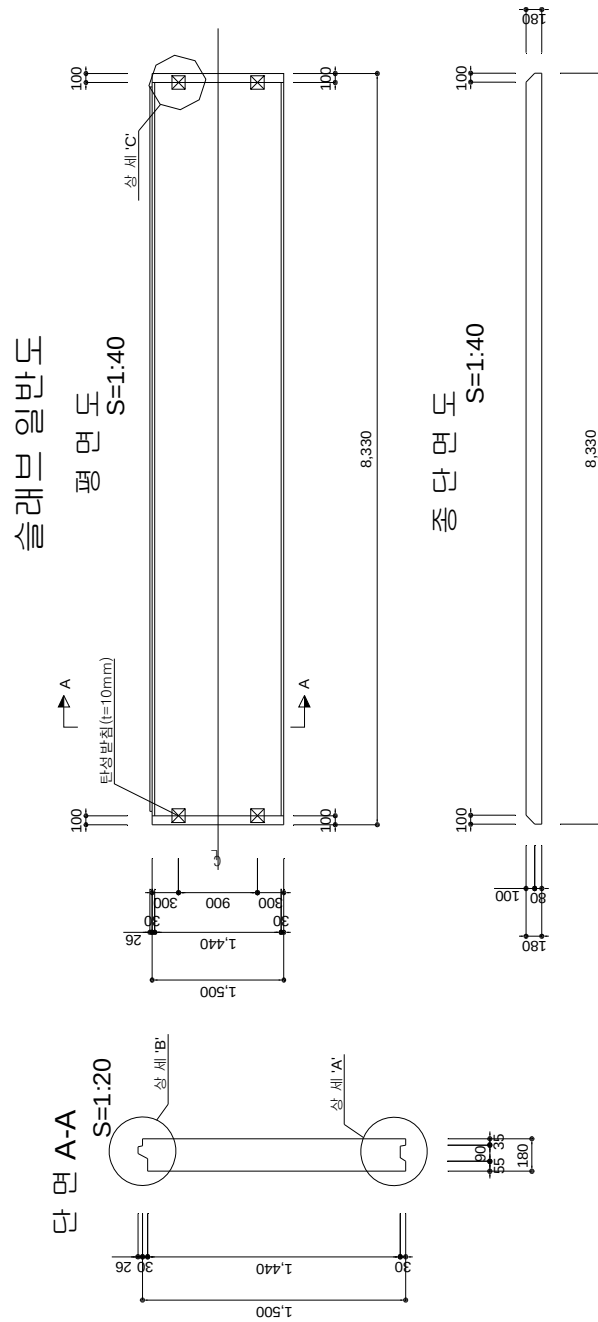
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5045m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

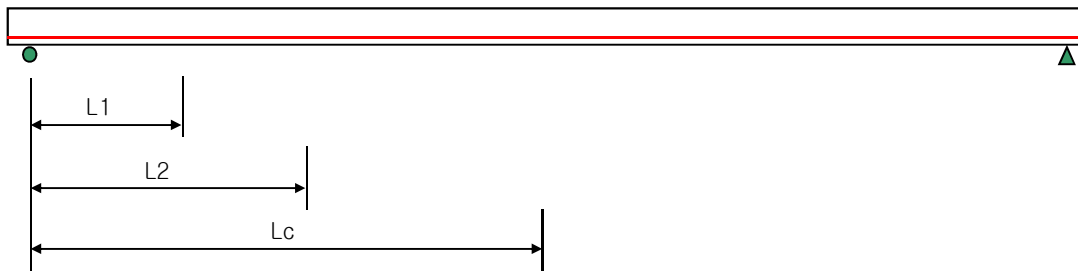
$$\text{단 면 적} = 265,789 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 265,789 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.645 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,504.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.505 = 7.523 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.505 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

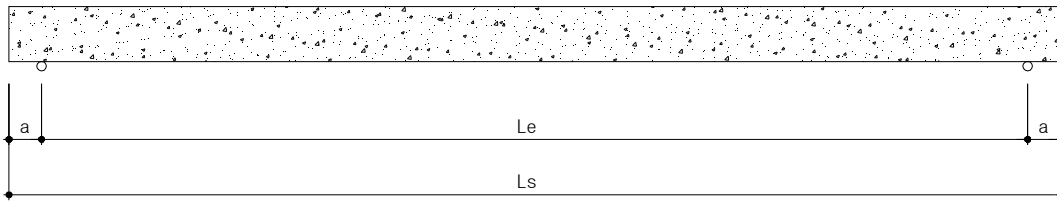
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.645	0.079	0.000	7.523	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.72
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.25
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.72
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.41
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.10
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.07
MAX						20.10

3.5 단면력 산정

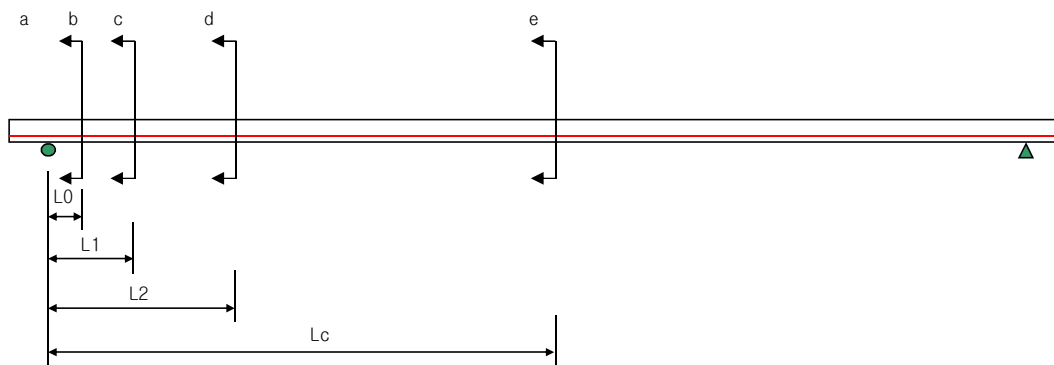
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.130) / 2 = 17.953 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.388 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.116 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.515 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.388 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.953 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.953 - (4.417 \times 0.750) = 14.641 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.953 - (4.417 \times 1.400) = 11.770 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.953 - (4.417 \times 2.000) = 9.120 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.953 - (4.417 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.052 \times 8.130) / 2 = 0.213 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.052 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.147 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.052 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.251 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.052 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.327 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.052 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.444 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.213 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.213 - (0.052 \times 0.750) = 0.174 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.213 - (0.052 \times 1.400) = 0.140 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.213 - (0.052 \times 2.000) = 0.108 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.213 - (0.052 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.388	0.147	0.000	14.025	26.561	0차비부착부
	c	21.116	0.251	0.000	23.905	45.271	1차비부착부
	d	27.515	0.327	0.000	31.150	58.992	2차비부착부
	e	37.388	0.444	0.000	42.327	80.158	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.953	0.213	0.000	20.325	38.491	지점부(전단검토)
	b	14.641	0.174	0.000	16.575	31.390	0차비부착부
	c	11.770	0.140	0.000	13.325	25.235	1차비부착부
	d	9.120	0.108	0.000	10.325	19.553	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

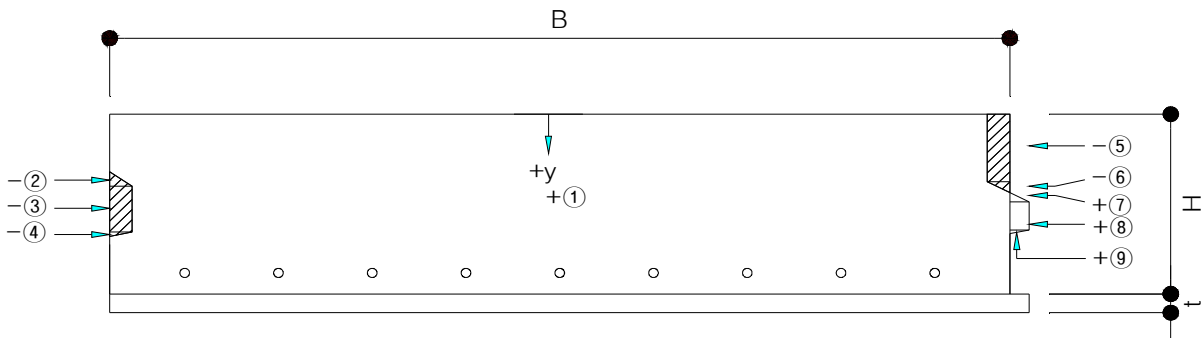
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.953	0.213	0.000		18.166	
LC-2	17.953	0.213	0.000	20.325	38.491	
MAX					38.491	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1505	180	270,810	90.0	24,372,900	8,100	2,700	10,800	2,924,748,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				265,789		23,980,895				2,884,931,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

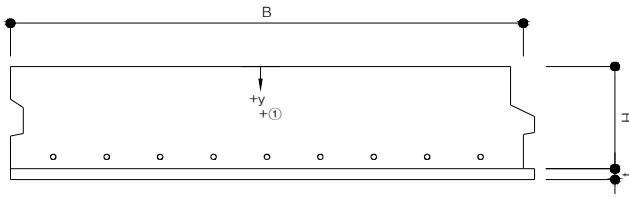
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 265,788.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,980,895}{265,789} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,884,931,482 - 90.23 \times 23,980,895 = 721,244,533 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{721,244,533}{90.23} = 7,993,804.0 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{721,244,533}{-89.77} = -8,033,952.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	275,775.00		25,229,195				3,040,968,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 275,775.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,229,195}{275,775} = 91.48 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.48 - 180.00 = -88.52 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.48 - 125.00 = -33.52 \text{ mm}$$

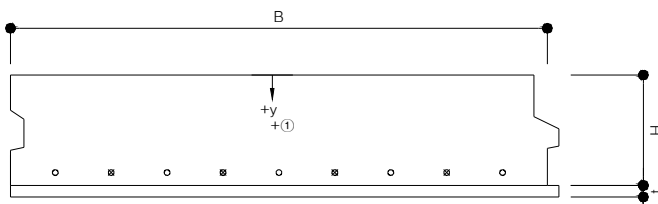
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,040,968,982 - 91.48 \times 25,229,195 = 732,883,477 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{732,883,477}{91.48} = 8,010,994.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{732,883,477}{-33.52} = -21,867,136.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{732,883,477}{-88.52} = -8,279,738.4 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

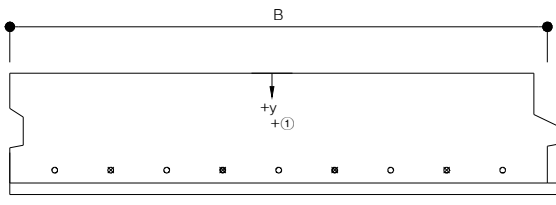


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	274,110.60		25,021,145				3,014,962,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 274,110.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 25,021,145 / 274,111 = 91.28 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,014,962,732 - 91.28 \times 25,021,145 = 731,002,546 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{731,002,546}{91.28} = 8,008,248.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{731,002,546}{-33.72} = -21,679,377.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{731,002,546}{-88.72} = -8,239,545.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



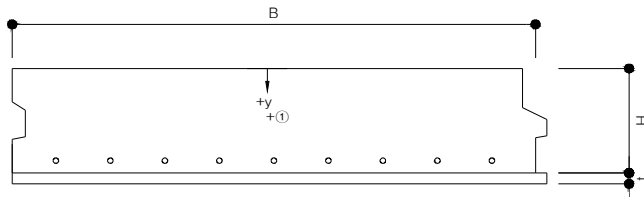
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,446.20		24,813,095				2,988,956,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 272,446.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,813,095 / 272,446 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,988,956,482 - 91.08 \times 24,813,095 = 729,098,633 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{729,098,633}{91.08} = 8,005,456.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{729,098,633}{-33.92} = -21,491,618.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{729,098,633}{-88.92} = -8,199,048.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

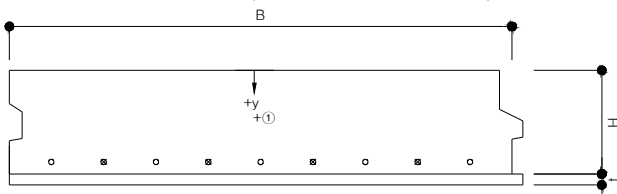


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,110.60		25,021,145				3,014,962,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 274,110.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,021,145}{274,111} = 91.28 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - \left(\frac{12 \times 125.0 + 0 \times 75.0}{12} \right) \\
 &= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,014,962,732 - 91.28 \times 25,021,145 = 731,002,546 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{731,002,546}{91.28} = 8,008,248.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{731,002,546}{-33.72} = -21,679,377.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{731,002,546}{-88.72} = -8,239,545.2 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

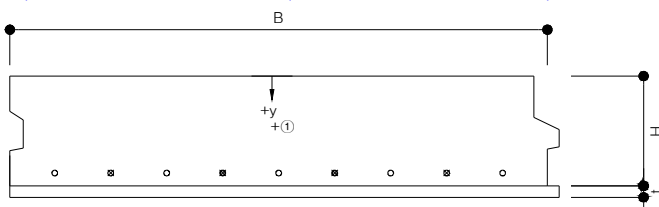


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,723.60		24,847,770				2,993,290,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 272,723.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,847,770 / 272,724 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,993,290,857 - 91.11 \times 24,847,770 = 729,417,566 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{729,417,566}{91.11} = 8,005,925.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{729,417,566}{-33.89} = -21,522,911.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{729,417,566}{-88.89} = -8,205,818.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			265,788.60		23,980,895				2,884,931,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,336.60		24,674,395				2,971,618,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 271,336.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,674,395 / 271,337 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,971,618,982 - 90.94 \times 24,674,395 = 727,816,382 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{727,816,382}{90.94} = 8,003,569.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{727,816,382}{-34.06} = -21,366,445.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{727,816,382}{-89.06} = -8,171,879.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,788.6	A_{vc1}'	275,775.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	721,244,533.4	I_{vc1}'	732,883,476.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,993,804.0	Z_{tc1}'	8,010,994.4	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,867,136.0	mm ³
Z_{bc0}	-8,033,952.9	Z_{bc1}'	-8,279,738.4	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,788.6	A_{vb1}'	274,110.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	721,244,533.4	I_{vb1}'	731,002,545.8	mm ⁴
Z_{tb0}	7,993,804.0	Z_{tb1}'	8,008,248.5	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,679,377.2	mm ³
Z_{bb0}	-8,033,952.9	Z_{bb1}'	-8,239,545.2	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,788.6	A_{va1}'	272,446.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	721,244,533.4	I_{va1}'	729,098,633.4	mm ⁴
Z_{ta0}	7,993,804.0	Z_{ta1}'	8,005,456.5	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,491,618.5	mm ³
Z_{ba0}	-8,033,952.9	Z_{ba1}'	-8,199,048.2	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,788.6	A_{vc1}	274,110.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	721,244,533.4	I_{vc1}	731,002,545.8	mm^4
Z_{tc0}	7,993,804.0	Z_{tc1}	8,008,248.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,679,377.2	mm^3
Z_{bc0}	-8,033,952.9	Z_{bc1}	-8,239,545.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,788.6	A_{vb1}	272,723.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	721,244,533.4	I_{vb1}	729,417,565.9	mm^4
Z_{tb0}	7,993,804.0	Z_{tb1}	8,005,925.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,522,911.6	mm^3
Z_{bb0}	-8,033,952.9	Z_{bb1}	-8,205,818.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,788.6	A_{va1}	271,336.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	721,244,533.4	I_{va1}	727,816,382.1	mm^4
Z_{ta0}	7,993,804.0	Z_{ta1}	8,003,569.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,366,445.9	mm^3
Z_{ba0}	-8,033,952.9	Z_{ba1}	-8,171,879.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5045m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,387,784}{8,010,994} \times 1.505 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,387,784}{-21,867,136} \times 1.505 = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,387,784}{-8,279,738} \times 1.505 = -6.794 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,387,784}{8,008,248} \times 1.505 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,387,784}{-21,679,377} \times 1.505 = -2.595 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,387,784}{-8,239,545} \times 1.505 = -6.827 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{443,887}{8,008,248} \times 1.505 = 0.083 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{443,887}{-21,679,377} \times 1.505 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{443,887}{-8,239,545} \times 1.505 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,008,248} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,679,377} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,239,545} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{8,008,248} \times 1.505 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,679,377} \times 1.505 = -2.937 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,239,545} \times 1.505 = -7.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{275,775} + \frac{-33.52}{-21,867,136} \right) \\
 &= 11.763 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.763 + -2.572) \\
 &= 9.191 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.191 = 66.122 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.191 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.191 - 7 \times 0.031 \\
 &= 110.076 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.122 - 0.05 \times (45.500 + 110.076) \\
 &= 20.609 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.122 = 1,303.88 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.9 \\
 &= 2,170.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.88 - 110.08 - 45.50 - 20.61 \\
 &= 1,127.69 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.69}{1,303.88} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,170.17 = 1,876.93 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,170.17 \times -33.52 / 1,000 = -72.734 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,876.93 \times -33.72 / 1,000 = -63.288 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,170,175}{275,775} + \frac{-72,734,042}{8,010,994} = -1.210 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,170,175}{275,775} + \frac{-72,734,042}{-21,867,136} = 11.196 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,170,175}{275,775} + \frac{-72,734,042}{-8,279,738} = 16.654 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,876,933}{274,111} + \frac{-63,287,921}{8,008,248} = -1.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,876,933}{274,111} + \frac{-63,287,921}{-21,679,377} = 9.767 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,876,933}{274,111} + \frac{-63,287,921}{-8,239,545} = 14.528 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,515,171}{8,008,248} \times 1.505 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,515,171}{-21,679,377} \times 1.505 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,515,171}{-8,239,545} \times 1.505 = -5.024 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,515,171}{8,005,925} \times 1.505 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,515,171}{-21,522,912} \times 1.505 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,515,171}{-8,205,819} \times 1.505 = -5.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{326,674}{8,005,925} \times 1.505 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{326,674}{-21,522,912} \times 1.505 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{326,674}{-8,205,819} \times 1.505 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,005,925} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,522,912} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,205,819} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{8,005,925} \times 1.505 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,522,912} \times 1.505 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,205,819} \times 1.505 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{274,111} + \frac{-33.72}{-21,679,377} \right) \\ &= 9.888 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.888 + -1.909) \\
&= 7.978 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.978 = 57.397 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
&= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.978 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.978 - 7 \times 0.023 \\
&= 95.578 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 57.397 - 0.05 \times (45.500 + 95.578) \\
&= 22.206 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.397 = 1,312.60 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.6 \\
&= 1,820.58 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,312.60 - 95.58 - 45.50 - 22.21 \\
&= 1,149.32 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,149.32}{1,312.60} = 0.876$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,820.58 = 1,594.11 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.58 \times -33.72 / 1,000 = -61.388 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,594.11 \times -33.89 / 1,000 = -54.025 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,581}{274,111} + \frac{-61,387,792}{8,008,248} = -1.024 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,581}{274,111} + \frac{-61,387,792}{-21,679,377} = 9.473 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,581}{274,111} + \frac{-61,387,792}{-8,239,545} = 14.092 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,594,105}{272,724} + \frac{-54,024,677}{8,005,925} = -0.903 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,594,105}{272,724} + \frac{-54,024,677}{-21,522,912} = 8.355 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,594,105}{272,724} + \frac{-54,024,677}{-8,205,819} = 12.429 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,575}{8,005,456} \times 1.505 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,575}{-21,491,618} \times 1.505 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,575}{-8,199,048} \times 1.505 = -3.875 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,575}{8,003,569} \times 1.505 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,575}{-21,366,446} \times 1.505 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,575}{-8,171,880} \times 1.505 = -3.888 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{250,695}{8,003,569} \times 1.505 = 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{250,695}{-21,366,446} \times 1.505 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{250,695}{-8,171,880} \times 1.505 = -0.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,003,569} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,366,446} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,171,880} \times 1.505 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{8,003,569} \times 1.505 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,366,446} \times 1.505 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,171,880} \times 1.505 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{272,446} + \frac{-33.92}{-21,491,618} \right) \\ &= 7.979 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.979 + -1.478) \\
&= 6.501 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.501 = 46.770 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
&= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.501 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.501 - 7 \times 0.018 \\
&= 77.889 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.770 - 0.05 \times (45.500 + 77.889) \\
&= 24.154 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.770 = 1,323.23 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.2 \\
&= 1,468.26 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.23 - 77.89 - 45.50 - 24.15 \\
&= 1,175.69 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.69}{1,323.23} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,468.26 = 1,304.54 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.26 \times -33.92 / 1,000 = -49.810 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,304.54 \times -34.06 / 1,000 = -44.437 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,256}{272,446} + \frac{-49,810,272}{8,005,456} = -0.833 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,256}{272,446} + \frac{-49,810,272}{-21,491,618} = 7.707 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,256}{272,446} + \frac{-49,810,272}{-8,199,048} = 11.464 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,304,543}{271,337} + \frac{-44,437,319}{8,003,569} = -0.744 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,304,543}{271,337} + \frac{-44,437,319}{-21,366,446} = 6.888 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,304,543}{271,337} + \frac{-44,437,319}{-8,171,880} = 10.246 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.88	1,312.60	1,323.23
유효 긴장응력	1,127.69	1,149.32	1,175.69

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,127.7	1,149.3	1,175.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.210	16.654	-1.024	14.092	-0.833	11.464
풍도슬래브	7.022	-6.794	5.169	-5.024	3.968	-3.875

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.055	14.528	-0.903	12.429	-0.744	10.246
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.827	5.171	-5.045	3.969	-3.888
	CIP 몰탈	0.083	-0.081	0.061	-0.060	0.047	-0.046
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.729	5.854	-5.711	4.494	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.812	9.860	4.145	9.068	3.135	7.590		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.969	7.702	4.268	7.384	3.225	6.358		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.052	7.620	4.329	7.324	3.272	6.312		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.052	7.620	4.329	7.324	3.272	6.312		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.004	-0.108	10.183	1.613	7.766	1.911		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.301	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.889	170.190

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 170.190 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1505 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1504.5 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,520 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,520 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1505}$$

$$= 39.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,520 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.46}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 170.19 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.528) \times 8,239,545 / 1.0E+06$$

$$= 156.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 226.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

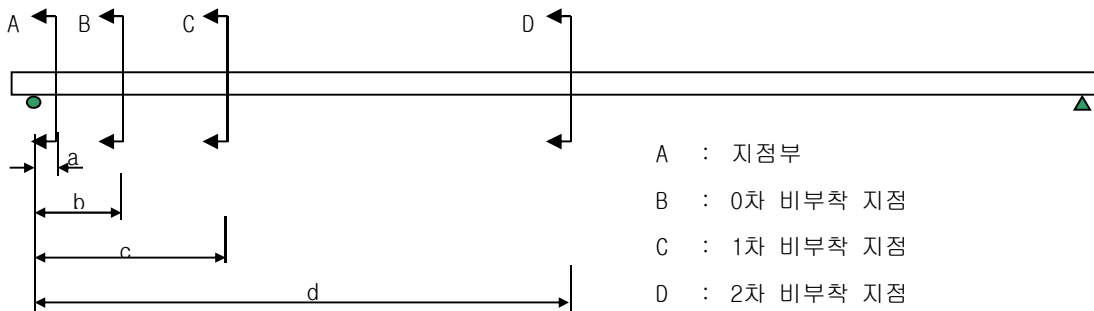
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.41 = 187.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.011	0.321	27.331	30.579	57.910
B	22.027	0.262	22.289	24.937	47.226
C	17.708	0.210	17.918	20.047	37.966
D	13.721	0.163	13.884	15.534	29.418
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.638	0.221	18.860	21.101	39.960
C	31.768	0.377	32.146	35.965	68.111
D	41.397	0.491	41.888	46.865	88.753
E	56.250	0.668	56.918	63.681	120.598

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.413	0.385	32.798	48.926	81.724
B	26.433	0.314	26.746	39.899	66.646
C	21.250	0.252	21.502	32.076	53.578
D	16.466	0.195	16.661	24.854	41.515
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.366	0.266	22.632	33.761	56.393
C	38.122	0.453	38.575	57.544	96.119
D	49.676	0.590	50.266	74.984	125.250
E	67.500	0.801	68.301	101.889	170.190

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.888	0.000	727,816,382	89.1	85.177
B	50.0	6.888	2.308	727,816,382	89.1	66.317
C	50.0	6.888	3.934	727,816,382	89.1	53.031
D	50.0	8.355	5.105	729,417,566	88.9	55.685
E	50.0	9.767	6.908	731,002,546	88.7	52.686

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,505	144.0	57.910	23.814	85.177	0.000	∞
B	50.0	1,505	144.0	47.226	19.420	66.317	16.432	202.197
C	50.0	1,505	144.0	37.966	15.612	53.031	28.008	144.123
D	50.0	1,505	144.0	29.418	12.097	55.685	36.497	124.472
E	50.0	1,505	144.0	0.000	0.000	52.686	49.592	76.597

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.808	1,504.5	144.0	0.00	756.743
B	50.0	4.808	1,504.5	144.0	0.00	756.743
C	50.0	4.808	1,504.5	144.0	0.00	756.743
D	50.0	5.845	1,504.5	144.0	0.00	824.161
E	50.0	6.847	1,504.5	144.0	0.00	889.300

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	756.743	756.743
B	202.197	756.743	202.197
C	144.123	756.743	144.123
D	124.472	824.161	124.472
E	76.597	889.300	76.597

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

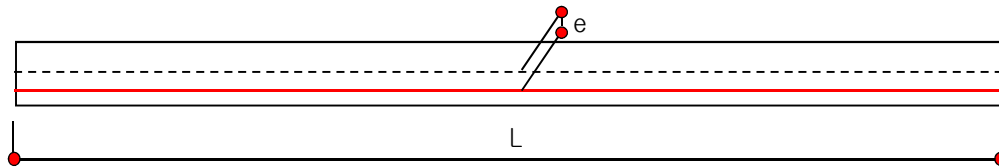
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.724	756.743	0.750	567.557	-485.83	0.144	전단보강 불필요
B	66.646	202.197	0.750	151.648	-85.00	0.439	전단보강 불필요
C	53.578	144.123	0.750	108.092	-54.51	0.496	전단보강 불필요
D	41.515	124.472	0.750	93.354	-51.84	0.445	전단보강 불필요
E	0.000	76.597	0.750	57.447	-57.45	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

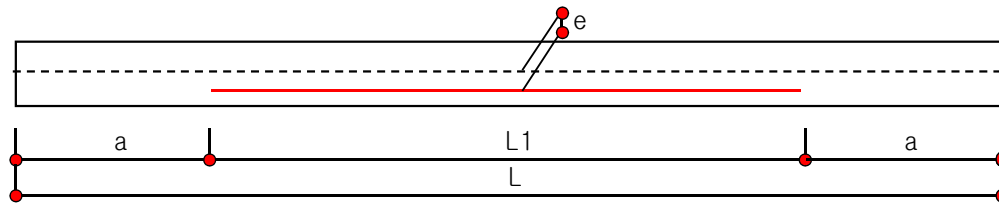
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 731002545.8} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 731002545.8} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 731002545.8} \\ &= 25.61 - 1.004 - 0.498 = 24.1 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.176	732,883,477	-24.10	
풍도슬래브 자중	37.388	732,883,477	18.55	
접합 몰탈	0.444	732,883,477	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	732,883,477	0.00	
합 계(고정하중)			-5.34	
작업하중 및 풍하중	42.327	732,883,477	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-16

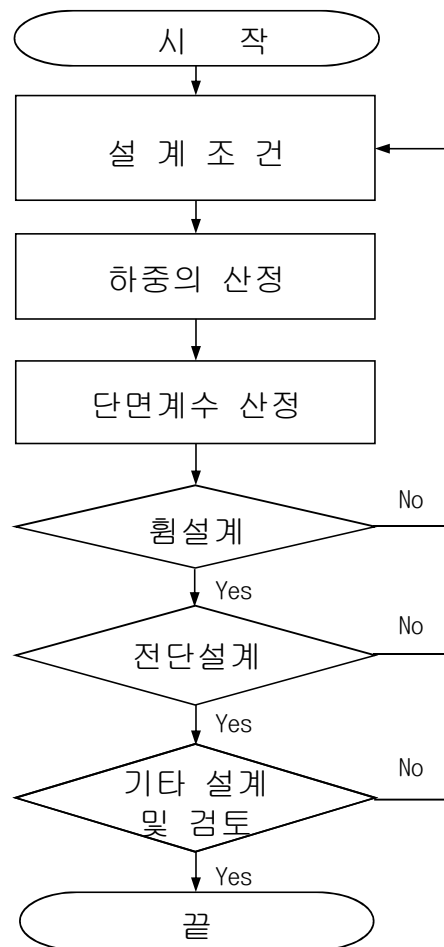
(L= 8.330 m, B= 1.498 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.498 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

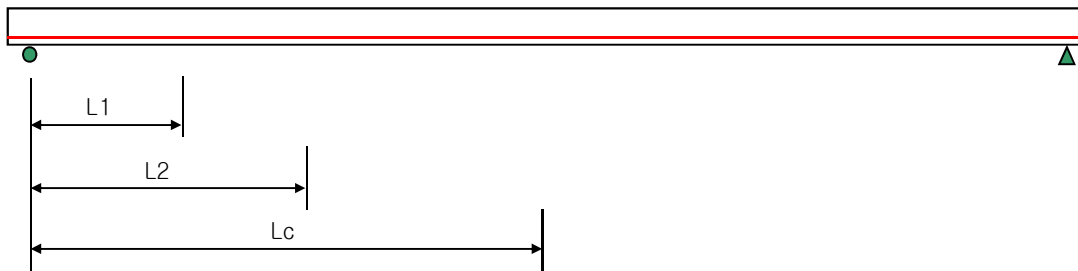
$$\text{단 면 적} = 264,619 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,619 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.615 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,498.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.498 = 7.490 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.498 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

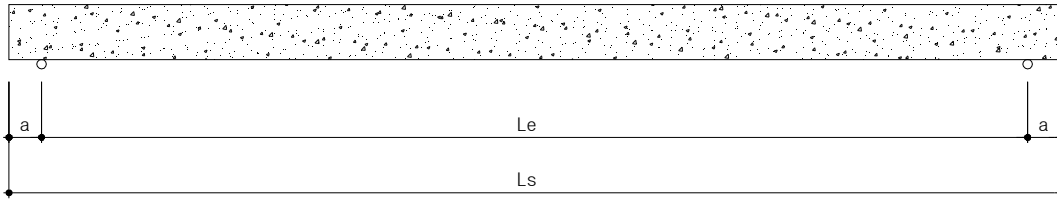
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.615	0.079	0.000	7.490	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.69
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.18
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.69
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.37
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.02
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.03
MAX						20.02

3.5 단면력 산정

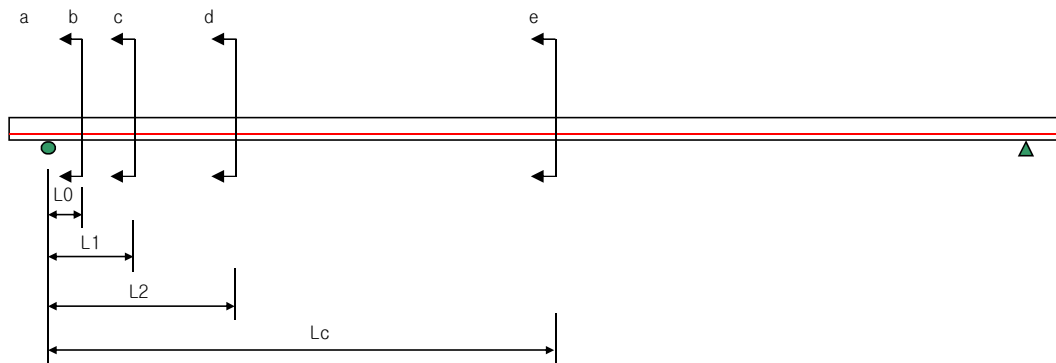
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.952 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.387 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.114 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.513 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.385 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.952 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.952 - (4.416 \times 0.750) = 14.640 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.952 - (4.416 \times 1.400) = 11.769 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.952 - (4.416 \times 2.000) = 9.119 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.952 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.053 \times 8.130) / 2 = 0.214 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.053 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.148 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.053 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.252 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.053 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.328 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.053 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.446 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.214 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.214 - (0.053 \times 0.750) = 0.175 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.214 - (0.053 \times 1.400) = 0.140 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.214 - (0.053 \times 2.000) = 0.109 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.214 - (0.053 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN·m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.387	0.148	0.000	14.025	26.560	0차비부착부
	c	21.114	0.252	0.000	23.905	45.271	1차비부착부
	d	27.513	0.328	0.000	31.150	58.991	2차비부착부
	e	37.385	0.446	0.000	42.327	80.157	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.952	0.214	0.000	20.325	38.491	지점부(전단검토)
	b	14.640	0.175	0.000	16.575	31.389	0차비부착부
	c	11.769	0.140	0.000	13.325	25.235	1차비부착부
	d	9.119	0.109	0.000	10.325	19.553	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

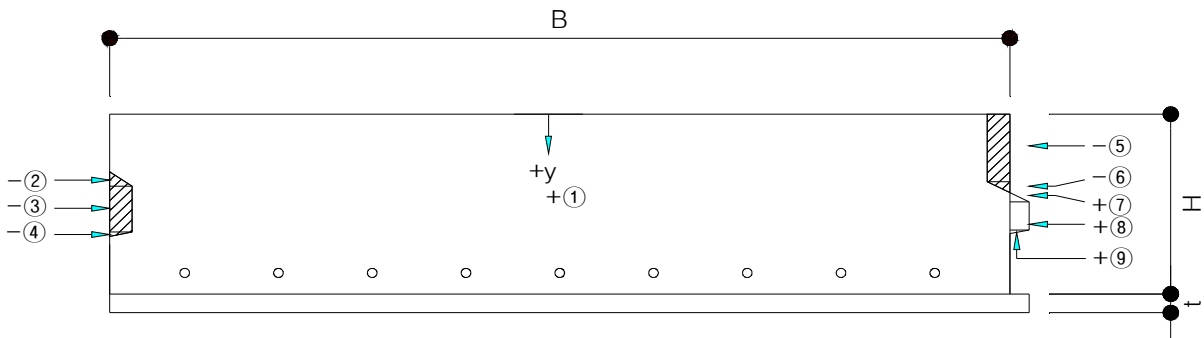
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.952	0.214	0.000		18.166	
LC-2	17.952	0.214	0.000	20.325	38.491	
MAX					38.491	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1498	180	269,640	90.0	24,267,600	8,100	2,700	10,800	2,912,112,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,619		23,875,595				2,872,295,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

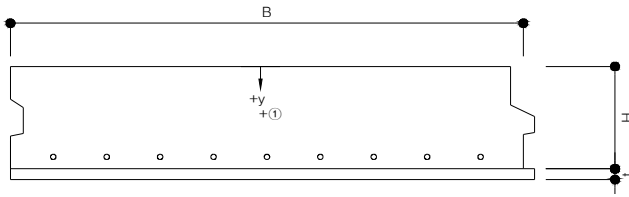
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 264,618.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,875,595}{264,619} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,872,295,482 - 90.23 \times 23,875,595 = 718,085,474 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{718,085,474}{90.23} = 7,958,703.1 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{718,085,474}{-89.77} = -7,998,852.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,605.00		25,123,895				3,028,332,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,605.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,123,895}{274,605} = 91.49 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.49 - 180.00 = -88.51 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.49 - 125.00 = -33.51 \text{ mm}$$

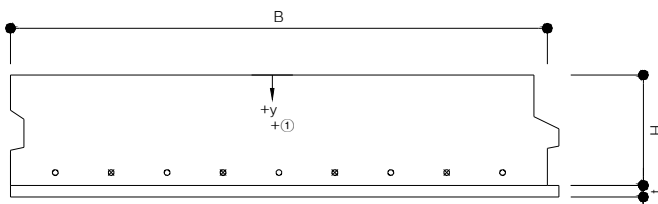
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,028,332,982 - 91.49 \times 25,123,895 = 729,721,886 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{729,721,886}{91.49} = 7,975,884.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{729,721,886}{-33.51} = -21,776,913.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{729,721,886}{-88.51} = -8,244,609.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

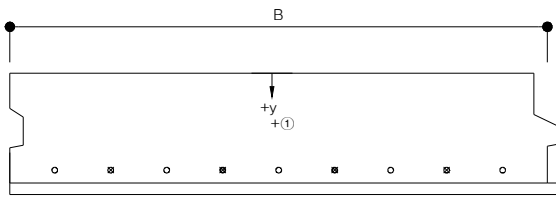


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,940.60		24,915,845				3,002,326,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 272,940.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,915,845 / 272,941 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,002,326,732 - 91.29 \times 24,915,845 = 727,841,617 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{727,841,617}{91.29} = 7,973,140.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{727,841,617}{-33.71} = -21,589,149.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{727,841,617}{-88.71} = -8,204,424.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



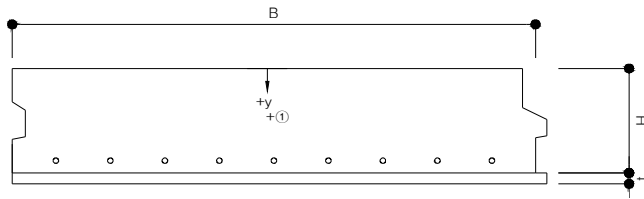
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,276.20		24,707,795				2,976,320,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,276.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,707,795 / 271,276 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,976,320,482 - 91.08 \times 24,707,795 = 725,938,275 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{725,938,275}{91.08} = 7,970,350.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{725,938,275}{-33.92} = -21,401,386.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{725,938,275}{-88.92} = -8,163,934.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

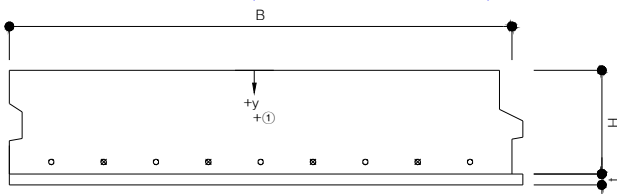


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,940.60		24,915,845				3,002,326,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 272,940.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,915,845}{272,941} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,002,326,732 - 91.29 \times 24,915,845 = 727,841,617 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{727,841,617}{91.29} = 7,973,140.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{727,841,617}{-33.71} = -21,589,149.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{727,841,617}{-88.71} = -8,204,424.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

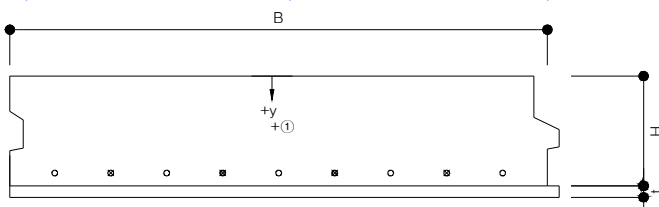


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,553.60		24,742,470				2,980,654,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,553.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,742,470 / 271,554 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,980,654,857 - 91.11 \times 24,742,470 = 726,257,119 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{726,257,119}{91.11} = 7,970,818.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{726,257,119}{-33.89} = -21,432,680.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{726,257,119}{-88.89} = -8,170,703.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,166.60		24,569,095				2,958,982,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 270,166.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,569,095 / 270,167 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,958,982,982 - 90.94 \times 24,569,095 = 724,656,352 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,656,352}{90.94} = 7,968,463.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{724,656,352}{-34.06} = -21,276,210.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,656,352}{-89.06} = -8,136,769.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,618.6	A_{vc1}'	274,605.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	718,085,473.6	I_{vc1}'	729,721,886.5	mm ⁴
Z_{tc0}	7,958,703.1	Z_{tc1}'	7,975,884.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,776,913.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,998,852.9	Z_{bc1}'	-8,244,609.6	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,618.6	A_{vb1}'	272,940.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	718,085,473.6	I_{vb1}'	727,841,617.0	mm ⁴
Z_{tb0}	7,958,703.1	Z_{tb1}'	7,973,140.3	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,589,149.8	mm ³
Z_{bb0}	-7,998,852.9	Z_{bb1}'	-8,204,424.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,618.6	A_{va1}'	271,276.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	718,085,473.6	I_{va1}'	725,938,275.0	mm ⁴
Z_{ta0}	7,958,703.1	Z_{ta1}'	7,970,350.1	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,401,386.1	mm ³
Z_{ba0}	-7,998,852.9	Z_{ba1}'	-8,163,934.2	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,618.6	A_{vc1}	272,940.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	718,085,473.6	I_{vc1}	727,841,617.0	mm^4
Z_{tc0}	7,958,703.1	Z_{tc1}	7,973,140.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,589,149.8	mm^3
Z_{bc0}	-7,998,852.9	Z_{bc1}	-8,204,424.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,618.6	A_{vb1}	271,553.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	718,085,473.6	I_{vb1}	726,257,118.9	mm^4
Z_{tb0}	7,958,703.1	Z_{tb1}	7,970,818.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,432,680.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,998,852.9	Z_{bb1}	-8,170,703.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,618.6	A_{va1}	270,166.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	718,085,473.6	I_{va1}	724,656,351.6	mm^4
Z_{ta0}	7,958,703.1	Z_{ta1}	7,968,463.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,276,210.3	mm^3
Z_{ba0}	-7,998,852.9	Z_{ba1}	-8,136,769.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,719}{7,975,884} \times 1.498 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,719}{-21,776,914} \times 1.498 = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,719}{-8,244,610} \times 1.498 = -6.793 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,719}{7,973,140} \times 1.498 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,719}{-21,589,150} \times 1.498 = -2.594 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,719}{-8,204,424} \times 1.498 = -6.826 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{445,813}{7,973,140} \times 1.498 = 0.084 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{445,813}{-21,589,150} \times 1.498 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{445,813}{-8,204,424} \times 1.498 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,973,140} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,589,150} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,204,424} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,973,140} \times 1.498 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,589,150} \times 1.498 = -2.937 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,204,424} \times 1.498 = -7.728 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,605} + \frac{-33.51}{-21,776,914} \right) \\
 &= 11.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.812 + -2.572) \\
 &= 9.241 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.241 = 66.480 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.241 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.241 - 7 \times 0.031 \\
 &= 110.672 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.480 - 0.05 \times (45.500 + 110.672) \\
 &= 20.543 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.480 = 1,303.52 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.5 \\
 &= 2,169.58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.52 - 110.67 - 45.50 - 20.54 \\
 &= 1,126.80 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,126.80}{1,303.52} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,169.58 = 1,875.45 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.58 \times -33.51 / 1,000 = -72.700 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,875.45 \times -33.71 / 1,000 = -63.228 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{7,975,884} = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{-21,776,914} = 11.239 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{-8,244,610} = 16.719 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{7,973,140} = -1.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{-21,589,150} = 9.800 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{-8,204,424} = 14.578 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,512,915}{7,973,140} \times 1.498 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,512,915}{-21,589,150} \times 1.498 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,512,915}{-8,204,424} \times 1.498 = -5.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,512,915}{7,970,818} \times 1.498 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,512,915}{-21,432,680} \times 1.498 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,512,915}{-8,170,704} \times 1.498 = -5.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{328,092}{7,970,818} \times 1.498 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{328,092}{-21,432,680} \times 1.498 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{328,092}{-8,170,704} \times 1.498 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,970,818} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,432,680} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,170,704} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,970,818} \times 1.498 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,432,680} \times 1.498 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,170,704} \times 1.498 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{272,941} + \frac{-33.71}{-21,589,150} \right) \\ &= 9.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.929 + -1.909) \\
 &= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.020 = 57.699 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
 &= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.020 - 7 \times 0.023 \\
 &= 96.082 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.699 - 0.05 \times (45.500 + 96.082) \\
 &= 22.151 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.699 = 1,312.30 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.3 \\
 &= 1,820.16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.30 - 96.08 - 45.50 - 22.15 \\
 &= 1,148.57 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.57}{1,312.30} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.16 = 1,593.06 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,820.16 \times -33.71 / 1,000 = -61.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,593.06 \times -33.89 / 1,000 = -53.982 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{7,973,140} = -1.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{-21,589,150} = 9.511 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{-8,204,424} = 14.148 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{7,970,818} = -0.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{-21,432,680} = 8.385 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{-8,170,704} = 12.473 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{21,113,844}{7,970,350} \times 1.498 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{21,113,844}{-21,401,386} \times 1.498 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{21,113,844}{-8,163,934} \times 1.498 = -3.874 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,113,844}{7,968,464} \times 1.498 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,113,844}{-21,276,210} \times 1.498 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,113,844}{-8,136,770} \times 1.498 = -3.887 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{251,783}{7,968,464} \times 1.498 = 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{251,783}{-21,276,210} \times 1.498 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{251,783}{-8,136,770} \times 1.498 = -0.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,968,464} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,276,210} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,136,770} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,968,464} \times 1.498 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,276,210} \times 1.498 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,136,770} \times 1.498 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,276} + \frac{-33.92}{-21,401,386} \right) \\ &= 8.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.013 + -1.478) \\
 &= 6.535 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.535 = 47.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
 &= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.535 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.535 - 7 \times 0.018 \\
 &= 78.298 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.016 - 0.05 \times (45.500 + 78.298) \\
 &= 24.109 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.016 = 1,322.98 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.0 \\
 &= 1,467.98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.98 - 78.30 - 45.50 - 24.11 \\
 &= 1,175.08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.08}{1,322.98} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.98 = 1,303.87 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.98 \times -33.92 / 1,000 = -49.794 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.87 \times -34.06 / 1,000 = -44.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{7,970,350} = -0.836 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{-21,401,386} = 7.738 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{-8,163,934} = 11.511 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{7,968,464} = -0.747 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{-21,276,210} = 6.913 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{-8,136,770} = 10.284 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.52	1,312.30	1,322.98
유효 긴장응력	1,126.80	1,148.57	1,175.08

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.8	1,148.6	1,175.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.214	16.719	-1.028	14.148	-0.836	11.511
풍도슬래브	7.021	-6.793	5.169	-5.023	3.968	-3.874

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.059	14.578	-0.906	12.473	-0.747	10.284
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.826	5.171	-5.044	3.969	-3.887
	CIP 몰탈	0.084	-0.081	0.062	-0.060	0.047	-0.046
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.728	5.854	-5.711	4.494	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.807	9.926	4.142	9.125	3.132	7.637		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.965	7.752	4.265	7.429	3.222	6.397		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.049	7.671	4.326	7.369	3.270	6.351		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.049	7.671	4.326	7.369	3.270	6.351		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.001	-0.058	10.181	1.658	7.764	1.950		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.004	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.449	169.453

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 169.453 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1498 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1498.0 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1498}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.50}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 169.45 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.578) \times 8,204,424 / 1.0E+06$$

$$= 156.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

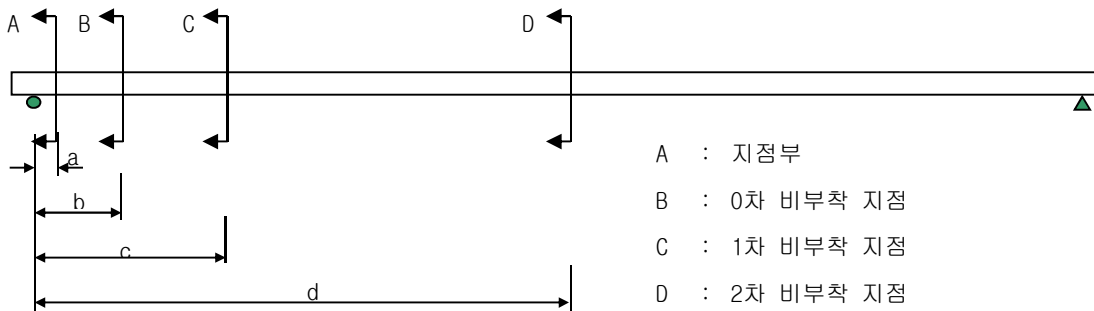
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.15 = 187.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.892	0.321	27.213	30.447	57.659
B	21.930	0.262	22.192	24.829	47.021
C	17.630	0.210	17.840	19.961	37.801
D	13.661	0.163	13.824	15.467	29.291
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.556	0.221	18.778	21.009	39.787
C	31.629	0.377	32.006	35.810	67.815
D	41.214	0.491	41.706	46.663	88.369
E	56.002	0.668	56.670	63.406	120.076

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.270	0.385	32.655	48.715	81.370
B	26.316	0.314	26.630	39.727	66.357
C	21.156	0.252	21.409	31.937	53.346
D	16.393	0.195	16.589	24.747	41.336
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , kN · m)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.268	0.266	22.533	33.615	56.148
C	37.954	0.453	38.407	57.296	95.702
D	49.457	0.590	50.047	74.660	124.707
E	67.203	0.801	68.004	101.449	169.453

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm^4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.913	0.000	724,656,352	89.1	85.021
B	50.0	6.913	2.308	724,656,352	89.1	66.243
C	50.0	6.913	3.933	724,656,352	89.1	53.015
D	50.0	8.385	5.104	726,257,119	88.9	55.695
E	50.0	9.800	6.907	727,841,617	88.7	52.740

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,498	144.0	57.659	23.711	85.021	0.000	∞
B	50.0	1,498	144.0	47.021	19.336	66.243	16.361	201.574
C	50.0	1,498	144.0	37.801	15.545	53.015	27.887	143.618
D	50.0	1,498	144.0	29.291	12.045	55.695	36.339	124.017
E	50.0	1,498	144.0	0.000	0.000	52.740	49.377	76.266

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
B	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
C	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
D	50.0	5.866	1,498.0	144.0	0.00	821.982
E	50.0	6.871	1,498.0	144.0	0.00	887.007

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.659	754.659
B	201.574	754.659	201.574
C	143.618	754.659	143.618
D	124.017	821.982	124.017
E	76.266	887.007	76.266

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

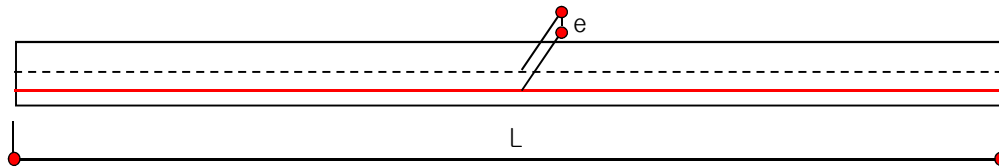
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.370	754.659	0.750	565.994	-484.62	0.144	전단보강 불필요
B	66.357	201.574	0.750	151.181	-84.82	0.439	전단보강 불필요
C	53.346	143.618	0.750	107.714	-54.37	0.495	전단보강 불필요
D	41.336	124.017	0.750	93.013	-51.68	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	76.266	0.750	57.199	-57.20	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

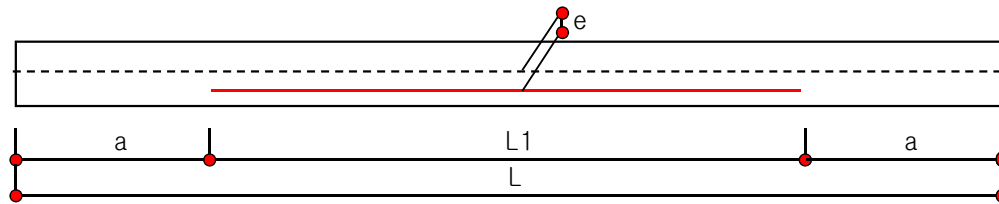
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 727841617} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 727841617} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 727841617} \\ &= 25.71 - 1.007 - 0.500 = 24.2 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.144	729,721,886	-24.20	
풍도슬래브 자중	37.385	729,721,886	18.55	
접합 몰탈	0.446	729,721,886	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	729,721,886	0.00	
합 계(고정하중)			-5.44	
작업하중 및 풍하중	42.327	729,721,886	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-17

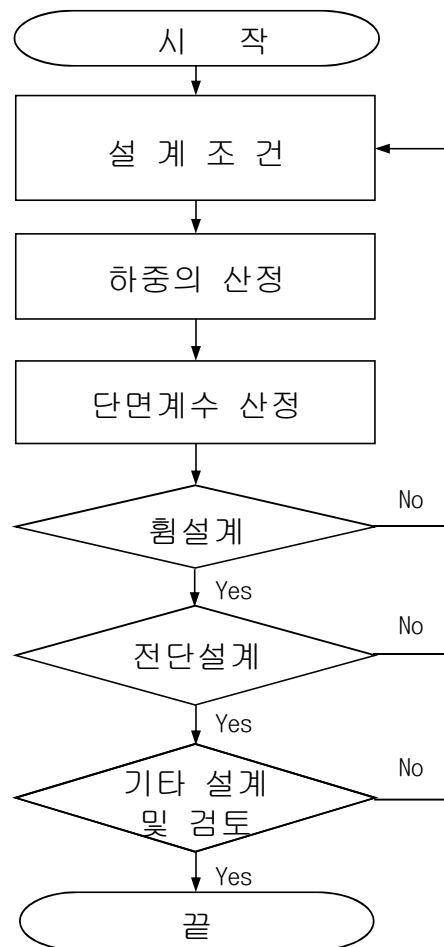
(L= 8.330 m, B= 1.473 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.473 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

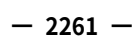
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.473m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

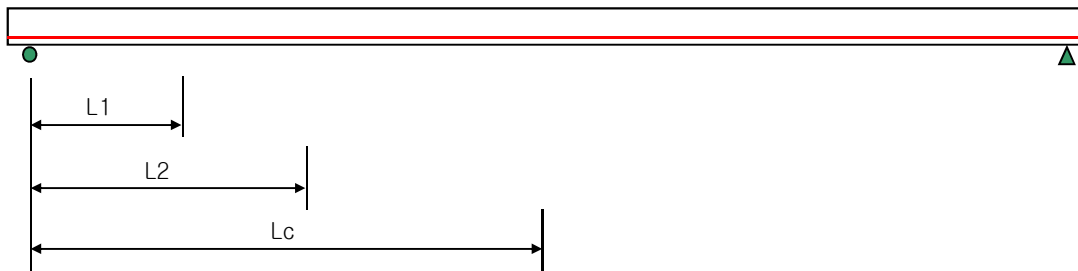
$$\text{단 면 적} = 260,119 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 260,119 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.503 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,473.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.473 = 7.365 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.473 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

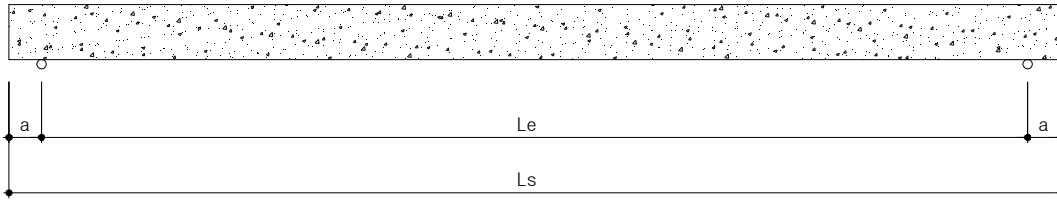
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.503	0.079	0.000	7.365	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.58
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.95
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.58
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.21
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.68
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.90
MAX						19.68

3.5 단면력 산정

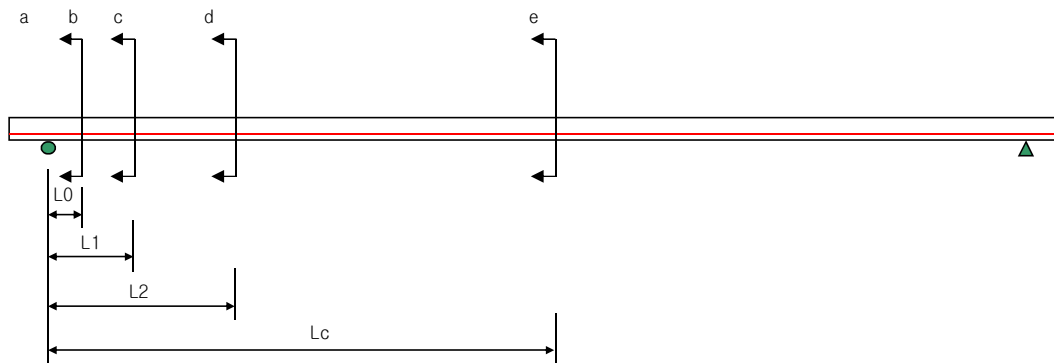
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.946 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.383 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.107 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.504 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.373 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.946 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.946 - (4.415 \times 0.750) = 14.635 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.946 - (4.415 \times 1.400) = 11.765 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.946 - (4.415 \times 2.000) = 9.117 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.946 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.054 \times 8.130) / 2 = 0.218 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.054 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.054 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.256 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.054 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.334 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.054 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.453 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.218 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.218 - (0.054 \times 0.750) = 0.178 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.218 - (0.054 \times 1.400) = 0.143 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.218 - (0.054 \times 2.000) = 0.111 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.218 - (0.054 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.383	0.150	0.000	14.025	26.559	0차비부착부
	c	21.107	0.256	0.000	23.905	45.268	1차비부착부
	d	27.504	0.334	0.000	31.150	58.988	2차비부착부
	e	37.373	0.453	0.000	42.327	80.153	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.946	0.218	0.000	20.325	38.489	지점부(전단검토)
	b	14.635	0.178	0.000	16.575	31.388	0차비부착부
	c	11.765	0.143	0.000	13.325	25.233	1차비부착부
	d	9.117	0.111	0.000	10.325	19.552	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

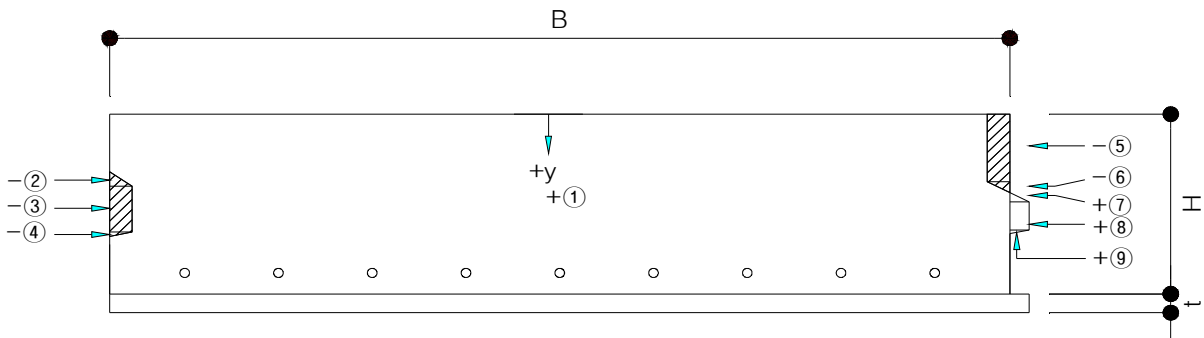
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.946	0.218	0.000		18.164	
LC-2	17.946	0.218	0.000	20.325	38.489	
MAX					38.489	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1473	180	265,140	90.0	23,862,600	8,100	2,700	10,800	2,863,512,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				260,119		23,470,595				2,823,695,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

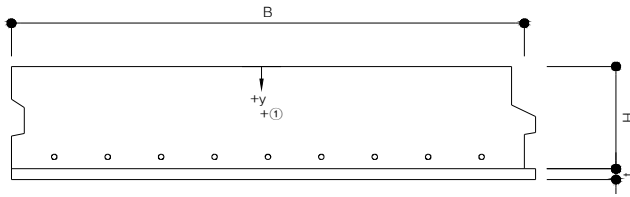
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 260,118.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,470,595}{260,119} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,823,695,482 - 90.23 \times 23,470,595 = 705,935,239 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{705,935,239}{90.23} = 7,823,699.7 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{705,935,239}{-89.77} = -7,863,852.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,105.00		24,718,895				2,979,732,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 270,105.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,718,895}{270,105} = 91.52 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.52 - 180.00 = -88.48 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.52 - 125.00 = -33.48 \text{ mm}$$

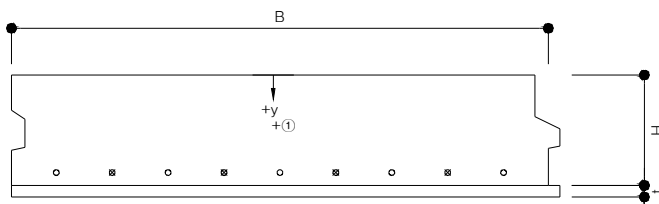
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,979,732,982 - 91.52 \times 24,718,895 = 717,561,716 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{717,561,716}{91.52} = 7,840,844.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{717,561,716}{-33.48} = -21,429,906.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{717,561,716}{-88.48} = -8,109,496.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

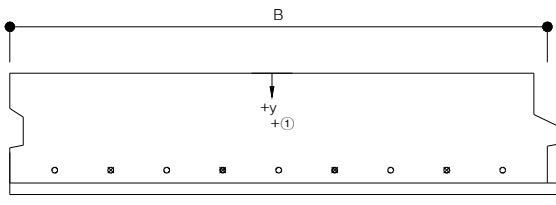


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	268,440.60		24,510,845				2,953,726,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 268,440.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,510,845 / 268,441 = 91.31 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,953,726,732 - 91.31 \times 24,510,845 = 715,684,042 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{715,684,042}{91.31} = 7,838,108.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{715,684,042}{-33.69} = -21,242,123.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{715,684,042}{-88.69} = -8,069,343.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



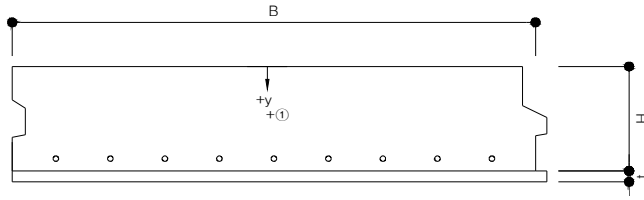
위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	266,776.20		24,302,795				2,927,720,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 266,776.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,302,795 / 266,776 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,927,720,482 - 91.10 \times 24,302,795 = 713,782,939 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{713,782,939}{91.10} = 7,835,325.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{713,782,939}{-33.90} = -21,054,340.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{713,782,939}{-88.90} = -8,028,879.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

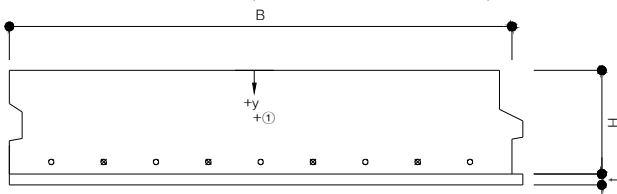


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	268,440.60		24,510,845				2,953,726,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 268,440.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,510,845}{268,441} = 91.31 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.31 - 180.00 = -88.69 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.31 - 125.00 = -33.69 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,953,726,732 - 91.31 \times 24,510,845 = 715,684,042 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{715,684,042}{91.31} = 7,838,108.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{715,684,042}{-33.69} = -21,242,123.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{715,684,042}{-88.69} = -8,069,343.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

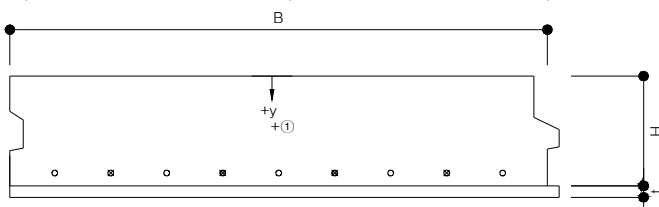


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	267,053.60		24,337,470				2,932,054,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 267,053.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,337,470 / 267,054 = 91.13 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.13 - 180.00 = -88.87 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.13 - 125.00 = -33.87 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,932,054,857 - 91.13 \times 24,337,470 = 714,101,435 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{714,101,435}{91.13} = 7,835,792.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{714,101,435}{-33.87} = -21,085,637.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{714,101,435}{-88.87} = -8,035,645.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			260,118.60		23,470,595				2,823,695,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	265,666.60		24,164,095				2,910,382,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 265,666.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,164,095 / 265,667 = 90.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.96 - 180.00 = -89.04 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.96 - 125.00 = -34.04 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,910,382,982 - 90.96 \times 24,164,095 = 712,502,303 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{712,502,303}{90.96} = 7,833,443.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{712,502,303}{-34.04} = -20,929,152.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{712,502,303}{-89.04} = -8,001,729.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,118.6	A_{vc1}'	270,105.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	705,935,238.9	I_{vc1}'	717,561,715.5	mm ⁴
Z_{tc0}	7,823,699.7	Z_{tc1}'	7,840,844.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,429,906.9	mm ³
Z_{bc0}	-7,863,852.9	Z_{bc1}'	-8,109,496.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,118.6	A_{vb1}'	268,440.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	705,935,238.9	I_{vb1}'	715,684,042.0	mm ⁴
Z_{tb0}	7,823,699.7	Z_{tb1}'	7,838,108.1	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,242,123.8	mm ³
Z_{bb0}	-7,863,852.9	Z_{bb1}'	-8,069,343.0	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,118.6	A_{va1}'	266,776.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	705,935,238.9	I_{va1}'	713,782,939.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,823,699.7	Z_{ta1}'	7,835,325.1	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,054,340.7	mm ³
Z_{ba0}	-7,863,852.9	Z_{ba1}'	-8,028,879.5	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	260,118.6	A_{vc1}	268,440.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	705,935,238.9	I_{vc1}	715,684,042.0	mm^4
Z_{tc0}	7,823,699.7	Z_{tc1}	7,838,108.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,242,123.8	mm^3
Z_{bc0}	-7,863,852.9	Z_{bc1}	-8,069,343.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	260,118.6	A_{vb1}	267,053.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	705,935,238.9	I_{vb1}	714,101,435.2	mm^4
Z_{tb0}	7,823,699.7	Z_{tb1}	7,835,792.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,085,637.9	mm^3
Z_{bb0}	-7,863,852.9	Z_{bb1}	-8,035,645.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	260,118.6	A_{va1}	265,666.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	705,935,238.9	I_{va1}	712,502,303.4	mm^4
Z_{ta0}	7,823,699.7	Z_{ta1}	7,833,443.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,929,152.0	mm^3
Z_{ba0}	-7,863,852.9	Z_{ba1}	-8,001,729.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.473m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,679}{7,840,844} \times 1.473 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,679}{-21,429,907} \times 1.473 = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,679}{-8,109,497} \times 1.473 = -6.788 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,372,679}{7,838,108} \times 1.473 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,372,679}{-21,242,124} \times 1.473 = -2.592 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,372,679}{-8,069,343} \times 1.473 = -6.822 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{453,380}{7,838,108} \times 1.473 = 0.085 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{453,380}{-21,242,124} \times 1.473 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{453,380}{-8,069,343} \times 1.473 = -0.083 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,838,108} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,242,124} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,069,343} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,838,108} \times 1.473 = 7.954 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,242,124} \times 1.473 = -2.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,069,343} \times 1.473 = -7.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{270,105} + \frac{-33.48}{-21,429,907} \right) \\ &= 12.005 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.569 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.005 + -2.569) \\ &= 9.436 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.436 = 67.885 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.436 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.436 - 7 \times 0.031 \\
 &= 113.012 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.885 - 0.05 \times (45.500 + 113.012) \\
 &= 20.286 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.885 = 1,302.12 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.1 \\
 &= 2,167.24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.12 - 113.01 - 45.50 - 20.29 \\
 &= 1,123.32 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.32}{1,302.12} = 0.863$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.863 \times 2,167.24 = 1,869.65 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,167.24 \times -33.48 / 1,000 = -72.568 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,869.65 \times -33.69 / 1,000 = -62.992 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,167,240}{270,105} + \frac{-72,568,146}{7,840,844} = -1.231 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,167,240}{270,105} + \frac{-72,568,146}{-21,429,907} = 11.410 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,167,240}{270,105} + \frac{-72,568,146}{-8,109,497} = 16.972 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,869,649}{268,441} + \frac{-62,991,717}{7,838,108} = -1.072 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,869,649}{268,441} + \frac{-62,991,717}{-21,242,124} = 9.930 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,869,649}{268,441} + \frac{-62,991,717}{-8,069,343} = 14.771 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,504,054}{7,838,108} \times 1.473 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,504,054}{-21,242,124} \times 1.473 = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,504,054}{-8,069,343} \times 1.473 = -5.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,504,054}{7,835,792} \times 1.473 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,504,054}{-21,085,638} \times 1.473 = -1.921 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,504,054}{-8,035,645} \times 1.473 = -5.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{333,660}{7,835,792} \times 1.473 = 0.063 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{333,660}{-21,085,638} \times 1.473 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{333,660}{-8,035,645} \times 1.473 = -0.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,835,792} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,085,638} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,035,645} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,835,792} \times 1.473 = 5.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,085,638} \times 1.473 = -2.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,035,645} \times 1.473 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{268,441} + \frac{-33.69}{-21,242,124} \right) \\ &= 10.092 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.092 + -1.907) \\
&= 8.185 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.185 = 58.887 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
&= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.185 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.185 - 7 \times 0.023 \\
&= 98.060 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 58.887 - 0.05 \times (45.500 + 98.060) \\
&= 21.933 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.887 = 1,311.11 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.1 \\
&= 1,818.51 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,311.11 - 98.06 - 45.50 - 21.93 \\
&= 1,145.62 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,145.62}{1,311.11} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,818.51 = 1,588.97 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,818.51 \times -33.69 / 1,000 = -61.269 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,588.97 \times -33.87 / 1,000 = -53.813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,818,514}{268,441} + \frac{-61,268,898}{7,838,108} = -1.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,818,514}{268,441} + \frac{-61,268,898}{-21,242,124} = 9.659 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,818,514}{268,441} + \frac{-61,268,898}{-8,069,343} = 14.367 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,588,975}{267,054} + \frac{-53,813,373}{7,835,792} = -0.918 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,588,975}{267,054} + \frac{-53,813,373}{-21,085,638} = 8.502 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,588,975}{267,054} + \frac{-53,813,373}{-8,035,645} = 12.647 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,044}{7,835,325} \times 1.473 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,044}{-21,054,341} \times 1.473 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,044}{-8,028,879} \times 1.473 = -3.872 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,107,044}{7,833,443} \times 1.473 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,107,044}{-20,929,152} \times 1.473 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,107,044}{-8,001,730} \times 1.473 = -3.885 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{256,056}{7,833,443} \times 1.473 = 0.048 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{256,056}{-20,929,152} \times 1.473 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{256,056}{-8,001,730} \times 1.473 = -0.047 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,833,443} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,929,152} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,001,730} \times 1.473 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,833,443} \times 1.473 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,929,152} \times 1.473 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,001,730} \times 1.473 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{266,776} + \frac{-33.90}{-21,054,341} \right) \\ &= 8.146 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.146 + -1.477) \\
 &= 6.669 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.669 = 47.981 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
 &= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.669 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.669 - 7 \times 0.018 \\
 &= 79.906 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 47.981 - 0.05 \times (45.500 + 79.906) \\
 &= 23.932 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.981 = 1,322.02 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.0 \\
 &= 1,466.91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,322.02 - 79.91 - 45.50 - 23.93 \\
 &= 1,172.68 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,172.68}{1,322.02} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.887 \times 1,466.91 = 1,301.21 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,466.91 \times -33.90 / 1,000 = -49.731 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,301.21 \times -34.04 / 1,000 = -44.298 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,466,913}{266,776} + \frac{-49,731,182}{7,835,325} = -0.848 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,466,913}{266,776} + \frac{-49,731,182}{-21,054,341} = 7.861 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,466,913}{266,776} + \frac{-49,731,182}{-8,028,879} = 11.693 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,301,208}{265,667} + \frac{-44,297,723}{7,833,443} = -0.757 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,301,208}{265,667} + \frac{-44,297,723}{-20,929,152} = 7.014 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,301,208}{265,667} + \frac{-44,297,723}{-8,001,730} = 10.434 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.12	1,311.11	1,322.02
유효 긴장응력	1,123.32	1,145.62	1,172.68

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,123.3	1,145.6	1,172.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.231	16.972	-1.042	14.367	-0.848	11.693
풍도슬래브	7.021	-6.788	5.169	-5.021	3.968	-3.872

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.072	14.771	-0.918	12.647	-0.757	10.434
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.822	5.170	-5.042	3.969	-3.885
	CIP 몰탈	0.085	-0.083	0.063	-0.061	0.048	-0.047
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.954	-7.726	5.856	-5.710	4.495	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.789	10.184	4.126	9.346	3.120	7.820		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.952	7.949	4.253	7.605	3.212	6.548		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.037	7.866	4.315	7.544	3.260	6.501		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.037	7.866	4.315	7.544	3.260	6.501		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.991	0.140	10.171	1.834	7.755	2.101		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	66.861	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	99.756	166.617

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 166.617 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1473 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1473.0 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,513 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,513 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1473}$$

$$= 40.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,513 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.67}{50} \right)$$

$$= 224 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 224 \text{ kN} \cdot \text{m} > 166.62 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.771) \times 8,069,343 / 1.0E+06$$

$$= 155.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 224.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

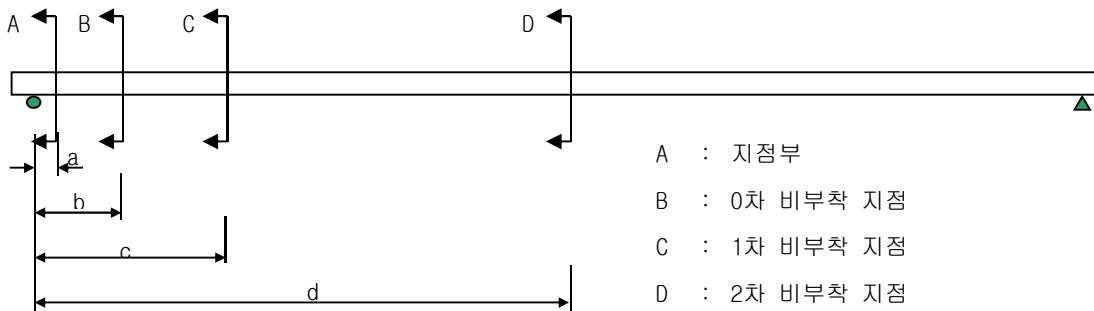
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.14 = 186.17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.435	0.321	26.755	29.939	56.694
B	21.557	0.262	21.819	24.415	46.234
C	17.330	0.210	17.541	19.628	37.168
D	13.429	0.163	13.592	15.209	28.800
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.241	0.221	18.462	20.659	39.121
C	31.091	0.377	31.468	35.212	66.680
D	40.513	0.491	41.005	45.884	86.889
E	55.050	0.668	55.718	62.347	118.065

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.721	0.385	32.106	47.902	80.008
B	25.869	0.314	26.183	39.064	65.247
C	20.796	0.252	21.049	31.404	52.453
D	16.114	0.195	16.310	24.334	40.644
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.889	0.266	22.155	33.054	55.209
C	37.309	0.453	37.761	56.339	94.101
D	48.616	0.590	49.206	73.414	122.620
E	66.060	0.801	66.861	99.756	166.617

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.014	0.000	712,502,303	89.0	84.418
B	50.0	7.014	2.307	712,502,303	89.0	65.956
C	50.0	7.014	3.933	712,502,303	89.0	52.950
D	50.0	8.502	5.103	714,101,435	88.9	55.726
E	50.0	9.930	6.905	715,684,042	88.7	52.942

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,473	144.0	56.694	23.314	84.418	0.000	∞
B	50.0	1,473	144.0	46.234	19.013	65.956	16.088	199.175
C	50.0	1,473	144.0	37.168	15.285	52.950	27.421	141.677
D	50.0	1,473	144.0	28.800	11.844	55.726	35.731	122.264
E	50.0	1,473	144.0	0.000	0.000	52.942	48.552	74.993

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.630
B	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.630
C	50.0	4.898	1,473.0	144.0	0.00	746.630
D	50.0	5.950	1,473.0	144.0	0.00	813.580
E	50.0	6.965	1,473.0	144.0	0.00	878.157

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	746.630	746.630
B	199.175	746.630	199.175
C	141.677	746.630	141.677
D	122.264	813.580	122.264
E	74.993	878.157	74.993

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

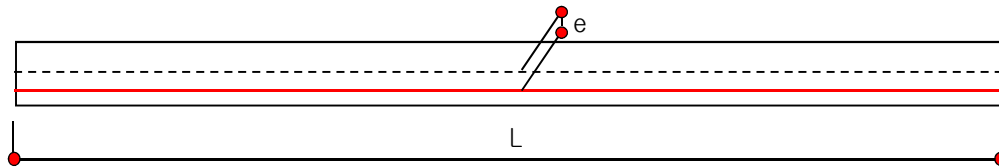
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	80.008	746.630	0.750	559.972	-479.96	0.143	전단보강 불필요
B	65.247	199.175	0.750	149.381	-84.13	0.437	전단보강 불필요
C	52.453	141.677	0.750	106.257	-53.80	0.494	전단보강 불필요
D	40.644	122.264	0.750	91.698	-51.05	0.443	전단보강 불필요
E	0.000	74.993	0.750	56.245	-56.24	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

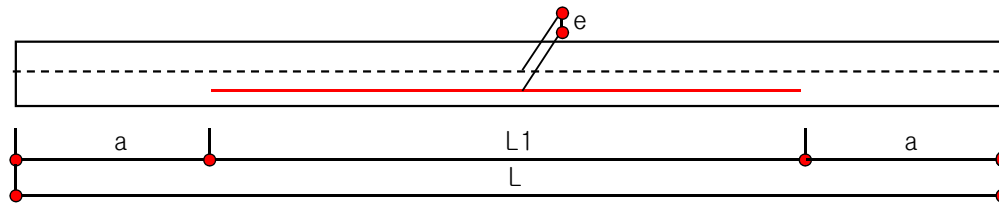
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,167 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 715684042} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 715684042} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 715684042} \\ &= 26.10 - 1.022 - 0.507 = 24.6 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.018	717,561,716	-24.57	
풍도슬래브 자중	37.373	717,561,716	18.54	
접합 몰탈	0.453	717,561,716	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	717,561,716	0.00	
합 계(고정하중)			-5.82	
작업하중 및 풍하중	42.327	717,561,716	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-18

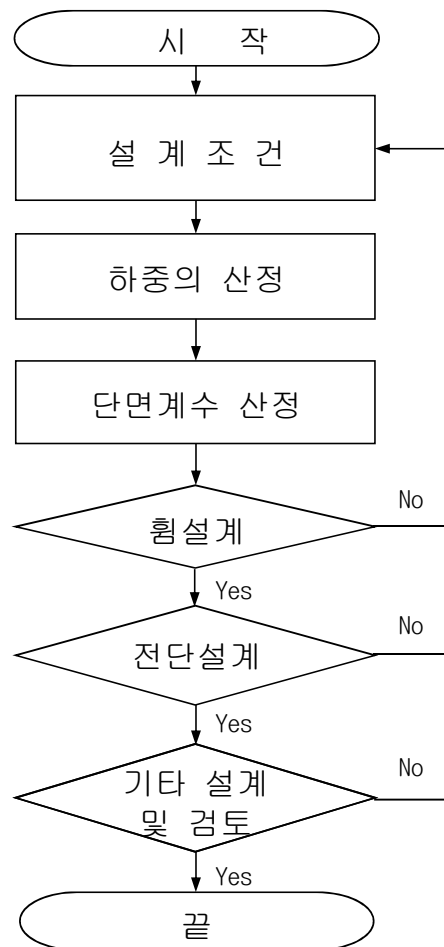
(L= 8.330 m, B= 1.498 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.498 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

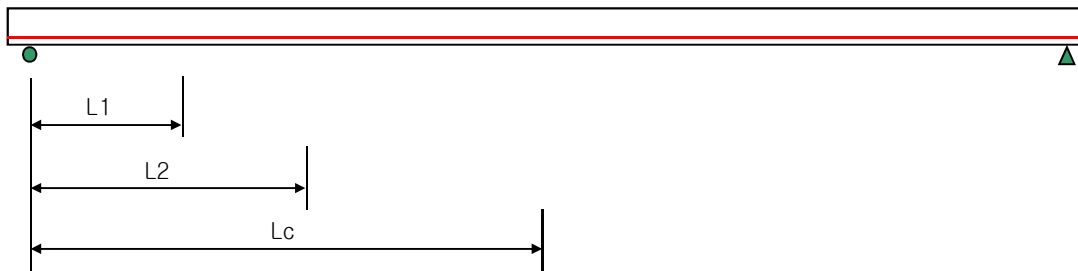
$$\text{단 면 적} = 264,619 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,619 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.615 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,498.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.498 = 7.490 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.498 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

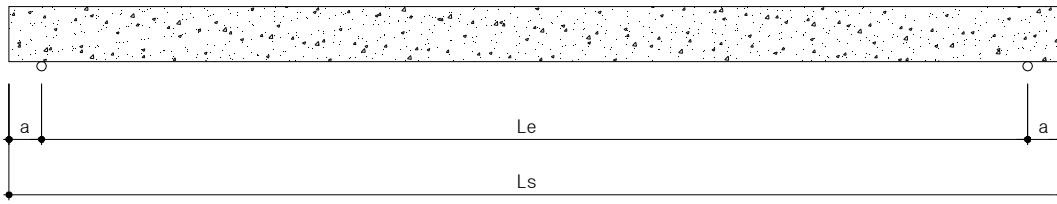
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.615	0.079	0.000	7.490	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.69
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.18
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.69
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.37
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.02
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.03
MAX						20.02

3.5 단면력 산정

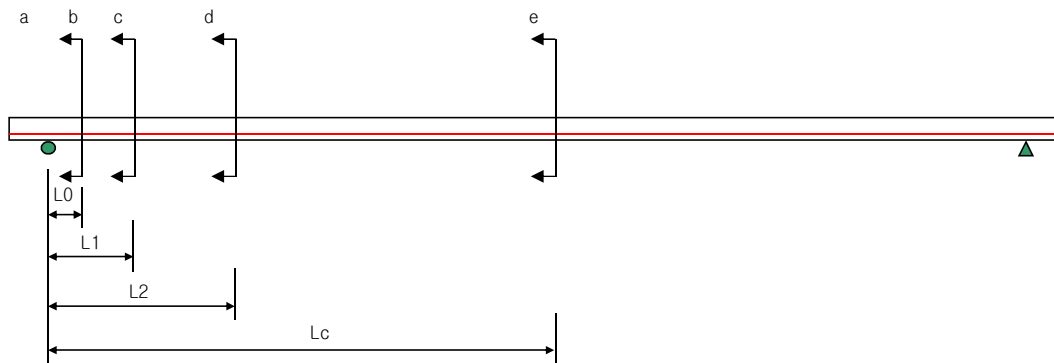
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.130) / 2 = 17.952 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.387 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.114 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.513 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.385 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.952 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.952 - (4.416 \times 0.750) = 14.640 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.952 - (4.416 \times 1.400) = 11.769 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.952 - (4.416 \times 2.000) = 9.119 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.952 - (4.416 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.053 \times 8.130) / 2 = 0.214 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.053 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.148 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.053 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.252 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.053 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.328 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.053 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.446 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.214 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.214 - (0.053 \times 0.750) = 0.175 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.214 - (0.053 \times 1.400) = 0.140 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.214 - (0.053 \times 2.000) = 0.109 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.214 - (0.053 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.387	0.148	0.000	14.025	26.560	0차비부착부
	c	21.114	0.252	0.000	23.905	45.271	1차비부착부
	d	27.513	0.328	0.000	31.150	58.991	2차비부착부
	e	37.385	0.446	0.000	42.327	80.157	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.952	0.214	0.000	20.325	38.491	지점부(전단검토)
	b	14.640	0.175	0.000	16.575	31.389	0차비부착부
	c	11.769	0.140	0.000	13.325	25.235	1차비부착부
	d	9.119	0.109	0.000	10.325	19.553	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

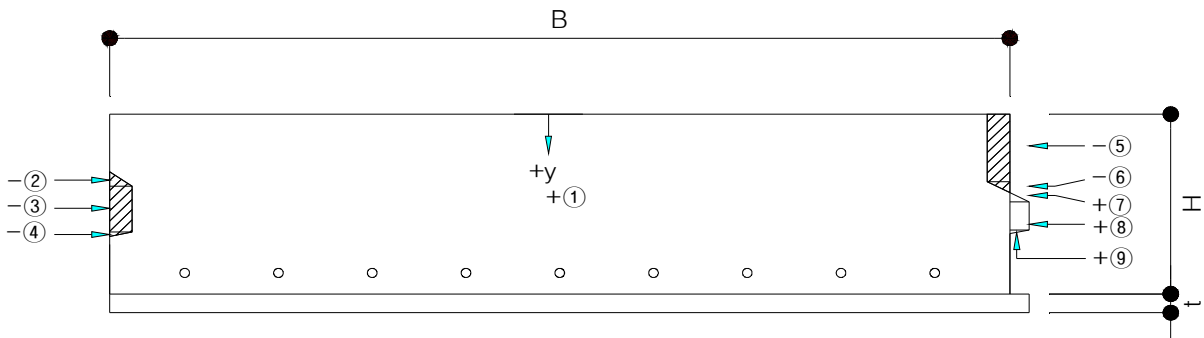
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.952	0.214	0.000		18.166	
LC-2	17.952	0.214	0.000	20.325	38.491	
MAX					38.491	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1498	180	269,640	90.0	24,267,600	8,100	2,700	10,800	2,912,112,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,619		23,875,595				2,872,295,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

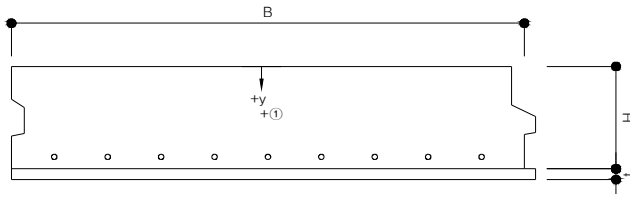
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 264,618.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,875,595}{264,619} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,872,295,482 - 90.23 \times 23,875,595 = 718,085,474 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{718,085,474}{90.23} = 7,958,703.1 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{718,085,474}{-89.77} = -7,998,852.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,605.00		25,123,895				3,028,332,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,605.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,123,895}{274,605} = 91.49 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.49 - 180.00 = -88.51 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.49 - 125.00 = -33.51 \text{ mm}$$

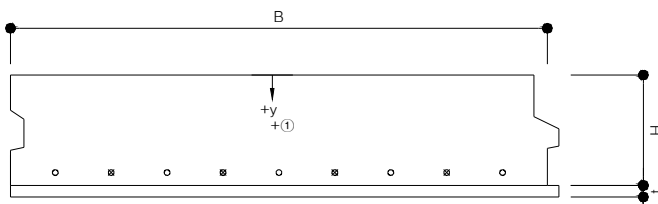
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,028,332,982 - 91.49 \times 25,123,895 = 729,721,886 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{729,721,886}{91.49} = 7,975,884.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{729,721,886}{-33.51} = -21,776,913.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{729,721,886}{-88.51} = -8,244,609.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

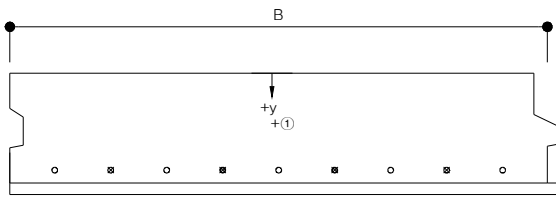


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,940.60		24,915,845				3,002,326,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 272,940.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,915,845 / 272,941 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,002,326,732 - 91.29 \times 24,915,845 = 727,841,617 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{727,841,617}{91.29} = 7,973,140.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{727,841,617}{-33.71} = -21,589,149.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{727,841,617}{-88.71} = -8,204,424.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



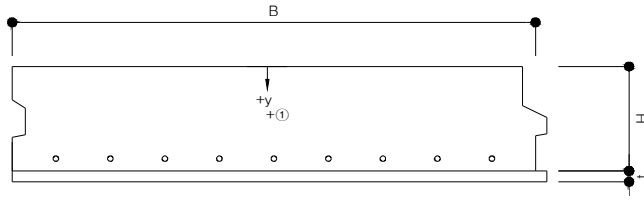
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,276.20		24,707,795				2,976,320,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,276.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,707,795 / 271,276 = 91.08 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.08 - 180.00 = -88.92 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.08 - 125.00 = -33.92 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,976,320,482 - 91.08 \times 24,707,795 = 725,938,275 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{725,938,275}{91.08} = 7,970,350.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{725,938,275}{-33.92} = -21,401,386.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{725,938,275}{-88.92} = -8,163,934.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

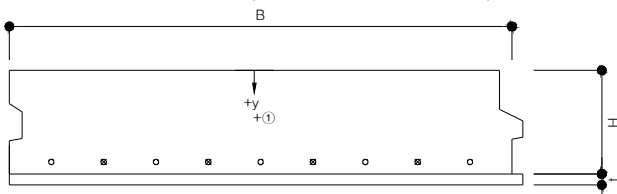


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,940.60		24,915,845				3,002,326,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 272,940.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,915,845}{272,941} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,002,326,732 - 91.29 \times 24,915,845 = 727,841,617 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{727,841,617}{91.29} = 7,973,140.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{727,841,617}{-33.71} = -21,589,149.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{727,841,617}{-88.71} = -8,204,424.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

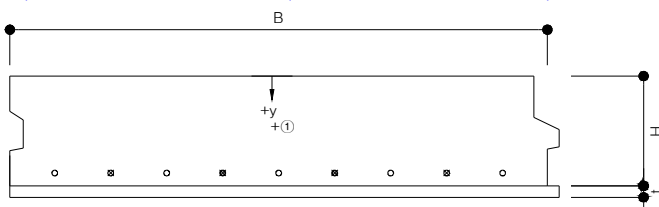


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,553.60		24,742,470				2,980,654,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,553.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,742,470 / 271,554 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,980,654,857 - 91.11 \times 24,742,470 = 726,257,119 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{726,257,119}{91.11} = 7,970,818.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{726,257,119}{-33.89} = -21,432,680.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{726,257,119}{-88.89} = -8,170,703.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,618.60		23,875,595				2,872,295,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,166.60		24,569,095				2,958,982,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 270,166.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,569,095 / 270,167 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,958,982,982 - 90.94 \times 24,569,095 = 724,656,352 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,656,352}{90.94} = 7,968,463.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{724,656,352}{-34.06} = -21,276,210.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,656,352}{-89.06} = -8,136,769.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,618.6	A_{vc1}'	274,605.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	718,085,473.6	I_{vc1}'	729,721,886.5	mm^4
Z_{tc0}	7,958,703.1	Z_{tc1}'	7,975,884.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,776,913.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,998,852.9	Z_{bc1}'	-8,244,609.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,618.6	A_{vb1}'	272,940.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	718,085,473.6	I_{vb1}'	727,841,617.0	mm^4
Z_{tb0}	7,958,703.1	Z_{tb1}'	7,973,140.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,589,149.8	mm^3
Z_{bb0}	-7,998,852.9	Z_{bb1}'	-8,204,424.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,618.6	A_{va1}'	271,276.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	718,085,473.6	I_{va1}'	725,938,275.0	mm^4
Z_{ta0}	7,958,703.1	Z_{ta1}'	7,970,350.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,401,386.1	mm^3
Z_{ba0}	-7,998,852.9	Z_{ba1}'	-8,163,934.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,618.6	A_{vc1}	272,940.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	718,085,473.6	I_{vc1}	727,841,617.0	mm^4
Z_{tc0}	7,958,703.1	Z_{tc1}	7,973,140.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,589,149.8	mm^3
Z_{bc0}	-7,998,852.9	Z_{bc1}	-8,204,424.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,618.6	A_{vb1}	271,553.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	718,085,473.6	I_{vb1}	726,257,118.9	mm^4
Z_{tb0}	7,958,703.1	Z_{tb1}	7,970,818.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,432,680.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,998,852.9	Z_{bb1}	-8,170,703.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,618.6	A_{va1}	270,166.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	718,085,473.6	I_{va1}	724,656,351.6	mm^4
Z_{ta0}	7,958,703.1	Z_{ta1}	7,968,463.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,276,210.3	mm^3
Z_{ba0}	-7,998,852.9	Z_{ba1}	-8,136,769.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,719}{7,975,884} \times 1.498 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,719}{-21,776,914} \times 1.498 = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,719}{-8,244,610} \times 1.498 = -6.793 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,384,719}{7,973,140} \times 1.498 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,384,719}{-21,589,150} \times 1.498 = -2.594 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,384,719}{-8,204,424} \times 1.498 = -6.826 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{445,813}{7,973,140} \times 1.498 = 0.084 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{445,813}{-21,589,150} \times 1.498 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{445,813}{-8,204,424} \times 1.498 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,973,140} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,589,150} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,204,424} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,973,140} \times 1.498 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,589,150} \times 1.498 = -2.937 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,204,424} \times 1.498 = -7.728 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,605} + \frac{-33.51}{-21,776,914} \right) \\ &= 11.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.812 + -2.572) \\ &= 9.241 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.241 = 66.480 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad f_{cir} &= 9.241 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.241 - 7 \times 0.031 \\
 &= 110.672 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.480 - 0.05 \times (45.500 + 110.672) \\
 &= 20.543 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.480 = 1,303.52 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.5 \\
 &= 2,169.58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.52 - 110.67 - 45.50 - 20.54 \\
 &= 1,126.80 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,126.80}{1,303.52} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,169.58 = 1,875.45 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.58 \times -33.51 / 1,000 = -72.700 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,875.45 \times -33.71 / 1,000 = -63.228 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{7,975,884} = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{-21,776,914} = 11.239 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,579}{274,605} + \frac{-72,700,349}{-8,244,610} = 16.719 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{7,973,140} = -1.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{-21,589,150} = 9.800 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,875,454}{272,941} + \frac{-63,227,753}{-8,204,424} = 14.578 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,512,915}{7,973,140} \times 1.498 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,512,915}{-21,589,150} \times 1.498 = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,512,915}{-8,204,424} \times 1.498 = -5.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,512,915}{7,970,818} \times 1.498 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,512,915}{-21,432,680} \times 1.498 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,512,915}{-8,170,704} \times 1.498 = -5.044 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{328,092}{7,970,818} \times 1.498 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{328,092}{-21,432,680} \times 1.498 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{328,092}{-8,170,704} \times 1.498 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,970,818} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,432,680} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,170,704} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,970,818} \times 1.498 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,432,680} \times 1.498 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,170,704} \times 1.498 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{272,941} + \frac{-33.71}{-21,589,150} \right) \\ &= 9.929 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.909 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.929 + -1.909) \\
&= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.020 = 57.699 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
&= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.020 - 7 \times 0.023 \\
&= 96.082 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 57.699 - 0.05 \times (45.500 + 96.082) \\
&= 22.151 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.699 = 1,312.30 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.3 \\
&= 1,820.16 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,312.30 - 96.08 - 45.50 - 22.15 \\
&= 1,148.57 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.57}{1,312.30} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.16 = 1,593.06 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,820.16 \times -33.71 / 1,000 = -61.364 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,593.06 \times -33.89 / 1,000 = -53.982 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{7,973,140} = -1.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{-21,589,150} = 9.511 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,820,161}{272,941} + \frac{-61,363,649}{-8,204,424} = 14.148 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{7,970,818} = -0.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{-21,432,680} = 8.385 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,593,064}{271,554} + \frac{-53,981,763}{-8,170,704} = 12.473 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{21,113,844}{7,970,350} \times 1.498 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{21,113,844}{-21,401,386} \times 1.498 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{21,113,844}{-8,163,934} \times 1.498 = -3.874 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,113,844}{7,968,464} \times 1.498 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,113,844}{-21,276,210} \times 1.498 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,113,844}{-8,136,770} \times 1.498 = -3.887 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{251,783}{7,968,464} \times 1.498 = 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{251,783}{-21,276,210} \times 1.498 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{251,783}{-8,136,770} \times 1.498 = -0.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,968,464} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,276,210} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,136,770} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,968,464} \times 1.498 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,276,210} \times 1.498 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,136,770} \times 1.498 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,276} + \frac{-33.92}{-21,401,386} \right) \\ &= 8.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.013 + -1.478) \\
&= 6.535 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.535 = 47.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
&= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.535 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.535 - 7 \times 0.018 \\
&= 78.298 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.016 - 0.05 \times (45.500 + 78.298) \\
&= 24.109 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.016 = 1,322.98 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.0 \\
&= 1,467.98 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.98 - 78.30 - 45.50 - 24.11 \\
&= 1,175.08 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.08}{1,322.98} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.98 = 1,303.87 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.98 \times -33.92 / 1,000 = -49.794 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.87 \times -34.06 / 1,000 = -44.409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{7,970,350} = -0.836 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{-21,401,386} = 7.738 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,983}{271,276} + \frac{-49,794,215}{-8,163,934} = 11.511 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{7,968,464} = -0.747 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{-21,276,210} = 6.913 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,866}{270,167} + \frac{-44,408,974}{-8,136,770} = 10.284 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.52	1,312.30	1,322.98
유효 긴장응력	1,126.80	1,148.57	1,175.08

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.8	1,148.6	1,175.1	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.214	16.719	-1.028	14.148	-0.836	11.511
풍도슬래브	7.021	-6.793	5.169	-5.023	3.968	-3.874

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.059	14.578	-0.906	12.473	-0.747	10.284
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.826	5.171	-5.044	3.969	-3.887
	CIP 몰탈	0.084	-0.081	0.062	-0.060	0.047	-0.046
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.728	5.854	-5.711	4.494	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.807	9.926	4.142	9.125	3.132	7.637		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.965	7.752	4.265	7.429	3.222	6.397		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.049	7.671	4.326	7.369	3.270	6.351		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.049	7.671	4.326	7.369	3.270	6.351		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.001	-0.058	10.181	1.658	7.764	1.950		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.004	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.449	169.453

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 169.453 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1498 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1498.0 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1498}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.50}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 169.45 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.578) \times 8,204,424 / 1.0E+06$$

$$= 156.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

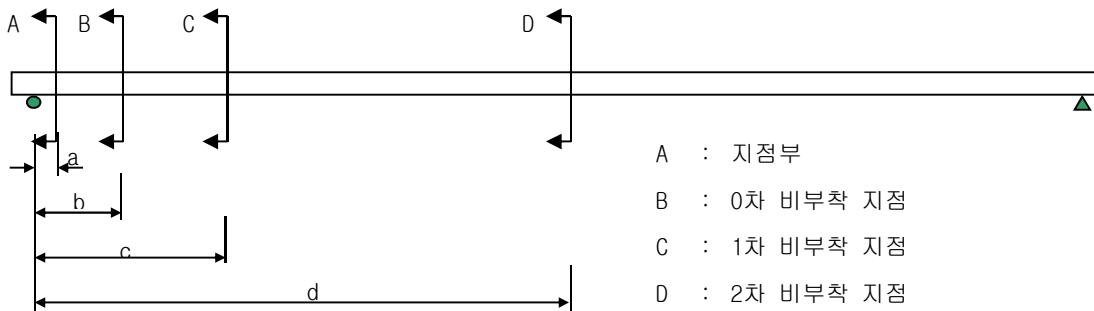
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.15 = 187.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.892	0.321	27.213	30.447	57.659
B	21.930	0.262	22.192	24.829	47.021
C	17.630	0.210	17.840	19.961	37.801
D	13.661	0.163	13.824	15.467	29.291
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.556	0.221	18.778	21.009	39.787
C	31.629	0.377	32.006	35.810	67.815
D	41.214	0.491	41.706	46.663	88.369
E	56.002	0.668	56.670	63.406	120.076

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.270	0.385	32.655	48.715	81.370
B	26.316	0.314	26.630	39.727	66.357
C	21.156	0.252	21.409	31.937	53.346
D	16.393	0.195	16.589	24.747	41.336
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.268	0.266	22.533	33.615	56.148
C	37.954	0.453	38.407	57.296	95.702
D	49.457	0.590	50.047	74.660	124.707
E	67.203	0.801	68.004	101.449	169.453

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.913	0.000	724,656,352	89.1	85.021
B	50.0	6.913	2.308	724,656,352	89.1	66.243
C	50.0	6.913	3.933	724,656,352	89.1	53.015
D	50.0	8.385	5.104	726,257,119	88.9	55.695
E	50.0	9.800	6.907	727,841,617	88.7	52.740

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,498	144.0	57.659	23.711	85.021	0.000	∞
B	50.0	1,498	144.0	47.021	19.336	66.243	16.361	201.574
C	50.0	1,498	144.0	37.801	15.545	53.015	27.887	143.618
D	50.0	1,498	144.0	29.291	12.045	55.695	36.339	124.017
E	50.0	1,498	144.0	0.000	0.000	52.740	49.377	76.266

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
B	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
C	50.0	4.826	1,498.0	144.0	0.00	754.659
D	50.0	5.866	1,498.0	144.0	0.00	821.982
E	50.0	6.871	1,498.0	144.0	0.00	887.007

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.659	754.659
B	201.574	754.659	201.574
C	143.618	754.659	143.618
D	124.017	821.982	124.017
E	76.266	887.007	76.266

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

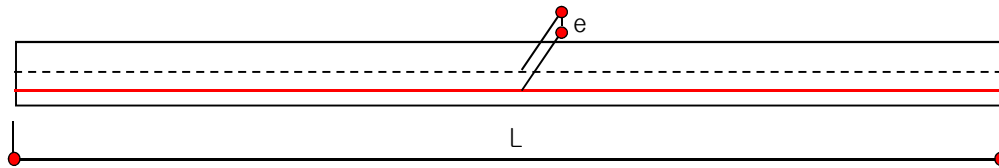
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	
						ΦV_c	전단철근 보강판별
A	81.370	754.659	0.750	565.994	-484.62	0.144	전단보강 불필요
B	66.357	201.574	0.750	151.181	-84.82	0.439	전단보강 불필요
C	53.346	143.618	0.750	107.714	-54.37	0.495	전단보강 불필요
D	41.336	124.017	0.750	93.013	-51.68	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	76.266	0.750	57.199	-57.20	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

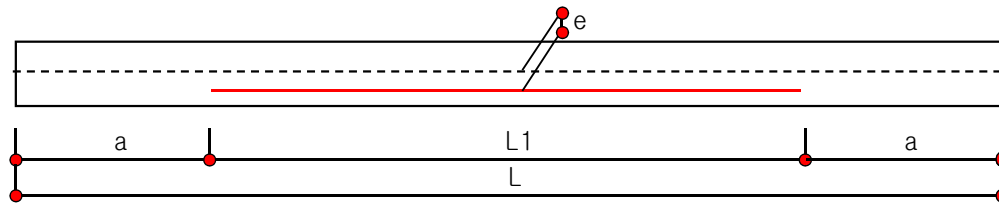
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 727841617} - \frac{349 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 727841617} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 727841617} \\ &= 25.71 - 1.007 - 0.500 = 24.2 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.144	729,721,886	-24.20	
풍도슬래브 자중	37.385	729,721,886	18.55	
접합 몰탈	0.446	729,721,886	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	729,721,886	0.00	
합 계(고정하중)			-5.44	
작업하중 및 풍하중	42.327	729,721,886	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-19

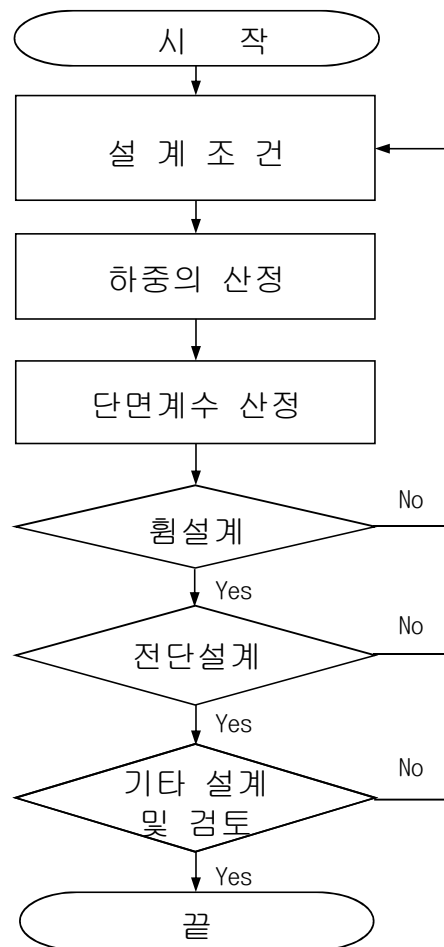
(L= 8.330 m, B= 1.506 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.506 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

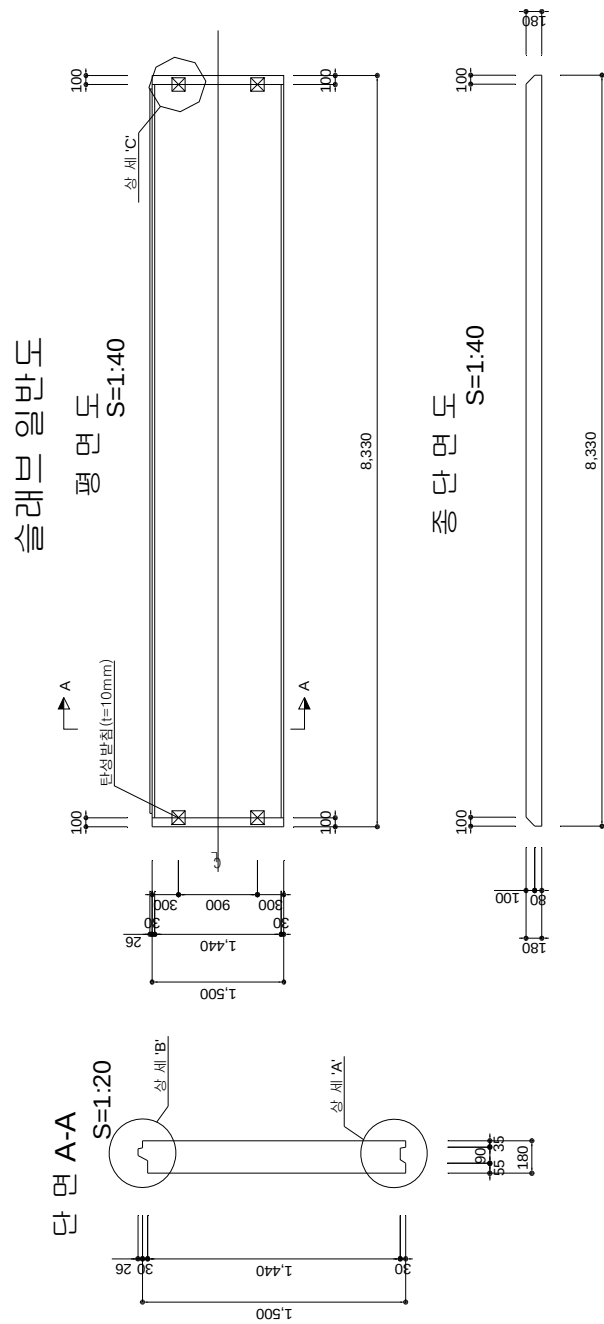
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5055m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

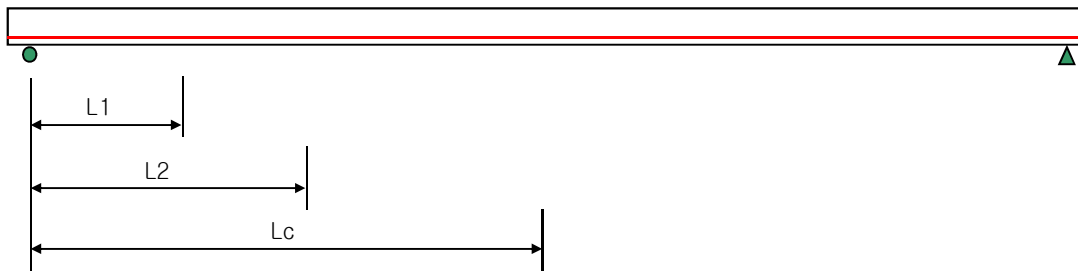
$$\text{단 면 적} = 265,969 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 265,969 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.649 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,505.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.506 = 7.528 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.506 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

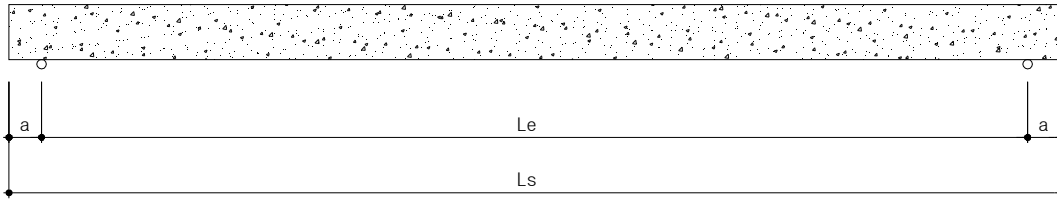
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.649	0.079	0.000	7.528	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.73
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.26
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.73
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.42
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.12
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.07
MAX						20.12

3.5 단면력 산정

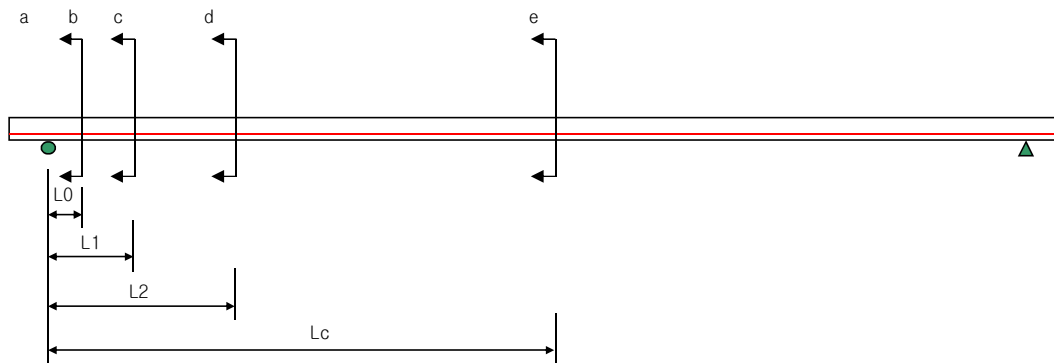
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.130) / 2 = 17.954 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.389 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.116 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.516 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.388 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.954 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.954 - (4.417 \times 0.750) = 14.641 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.954 - (4.417 \times 1.400) = 11.770 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.954 - (4.417 \times 2.000) = 9.120 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.954 - (4.417 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.052 \times 8.130) / 2 = 0.213 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.052 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.147 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.052 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.251 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.052 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.326 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.052 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.444 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.213 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.213 - (0.052 \times 0.750) = 0.174 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.213 - (0.052 \times 1.400) = 0.140 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.213 - (0.052 \times 2.000) = 0.108 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.213 - (0.052 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.389	0.147	0.000	14.025	26.561	0차비부착부
	c	21.116	0.251	0.000	23.905	45.271	1차비부착부
	d	27.516	0.326	0.000	31.150	58.992	2차비부착부
	e	37.388	0.444	0.000	42.327	80.159	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.954	0.213	0.000	20.325	38.492	지점부(전단검토)
	b	14.641	0.174	0.000	16.575	31.390	0차비부착부
	c	11.770	0.140	0.000	13.325	25.235	1차비부착부
	d	9.120	0.108	0.000	10.325	19.554	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

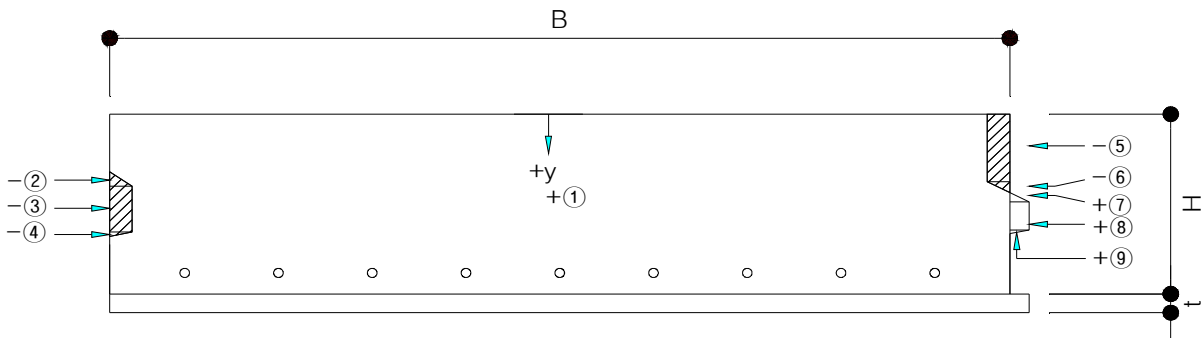
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.954	0.213	0.000		18.167	
LC-2	17.954	0.213	0.000	20.325	38.492	
MAX					38.492	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1506	180	270,990	90.0	24,389,100	8,100	2,700	10,800	2,926,692,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				265,969		23,997,095				2,886,875,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

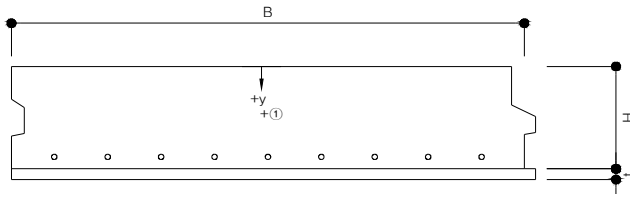
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 265,968.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,997,095}{265,969} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,886,875,482 - 90.23 \times 23,997,095 = 721,730,543 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{721,730,543}{90.23} = 7,999,204.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{721,730,543}{-89.77} = -8,039,352.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	275,955.00		25,245,395				3,042,912,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 275,955.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,245,395}{275,955} = 91.48 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.48 - 180.00 = -88.52 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.48 - 125.00 = -33.52 \text{ mm}$$

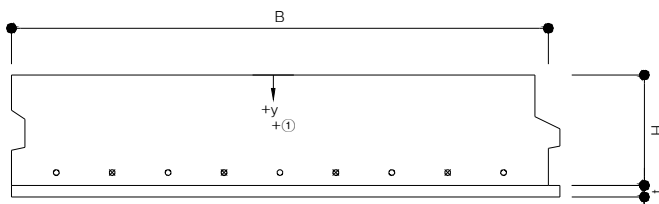
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,042,912,982 - 91.48 \times 25,245,395 = 733,369,873 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{733,369,873}{91.48} = 8,016,396.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{733,369,873}{-33.52} = -21,881,016.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{733,369,873}{-88.52} = -8,285,142.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

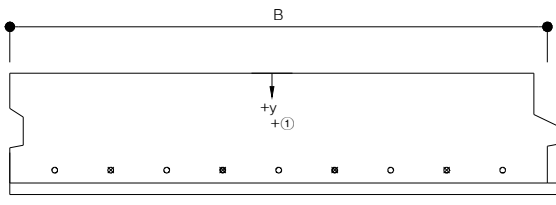


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	274,290.60		25,037,345				3,016,906,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 274,290.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 25,037,345 / 274,291 = 91.28 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,016,906,732 - 91.28 \times 25,037,345 = 731,488,841 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{731,488,841}{91.28} = 8,013,649.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{731,488,841}{-33.72} = -21,693,258.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{731,488,841}{-88.72} = -8,244,948.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



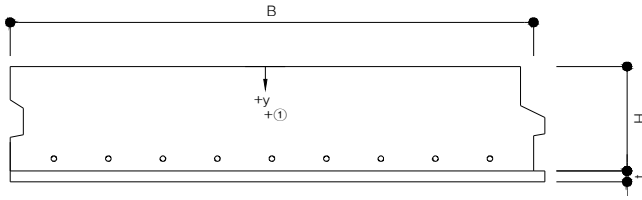
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,626.20		24,829,295				2,990,900,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 272,626.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,829,295 / 272,626 = 91.07 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.07 - 180.00 = -88.93 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.07 - 125.00 = -33.93 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,990,900,482 - 91.07 \times 24,829,295 = 729,584,841 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{729,584,841}{91.07} = 8,010,857.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{729,584,841}{-33.93} = -21,505,500.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{729,584,841}{-88.93} = -8,204,450.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

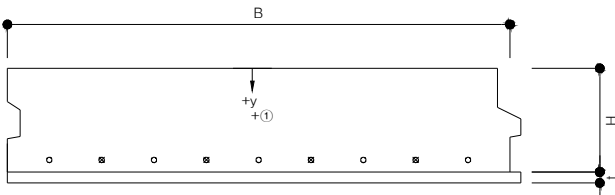


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,290.60		25,037,345				3,016,906,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 274,290.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,037,345}{274,291} = 91.28 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,016,906,732 - 91.28 \times 25,037,345 = 731,488,841 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{731,488,841}{91.28} = 8,013,649.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{731,488,841}{-33.72} = -21,693,258.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{731,488,841}{-88.72} = -8,244,948.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

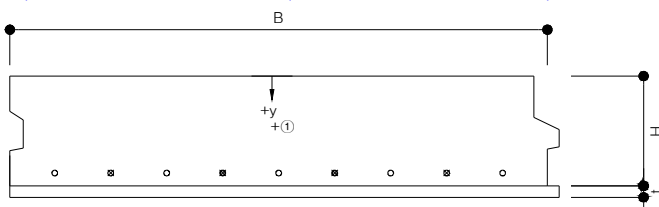


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,903.60		24,863,970				2,995,234,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 272,903.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,863,970 / 272,904 = 91.11 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.11 - 180.00 = -88.89 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.11 - 125.00 = -33.89 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,995,234,857 - 91.11 \times 24,863,970 = 729,903,787 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{729,903,787}{91.11} = 8,011,326.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{729,903,787}{-33.89} = -21,536,793.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{729,903,787}{-88.89} = -8,211,221.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			265,968.60		23,997,095				2,886,875,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,516.60		24,690,595				2,973,562,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 271,516.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,690,595 / 271,517 = 90.94 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.94 - 180.00 = -89.06 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.94 - 125.00 = -34.06 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,973,562,982 - 90.94 \times 24,690,595 = 728,302,540 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{728,302,540}{90.94} = 8,008,969.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{728,302,540}{-34.06} = -21,380,328.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{728,302,540}{-89.06} = -8,177,281.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,968.6	A_{vc1}'	275,955.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	721,730,542.5	I_{vc1}'	733,369,873.1	mm ⁴
Z_{tc0}	7,999,204.2	Z_{tc1}'	8,016,396.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,881,016.4	mm ³
Z_{bc0}	-8,039,352.9	Z_{bc1}'	-8,285,142.9	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,968.6	A_{vb1}'	274,290.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	721,730,542.5	I_{vb1}'	731,488,841.1	mm ⁴
Z_{tb0}	7,999,204.2	Z_{tb1}'	8,013,649.7	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,693,258.4	mm ³
Z_{bb0}	-8,039,352.9	Z_{bb1}'	-8,244,948.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,968.6	A_{va1}'	272,626.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	721,730,542.5	I_{va1}'	729,584,841.4	mm ⁴
Z_{ta0}	7,999,204.2	Z_{ta1}'	8,010,857.5	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,505,500.4	mm ³
Z_{ba0}	-8,039,352.9	Z_{ba1}'	-8,204,450.3	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	265,968.6	A_{vc1}	274,290.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	721,730,542.5	I_{vc1}	731,488,841.1	mm^4
Z_{tc0}	7,999,204.2	Z_{tc1}	8,013,649.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,693,258.4	mm^3
Z_{bc0}	-8,039,352.9	Z_{bc1}	-8,244,948.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	265,968.6	A_{vb1}	272,903.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	721,730,542.5	I_{vb1}	729,903,787.5	mm^4
Z_{tb0}	7,999,204.2	Z_{tb1}	8,011,326.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,536,793.4	mm^3
Z_{bb0}	-8,039,352.9	Z_{bb1}	-8,211,221.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	265,968.6	A_{va1}	271,516.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	721,730,542.5	I_{va1}	728,302,539.9	mm^4
Z_{ta0}	7,999,204.2	Z_{ta1}	8,008,969.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,380,328.4	mm^3
Z_{ba0}	-8,039,352.9	Z_{ba1}	-8,177,281.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5055m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,388,253}{8,016,396} \times 1.506 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,388,253}{-21,881,016} \times 1.506 = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,388,253}{-8,285,143} \times 1.506 = -6.794 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,388,253}{8,013,650} \times 1.506 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,388,253}{-21,693,258} \times 1.506 = -2.595 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,388,253}{-8,244,948} \times 1.506 = -6.827 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{443,592}{8,013,650} \times 1.506 = 0.083 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{443,592}{-21,693,258} \times 1.506 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{443,592}{-8,244,948} \times 1.506 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,013,650} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,693,258} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,244,948} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{8,013,650} \times 1.506 = 7.952 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,693,258} \times 1.506 = -2.937 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,244,948} \times 1.506 = -7.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{275,955} + \frac{-33.52}{-21,881,016} \right) \\ &= 11.756 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.572 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.756 + -2.572) \\ &= 9.183 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.183 = 66.067 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.183 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.183 - 7 \times 0.031 \\
 &= 109.984 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.067 - 0.05 \times (45.500 + 109.984) \\
 &= 20.619 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.067 = 1,303.93 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.9 \\
 &= 2,170.27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.93 - 109.98 - 45.50 - 20.62 \\
 &= 1,127.83 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.83}{1,303.93} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,170.27 = 1,877.16 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,170.27 \times -33.52 / 1,000 = -72.739 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,877.16 \times -33.72 / 1,000 = -63.297 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,170,266}{275,955} + \frac{-72,739,201}{8,016,396} = -1.209 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,170,266}{275,955} + \frac{-72,739,201}{-21,881,016} = 11.189 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,170,266}{275,955} + \frac{-72,739,201}{-8,285,143} = 16.644 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,877,159}{274,291} + \frac{-63,297,135}{8,013,650} = -1.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,877,159}{274,291} + \frac{-63,297,135}{-21,693,258} = 9.762 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,877,159}{274,291} + \frac{-63,297,135}{-8,244,948} = 14.521 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,515,516}{8,013,650} \times 1.506 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,515,516}{-21,693,258} \times 1.506 = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,515,516}{-8,244,948} \times 1.506 = -5.024 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,515,516}{8,011,326} \times 1.506 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,515,516}{-21,536,793} \times 1.506 = -1.923 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,515,516}{-8,211,221} \times 1.506 = -5.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{326,457}{8,011,326} \times 1.506 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{326,457}{-21,536,793} \times 1.506 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{326,457}{-8,211,221} \times 1.506 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,011,326} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,536,793} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,211,221} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{8,011,326} \times 1.506 = 5.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,536,793} \times 1.506 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,211,221} \times 1.506 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{274,291} + \frac{-33.72}{-21,693,258} \right) \\ &= 9.881 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.881 + -1.910) \\
 &= 7.972 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.972 = 57.350 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
 &= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.972 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.972 - 7 \times 0.023 \\
 &= 95.501 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.350 - 0.05 \times (45.500 + 95.501) \\
 &= 22.215 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.350 = 1,312.65 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.6 \\
 &= 1,820.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.65 - 95.50 - 45.50 - 22.21 \\
 &= 1,149.43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,149.43}{1,312.65} = 0.876$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,820.64 = 1,594.26 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.64 \times -33.72 / 1,000 = -61.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,594.26 \times -33.89 / 1,000 = -54.031 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,645}{274,291} + \frac{-61,391,489}{8,013,650} = -1.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,645}{274,291} + \frac{-61,391,489}{-21,693,258} = 9.468 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,645}{274,291} + \frac{-61,391,489}{-8,244,948} = 14.084 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,594,265}{272,904} + \frac{-54,031,248}{8,011,326} = -0.902 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,594,265}{272,904} + \frac{-54,031,248}{-21,536,793} = 8.351 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,594,265}{272,904} + \frac{-54,031,248}{-8,211,221} = 12.422 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,840}{8,010,857} \times 1.506 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,840}{-21,505,500} \times 1.506 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,840}{-8,204,450} \times 1.506 = -3.875 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,115,840}{8,008,970} \times 1.506 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,115,840}{-21,380,328} \times 1.506 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,115,840}{-8,177,281} \times 1.506 = -3.888 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{250,529}{8,008,970} \times 1.506 = 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{250,529}{-21,380,328} \times 1.506 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{250,529}{-8,177,281} \times 1.506 = -0.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,008,970} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,380,328} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,177,281} \times 1.506 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{8,008,970} \times 1.506 = 4.494 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,380,328} \times 1.506 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,177,281} \times 1.506 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{272,626} + \frac{-33.93}{-21,505,500} \right) \\ &= 7.974 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.974 + -1.478) \\
&= 6.496 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.496 = 46.732 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
&= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.496 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.496 - 7 \times 0.018 \\
&= 77.826 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.732 - 0.05 \times (45.500 + 77.826) \\
&= 24.160 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.732 = 1,323.27 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.3 \\
&= 1,468.30 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.27 - 77.83 - 45.50 - 24.16 \\
&= 1,175.78 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.78}{1,323.27} = 0.889$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.889 \times 1,468.30 = 1,304.65 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.30 \times -33.93 / 1,000 = -49.813 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,304.65 \times -34.06 / 1,000 = -44.442 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,298}{272,626} + \frac{-49,812,731}{8,010,857} = -0.832 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,298}{272,626} + \frac{-49,812,731}{-21,505,500} = 7.702 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,298}{272,626} + \frac{-49,812,731}{-8,204,450} = 11.457 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,304,646}{271,517} + \frac{-44,441,658}{8,008,970} = -0.744 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,304,646}{271,517} + \frac{-44,441,658}{-21,380,328} = 6.884 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,304,646}{271,517} + \frac{-44,441,658}{-8,177,281} = 10.240 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.93	1,312.65	1,323.27
유효 긴장응력	1,127.83	1,149.43	1,175.78

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,127.8	1,149.4	1,175.8	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.209	16.644	-1.023	14.084	-0.832	11.457
풍도슬래브	7.022	-6.794	5.169	-5.024	3.968	-3.875

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.055	14.521	-0.902	12.422	-0.744	10.240
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.827	5.171	-5.045	3.969	-3.888
	CIP 몰탈	0.083	-0.081	0.061	-0.060	0.047	-0.046
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.952	-7.729	5.854	-5.711	4.494	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.812	9.850	4.146	9.059	3.136	7.582		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.969	7.694	4.268	7.377	3.225	6.352		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.052	7.613	4.330	7.317	3.272	6.306		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.052	7.613	4.330	7.317	3.272	6.306		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.004	-0.116	10.183	1.606	7.766	1.905		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.347	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.957	170.304

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 170.304 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1506 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1505.5 \times 125.0} = 0.0088$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,521 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,521 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1506}$$

$$= 39.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,521 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.45}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 170.30 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.521) \times 8,244,948 / 1.0E+06$$

$$= 156.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 226.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

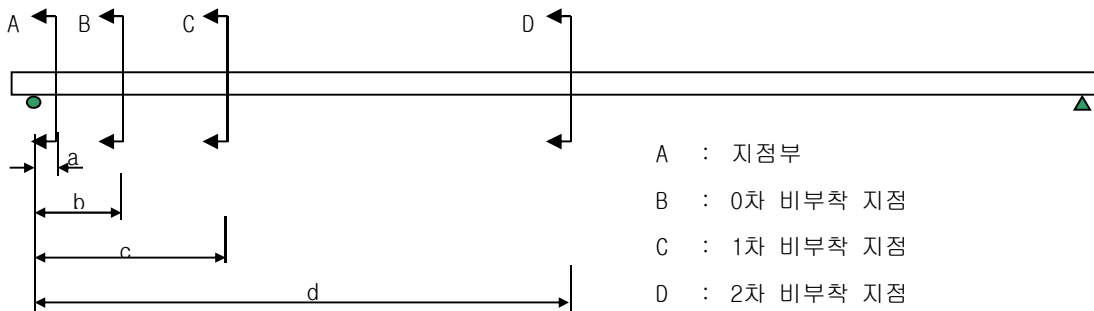
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.45 = 187.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.029	0.321	27.350	30.599	57.949
B	22.042	0.262	22.304	24.954	47.257
C	17.720	0.210	17.930	20.061	37.991
D	13.731	0.163	13.894	15.544	29.438
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.651	0.221	18.872	21.115	39.987
C	31.790	0.377	32.167	35.989	68.156
D	41.425	0.491	41.916	46.896	88.812
E	56.288	0.668	56.956	63.723	120.679

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.435	0.385	32.820	48.959	81.779
B	26.451	0.314	26.764	39.926	66.690
C	21.264	0.252	21.516	32.097	53.614
D	16.477	0.195	16.672	24.871	41.543
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.381	0.266	22.647	33.783	56.430
C	38.148	0.453	38.600	57.582	96.183
D	49.710	0.590	50.299	75.034	125.333
E	67.546	0.801	68.347	101.957	170.304

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.884	0.000	728,302,540	89.1	85.201
B	50.0	6.884	2.308	728,302,540	89.1	66.328
C	50.0	6.884	3.934	728,302,540	89.1	53.034
D	50.0	8.351	5.105	729,903,787	88.9	55.684
E	50.0	9.762	6.908	731,488,841	88.7	52.678

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,506	144.0	57.949	23.830	85.201	0.000	∞
B	50.0	1,506	144.0	47.257	19.433	66.328	16.443	202.293
C	50.0	1,506	144.0	37.991	15.623	53.034	28.027	144.200
D	50.0	1,506	144.0	29.438	12.105	55.684	36.521	124.542
E	50.0	1,506	144.0	0.000	0.000	52.678	49.625	76.648

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.805	1,505.5	144.0	0.00	757.064
B	50.0	4.805	1,505.5	144.0	0.00	757.064
C	50.0	4.805	1,505.5	144.0	0.00	757.064
D	50.0	5.842	1,505.5	144.0	0.00	824.496
E	50.0	6.844	1,505.5	144.0	0.00	889.653

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	757.064	757.064
B	202.293	757.064	202.293
C	144.200	757.064	144.200
D	124.542	824.496	124.542
E	76.648	889.653	76.648

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

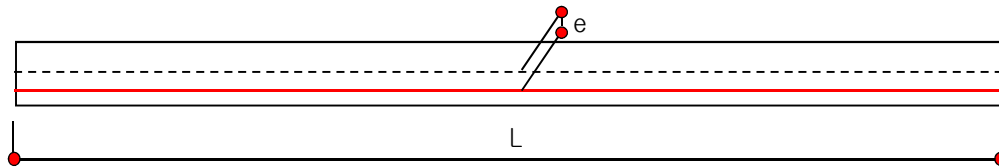
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	81.779	757.064	0.750	567.798	-486.02	0.144	전단보강 불필요
B	66.690	202.293	0.750	151.720	-85.03	0.440	전단보강 불필요
C	53.614	144.200	0.750	108.150	-54.54	0.496	전단보강 불필요
D	41.543	124.542	0.750	93.407	-51.86	0.445	전단보강 불필요
E	0.000	76.648	0.750	57.486	-57.49	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

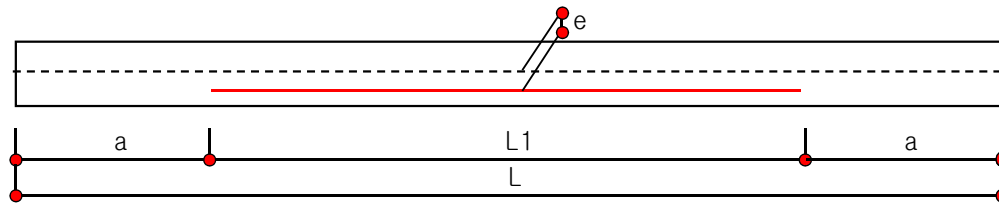
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 731488841.1} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 731488841.1} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 731488841.1} \\ &= 25.59 - 1.003 - 0.498 = 24.1 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.181	733,369,873	-24.09	
풍도슬래브 자중	37.388	733,369,873	18.55	
접합 몰탈	0.444	733,369,873	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	733,369,873	0.00	
합 계(고정하중)			-5.33	
작업하중 및 풍하중	42.327	733,369,873	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-20

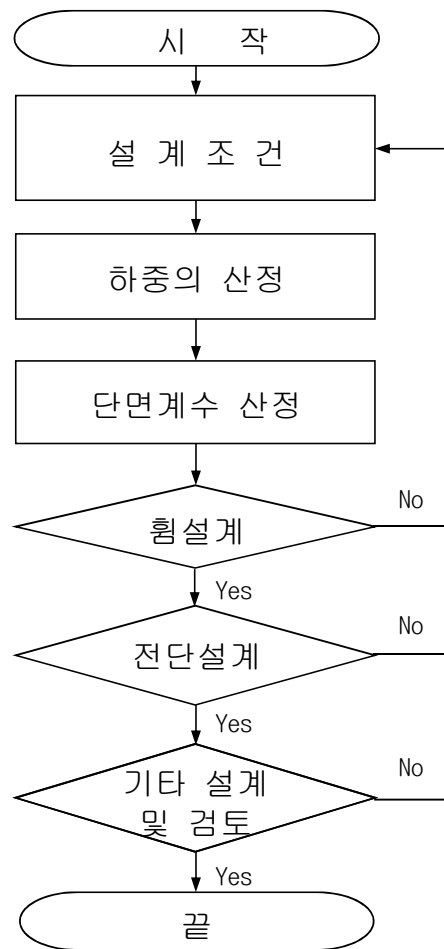
(L= 8.330 m, B= 1.511 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.511 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

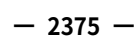
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.511m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

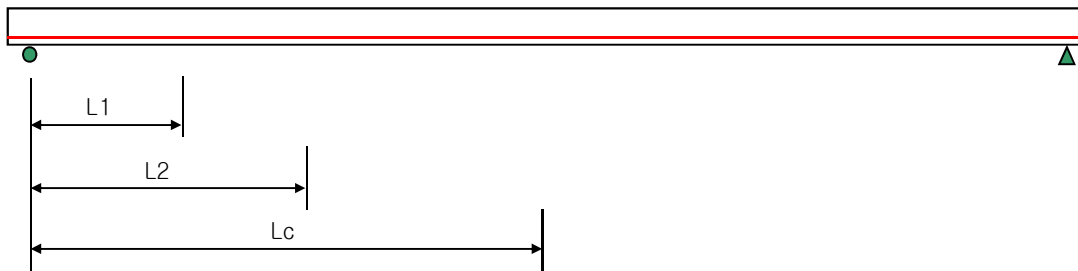
$$\text{단 면 적} = 266,959 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 266,959 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.674 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,511.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.511 = 7.555 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.511 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

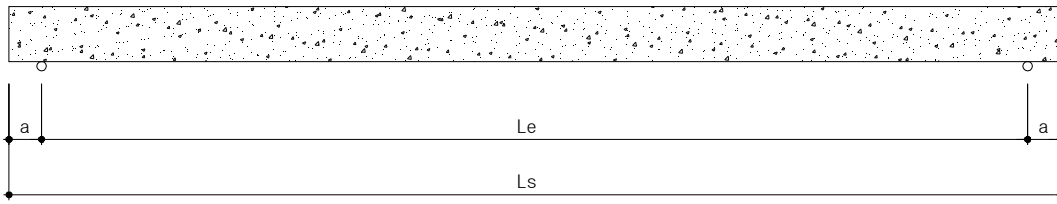
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.674	0.079	0.000	7.555	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.75
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.31
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.75
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.45
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	20.19
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.10
MAX						20.19

3.5 단면력 산정

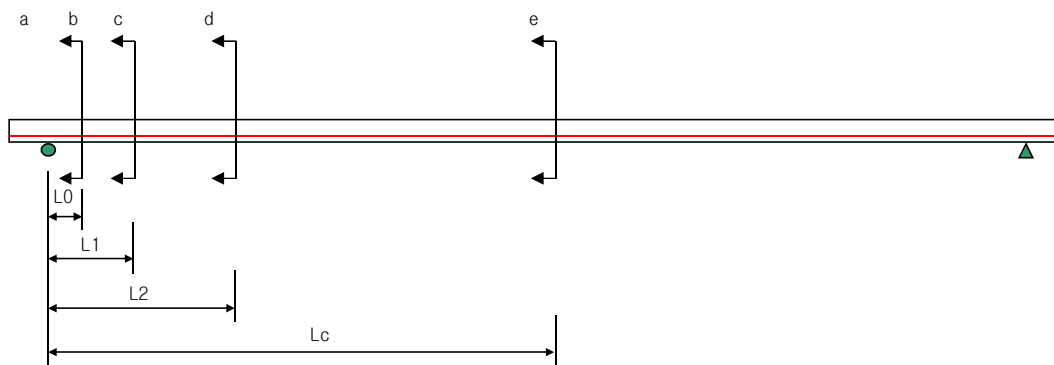
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.417 \times 8.130) / 2 = 17.955 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.417 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.389 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.417 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.117 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.417 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.517 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.417 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.391 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.955 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.955 - (4.417 \times 0.750) = 14.642 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.955 - (4.417 \times 1.400) = 11.771 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.955 - (4.417 \times 2.000) = 9.121 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.955 - (4.417 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.052 \times 8.130) / 2 = 0.212 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.052 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.146 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.052 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.052 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.325 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.052 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.442 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.212 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.212 - (0.052 \times 0.750) = 0.173 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.212 - (0.052 \times 1.400) = 0.139 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.212 - (0.052 \times 2.000) = 0.108 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.212 - (0.052 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.389	0.146	0.000	14.025	26.561	0차비부착부
	c	21.117	0.250	0.000	23.905	45.272	1차비부착부
	d	27.517	0.325	0.000	31.150	58.993	2차비부착부
	e	37.391	0.442	0.000	42.327	80.160	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.955	0.212	0.000	20.325	38.492	지점부(전단검토)
	b	14.642	0.173	0.000	16.575	31.390	0차비부착부
	c	11.771	0.139	0.000	13.325	25.235	1차비부착부
	d	9.121	0.108	0.000	10.325	19.554	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

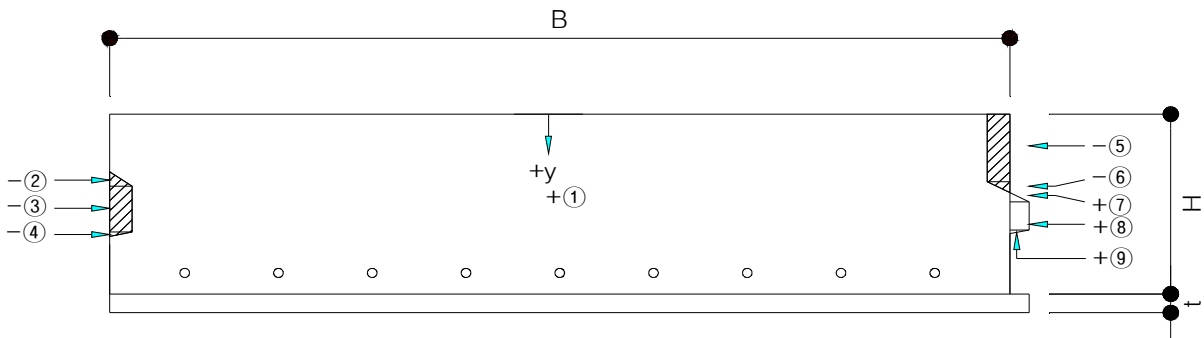
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.955	0.212	0.000		18.167	
LC-2	17.955	0.212	0.000	20.325	38.492	
MAX					38.492	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1511	180	271,980	90.0	24,478,200	8,100	2,700	10,800	2,937,384,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				266,959		24,086,195				2,897,567,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

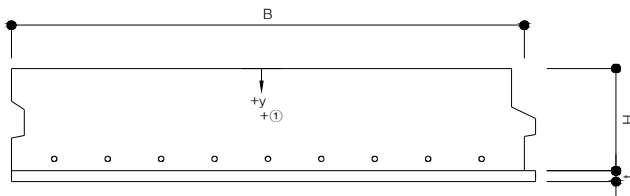
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 266,958.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,086,195}{266,959} = 90.22 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.22 - 180.00 = -89.78 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,897,567,482 - 90.22 \times 24,086,195 = 724,403,593 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{724,403,593}{90.22} = 8,028,904.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{724,403,593}{-89.78} = -8,069,052.8 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	276,945.00		25,334,495				3,053,604,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 276,945.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,334,495}{276,945} = 91.48 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.48 - 180.00 = -88.52 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.48 - 125.00 = -33.52 \text{ mm}$$

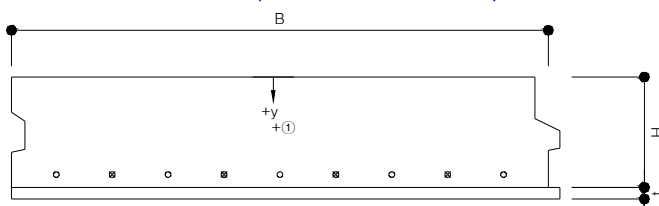
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,053,604,982 - 91.48 \times 25,334,495 = 736,045,045 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{736,045,045}{91.48} = 8,046,104.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{736,045,045}{-33.52} = -21,957,358.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{736,045,045}{-88.52} = -8,314,867.0 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

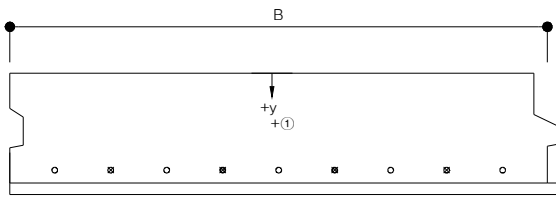


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	275,280.60		25,126,445				3,027,598,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 275,280.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 25,126,445 / 275,281 = 91.28 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,027,598,732 - 91.28 \times 25,126,445 = 734,163,458 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{734,163,458}{91.28} = 8,043,356.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{734,163,458}{-33.72} = -21,769,604.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{734,163,458}{-88.72} = -8,274,665.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



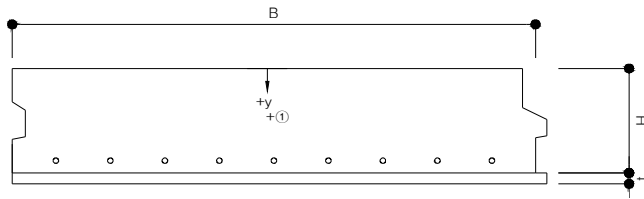
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	273,616.20		24,918,395				3,001,592,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 273,616.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,918,395 / 273,616 = 91.07 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.07 - 180.00 = -88.93 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.07 - 125.00 = -33.93 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,001,592,482 - 91.07 \times 24,918,395 = 732,258,980 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{732,258,980}{91.07} = 8,040,562.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{732,258,980}{-33.93} = -21,581,851.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{732,258,980}{-88.93} = -8,234,162.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

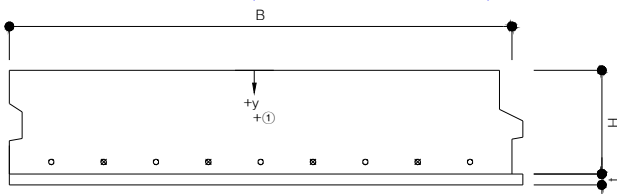


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	275,280.60		25,126,445				3,027,598,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 275,280.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,126,445}{275,281} = 91.28 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.28 - 180.00 = -88.72 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.28 - 125.00 = -33.72 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,027,598,732 - 91.28 \times 25,126,445 = 734,163,458 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{734,163,458}{91.28} = 8,043,356.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{734,163,458}{-33.72} = -21,769,604.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{734,163,458}{-88.72} = -8,274,665.7 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

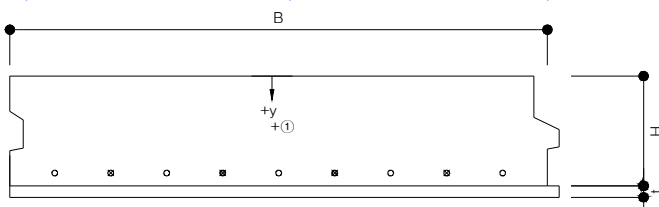


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	273,893.60		24,953,070				3,005,926,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 273,893.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,953,070 / 273,894 = 91.10 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.10 - 180.00 = -88.90 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.10 - 125.00 = -33.90 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 3,005,926,857 - 91.10 \times 24,953,070 = 732,578,001 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{732,578,001}{91.10} = 8,041,031.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{732,578,001}{-33.90} = -21,613,143.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{732,578,001}{-88.90} = -8,240,933.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			266,958.60		24,086,195				2,897,567,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	272,506.60		24,779,695				2,984,254,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 272,506.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,779,695 / 272,507 = 90.93 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.93 - 180.00 = -89.07 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.93 - 125.00 = -34.07 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,984,254,982 - 90.93 \times 24,779,695 = 730,976,404 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{730,976,404}{90.93} = 8,038,674.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{730,976,404}{-34.07} = -21,456,681.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{730,976,404}{-89.07} = -8,206,989.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	266,958.6	A_{vc1}'	276,945.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	724,403,592.6	I_{vc1}'	736,045,044.8	mm^4
Z_{tc0}	8,028,904.9	Z_{tc1}'	8,046,104.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,957,358.8	mm^3
Z_{bc0}	-8,069,052.8	Z_{bc1}'	-8,314,867.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	266,958.6	A_{vb1}'	275,280.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	724,403,592.6	I_{vb1}'	734,163,458.1	mm^4
Z_{tb0}	8,028,904.9	Z_{tb1}'	8,043,356.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,769,604.9	mm^3
Z_{bb0}	-8,069,052.8	Z_{bb1}'	-8,274,665.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	266,958.6	A_{va1}'	273,616.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	724,403,592.6	I_{va1}'	732,258,980.2	mm^4
Z_{ta0}	8,028,904.9	Z_{ta1}'	8,040,562.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,581,851.0	mm^3
Z_{ba0}	-8,069,052.8	Z_{ba1}'	-8,234,162.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	266,958.6	A_{vc1}	275,280.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	724,403,592.6	I_{vc1}	734,163,458.1	mm^4
Z_{tc0}	8,028,904.9	Z_{tc1}	8,043,356.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,769,604.9	mm^3
Z_{bc0}	-8,069,052.8	Z_{bc1}	-8,274,665.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	266,958.6	A_{vb1}	273,893.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	724,403,592.6	I_{vb1}	732,578,000.6	mm^4
Z_{tb0}	8,028,904.9	Z_{tb1}	8,041,031.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,613,143.3	mm^3
Z_{bb0}	-8,069,052.8	Z_{bb1}	-8,240,933.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	266,958.6	A_{va1}	272,506.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	724,403,592.6	I_{va1}	730,976,403.8	mm^4
Z_{ta0}	8,028,904.9	Z_{ta1}	8,038,674.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,456,681.8	mm^3
Z_{ba0}	-8,069,052.8	Z_{ba1}	-8,206,989.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.511m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,390,823}{8,046,105} \times 1.511 = 7.022 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,390,823}{-21,957,359} \times 1.511 = -2.573 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,390,823}{-8,314,867} \times 1.511 = -6.795 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,390,823}{8,043,357} \times 1.511 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,390,823}{-21,769,605} \times 1.511 = -2.595 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,390,823}{-8,274,666} \times 1.511 = -6.828 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{441,978}{8,043,357} \times 1.511 = 0.083 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{441,978}{-21,769,605} \times 1.511 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{441,978}{-8,274,666} \times 1.511 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,043,357} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,769,605} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,274,666} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{8,043,357} \times 1.511 = 7.951 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,769,605} \times 1.511 = -2.938 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,274,666} \times 1.511 = -7.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{276,945} + \frac{-33.52}{-21,957,359} \right) \\
 &= 11.715 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.573 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.715 + -2.573) \\
 &= 9.142 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.142 = 65.767 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.142 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.142 - 7 \times 0.031 \\
 &= 109.484 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 65.767 - 0.05 \times (45.500 + 109.484) \\
 &= 20.674 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 65.767 = 1,304.23 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,304.2 \\
 &= 2,170.77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,304.23 - 109.48 - 45.50 - 20.67 \\
 &= 1,128.57 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,128.57}{1,304.23} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,170.77 = 1,878.40 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,170.77 \times -33.52 / 1,000 = -72.767 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,878.40 \times -33.72 / 1,000 = -63.348 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,170,766}{276,945} + \frac{-72,767,462}{8,046,105} = -1.206 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,170,766}{276,945} + \frac{-72,767,462}{-21,957,359} = 11.152 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,170,766}{276,945} + \frac{-72,767,462}{-8,314,867} = 16.590 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,878,400}{275,281} + \frac{-63,347,606}{8,043,357} = -1.052 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,878,400}{275,281} + \frac{-63,347,606}{-21,769,605} = 9.733 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,878,400}{275,281} + \frac{-63,347,606}{-8,274,666} = 14.479 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,517,407}{8,043,357} \times 1.511 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,517,407}{-21,769,605} \times 1.511 = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,517,407}{-8,274,666} \times 1.511 = -5.025 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,517,407}{8,041,032} \times 1.511 = 5.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,517,407}{-21,613,143} \times 1.511 = -1.924 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,517,407}{-8,240,934} \times 1.511 = -5.045 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{325,269}{8,041,032} \times 1.511 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{325,269}{-21,613,143} \times 1.511 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{325,269}{-8,240,934} \times 1.511 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,041,032} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,613,143} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,240,934} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{8,041,032} \times 1.511 = 5.853 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,613,143} \times 1.511 = -2.178 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,240,934} \times 1.511 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{275,281} + \frac{-33.72}{-21,769,605} \right) \\ &= 9.846 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam b}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.846 + -1.910) \\
 &= 7.936 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.936 = 57.097 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
 &= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.936 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.936 - 7 \times 0.023 \\
 &= 95.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.097 - 0.05 \times (45.500 + 95.078) \\
 &= 22.261 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.097 = 1,312.90 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.9 \\
 &= 1,821.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.90 - 95.08 - 45.50 - 22.26 \\
 &= 1,150.06 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,150.06}{1,312.90} = 0.876$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.876 \times 1,821.00 = 1,595.14 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,821.00 \times -33.72 / 1,000 = -61.412 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,595.14 \times -33.90 / 1,000 = -54.067 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,997}{275,281} + \frac{-61,411,737}{8,043,357} = -1.020 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,997}{275,281} + \frac{-61,411,737}{-21,769,605} = 9.436 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,997}{275,281} + \frac{-61,411,737}{-8,274,666} = 14.037 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,595,138}{273,894} + \frac{-54,067,241}{8,041,032} = -0.900 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,595,138}{273,894} + \frac{-54,067,241}{-21,613,143} = 8.326 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,595,138}{273,894} + \frac{-54,067,241}{-8,240,934} = 12.385 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,117,291}{8,040,563} \times 1.511 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,117,291}{-21,581,851} \times 1.511 = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,117,291}{-8,234,162} \times 1.511 = -3.875 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,117,291}{8,038,674} \times 1.511 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,117,291}{-21,456,682} \times 1.511 = -1.487 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,117,291}{-8,206,990} \times 1.511 = -3.888 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{249,617}{8,038,674} \times 1.511 = 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{249,617}{-21,456,682} \times 1.511 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{249,617}{-8,206,990} \times 1.511 = -0.046 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,038,674} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,456,682} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,206,990} \times 1.511 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{8,038,674} \times 1.511 = 4.493 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,456,682} \times 1.511 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,206,990} \times 1.511 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{273,616} + \frac{-33.93}{-21,581,851} \right) \\ &= 7.946 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.946 + -1.478) \\
&= 6.467 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.467 = 46.526 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
&= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.467 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.467 - 7 \times 0.018 \\
&= 77.483 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.526 - 0.05 \times (45.500 + 77.483) \\
&= 24.198 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.526 = 1,323.47 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.5 \\
&= 1,468.53 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.47 - 77.48 - 45.50 - 24.20 \\
&= 1,176.29 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,176.29}{1,323.47} = 0.889$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.889 \times 1,468.53 = 1,305.21 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.53 \times -33.93 / 1,000 = -49.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,305.21 \times -34.07 / 1,000 = -44.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,526}{273,616} + \frac{-49,826,196}{8,040,563} = -0.830 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,526}{273,616} + \frac{-49,826,196}{-21,581,851} = 7.676 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,526}{273,616} + \frac{-49,826,196}{-8,234,162} = 11.418 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,305,214}{272,507} + \frac{-44,465,429}{8,038,674} = -0.742 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,305,214}{272,507} + \frac{-44,465,429}{-21,456,682} = 6.862 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,305,214}{272,507} + \frac{-44,465,429}{-8,206,990} = 10.208 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,304.23	1,312.90	1,323.47
유효 긴장응력	1,128.57	1,150.06	1,176.29

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,128.6	1,150.1	1,176.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.206	16.590	-1.020	14.037	-0.830	11.418
풍도슬래브	7.022	-6.795	5.169	-5.025	3.968	-3.875

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.052	14.479	-0.900	12.385	-0.742	10.208
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.828	5.171	-5.045	3.969	-3.888
	CIP 몰탈	0.083	-0.081	0.061	-0.060	0.047	-0.046
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.951	-7.729	5.853	-5.711	4.493	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.816	9.795	4.149	9.012	3.139	7.543		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.972	7.651	4.271	7.339	3.228	6.320		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.055	7.571	4.332	7.280	3.274	6.274		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.055	7.571	4.332	7.280	3.274	6.274		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.006	-0.158	10.185	1.568	7.768	1.873		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	68.598	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	102.329	170.928

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 170.928 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1511 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1511.0 \times 125.0} = 0.0088$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,522 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,522 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1511}$$

$$= 39.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,522 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.41}{50} \right)$$

$$= 227 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 227 \text{ kN} \cdot \text{m} > 170.93 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.479) \times 8,274,666 / 1.0E+06$$

$$= 156.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 226.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

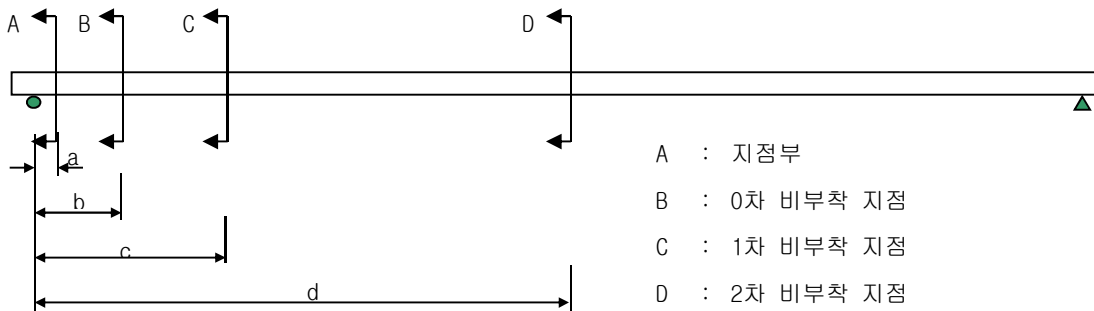
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.67 = 188.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



- A : 지점부
- B : 0차 비부착 지점
- C : 1차 비부착 지점
- D : 2차 비부착 지점
- E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.130	0.321	27.450	30.711	58.161
B	22.124	0.262	22.386	25.045	47.431
C	17.786	0.210	17.996	20.134	38.130
D	13.782	0.163	13.945	15.601	29.546
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.720	0.221	18.942	21.192	40.134
C	31.908	0.377	32.285	36.120	68.406
D	41.579	0.491	42.070	47.068	89.138
E	56.498	0.668	57.165	63.956	121.121

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.556	0.385	32.940	49.138	82.078
B	26.549	0.314	26.863	40.072	66.935
C	21.343	0.252	21.596	32.215	53.810
D	16.538	0.195	16.734	24.962	41.695
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.465	0.266	22.730	33.907	56.637
C	38.290	0.453	38.742	57.793	96.535
D	49.895	0.590	50.484	75.308	125.793
E	67.797	0.801	68.598	102.329	170.928

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm^4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.862	0.000	730,976,404	89.1	85.332
B	50.0	6.862	2.308	730,976,404	89.1	66.391
C	50.0	6.862	3.934	730,976,404	89.1	53.047
D	50.0	8.326	5.105	732,578,001	88.9	55.676
E	50.0	9.733	6.908	734,163,458	88.7	52.631

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	M_{max} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
A	50.0	1,511	144.0	58.161	23.917	85.332	0.000	∞
B	50.0	1,511	144.0	47.431	19.504	66.391	16.503	202.820
C	50.0	1,511	144.0	38.130	15.680	53.047	28.129	144.627
D	50.0	1,511	144.0	29.546	12.150	55.676	36.655	124.928
E	50.0	1,511	144.0	0.000	0.000	52.631	49.807	76.928

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.790	1,511.0	144.0	0.00	758.826
B	50.0	4.790	1,511.0	144.0	0.00	758.826
C	50.0	4.790	1,511.0	144.0	0.00	758.826
D	50.0	5.824	1,511.0	144.0	0.00	826.338
E	50.0	6.824	1,511.0	144.0	0.00	891.590

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	758.826	758.826
B	202.820	758.826	202.820
C	144.627	758.826	144.627
D	124.928	826.338	124.928
E	76.928	891.590	76.928

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

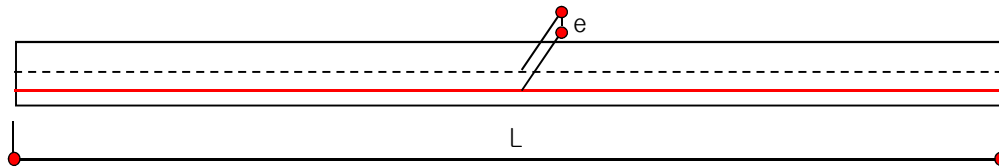
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	
						ΦV_c	전단철근 보강판별
A	82.078	758.826	0.750	569.119	-487.04	0.144	전단보강 불필요
B	66.935	202.820	0.750	152.115	-85.18	0.440	전단보강 불필요
C	53.810	144.627	0.750	108.470	-54.66	0.496	전단보강 불필요
D	41.695	124.928	0.750	93.696	-52.00	0.445	전단보강 불필요
E	0.000	76.928	0.750	57.696	-57.70	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

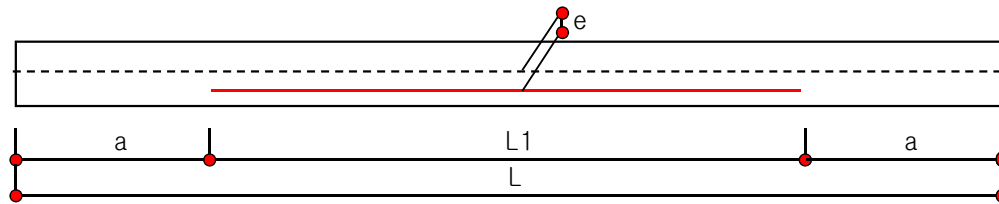
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,171 \times 33.7 \times 8.13^2}{8 \times 32,300 \times 734163458.1} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 734163458.1} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 734163458.1} \\ &= 25.51 - 1.000 - 0.496 = 24.0 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.207	736,045,045	-24.01	
풍도슬래브 자중	37.391	736,045,045	18.55	
접합 몰탈	0.442	736,045,045	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	736,045,045	0.00	
합 계(고정하중)			-5.25	
작업하중 및 풍하중	42.327	736,045,045	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-21

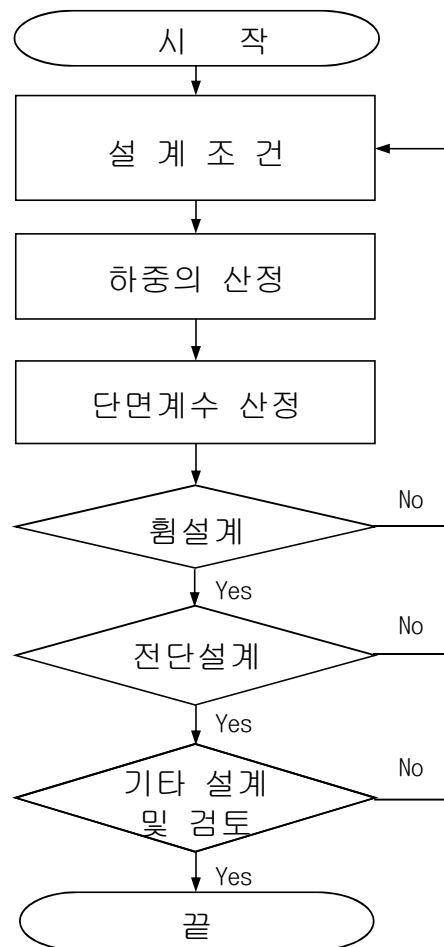
(L= 8.330 m, B= 1.485 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.485 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.485m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

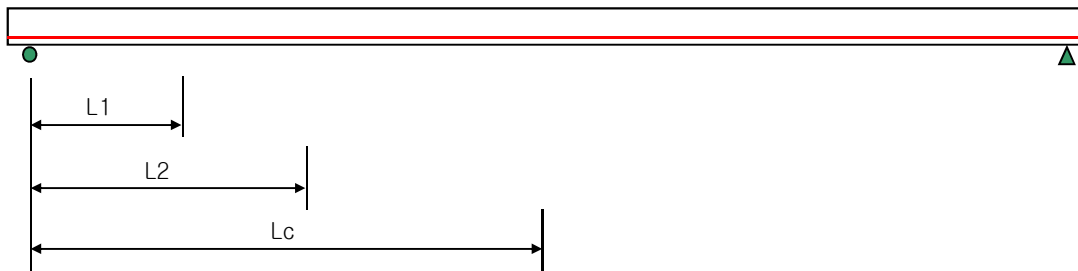
$$\text{단 면 적} = 262,279 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 262,279 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.557 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,485.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.485 = 7.425 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.485 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

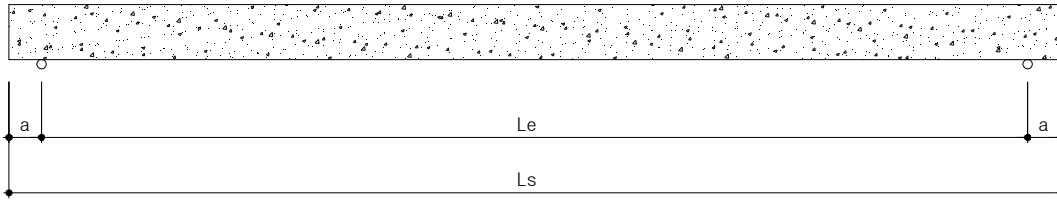
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.557	0.079	0.000	7.425	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.64
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.06
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.64
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.29
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.84
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.96
MAX						19.84

3.5 단면력 산정

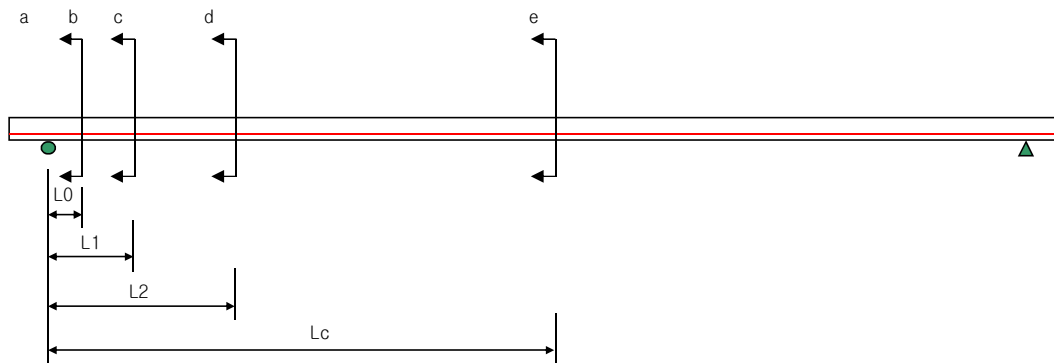
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.330 m
- 계산지간(L_e) : 8.130 m
- 접촉길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.065 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.415 \times 8.130) / 2 = 17.949 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.415 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.385 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.415 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.110 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.415 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.508 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.415 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.379 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 17.949 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 17.949 - (4.415 \times 0.750) = 14.637 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 17.949 - (4.415 \times 1.400) = 11.767 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 17.949 - (4.415 \times 2.000) = 9.118 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 17.949 - (4.415 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.053 \times 8.130) / 2 = 0.216 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.053 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.149 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.053 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.254 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.053 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.331 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.053 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.450 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.216 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.216 - (0.053 \times 0.750) = 0.176 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.216 - (0.053 \times 1.400) = 0.142 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.216 - (0.053 \times 2.000) = 0.110 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.216 - (0.053 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.385	0.149	0.000	14.025	26.559	0차비부착부
	c	21.110	0.254	0.000	23.905	45.269	1차비부착부
	d	27.508	0.331	0.000	31.150	58.989	2차비부착부
	e	37.379	0.450	0.000	42.327	80.155	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.949	0.216	0.000	20.325	38.490	지점부(전단검토)
	b	14.637	0.176	0.000	16.575	31.388	0차비부착부
	c	11.767	0.142	0.000	13.325	25.234	1차비부착부
	d	9.118	0.110	0.000	10.325	19.553	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

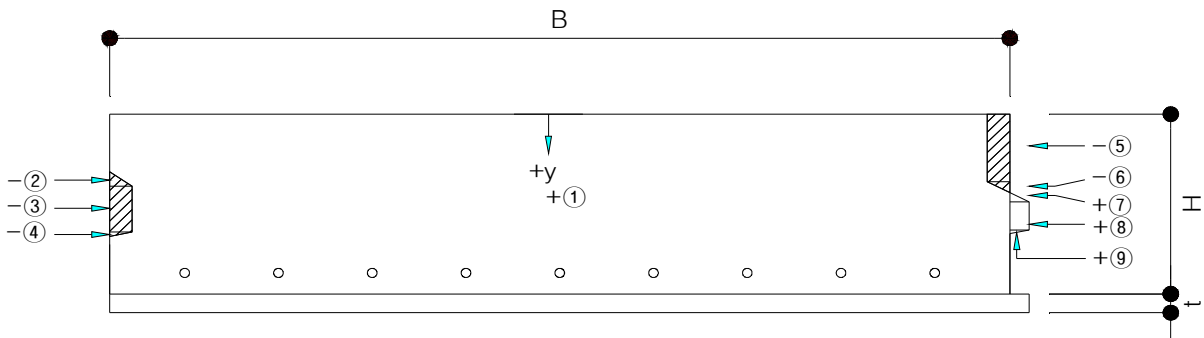
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.949	0.216	0.000		18.165	
LC-2	17.949	0.216	0.000	20.325	38.490	
MAX					38.490	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1485	180	267,300	90.0	24,057,000	8,100	2,700	10,800	2,886,840,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				262,279		23,664,995				2,847,023,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

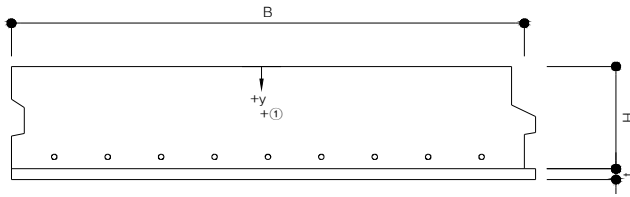
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 262,278.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,664,995}{262,279} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,847,023,482 - 90.23 \times 23,664,995 = 711,767,353 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{711,767,353}{90.23} = 7,888,501.3 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{711,767,353}{-89.77} = -7,928,652.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,265.00		24,913,295				3,003,060,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 272,265.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,913,295}{272,265} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

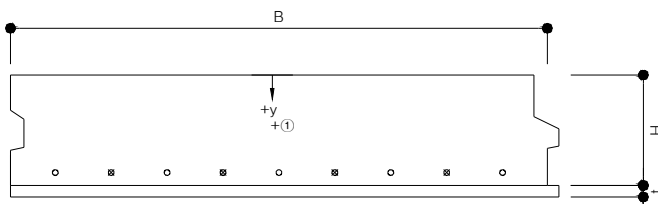
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,003,060,982 - 91.50 \times 24,913,295 = 723,398,640 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{723,398,640}{91.50} = 7,905,663.6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{723,398,640}{-33.50} = -21,596,469.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{723,398,640}{-88.50} = -8,174,351.3 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

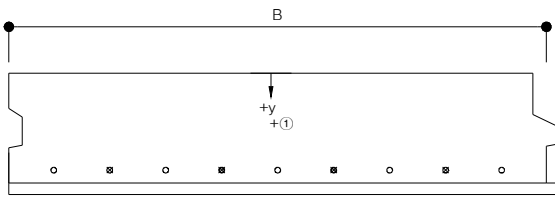


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,600.60		24,705,245				2,977,054,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 270,600.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,705,245 / 270,601 = 91.30 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,977,054,732 - 91.30 \times 24,705,245 = 721,519,709 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{721,519,709}{91.30} = 7,902,923.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{721,519,709}{-33.70} = -21,408,695.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{721,519,709}{-88.70} = -8,134,182.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



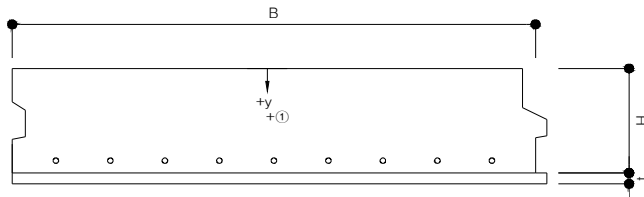
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	268,936.20		24,497,195				2,951,048,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 268,936.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,497,195 / 268,936 = 91.09 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.09 - 180.00 = -88.91 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.09 - 125.00 = -33.91 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,951,048,482 - 91.09 \times 24,497,195 = 719,617,523 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{719,617,523}{91.09} = 7,900,137.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{719,617,523}{-33.91} = -21,220,922.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{719,617,523}{-88.91} = -8,093,706.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

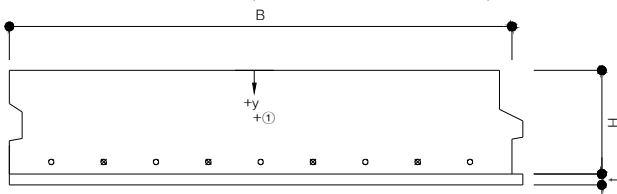


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	270,600.60		24,705,245				2,977,054,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 270,600.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,705,245}{270,601} = 91.30 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,977,054,732 - 91.30 \times 24,705,245 = 721,519,709 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{721,519,709}{91.30} = 7,902,923.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{721,519,709}{-33.70} = -21,408,695.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{721,519,709}{-88.70} = -8,134,182.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

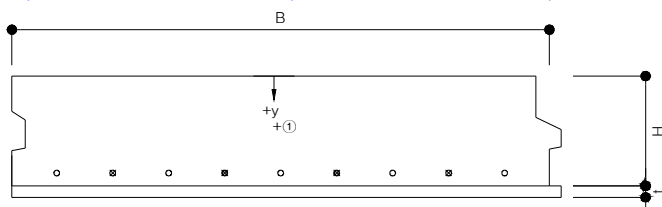


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	269,213.60		24,531,870				2,955,382,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 269,213.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,531,870 / 269,214 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,955,382,857 - 91.12 \times 24,531,870 = 719,936,187 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{719,936,187}{91.12} = 7,900,604.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{719,936,187}{-33.88} = -21,252,217.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{719,936,187}{-88.88} = -8,100,473.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			262,278.60		23,664,995				2,847,023,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	267,826.60		24,358,495				2,933,710,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 267,826.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,358,495 / 267,827 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,933,710,982 - 90.95 \times 24,358,495 = 718,336,264 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{718,336,264}{90.95} = 7,898,253.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{718,336,264}{-34.05} = -21,095,739.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{718,336,264}{-89.05} = -8,066,549.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	262,278.6	A_{vc1}'	272,265.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	711,767,352.6	I_{vc1}'	723,398,639.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,888,501.3	Z_{tc1}'	7,905,663.6	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,596,469.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,928,652.9	Z_{bc1}'	-8,174,351.3	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	262,278.6	A_{vb1}'	270,600.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	711,767,352.6	I_{vb1}'	721,519,709.5	mm ⁴
Z_{tb0}	7,888,501.3	Z_{tb1}'	7,902,923.7	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,408,695.8	mm ³
Z_{bb0}	-7,928,652.9	Z_{bb1}'	-8,134,182.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	262,278.6	A_{va1}'	268,936.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	711,767,352.6	I_{va1}'	719,617,522.6	mm ⁴
Z_{ta0}	7,888,501.3	Z_{ta1}'	7,900,137.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,220,922.1	mm ³
Z_{ba0}	-7,928,652.9	Z_{ba1}'	-8,093,706.0	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	262,278.6	A_{vc1}	270,600.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	711,767,352.6	I_{vc1}	721,519,709.5	mm^4
Z_{tc0}	7,888,501.3	Z_{tc1}	7,902,923.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,408,695.8	mm^3
Z_{bc0}	-7,928,652.9	Z_{bc1}	-8,134,182.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	262,278.6	A_{vb1}	269,213.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	711,767,352.6	I_{vb1}	719,936,187.1	mm^4
Z_{tb0}	7,888,501.3	Z_{tb1}	7,900,604.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,252,217.7	mm^3
Z_{bb0}	-7,928,652.9	Z_{bb1}	-8,100,473.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	262,278.6	A_{va1}	267,826.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	711,767,352.6	I_{va1}	718,336,263.5	mm^4
Z_{ta0}	7,888,501.3	Z_{ta1}	7,898,253.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,095,739.6	mm^3
Z_{ba0}	-7,928,652.9	Z_{ba1}	-8,066,549.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.485m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,378,509}{7,905,664} \times 1.485 = 7.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,378,509}{-21,596,470} \times 1.485 = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,378,509}{-8,174,351} \times 1.485 = -6.790 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,378,509}{7,902,924} \times 1.485 = 7.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,378,509}{-21,408,696} \times 1.485 = -2.593 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,378,509}{-8,134,182} \times 1.485 = -6.824 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{449,716}{7,902,924} \times 1.485 = 0.085 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{449,716}{-21,408,696} \times 1.485 = -0.031 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{449,716}{-8,134,182} \times 1.485 = -0.082 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,902,924} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,408,696} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,134,182} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,902,924} \times 1.485 = 7.953 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-21,408,696} \times 1.485 = -2.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-8,134,182} \times 1.485 = -7.727 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{272,265} + \frac{-33.50}{-21,596,470} \right) \\
 &= 11.912 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.912 + -2.570) \\
 &= 9.341 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.341 = 67.205 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.031 + 0.000) \\
 &= 0.031 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.341 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.341 - 7 \times 0.031 \\
 &= 111.879 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 67.205 - 0.05 \times (45.500 + 111.879) \\
 &= 20.411 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 67.205 = 1,302.80 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,302.8 \\
 &= 2,168.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,302.80 - 111.88 - 45.50 - 20.41 \\
 &= 1,125.01 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,125.01}{1,302.80} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.864 \times 2,168.37 = 1,872.46 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,168.37 \times -33.50 / 1,000 = -72.632 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,872.46 \times -33.70 / 1,000 = -63.106 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,168,372}{272,265} + \frac{-72,632,127}{7,905,664} = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,168,372}{272,265} + \frac{-72,632,127}{-21,596,470} = 11.327 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,168,372}{272,265} + \frac{-72,632,127}{-8,174,351} = 16.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,872,459}{270,601} + \frac{-63,105,940}{7,902,924} = -1.065 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,872,459}{270,601} + \frac{-63,105,940}{-21,408,696} = 9.867 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,872,459}{270,601} + \frac{-63,105,940}{-8,134,182} = 14.678 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,508,345}{7,902,924} \times 1.485 = 5.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,508,345}{-21,408,696} \times 1.485 = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,508,345}{-8,134,182} \times 1.485 = -5.022 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,508,345}{7,900,605} \times 1.485 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,508,345}{-21,252,218} \times 1.485 = -1.922 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,508,345}{-8,100,474} \times 1.485 = -5.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{330,964}{7,900,605} \times 1.485 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{330,964}{-21,252,218} \times 1.485 = -0.023 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{330,964}{-8,100,474} \times 1.485 = -0.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,900,605} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,252,218} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,100,474} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,900,605} \times 1.485 = 5.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-21,252,218} \times 1.485 = -2.177 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-8,100,474} \times 1.485 = -5.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{270,601} + \frac{-33.70}{-21,408,696} \right) \\ &= 10.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.013 + -1.908) \\
&= 8.105 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.105 = 58.312 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.023 + 0.000) \\
&= 0.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.105 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.105 - 7 \times 0.023 \\
&= 97.102 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 58.312 - 0.05 \times (45.500 + 97.102) \\
&= 22.039 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 58.312 = 1,311.69 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,311.7 \\
&= 1,819.31 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,311.69 - 97.10 - 45.50 - 22.04 \\
&= 1,147.05 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,147.05}{1,311.69} = 0.874$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.874 \times 1,819.31 = 1,590.95 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,819.31 \times -33.70 / 1,000 = -61.315 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,590.95 \times -33.88 / 1,000 = -53.895 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,819,311}{270,601} + \frac{-61,314,759}{7,902,924} = -1.035 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,819,311}{270,601} + \frac{-61,314,759}{-21,408,696} = 9.587 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,819,311}{270,601} + \frac{-61,314,759}{-8,134,182} = 14.261 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,590,954}{269,214} + \frac{-53,894,870}{7,900,605} = -0.912 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,590,954}{269,214} + \frac{-53,894,870}{-21,252,218} = 8.446 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,590,954}{269,214} + \frac{-53,894,870}{-8,100,474} = 12.563 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,110,336}{7,900,137} \times 1.485 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,110,336}{-21,220,922} \times 1.485 = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,110,336}{-8,093,706} \times 1.485 = -3.873 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,110,336}{7,898,253} \times 1.485 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,110,336}{-21,095,740} \times 1.485 = -1.486 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,110,336}{-8,066,549} \times 1.485 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{253,987}{7,898,253} \times 1.485 = 0.048 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{253,987}{-21,095,740} \times 1.485 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{253,987}{-8,066,549} \times 1.485 = -0.047 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,898,253} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,095,740} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,066,549} \times 1.485 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,898,253} \times 1.485 = 4.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-21,095,740} \times 1.485 = -1.683 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-8,066,549} \times 1.485 = -4.401 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{268,936} + \frac{-33.91}{-21,220,922} \right) \\ &= 8.082 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.082 + -1.477) \\
&= 6.604 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.604 = 47.514 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
&= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.604 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.604 - 7 \times 0.018 \\
&= 79.127 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.514 - 0.05 \times (45.500 + 79.127) \\
&= 24.017 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.514 = 1,322.49 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.5 \\
&= 1,467.43 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.49 - 79.13 - 45.50 - 24.02 \\
&= 1,173.84 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,173.84}{1,322.49} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.43 = 1,302.49 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.43 \times -33.91 / 1,000 = -49.762 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,302.49 \times -34.05 / 1,000 = -44.352 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,431}{268,936} + \frac{-49,761,694}{7,900,137} = -0.842 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,431}{268,936} + \frac{-49,761,694}{-21,220,922} = 7.801 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,431}{268,936} + \frac{-49,761,694}{-8,093,706} = 11.605 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,302,495}{267,827} + \frac{-44,351,572}{7,898,253} = -0.752 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,302,495}{267,827} + \frac{-44,351,572}{-21,095,740} = 6.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,302,495}{267,827} + \frac{-44,351,572}{-8,066,549} = 10.361 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.80	1,311.69	1,322.49
유효 긴장응력	1,125.01	1,147.05	1,173.84

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,125.0	1,147.0	1,173.8	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.223	16.850	-1.035	14.261	-0.842	11.605
풍도슬래브	7.021	-6.790	5.169	-5.022	3.968	-3.873

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.065	14.678	-0.912	12.563	-0.752	10.361
고정 하중	풍도슬래브	7.024	-6.824	5.170	-5.043	3.969	-3.886
	CIP 몰탈	0.085	-0.082	0.062	-0.061	0.048	-0.047
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.953	-7.727	5.855	-5.710	4.495	-4.401

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.798	10.059	4.134	9.239	3.126	7.731		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.958	7.854	4.258	7.520	3.217	6.475		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.043	7.772	4.321	7.459	3.265	6.428		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.043	7.772	4.321	7.459	3.265	6.428		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.996	0.044	10.176	1.749	7.759	2.028		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	67.410	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	100.569	167.978

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 167.978 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1485 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1485.0 \times 125.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,516 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,516 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1485}$$

$$= 40.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,516 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.59}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 167.98 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.678) \times 8,134,182 / 1.0E+06$$

$$= 155.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

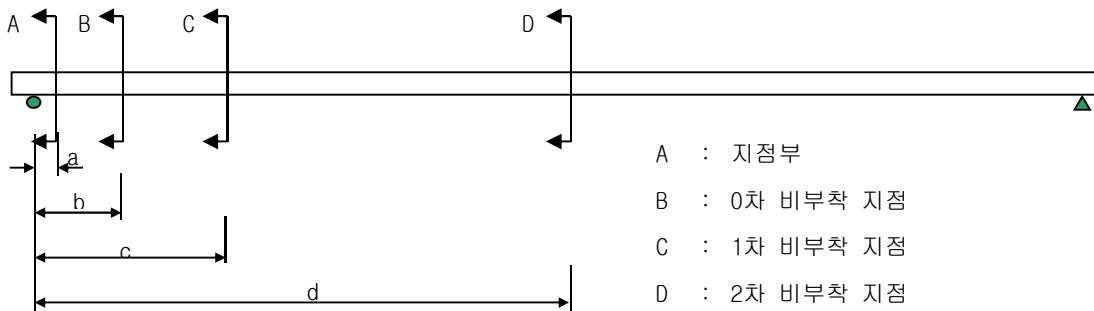
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 155.63 = 186.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.654	0.321	26.975	30.183	57.157
B	21.736	0.262	21.998	24.614	46.612
C	17.474	0.210	17.685	19.788	37.472
D	13.540	0.163	13.703	15.333	29.036
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.392	0.221	18.614	20.827	39.441
C	31.349	0.377	31.726	35.499	67.225
D	40.850	0.491	41.341	46.258	87.599
E	55.507	0.668	56.175	62.855	119.030

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.985	0.385	32.370	48.292	80.662
B	26.084	0.314	26.397	39.382	65.780
C	20.969	0.252	21.221	31.660	52.882
D	16.248	0.195	16.444	24.532	40.976
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.071	0.266	22.336	33.323	55.660
C	37.619	0.453	38.071	56.798	94.870
D	49.020	0.590	49.610	74.012	123.622
E	66.609	0.801	67.410	100.569	167.978

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.966	0.000	718,336,264	89.1	84.708
B	50.0	6.966	2.308	718,336,264	89.1	66.094
C	50.0	6.966	3.933	718,336,264	89.1	52.982
D	50.0	8.446	5.104	719,936,187	88.9	55.711
E	50.0	9.867	6.906	721,519,709	88.7	52.846

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,485	144.0	57.157	23.505	84.708	0.000	∞
B	50.0	1,485	144.0	46.612	19.168	66.094	16.219	200.327
C	50.0	1,485	144.0	37.472	15.409	52.982	27.645	142.609
D	50.0	1,485	144.0	29.036	11.940	55.711	36.023	123.106
E	50.0	1,485	144.0	0.000	0.000	52.846	48.948	75.604

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.863	1,485.0	144.0	0.00	750.486
B	50.0	4.863	1,485.0	144.0	0.00	750.486
C	50.0	4.863	1,485.0	144.0	0.00	750.486
D	50.0	5.910	1,485.0	144.0	0.00	817.617
E	50.0	6.920	1,485.0	144.0	0.00	882.411

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	750.486	750.486
B	200.327	750.486	200.327
C	142.609	750.486	142.609
D	123.106	817.617	123.106
E	75.604	882.411	75.604

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

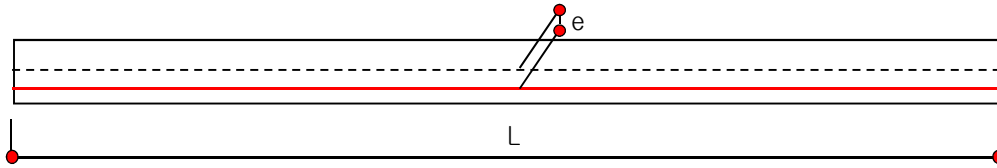
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	80.662	750.486	0.750	562.865	-482.20	0.143	전단보강 불필요
B	65.780	200.327	0.750	150.245	-84.47	0.438	전단보강 불필요
C	52.882	142.609	0.750	106.957	-54.08	0.494	전단보강 불필요
D	40.976	123.106	0.750	92.329	-51.35	0.444	전단보강 불필요
E	0.000	75.604	0.750	56.703	-56.70	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

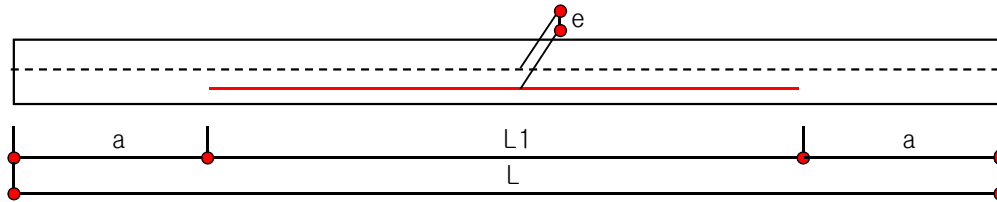
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,168}{8 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} - \frac{349}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{33.9}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \\ &\quad - \frac{352}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{34.1}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 721519709.5} \\ &= 25.91 - 1.015 - 0.504 = 24.4 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.079	723,398,640	-24.39	
풍도슬래브 자중	37.379	723,398,640	18.55	
접합 몰탈	0.450	723,398,640	0.21	
격벽 하중(집중하중)	0.000	723,398,640	0.00	
합 계(고정하중)			-5.63	
작업하중 및 풍하중	42.327	723,398,640	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-22

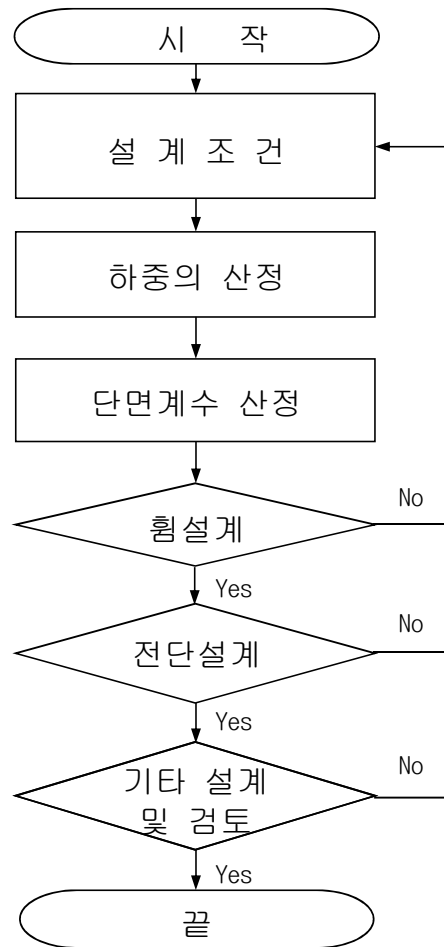
(L= 8.330 m, B= 1.439 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.330 m
㉡ 계산지간	:	8.130 m
㉢ 폭 원	:	1.439 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

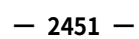
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.439m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

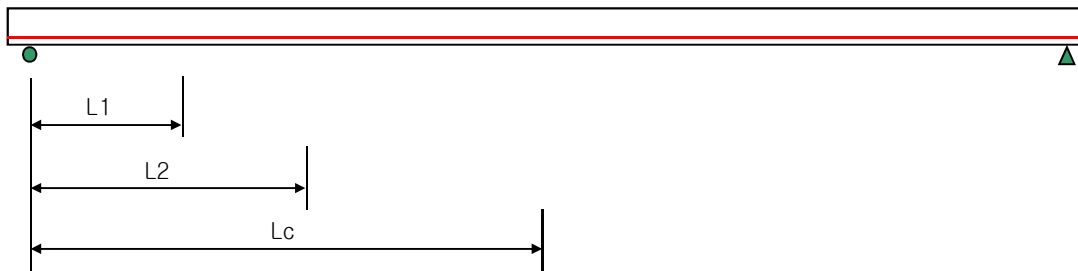
$$\text{단면적} = 253,999 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 253,999 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 6.350 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,439.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 3,357 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,357 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.079 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.330 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.165 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.439 = 7.195 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.439 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

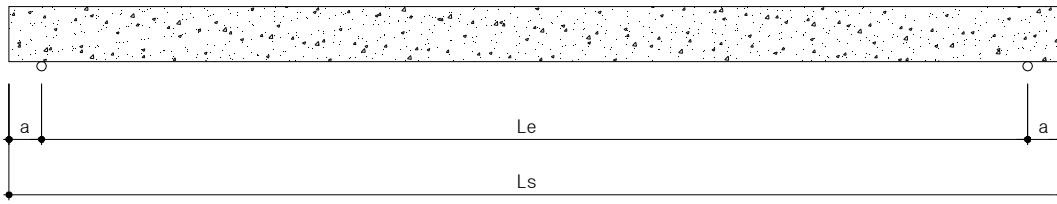
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.350	0.079	0.000	7.195	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.43
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.62
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.43
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.00
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.23
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.71
MAX						19.23

3.5 단면력 산정

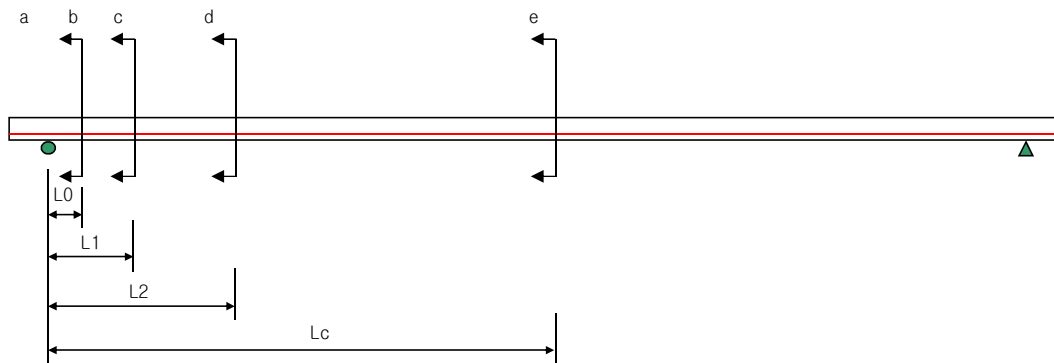
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.330 m
- 계산지간(Le) : 8.130 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.413 \times 8.130) / 2 = 17.938 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.413 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 12.378 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.413 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 21.097 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.413 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 27.492 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.413 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 37.356 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 17.938 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 17.938 - (4.413 \times 0.750) = 14.628 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 17.938 - (4.413 \times 1.400) = 11.760 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 17.938 - (4.413 \times 2.000) = 9.112 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 17.938 - (4.413 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.055 \times 8.130) / 2 = 0.223 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.055 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 0.154 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.055 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 0.262 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.055 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 0.342 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.055 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 0.464 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.223 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.223 - (0.055 \times 0.750) = 0.182 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.223 - (0.055 \times 1.400) = 0.146 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.223 - (0.055 \times 2.000) = 0.113 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.223 - (0.055 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 4.065 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.130) / 2 = 20.325 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.230 - 0.750) = 14.025 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.230 - 1.400) = 23.905 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.230 - 2.000) = 31.150 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 4.065 / 2 \times (8.230 - 4.065) = 42.327 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.325 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.325 - (5.000 \times 0.750) = 16.575 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.325 - (5.000 \times 1.400) = 13.325 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.325 - (5.000 \times 2.000) = 10.325 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.325 - (5.000 \times 4.065) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.378	0.154	0.000	14.025	26.557	0차비부착부
	c	21.097	0.262	0.000	23.905	45.265	1차비부착부
	d	27.492	0.342	0.000	31.150	58.983	2차비부착부
	e	37.356	0.464	0.000	42.327	80.147	중앙부
전단력 (kN/m)	a	17.938	0.223	0.000	20.325	38.486	지점부(전단검토)
	b	14.628	0.182	0.000	16.575	31.385	0차비부착부
	c	11.760	0.146	0.000	13.325	25.231	1차비부착부
	d	9.112	0.113	0.000	10.325	19.551	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

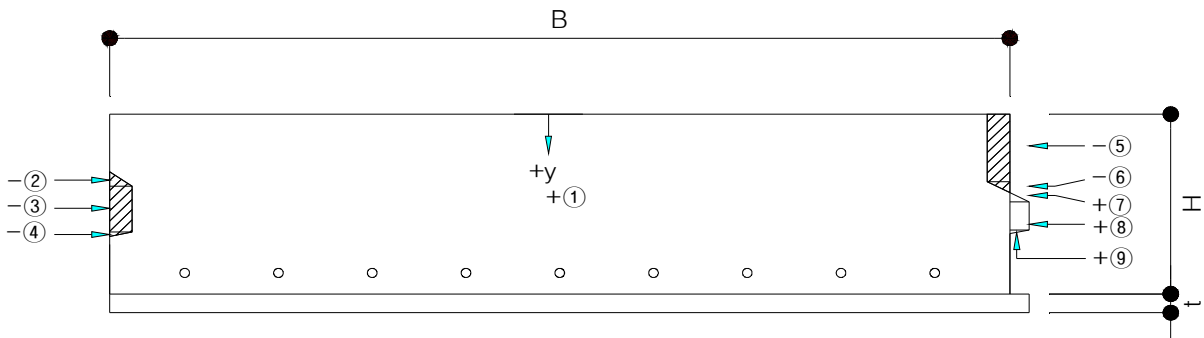
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	17.938	0.223	0.000		18.161	
LC-2	17.938	0.223	0.000	20.325	38.486	
MAX					38.486	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1439	180	259,020	90.0	23,311,800	8,100	2,700	10,800	2,797,416,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	107.0	-205,440	11,449	341	11,790	-22,637,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	141.0	-12,690	19,881	2	19,883	-1,789,470
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	116.5	118,131	13,572	127	13,699	13,890,786
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	137.7	8,948	18,952	1	18,954	1,231,978
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				253,999		22,919,795				2,757,599,482

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

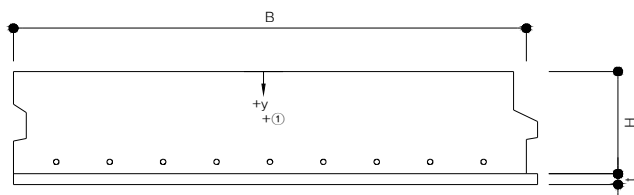
$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 253,998.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{22,919,795}{253,999} = 90.24 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,757,599,482 - 90.24 \times 22,919,795 = 689,410,906 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{689,410,906}{90.24} = 7,640,094.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{689,410,906}{-89.76} = -7,680,252.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	263,985.00		24,168,095				2,913,636,982

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 263,985.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,168,095}{263,985} = 91.55 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.55 - 180.00 = -88.45 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.55 - 125.00 = -33.45 \text{ mm}$$

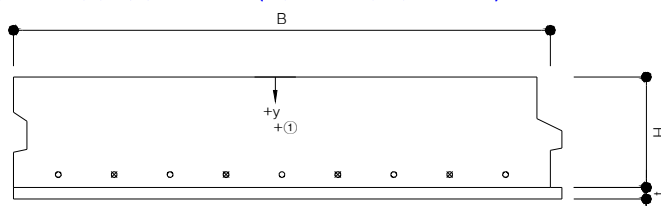
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 2,913,636,982 - 91.55 \times 24,168,095 = 701,023,327 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{701,023,327}{91.55} = 7,657,187.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{701,023,327}{-33.45} = -20,957,985.7 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{701,023,327}{-88.45} = -7,925,736.4 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

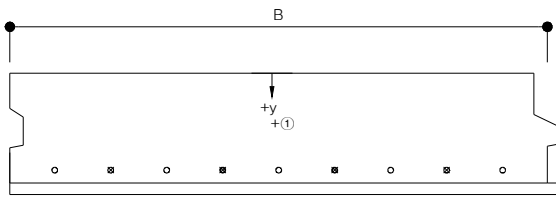


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	262,320.60		23,960,045				2,887,630,732

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 262,320.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 23,960,045 / 262,321 = 91.34 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.34 - 180.00 = -88.66 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.34 - 125.00 = -33.66 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,887,630,732 - 91.34 \times 23,960,045 = 699,149,323 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{699,149,323}{91.34} = 7,654,462.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{699,149,323}{-33.66} = -20,770,175.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{699,149,323}{-88.66} = -7,885,627.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



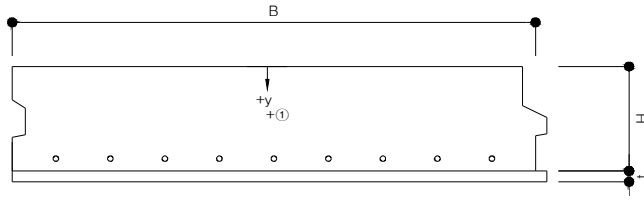
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	260,656.20		23,751,995				2,861,624,482

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 260,656.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 23,751,995 / 260,656 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,861,624,482 - 91.12 \times 23,751,995 = 697,251,387 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{697,251,387}{91.12} = 7,651,689.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{697,251,387}{-33.88} = -20,582,364.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{697,251,387}{-88.88} = -7,845,201.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

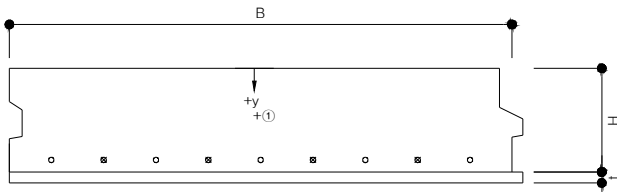


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	262,320.60		23,960,045				2,887,630,732

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 262,320.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,960,045}{262,321} = 91.34 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.34 - 180.00 = -88.66 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.34 - 125.00 = -33.66 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,887,630,732 - 91.34 \times 23,960,045 = 699,149,323 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{699,149,323}{91.34} = 7,654,462.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{699,149,323}{-33.66} = -20,770,175.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{699,149,323}{-88.66} = -7,885,627.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

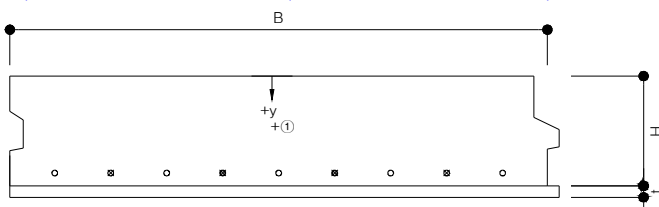


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	260,933.60		23,786,670				2,865,958,857

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 260,933.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 23,786,670 / 260,934 = 91.16 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.16 - 180.00 = -88.84 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.16 - 125.00 = -33.84 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,865,958,857 - 91.16 \times 23,786,670 = 697,569,391 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{697,569,391}{91.16} = 7,652,155.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{697,569,391}{-33.84} = -20,613,666.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{697,569,391}{-88.84} = -7,851,961.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			253,998.60		22,919,795				2,757,599,482
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	259,546.60		23,613,295				2,844,286,982

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 259,546.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 23,613,295 / 259,547 = 90.98 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.98 - 180.00 = -89.02 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.98 - 125.00 = -34.02 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,844,286,982 - 90.98 \times 23,613,295 = 695,972,573 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{695,972,573}{90.98} = 7,649,814.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{695,972,573}{-34.02} = -20,457,157.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{695,972,573}{-89.02} = -7,818,073.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	253,998.6	A_{vc1}'	263,985.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.6	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.4	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.4	mm
I_{vc0}	689,410,906.3	I_{vc1}'	701,023,326.5	mm ⁴
Z_{tc0}	7,640,094.7	Z_{tc1}'	7,657,187.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-20,957,985.7	mm ³
Z_{bc0}	-7,680,252.9	Z_{bc1}'	-7,925,736.4	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	253,998.6	A_{vb1}'	262,320.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	689,410,906.3	I_{vb1}'	699,149,322.9	mm ⁴
Z_{tb0}	7,640,094.7	Z_{tb1}'	7,654,462.7	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-20,770,175.2	mm ³
Z_{bb0}	-7,680,252.9	Z_{bb1}'	-7,885,627.6	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	253,998.6	A_{va1}'	260,656.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	689,410,906.3	I_{va1}'	697,251,386.7	mm ⁴
Z_{ta0}	7,640,094.7	Z_{ta1}'	7,651,689.8	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-20,582,364.6	mm ³
Z_{ba0}	-7,680,252.9	Z_{ba1}'	-7,845,201.9	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	253,998.6	A_{vc1}	262,320.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	689,410,906.3	I_{vc1}	699,149,322.9	mm^4
Z_{tc0}	7,640,094.7	Z_{tc1}	7,654,462.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-20,770,175.2	mm^3
Z_{bc0}	-7,680,252.9	Z_{bc1}	-7,885,627.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	253,998.6	A_{vb1}	260,933.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.8	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.8	mm
I_{vb0}	689,410,906.3	I_{vb1}	697,569,390.9	mm^4
Z_{tb0}	7,640,094.7	Z_{tb1}	7,652,155.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-20,613,666.4	mm^3
Z_{bb0}	-7,680,252.9	Z_{bb1}	-7,851,961.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	253,998.6	A_{va1}	259,546.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.0	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.0	mm
I_{va0}	689,410,906.3	I_{va1}	695,972,572.7	mm^4
Z_{ta0}	7,640,094.7	Z_{ta1}	7,649,814.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,457,157.6	mm^3
Z_{ba0}	-7,680,252.9	Z_{ba1}	-7,818,073.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.439m)에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,355,633}{7,657,188} \times 1.439 = 7.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,355,633}{-20,957,986} \times 1.439 = -2.565 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,355,633}{-7,925,736} \times 1.439 = -6.782 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{37,355,633}{7,654,463} \times 1.439 = 7.023 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{37,355,633}{-20,770,175} \times 1.439 = -2.588 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{37,355,633}{-7,885,628} \times 1.439 = -6.817 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{464,092}{7,654,463} \times 1.439 = 0.087 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{464,092}{-20,770,175} \times 1.439 = -0.032 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{464,092}{-7,885,628} \times 1.439 = -0.085 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,654,463} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-20,770,175} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-7,885,628} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{7,654,463} \times 1.439 = 7.957 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-20,770,175} \times 1.439 = -2.932 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-7,885,628} \times 1.439 = -7.724 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{263,985} + \frac{-33.45}{-20,957,986} \right) \\ &= 12.277 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.565 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.277 + -2.565) \\ &= 9.712 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.712 = 69.871 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.032 + 0.000) \\
 &= 0.032 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.712 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.712 - 7 \times 0.032 \\
 &= 116.320 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 69.871 - 0.05 \times (45.500 + 116.320) \\
 &= 19.922 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 69.871 = 1,300.13 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,300.1 \\
 &= 2,163.93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,300.13 - 116.32 - 45.50 - 19.92 \\
 &= 1,118.39 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,118.39}{1,300.13} = 0.860$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.860 \times 2,163.93 = 1,861.44 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,163.93 \times -33.45 / 1,000 = -72.381 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,861.44 \times -33.66 / 1,000 = -62.658 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,163,935}{263,985} + \frac{-72,381,411}{7,657,188} = -1.256 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,163,935}{263,985} + \frac{-72,381,411}{-20,957,986} = 11.651 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,163,935}{263,985} + \frac{-72,381,411}{-7,925,736} = 17.330 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,861,443}{262,321} + \frac{-62,658,446}{7,654,463} = -1.090 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,861,443}{262,321} + \frac{-62,658,446}{-20,770,175} = 10.113 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,861,443}{262,321} + \frac{-62,658,446}{-7,885,628} = 15.042 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,491,509}{7,654,463} \times 1.439 = 5.168 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,491,509}{-20,770,175} \times 1.439 = -1.905 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,491,509}{-7,885,628} \times 1.439 = -5.017 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,491,509}{7,652,155} \times 1.439 = 5.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,491,509}{-20,613,666} \times 1.439 = -1.919 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,491,509}{-7,851,962} \times 1.439 = -5.038 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{341,544}{7,652,155} \times 1.439 = 0.064 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{341,544}{-20,613,666} \times 1.439 = -0.024 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{341,544}{-7,851,962} \times 1.439 = -0.063 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,652,155} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-20,613,666} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-7,851,962} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,150,000}{7,652,155} \times 1.439 = 5.858 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,150,000}{-20,613,666} \times 1.439 = -2.175 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,150,000}{-7,851,962} \times 1.439 = -5.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{262,321} + \frac{-33.66}{-20,770,175} \right) \\ &= 10.323 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.905 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.323 + -1.905) \\
&= 8.419 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.419 = 60.566 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.024 + 0.000) \\
&= 0.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.419 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.419 - 7 \times 0.024 \\
&= 100.857 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 60.566 - 0.05 \times (45.500 + 100.857) \\
&= 21.626 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 60.566 = 1,309.43 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,309.4 \\
&= 1,816.19 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,309.43 - 100.86 - 45.50 - 21.63 \\
&= 1,141.45 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,141.45}{1,309.43} = 0.872$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.872 \times 1,816.19 = 1,583.19 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,816.19 \times -33.66 / 1,000 = -61.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,583.19 \times -33.84 / 1,000 = -53.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,816,185}{262,321} + \frac{-61,135,000}{7,654,463} = -1.063 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,816,185}{262,321} + \frac{-61,135,000}{-20,770,175} = 9.867 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,816,185}{262,321} + \frac{-61,135,000}{-7,885,628} = 14.676 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,583,194}{260,934} + \frac{-53,575,495}{7,652,155} = -0.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,583,194}{260,934} + \frac{-53,575,495}{-20,613,666} = 8.666 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,583,194}{260,934} + \frac{-53,575,495}{-7,851,962} = 12.891 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,097,417}{7,651,690} \times 1.439 = 3.968 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,097,417}{-20,582,365} \times 1.439 = -1.475 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,097,417}{-7,845,202} \times 1.439 = -3.870 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,097,417}{7,649,814} \times 1.439 = 3.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,097,417}{-20,457,158} \times 1.439 = -1.484 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,097,417}{-7,818,073} \times 1.439 = -3.883 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{262,106}{7,649,814} \times 1.439 = 0.049 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{262,106}{-20,457,158} \times 1.439 = -0.018 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{262,106}{-7,818,073} \times 1.439 = -0.048 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,649,814} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,457,158} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,818,073} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{23,905,000}{7,649,814} \times 1.439 = 4.497 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{23,905,000}{-20,457,158} \times 1.439 = -1.682 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{23,905,000}{-7,818,073} \times 1.439 = -4.400 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{260,656} + \frac{-33.88}{-20,582,365} \right) \\ &= 8.334 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.475 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.334 + -1.475) \\
 &= 6.859 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.859 = 49.345 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.018 + 0.000) \\
 &= 0.018 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 6.859 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.859 - 7 \times 0.018 \\
 &= 82.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 49.345 - 0.05 \times (45.500 + 82.179) \\
 &= 23.682 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 49.345 = 1,320.65 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,320.7 \\
 &= 1,465.40 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,320.65 - 82.18 - 45.50 - 23.68 \\
 &= 1,169.29 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,169.29}{1,320.65} = 0.885$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.885 \times 1,465.40 = 1,297.45 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,465.40 \times -33.88 / 1,000 = -49.642 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,297.45 \times -34.02 / 1,000 = -44.140 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,465,398}{260,656} + \frac{-49,642,065}{7,651,690} = -0.866 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,465,398}{260,656} + \frac{-49,642,065}{-20,582,365} = 8.034 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,465,398}{260,656} + \frac{-49,642,065}{-7,845,202} = 11.950 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,297,449}{259,547} + \frac{-44,140,482}{7,649,814} = -0.771 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,297,449}{259,547} + \frac{-44,140,482}{-20,457,158} = 7.157 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,297,449}{259,547} + \frac{-44,140,482}{-7,818,073} = 10.645 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,300.13	1,309.43	1,320.65
유효 긴장응력	1,118.39	1,141.45	1,169.29

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,118.4	1,141.5	1,169.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.256	17.330	-1.063	14.676	-0.866	11.950
풍도슬래브	7.020	-6.782	5.168	-5.017	3.968	-3.870

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.090	15.042	-0.934	12.891	-0.771	10.645
고정 하중	풍도슬래브	7.023	-6.817	5.170	-5.038	3.969	-3.883
	CIP 몰탈	0.087	-0.085	0.064	-0.063	0.049	-0.048
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.957	-7.724	5.858	-5.709	4.497	-4.400

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.765	10.547	4.105	9.659	3.102	8.080		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.933	8.225	4.236	7.852	3.197	6.762		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.020	8.140	4.300	7.790	3.247	6.713		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.020	8.140	4.300	7.790	3.247	6.713		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.977	0.417	10.158	2.081	7.743	2.313		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8330) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.061 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	65.307	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	97.453	162.760

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 162.760 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1439 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1439.0 \times 125.0} = 0.0093$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,504 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,504 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1439}$$

$$= 40.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,504 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.92}{50} \right)$$

$$= 222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 222 \text{ kN} \cdot \text{m} > 162.76 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 15.042) \times 7,885,628 / 1.0E+06$$

$$= 153.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 222.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

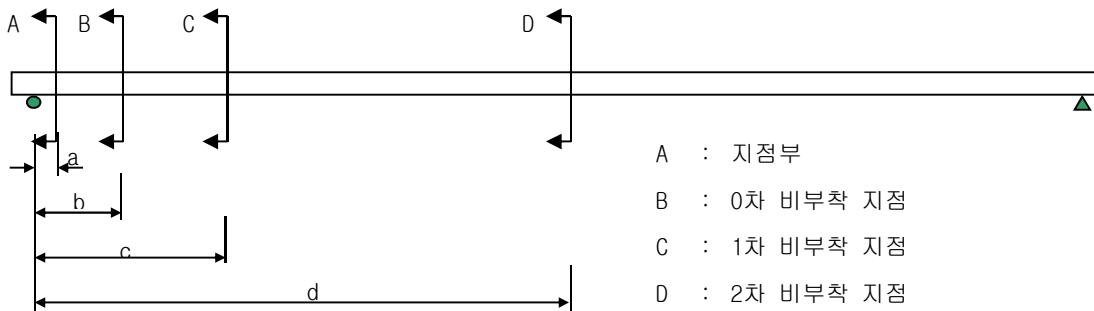
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 153.74 = 184.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	25.813	0.321	26.133	29.248	55.381
B	21.050	0.262	21.312	23.851	45.163
C	16.923	0.210	17.133	19.175	36.308
D	13.113	0.163	13.276	14.858	28.133
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.812	0.221	18.033	20.182	38.215
C	30.359	0.377	30.736	34.399	65.136
D	39.560	0.491	40.052	44.825	84.877
E	53.755	0.668	54.423	60.908	115.331

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.975	0.385	31.360	46.796	78.156
B	25.260	0.314	25.574	38.162	63.736
C	20.307	0.252	20.559	30.679	51.239
D	15.735	0.195	15.931	23.772	39.703
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.374	0.266	21.640	32.291	53.931
C	36.431	0.453	36.884	55.039	91.922
D	47.472	0.590	48.062	71.720	119.782
E	64.506	0.801	65.307	97.453	162.760

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.157	0.000	695,972,573	89.0	83.592
B	50.0	7.157	2.307	695,972,573	89.0	65.559
C	50.0	7.157	3.931	695,972,573	89.0	52.856
D	50.0	8.666	5.101	697,569,391	88.8	55.758
E	50.0	10.113	6.901	699,149,323	88.7	53.203

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,439	144.0	55.381	22.775	83.592	0.000	∞
B	50.0	1,439	144.0	45.163	18.573	65.559	15.716	195.904
C	50.0	1,439	144.0	36.308	14.931	52.856	26.787	139.032
D	50.0	1,439	144.0	28.133	11.570	55.758	34.905	119.877
E	50.0	1,439	144.0	0.000	0.000	53.203	47.429	73.262

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.999	1,439.0	144.0	0.00	735.675
B	50.0	4.999	1,439.0	144.0	0.00	735.675
C	50.0	4.999	1,439.0	144.0	0.00	735.675
D	50.0	6.067	1,439.0	144.0	0.00	802.099
E	50.0	7.096	1,439.0	144.0	0.00	866.044

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	735.675	735.675
B	195.904	735.675	195.904
C	139.032	735.675	139.032
D	119.877	802.099	119.877
E	73.262	866.044	73.262

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

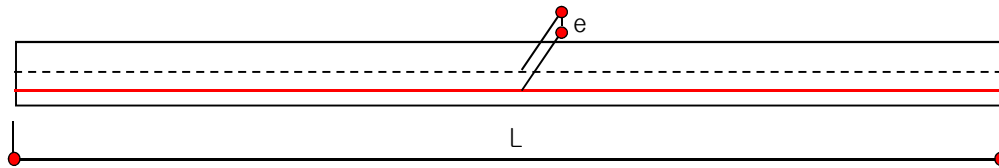
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	
						ΦV_c	전단철근 보강판별
A	78.156	735.675	0.750	551.756	-473.60	0.142	전단보강 불필요
B	63.736	195.904	0.750	146.928	-83.19	0.434	전단보강 불필요
C	51.239	139.032	0.750	104.274	-53.04	0.491	전단보강 불필요
D	39.703	119.877	0.750	89.908	-50.20	0.442	전단보강 불필요
E	0.000	73.262	0.750	54.946	-54.95	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

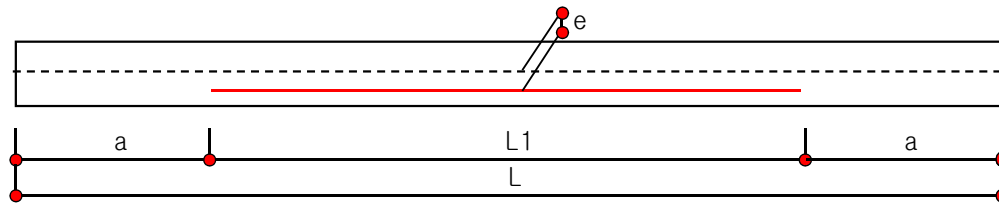
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,164}{8 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{33.7}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{8.13^2}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} - \frac{348}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{33.8}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{2.0^2}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \\ &\quad - \frac{351}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{34.0}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \times \frac{1.4^2}{2 \times 32,300 \times 699149322.9} \\ &= 26.65 - 1.042 - 0.518 = 25.1 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,130 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	72.841	701,023,327	-25.09	
풍도슬래브 자중	37.356	701,023,327	18.54	
접합 몰탈	0.464	701,023,327	0.22	
격벽 하중(집중하중)	0.000	701,023,327	0.00	
합 계(고정하중)			-6.33	
작업하중 및 풍하중	42.327	701,023,327	19.95	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-23

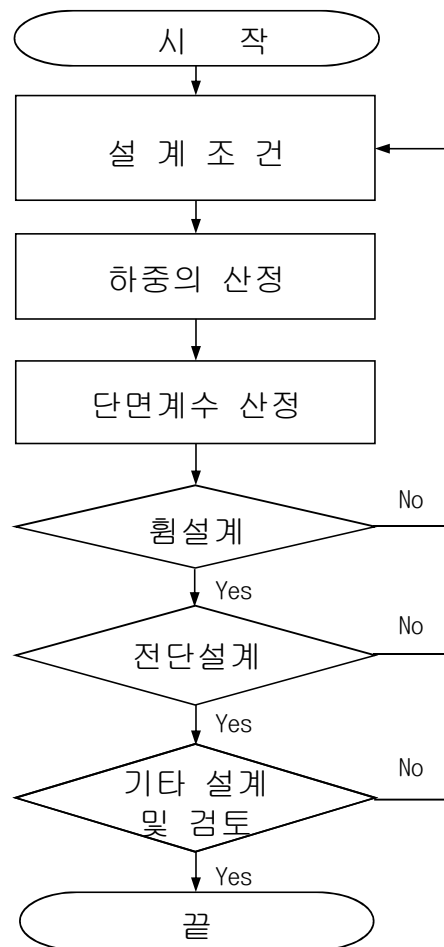
(L= 8.440 m, B= 1.492 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.440 m
㉡ 계산지간	:	8.240 m
㉢ 폭 원	:	1.492 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4918m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

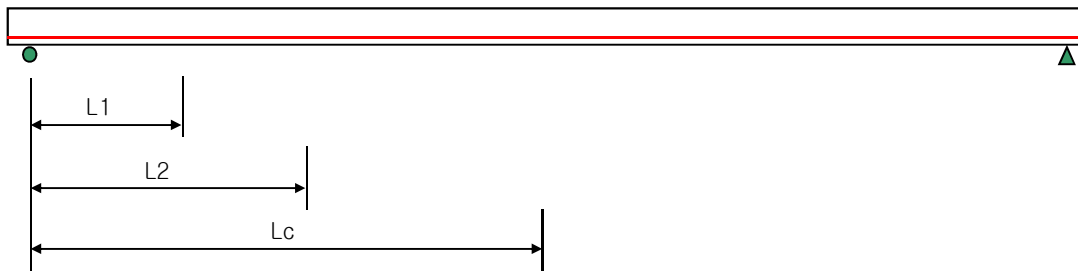
$$\text{단 면 적} = 263,523 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 263,523 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.588 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,491.8 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.440 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.220 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.492 = 7.459 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.492 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

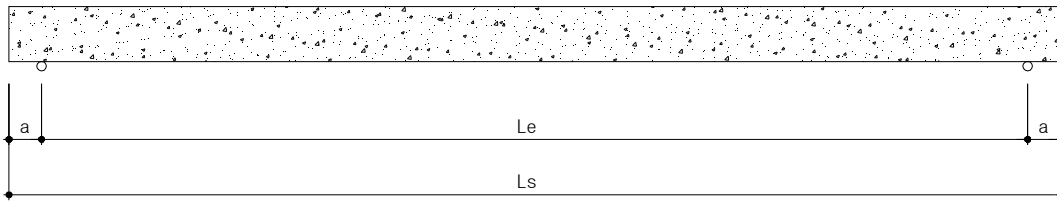
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.588	0.072	0.000	7.459	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.66
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.12
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.66
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.32
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.93
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.99
MAX						19.93

3.5 단면력 산정

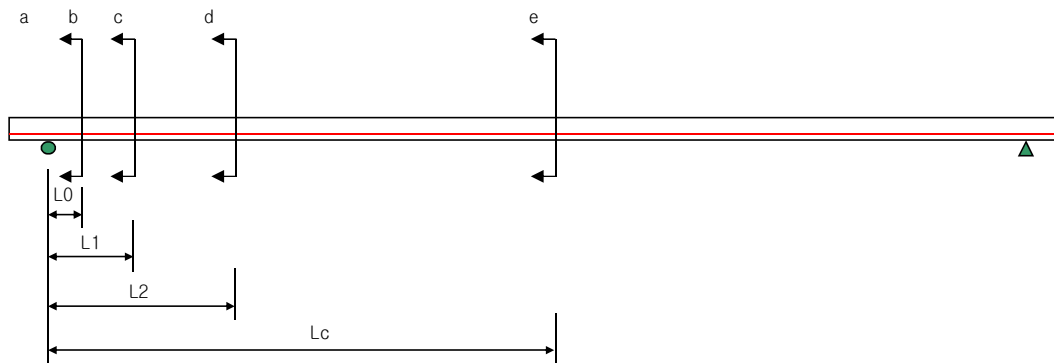
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.440 m
- 계산지간(L_e) : 8.240 m
- 접촉길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.120 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.240) / 2 = 18.195 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 12.570 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 21.454 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 27.999 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 38.391 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 18.195 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 18.195 - (4.416 \times 0.750) = 14.883 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 18.195 - (4.416 \times 1.400) = 12.012 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 18.195 - (4.416 \times 2.000) = 9.362 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 18.195 - (4.416 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.240) / 2 = 0.198 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 0.234 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 0.305 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 0.419 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.198 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.198 - (0.048 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.198 - (0.048 \times 1.400) = 0.131 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.198 - (0.048 \times 2.000) = 0.102 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.198 - (0.048 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.120 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.240) / 2 = 20.600 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 14.231 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 24.290 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 31.700 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 43.466 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.600 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.600 - (5.000 \times 0.750) = 16.850 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.600 - (5.000 \times 1.400) = 13.600 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.600 - (5.000 \times 2.000) = 10.600 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.600 - (5.000 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.570	0.137	0.000	14.231	26.938	0차비부착부
	c	21.454	0.234	0.000	24.290	45.978	1차비부착부
	d	27.999	0.305	0.000	31.700	60.004	2차비부착부
	e	38.391	0.419	0.000	43.466	82.275	중앙부
전단력 (kN/m)	a	18.195	0.198	0.000	20.600	38.993	지점부(전단검토)
	b	14.883	0.162	0.000	16.850	31.895	0차비부착부
	c	12.012	0.131	0.000	13.600	25.743	1차비부착부
	d	9.362	0.102	0.000	10.600	20.064	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

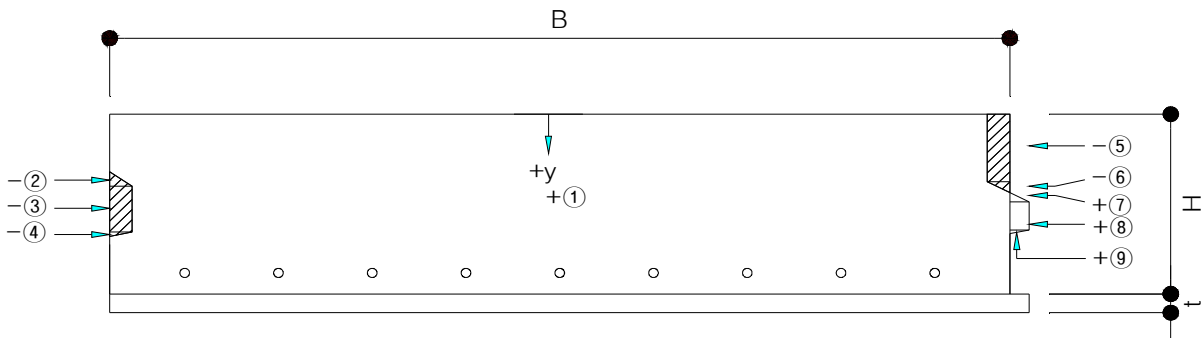
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.195	0.198	0.000		18.393	
LC-2	18.195	0.198	0.000	20.600	38.993	
MAX					38.993	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1492	180	268,524	90.0	24,167,160	8,100	2,700	10,800	2,900,059,200
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				263,523		23,778,342				2,860,739,961

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

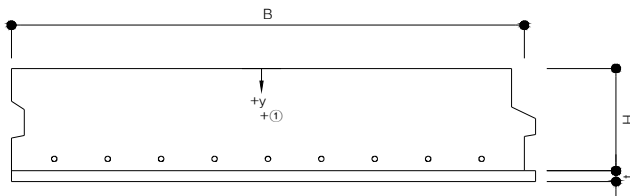
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 263,522.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,778,342}{263,523} = 90.23 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 2,860,739,961 - 90.23 \times 23,778,342 = 715,157,258 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{715,157,258}{90.23} = 7,925,704.1 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{715,157,258}{-89.77} = -7,966,785.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	273,509.00		25,026,642				3,016,777,461

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 273,509.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,026,642}{273,509} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

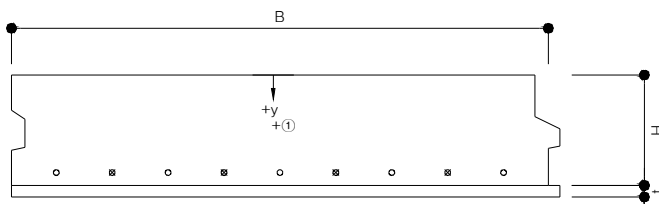
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,016,777,461 - 91.50 \times 25,026,642 = 726,787,760 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{726,787,760}{91.50} = 7,942,855.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{726,787,760}{-33.50} = -21,696,502.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{726,787,760}{-88.50} = -8,212,483.8 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

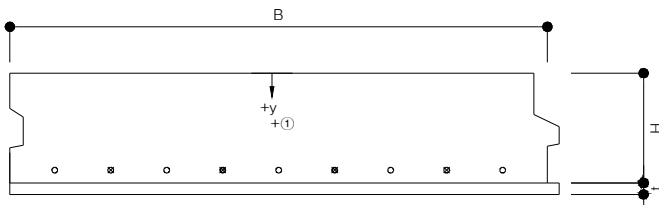


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,844.60		24,818,592				2,990,771,211

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 271,844.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,818,592 / 271,845 = 91.30 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,990,771,211 - 91.30 \times 24,818,592 = 724,908,684 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{724,908,684}{91.30} = 7,940,116.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{724,908,684}{-33.70} = -21,508,717.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{724,908,684}{-88.70} = -8,172,311.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



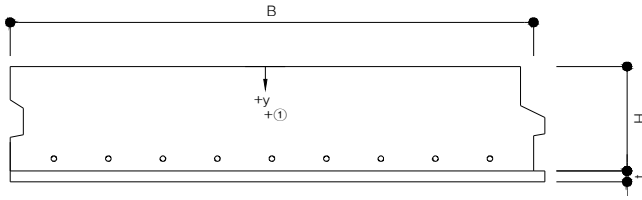
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	270,180.20		24,610,542				2,964,764,961

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 270,180.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,610,542 / 270,180 = 91.09 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.09 - 180.00 = -88.91 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.09 - 125.00 = -33.91 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,964,764,961 - 91.09 \times 24,610,542 = 723,006,456 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{723,006,456}{91.09} = 7,937,331.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{723,006,456}{-33.91} = -21,320,932.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{723,006,456}{-88.91} = -8,131,832.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

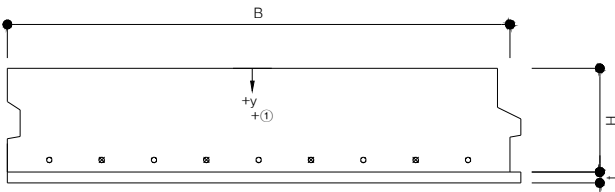


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	271,844.60		24,818,592				2,990,771,211

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 271,844.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,818,592}{271,845} = 91.30 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.30 - 180.00 = -88.70 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.30 - 125.00 = -33.70 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,990,771,211 - 91.30 \times 24,818,592 = 724,908,684 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{724,908,684}{91.30} = 7,940,116.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{724,908,684}{-33.70} = -21,508,717.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{724,908,684}{-88.70} = -8,172,311.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

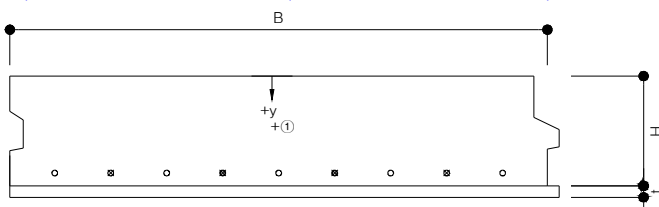


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	270,457.60		24,645,217				2,969,099,336

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 270,457.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,645,217 / 270,458 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,969,099,336 - 91.12 \times 24,645,217 = 723,325,120 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{723,325,120}{91.12} = 7,937,799.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{723,325,120}{-33.88} = -21,352,230.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{723,325,120}{-88.88} = -8,138,600.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			263,522.60		23,778,342				2,860,739,961
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	269,070.60		24,471,842				2,947,427,461

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 269,070.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,471,842 / 269,071 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,947,427,461 - 90.95 \times 24,471,842 = 721,725,230 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{721,725,230}{90.95} = 7,935,448.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{721,725,230}{-34.05} = -21,195,742.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{721,725,230}{-89.05} = -8,104,675.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	263,522.6	A_{vc1}'	273,509.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	715,157,257.6	I_{vc1}'	726,787,759.7	mm ⁴
Z_{tc0}	7,925,704.1	Z_{tc1}'	7,942,855.3	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,696,502.4	mm ³
Z_{bc0}	-7,966,785.6	Z_{bc1}'	-8,212,483.8	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	263,522.6	A_{vb1}'	271,844.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	715,157,257.6	I_{vb1}'	724,908,683.6	mm ⁴
Z_{tb0}	7,925,704.1	Z_{tb1}'	7,940,116.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,508,717.5	mm ³
Z_{bb0}	-7,966,785.6	Z_{bb1}'	-8,172,311.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	263,522.6	A_{va1}'	270,180.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	715,157,257.6	I_{va1}'	723,006,456.1	mm ⁴
Z_{ta0}	7,925,704.1	Z_{ta1}'	7,937,331.6	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,320,932.6	mm ³
Z_{ba0}	-7,966,785.6	Z_{ba1}'	-8,131,832.8	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	263,522.6	A_{vc1}	271,844.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	715,157,257.6	I_{vc1}	724,908,683.6	mm^4
Z_{tc0}	7,925,704.1	Z_{tc1}	7,940,116.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,508,717.5	mm^3
Z_{bc0}	-7,966,785.6	Z_{bc1}	-8,172,311.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	263,522.6	A_{vb1}	270,457.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	715,157,257.6	I_{vb1}	723,325,119.9	mm^4
Z_{tb0}	7,925,704.1	Z_{tb1}	7,937,799.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,352,230.1	mm^3
Z_{bb0}	-7,966,785.6	Z_{bb1}	-8,138,600.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	263,522.6	A_{va1}	269,070.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	715,157,257.6	I_{va1}	721,725,230.3	mm^4
Z_{ta0}	7,925,704.1	Z_{ta1}	7,935,448.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,195,742.6	mm^3
Z_{ba0}	-7,966,785.6	Z_{ba1}	-8,104,675.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4918m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,390,781}{7,942,855} \times 1.492 = 7.210 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,390,781}{-21,696,502} \times 1.492 = -2.640 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,390,781}{-8,212,484} \times 1.492 = -6.974 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,390,781}{7,940,117} \times 1.492 = 7.213 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,390,781}{-21,508,717} \times 1.492 = -2.663 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,390,781}{-8,172,311} \times 1.492 = -7.008 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{418,632}{7,940,117} \times 1.492 = 0.079 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{418,632}{-21,508,717} \times 1.492 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{418,632}{-8,172,311} \times 1.492 = -0.076 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,940,117} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,508,717} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,172,311} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{43,466,000}{7,940,117} \times 1.492 = 8.166 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{43,466,000}{-21,508,717} \times 1.492 = -3.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{43,466,000}{-8,172,311} \times 1.492 = -7.934 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{273,509} + \frac{-33.50}{-21,696,502} \right) \\ &= 11.857 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.640 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.857 + -2.640) \\ &= 9.218 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.218 = 66.315 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.218 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.218 - 7 \times 0.029 \\
 &= 110.410 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.315 - 0.05 \times (45.500 + 110.410) \\
 &= 20.573 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.315 = 1,303.68 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.7 \\
 &= 2,169.85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.68 - 110.41 - 45.50 - 20.57 \\
 &= 1,127.20 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.20}{1,303.68} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,169.85 = 1,876.11 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,169.85 \times -33.50 / 1,000 = -72.686 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,876.11 \times -33.70 / 1,000 = -63.231 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,169,853}{273,509} + \frac{-72,685,574}{7,942,855} = -1.218 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,169,853}{273,509} + \frac{-72,685,574}{-21,696,502} = 11.283 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,169,853}{273,509} + \frac{-72,685,574}{-8,212,484} = 16.784 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,876,114}{271,845} + \frac{-63,230,716}{7,940,117} = -1.062 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,876,114}{271,845} + \frac{-63,230,716}{-21,508,717} = 9.841 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,876,114}{271,845} + \frac{-63,230,716}{-8,172,311} = 14.639 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{27,998,614}{7,940,117} \times 1.492 = 5.260 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{27,998,614}{-21,508,717} \times 1.492 = -1.942 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{27,998,614}{-8,172,311} \times 1.492 = -5.111 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{27,998,614}{7,937,799} \times 1.492 = 5.262 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{27,998,614}{-21,352,230} \times 1.492 = -1.956 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{27,998,614}{-8,138,601} \times 1.492 = -5.132 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{305,311}{7,937,799} \times 1.492 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{305,311}{-21,352,230} \times 1.492 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{305,311}{-8,138,601} \times 1.492 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,937,799} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,352,230} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,138,601} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,700,000}{7,937,799} \times 1.492 = 5.958 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,700,000}{-21,352,230} \times 1.492 = -2.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,700,000}{-8,138,601} \times 1.492 = -5.811 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{271,845} + \frac{-33.70}{-21,508,717} \right) \\ &= 9.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.942 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.967 + -1.942) \\
&= 8.026 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.026 = 57.738 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
&= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.026 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.026 - 7 \times 0.021 \\
&= 96.157 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 57.738 - 0.05 \times (45.500 + 96.157) \\
&= 22.143 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.738 = 1,312.26 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.3 \\
&= 1,820.11 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,312.26 - 96.16 - 45.50 - 22.14 \\
&= 1,148.46 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.46}{1,312.26} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.11 = 1,592.92 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.11 \times -33.70 / 1,000 = -61.343 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,592.92 \times -33.88 / 1,000 = -53.961 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,108}{271,845} + \frac{-61,343,120}{7,940,117} = -1.030 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,108}{271,845} + \frac{-61,343,120}{-21,508,717} = 9.547 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,108}{271,845} + \frac{-61,343,120}{-8,172,311} = 14.202 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,592,916}{270,458} + \frac{-53,961,398}{7,937,799} = -0.908 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,592,916}{270,458} + \frac{-53,961,398}{-21,352,230} = 8.417 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,592,916}{270,458} + \frac{-53,961,398}{-8,138,601} = 12.520 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,453,827}{7,937,332} \times 1.492 = 4.032 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,453,827}{-21,320,933} \times 1.492 = -1.501 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,453,827}{-8,131,833} \times 1.492 = -3.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,453,827}{7,935,449} \times 1.492 = 4.033 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,453,827}{-21,195,743} \times 1.492 = -1.510 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,453,827}{-8,104,675} \times 1.492 = -3.949 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{233,943}{7,935,449} \times 1.492 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{233,943}{-21,195,743} \times 1.492 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{233,943}{-8,104,675} \times 1.492 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,935,449} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,195,743} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,104,675} \times 1.492 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{24,290,000}{7,935,449} \times 1.492 = 4.566 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{24,290,000}{-21,195,743} \times 1.492 = -1.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{24,290,000}{-8,104,675} \times 1.492 = -4.471 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{270,180} + \frac{-33.91}{-21,320,933} \right) \\ &= 8.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.501 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.044 + -1.501) \\
&= 6.543 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.543 = 47.073 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.543 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.543 - 7 \times 0.016 \\
&= 78.402 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 47.073 - 0.05 \times (45.500 + 78.402) \\
&= 24.098 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 47.073 = 1,322.93 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,322.9 \\
&= 1,467.92 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,322.93 - 78.40 - 45.50 - 24.10 \\
&= 1,174.93 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,174.93}{1,322.93} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,467.92 = 1,303.70 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,467.92 \times -33.91 / 1,000 = -49.778 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,303.70 \times -34.05 / 1,000 = -44.392 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,467,920}{270,180} + \frac{-49,778,107}{7,937,332} = -0.838 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,467,920}{270,180} + \frac{-49,778,107}{-21,320,933} = 7.768 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,467,920}{270,180} + \frac{-49,778,107}{-8,131,833} = 11.555 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,303,699}{269,071} + \frac{-44,391,594}{7,935,449} = -0.749 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,303,699}{269,071} + \frac{-44,391,594}{-21,195,743} = 6.940 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,303,699}{269,071} + \frac{-44,391,594}{-8,104,675} = 10.322 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.68	1,312.26	1,322.93
유효 긴장응력	1,127.20	1,148.46	1,174.93

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,127.2	1,148.5	1,174.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.218	16.784	-1.030	14.202	-0.838	11.555
풍도슬래브	7.210	-6.974	5.260	-5.111	4.032	-3.936

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-1.062	14.639	-0.908	12.520	-0.749	10.322
고정 하중	풍도슬래브	7.213	-7.008	5.262	-5.132	4.033	-3.949
	CIP 몰탈	0.079	-0.076	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.166	-7.934	5.958	-5.811	4.566	-4.471

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	5.993	9.810	4.230	9.091	3.194	7.619
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	6.151	7.631	4.354	7.388	3.284	6.374
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.230	7.554	4.411	7.332	3.328	6.330
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.230	7.554	4.411	7.332	3.328	6.330
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.396	-0.380	10.369	1.521	7.895	1.860
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8440) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	69.475	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	103.748	173.223

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 173.223 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1492 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1491.8 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,517 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,517 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1492}$$

$$= 39.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,517 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.54}{50} \right)$$

$$= 225 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 225 \text{ kN} \cdot \text{m} > 173.22 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.639) \times 8,172,311 / 1.0E+06$$

$$= 156.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

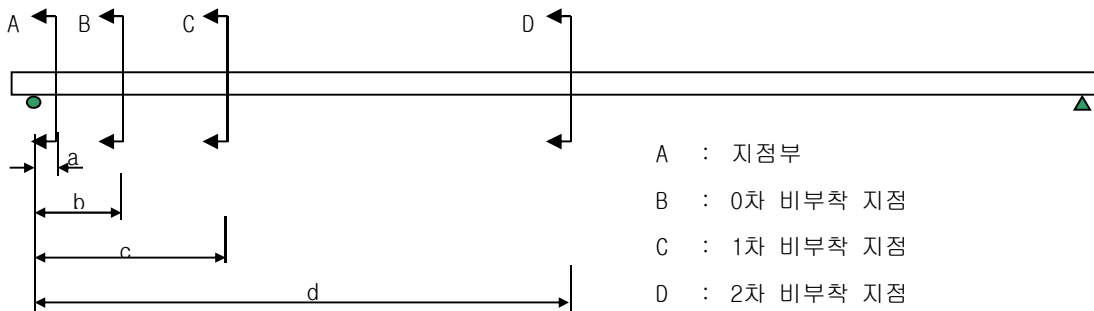
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.04 = 187.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.143	0.296	27.439	30.731	58.170
B	22.202	0.242	22.444	25.137	47.581
C	17.920	0.195	18.115	20.288	38.403
D	13.967	0.152	14.119	15.813	29.932
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.751	0.204	18.956	21.230	40.186
C	32.005	0.349	32.354	36.236	68.590
D	41.768	0.455	42.224	47.290	89.514
E	57.271	0.625	57.896	64.843	122.738

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.571	0.355	32.927	49.170	82.096
B	26.642	0.291	26.933	40.219	67.152
C	21.503	0.234	21.738	32.462	54.199
D	16.760	0.183	16.943	25.301	42.244
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.502	0.245	22.747	33.968	56.715
C	38.406	0.419	38.825	57.977	96.802
D	50.122	0.547	50.669	75.664	126.333
E	68.726	0.749	69.475	103.748	173.223

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm^4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.940	0.000	721,725,230	89.1	84.897
B	50.0	6.940	2.339	721,725,230	89.1	65.941
C	50.0	6.940	3.992	721,725,230	89.1	52.543
D	50.0	8.417	5.188	723,325,120	88.9	55.052
E	50.0	9.841	7.084	724,908,684	88.7	51.423

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	M_{max} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	
A	50.0	1,492	144.0	58.170	23.926	84.897	0.000	∞
B	50.0	1,492	144.0	47.581	19.571	65.941	16.529	201.606
C	50.0	1,492	144.0	38.403	15.796	52.543	28.212	143.773
D	50.0	1,492	144.0	29.932	12.312	55.052	36.819	124.291
E	50.0	1,492	144.0	0.000	0.000	51.423	50.485	75.950

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.845	1,491.8	144.0	0.00	752.763
B	50.0	4.845	1,491.8	144.0	0.00	752.763
C	50.0	4.845	1,491.8	144.0	0.00	752.763
D	50.0	5.890	1,491.8	144.0	0.00	820.077
E	50.0	6.901	1,491.8	144.0	0.00	885.278

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	752.763	752.763
B	201.606	752.763	201.606
C	143.773	752.763	143.773
D	124.291	820.077	124.291
E	75.950	885.278	75.950

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

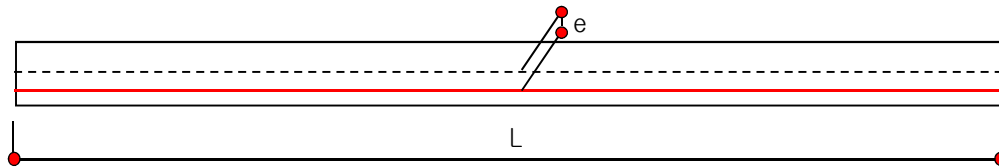
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	82.096	752.763	0.750	564.572	-482.48	0.145	전단보강 불필요
B	67.152	201.606	0.750	151.205	-84.05	0.444	전단보강 불필요
C	54.199	143.773	0.750	107.829	-53.63	0.503	전단보강 불필요
D	42.244	124.291	0.750	93.218	-50.97	0.453	전단보강 불필요
E	0.000	75.950	0.750	56.963	-56.96	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

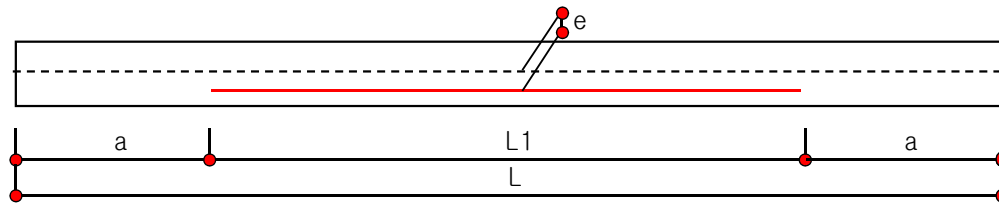
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.24^2}{8 \times 32,300 \times 724908683.6} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 724908683.6} \\ &= 26.51 - 1.012 - 0.502 = 25.0 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,240 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.131	726,787,760	-24.99	
풍도슬래브 자중	38.391	726,787,760	19.57	
접합 몰탈	0.419	726,787,760	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	726,787,760	0.00	
합 계(고정하중)			-5.22	
작업하중 및 풍하중	43.466	726,787,760	21.05	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE9-24

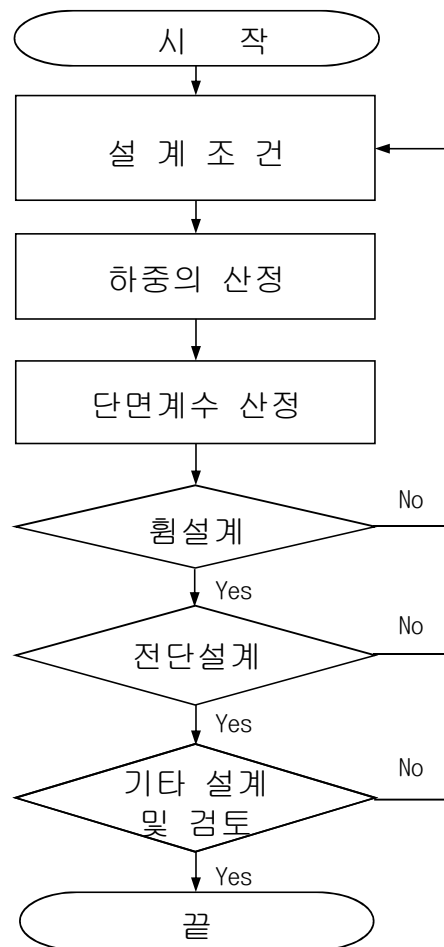
(L= 8.440 m, B= 1.497 m, H= 0.180 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	8.440 m
㉡ 계산지간	:	8.240 m
㉢ 폭 원	:	1.497 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.180 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4965m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

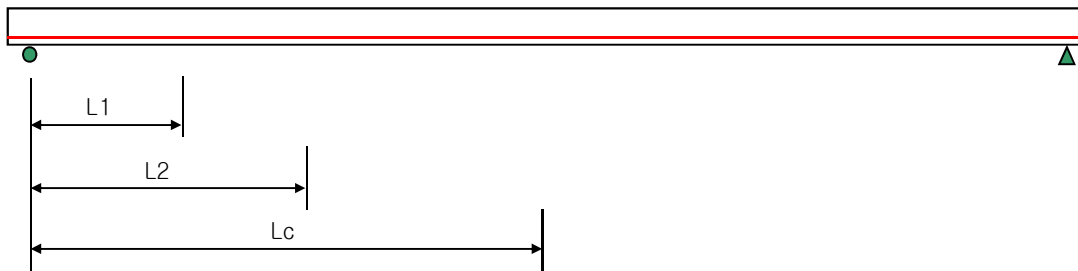
$$\text{단면적} = 264,369 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 264,369 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 6.609 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,496.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 3,057 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 3,057 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.072 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 8.440 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 4.220 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.497 = 7.483 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.497 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

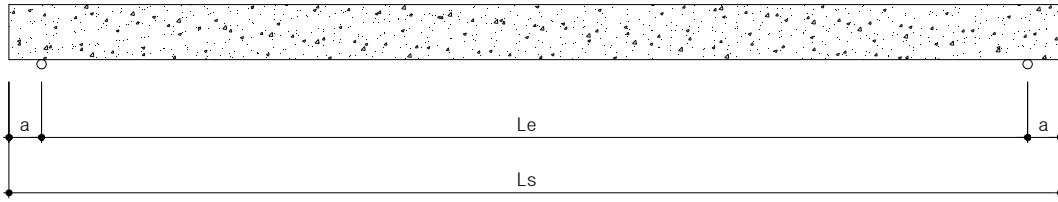
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.609	0.072	0.000	7.483	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.68
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.16
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.68
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.35
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.99
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.02
MAX						19.99

3.5 단면력 산정

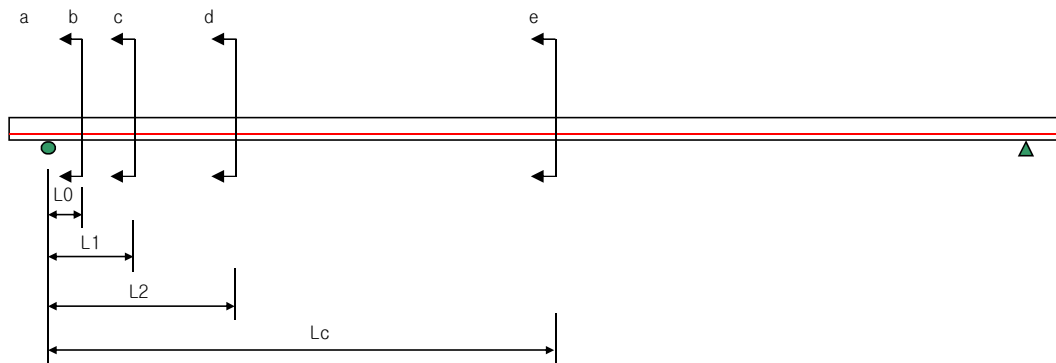
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 8.440 m
- 계산지간(L_e) : 8.240 m
- 접촉길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 4.120 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (4.416 \times 8.240) / 2 = 18.196 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 4.416 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 12.570 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 4.416 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 21.455 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 4.416 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 28.000 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 4.416 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 38.393 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 18.196 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 18.196 - (4.416 \times 0.750) = 14.883 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 18.196 - (4.416 \times 1.400) = 12.013 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 18.196 - (4.416 \times 2.000) = 9.363 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 18.196 - (4.416 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.048 \times 8.240) / 2 = 0.198 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.048 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 0.137 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.048 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 0.233 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.048 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 0.304 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.048 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 0.417 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.198 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.198 - (0.048 \times 0.750) = 0.162 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.198 - (0.048 \times 1.400) = 0.131 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.198 - (0.048 \times 2.000) = 0.102 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.198 - (0.048 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 4.120 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 8.240) / 2 = 20.600 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (8.340 - 0.750) = 14.231 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (8.340 - 1.400) = 24.290 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (8.340 - 2.000) = 31.700 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 4.120 / 2 \times (8.340 - 4.120) = 43.466 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 20.600 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 20.600 - (5.000 \times 0.750) = 16.850 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 20.600 - (5.000 \times 1.400) = 13.600 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 20.600 - (5.000 \times 2.000) = 10.600 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 20.600 - (5.000 \times 4.120) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	12.570	0.137	0.000	14.231	26.938	0차비부착부
	c	21.455	0.233	0.000	24.290	45.978	1차비부착부
	d	28.000	0.304	0.000	31.700	60.005	2차비부착부
	e	38.393	0.417	0.000	43.466	82.276	중앙부
전단력 (kN/m)	a	18.196	0.198	0.000	20.600	38.994	지점부(전단검토)
	b	14.883	0.162	0.000	16.850	31.895	0차비부착부
	c	12.013	0.131	0.000	13.600	25.743	1차비부착부
	d	9.363	0.102	0.000	10.600	20.065	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

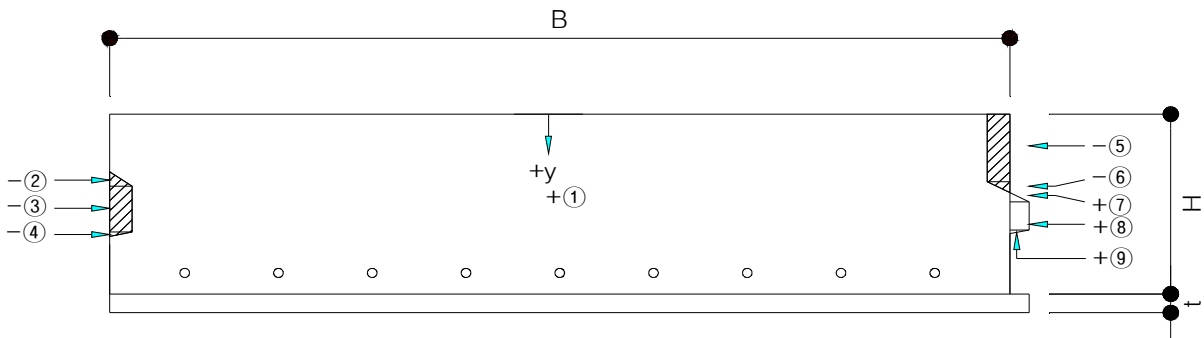
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.196	0.198	0.000		18.394	
LC-2	18.196	0.198	0.000	20.600	38.994	
MAX					38.994	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1497	180	269,370	90.0	24,243,300	8,100	2,700	10,800	2,909,196,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	68.3	-20,500	4,669	22	4,692	-1,407,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	102.0	-165,240	10,404	243	10,647	-17,248,140
④ ▽	-1	30.0	16	-240	134.3	-32,240	18,045	14	18,060	-4,334,320
⑤ □	-1	30.0	69	-2,070	34.5	-71,415	1,190	397	1,587	-3,285,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	74.0	-16,650	5,476	13	5,489	-1,234,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	92.7	15,661	8,587	9	8,597	1,452,809
⑧ □	1	26.0	29.0	754	111.5	84,071	12,432	70	12,502	9,426,759
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	131.0	25,545	17,161	13	17,174	3,348,833
Ap1	-12			-1,664	125.0	-208,050	15,625			-26,037,677
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				264,369		23,854,482				2,869,876,761

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

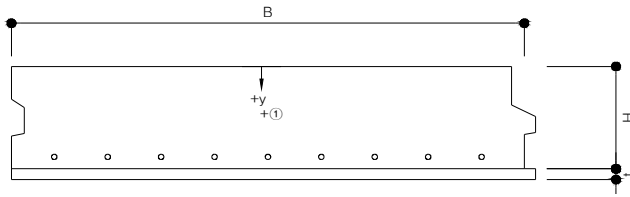
삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 264,368.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,854,482}{264,369} = 90.23 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 90.23 - 180.00 = -89.77 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 2,869,876,761 - 90.23 \times 23,854,482 = 717,441,503 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{717,441,503}{90.23} = 7,951,084.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{717,441,503}{-89.77} = -7,992,165.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	12	9,986.40	125.0	1,248,300	15,625	0	15,625	156,037,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	274,355.00		25,102,782				3,025,914,261

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 274,355.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{25,102,782}{274,355} = 91.50 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 91.50 - 180.00 = -88.50 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 = 91.50 - 125.00 = -33.50 \text{ mm}$$

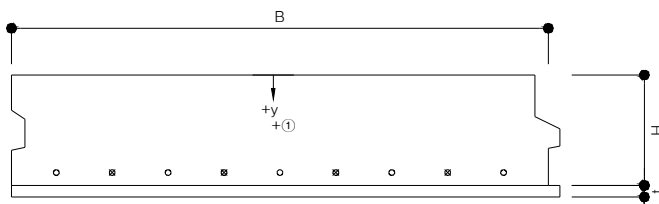
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,025,914,261 - 91.50 \times 25,102,782 = 729,073,863 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{729,073,863}{91.50} = 7,968,242.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{729,073,863}{-33.50} = -21,761,739.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{729,073,863}{-88.50} = -8,237,885.0 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

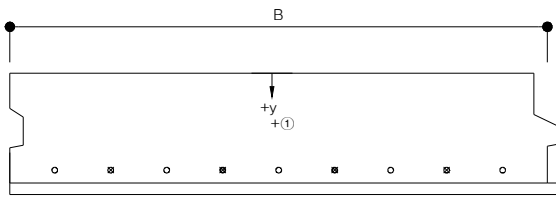


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	10	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	272,690.60		24,894,732				2,999,908,011

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 272,690.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 24,894,732 / 272,691 = 91.29 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,999,908,011 - 91.29 \times 24,894,732 = 727,194,302 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{727,194,302}{91.29} = 7,965,502.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{727,194,302}{-33.71} = -21,573,958.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{727,194,302}{-88.71} = -8,197,706.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



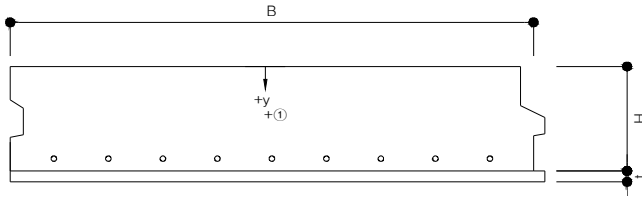
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	8	6,657.60	125.0	832,200	15,625	0	15,625	104,025,000
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	271,026.20		24,686,682				2,973,901,761

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 271,026.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 24,686,682 / 271,026 = 91.09 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 91.09 - 180.00 = -88.91 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 91.09 - 125.00 = -33.91 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 2,973,901,761 - 91.09 \times 24,686,682 = 725,291,657 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{725,291,657}{91.09} = 7,962,716.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{725,291,657}{-33.91} = -21,386,177.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{725,291,657}{-88.91} = -8,157,223.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

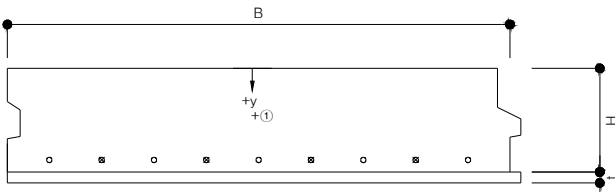


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con 'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	12	8,322.00	125.0	1,040,250	15,625	0	15,625	130,031,250
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		12	272,690.60		24,894,732				2,999,908,011

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 272,690.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,894,732}{272,691} = 91.29 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 91.29 - 180.00 = -88.71 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 12 \\
 &= 91.29 - 125.00 = -33.71 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 2,999,908,011 - 91.29 \times 24,894,732 = 727,194,302 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{727,194,302}{91.29} = 7,965,502.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{727,194,302}{-33.71} = -21,573,958.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{727,194,302}{-88.71} = -8,197,706.6 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

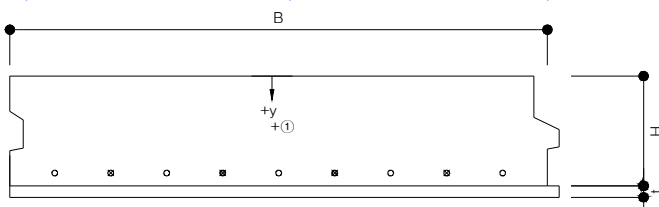


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con 'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	10	6,935.00	125.0	866,875	15,625	0	15,625	108,359,375
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		10	271,303.60		24,721,357				2,978,236,136

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 271,303.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 24,721,357 / 271,304 = 91.12 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 91.12 - 180.00 = -88.88 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 10 \\
&= 91.12 - 125.00 = -33.88 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 2,978,236,136 - 91.12 \times 24,721,357 = 725,610,386 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{725,610,386}{91.12} = 7,963,183.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{725,610,386}{-33.88} = -21,417,473.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{725,610,386}{-88.88} = -8,163,991.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	125.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	75.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			264,368.60		23,854,482				2,869,876,761
Ap1	138.7	8	5,548.00	125.0	693,500	15,625	0	15,625	86,687,500
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		8	269,916.60		24,547,982				2,956,564,261

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 269,916.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 24,547,982 / 269,917 = 90.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 90.95 - 180.00 = -89.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 125.0 + 0 \times 75.0) / 8 \\
&= 90.95 - 125.00 = -34.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 2,956,564,261 - 90.95 \times 24,547,982 = 724,010,191 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{724,010,191}{90.95} = 7,960,832.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{724,010,191}{-34.05} = -21,260,989.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{724,010,191}{-89.05} = -8,130,062.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,368.6	A_{vc1}'	274,355.0	mm ²
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	91.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-33.5	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-88.5	mm
I_{vc0}	717,441,503.3	I_{vc1}'	729,073,862.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,951,084.8	Z_{tc1}'	7,968,242.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,761,739.5	mm ³
Z_{bc0}	-7,992,165.6	Z_{bc1}'	-8,237,885.0	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,368.6	A_{vb1}'	272,690.6	mm ²
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.7	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.7	mm
I_{vb0}	717,441,503.3	I_{vb1}'	727,194,302.3	mm ⁴
Z_{tb0}	7,951,084.8	Z_{tb1}'	7,965,502.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,573,958.2	mm ³
Z_{bb0}	-7,992,165.6	Z_{bb1}'	-8,197,706.6	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,368.6	A_{va1}'	271,026.2	mm ²
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.9	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.9	mm
I_{va0}	717,441,503.3	I_{va1}'	725,291,656.9	mm ⁴
Z_{ta0}	7,951,084.8	Z_{ta1}'	7,962,716.3	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,386,177.0	mm ³
Z_{ba0}	-7,992,165.6	Z_{ba1}'	-8,157,223.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 4.120m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	264,368.6	A_{vc1}	272,690.6	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.7	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.7	mm
I_{vc0}	717,441,503.3	I_{vc1}	727,194,302.3	mm^4
Z_{tc0}	7,951,084.8	Z_{tc1}	7,965,502.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,573,958.2	mm^3
Z_{bc0}	-7,992,165.6	Z_{bc1}	-8,197,706.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	264,368.6	A_{vb1}	271,303.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.9	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.9	mm
I_{vb0}	717,441,503.3	I_{vb1}	725,610,385.6	mm^4
Z_{tb0}	7,951,084.8	Z_{tb1}	7,963,183.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,417,473.8	mm^3
Z_{bb0}	-7,992,165.6	Z_{bb1}	-8,163,991.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	264,368.6	A_{va1}	269,916.6	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	90.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-34.1	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-89.1	mm
I_{va0}	717,441,503.3	I_{va1}	724,010,190.6	mm^4
Z_{ta0}	7,951,084.8	Z_{ta1}	7,960,832.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,260,989.5	mm^3
Z_{ba0}	-7,992,165.6	Z_{ba1}	-8,130,062.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4965m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,393,069}{7,968,243} \times 1.497 = 7.211 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,393,069}{-21,761,739} \times 1.497 = -2.640 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,393,069}{-8,237,885} \times 1.497 = -6.975 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{38,393,069}{7,965,503} \times 1.497 = 7.213 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{38,393,069}{-21,573,958} \times 1.497 = -2.663 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{38,393,069}{-8,197,707} \times 1.497 = -7.009 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{417,317}{7,965,503} \times 1.497 = 0.078 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{417,317}{-21,573,958} \times 1.497 = -0.029 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{417,317}{-8,197,707} \times 1.497 = -0.076 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,965,503} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\
 \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,573,958} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\
 \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,197,707} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{43,466,000}{7,965,503} \times 1.497 = 8.166 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{43,466,000}{-21,573,958} \times 1.497 = -3.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{43,466,000}{-8,197,707} \times 1.497 = -7.935 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{274,355} + \frac{-33.50}{-21,761,739} \right) \\
 &= 11.822 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.640 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.822 + -2.640) \\
 &= 9.181 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.181 = 66.054 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.029 + 0.000) \\
 &= 0.029 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 9.181 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.181 - 7 \times 0.029 \\
 &= 109.975 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 66.054 - 0.05 \times (45.500 + 109.975) \\
 &= 20.621 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 66.054 = 1,303.95 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,303.9 \\
 &= 2,170.29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,303.95 - 109.98 - 45.50 - 20.62 \\
 &= 1,127.85 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.85}{1,303.95} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 2,170.29 = 1,877.19 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,170.29 \times -33.50 / 1,000 = -72.710 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,877.19 \times -33.71 / 1,000 = -63.275 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,170,288}{274,355} + \frac{-72,710,191}{7,968,243} = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,170,288}{274,355} + \frac{-72,710,191}{-21,761,739} = 11.252 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,170,288}{274,355} + \frac{-72,710,191}{-8,237,885} = 16.737 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,877,194}{272,691} + \frac{-63,274,646}{7,965,503} = -1.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,877,194}{272,691} + \frac{-63,274,646}{-21,573,958} = 9.817 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,877,194}{272,691} + \frac{-63,274,646}{-8,197,707} = 14.603 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{28,000,283}{7,965,503} \times 1.497 = 5.260 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{28,000,283}{-21,573,958} \times 1.497 = -1.942 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{28,000,283}{-8,197,707} \times 1.497 = -5.111 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{28,000,283}{7,963,184} \times 1.497 = 5.262 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{28,000,283}{-21,417,474} \times 1.497 = -1.956 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{28,000,283}{-8,163,992} \times 1.497 = -5.133 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{304,352}{7,963,184} \times 1.497 = 0.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{304,352}{-21,417,474} \times 1.497 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{304,352}{-8,163,992} \times 1.497 = -0.056 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,963,184} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,417,474} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,163,992} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{31,700,000}{7,963,184} \times 1.497 = 5.957 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{31,700,000}{-21,417,474} \times 1.497 = -2.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{31,700,000}{-8,163,992} \times 1.497 = -5.811 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{272,691} + \frac{-33.71}{-21,573,958} \right) \\ &= 9.937 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.942 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.937 + -1.942) \\
 &= 7.995 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.995 = 57.517 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.995 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.995 - 7 \times 0.021 \\
 &= 95.790 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.517 - 0.05 \times (45.500 + 95.790) \\
 &= 22.184 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.517 = 1,312.48 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,312.5 \\
 &= 1,820.41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.48 - 95.79 - 45.50 - 22.18 \\
 &= 1,149.01 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,149.01}{1,312.48} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,820.41 = 1,593.68 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,820.41 \times -33.71 / 1,000 = -61.361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,593.68 \times -33.88 / 1,000 = -53.993 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,820,414}{272,691} + \frac{-61,360,762}{7,965,503} = -1.028 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,820,414}{272,691} + \frac{-61,360,762}{-21,573,958} = 9.520 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,820,414}{272,691} + \frac{-61,360,762}{-8,197,707} = 14.161 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,593,676}{271,304} + \frac{-53,992,730}{7,963,184} = -0.906 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,593,676}{271,304} + \frac{-53,992,730}{-21,417,474} = 8.395 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,593,676}{271,304} + \frac{-53,992,730}{-8,163,992} = 12.488 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,455,106}{7,962,716} \times 1.497 = 4.032 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,455,106}{-21,386,177} \times 1.497 = -1.501 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,455,106}{-8,157,223} \times 1.497 = -3.936 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{21,455,106}{7,960,832} \times 1.497 = 4.033 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{21,455,106}{-21,260,989} \times 1.497 = -1.510 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{21,455,106}{-8,130,063} \times 1.497 = -3.949 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{233,208}{7,960,832} \times 1.497 = 0.044 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{233,208}{-21,260,989} \times 1.497 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{233,208}{-8,130,063} \times 1.497 = -0.043 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,960,832} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,260,989} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,130,063} \times 1.497 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{24,290,000}{7,960,832} \times 1.497 = 4.566 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{24,290,000}{-21,260,989} \times 1.497 = -1.710 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{24,290,000}{-8,130,063} \times 1.497 = -4.471 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{271,026} + \frac{-33.91}{-21,386,177} \right) \\ &= 8.020 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -1.501 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.020 + -1.501) \\
&= 6.518 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.518 = 46.894 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
&= 0.016 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.518 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.518 - 7 \times 0.016 \\
&= 78.103 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 46.894 - 0.05 \times (45.500 + 78.103) \\
&= 24.130 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 46.894 = 1,323.11 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,323.1 \\
&= 1,468.12 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,323.11 - 78.10 - 45.50 - 24.13 \\
&= 1,175.37 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,175.37}{1,323.11} = 0.888$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.888 \times 1,468.12 = 1,304.19 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,468.12 \times -33.91 / 1,000 = -49.790 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,304.19 \times -34.05 / 1,000 = -44.412 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,468,119}{271,026} + \frac{-49,789,845}{7,962,716} = -0.836 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,468,119}{271,026} + \frac{-49,789,845}{-21,386,177} = 7.745 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,468,119}{271,026} + \frac{-49,789,845}{-8,157,223} = 11.521 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,304,193}{269,917} + \frac{-44,412,294}{7,960,832} = -0.747 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,304,193}{269,917} + \frac{-44,412,294}{-21,260,989} = 6.921 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,304,193}{269,917} + \frac{-44,412,294}{-8,130,063} = 10.295 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,303.95	1,312.48	1,323.11
유효 긴장응력	1,127.85	1,149.01	1,175.37

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,127.9	1,149.0	1,175.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-1.214	16.737	-1.028	14.161	-0.836	11.521
풍도슬래브	7.211	-6.975	5.260	-5.111	4.032	-3.936

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-1.060	14.603	-0.906	12.488	-0.747	10.295
고정 하중	풍도슬래브	7.213	-7.009	5.262	-5.133	4.033	-3.949
	CIP 몰탈	0.078	-0.076	0.057	-0.056	0.044	-0.043
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.166	-7.935	5.957	-5.811	4.566	-4.471

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.996	9.762	4.233	9.049	3.196	7.585		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	6.153	7.594	4.356	7.355	3.286	6.345		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	6.232	7.518	4.413	7.299	3.330	6.302		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	6.232	7.518	4.413	7.299	3.330	6.302		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.398	-0.417	10.370	1.489	7.896	1.831		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 8440) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 57.814 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	69.696	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	104.075	173.771

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 173.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 125 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1497 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1496.5 \times 125.0} = 0.0089$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,519 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,519 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1497}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,519 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.51}{50} \right)$$

$$= 226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 226 \text{ kN} \cdot \text{m} > 173.77 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.603) \times 8,197,707 / 1.0E+06$$

$$= 156.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 225.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

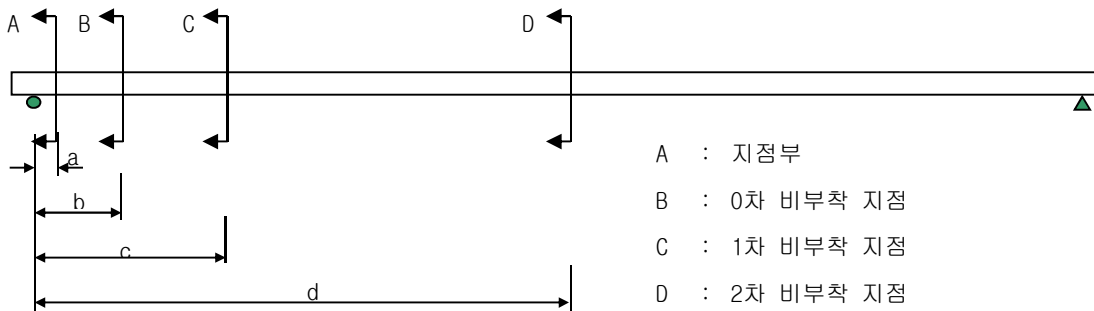
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 156.23 = 187.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	27.230	0.296	27.526	30.828	58.354
B	22.273	0.242	22.515	25.216	47.731
C	17.977	0.195	18.172	20.352	38.525
D	14.012	0.152	14.164	15.863	30.027
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.811	0.204	19.016	21.297	40.313
C	32.108	0.349	32.457	36.350	68.807
D	41.902	0.455	42.358	47.439	89.797
E	57.455	0.625	58.080	65.047	123.127

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	32.676	0.355	33.031	49.325	82.356
B	26.728	0.291	27.018	40.346	67.364
C	21.572	0.234	21.807	32.564	54.371
D	16.814	0.183	16.997	25.381	42.377
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.574	0.245	22.819	34.075	56.894
C	38.529	0.419	38.948	58.160	97.108
D	50.283	0.547	50.829	75.902	126.732
E	68.946	0.749	69.696	104.075	173.771

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.921	0.000	724,010,191	89.1	85.010
B	50.0	6.921	2.339	724,010,191	89.1	65.994
C	50.0	6.921	3.992	724,010,191	89.1	52.554
D	50.0	8.395	5.188	725,610,386	88.9	55.044
E	50.0	9.817	7.085	727,194,302	88.7	51.379

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,497	144.0	58.354	24.002	85.010	0.000	∞
B	50.0	1,497	144.0	47.731	19.633	65.994	16.581	202.059
C	50.0	1,497	144.0	38.525	15.846	52.554	28.301	144.139
D	50.0	1,497	144.0	30.027	12.351	55.044	36.935	124.622
E	50.0	1,497	144.0	0.000	0.000	51.379	50.644	76.189

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.832	1,496.5	144.0	0.00	754.271
B	50.0	4.832	1,496.5	144.0	0.00	754.271
C	50.0	4.832	1,496.5	144.0	0.00	754.271
D	50.0	5.874	1,496.5	144.0	0.00	821.654
E	50.0	6.884	1,496.5	144.0	0.00	886.939

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	754.271	754.271
B	202.059	754.271	202.059
C	144.139	754.271	144.139
D	124.622	821.654	124.622
E	76.189	886.939	76.189

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

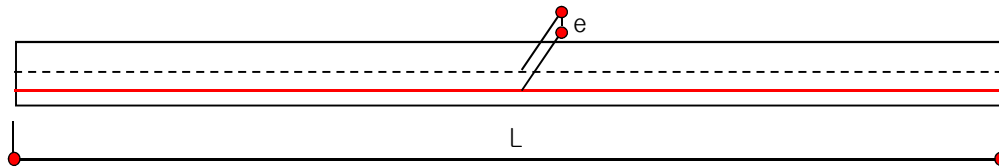
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	82.356	754.271	0.750	565.703	-483.35	0.146	전단보강 불필요
B	67.364	202.059	0.750	151.544	-84.18	0.445	전단보강 불필요
C	54.371	144.139	0.750	108.104	-53.73	0.503	전단보강 불필요
D	42.377	124.622	0.750	93.466	-51.09	0.453	전단보강 불필요
E	0.000	76.189	0.750	57.142	-57.14	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

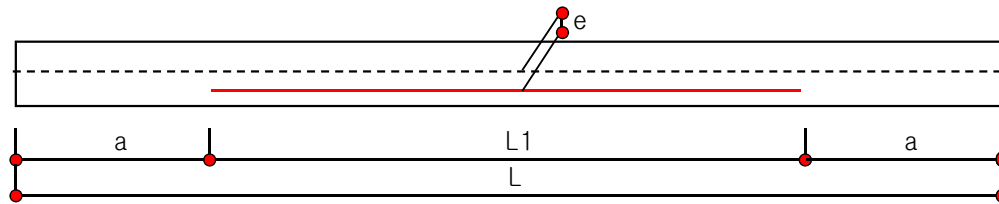
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,170 \times 33.7 \times 8.24^2}{8 \times 32,300 \times 727194302.3} - \frac{350 \times 33.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 727194302.3} \\ &\quad - \frac{352 \times 34.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 727194302.3} \\ &= 26.43 - 1.009 - 0.501 = 24.9 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,240 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	73.154	729,073,863	-24.92	
풍도슬래브 자중	38.393	729,073,863	19.57	
접합 몰탈	0.417	729,073,863	0.20	
격벽 하중(집중하중)	0.000	729,073,863	0.00	
합 계(고정하중)			-5.15	
작업하중 및 풍하중	43.466	729,073,863	21.05	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10

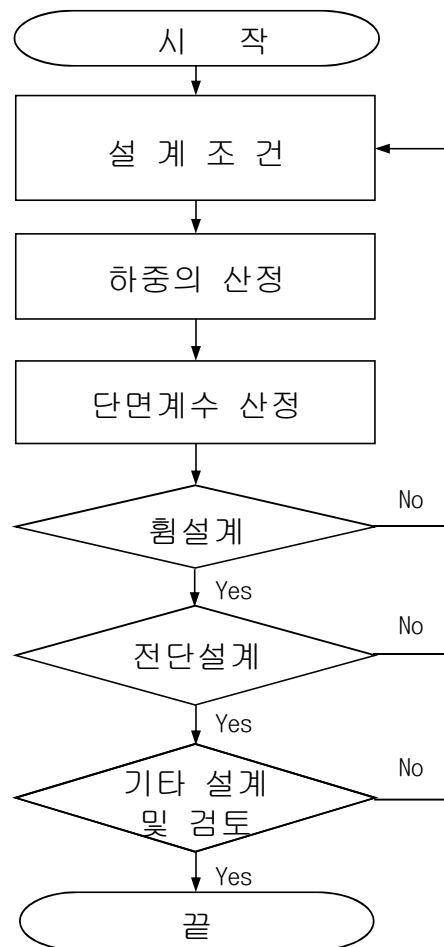
(L= 6.950 m, B= 1.500 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.500 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

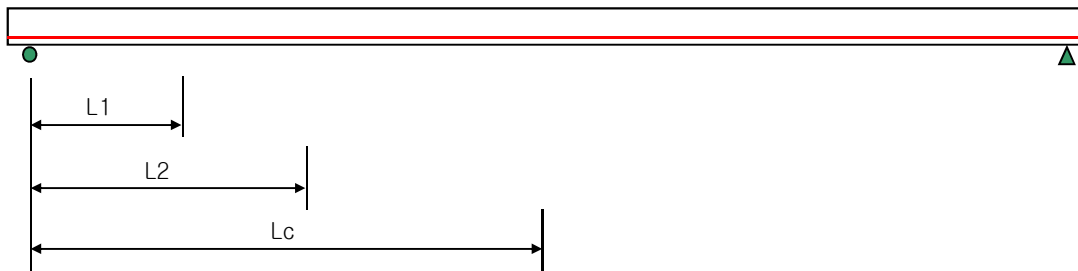
$$\text{단 면 적} = 220,899 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 220,899 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.522 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,500.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.500 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

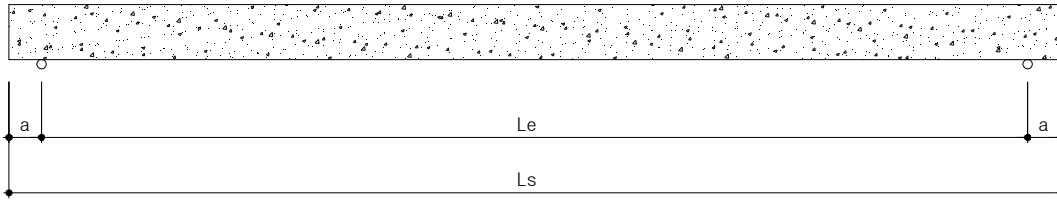
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.522	0.057	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.58
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.08
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.58
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.81
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.70
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.70
MAX						18.70

3.5 단면력 산정

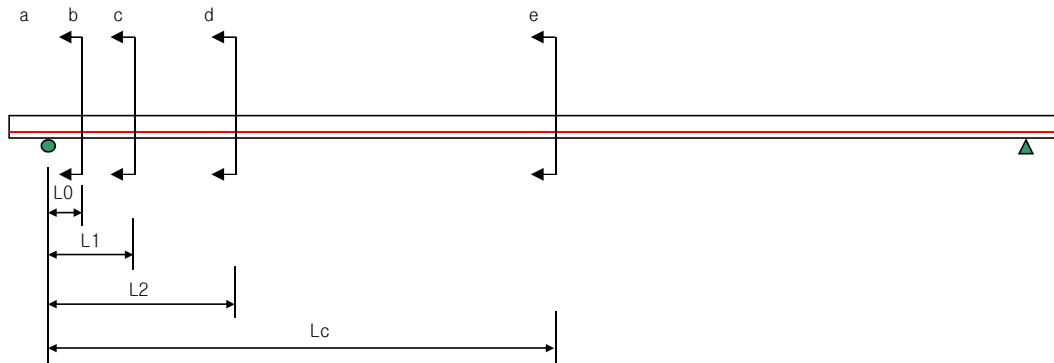
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.682 \times 6.750) / 2 = 12.426 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.682 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.422 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.682 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.045 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.682 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.856 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.682 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.589 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.426 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.426 - (3.682 \times 0.750) = 9.664 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.426 - (3.682 \times 1.400) = 7.271 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.426 - (3.682 \times 2.000) = 5.062 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.426 - (3.682 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.038 \times 6.750) / 2 = 0.129 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.038 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.087 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.038 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.146 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.038 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.185 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.038 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.224 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.129 - (0.038 \times 0.750) = 0.100 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.129 - (0.038 \times 1.400) = 0.075 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.129 - (0.038 \times 2.000) = 0.052 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.129 - (0.038 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.422	0.087	0.000	11.438	19.947	0차비부착부
	c	14.045	0.146	0.000	19.075	33.266	1차비부착부
	d	17.856	0.185	0.000	24.250	42.291	2차비부착부
	e	21.589	0.224	0.000	29.320	51.134	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.426	0.129	0.000	16.875	29.429	지점부(전단검토)
	b	9.664	0.100	0.000	13.125	22.890	0차비부착부
	c	7.271	0.075	0.000	9.875	17.222	1차비부착부
	d	5.062	0.052	0.000	6.875	11.990	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

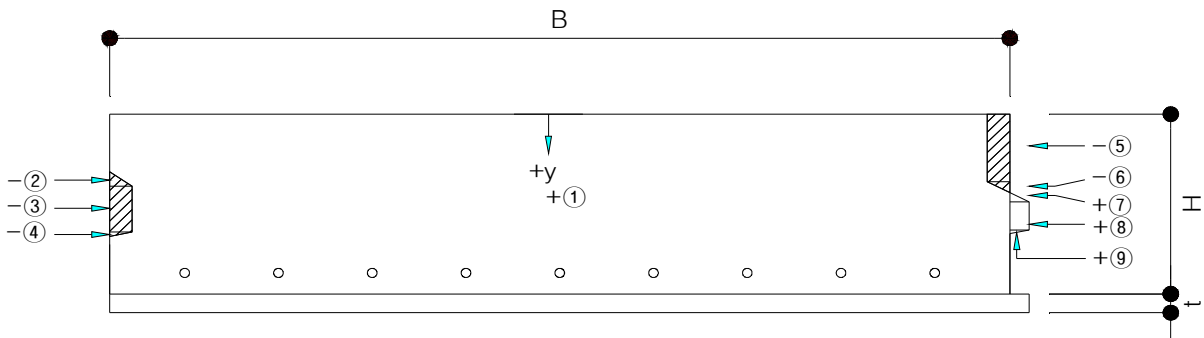
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.426	0.129	0.000		12.554	
LC-2	12.426	0.129	0.000	16.875	29.429	
MAX					29.429	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1500	150	225,000	75.0	16,875,000	5,625	1,875	7,500	1,687,500,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				220,899		16,622,724				1,667,278,601

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

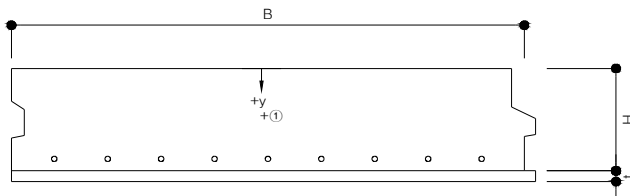
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 220,898.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,622,724}{220,899} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,667,278,601 - 75.25 \times 16,622,724 = 416,410,817 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{416,410,817}{75.25} = 5,533,663.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{416,410,817}{-74.75} = -5,570,748.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	230,885.00		17,571,432				1,757,405,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 230,885.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,571,432}{230,885} = 76.10 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.10 - 150.00 = -73.90 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.10 - 95.00 = -18.90 \text{ mm}$$

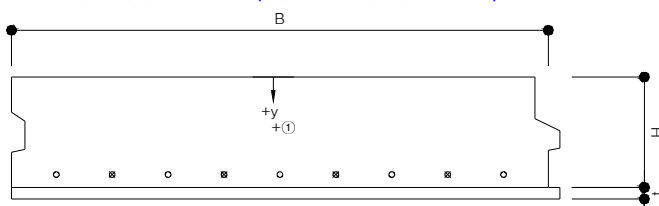
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,757,405,861 - 76.10 \times 17,571,432 = 420,137,477 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{420,137,477}{76.10} = 5,520,520.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{420,137,477}{-18.90} = -22,235,015.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{420,137,477}{-73.90} = -5,685,577.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

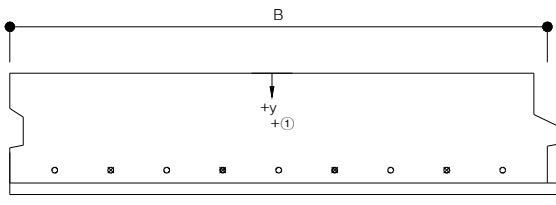


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	229,220.60		17,413,314				1,742,384,651

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 229,220.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,413,314 / 229,221 = 75.97 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,742,384,651 - 75.97 \times 17,413,314 = 419,538,917 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{419,538,917}{75.97} = 5,522,611.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{419,538,917}{-19.03} = -22,043,278.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{419,538,917}{-74.03} = -5,666,955.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



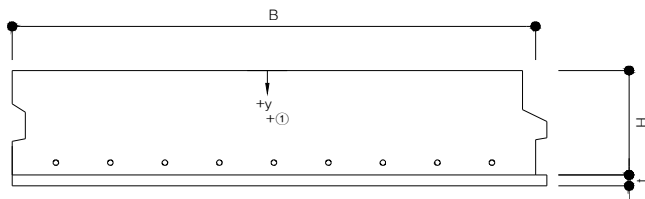
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	227,556.20		17,255,196				1,727,363,441

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 227,556.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 17,255,196 / 227,556 = 75.83 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.83 - 150.00 = -74.17 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.83 - 95.00 = -19.17 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,727,363,441 - 75.83 \times 17,255,196 = 418,931,601 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{418,931,601}{75.83} = 5,524,740.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{418,931,601}{-19.17} = -21,851,541.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{418,931,601}{-74.17} = -5,648,131.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	229,220.60		17,413,314				1,742,384,651

$$N_c = 6.00$$

$$A_{vc1} = 229,220.60 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1} = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,413,314}{229,221} = 75.97 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1} = Y_{tc1} - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm}$$

$$e_{pc1} = Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm}$$

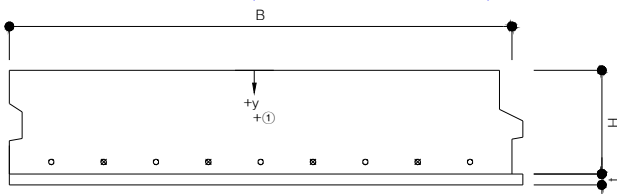
$$I_{vc1} = \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q = 1,742,384,651 - 75.97 \times 17,413,314 = 419,538,917 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{419,538,917}{75.97} = 5,522,611.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{419,538,917}{-19.03} = -22,043,278.5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{419,538,917}{-74.03} = -5,666,955.2 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

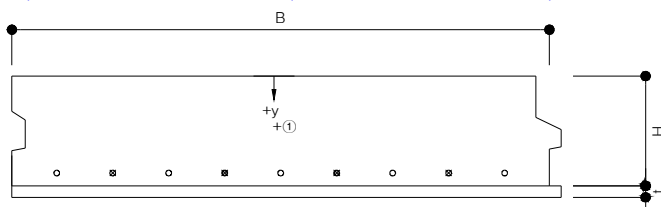


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	227,833.60		17,281,549				1,729,866,976

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 227,833.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 17,281,549 / 227,834 = 75.85 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.85 - 150.00 = -74.15 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.85 - 95.00 = -19.15 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,729,866,976 - 75.85 \times 17,281,549 = 419,033,436 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{419,033,436}{75.85} = 5,524,383.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{419,033,436}{-19.15} = -21,883,497.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{419,033,436}{-74.15} = -5,651,282.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			220,898.60		16,622,724				1,667,278,601
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	226,446.60		17,149,784				1,717,349,301

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 226,446.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 17,149,784 / 226,447 = 75.73 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.73 - 150.00 = -74.27 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.73 - 95.00 = -19.27 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,717,349,301 - 75.73 \times 17,149,784 = 418,521,763 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{418,521,763}{75.73} = 5,526,182.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{418,521,763}{-19.27} = -21,723,717.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{418,521,763}{-74.27} = -5,635,468.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	220,898.6	A_{vc1}'	230,885.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	416,410,817.4	I_{vc1}'	420,137,476.8	mm ⁴
Z_{tc0}	5,533,663.9	Z_{tc1}'	5,520,520.1	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,235,015.3	mm ³
Z_{bc0}	-5,570,748.4	Z_{bc1}'	-5,685,577.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	220,898.6	A_{vb1}'	229,220.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	416,410,817.4	I_{vb1}'	419,538,916.7	mm ⁴
Z_{tb0}	5,533,663.9	Z_{tb1}'	5,522,611.3	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-22,043,278.5	mm ³
Z_{bb0}	-5,570,748.4	Z_{bb1}'	-5,666,955.2	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	220,898.6	A_{va1}'	227,556.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	416,410,817.4	I_{va1}'	418,931,600.6	mm ⁴
Z_{ta0}	5,533,663.9	Z_{ta1}'	5,524,740.8	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,851,541.8	mm ³
Z_{ba0}	-5,570,748.4	Z_{ba1}'	-5,648,131.3	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	220,898.6	A_{vc1}	229,220.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	416,410,817.4	I_{vc1}	419,538,916.7	mm^4
Z_{tc0}	5,533,663.9	Z_{tc1}	5,522,611.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-22,043,278.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,570,748.4	Z_{bc1}	-5,666,955.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	220,898.6	A_{vb1}	227,833.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	416,410,817.4	I_{vb1}	419,033,436.1	mm^4
Z_{tb0}	5,533,663.9	Z_{tb1}	5,524,383.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,883,497.9	mm^3
Z_{bb0}	-5,570,748.4	Z_{bb1}	-5,651,282.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	220,898.6	A_{va1}	226,446.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	416,410,817.4	I_{va1}	418,521,763.3	mm^4
Z_{ta0}	5,533,663.9	Z_{ta1}	5,526,182.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,723,717.3	mm^3
Z_{ba0}	-5,570,748.4	Z_{ba1}	-5,635,468.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,589,387}{5,520,520} \times 1.500 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,589,387}{-22,235,015} \times 1.500 = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,589,387}{-5,685,577} \times 1.500 = -5.696 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,589,387}{5,522,611} \times 1.500 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,589,387}{-22,043,279} \times 1.500 = -1.469 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,589,387}{-5,666,955} \times 1.500 = -5.715 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{223,888}{5,522,611} \times 1.500 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{223,888}{-22,043,279} \times 1.500 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{223,888}{-5,666,955} \times 1.500 = -0.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,522,611} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-22,043,279} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,666,955} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,522,611} \times 1.500 = 7.964 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-22,043,279} \times 1.500 = -1.995 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,666,955} \times 1.500 = -7.761 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{230,885} + \frac{-18.90}{-22,235,015} \right) \\ &= 11.814 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.814 + -1.456) \\ &= 10.357 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.357 = 74.513 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.357 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.357 - 7 \times 0.015 \\
 &= 124.181 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 74.513 - 0.05 \times (45.500 + 124.181) \\
 &= 19.065 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 74.513 = 1,295.49 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,295.5 \\
 &= 2,156.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,295.49 - 124.18 - 45.50 - 19.06 \\
 &= 1,106.74 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.74}{1,295.49} = 0.854$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.854 \times 2,156.21 = 1,842.06 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,156.21 \times -18.90 / 1,000 = -40.742 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,842.06 \times -19.03 / 1,000 = -35.059 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,156,208}{230,885} + \frac{-40,742,222}{5,520,520} = 1.959 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,156,208}{230,885} + \frac{-40,742,222}{-22,235,015} = 11.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,156,208}{230,885} + \frac{-40,742,222}{-5,685,577} = 16.505 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,842,060}{229,221} + \frac{-35,059,019}{5,522,611} = 1.688 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,842,060}{229,221} + \frac{-35,059,019}{-22,043,279} = 9.627 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,842,060}{229,221} + \frac{-35,059,019}{-5,666,955} = 14.223 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,855,970}{5,522,611} \times 1.500 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,855,970}{-22,043,279} \times 1.500 = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,855,970}{-5,666,955} \times 1.500 = -4.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,855,970}{5,524,383} \times 1.500 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,855,970}{-21,883,498} \times 1.500 = -1.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,855,970}{-5,651,283} \times 1.500 = -4.739 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{185,171}{5,524,383} \times 1.500 = 0.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{185,171}{-21,883,498} \times 1.500 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{185,171}{-5,651,283} \times 1.500 = -0.049 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,524,383} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,883,498} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,651,283} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,524,383} \times 1.500 = 6.584 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,883,498} \times 1.500 = -1.662 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,651,283} \times 1.500 = -6.437 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{229,221} + \frac{-19.03}{-22,043,279} \right) \\ &= 9.930 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.930 + -1.215) \\
 &= 8.715 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.715 = 62.701 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
 &= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.715 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.715 - 7 \times 0.013 \\
 &= 104.496 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 62.701 - 0.05 \times (45.500 + 104.496) \\
 &= 21.230 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 62.701 = 1,307.30 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,307.3 \\
 &= 1,813.22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,307.30 - 104.50 - 45.50 - 21.23 \\
 &= 1,136.07 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,136.07}{1,307.30} = 0.869$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.869 \times 1,813.22 = 1,575.73 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,813.22 \times -19.03 / 1,000 = -34.510 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,575.73 \times -19.15 / 1,000 = -30.173 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,813,224}{229,221} + \frac{-34,510,210}{5,522,611} = 1.661 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,813,224}{229,221} + \frac{-34,510,210}{-22,043,279} = 9.476 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,813,224}{229,221} + \frac{-34,510,210}{-5,666,955} = 14.000 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,575,734}{227,834} + \frac{-30,172,747}{5,524,383} = 1.454 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,575,734}{227,834} + \frac{-30,172,747}{-21,883,498} = 8.295 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,575,734}{227,834} + \frac{-30,172,747}{-5,651,283} = 12.255 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,045,469}{5,524,741} \times 1.500 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,045,469}{-21,851,542} \times 1.500 = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,045,469}{-5,648,131} \times 1.500 = -3.730 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,045,469}{5,526,182} \times 1.500 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,045,469}{-21,723,717} \times 1.500 = -0.970 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,045,469}{-5,635,468} \times 1.500 = -3.739 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{145,655}{5,526,182} \times 1.500 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{145,655}{-21,723,717} \times 1.500 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{145,655}{-5,635,468} \times 1.500 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,526,182} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,723,717} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,635,468} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,526,182} \times 1.500 = 5.178 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,723,717} \times 1.500 = -1.317 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,635,468} \times 1.500 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{227,556} + \frac{-19.17}{-21,851,542} \right) \\ &= 8.014 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam a}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.014 + -0.964) \\
&= 7.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.050 = 50.719 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
&= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.050 - 7 \times 0.010 \\
&= 84.529 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 50.719 - 0.05 \times (45.500 + 84.529) \\
&= 23.427 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 50.719 = 1,319.28 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,319.3 \\
&= 1,463.87 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,319.28 - 84.53 - 45.50 - 23.43 \\
&= 1,165.83 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,165.83}{1,319.28} = 0.884$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.884 \times 1,463.87 = 1,293.60 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.87 \times -19.17 / 1,000 = -28.065 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,293.60 \times -19.27 / 1,000 = -24.922 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,874}{227,556} + \frac{-28,064,988}{5,524,741} = 1.353 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,874}{227,556} + \frac{-28,064,988}{-21,851,542} = 7.717 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,874}{227,556} + \frac{-28,064,988}{-5,648,131} = 11.402 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,293,601}{226,447} + \frac{-24,922,069}{5,526,182} = 1.203 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,293,601}{226,447} + \frac{-24,922,069}{-21,723,717} = 6.860 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,293,601}{226,447} + \frac{-24,922,069}{-5,635,468} = 10.135 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,295.49	1,307.30	1,319.28
유효 긴장응력	1,106.74	1,136.07	1,165.83

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,106.7	1,136.1	1,165.8	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.959	16.505	1.661	14.000	1.353	11.402
풍도슬래브	5.866	-5.696	4.850	-4.726	3.813	-3.730

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.688	14.223	1.454	12.255	1.203	10.135
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.715	4.848	-4.739	3.812	-3.739
	CIP 몰탈	0.061	-0.059	0.050	-0.049	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.964	-7.761	6.584	-6.437	5.178	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.825	10.809	6.511	9.274	5.167	7.672
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.552	8.508	6.303	7.516	5.015	6.396
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	7.613	8.449	6.353	7.467	5.055	6.358
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	7.613	8.449	6.353	7.467	5.055	6.358
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.576	0.688	12.937	1.030	10.232	1.280
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	39.264	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	70.369	109.633

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 109.633 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1500 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1500.0 \times 95.0} = 0.0117$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,405 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,405 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 36.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,405 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.42}{50} \right)$$

$$= 152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 152 \text{ kN} \cdot \text{m} > 109.63 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.223) \times 5,666,955 / 1.0E+06$$

$$= 105.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 152.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

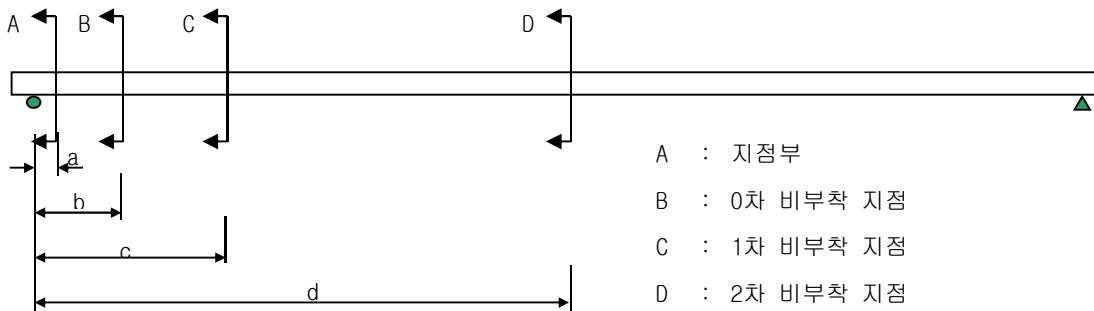
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.84 = 127.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.638	0.193	18.832	25.313	44.144
B	14.496	0.150	14.647	19.688	34.334
C	10.907	0.113	11.020	14.813	25.832
D	7.593	0.079	7.672	10.313	17.985
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.633	0.131	12.764	17.156	29.920
C	21.068	0.218	21.287	28.613	49.899
D	26.784	0.278	27.062	36.375	63.437
E	32.384	0.336	32.720	43.980	76.700

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.366	0.232	22.598	40.500	63.098
B	17.396	0.180	17.576	31.500	49.076
C	13.088	0.136	13.224	23.700	36.924
D	9.112	0.094	9.207	16.500	25.707
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , kN · m)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.159	0.157	15.316	27.450	42.766
C	25.282	0.262	25.544	45.780	71.324
D	32.141	0.333	32.474	58.200	90.674
E	38.861	0.403	39.264	70.369	109.633

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					M_{cr} (kN · m)
	f_{ck} (MPa)	f_{pe} (MPa)	f_d (MPa)	I (mm ⁴)	y_t (mm)	
A	50.0	6.860	0.000	418,521,763	74.3	58.583
B	50.0	6.860	2.265	418,521,763	74.3	45.819
C	50.0	6.860	3.777	418,521,763	74.3	37.296
D	50.0	8.295	4.789	419,033,436	74.1	39.796
E	50.0	9.627	5.774	419,538,917	74.0	41.870

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							V_{ci} (kN)
	f_{ck} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_d (kN)	V_i (kN)	M_{cr} (kN · m)	M_{max} (kN · m)	
A	50.0	1,500	120.0	44.144	18.954	58.583	0.000	∞
B	50.0	1,500	120.0	34.334	14.742	45.819	12.846	150.553
C	50.0	1,500	120.0	25.832	11.091	37.296	21.425	108.780
D	50.0	1,500	120.0	17.985	7.722	39.796	27.237	92.907
E	50.0	1,500	120.0	0.000	0.000	41.870	32.932	63.640

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.713	1,500.0	120.0	0.00	677.591
B	50.0	5.713	1,500.0	120.0	0.00	677.591
C	50.0	5.713	1,500.0	120.0	0.00	677.591
D	50.0	6.916	1,500.0	120.0	0.00	742.582
E	50.0	8.036	1,500.0	120.0	0.00	803.064

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	677.591	677.591
B	150.553	677.591	150.553
C	108.780	677.591	108.780
D	92.907	742.582	92.907
E	63.640	803.064	63.640

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

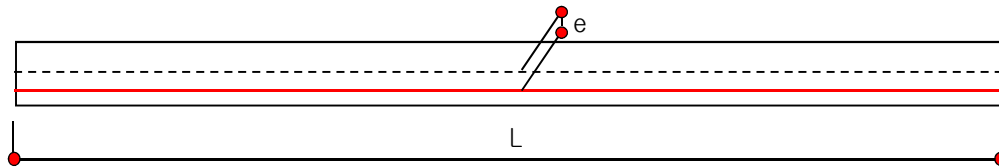
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	63.098	677.591	0.750	508.193	-445.09	0.124	전단보강 불필요
B	49.076	150.553	0.750	112.915	-63.84	0.435	전단보강 불필요
C	36.924	108.780	0.750	81.585	-44.66	0.453	전단보강 불필요
D	25.707	92.907	0.750	69.680	-43.97	0.369	전단보강 불필요
E	0.000	63.640	0.750	47.730	-47.73	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

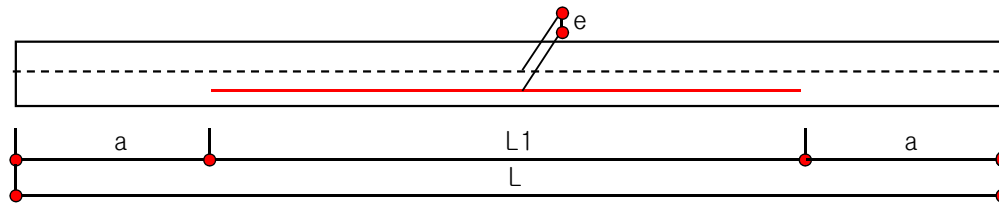
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,156 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 419538916.7} - \frac{343 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 419538916.7} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 419538916.7} \\ &= 17.25 - 0.969 - 0.487 = 15.8 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	41.038	420,137,477	-15.79	
풍도슬래브 자중	21.589	420,137,477	12.78	
접합 몰탈	0.224	420,137,477	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	420,137,477	0.00	
합 계(고정하중)			-2.88	
작업하중 및 풍하중	29.320	420,137,477	16.48	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-1

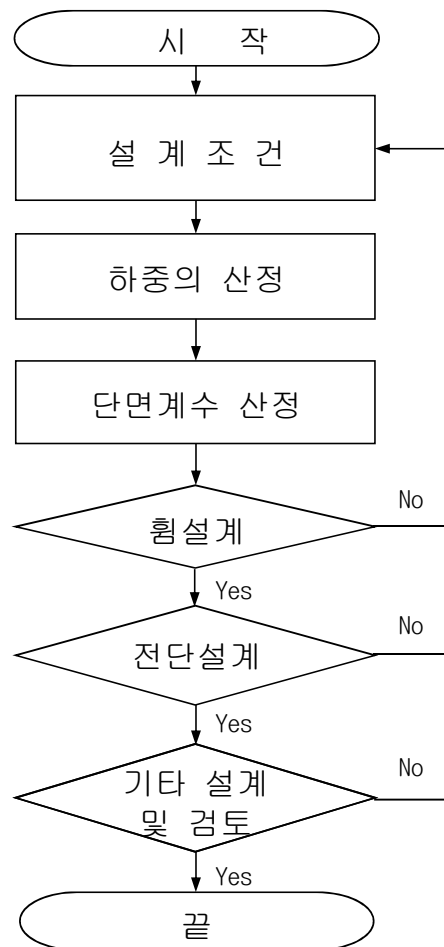
(L= 6.950 m, B= 1.480 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.480 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

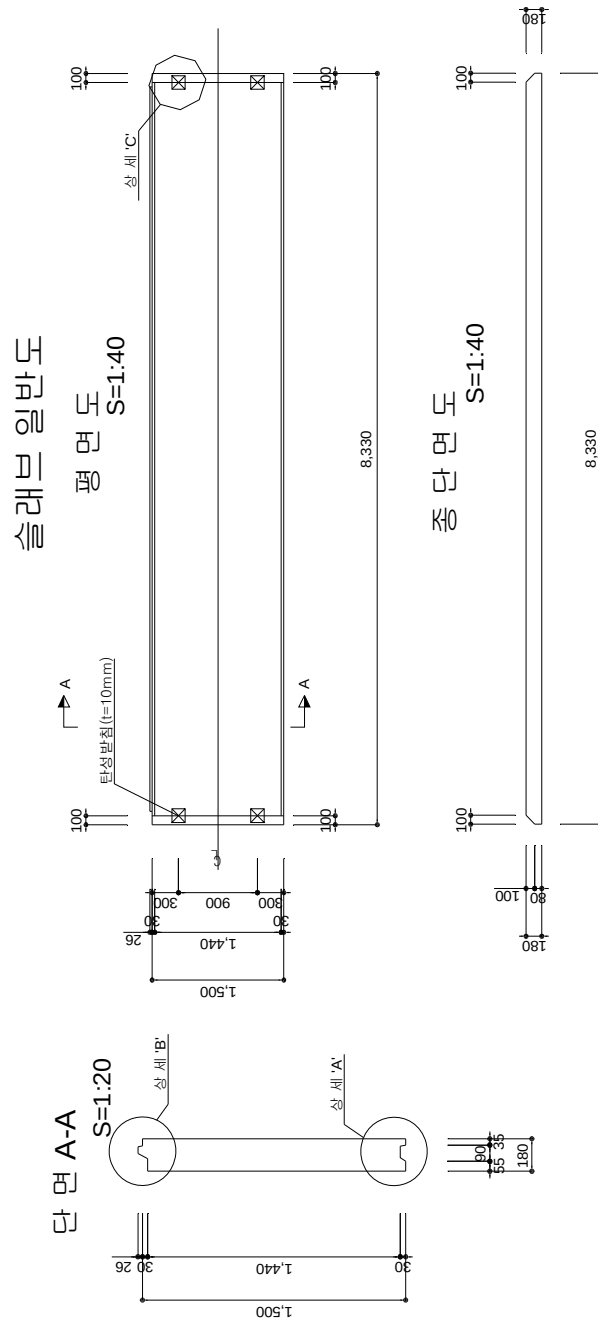
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.48m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

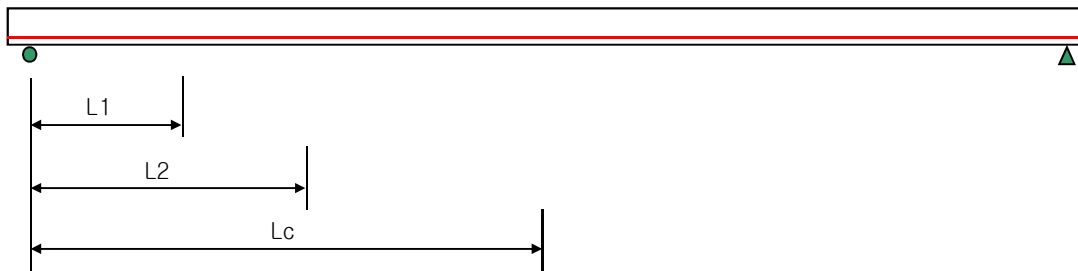
$$\text{단 면 적} = 217,899 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 217,899 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.447 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,480.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.480 = 7.400 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.480 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

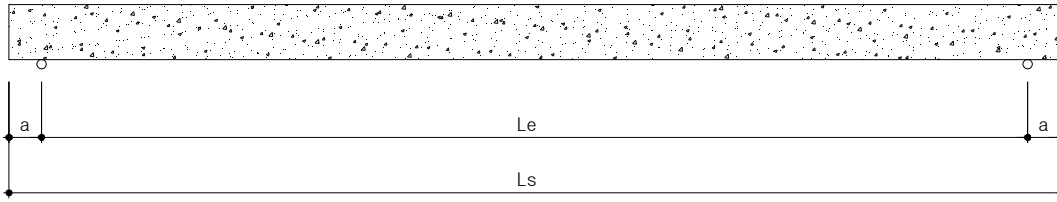
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.447	0.057	0.000	7.400	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.50
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.90
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.50
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.71
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.45
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.61
MAX						18.45

3.5 단면력 산정

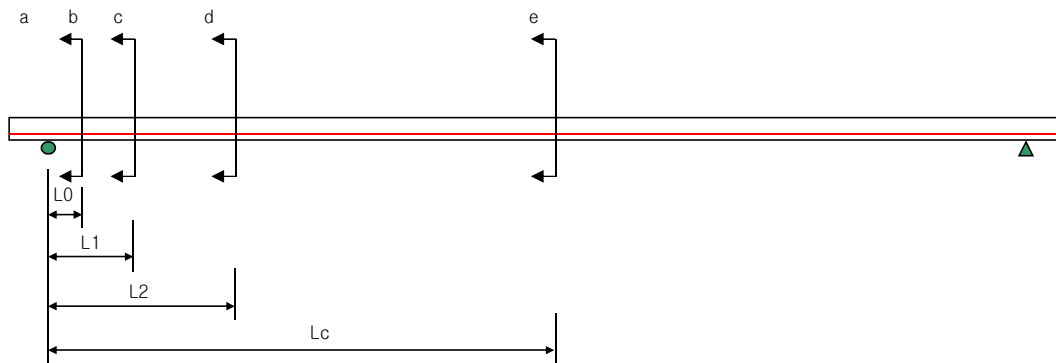
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.681 \times 6.750) / 2 = 12.422 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.681 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.420 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.681 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.042 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.681 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.851 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.681 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.584 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.422 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.422 - (3.681 \times 0.750) = 9.662 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.422 - (3.681 \times 1.400) = 7.269 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.422 - (3.681 \times 2.000) = 5.061 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.422 - (3.681 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.039 \times 6.750) / 2 = 0.131 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.039 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.089 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.039 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.148 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.039 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.188 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.039 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.227 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.131 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.131 - (0.039 \times 0.750) = 0.102 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.131 - (0.039 \times 1.400) = 0.076 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.131 - (0.039 \times 2.000) = 0.053 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.131 - (0.039 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.420	0.089	0.000	11.438	19.946	0차비부착부
	c	14.042	0.148	0.000	19.075	33.265	1차비부착부
	d	17.851	0.188	0.000	24.250	42.289	2차비부착부
	e	21.584	0.227	0.000	29.320	51.131	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.422	0.131	0.000	16.875	29.428	지점부(전단검토)
	b	9.662	0.102	0.000	13.125	22.888	0차비부착부
	c	7.269	0.076	0.000	9.875	17.221	1차비부착부
	d	5.061	0.053	0.000	6.875	11.989	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

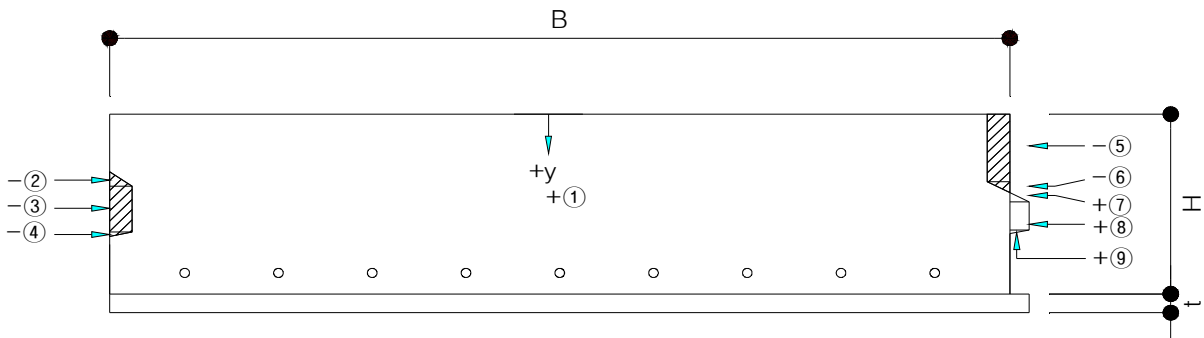
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.422	0.131	0.000		12.553	
LC-2	12.422	0.131	0.000	16.875	29.428	
MAX					29.428	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1480	150	222,000	75.0	16,650,000	5,625	1,875	7,500	1,665,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				217,899		16,397,724				1,644,778,601

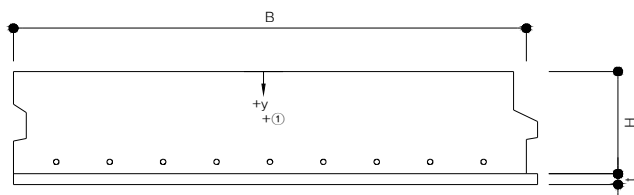
여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 217,898.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,397,724}{217,899} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,644,778,601 - 75.25 \times 16,397,724 = 410,785,627 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{410,785,627}{75.25} = 5,458,660.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{410,785,627}{-74.75} = -5,495,748.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	227,885.00		17,346,432				1,734,905,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 227,885.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,346,432}{227,885} = 76.12 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.12 - 150.00 = -73.88 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.12 - 95.00 = -18.88 \text{ mm}$$

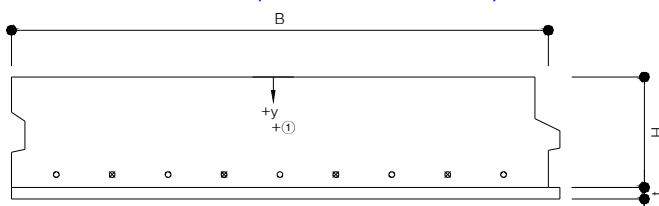
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,734,905,861 - 76.12 \times 17,346,432 = 414,508,768 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{414,508,768}{76.12} = 5,445,519.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{414,508,768}{-18.88} = -21,954,023.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{414,508,768}{-73.88} = -5,610,509.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

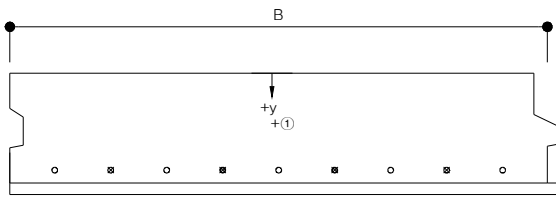


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	226,220.60		17,188,314				1,719,884,651

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 226,220.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,188,314 / 226,221 = 75.98 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,719,884,651 - 75.98 \times 17,188,314 = 413,911,071 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{413,911,071}{75.98} = 5,447,608.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{413,911,071}{-19.02} = -21,762,252.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{413,911,071}{-74.02} = -5,591,905.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



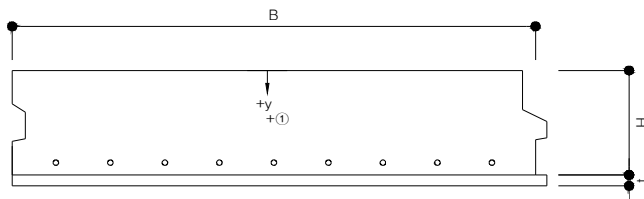
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	224,556.20		17,030,196				1,704,863,441

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 224,556.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 17,030,196 / 224,556 = 75.84 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.84 - 150.00 = -74.16 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.84 - 95.00 = -19.16 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,704,863,441 - 75.84 \times 17,030,196 = 413,304,515 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{413,304,515}{75.84} = 5,449,737.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{413,304,515}{-19.16} = -21,570,482.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{413,304,515}{-74.16} = -5,573,097.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

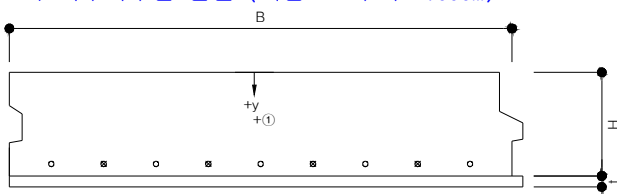


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	226,220.60		17,188,314				1,719,884,651

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 226,220.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,188,314}{226,221} = 75.98 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,719,884,651 - 75.98 \times 17,188,314 = 413,911,071 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{413,911,071}{75.98} = 5,447,608.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{413,911,071}{-19.02} = -21,762,252.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{413,911,071}{-74.02} = -5,591,905.7 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

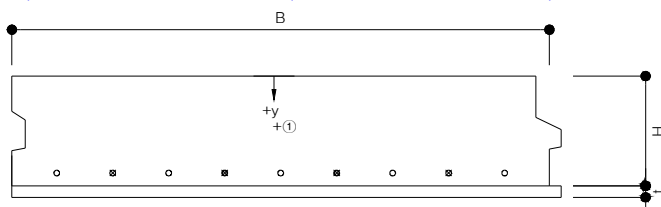


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	224,833.60		17,056,549				1,707,366,976

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 224,833.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 17,056,549 / 224,834 = 75.86 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.86 - 150.00 = -74.14 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.86 - 95.00 = -19.14 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,707,366,976 - 75.86 \times 17,056,549 = 413,406,231 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{413,406,231}{75.86} = 5,449,379.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{413,406,231}{-19.14} = -21,602,443.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{413,406,231}{-74.14} = -5,576,246.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			217,898.60		16,397,724				1,644,778,601
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	223,446.60		16,924,784				1,694,849,301

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 223,446.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,924,784 / 223,447 = 75.74 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.74 - 150.00 = -74.26 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.74 - 95.00 = -19.26 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,694,849,301 - 75.74 \times 16,924,784 = 412,895,124 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{412,895,124}{75.74} = 5,451,178.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{412,895,124}{-19.26} = -21,442,635.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{412,895,124}{-74.26} = -5,560,442.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	217,898.6	A_{vc1}'	227,885.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	410,785,626.6	I_{vc1}'	414,508,767.5	mm ⁴
Z_{tc0}	5,458,660.9	Z_{tc1}'	5,445,519.4	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,954,023.0	mm ³
Z_{bc0}	-5,495,748.0	Z_{bc1}'	-5,610,509.9	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	217,898.6	A_{vb1}'	226,220.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	410,785,626.6	I_{vb1}'	413,911,071.3	mm ⁴
Z_{tb0}	5,458,660.9	Z_{tb1}'	5,447,608.9	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,762,252.6	mm ³
Z_{bb0}	-5,495,748.0	Z_{bb1}'	-5,591,905.7	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	217,898.6	A_{va1}'	224,556.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	410,785,626.6	I_{va1}'	413,304,514.9	mm ⁴
Z_{ta0}	5,458,660.9	Z_{ta1}'	5,449,737.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,570,482.2	mm ³
Z_{ba0}	-5,495,748.0	Z_{ba1}'	-5,573,097.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	217,898.6	A_{vc1}	226,220.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	410,785,626.6	I_{vc1}	413,911,071.3	mm^4
Z_{tc0}	5,458,660.9	Z_{tc1}	5,447,608.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,762,252.6	mm^3
Z_{bc0}	-5,495,748.0	Z_{bc1}	-5,591,905.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	217,898.6	A_{vb1}	224,833.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	410,785,626.6	I_{vb1}	413,406,231.3	mm^4
Z_{tb0}	5,458,660.9	Z_{tb1}	5,449,379.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,602,443.9	mm^3
Z_{bb0}	-5,495,748.0	Z_{bb1}	-5,576,246.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	217,898.6	A_{va1}	223,446.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	410,785,626.6	I_{va1}	412,895,123.9	mm^4
Z_{ta0}	5,458,660.9	Z_{ta1}	5,451,178.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,442,635.2	mm^3
Z_{ba0}	-5,495,748.0	Z_{ba1}	-5,560,442.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.48m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,583,970}{5,445,519} \times 1.480 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,583,970}{-21,954,023} \times 1.480 = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,583,970}{-5,610,510} \times 1.480 = -5.694 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,583,970}{5,447,609} \times 1.480 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,583,970}{-21,762,253} \times 1.480 = -1.468 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,583,970}{-5,591,906} \times 1.480 = -5.713 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{226,913}{5,447,609} \times 1.480 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{226,913}{-21,762,253} \times 1.480 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{226,913}{-5,591,906} \times 1.480 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,447,609} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,762,253} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,591,906} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,447,609} \times 1.480 = 7.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,762,253} \times 1.480 = -1.994 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,591,906} \times 1.480 = -7.760 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{227,885} + \frac{-18.88}{-21,954,023} \right) \\ &= 11.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.967 + -1.455) \\ &= 10.512 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.512 = 75.626 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad f_{cir} &= 10.512 \text{ MPa (압축)} \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.512 - 7 \times 0.015 \\
 &= 126.036 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 75.626 - 0.05 \times (45.500 + 126.036) \\
 &= 18.861 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 75.626 = 1,294.37 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,294.4 \\
 &= 2,154.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,294.37 - 126.04 - 45.50 - 18.86 \\
 &= 1,103.98 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,103.98}{1,294.37} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.853 \times 2,154.36 = 1,837.46 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,154.36 \times -18.88 / 1,000 = -40.676 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,837.46 \times -19.02 / 1,000 = -34.948 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,154,356}{227,885} + \frac{-40,675,891}{5,445,519} = 1.984 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,154,356}{227,885} + \frac{-40,675,891}{-21,954,023} = 11.306 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,154,356}{227,885} + \frac{-40,675,891}{-5,610,510} = 16.704 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,837,460}{226,221} + \frac{-34,947,892}{5,447,609} = 1.707 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,837,460}{226,221} + \frac{-34,947,892}{-21,762,253} = 9.728 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,837,460}{226,221} + \frac{-34,947,892}{-5,591,906} = 14.372 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,851,490}{5,447,609} \times 1.480 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,851,490}{-21,762,253} \times 1.480 = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,851,490}{-5,591,906} \times 1.480 = -4.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,851,490}{5,449,380} \times 1.480 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,851,490}{-21,602,444} \times 1.480 = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,851,490}{-5,576,246} \times 1.480 = -4.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{187,674}{5,449,380} \times 1.480 = 0.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{187,674}{-21,602,444} \times 1.480 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{187,674}{-5,576,246} \times 1.480 = -0.050 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,449,380} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,602,444} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,576,246} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,449,380} \times 1.480 = 6.586 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,602,444} \times 1.480 = -1.661 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,576,246} \times 1.480 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{226,221} + \frac{-19.02}{-21,762,253} \right) \\ &= 10.060 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.060 + -1.214) \\
&= 8.846 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.846 = 63.643 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
&= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.846 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.846 - 7 \times 0.013 \\
&= 106.067 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 63.643 - 0.05 \times (45.500 + 106.067) \\
&= 21.057 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.643 = 1,306.36 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,306.4 \\
&= 1,811.92 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,306.36 - 106.07 - 45.50 - 21.06 \\
&= 1,133.73 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,133.73}{1,306.36} = 0.868$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.868 \times 1,811.92 = 1,572.49 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,811.92 \times -19.02 / 1,000 = -34.462 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,572.49 \times -19.14 / 1,000 = -30.093 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,811,917}{226,221} + \frac{-34,462,079}{5,447,609} = 1.683 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,811,917}{226,221} + \frac{-34,462,079}{-21,762,253} = 9.593 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,811,917}{226,221} + \frac{-34,462,079}{-5,591,906} = 14.172 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,572,487}{224,834} + \frac{-30,092,706}{5,449,380} = 1.472 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,572,487}{224,834} + \frac{-30,092,706}{-21,602,444} = 8.387 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,572,487}{224,834} + \frac{-30,092,706}{-5,576,246} = 12.391 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,041,945}{5,449,737} \times 1.480 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,041,945}{-21,570,482} \times 1.480 = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,041,945}{-5,573,097} \times 1.480 = -3.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,041,945}{5,451,178} \times 1.480 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,041,945}{-21,442,635} \times 1.480 = -0.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,041,945}{-5,560,443} \times 1.480 = -3.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{147,624}{5,451,178} \times 1.480 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{147,624}{-21,442,635} \times 1.480 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{147,624}{-5,560,443} \times 1.480 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,451,178} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,442,635} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,560,443} \times 1.480 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,451,178} \times 1.480 = 5.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,442,635} \times 1.480 = -1.317 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,560,443} \times 1.480 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{224,556} + \frac{-19.16}{-21,570,482} \right) \\ &= 8.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.120 + -0.963) \\
&= 7.156 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.156 = 51.485 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
&= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.156 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.156 - 7 \times 0.010 \\
&= 85.806 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 51.485 - 0.05 \times (45.500 + 85.806) \\
&= 23.286 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.485 = 1,318.51 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,318.5 \\
&= 1,463.02 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,318.51 - 85.81 - 45.50 - 23.29 \\
&= 1,163.92 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,163.92}{1,318.51} = 0.883$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.883 \times 1,463.02 = 1,291.49 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.02 \times -19.16 / 1,000 = -28.032 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,291.49 \times -19.26 / 1,000 = -24.869 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,024}{224,556} + \frac{-28,032,493}{5,449,737} = 1.371 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,024}{224,556} + \frac{-28,032,493}{-21,570,482} = 7.815 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,024}{224,556} + \frac{-28,032,493}{-5,573,097} = 11.545 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,291,488}{223,447} + \frac{-24,868,642}{5,451,178} = 1.218 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,291,488}{223,447} + \frac{-24,868,642}{-21,442,635} = 6.940 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,291,488}{223,447} + \frac{-24,868,642}{-5,560,443} = 10.252 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.37	1,306.36	1,318.51
유효 긴장응력	1,103.98	1,133.73	1,163.92

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,104.0	1,133.7	1,163.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.984	16.704	1.683	14.172	1.371	11.545
풍도슬래브	5.866	-5.694	4.850	-4.725	3.813	-3.729

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	1.707	14.372	1.472	12.391	1.218	10.252
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.713	4.848	-4.738	3.812	-3.737
	CIP 몰탈	0.062	-0.060	0.051	-0.050	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.966	-7.760	6.586	-6.436	5.179	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.850	11.010	6.533	9.448	5.185	7.816		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.571	8.660	6.320	7.653	5.030	6.515		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.633	8.600	6.371	7.603	5.070	6.475		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.633	8.600	6.371	7.603	5.070	6.475		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.598	0.839	12.957	1.167	10.249	1.398		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	38.736	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	69.431	108.167

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 108.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1480 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1480.0 \times 95.0} = 0.0118$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,399 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,399 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1480}$$

$$= 37.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,399 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.56}{50} \right)$$

$$= 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 151 \text{ kN} \cdot \text{m} > 108.17 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.372) \times 5,591,906 / 1.0E+06$$

$$= 105.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 151.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

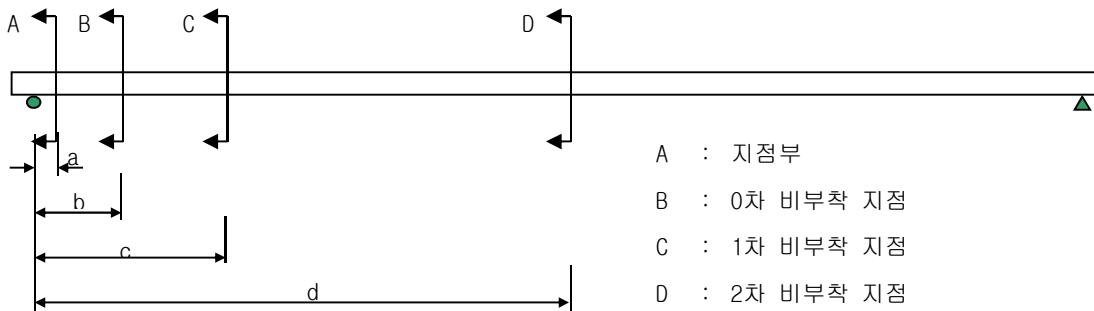
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.28 = 126.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.385	0.193	18.578	24.975	43.553
B	14.300	0.150	14.450	19.425	33.875
C	10.759	0.113	10.872	14.615	25.487
D	7.490	0.079	7.569	10.175	17.744
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.461	0.131	12.592	16.928	29.520
C	20.782	0.218	21.001	28.231	49.232
D	26.420	0.278	26.698	35.890	62.588
E	31.944	0.336	32.280	43.394	75.674

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.062	0.232	22.294	39.960	62.254
B	17.160	0.180	17.340	31.080	48.420
C	12.910	0.136	13.046	23.384	36.430
D	8.988	0.094	9.083	16.280	25.363
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.953	0.157	15.110	27.084	42.194
C	24.938	0.262	25.201	45.170	70.370
D	31.704	0.333	32.038	57.424	89.462
E	38.333	0.403	38.736	69.431	108.167

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.940	0.000	412,895,124	74.3	58.247
B	50.0	6.940	2.265	412,895,124	74.3	45.654
C	50.0	6.940	3.777	412,895,124	74.3	37.246
D	50.0	8.387	4.788	413,406,231	74.1	39.785
E	50.0	9.728	5.773	413,911,071	74.0	41.890

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,480	120.0	43.553	18.701	58.247	0.000	∞
B	50.0	1,480	120.0	33.875	14.545	45.654	12.675	149.056
C	50.0	1,480	120.0	25.487	10.943	37.246	21.139	107.560
D	50.0	1,480	120.0	17.744	7.619	39.785	26.874	91.814
E	50.0	1,480	120.0	0.000	0.000	41.890	32.492	62.791

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.780	1,480.0	120.0	0.00	672.139
B	50.0	5.780	1,480.0	120.0	0.00	672.139
C	50.0	5.780	1,480.0	120.0	0.00	672.139
D	50.0	6.994	1,480.0	120.0	0.00	736.829
E	50.0	8.122	1,480.0	120.0	0.00	796.951

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	672.139	672.139
B	149.056	672.139	149.056
C	107.560	672.139	107.560
D	91.814	736.829	91.814
E	62.791	796.951	62.791

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

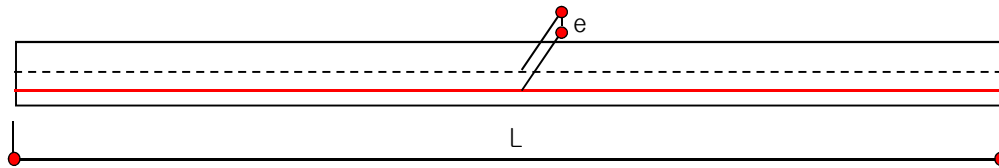
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	62.254	672.139	0.750	504.104	-441.85	0.123	전단보강 불필요
B	48.420	149.056	0.750	111.792	-63.37	0.433	전단보강 불필요
C	36.430	107.560	0.750	80.670	-44.24	0.452	전단보강 불필요
D	25.363	91.814	0.750	68.861	-43.50	0.368	전단보강 불필요
E	0.000	62.791	0.750	47.093	-47.09	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

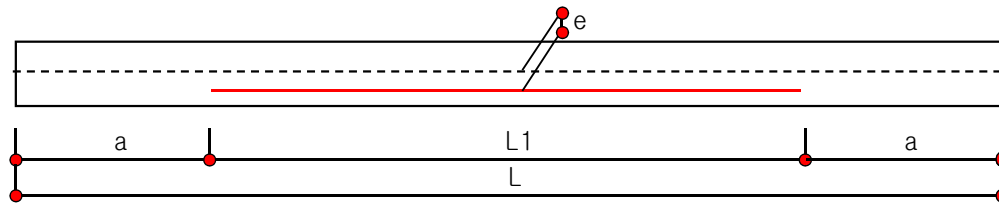
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,154 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 413911071.3} - \frac{342 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 413911071.3} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 413911071.3} \\ &= 17.46 - 0.980 - 0.492 = 16.0 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.975	414,508,768	-15.98	
풍도슬래브 자중	21.584	414,508,768	12.78	
접합 몰탈	0.227	414,508,768	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	414,508,768	0.00	
합 계(고정하중)			-3.07	
작업하중 및 풍하중	29.320	414,508,768	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-2

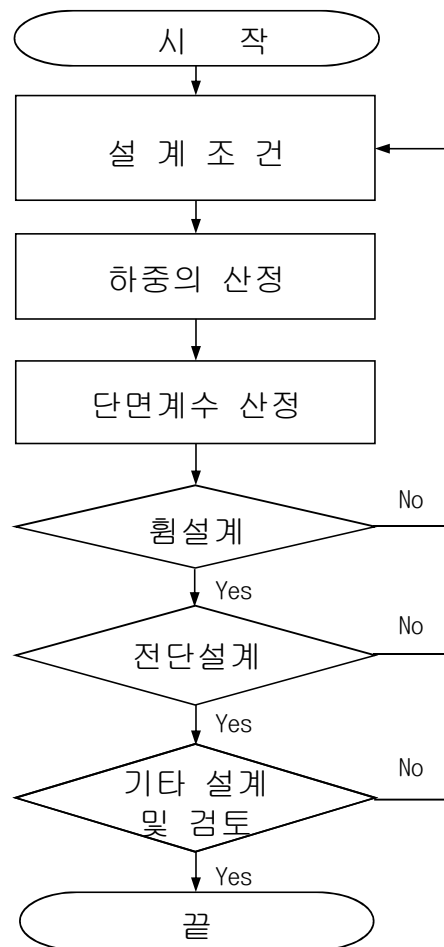
(L= 6.950 m, B= 1.475 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.475 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4745m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

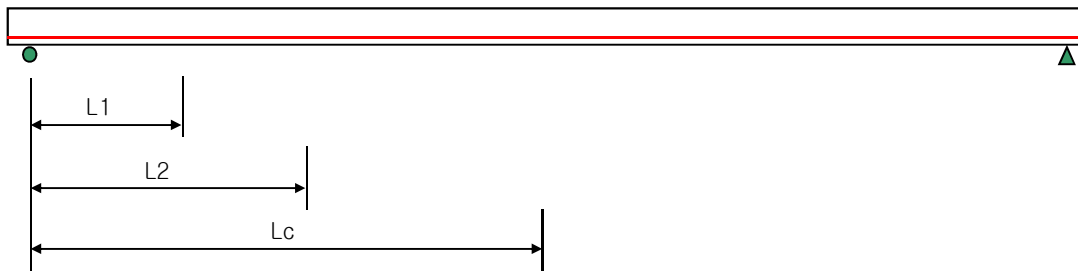
$$\text{단 면 적} = 217,074 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 217,074 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.427 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,474.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.475 = 7.373 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.475 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

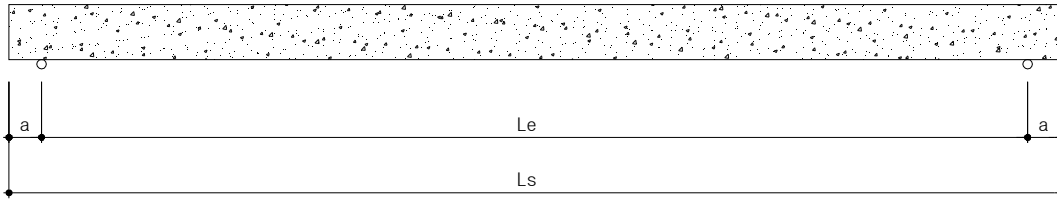
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.427	0.057	0.000	7.373	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.48
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.86
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.48
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.68
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.38
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.58
MAX						18.38

3.5 단면력 산정

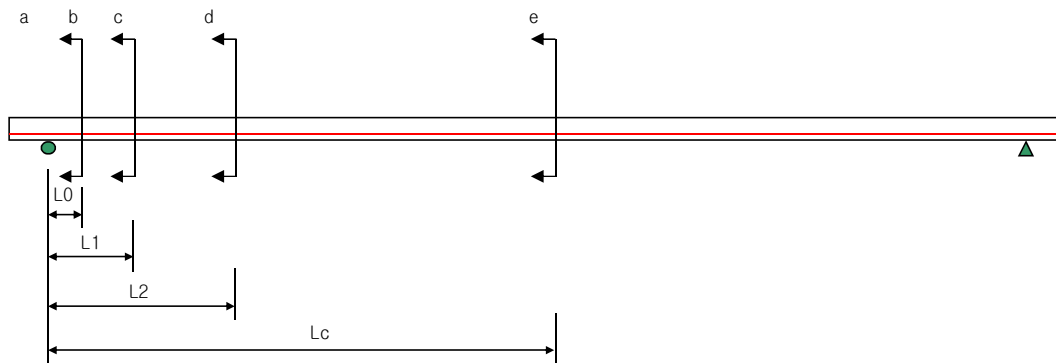
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.680 \times 6.750) / 2 = 12.422 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.680 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.419 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.680 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.041 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.680 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.850 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.680 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.582 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.422 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.422 - (3.680 \times 0.750) = 9.661 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.422 - (3.680 \times 1.400) = 7.269 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.422 - (3.680 \times 2.000) = 5.061 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.422 - (3.680 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.039 \times 6.750) / 2 = 0.131 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.039 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.089 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.039 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.148 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.039 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.188 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.039 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.228 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.131 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.131 - (0.039 \times 0.750) = 0.102 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.131 - (0.039 \times 1.400) = 0.077 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.131 - (0.039 \times 2.000) = 0.053 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.131 - (0.039 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.419	0.089	0.000	11.438	19.945	0차비부착부
	c	14.041	0.148	0.000	19.075	33.264	1차비부착부
	d	17.850	0.188	0.000	24.250	42.289	2차비부착부
	e	21.582	0.228	0.000	29.320	51.131	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.422	0.131	0.000	16.875	29.428	지점부(전단검토)
	b	9.661	0.102	0.000	13.125	22.888	0차비부착부
	c	7.269	0.077	0.000	9.875	17.221	1차비부착부
	d	5.061	0.053	0.000	6.875	11.989	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

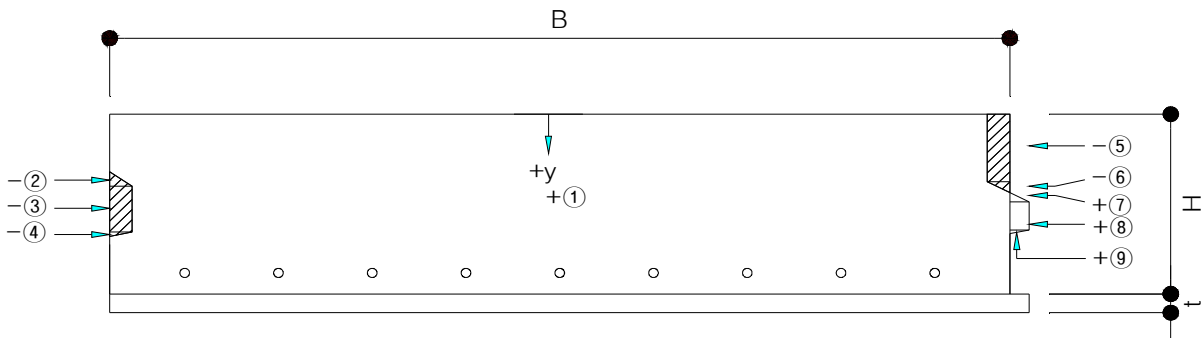
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.422	0.131	0.000		12.553	
LC-2	12.422	0.131	0.000	16.875	29.428	
MAX					29.428	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1475	150	221,175	75.0	16,588,125	5,625	1,875	7,500	1,658,812,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				217,074		16,335,849				1,638,591,101

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

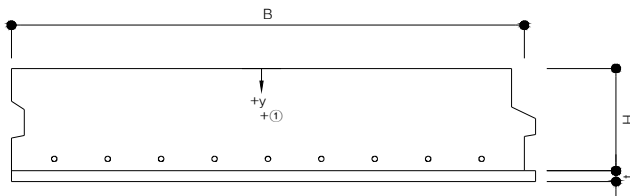
삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 217,073.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,335,849}{217,074} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,638,591,101 - 75.25 \times 16,335,849 = 409,238,698 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{409,238,698}{75.25} = 5,438,035.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{409,238,698}{-74.75} = -5,475,123.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	227,060.00		17,284,557				1,728,718,361

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 227,060.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,284,557}{227,060} = 76.12 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.12 - 150.00 = -73.88 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.12 - 95.00 = -18.88 \text{ mm}$$

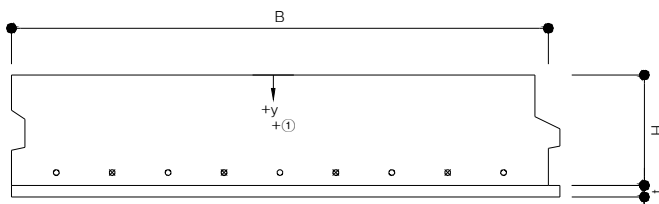
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,728,718,361 - 76.12 \times 17,284,557 = 412,960,855 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{412,960,855}{76.12} = 5,424,894.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{412,960,855}{-18.88} = -21,876,751.3 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{412,960,855}{-73.88} = -5,589,866.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

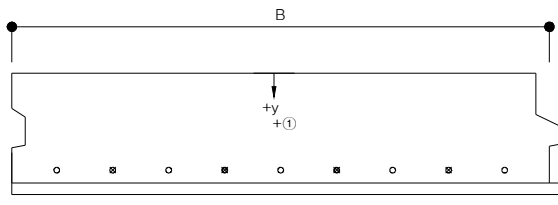


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	225,395.60		17,126,439				1,713,697,151

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 225,395.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,126,439 / 225,396 = 75.98 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,713,697,151 - 75.98 \times 17,126,439 = 412,363,401 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{412,363,401}{75.98} = 5,426,983.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{412,363,401}{-19.02} = -21,684,971.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{412,363,401}{-74.02} = -5,571,266.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



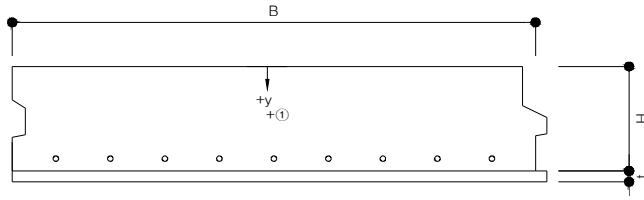
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	223,731.20		16,968,321				1,698,675,941

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 223,731.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 16,968,321 / 223,731 = 75.84 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.84 - 150.00 = -74.16 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.84 - 95.00 = -19.16 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,698,675,941 - 75.84 \times 16,968,321 = 411,757,057 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{411,757,057}{75.84} = 5,429,111.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{411,757,057}{-19.16} = -21,493,191.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{411,757,057}{-74.16} = -5,552,462.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

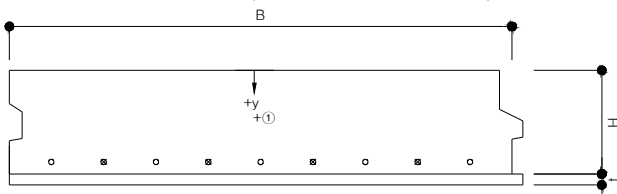


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	225,395.60		17,126,439				1,713,697,151

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 225,395.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,126,439}{225,396} = 75.98 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,713,697,151 - 75.98 \times 17,126,439 = 412,363,401 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{412,363,401}{75.98} = 5,426,983.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{412,363,401}{-19.02} = -21,684,971.5 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{412,363,401}{-74.02} = -5,571,266.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

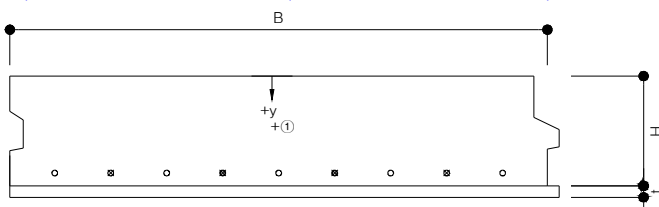


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	224,008.60		16,994,674				1,701,179,476

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 224,008.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 16,994,674 / 224,009 = 75.87 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.87 - 150.00 = -74.13 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.87 - 95.00 = -19.13 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,701,179,476 - 75.87 \times 16,994,674 = 411,858,740 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{411,858,740}{75.87} = 5,428,753.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{411,858,740}{-19.13} = -21,525,155.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{411,858,740}{-74.13} = -5,555,611.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			217,073.60		16,335,849				1,638,591,101
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	222,621.60		16,862,909				1,688,661,801

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 222,621.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,862,909 / 222,622 = 75.75 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.75 - 150.00 = -74.25 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.75 - 95.00 = -19.25 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,688,661,801 - 75.75 \times 16,862,909 = 411,347,790 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{411,347,790}{75.75} = 5,430,552.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{411,347,790}{-19.25} = -21,365,338.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{411,347,790}{-74.25} = -5,539,810.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	217,073.6	A_{vc1}'	227,060.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	409,238,698.3	I_{vc1}'	412,960,855.3	mm ⁴
Z_{tc0}	5,438,035.0	Z_{tc1}'	5,424,894.2	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,876,751.3	mm ³
Z_{bc0}	-5,475,123.0	Z_{bc1}'	-5,589,866.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	217,073.6	A_{vb1}'	225,395.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	409,238,698.3	I_{vb1}'	412,363,400.6	mm ⁴
Z_{tb0}	5,438,035.0	Z_{tb1}'	5,426,983.3	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,684,971.5	mm ³
Z_{bb0}	-5,475,123.0	Z_{bb1}'	-5,571,266.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	217,073.6	A_{va1}'	223,731.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	409,238,698.3	I_{va1}'	411,757,056.5	mm ⁴
Z_{ta0}	5,438,035.0	Z_{ta1}'	5,429,111.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,493,191.7	mm ³
Z_{ba0}	-5,475,123.0	Z_{ba1}'	-5,552,462.5	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	217,073.6	A_{vc1}	225,395.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	409,238,698.3	I_{vc1}	412,363,400.6	mm^4
Z_{tc0}	5,438,035.0	Z_{tc1}	5,426,983.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,684,971.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,475,123.0	Z_{bc1}	-5,571,266.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	217,073.6	A_{vb1}	224,008.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	409,238,698.3	I_{vb1}	411,858,739.6	mm^4
Z_{tb0}	5,438,035.0	Z_{tb1}	5,428,753.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,525,155.0	mm^3
Z_{bb0}	-5,475,123.0	Z_{bb1}	-5,555,611.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	217,073.6	A_{va1}	222,621.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	409,238,698.3	I_{va1}	411,347,790.3	mm^4
Z_{ta0}	5,438,035.0	Z_{ta1}	5,430,552.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,365,338.5	mm^3
Z_{ba0}	-5,475,123.0	Z_{ba1}	-5,539,810.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4745m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,582,454}{5,424,894} \times 1.475 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,582,454}{-21,876,751} \times 1.475 = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,582,454}{-5,589,866} \times 1.475 = -5.693 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,582,454}{5,426,983} \times 1.475 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,582,454}{-21,684,972} \times 1.475 = -1.468 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,582,454}{-5,571,267} \times 1.475 = -5.712 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{227,760}{5,426,983} \times 1.475 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{227,760}{-21,684,972} \times 1.475 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{227,760}{-5,571,267} \times 1.475 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,426,983} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,684,972} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,571,267} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,426,983} \times 1.475 = 7.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,684,972} \times 1.475 = -1.994 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,571,267} \times 1.475 = -7.760 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{227,060} + \frac{-18.88}{-21,876,751} \right) \\
 &= 12.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.010 + -1.455) \\
 &= 10.555 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.555 = 75.937 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.555 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.555 - 7 \times 0.015 \\
 &= 126.555 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 75.937 - 0.05 \times (45.500 + 126.555) \\
 &= 18.804 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 75.937 = 1,294.06 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,294.1 \\
 &= 2,153.84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,294.06 - 126.55 - 45.50 - 18.80 \\
 &= 1,103.20 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,103.20}{1,294.06} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.853 \times 2,153.84 = 1,836.17 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,153.84 \times -18.88 / 1,000 = -40.657 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,836.17 \times -19.02 / 1,000 = -34.917 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,153,838}{227,060} + \frac{-40,657,355}{5,424,894} = 1.991 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,153,838}{227,060} + \frac{-40,657,355}{-21,876,751} = 11.344 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,153,838}{227,060} + \frac{-40,657,355}{-5,589,866} = 16.759 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,836,173}{225,396} + \frac{-34,916,843}{5,426,983} = 1.713 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,836,173}{225,396} + \frac{-34,916,843}{-21,684,972} = 9.757 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,836,173}{225,396} + \frac{-34,916,843}{-5,571,267} = 14.414 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,850,237}{5,426,983} \times 1.475 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,850,237}{-21,684,972} \times 1.475 = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,850,237}{-5,571,267} \times 1.475 = -4.724 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,850,237}{5,428,754} \times 1.475 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,850,237}{-21,525,155} \times 1.475 = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,850,237}{-5,555,611} \times 1.475 = -4.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{188,374}{5,428,754} \times 1.475 = 0.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{188,374}{-21,525,155} \times 1.475 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{188,374}{-5,555,611} \times 1.475 = -0.050 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,428,754} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,525,155} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,555,611} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,428,754} \times 1.475 = 6.587 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,525,155} \times 1.475 = -1.661 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,555,611} \times 1.475 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{225,396} + \frac{-19.02}{-21,684,972} \right) \\ &= 10.097 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.097 + -1.214) \\
 &= 8.883 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.883 = 63.907 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
 &= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.883 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.883 - 7 \times 0.013 \\
 &= 106.506 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 63.907 - 0.05 \times (45.500 + 106.506) \\
 &= 21.009 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.907 = 1,306.09 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,306.1 \\
 &= 1,811.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,306.09 - 106.51 - 45.50 - 21.01 \\
 &= 1,133.08 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,133.08}{1,306.09} = 0.868$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.868 \times 1,811.55 = 1,571.58 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,811.55 \times -19.02 / 1,000 = -34.449 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,571.58 \times -19.13 / 1,000 = -30.070 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,811,551}{225,396} + \frac{-34,448,626}{5,426,983} = 1.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,811,551}{225,396} + \frac{-34,448,626}{-21,684,972} = 9.626 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,811,551}{225,396} + \frac{-34,448,626}{-5,571,267} = 14.220 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,571,579}{224,009} + \frac{-30,070,338}{5,428,754} = 1.477 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,571,579}{224,009} + \frac{-30,070,338}{-21,525,155} = 8.413 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,571,579}{224,009} + \frac{-30,070,338}{-5,555,611} = 12.428 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,040,959}{5,429,111} \times 1.475 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,040,959}{-21,493,192} \times 1.475 = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,040,959}{-5,552,462} \times 1.475 = -3.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,040,959}{5,430,552} \times 1.475 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,040,959}{-21,365,339} \times 1.475 = -0.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,040,959}{-5,539,811} \times 1.475 = -3.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{148,174}{5,430,552} \times 1.475 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{148,174}{-21,365,339} \times 1.475 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{148,174}{-5,539,811} \times 1.475 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,430,552} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,365,339} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,539,811} \times 1.475 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,430,552} \times 1.475 = 5.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,365,339} \times 1.475 = -1.316 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,539,811} \times 1.475 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{223,731} + \frac{-19.16}{-21,493,192} \right) \\ &= 8.150 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.150 + -0.963) \\
 &= 7.186 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.186 = 51.700 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
 &= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.186 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.186 - 7 \times 0.010 \\
 &= 86.163 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 51.700 - 0.05 \times (45.500 + 86.163) \\
 &= 23.247 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.700 = 1,318.30 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,318.3 \\
 &= 1,462.79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,318.30 - 86.16 - 45.50 - 23.25 \\
 &= 1,163.39 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,163.39}{1,318.30} = 0.882$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.882 \times 1,462.79 = 1,290.90 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,462.79 \times -19.16 / 1,000 = -28.023 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,290.90 \times -19.25 / 1,000 = -24.854 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,462,786}{223,731} + \frac{-28,023,408}{5,429,111} = 1.376 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,462,786}{223,731} + \frac{-28,023,408}{-21,493,192} = 7.842 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,462,786}{223,731} + \frac{-28,023,408}{-5,552,462} = 11.585 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,290,898}{222,622} + \frac{-24,853,707}{5,430,552} = 1.222 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,290,898}{222,622} + \frac{-24,853,707}{-21,365,339} = 6.962 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,290,898}{222,622} + \frac{-24,853,707}{-5,539,811} = 10.285 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.06	1,306.09	1,318.30
유효 긴장응력	1,103.20	1,133.08	1,163.39

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,103.2	1,133.1	1,163.4	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	1.991	16.759	1.690	14.220	1.376	11.585
풍도슬래브	5.866	-5.693	4.850	-4.724	3.813	-3.729

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.713	14.414	1.477	12.428	1.222	10.285
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.712	4.848	-4.738	3.812	-3.737
	CIP 몰탈	0.062	-0.060	0.051	-0.050	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.966	-7.760	6.587	-6.436	5.179	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.857	11.066	6.539	9.496	5.190	7.856		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.576	8.702	6.325	7.691	5.034	6.548		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.638	8.641	6.376	7.641	5.075	6.508		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.638	8.641	6.376	7.641	5.075	6.508		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.605	0.881	12.963	1.205	10.254	1.431		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	38.591	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	69.172	107.763

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 107.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1475 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1474.5 \times 95.0} = 0.0119$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,397 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,397 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1475}$$

$$= 37.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,397 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.60}{50} \right)$$

$$= 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 151 \text{ kN} \cdot \text{m} > 107.76 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스어
의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.414) \times 5,571,267 / 1.0E+06$$

$$= 105.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 151.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

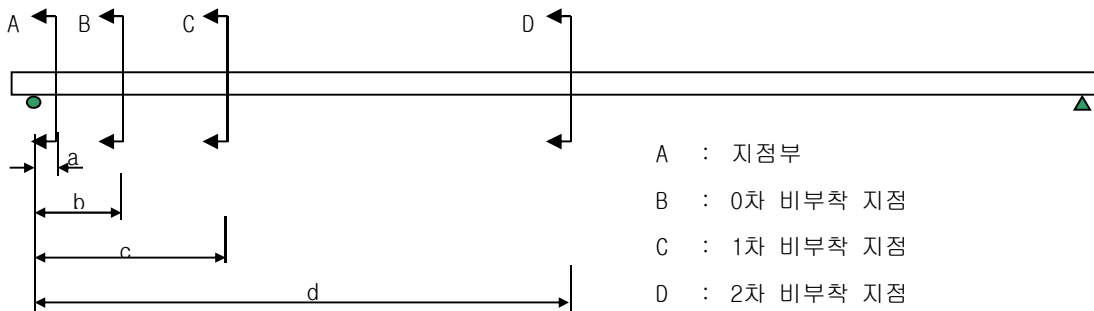
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.12 = 126.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



- A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.316	0.193	18.509	24.882	43.391
B	14.245	0.150	14.396	19.353	33.749
C	10.718	0.113	10.831	14.561	25.392
D	7.462	0.079	7.541	10.137	17.678
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.414	0.131	12.545	16.865	29.409
C	20.703	0.218	20.922	28.126	49.048
D	26.320	0.278	26.598	35.757	62.355
E	31.823	0.336	32.159	43.233	75.392

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.979	0.232	22.211	39.812	62.022
B	17.095	0.180	17.275	30.965	48.239
C	12.862	0.136	12.997	23.297	36.294
D	8.954	0.094	9.049	16.220	25.268
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.897	0.157	15.054	26.983	42.037
C	24.844	0.262	25.106	45.002	70.108
D	31.584	0.333	31.918	57.211	89.128
E	38.188	0.403	38.591	69.172	107.763

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.962	0.000	411,347,790	74.3	58.154
B	50.0	6.962	2.264	411,347,790	74.3	45.609
C	50.0	6.962	3.777	411,347,790	74.3	37.232
D	50.0	8.413	4.788	411,858,740	74.1	39.782
E	50.0	9.757	5.772	412,363,401	74.0	41.895

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,475	120.0	43.391	18.631	58.154	0.000	∞
B	50.0	1,475	120.0	33.749	14.491	45.609	12.628	148.644
C	50.0	1,475	120.0	25.392	10.903	37.232	21.060	107.224
D	50.0	1,475	120.0	17.678	7.590	39.782	26.774	91.514
E	50.0	1,475	120.0	0.000	0.000	41.895	32.372	62.558

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.799	1,474.5	120.0	0.00	670.637
B	50.0	5.799	1,474.5	120.0	0.00	670.637
C	50.0	5.799	1,474.5	120.0	0.00	670.637
D	50.0	7.016	1,474.5	120.0	0.00	735.243
E	50.0	8.146	1,474.5	120.0	0.00	795.265

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	670.637	670.637
B	148.644	670.637	148.644
C	107.224	670.637	107.224
D	91.514	735.243	91.514
E	62.558	795.265	62.558

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

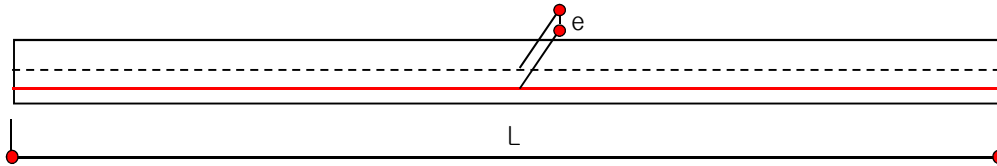
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	62.022	670.637	0.750	502.978	-440.96	0.123	전단보강 불필요
B	48.239	148.644	0.750	111.483	-63.24	0.433	전단보강 불필요
C	36.294	107.224	0.750	80.418	-44.12	0.451	전단보강 불필요
D	25.268	91.514	0.750	68.635	-43.37	0.368	전단보강 불필요
E	0.000	62.558	0.750	46.918	-46.92	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

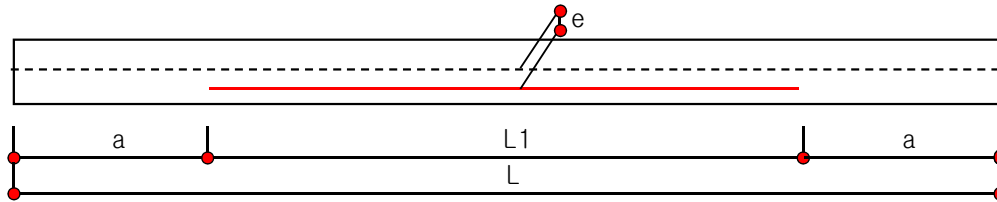
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,154 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 412363400.6} - \frac{342 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 412363400.6} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 412363400.6} \\ &= 17.51 - 0.983 - 0.494 = 16.0 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.958	412,960,855	-16.04	
풍도슬래브 자중	21.582	412,960,855	12.78	
접합 몰탈	0.228	412,960,855	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	412,960,855	0.00	
합 계(고정하중)			-3.13	
작업하중 및 풍하중	29.320	412,960,855	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-3

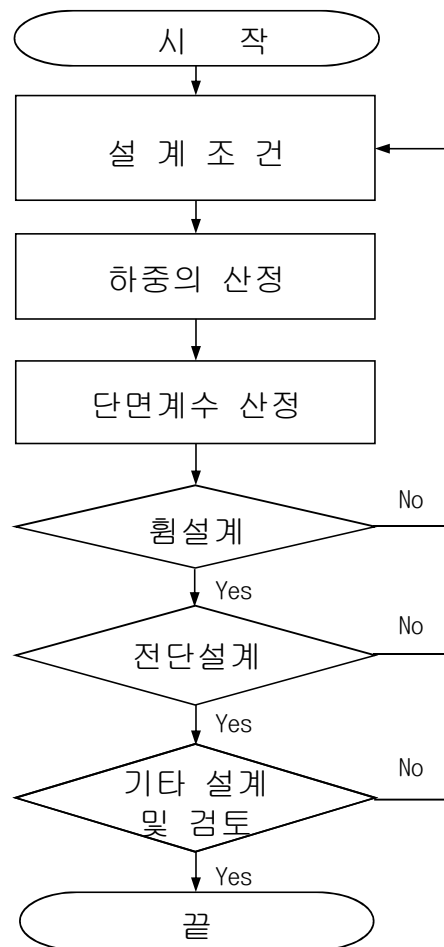
(L= 6.950 m, B= 1.469 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.469 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

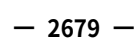
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.469m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

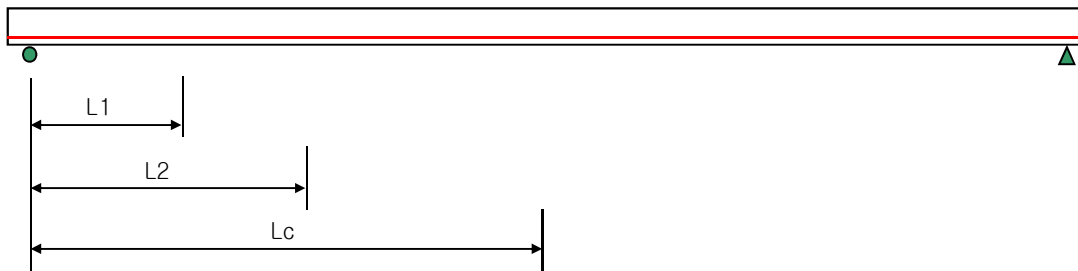
$$\text{단 면 적} = 216,249 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 216,249 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.406 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,469.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.469 = 7.345 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.469 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

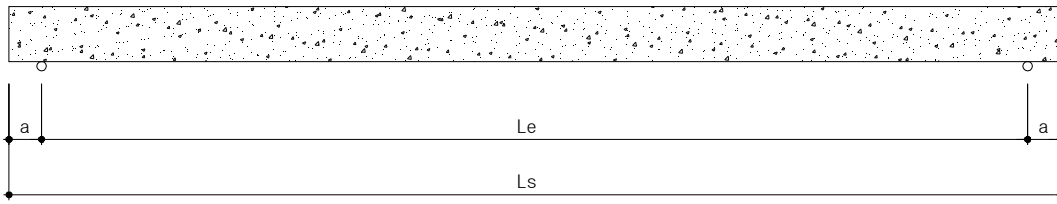
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.406	0.057	0.000	7.345	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.46
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.81
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.46
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.65
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.31
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.56
MAX						18.31

3.5 단면력 산정

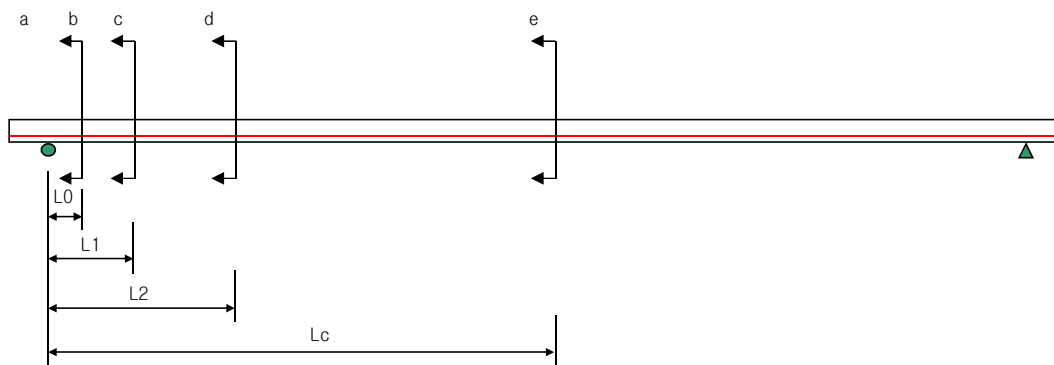
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.680 \times 6.750) / 2 = 12.421 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.680 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.418 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.680 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.040 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.680 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.849 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.680 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.581 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.421 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.421 - (3.680 \times 0.750) = 9.661 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.421 - (3.680 \times 1.400) = 7.268 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.421 - (3.680 \times 2.000) = 5.060 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.421 - (3.680 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.039 \times 6.750) / 2 = 0.132 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.039 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.089 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.039 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.149 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.039 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.189 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.039 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.229 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.132 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.132 - (0.039 \times 0.750) = 0.102 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.132 - (0.039 \times 1.400) = 0.077 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.132 - (0.039 \times 2.000) = 0.054 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.132 - (0.039 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.418	0.089	0.000	11.438	19.945	0차비부착부
	c	14.040	0.149	0.000	19.075	33.264	1차비부착부
	d	17.849	0.189	0.000	24.250	42.288	2차비부착부
	e	21.581	0.229	0.000	29.320	51.130	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.421	0.132	0.000	16.875	29.427	지점부(전단검토)
	b	9.661	0.102	0.000	13.125	22.888	0차비부착부
	c	7.268	0.077	0.000	9.875	17.220	1차비부착부
	d	5.060	0.054	0.000	6.875	11.989	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

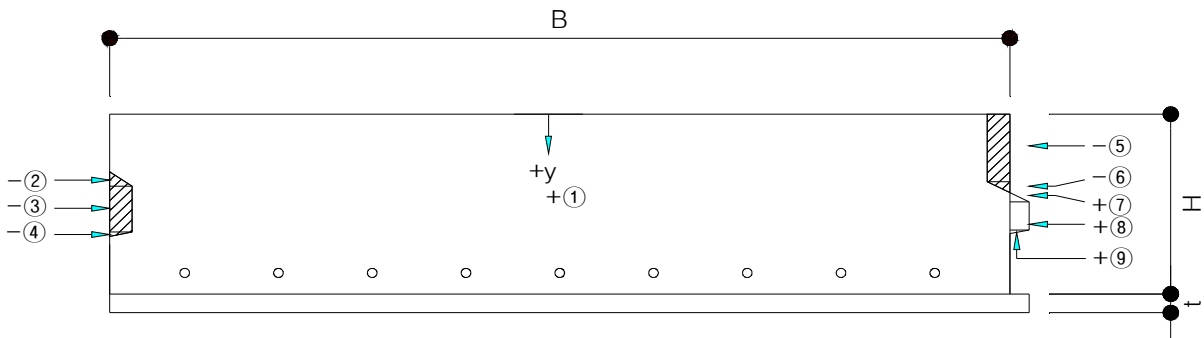
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.421	0.132	0.000		12.552	
LC-2	12.421	0.132	0.000	16.875	29.427	
MAX					29.427	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1469	150	220,350	75.0	16,526,250	5,625	1,875	7,500	1,652,625,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				216,249		16,273,974				1,632,403,601

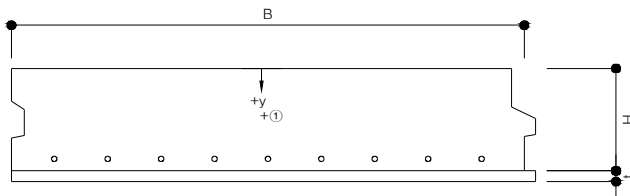
여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 216,248.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,273,974}{216,249} = 75.26 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.26 - 150.00 = -74.74 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,632,403,601 - 75.26 \times 16,273,974 = 407,691,769 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{407,691,769}{75.26} = 5,417,409.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{407,691,769}{-74.74} = -5,454,497.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	226,235.00		17,222,682				1,722,530,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 226,235.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,222,682}{226,235} = 76.13 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.13 - 150.00 = -73.87 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.13 - 95.00 = -18.87 \text{ mm}$$

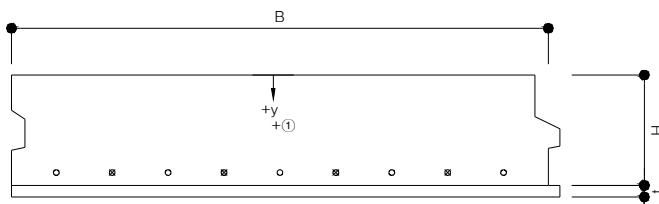
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,722,530,861 - 76.13 \times 17,222,682 = 411,412,936 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{411,412,936}{76.13} = 5,404,269.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{411,412,936}{-18.87} = -21,799,480.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{411,412,936}{-73.87} = -5,569,222.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

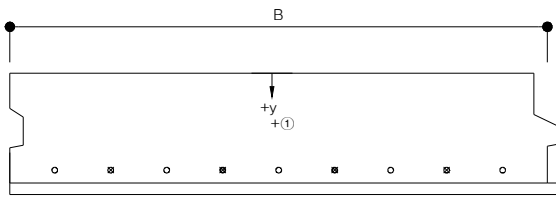


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	224,570.60		17,064,564				1,707,509,651

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 224,570.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,064,564 / 224,571 = 75.99 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.99 - 150.00 = -74.01 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.99 - 95.00 = -19.01 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,707,509,651 - 75.99 \times 17,064,564 = 410,815,724 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{410,815,724}{75.99} = 5,406,357.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{410,815,724}{-19.01} = -21,607,691.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{410,815,724}{-74.01} = -5,550,628.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



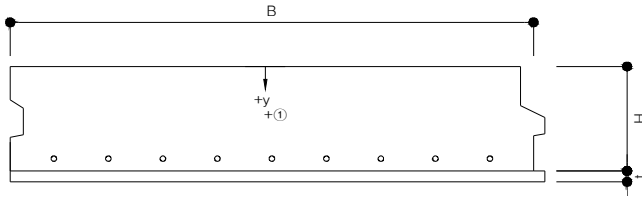
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	222,906.20		16,906,446				1,692,488,441

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 222,906.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 16,906,446 / 222,906 = 75.85 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.85 - 150.00 = -74.15 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.85 - 95.00 = -19.15 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,692,488,441 - 75.85 \times 16,906,446 = 410,209,594 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{410,209,594}{75.85} = 5,408,485.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{410,209,594}{-19.15} = -21,415,901.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{410,209,594}{-74.15} = -5,531,827.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

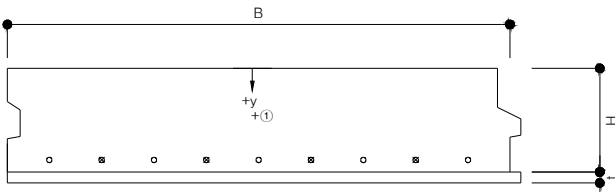


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	224,570.60		17,064,564				1,707,509,651

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 224,570.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,064,564}{224,571} = 75.99 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.99 - 150.00 = -74.01 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.99 - 95.00 = -19.01 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,707,509,651 - 75.99 \times 17,064,564 = 410,815,724 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{410,815,724}{75.99} = 5,406,357.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{410,815,724}{-19.01} = -21,607,691.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{410,815,724}{-74.01} = -5,550,628.0 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

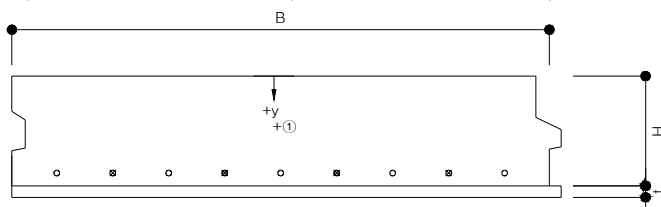


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	223,183.60		16,932,799				1,694,991,976

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 223,183.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 16,932,799 / 223,184 = 75.87 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.87 - 150.00 = -74.13 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.87 - 95.00 = -19.13 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,694,991,976 - 75.87 \times 16,932,799 = 410,311,243 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{410,311,243}{75.87} = 5,408,127.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{410,311,243}{-19.13} = -21,447,866.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{410,311,243}{-74.13} = -5,534,975.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			216,248.60		16,273,974				1,632,403,601
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	221,796.60		16,801,034				1,682,474,301

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 221,796.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,801,034 / 221,797 = 75.75 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.75 - 150.00 = -74.25 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.75 - 95.00 = -19.25 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,682,474,301 - 75.75 \times 16,801,034 = 409,800,453 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{409,800,453}{75.75} = 5,409,925.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{409,800,453}{-19.25} = -21,288,042.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{409,800,453}{-74.25} = -5,519,178.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	216,248.6	A_{vc1}'	226,235.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	407,691,769.5	I_{vc1}'	411,412,935.5	mm ⁴
Z_{tc0}	5,417,409.2	Z_{tc1}'	5,404,269.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,799,480.2	mm ³
Z_{bc0}	-5,454,497.9	Z_{bc1}'	-5,569,222.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	216,248.6	A_{vb1}'	224,570.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	407,691,769.5	I_{vb1}'	410,815,724.0	mm ⁴
Z_{tb0}	5,417,409.2	Z_{tb1}'	5,406,357.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,607,691.0	mm ³
Z_{bb0}	-5,454,497.9	Z_{bb1}'	-5,550,628.0	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	216,248.6	A_{va1}'	222,906.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	407,691,769.5	I_{va1}'	410,209,593.9	mm ⁴
Z_{ta0}	5,417,409.2	Z_{ta1}'	5,408,485.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,415,901.7	mm ³
Z_{ba0}	-5,454,497.9	Z_{ba1}'	-5,531,827.8	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	216,248.6	A_{vc1}	224,570.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	407,691,769.5	I_{vc1}	410,815,724.0	mm^4
Z_{tc0}	5,417,409.2	Z_{tc1}	5,406,357.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,607,691.0	mm^3
Z_{bc0}	-5,454,497.9	Z_{bc1}	-5,550,628.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	216,248.6	A_{vb1}	223,183.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	407,691,769.5	I_{vb1}	410,311,243.4	mm^4
Z_{tb0}	5,417,409.2	Z_{tb1}	5,408,127.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,447,866.5	mm^3
Z_{bb0}	-5,454,497.9	Z_{bb1}	-5,534,975.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	216,248.6	A_{va1}	221,796.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	407,691,769.5	I_{va1}	409,800,453.2	mm^4
Z_{ta0}	5,417,409.2	Z_{ta1}	5,409,925.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,288,042.1	mm^3
Z_{ba0}	-5,454,497.9	Z_{ba1}	-5,519,178.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.469m)에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,580,928}{5,404,269} \times 1.469 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,580,928}{-21,799,480} \times 1.469 = -1.454 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,580,928}{-5,569,222} \times 1.469 = -5.692 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,580,928}{5,406,358} \times 1.469 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,580,928}{-21,607,691} \times 1.469 = -1.467 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,580,928}{-5,550,628} \times 1.469 = -5.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{228,613}{5,406,358} \times 1.469 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{228,613}{-21,607,691} \times 1.469 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{228,613}{-5,550,628} \times 1.469 = -0.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,406,358} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,607,691} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,550,628} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,406,358} \times 1.469 = 7.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,607,691} \times 1.469 = -1.993 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,550,628} \times 1.469 = -7.760 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{226,235} + \frac{-18.87}{-21,799,480} \right) \\
 &= 12.053 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.454 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.053 + -1.454) \\
 &= 10.599 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.599 = 76.251 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.599 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.599 - 7 \times 0.016 \\
 &= 127.077 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 76.251 - 0.05 \times (45.500 + 127.077) \\
 &= 18.746 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 76.251 = 1,293.75 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,293.7 \\
 &= 2,153.32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,293.75 - 127.08 - 45.50 - 18.75 \\
 &= 1,102.43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,102.43}{1,293.75} = 0.852$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.852 \times 2,153.32 = 1,834.88 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,153.32 \times -18.87 / 1,000 = -40.639 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,834.88 \times -19.01 / 1,000 = -34.886 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,153,317}{226,235} + \frac{-40,638,689}{5,404,269} = 1.998 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,153,317}{226,235} + \frac{-40,638,689}{-21,799,480} = 11.382 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,153,317}{226,235} + \frac{-40,638,689}{-5,569,222} = 16.815 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,834,878}{224,571} + \frac{-34,885,579}{5,406,358} = 1.718 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,834,878}{224,571} + \frac{-34,885,579}{-21,607,691} = 9.785 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,834,878}{224,571} + \frac{-34,885,579}{-5,550,628} = 14.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,848,974}{5,406,358} \times 1.469 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,848,974}{-21,607,691} \times 1.469 = -1.213 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,848,974}{-5,550,628} \times 1.469 = -4.724 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,848,974}{5,408,128} \times 1.469 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,848,974}{-21,447,867} \times 1.469 = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,848,974}{-5,534,976} \times 1.469 = -4.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{189,079}{5,408,128} \times 1.469 = 0.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{189,079}{-21,447,867} \times 1.469 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{189,079}{-5,534,976} \times 1.469 = -0.050 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,408,128} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,447,867} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,534,976} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,408,128} \times 1.469 = 6.587 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,447,867} \times 1.469 = -1.661 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,534,976} \times 1.469 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{224,571} + \frac{-19.01}{-21,607,691} \right) \\ &= 10.133 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam b}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.213 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.133 + -1.213) \\
 &= 8.920 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.920 = 64.172 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
 &= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.920 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.920 - 7 \times 0.013 \\
 &= 106.949 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 64.172 - 0.05 \times (45.500 + 106.949) \\
 &= 20.960 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 64.172 = 1,305.83 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,305.8 \\
 &= 1,811.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,305.83 - 106.95 - 45.50 - 20.96 \\
 &= 1,132.42 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,132.42}{1,305.83} = 0.867$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.867 \times 1,811.18 = 1,570.66 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,811.18 \times -19.01 / 1,000 = -34.435 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,570.66 \times -19.13 / 1,000 = -30.048 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,811,183}{224,571} + \frac{-34,435,077}{5,406,358} = 1.696 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,811,183}{224,571} + \frac{-34,435,077}{-21,607,691} = 9.659 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,811,183}{224,571} + \frac{-34,435,077}{-5,550,628} = 14.269 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,570,665}{223,184} + \frac{-30,047,812}{5,408,128} = 1.481 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,570,665}{223,184} + \frac{-30,047,812}{-21,447,867} = 8.439 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,570,665}{223,184} + \frac{-30,047,812}{-5,534,976} = 12.466 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,039,966}{5,408,485} \times 1.469 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,039,966}{-21,415,902} \times 1.469 = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,039,966}{-5,531,828} \times 1.469 = -3.728 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,039,966}{5,409,926} \times 1.469 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,039,966}{-21,288,042} \times 1.469 = -0.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,039,966}{-5,519,178} \times 1.469 = -3.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{148,729}{5,409,926} \times 1.469 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{148,729}{-21,288,042} \times 1.469 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{148,729}{-5,519,178} \times 1.469 = -0.040 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,409,926} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,288,042} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,519,178} \times 1.469 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,409,926} \times 1.469 = 5.180 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,288,042} \times 1.469 = -1.316 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,519,178} \times 1.469 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{222,906} + \frac{-19.15}{-21,415,902} \right) \\ &= 8.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.179 + -0.963) \\
 &= 7.216 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.216 = 51.916 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
 &= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.216 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.216 - 7 \times 0.010 \\
 &= 86.523 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 51.916 - 0.05 \times (45.500 + 86.523) \\
 &= 23.207 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.916 = 1,318.08 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,318.1 \\
 &= 1,462.55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,318.08 - 86.52 - 45.50 - 23.21 \\
 &= 1,162.85 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,162.85}{1,318.08} = 0.882$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.882 \times 1,462.55 = 1,290.30 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,462.55 \times -19.15 / 1,000 = -28.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,290.30 \times -19.25 / 1,000 = -24.839 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,462,546}{222,906} + \frac{-28,014,258}{5,408,485} = 1.382 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,462,546}{222,906} + \frac{-28,014,258}{-21,415,902} = 7.869 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,462,546}{222,906} + \frac{-28,014,258}{-5,531,828} = 11.625 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,290,303}{221,797} + \frac{-24,838,667}{5,409,926} = 1.226 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,290,303}{221,797} + \frac{-24,838,667}{-21,288,042} = 6.984 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,290,303}{221,797} + \frac{-24,838,667}{-5,519,178} = 10.318 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,293.75	1,305.83	1,318.08
유효 긴장응력	1,102.43	1,132.42	1,162.85

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,102.4	1,132.4	1,162.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.998	16.815	1.696	14.269	1.382	11.625
풍도슬래브	5.866	-5.692	4.850	-4.724	3.813	-3.728

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.718	14.456	1.481	12.466	1.226	10.318
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.711	4.848	-4.737	3.812	-3.737
	CIP 몰탈	0.062	-0.061	0.051	-0.050	0.040	-0.040
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.967	-7.760	6.587	-6.436	5.180	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.864	11.123	6.546	9.545	5.195	7.897		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	7.582	8.744	6.330	7.729	5.039	6.581		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.644	8.684	6.381	7.679	5.079	6.541		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.644	8.684	6.381	7.679	5.079	6.541		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.611	0.924	12.968	1.243	10.259	1.464		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	38.446	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	68.914	107.360

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 107.360 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1469 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1469.0 \times 95.0} = 0.0119$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,395 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,395 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1469}$$

$$= 37.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,395 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.64}{50} \right)$$

$$= 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 151 \text{ kN} \cdot \text{m} > 107.36 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.456) \times 5,550,628 / 1.0E+06$$

$$= 104.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 150.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

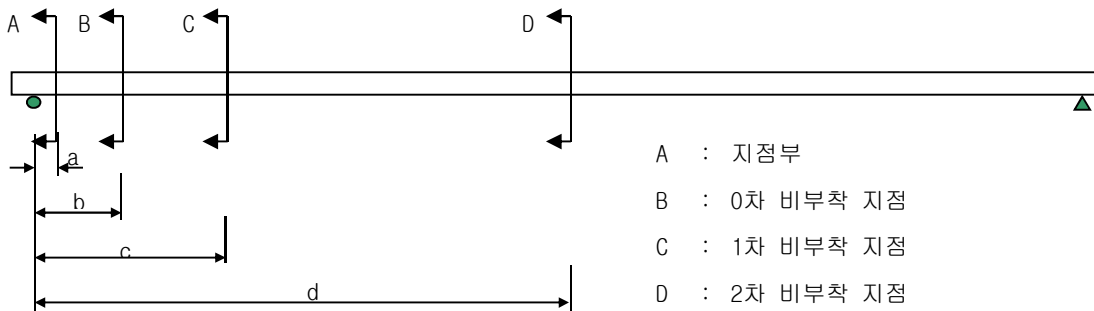
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 104.96 = 125.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.246	0.193	18.439	24.789	43.229
B	14.191	0.150	14.342	19.281	33.622
C	10.677	0.113	10.790	14.506	25.297
D	7.434	0.079	7.512	10.099	17.612
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.367	0.131	12.498	16.802	29.299
C	20.625	0.218	20.843	28.021	48.864
D	26.220	0.278	26.498	35.623	62.121
E	31.702	0.336	32.038	43.072	75.110

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.895	0.232	22.127	39.663	61.790
B	17.030	0.180	17.210	30.849	48.059
C	12.813	0.136	12.948	23.210	36.159
D	8.920	0.094	9.015	16.159	25.174
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.840	0.157	14.997	26.883	41.880
C	24.750	0.262	25.012	44.834	69.846
D	31.464	0.333	31.797	56.997	88.795
E	38.043	0.403	38.446	68.914	107.360

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.984	0.000	409,800,453	74.3	58.061
B	50.0	6.984	2.264	409,800,453	74.3	45.563
C	50.0	6.984	3.777	409,800,453	74.3	37.218
D	50.0	8.439	4.787	410,311,243	74.1	39.778
E	50.0	9.785	5.772	410,815,724	74.0	41.900

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,469	120.0	43.229	18.561	58.061	0.000	∞
B	50.0	1,469	120.0	33.622	14.437	45.563	12.581	148.232
C	50.0	1,469	120.0	25.297	10.862	37.218	20.981	106.888
D	50.0	1,469	120.0	17.612	7.562	39.778	26.674	91.213
E	50.0	1,469	120.0	0.000	0.000	41.900	32.251	62.324

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.818	1,469.0	120.0	0.00	669.134
B	50.0	5.818	1,469.0	120.0	0.00	669.134
C	50.0	5.818	1,469.0	120.0	0.00	669.134
D	50.0	7.038	1,469.0	120.0	0.00	733.655
E	50.0	8.171	1,469.0	120.0	0.00	793.576

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	669.134	669.134
B	148.232	669.134	148.232
C	106.888	669.134	106.888
D	91.213	733.655	91.213
E	62.324	793.576	62.324

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

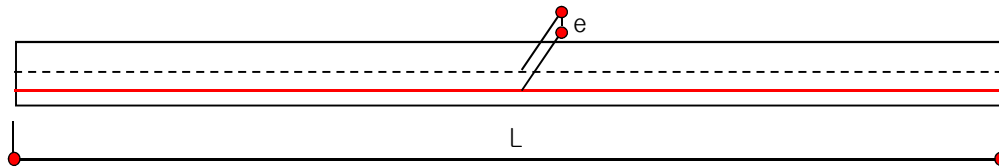
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	61.790	669.134	0.750	501.851	-440.06	0.123	전단보강 불필요
B	48.059	148.232	0.750	111.174	-63.12	0.432	전단보강 불필요
C	36.159	106.888	0.750	80.166	-44.01	0.451	전단보강 불필요
D	25.174	91.213	0.750	68.410	-43.24	0.368	전단보강 불필요
E	0.000	62.324	0.750	46.743	-46.74	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

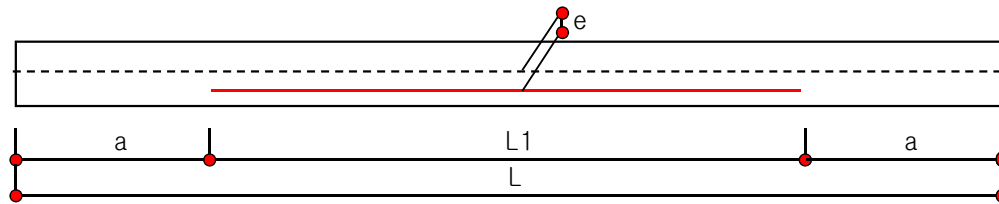
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,153 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 410815724} - \frac{342 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 410815724} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 410815724} \\ &= 17.57 - 0.987 - 0.496 = 16.1 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.940	411,412,936	-16.09	
풍도슬래브 자중	21.581	411,412,936	12.78	
접합 몰탈	0.229	411,412,936	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	411,412,936	0.00	
합 계(고정하중)			-3.18	
작업하중 및 풍하중	29.320	411,412,936	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-4

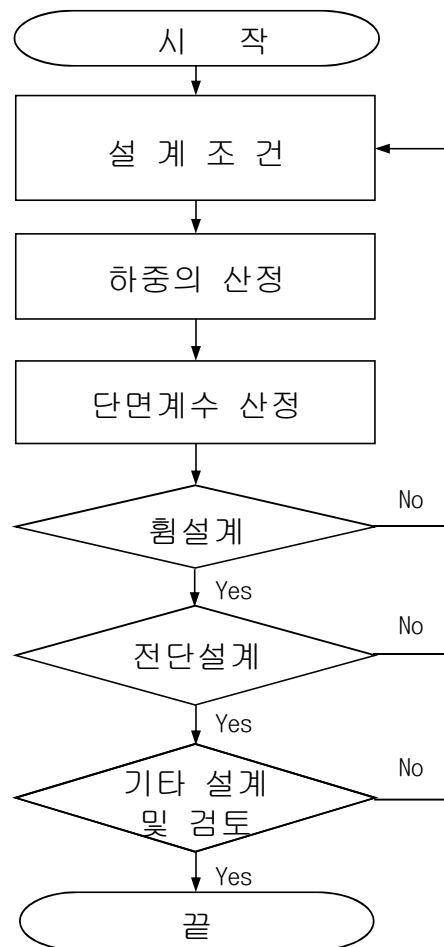
(L= 6.950 m, B= 1.498 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.498 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

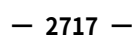
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

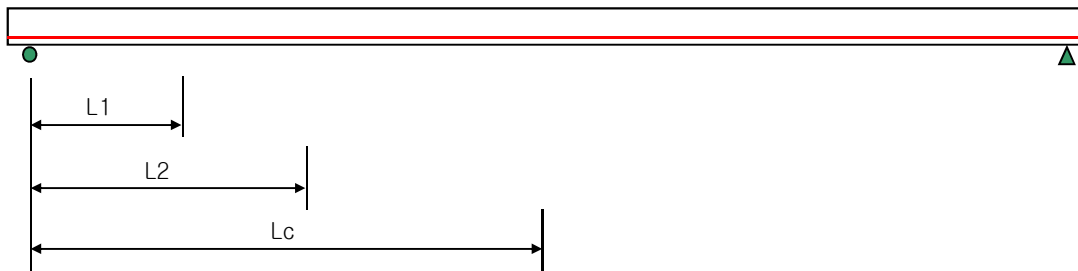
$$\text{단면적} = 220,599 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 220,599 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 5.515 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,498.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.498 = 7.490 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.498 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

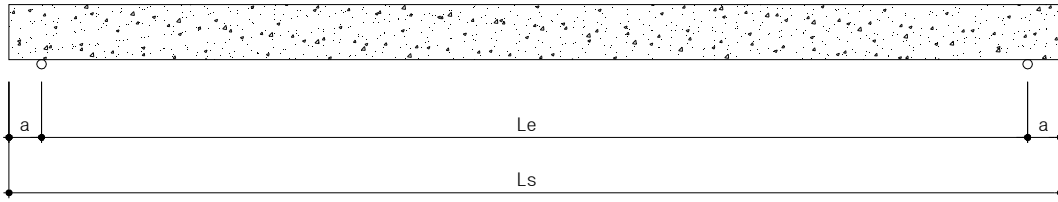
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.515	0.057	0.000	7.490	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.57
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.06
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.57
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.80
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.67
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.69
MAX						18.67

3.5 단면력 산정

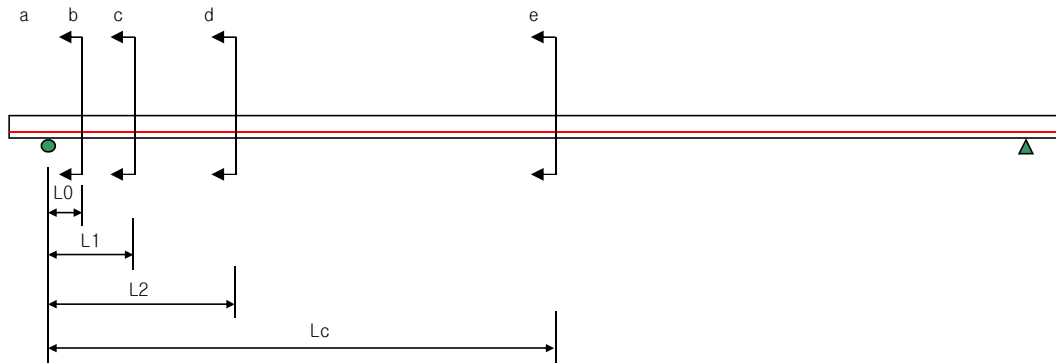
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.682 \times 6.750) / 2 = 12.425 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.682 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.422 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.682 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.045 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.682 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.856 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.682 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.589 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.425 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.425 - (3.682 \times 0.750) = 9.664 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.425 - (3.682 \times 1.400) = 7.271 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.425 - (3.682 \times 2.000) = 5.062 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.425 - (3.682 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.038 \times 6.750) / 2 = 0.129 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.038 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.087 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.038 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.146 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.038 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.185 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.038 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.224 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.129 - (0.038 \times 0.750) = 0.100 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.129 - (0.038 \times 1.400) = 0.076 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.129 - (0.038 \times 2.000) = 0.053 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.129 - (0.038 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.422	0.087	0.000	11.438	19.947	0차비부착부
	c	14.045	0.146	0.000	19.075	33.266	1차비부착부
	d	17.856	0.185	0.000	24.250	42.291	2차비부착부
	e	21.589	0.224	0.000	29.320	51.133	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.425	0.129	0.000	16.875	29.429	지점부(전단검토)
	b	9.664	0.100	0.000	13.125	22.889	0차비부착부
	c	7.271	0.076	0.000	9.875	17.222	1차비부착부
	d	5.062	0.053	0.000	6.875	11.990	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

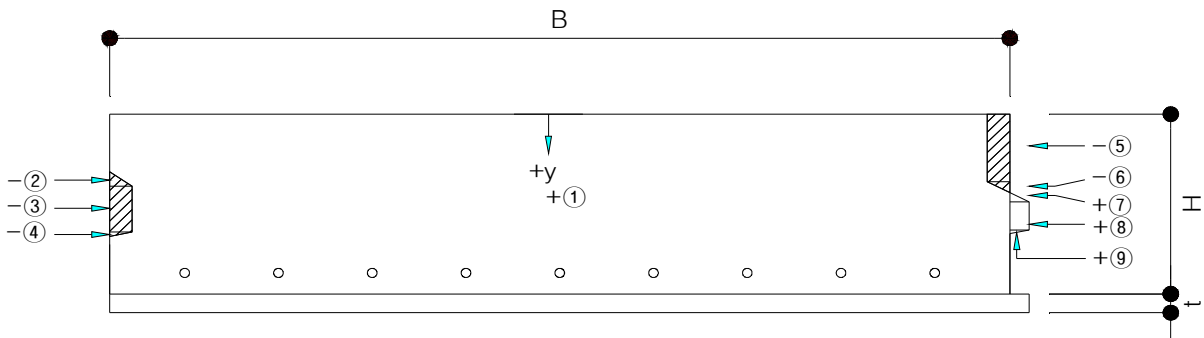
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.425	0.129	0.000		12.554	
LC-2	12.425	0.129	0.000	16.875	29.429	
MAX					29.429	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1498	150	224,700	75.0	16,852,500	5,625	1,875	7,500	1,685,250,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				220,599		16,600,224				1,665,028,601

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

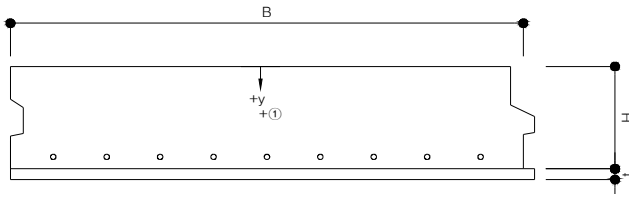
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 220,598.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,600,224}{220,599} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,665,028,601 - 75.25 \times 16,600,224 = 415,848,299 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{415,848,299}{75.25} = 5,526,163.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{415,848,299}{-74.75} = -5,563,248.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	230,585.00		17,548,932				1,755,155,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 230,585.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,548,932}{230,585} = 76.11 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.11 - 150.00 = -73.89 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.11 - 95.00 = -18.89 \text{ mm}$$

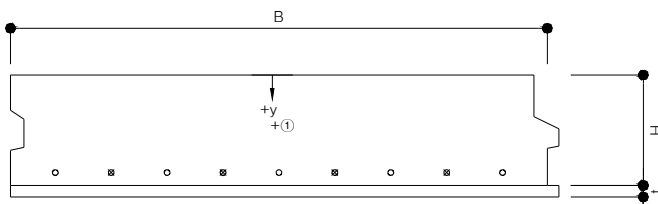
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,755,155,861 - 76.11 \times 17,548,932 = 419,574,610 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{419,574,610}{76.11} = 5,513,020.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{419,574,610}{-18.89} = -22,206,915.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{419,574,610}{-73.89} = -5,678,070.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

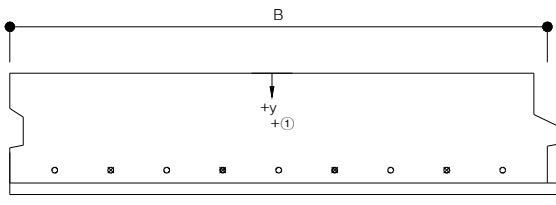


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	228,920.60		17,390,814				1,740,134,651

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 228,920.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,390,814 / 228,921 = 75.97 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,740,134,651 - 75.97 \times 17,390,814 = 418,976,135 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{418,976,135}{75.97} = 5,515,111.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{418,976,135}{-19.03} = -22,015,175.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{418,976,135}{-74.03} = -5,659,450.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



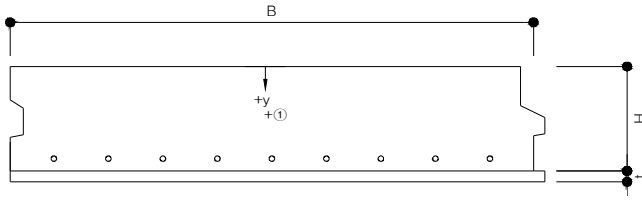
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	227,256.20		17,232,696				1,725,113,441

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 227,256.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 17,232,696 / 227,256 = 75.83 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.83 - 150.00 = -74.17 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.83 - 95.00 = -19.17 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,725,113,441 - 75.83 \times 17,232,696 = 418,368,894 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{418,368,894}{75.83} = 5,517,240.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{418,368,894}{-19.17} = -21,823,435.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{418,368,894}{-74.17} = -5,640,627.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

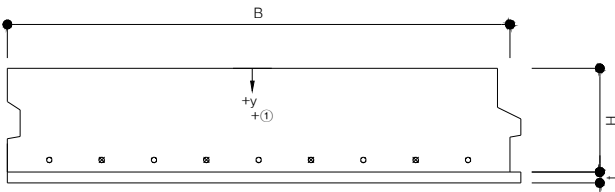


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	228,920.60		17,390,814				1,740,134,651

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 228,920.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,390,814}{228,921} = 75.97 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,740,134,651 - 75.97 \times 17,390,814 = 418,976,135 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{418,976,135}{75.97} = 5,515,111.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{418,976,135}{-19.03} = -22,015,175.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{418,976,135}{-74.03} = -5,659,450.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

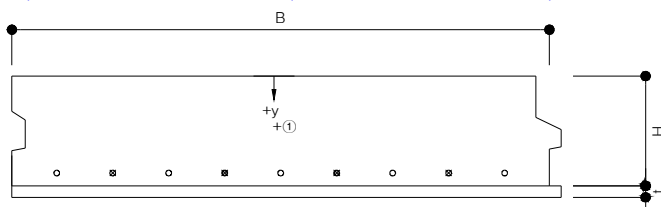


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	227,533.60		17,259,049				1,727,616,976

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 227,533.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 17,259,049 / 227,534 = 75.85 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.85 - 150.00 = -74.15 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.85 - 95.00 = -19.15 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,727,616,976 - 75.85 \times 17,259,049 = 418,470,718 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{418,470,718}{75.85} = 5,516,882.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{418,470,718}{-19.15} = -21,855,392.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{418,470,718}{-74.15} = -5,643,779.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			220,598.60		16,600,224				1,665,028,601
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	226,146.60		17,127,284				1,715,099,301

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 226,146.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 17,127,284 / 226,147 = 75.74 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.74 - 150.00 = -74.26 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.74 - 95.00 = -19.26 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,715,099,301 - 75.74 \times 17,127,284 = 417,959,101 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{417,959,101}{75.74} = 5,518,681.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{417,959,101}{-19.26} = -21,695,608.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{417,959,101}{-74.26} = -5,627,965.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	220,598.6	A_{vc1}'	230,585.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	415,848,298.6	I_{vc1}'	419,574,610.2	mm ⁴
Z_{tc0}	5,526,163.6	Z_{tc1}'	5,513,020.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,206,915.8	mm ³
Z_{bc0}	-5,563,248.3	Z_{bc1}'	-5,678,070.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	220,598.6	A_{vb1}'	228,920.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	415,848,298.6	I_{vb1}'	418,976,135.5	mm ⁴
Z_{tb0}	5,526,163.6	Z_{tb1}'	5,515,111.0	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-22,015,175.7	mm ³
Z_{bb0}	-5,563,248.3	Z_{bb1}'	-5,659,450.3	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	220,598.6	A_{va1}'	227,256.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	415,848,298.6	I_{va1}'	418,368,894.5	mm ⁴
Z_{ta0}	5,526,163.6	Z_{ta1}'	5,517,240.4	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,823,435.6	mm ³
Z_{ba0}	-5,563,248.3	Z_{ba1}'	-5,640,627.9	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	220,598.6	A_{vc1}	228,920.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	415,848,298.6	I_{vc1}	418,976,135.5	mm^4
Z_{tc0}	5,526,163.6	Z_{tc1}	5,515,111.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-22,015,175.7	mm^3
Z_{bc0}	-5,563,248.3	Z_{bc1}	-5,659,450.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	220,598.6	A_{vb1}	227,533.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	415,848,298.6	I_{vb1}	418,470,718.2	mm^4
Z_{tb0}	5,526,163.6	Z_{tb1}	5,516,882.8	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,855,392.3	mm^3
Z_{bb0}	-5,563,248.3	Z_{bb1}	-5,643,779.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	220,598.6	A_{va1}	226,146.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	415,848,298.6	I_{va1}	417,959,101.3	mm^4
Z_{ta0}	5,526,163.6	Z_{ta1}	5,518,681.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,695,608.9	mm^3
Z_{ba0}	-5,563,248.3	Z_{ba1}	-5,627,965.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.498m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,588,851}{5,513,020} \times 1.498 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,588,851}{-22,206,916} \times 1.498 = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,588,851}{-5,678,070} \times 1.498 = -5.696 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,588,851}{5,515,111} \times 1.498 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,588,851}{-22,015,176} \times 1.498 = -1.469 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,588,851}{-5,659,450} \times 1.498 = -5.714 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{224,187}{5,515,111} \times 1.498 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{224,187}{-22,015,176} \times 1.498 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{224,187}{-5,659,450} \times 1.498 = -0.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,515,111} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-22,015,176} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,659,450} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,515,111} \times 1.498 = 7.964 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-22,015,176} \times 1.498 = -1.995 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,659,450} \times 1.498 = -7.761 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{230,585} + \frac{-18.89}{-22,206,916} \right) \\ &= 11.829 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.829 + -1.456) \\ &= 10.373 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.373 = 74.623 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.373 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.373 - 7 \times 0.015 \\
 &= 124.365 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 74.623 - 0.05 \times (45.500 + 124.365) \\
 &= 19.044 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 74.623 = 1,295.38 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,295.4 \\
 &= 2,156.03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,295.38 - 124.36 - 45.50 - 19.04 \\
 &= 1,106.47 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.47}{1,295.38} = 0.854$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.854 \times 2,156.03 = 1,841.60 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,156.03 \times -18.89 / 1,000 = -40.736 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,841.60 \times -19.03 / 1,000 = -35.048 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,156,025}{230,585} + \frac{-40,735,664}{5,513,020} = 1.961 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,156,025}{230,585} + \frac{-40,735,664}{-22,206,916} = 11.185 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,156,025}{230,585} + \frac{-40,735,664}{-5,678,070} = 16.524 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,841,605}{228,921} + \frac{-35,048,030}{5,515,111} = 1.690 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,841,605}{228,921} + \frac{-35,048,030}{-22,015,176} = 9.637 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,841,605}{228,921} + \frac{-35,048,030}{-5,659,450} = 14.238 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,855,528}{5,515,111} \times 1.498 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,855,528}{-22,015,176} \times 1.498 = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,855,528}{-5,659,450} \times 1.498 = -4.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,855,528}{5,516,883} \times 1.498 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,855,528}{-21,855,392} \times 1.498 = -1.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,855,528}{-5,643,779} \times 1.498 = -4.739 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{185,419}{5,516,883} \times 1.498 = 0.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{185,419}{-21,855,392} \times 1.498 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{185,419}{-5,643,779} \times 1.498 = -0.049 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,516,883} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,855,392} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,643,779} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,516,883} \times 1.498 = 6.585 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,855,392} \times 1.498 = -1.662 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,643,779} \times 1.498 = -6.437 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{228,921} + \frac{-19.03}{-22,015,176} \right) \\ &= 9.943 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.943 + -1.215) \\
 &= 8.728 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.728 = 62.794 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
 &= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.728 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.728 - 7 \times 0.013 \\
 &= 104.651 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 62.794 - 0.05 \times (45.500 + 104.651) \\
 &= 21.213 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 62.794 = 1,307.21 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,307.2 \\
 &= 1,813.10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,307.21 - 104.65 - 45.50 - 21.21 \\
 &= 1,135.84 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,135.84}{1,307.21} = 0.869$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.869 \times 1,813.10 = 1,575.41 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,813.10 \times -19.03 / 1,000 = -34.505 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,575.41 \times -19.15 / 1,000 = -30.165 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,813,095}{228,921} + \frac{-34,505,452}{5,515,111} = 1.664 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,813,095}{228,921} + \frac{-34,505,452}{-22,015,176} = 9.488 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,813,095}{228,921} + \frac{-34,505,452}{-5,659,450} = 14.017 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,575,413}{227,534} + \frac{-30,164,834}{5,516,883} = 1.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,575,413}{227,534} + \frac{-30,164,834}{-21,855,392} = 8.304 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,575,413}{227,534} + \frac{-30,164,834}{-5,643,779} = 12.269 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,045,121}{5,517,240} \times 1.498 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,045,121}{-21,823,436} \times 1.498 = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,045,121}{-5,640,628} \times 1.498 = -3.730 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,045,121}{5,518,682} \times 1.498 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,045,121}{-21,695,609} \times 1.498 = -0.970 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,045,121}{-5,627,966} \times 1.498 = -3.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{145,850}{5,518,682} \times 1.498 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{145,850}{-21,695,609} \times 1.498 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{145,850}{-5,627,966} \times 1.498 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,518,682} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,695,609} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,627,966} \times 1.498 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,518,682} \times 1.498 = 5.178 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,695,609} \times 1.498 = -1.317 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,627,966} \times 1.498 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{227,256} + \frac{-19.17}{-21,823,436} \right) \\ &= 8.025 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.025 + -0.964) \\
&= 7.060 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.060 = 50.795 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
&= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.060 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.060 - 7 \times 0.010 \\
&= 84.655 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 50.795 - 0.05 \times (45.500 + 84.655) \\
&= 23.413 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 50.795 = 1,319.21 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,319.2 \\
&= 1,463.79 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,319.21 - 84.65 - 45.50 - 23.41 \\
&= 1,165.64 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,165.64}{1,319.21} = 0.884$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.884 \times 1,463.79 = 1,293.39 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.79 \times -19.17 / 1,000 = -28.062 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,293.39 \times -19.26 / 1,000 = -24.917 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,790}{227,256} + \frac{-28,061,776}{5,517,240} = 1.355 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,790}{227,256} + \frac{-28,061,776}{-21,823,436} = 7.727 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,790}{227,256} + \frac{-28,061,776}{-5,640,628} = 11.416 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,293,392}{226,147} + \frac{-24,916,788}{5,518,682} = 1.204 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,293,392}{226,147} + \frac{-24,916,788}{-21,695,609} = 6.868 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,293,392}{226,147} + \frac{-24,916,788}{-5,627,966} = 10.147 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,295.38	1,307.21	1,319.21
유효 긴장응력	1,106.47	1,135.84	1,165.64

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,106.5	1,135.8	1,165.6	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.961	16.524	1.664	14.017	1.355	11.416
풍도슬래브	5.866	-5.696	4.850	-4.726	3.813	-3.730

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	1.690	14.238	1.456	12.269	1.204	10.147
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.714	4.848	-4.739	3.812	-3.738
	CIP 몰탈	0.061	-0.059	0.050	-0.049	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.964	-7.761	6.585	-6.437	5.178	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.827	10.829	6.514	9.291	5.168	7.686		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.554	8.523	6.304	7.529	5.017	6.408		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.615	8.464	6.355	7.480	5.056	6.369		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.615	8.464	6.355	7.480	5.056	6.369		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.579	0.703	12.939	1.044	10.234	1.292		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	39.211	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	70.275	109.486

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 109.486 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1498 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1498.0 \times 95.0} = 0.0117$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,405 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,405 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1498}$$

$$= 36.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,405 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.43}{50} \right)$$

$$= 152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 152 \text{ kN} \cdot \text{m} > 109.49 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.238) \times 5,659,450 / 1.0E+06$$

$$= 105.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 152.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

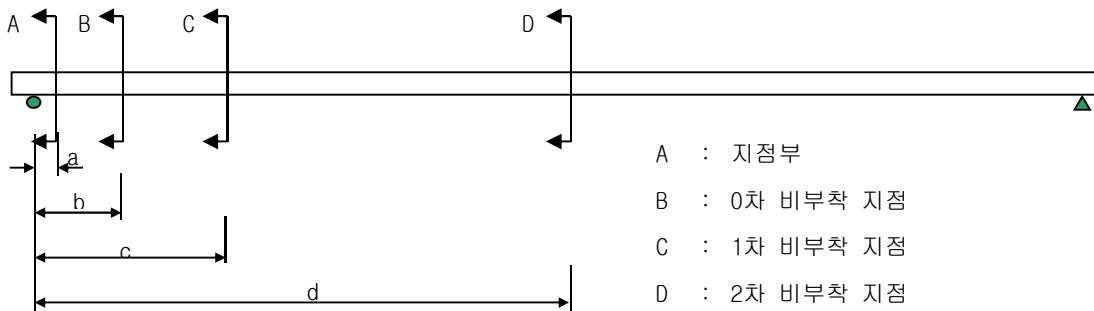
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.79 = 126.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.613	0.193	18.806	25.279	44.085
B	14.477	0.150	14.627	19.661	34.288
C	10.892	0.113	11.005	14.793	25.798
D	7.583	0.079	7.662	10.299	17.961
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.615	0.131	12.746	17.133	29.880
C	21.040	0.218	21.258	28.574	49.832
D	26.748	0.278	27.025	36.327	63.352
E	32.340	0.336	32.676	43.922	76.598

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.336	0.232	22.568	40.446	63.014
B	17.372	0.180	17.553	31.458	49.011
C	13.070	0.136	13.206	23.668	36.875
D	9.100	0.094	9.194	16.478	25.672
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.139	0.157	15.296	27.413	42.709
C	25.248	0.262	25.510	45.719	71.229
D	32.097	0.333	32.430	58.122	90.553
E	38.808	0.403	39.211	70.275	109.486

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.868	0.000	417,959,101	74.3	58.549
B	50.0	6.868	2.265	417,959,101	74.3	45.803
C	50.0	6.868	3.777	417,959,101	74.3	37.291
D	50.0	8.304	4.789	418,470,718	74.1	39.795
E	50.0	9.637	5.774	418,976,135	74.0	41.872

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,498	120.0	44.085	18.929	58.549	0.000	∞
B	50.0	1,498	120.0	34.288	14.722	45.803	12.829	150.404
C	50.0	1,498	120.0	25.798	11.077	37.291	21.396	108.658
D	50.0	1,498	120.0	17.961	7.712	39.795	27.201	92.797
E	50.0	1,498	120.0	0.000	0.000	41.872	32.888	63.555

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.719	1,498.0	120.0	0.00	677.046
B	50.0	5.719	1,498.0	120.0	0.00	677.046
C	50.0	5.719	1,498.0	120.0	0.00	677.046
D	50.0	6.924	1,498.0	120.0	0.00	742.008
E	50.0	8.045	1,498.0	120.0	0.00	802.454

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	677.046	677.046
B	150.404	677.046	150.404
C	108.658	677.046	108.658
D	92.797	742.008	92.797
E	63.555	802.454	63.555

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

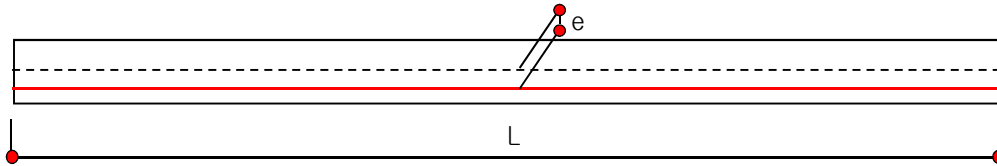
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u ΦV_c	전단철근 보강판별
A	63.014	677.046	0.750	507.784	-444.77	0.124	전단보강 불필요
B	49.011	150.404	0.750	112.803	-63.79	0.434	전단보강 불필요
C	36.875	108.658	0.750	81.494	-44.62	0.452	전단보강 불필요
D	25.672	92.797	0.750	69.598	-43.93	0.369	전단보강 불필요
E	0.000	63.555	0.750	47.666	-47.67	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

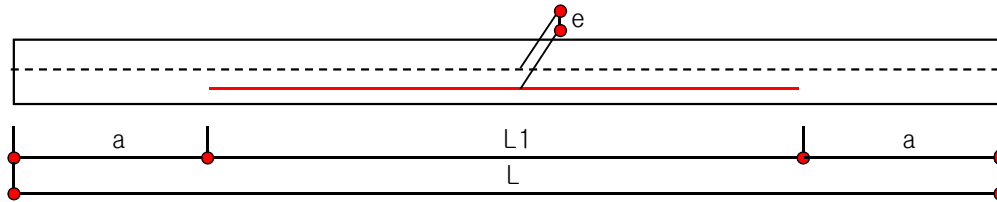
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,156 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 418976135.5} - \frac{343 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 418976135.5} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 418976135.5} \\ &= 17.27 - 0.970 - 0.487 = 15.8 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	41.032	419,574,610	-15.81	
풍도슬래브 자중	21.589	419,574,610	12.78	
접합 몰탈	0.224	419,574,610	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	419,574,610	0.00	
합 계(고정하중)			-2.90	
작업하중 및 풍하중	29.320	419,574,610	16.48	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-5

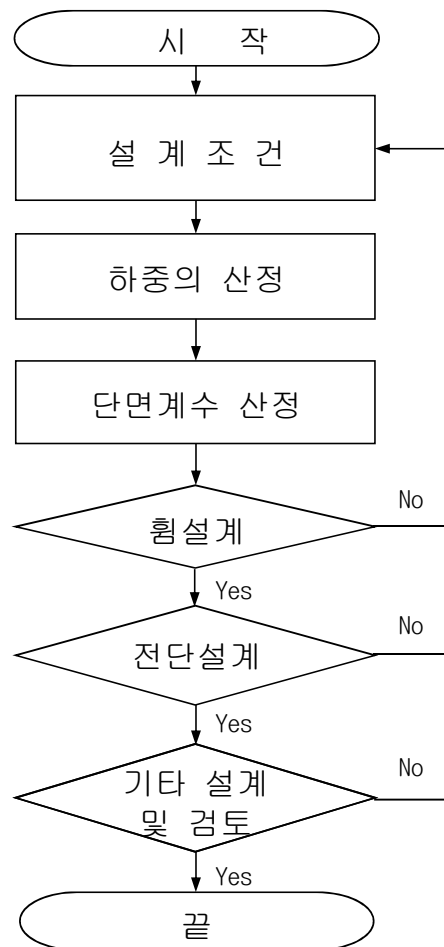
(L= 6.950 m, B= 1.494 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 릐 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.494 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

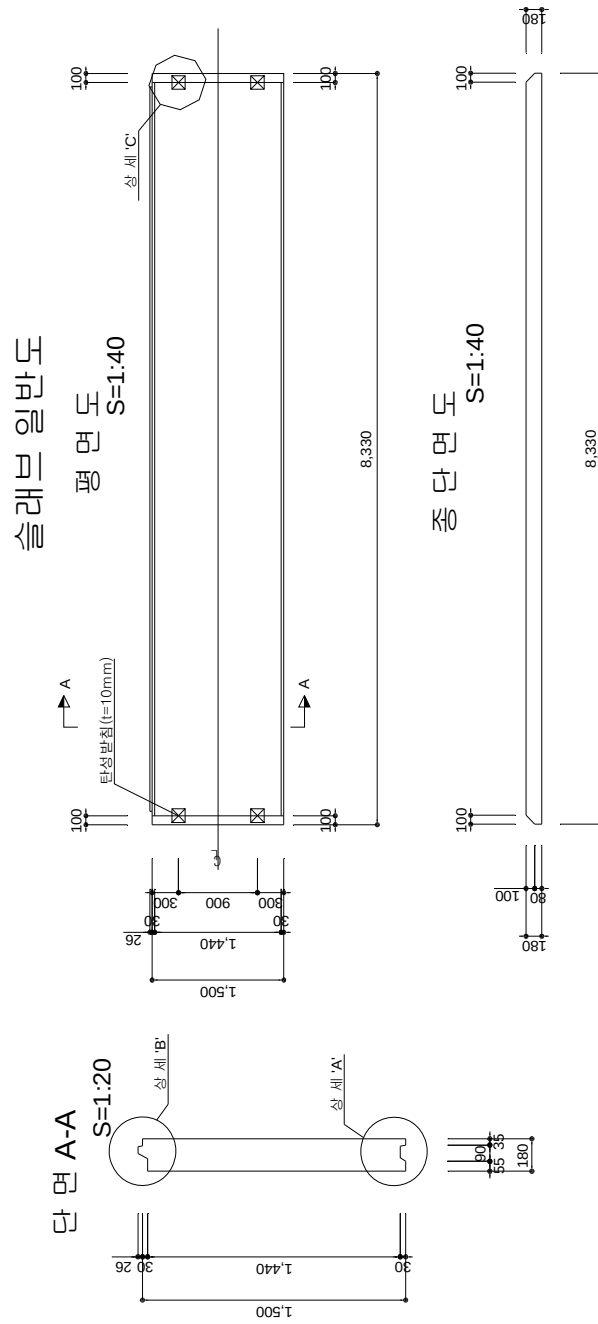
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.494m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

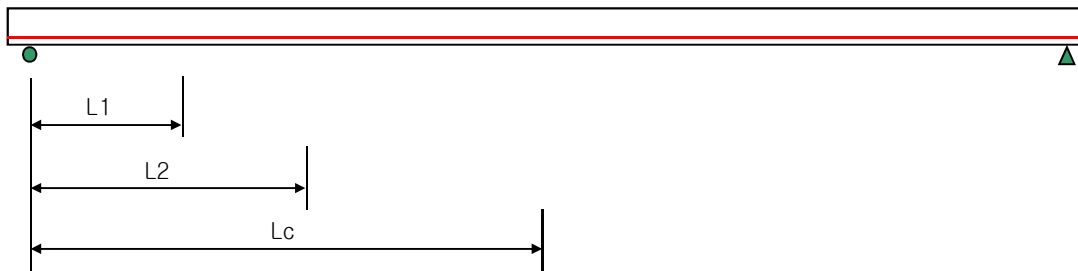
$$\text{단 면 적} = 219,999 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 219,999 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.500 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,494.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.494 = 7.470 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.494 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

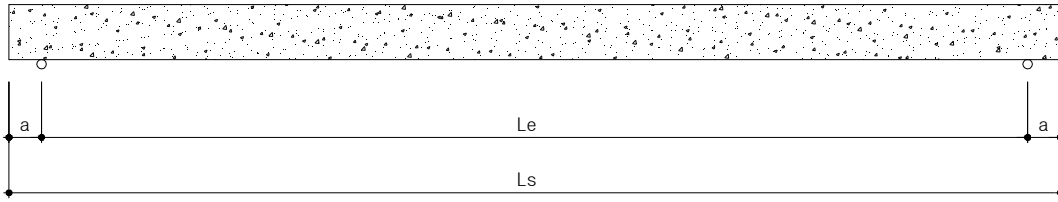
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.500	0.057	0.000	7.470	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.56
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	13.03
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.56
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.78
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.62
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.67
MAX						18.62

3.5 단면력 산정

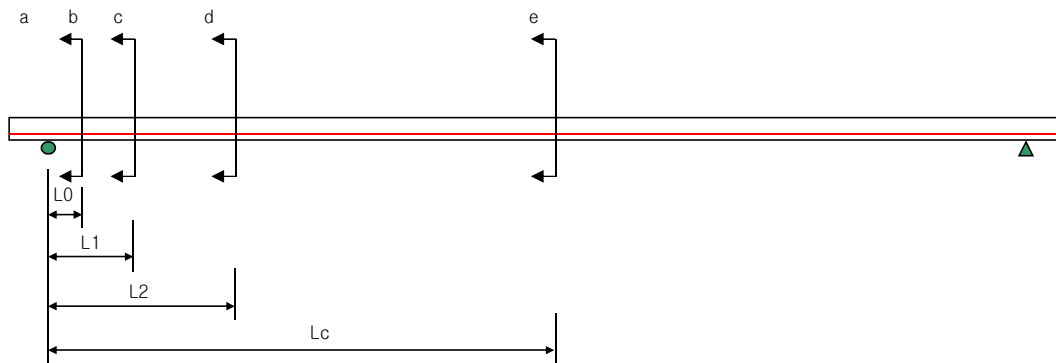
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.681 \times 6.750) / 2 = 12.425 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.681 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.421 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.681 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.044 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.681 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.855 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.681 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.588 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.425 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.425 - (3.681 \times 0.750) = 9.664 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.425 - (3.681 \times 1.400) = 7.271 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.425 - (3.681 \times 2.000) = 5.062 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.425 - (3.681 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.038 \times 6.750) / 2 = 0.129 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.038 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.088 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.038 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.146 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.038 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.186 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.038 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.225 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.129 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.129 - (0.038 \times 0.750) = 0.101 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.129 - (0.038 \times 1.400) = 0.076 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.129 - (0.038 \times 2.000) = 0.053 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.129 - (0.038 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.421	0.088	0.000	11.438	19.946	0차비부착부
	c	14.044	0.146	0.000	19.075	33.266	1차비부착부
	d	17.855	0.186	0.000	24.250	42.291	2차비부착부
	e	21.588	0.225	0.000	29.320	51.133	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.425	0.129	0.000	16.875	29.429	지점부(전단검토)
	b	9.664	0.101	0.000	13.125	22.889	0차비부착부
	c	7.271	0.076	0.000	9.875	17.221	1차비부착부
	d	5.062	0.053	0.000	6.875	11.990	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

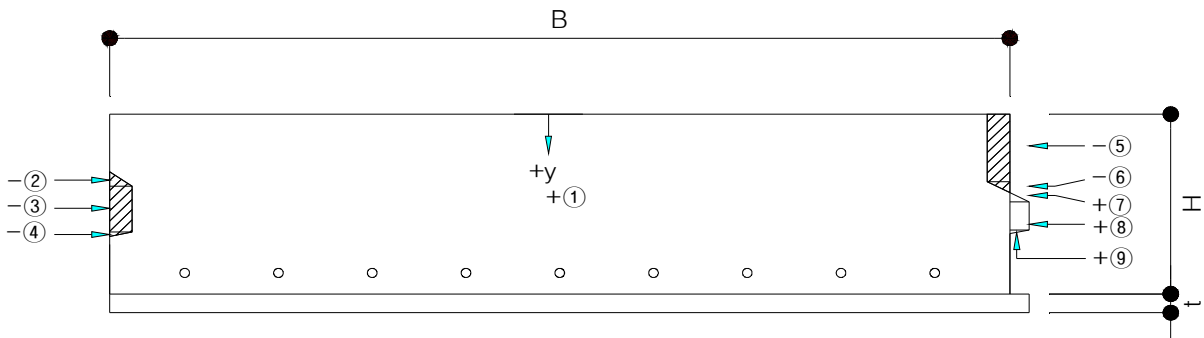
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.425	0.129	0.000		12.554	
LC-2	12.425	0.129	0.000	16.875	29.429	
MAX					29.429	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1494	150	224,100	75.0	16,807,500	5,625	1,875	7,500	1,680,750,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				219,999		16,555,224				1,660,528,601

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

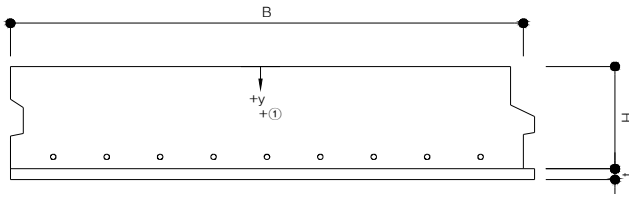
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 219,998.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,555,224}{219,999} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,660,528,601 - 75.25 \times 16,555,224 = 414,723,261 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{414,723,261}{75.25} = 5,511,163.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{414,723,261}{-74.75} = -5,548,248.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	229,985.00		17,503,932				1,750,655,861

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 229,985.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,503,932}{229,985} = 76.11 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.11 - 150.00 = -73.89 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.11 - 95.00 = -18.89 \text{ mm}$$

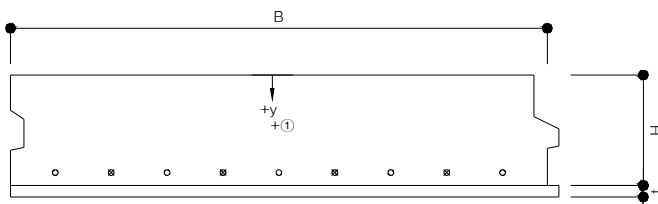
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,750,655,861 - 76.11 \times 17,503,932 = 418,448,874 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{418,448,874}{76.11} = 5,498,019.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{418,448,874}{-18.89} = -22,150,716.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{418,448,874}{-73.89} = -5,663,057.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

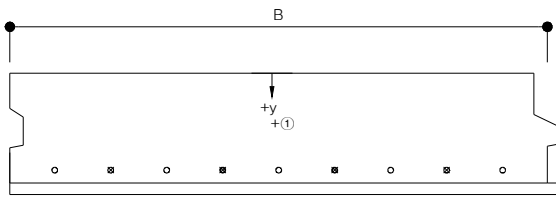


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	228,320.60		17,345,814				1,735,634,651

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 228,320.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,345,814 / 228,321 = 75.97 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,735,634,651 - 75.97 \times 17,345,814 = 417,850,571 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{417,850,571}{75.97} = 5,500,110.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{417,850,571}{-19.03} = -21,958,970.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{417,850,571}{-74.03} = -5,644,440.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



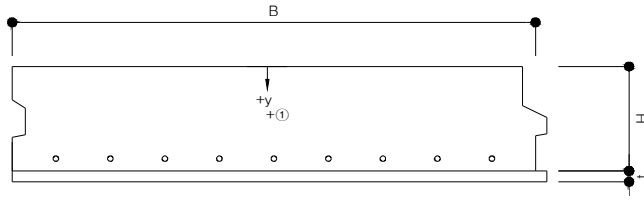
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	226,656.20		17,187,696				1,720,613,441

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 226,656.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 17,187,696 / 226,656 = 75.83 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.83 - 150.00 = -74.17 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.83 - 95.00 = -19.17 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,720,613,441 - 75.83 \times 17,187,696 = 417,243,481 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{417,243,481}{75.83} = 5,502,239.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{417,243,481}{-19.17} = -21,767,223.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{417,243,481}{-74.17} = -5,625,621.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

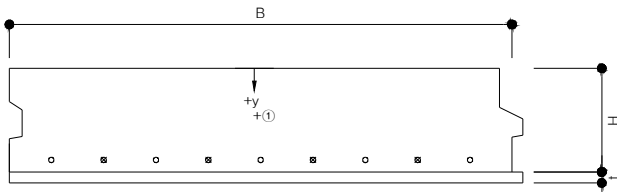


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	228,320.60		17,345,814				1,735,634,651

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 228,320.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,345,814}{228,321} = 75.97 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.97 - 150.00 = -74.03 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.97 - 95.00 = -19.03 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,735,634,651 - 75.97 \times 17,345,814 = 417,850,571 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{417,850,571}{75.97} = 5,500,110.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{417,850,571}{-19.03} = -21,958,970.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{417,850,571}{-74.03} = -5,644,440.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

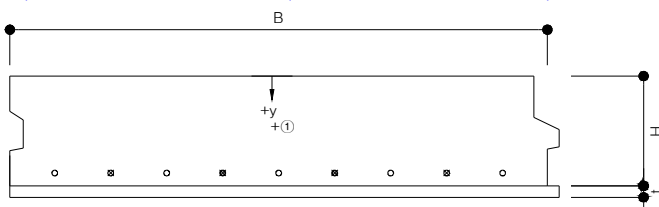


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	226,933.60		17,214,049				1,723,116,976

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 226,933.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 17,214,049 / 226,934 = 75.86 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.86 - 150.00 = -74.14 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.86 - 95.00 = -19.14 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,723,116,976 - 75.86 \times 17,214,049 = 417,345,281 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{417,345,281}{75.86} = 5,501,882.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{417,345,281}{-19.14} = -21,799,181.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{417,345,281}{-74.14} = -5,628,771.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			219,998.60		16,555,224				1,660,528,601
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	225,546.60		17,082,284				1,710,599,301

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 225,546.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 17,082,284 / 225,547 = 75.74 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.74 - 150.00 = -74.26 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.74 - 95.00 = -19.26 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,710,599,301 - 75.74 \times 17,082,284 = 416,833,776 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{416,833,776}{75.74} = 5,503,681.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{416,833,776}{-19.26} = -21,639,392.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{416,833,776}{-74.26} = -5,612,960.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	219,998.6	A_{vc1}'	229,985.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	414,723,260.8	I_{vc1}'	418,448,874.2	mm ⁴
Z_{tc0}	5,511,163.0	Z_{tc1}'	5,498,019.9	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,150,716.9	mm ³
Z_{bc0}	-5,548,248.3	Z_{bc1}'	-5,663,057.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	219,998.6	A_{vb1}'	228,320.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	414,723,260.8	I_{vb1}'	417,850,570.9	mm ⁴
Z_{tb0}	5,511,163.0	Z_{tb1}'	5,500,110.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,958,970.1	mm ³
Z_{bb0}	-5,548,248.3	Z_{bb1}'	-5,644,440.5	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	219,998.6	A_{va1}'	226,656.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	414,723,260.8	I_{va1}'	417,243,480.7	mm ⁴
Z_{ta0}	5,511,163.0	Z_{ta1}'	5,502,239.7	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,767,223.3	mm ³
Z_{ba0}	-5,548,248.3	Z_{ba1}'	-5,625,621.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	219,998.6	A_{vc1}	228,320.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	414,723,260.8	I_{vc1}	417,850,570.9	mm^4
Z_{tc0}	5,511,163.0	Z_{tc1}	5,500,110.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,958,970.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,548,248.3	Z_{bc1}	-5,644,440.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	219,998.6	A_{vb1}	226,933.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	414,723,260.8	I_{vb1}	417,345,280.8	mm^4
Z_{tb0}	5,511,163.0	Z_{tb1}	5,501,882.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,799,181.1	mm^3
Z_{bb0}	-5,548,248.3	Z_{bb1}	-5,628,771.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	219,998.6	A_{va1}	225,546.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	414,723,260.8	I_{va1}	416,833,776.1	mm^4
Z_{ta0}	5,511,163.0	Z_{ta1}	5,503,681.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,639,392.2	mm^3
Z_{ba0}	-5,548,248.3	Z_{ba1}	-5,612,960.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.494m)에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,587,777}{5,498,020} \times 1.494 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,587,777}{-22,150,717} \times 1.494 = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,587,777}{-5,663,057} \times 1.494 = -5.695 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,587,777}{5,500,111} \times 1.494 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,587,777}{-21,958,970} \times 1.494 = -1.469 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,587,777}{-5,644,440} \times 1.494 = -5.714 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{224,787}{5,500,111} \times 1.494 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{224,787}{-21,958,970} \times 1.494 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{224,787}{-5,644,440} \times 1.494 = -0.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,500,111} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,958,970} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,644,440} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,500,111} \times 1.494 = 7.964 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,958,970} \times 1.494 = -1.995 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,644,440} \times 1.494 = -7.761 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{229,985} + \frac{-18.89}{-22,150,717} \right) \\ &= 11.859 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.456 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.859 + -1.456) \\ &= 10.403 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.403 = 74.844 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.403 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.403 - 7 \times 0.015 \\
 &= 124.733 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 74.844 - 0.05 \times (45.500 + 124.733) \\
 &= 19.004 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 74.844 = 1,295.16 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,295.2 \\
 &= 2,155.66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,295.16 - 124.73 - 45.50 - 19.00 \\
 &= 1,105.92 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,105.92}{1,295.16} = 0.854$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.854 \times 2,155.66 = 1,840.69 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,155.66 \times -18.89 / 1,000 = -40.722 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,840.69 \times -19.03 / 1,000 = -35.026 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,155,658}{229,985} + \frac{-40,722,498}{5,498,020} = 1.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,155,658}{229,985} + \frac{-40,722,498}{-22,150,717} = 11.211 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,155,658}{229,985} + \frac{-40,722,498}{-5,663,057} = 16.564 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,840,692}{228,321} + \frac{-35,025,970}{5,500,111} = 1.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,840,692}{228,321} + \frac{-35,025,970}{-21,958,970} = 9.657 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,840,692}{228,321} + \frac{-35,025,970}{-5,644,440} = 14.267 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,854,639}{5,500,111} \times 1.494 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,854,639}{-21,958,970} \times 1.494 = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,854,639}{-5,644,440} \times 1.494 = -4.726 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,854,639}{5,501,882} \times 1.494 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,854,639}{-21,799,181} \times 1.494 = -1.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,854,639}{-5,628,772} \times 1.494 = -4.739 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{185,915}{5,501,882} \times 1.494 = 0.050 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{185,915}{-21,799,181} \times 1.494 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{185,915}{-5,628,772} \times 1.494 = -0.049 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,501,882} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,799,181} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,628,772} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,501,882} \times 1.494 = 6.585 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,799,181} \times 1.494 = -1.662 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,628,772} \times 1.494 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{228,321} + \frac{-19.03}{-21,958,970} \right) \\ &= 9.969 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.215 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.969 + -1.215) \\
&= 8.754 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.754 = 62.981 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
&= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.754 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.754 - 7 \times 0.013 \\
&= 104.963 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 62.981 - 0.05 \times (45.500 + 104.963) \\
&= 21.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 62.981 = 1,307.02 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,307.0 \\
&= 1,812.84 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,307.02 - 104.96 - 45.50 - 21.18 \\
&= 1,135.38 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,135.38}{1,307.02} = 0.869$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.869 \times 1,812.84 = 1,574.77 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,812.84 \times -19.03 / 1,000 = -34.496 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,574.77 \times -19.14 / 1,000 = -30.149 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,812,836}{228,321} + \frac{-34,495,899}{5,500,111} = 1.668 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,812,836}{228,321} + \frac{-34,495,899}{-21,958,970} = 9.511 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,812,836}{228,321} + \frac{-34,495,899}{-5,644,440} = 14.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,574,769}{226,934} + \frac{-30,148,946}{5,501,882} = 1.460 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,574,769}{226,934} + \frac{-30,148,946}{-21,799,181} = 8.322 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,574,769}{226,934} + \frac{-30,148,946}{-5,628,772} = 12.296 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,044,422}{5,502,240} \times 1.494 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,044,422}{-21,767,223} \times 1.494 = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,044,422}{-5,625,621} \times 1.494 = -3.730 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,044,422}{5,503,681} \times 1.494 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,044,422}{-21,639,392} \times 1.494 = -0.970 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,044,422}{-5,612,961} \times 1.494 = -3.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{146,240}{5,503,681} \times 1.494 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{146,240}{-21,639,392} \times 1.494 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{146,240}{-5,612,961} \times 1.494 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,503,681} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,639,392} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,612,961} \times 1.494 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,503,681} \times 1.494 = 5.178 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,639,392} \times 1.494 = -1.317 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,612,961} \times 1.494 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{226,656} + \frac{-19.17}{-21,767,223} \right) \\ &= 8.046 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.046 + -0.964) \\
 &= 7.082 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.082 = 50.947 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
 &= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.082 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.082 - 7 \times 0.010 \\
 &= 84.908 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 50.947 - 0.05 \times (45.500 + 84.908) \\
 &= 23.385 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 50.947 = 1,319.05 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,319.1 \\
 &= 1,463.62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,319.05 - 84.91 - 45.50 - 23.38 \\
 &= 1,165.26 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,165.26}{1,319.05} = 0.883$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.883 \times 1,463.62 = 1,292.97 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.62 \times -19.17 / 1,000 = -28.055 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,292.97 \times -19.26 / 1,000 = -24.906 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,622}{226,656} + \frac{-28,055,328}{5,502,240} = 1.359 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,622}{226,656} + \frac{-28,055,328}{-21,767,223} = 7.746 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,622}{226,656} + \frac{-28,055,328}{-5,625,621} = 11.445 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,292,973}{225,547} + \frac{-24,906,184}{5,503,681} = 1.207 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,292,973}{225,547} + \frac{-24,906,184}{-21,639,392} = 6.884 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,292,973}{225,547} + \frac{-24,906,184}{-5,612,961} = 10.170 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,295.16	1,307.02	1,319.05
유효 긴장응력	1,105.92	1,135.38	1,165.26

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,105.9	1,135.4	1,165.3	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa) 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	1.966	16.564	1.668	14.051	1.359	11.445
풍도슬래브	5.866	-5.695	4.850	-4.726	3.813	-3.730

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa) 하중단계		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.694	14.267	1.460	12.296	1.207	10.170
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.714	4.848	-4.739	3.812	-3.738
	CIP 몰탈	0.061	-0.059	0.050	-0.049	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.964	-7.761	6.585	-6.436	5.178	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.832	10.869	6.518	9.325	5.172	7.715
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.558	8.553	6.308	7.557	5.020	6.432
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	7.619	8.494	6.358	7.507	5.059	6.393
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	7.619	8.494	6.358	7.507	5.059	6.393
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.583	0.733	12.943	1.071	10.237	1.316
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	39.106	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	70.087	109.193

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 109.193 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1494 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1494.0 \times 95.0} = 0.0117$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,404 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,404 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1494}$$

$$= 36.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,404 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.46}{50} \right)$$

$$= 152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 152 \text{ kN} \cdot \text{m} > 109.19 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.267) \times 5,644,440 / 1.0E+06$$

$$= 105.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 152.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

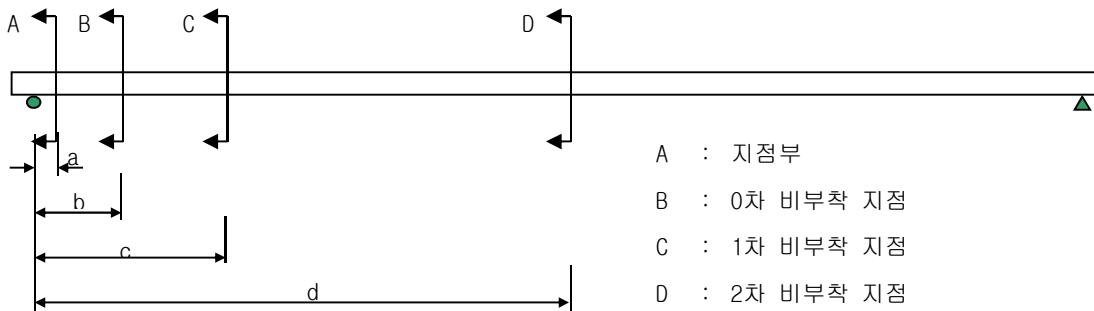
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.68 = 126.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.562	0.193	18.756	25.211	43.967
B	14.437	0.150	14.588	19.609	34.196
C	10.862	0.113	10.976	14.753	25.729
D	7.562	0.079	7.641	10.271	17.912
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.581	0.131	12.712	17.088	29.800
C	20.982	0.218	21.201	28.498	49.699
D	26.675	0.278	26.953	36.230	63.182
E	32.252	0.336	32.588	43.805	76.393

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.275	0.232	22.507	40.338	62.845
B	17.325	0.180	17.505	31.374	48.879
C	13.035	0.136	13.171	23.605	36.776
D	9.075	0.094	9.169	16.434	25.603
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.097	0.157	15.255	27.340	42.595
C	25.179	0.262	25.441	45.597	71.038
D	32.010	0.333	32.343	57.967	90.310
E	38.703	0.403	39.106	70.087	109.193

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.884	0.000	416,833,776	74.3	58.482
B	50.0	6.884	2.265	416,833,776	74.3	45.770
C	50.0	6.884	3.777	416,833,776	74.3	37.281
D	50.0	8.322	4.788	417,345,281	74.1	39.793
E	50.0	9.657	5.773	417,850,571	74.0	41.876

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,494	120.0	43.967	18.878	58.482	0.000	∞
B	50.0	1,494	120.0	34.196	14.683	45.770	12.795	150.104
C	50.0	1,494	120.0	25.729	11.047	37.281	21.339	108.414
D	50.0	1,494	120.0	17.912	7.691	39.793	27.128	92.579
E	50.0	1,494	120.0	0.000	0.000	41.876	32.800	63.385

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.733	1,494.0	120.0	0.00	675.956
B	50.0	5.733	1,494.0	120.0	0.00	675.956
C	50.0	5.733	1,494.0	120.0	0.00	675.956
D	50.0	6.939	1,494.0	120.0	0.00	740.859
E	50.0	8.062	1,494.0	120.0	0.00	801.233

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	675.956	675.956
B	150.104	675.956	150.104
C	108.414	675.956	108.414
D	92.579	740.859	92.579
E	63.385	801.233	63.385

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

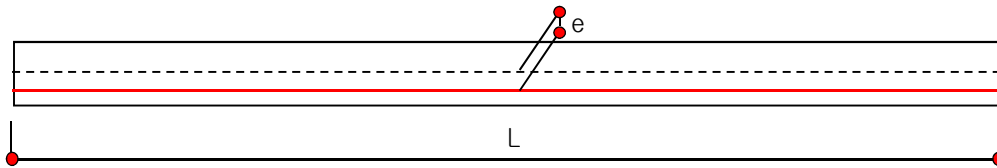
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	62.845	675.956	0.750	506.967	-444.12	0.124	전단보강 불필요
B	48.879	150.104	0.750	112.578	-63.70	0.434	전단보강 불필요
C	36.776	108.414	0.750	81.311	-44.53	0.452	전단보강 불필요
D	25.603	92.579	0.750	69.434	-43.83	0.369	전단보강 불필요
E	0.000	63.385	0.750	47.539	-47.54	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

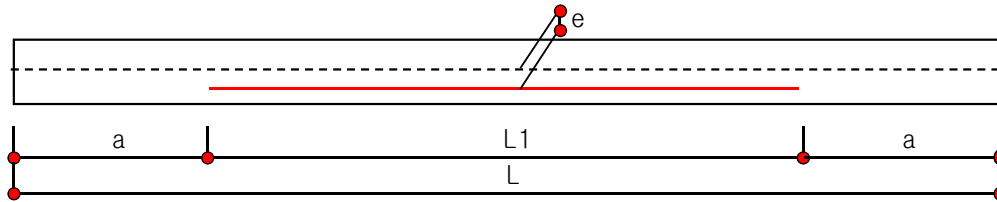
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,156 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 417850570.9} - \frac{343 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 417850570.9} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 417850570.9} \\ &= 17.31 - 0.973 - 0.488 = 15.8 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	41.019	418,448,874	-15.85	
풍도슬래브 자중	21.588	418,448,874	12.78	
접합 몰탈	0.225	418,448,874	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	418,448,874	0.00	
합 계(고정하중)			-2.94	
작업하중 및 풍하중	29.320	418,448,874	16.48	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-6

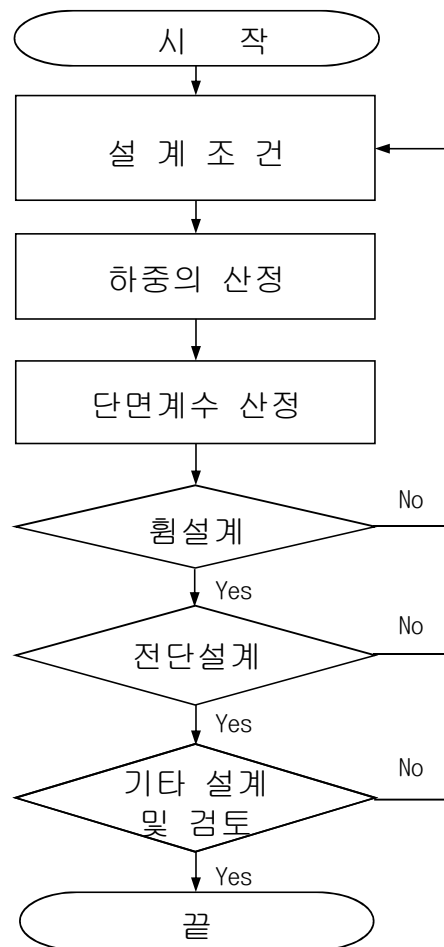
(L= 6.950 m, B= 1.439 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.439 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

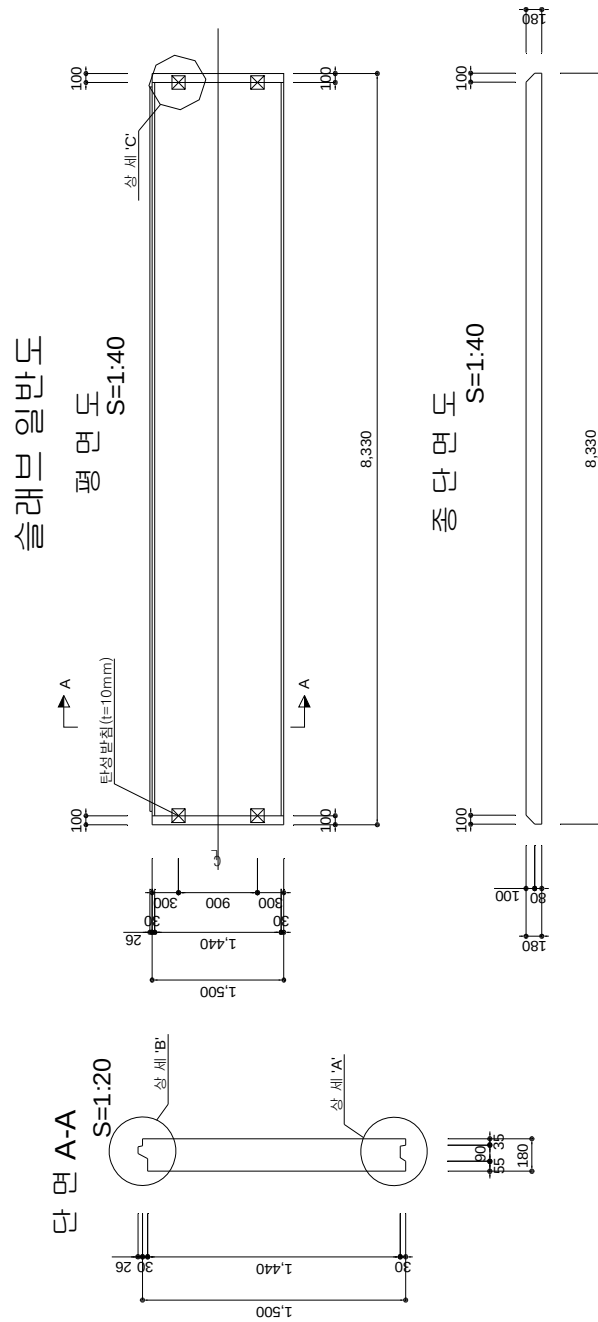
1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제2장 단면도

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4385m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

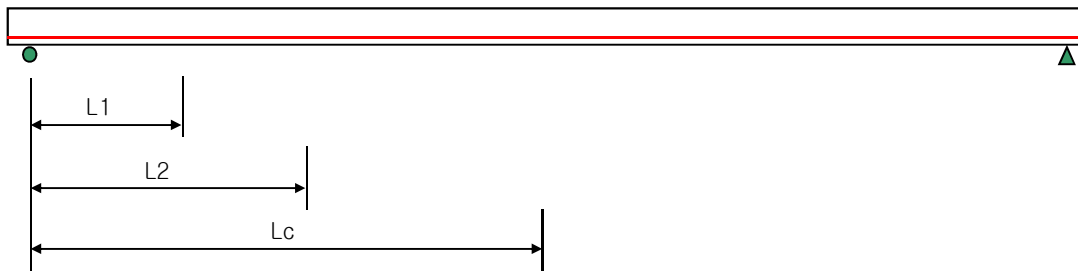
$$\text{단면적} = 211,674 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 211,674 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 5.292 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,438.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.439 = 7.193 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.439 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

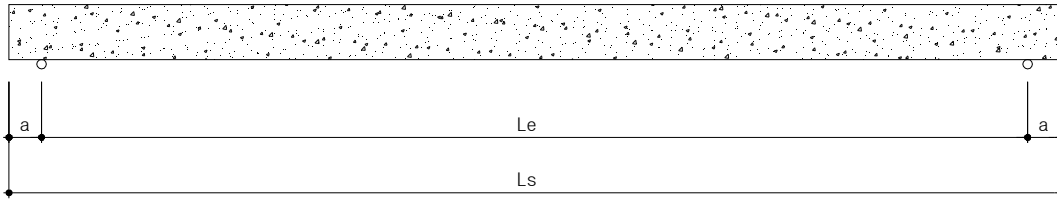
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.292	0.057	0.000	7.193	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.35
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.54
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.35
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.49
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.93
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.42
MAX						17.93

3.5 단면력 산정

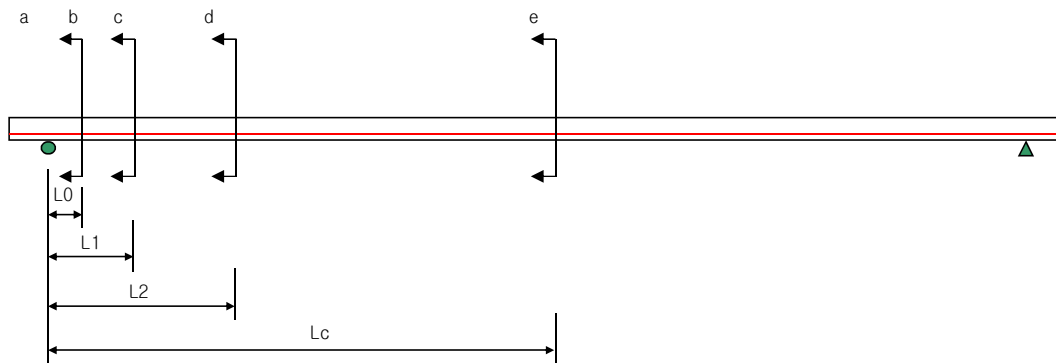
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.679 \times 6.750) / 2 = 12.416 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.679 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.415 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.679 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.034 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.679 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.842 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.679 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.572 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 12.416 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 12.416 - (3.679 \times 0.750) = 9.657 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 12.416 - (3.679 \times 1.400) = 7.265 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 12.416 - (3.679 \times 2.000) = 5.058 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 12.416 - (3.679 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_B = R_A$)

$$R_A = (0.040 \times 6.750) / 2 = 0.134 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.040 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.091 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.040 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.152 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.040 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.193 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.040 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.233 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.134 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.134 - (0.040 \times 0.750) = 0.105 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.134 - (0.040 \times 1.400) = 0.079 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.134 - (0.040 \times 2.000) = 0.055 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.134 - (0.040 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_B = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.415	0.091	0.000	11.438	19.944	0차비부착부
	c	14.034	0.152	0.000	19.075	33.261	1차비부착부
	d	17.842	0.193	0.000	24.250	42.285	2차비부착부
	e	21.572	0.233	0.000	29.320	51.126	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.416	0.134	0.000	16.875	29.425	지점부(전단검토)
	b	9.657	0.105	0.000	13.125	22.886	0차비부착부
	c	7.265	0.079	0.000	9.875	17.219	1차비부착부
	d	5.058	0.055	0.000	6.875	11.988	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

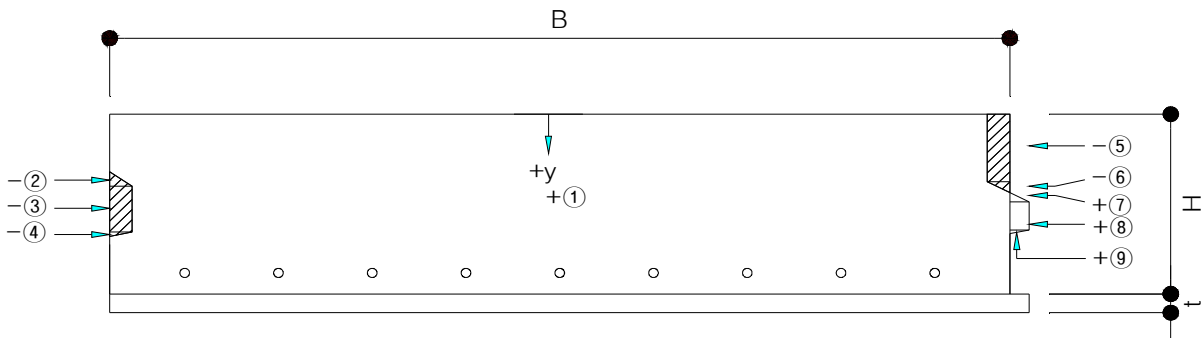
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.416	0.134	0.000		12.550	
LC-2	12.416	0.134	0.000	16.875	29.425	
MAX					29.425	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1439	150	215,775	75.0	16,183,125	5,625	1,875	7,500	1,618,312,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				211,674		15,930,849				1,598,091,101

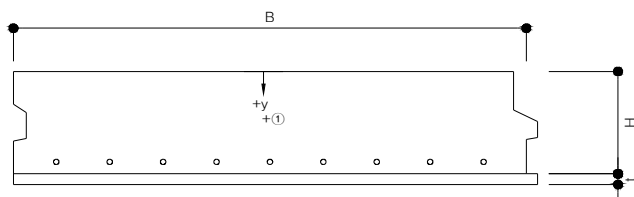
여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 211,673.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{15,930,849}{211,674} = 75.26 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.26 - 150.00 = -74.74 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,598,091,101 - 75.26 \times 15,930,849 = 399,113,338 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{399,113,338}{75.26} = 5,303,029.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{399,113,338}{-74.74} = -5,340,122.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0}' = AK$
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	221,660.00		16,879,557				1,688,218,361

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 221,660.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,879,557}{221,660} = 76.15 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.15 - 150.00 = -73.85 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.15 - 95.00 = -18.85 \text{ mm}$$

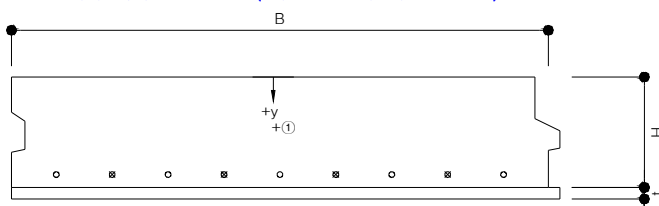
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,688,218,361 - 76.15 \times 16,879,557 = 402,828,876 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{402,828,876}{76.15} = 5,289,893.0 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{402,828,876}{-18.85} = -21,370,987.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{402,828,876}{-73.85} = -5,454,739.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

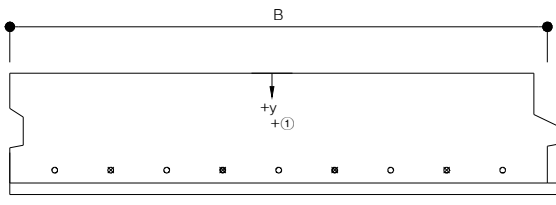


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0}' = AK$
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	219,995.60		16,721,439				1,673,197,151

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 219,995.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 16,721,439 / 219,996 = 76.01 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 76.01 - 150.00 = -73.99 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 76.01 - 95.00 = -18.99 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}'^2 \cdot \sum Q \\
&= 1,673,197,151 - 76.01^2 \times 16,721,439 = 402,233,045 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{402,233,045}{76.01} = 5,291,978.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{402,233,045}{-18.99} = -21,179,144.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{402,233,045}{-73.99} = -5,436,173.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



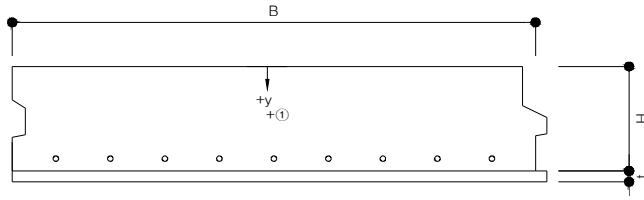
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	218,331.20		16,563,321				1,658,175,941

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 218,331.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 16,563,321 / 218,331 = 75.86 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.86 - 150.00 = -74.14 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.86 - 95.00 = -19.14 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}'^2 \cdot \sum Q \\
&= 1,658,175,941 - 75.86^2 \times 16,563,321 = 401,628,129 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{401,628,129}{75.86} = 5,294,104.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{401,628,129}{-19.14} = -20,987,300.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{401,628,129}{-74.14} = -5,417,398.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

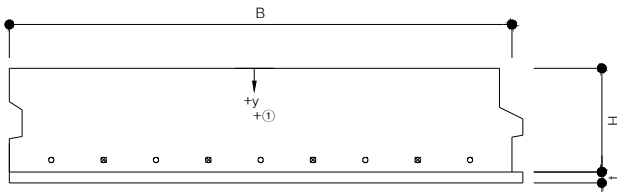


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	219,995.60		16,721,439				1,673,197,151

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 219,995.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,721,439}{219,996} = 76.01 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 76.01 - 150.00 = -73.99 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 76.01 - 95.00 = -18.99 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,673,197,151 - 76.01 \times 16,721,439 = 402,233,045 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{402,233,045}{76.01} = 5,291,978.9 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{402,233,045}{-18.99} = -21,179,144.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{402,233,045}{-73.99} = -5,436,173.8 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

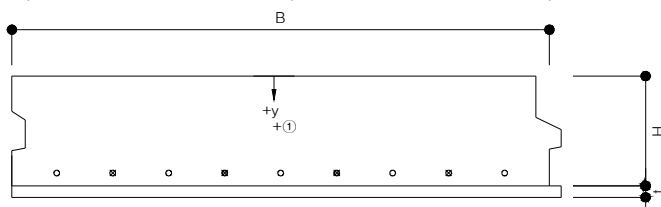


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	218,608.60		16,589,674				1,660,679,476

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 218,608.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 16,589,674 / 218,609 = 75.89 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.89 - 150.00 = -74.11 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.89 - 95.00 = -19.11 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,660,679,476 - 75.89 \times 16,589,674 = 401,729,588 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{401,729,588}{75.89} = 5,293,747.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{401,729,588}{-19.11} = -21,019,274.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{401,729,588}{-74.11} = -5,420,542.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			211,673.60		15,930,849				1,598,091,101
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	217,221.60		16,457,909				1,648,161,801

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 217,221.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,457,909 / 217,222 = 75.77 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.77 - 150.00 = -74.23 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.77 - 95.00 = -19.23 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,648,161,801 - 75.77 \times 16,457,909 = 401,219,702 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{401,219,702}{75.77} = 5,295,544.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{401,219,702}{-19.23} = -20,859,405.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{401,219,702}{-74.23} = -5,404,762.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	211,673.6	A_{vc1}'	221,660.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.8	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.8	mm
I_{vc0}	399,113,338.5	I_{vc1}'	402,828,875.6	mm ⁴
Z_{tc0}	5,303,029.3	Z_{tc1}'	5,289,893.0	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,370,987.4	mm ³
Z_{bc0}	-5,340,122.3	Z_{bc1}'	-5,454,739.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	211,673.6	A_{vb1}'	219,995.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	399,113,338.5	I_{vb1}'	402,233,044.6	mm ⁴
Z_{tb0}	5,303,029.3	Z_{tb1}'	5,291,978.9	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,179,144.2	mm ³
Z_{bb0}	-5,340,122.3	Z_{bb1}'	-5,436,173.8	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	211,673.6	A_{va1}'	218,331.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.1	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.1	mm
I_{va0}	399,113,338.5	I_{va1}'	401,628,129.3	mm ⁴
Z_{ta0}	5,303,029.3	Z_{ta1}'	5,294,104.6	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-20,987,300.9	mm ³
Z_{ba0}	-5,340,122.3	Z_{ba1}'	-5,417,398.0	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	211,673.6	A_{vc1}	219,995.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	399,113,338.5	I_{vc1}	402,233,044.6	mm^4
Z_{tc0}	5,303,029.3	Z_{tc1}	5,291,978.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,179,144.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,340,122.3	Z_{bc1}	-5,436,173.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	211,673.6	A_{vb1}	218,608.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	399,113,338.5	I_{vb1}	401,729,588.2	mm^4
Z_{tb0}	5,303,029.3	Z_{tb1}	5,293,747.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,019,274.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,340,122.3	Z_{bb1}	-5,420,542.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	211,673.6	A_{va1}	217,221.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.2	mm
I_{va0}	399,113,338.5	I_{va1}	401,219,702.5	mm^4
Z_{ta0}	5,303,029.3	Z_{ta1}	5,295,544.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-20,859,405.4	mm^3
Z_{ba0}	-5,340,122.3	Z_{ba1}	-5,404,762.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4385m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,572,249}{5,289,893} \times 1.439 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,572,249}{-21,370,987} \times 1.439 = -1.452 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,572,249}{-5,454,739} \times 1.439 = -5.689 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,572,249}{5,291,979} \times 1.439 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,572,249}{-21,179,144} \times 1.439 = -1.465 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,572,249}{-5,436,174} \times 1.439 = -5.708 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{233,460}{5,291,979} \times 1.439 = 0.063 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{233,460}{-21,179,144} \times 1.439 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{233,460}{-5,436,174} \times 1.439 = -0.062 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,291,979} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,179,144} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,436,174} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,291,979} \times 1.439 = 7.970 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,179,144} \times 1.439 = -1.991 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,436,174} \times 1.439 = -7.759 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{221,660} + \frac{-18.85}{-21,370,987} \right) \\ &= 12.298 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.452 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.298 + -1.452) \\ &= 10.846 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.846 = 78.030 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.846 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.846 - 7 \times 0.016 \\
 &= 130.043 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 78.030 - 0.05 \times (45.500 + 130.043) \\
 &= 18.420 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 78.030 = 1,291.97 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,292.0 \\
 &= 2,150.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,291.97 - 130.04 - 45.50 - 18.42 \\
 &= 1,098.01 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,098.01}{1,291.97} = 0.850$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.850 \times 2,150.35 = 1,827.52 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,150.35 \times -18.85 / 1,000 = -40.533 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,827.52 \times -18.99 / 1,000 = -34.708 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,150,355}{221,660} + \frac{-40,532,755}{5,289,893} = 2.039 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,150,355}{221,660} + \frac{-40,532,755}{-21,370,987} = 11.598 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,150,355}{221,660} + \frac{-40,532,755}{-5,454,739} = 17.132 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,827,523}{219,996} + \frac{-34,708,203}{5,291,979} = 1.748 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,827,523}{219,996} + \frac{-34,708,203}{-21,179,144} = 9.946 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,827,523}{219,996} + \frac{-34,708,203}{-5,436,174} = 14.692 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,841,796}{5,291,979} \times 1.439 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,841,796}{-21,179,144} \times 1.439 = -1.212 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,841,796}{-5,436,174} \times 1.439 = -4.721 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,841,796}{5,293,747} \times 1.439 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,841,796}{-21,019,275} \times 1.439 = -1.221 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,841,796}{-5,420,542} \times 1.439 = -4.735 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{193,088}{5,293,747} \times 1.439 = 0.052 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{193,088}{-21,019,275} \times 1.439 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{193,088}{-5,420,542} \times 1.439 = -0.051 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,293,747} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,019,275} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,420,542} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,293,747} \times 1.439 = 6.590 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,019,275} \times 1.439 = -1.660 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,420,542} \times 1.439 = -6.435 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{219,996} + \frac{-18.99}{-21,179,144} \right) \\ &= 10.341 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.212 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.341 + -1.212) \\
&= 9.130 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.130 = 65.680 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
&= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 9.130 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.130 - 7 \times 0.013 \\
&= 109.462 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 65.680 - 0.05 \times (45.500 + 109.462) \\
&= 20.684 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 65.680 = 1,304.32 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,304.3 \\
&= 1,809.09 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,304.32 - 109.46 - 45.50 - 20.68 \\
&= 1,128.67 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,128.67}{1,304.32} = 0.865$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.865 \times 1,809.09 = 1,565.47 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,809.09 \times -18.99 / 1,000 = -34.358 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,565.47 \times -19.11 / 1,000 = -29.920 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,809,092}{219,996} + \frac{-34,358,163}{5,291,979} = 1.731 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,809,092}{219,996} + \frac{-34,358,163}{-21,179,144} = 9.846 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,809,092}{219,996} + \frac{-34,358,163}{-5,436,174} = 14.544 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,565,471}{218,609} + \frac{-29,919,969}{5,293,747} = 1.509 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,565,471}{218,609} + \frac{-29,919,969}{-21,019,275} = 8.585 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,565,471}{218,609} + \frac{-29,919,969}{-5,420,542} = 12.681 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,034,320}{5,294,105} \times 1.439 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,034,320}{-20,987,301} \times 1.439 = -0.962 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,034,320}{-5,417,398} \times 1.439 = -3.727 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,034,320}{5,295,544} \times 1.439 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,034,320}{-20,859,405} \times 1.439 = -0.968 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,034,320}{-5,404,762} \times 1.439 = -3.735 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{151,883}{5,295,544} \times 1.439 = 0.041 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{151,883}{-20,859,405} \times 1.439 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{151,883}{-5,404,762} \times 1.439 = -0.040 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,295,544} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-20,859,405} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,404,762} \times 1.439 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,295,544} \times 1.439 = 5.182 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-20,859,405} \times 1.439 = -1.315 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,404,762} \times 1.439 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{218,331} + \frac{-19.14}{-20,987,301} \right) \\ &= 8.349 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.962 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.349 + -0.962) \\
 &= 7.387 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.387 = 53.142 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
 &= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 7.387 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.387 - 7 \times 0.010 \\
 &= 88.568 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 53.142 - 0.05 \times (45.500 + 88.568) \\
 &= 22.982 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 53.142 = 1,316.86 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,316.9 \\
 &= 1,461.19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,316.86 - 88.57 - 45.50 - 22.98 \\
 &= 1,159.81 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,159.81}{1,316.86} = 0.881$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.881 \times 1,461.19 = 1,286.92 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,461.19 \times -19.14 / 1,000 = -27.962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,286.92 \times -19.23 / 1,000 = -24.753 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,461,185}{218,331} + \frac{-27,962,297}{5,294,105} = 1.411 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,461,185}{218,331} + \frac{-27,962,297}{-20,987,301} = 8.025 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,461,185}{218,331} + \frac{-27,962,297}{-5,417,398} = 11.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,286,922}{217,222} + \frac{-24,753,274}{5,295,544} = 1.250 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,286,922}{217,222} + \frac{-24,753,274}{-20,859,405} = 7.111 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,286,922}{217,222} + \frac{-24,753,274}{-5,404,762} = 10.504 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,291.97	1,304.32	1,316.86
유효 긴장응력	1,098.01	1,128.67	1,159.81

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,098.0	1,128.7	1,159.8	1,280.0	0.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	2.039	17.132	1.731	14.544	1.411	11.854
풍도슬래브	5.866	-5.689	4.850	-4.721	3.813	-3.727

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.748	14.692	1.509	12.681	1.250	10.504
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.708	4.848	-4.735	3.812	-3.735
	CIP 몰탈	0.063	-0.062	0.052	-0.051	0.041	-0.040
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.970	-7.759	6.590	-6.435	5.182	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.905	11.443	6.581	9.822	5.224	8.128		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000		
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)		
유효 긴장시	7.612	8.983	6.357	7.946	5.062	6.769		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.676	8.922	6.410	7.895	5.104	6.729		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.676	8.922	6.410	7.895	5.104	6.729		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.646	1.163	12.999	1.459	10.285	1.652		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	37.641	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	67.484	105.125

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 105.125 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1439 \text{ mm}$	응력블록 깊이 비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1438.5 \times 95.0} = 0.0122$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,385 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,385 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1439}$$

$$= 37.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,385 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.87}{50} \right)$$

$$= 149 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 149 \text{ kN} \cdot \text{m} > 105.12 \text{ (} M_u \text{)} \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.692) \times 5,436,174 / 1.0E+06$$

$$= 104.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 149.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

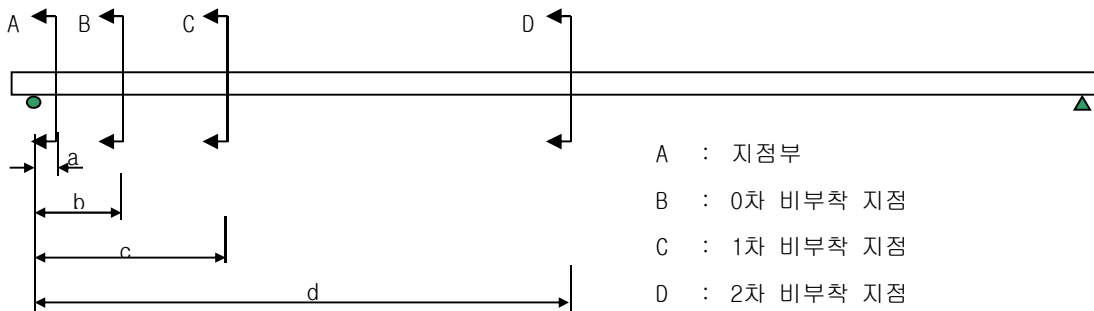
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 104.08 = 124.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



- A : 지점부
B : 0차 비부착 지점
C : 1차 비부착 지점
D : 2차 비부착 지점
E : 빔 중앙 지점

6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면	하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
		풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A		17.860	0.193	18.053	24.275	42.328
B		13.891	0.150	14.041	18.880	32.922
C		10.451	0.113	10.564	14.205	24.770
D		7.276	0.079	7.355	9.890	17.245
E		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면	하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
		풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B		12.105	0.131	12.236	16.453	28.689
C		20.188	0.218	20.407	27.439	47.846
D		25.665	0.278	25.943	34.884	60.827
E		31.032	0.336	31.368	42.177	73.545

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면	하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
		풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A		21.432	0.232	21.664	38.840	60.503
B		16.669	0.180	16.850	30.209	47.058
C		12.542	0.136	12.677	22.728	35.406
D		8.732	0.094	8.826	15.824	24.650
E		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.526	0.157	14.683	26.325	41.008
C	24.226	0.262	24.488	43.903	68.391
D	30.799	0.333	31.132	55.814	86.946
E	37.238	0.403	37.641	67.484	105.125

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.111	0.000	401,219,702	74.2	57.543
B	50.0	7.111	2.264	401,219,702	74.2	45.307
C	50.0	7.111	3.776	401,219,702	74.2	37.136
D	50.0	8.585	4.786	401,729,588	74.1	39.754
E	50.0	9.946	5.770	402,233,045	74.0	41.920

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,439	120.0	42.328	18.175	57.543	0.000	∞
B	50.0	1,439	120.0	32.922	14.136	45.307	12.319	145.943
C	50.0	1,439	120.0	24.770	10.636	37.136	20.545	105.025
D	50.0	1,439	120.0	17.245	7.405	39.754	26.119	89.546
E	50.0	1,439	120.0	0.000	0.000	41.920	31.580	61.030

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.924	1,438.5	120.0	0.00	660.781
B	50.0	5.924	1,438.5	120.0	0.00	660.781
C	50.0	5.924	1,438.5	120.0	0.00	660.781
D	50.0	7.161	1,438.5	120.0	0.00	724.819
E	50.0	8.307	1,438.5	120.0	0.00	784.167

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	660.781	660.781
B	145.943	660.781	145.943
C	105.025	660.781	105.025
D	89.546	724.819	89.546
E	61.030	784.167	61.030

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

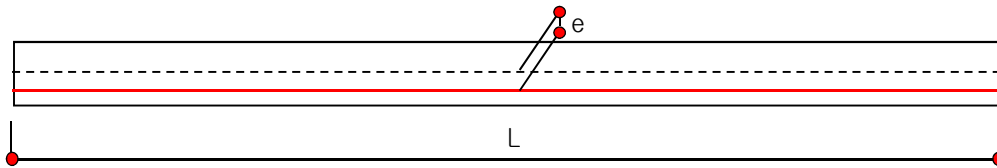
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	60.503	660.781	0.750	495.586	-435.08	0.122	전단보강 불필요
B	47.058	145.943	0.750	109.458	-62.40	0.430	전단보강 불필요
C	35.406	105.025	0.750	78.769	-43.36	0.449	전단보강 불필요
D	24.650	89.546	0.750	67.159	-42.51	0.367	전단보강 불필요
E	0.000	61.030	0.750	45.773	-45.77	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

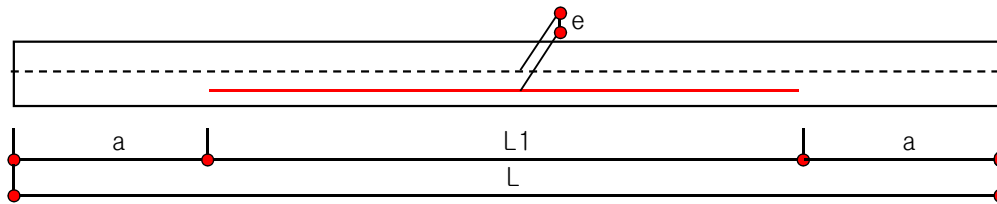
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,150 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 402,828,876} - \frac{341 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 402,828,876} \\ &\quad - \frac{348 \times 19.2 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 402,828,876} \\ &= 17.90 - 1.004 - 0.505 = 16.4 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.839	402,828,876	-16.39	
풍도슬래브 자중	21.572	402,828,876	12.77	
접합 몰탈	0.233	402,828,876	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	402,828,876	0.00	
합 계(고정하중)			-3.49	
작업하중 및 풍하중	29.320	402,828,876	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-7

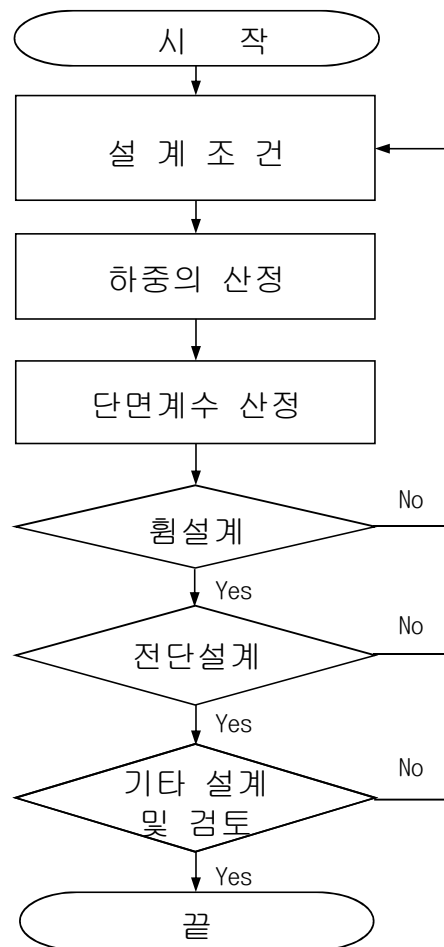
(L= 6.950 m, B= 1.486 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.486 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.485m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

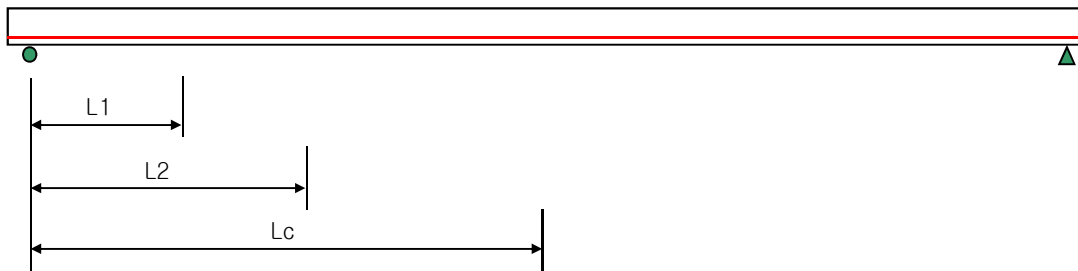
$$\text{단 면 적} = 218,724 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 218,724 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.468 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,485.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.486 = 7.428 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.486 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

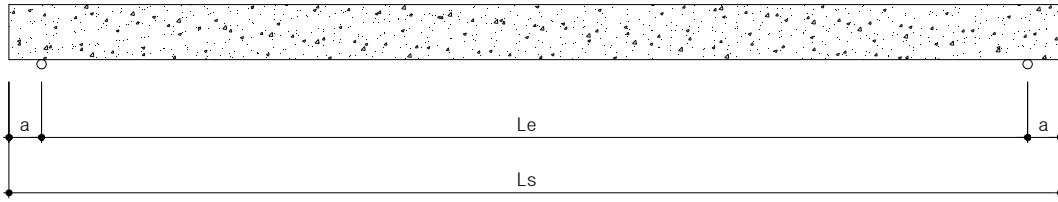
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.468	0.057	0.000	7.428	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.53
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.95
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.53
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.74
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.51
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.63
MAX						18.51

3.5 단면력 산정

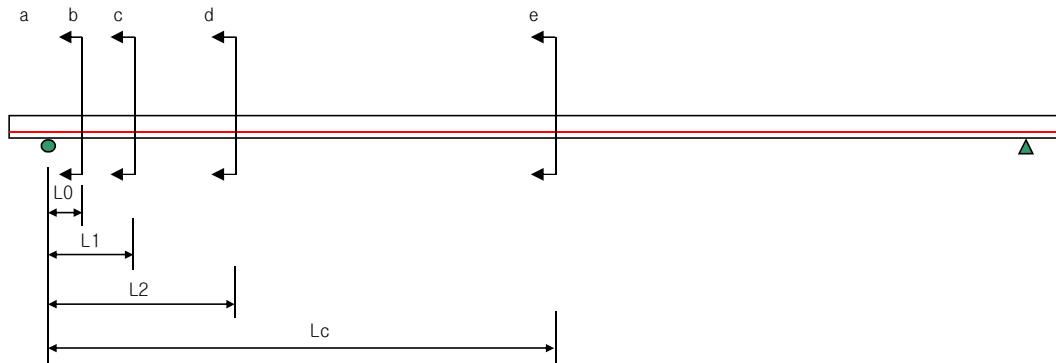
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.681 \times 6.750) / 2 = 12.423 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.681 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.420 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.681 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.043 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.681 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.853 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.681 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.585 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.423 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.423 - (3.681 \times 0.750) = 9.663 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.423 - (3.681 \times 1.400) = 7.270 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.423 - (3.681 \times 2.000) = 5.061 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.423 - (3.681 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.039 \times 6.750) / 2 = 0.130 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.039 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.088 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.039 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.147 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.039 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.187 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.039 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.226 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.130 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.130 - (0.039 \times 0.750) = 0.101 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.130 - (0.039 \times 1.400) = 0.076 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.130 - (0.039 \times 2.000) = 0.053 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.130 - (0.039 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.420	0.088	0.000	11.438	19.946	0차비부착부
	c	14.043	0.147	0.000	19.075	33.265	1차비부착부
	d	17.853	0.187	0.000	24.250	42.290	2차비부착부
	e	21.585	0.226	0.000	29.320	51.132	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.423	0.130	0.000	16.875	29.428	지점부(전단검토)
	b	9.663	0.101	0.000	13.125	22.889	0차비부착부
	c	7.270	0.076	0.000	9.875	17.221	1차비부착부
	d	5.061	0.053	0.000	6.875	11.989	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

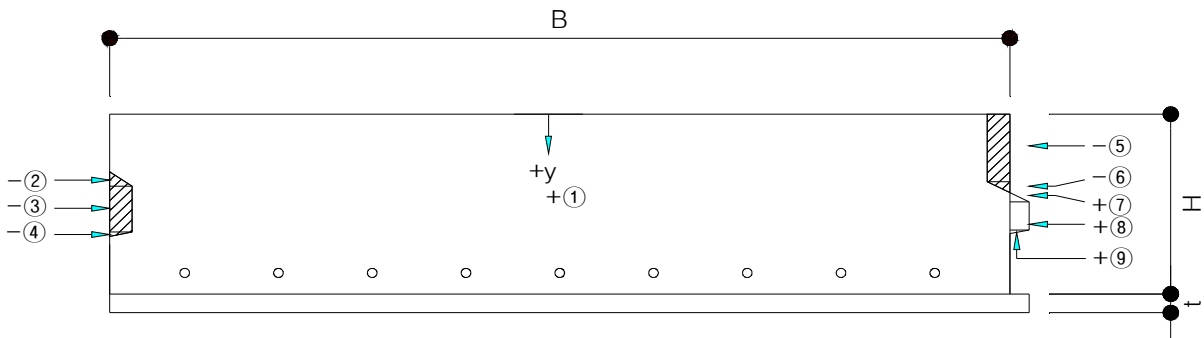
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.423	0.130	0.000		12.553	
LC-2	12.423	0.130	0.000	16.875	29.428	
MAX					29.428	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1486	150	222,825	75.0	16,711,875	5,625	1,875	7,500	1,671,187,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				218,724		16,459,599				1,650,966,101

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임. 직사각형 : C₁ = 1.0 , C₂ = $\frac{1}{12}$

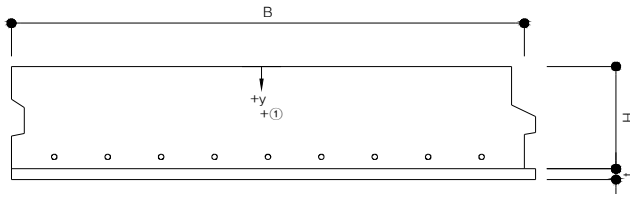
삼각형 : C₁ = 0.5 , C₂ = $\frac{1}{18}$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 218,723.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,459,599}{218,724} = 75.25 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.25 - 150.00 = -74.75 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,650,966,101 - 75.25 \times 16,459,599 = 412,332,555 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{412,332,555}{75.25} = 5,479,286.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{412,332,555}{-74.75} = -5,516,373.1 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	228,710.00		17,408,307				1,741,093,361

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 228,710.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,408,307}{228,710} = 76.12 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.12 - 150.00 = -73.88 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.12 - 95.00 = -18.88 \text{ mm}$$

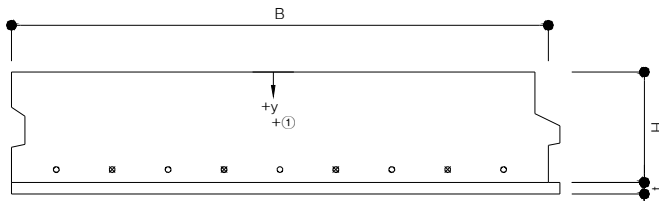
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,741,093,361 - 76.12 \times 17,408,307 = 416,056,672 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{416,056,672}{76.12} = 5,466,144.6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{416,056,672}{-18.88} = -22,031,295.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{416,056,672}{-73.88} = -5,631,153.6 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

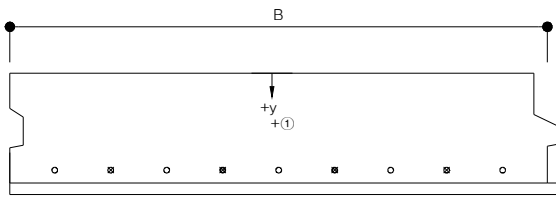


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	227,045.60		17,250,189				1,726,072,151

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 227,045.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,250,189 / 227,046 = 75.98 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,726,072,151 - 75.98 \times 17,250,189 = 415,458,736 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{415,458,736}{75.98} = 5,468,234.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{415,458,736}{-19.02} = -21,839,534.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{415,458,736}{-74.02} = -5,612,544.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



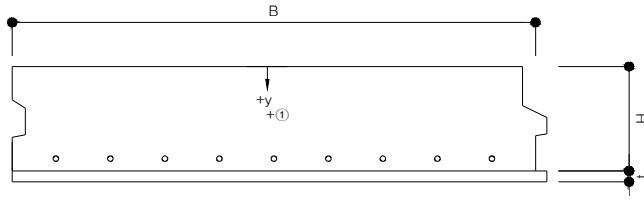
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	225,381.20		17,092,071				1,711,050,941

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 225,381.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 17,092,071 / 225,381 = 75.84 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.84 - 150.00 = -74.16 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.84 - 95.00 = -19.16 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,711,050,941 - 75.84 \times 17,092,071 = 414,851,969 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{414,851,969}{75.84} = 5,470,363.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{414,851,969}{-19.16} = -21,647,773.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{414,851,969}{-74.16} = -5,593,731.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

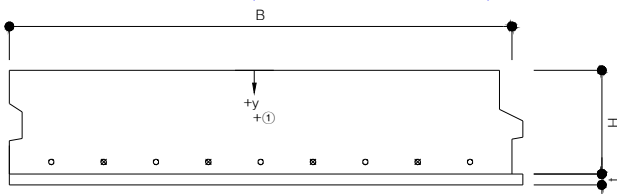


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	227,045.60		17,250,189				1,726,072,151

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 227,045.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,250,189}{227,046} = 75.98 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.98 - 150.00 = -74.02 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.98 - 95.00 = -19.02 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,726,072,151 - 75.98 \times 17,250,189 = 415,458,736 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{415,458,736}{75.98} = 5,468,234.6 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{415,458,736}{-19.02} = -21,839,534.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{415,458,736}{-74.02} = -5,612,544.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

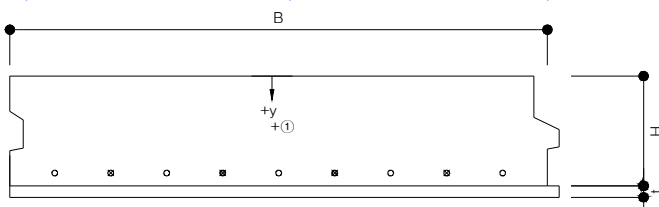


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	225,658.60		17,118,424				1,713,554,476

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 225,658.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 17,118,424 / 225,659 = 75.86 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.86 - 150.00 = -74.14 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.86 - 95.00 = -19.14 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,713,554,476 - 75.86 \times 17,118,424 = 414,953,718 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{414,953,718}{75.86} = 5,470,005.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{414,953,718}{-19.14} = -21,679,733.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{414,953,718}{-74.14} = -5,596,881.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			218,723.60		16,459,599				1,650,966,101
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	224,271.60		16,986,659				1,701,036,801

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 224,271.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,986,659 / 224,272 = 75.74 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.74 - 150.00 = -74.26 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.74 - 95.00 = -19.26 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,701,036,801 - 75.74 \times 16,986,659 = 414,442,454 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{414,442,454}{75.74} = 5,471,804.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{414,442,454}{-19.26} = -21,519,932.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{414,442,454}{-74.26} = -5,581,074.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	218,723.6	A_{vc1}'	228,710.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	412,332,554.6	I_{vc1}'	416,056,672.3	mm ⁴
Z_{tc0}	5,479,286.7	Z_{tc1}'	5,466,144.6	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-22,031,295.1	mm ³
Z_{bc0}	-5,516,373.1	Z_{bc1}'	-5,631,153.6	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	218,723.6	A_{vb1}'	227,045.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	412,332,554.6	I_{vb1}'	415,458,736.3	mm ⁴
Z_{tb0}	5,479,286.7	Z_{tb1}'	5,468,234.6	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,839,534.1	mm ³
Z_{bb0}	-5,516,373.1	Z_{bb1}'	-5,612,544.5	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	218,723.6	A_{va1}'	225,381.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	412,332,554.6	I_{va1}'	414,851,969.0	mm ⁴
Z_{ta0}	5,479,286.7	Z_{ta1}'	5,470,363.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,647,773.0	mm ³
Z_{ba0}	-5,516,373.1	Z_{ba1}'	-5,593,731.6	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	218,723.6	A_{vc1}	227,045.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	412,332,554.6	I_{vc1}	415,458,736.3	mm^4
Z_{tc0}	5,479,286.7	Z_{tc1}	5,468,234.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,839,534.1	mm^3
Z_{bc0}	-5,516,373.1	Z_{bc1}	-5,612,544.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	218,723.6	A_{vb1}	225,658.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	412,332,554.6	I_{vb1}	414,953,718.5	mm^4
Z_{tb0}	5,479,286.7	Z_{tb1}	5,470,005.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,679,733.2	mm^3
Z_{bb0}	-5,516,373.1	Z_{bb1}	-5,596,881.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	218,723.6	A_{va1}	224,271.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	412,332,554.6	I_{va1}	414,442,454.1	mm^4
Z_{ta0}	5,479,286.7	Z_{ta1}	5,471,804.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,519,932.3	mm^3
Z_{ba0}	-5,516,373.1	Z_{ba1}	-5,581,074.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4855m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,585,474}{5,466,145} \times 1.486 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,585,474}{-22,031,295} \times 1.486 = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,585,474}{-5,631,154} \times 1.486 = -5.694 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,585,474}{5,468,235} \times 1.486 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,585,474}{-21,839,534} \times 1.486 = -1.468 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,585,474}{-5,612,544} \times 1.486 = -5.713 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{226,073}{5,468,235} \times 1.486 = 0.061 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{226,073}{-21,839,534} \times 1.486 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{226,073}{-5,612,544} \times 1.486 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,468,235} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,839,534} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,612,544} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,468,235} \times 1.486 = 7.965 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,839,534} \times 1.486 = -1.994 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,612,544} \times 1.486 = -7.760 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}'$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{228,710} + \frac{-18.88}{-22,031,295} \right) \\
 &= 11.925 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.455 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.925 + -1.455) \\
 &= 10.469 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.469 = 75.317 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.469 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.469 - 7 \times 0.015 \\
 &= 125.521 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 75.317 - 0.05 \times (45.500 + 125.521) \\
 &= 18.917 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 75.317 = 1,294.68 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,294.7 \\
 &= 2,154.87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,294.68 - 125.52 - 45.50 - 18.92 \\
 &= 1,104.74 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,104.74}{1,294.68} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.853 \times 2,154.87 = 1,838.74 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,154.87 \times -18.88 / 1,000 = -40.694 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,838.74 \times -19.02 / 1,000 = -34.979 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,154,870}{228,710} + \frac{-40,694,299}{5,466,145} = 1.977 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,154,870}{228,710} + \frac{-40,694,299}{-22,031,295} = 11.269 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,154,870}{228,710} + \frac{-40,694,299}{-5,631,154} = 16.648 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,838,736}{227,046} + \frac{-34,978,728}{5,468,235} = 1.702 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,838,736}{227,046} + \frac{-34,978,728}{-21,839,534} = 9.700 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,838,736}{227,046} + \frac{-34,978,728}{-5,612,544} = 14.331 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,852,734}{5,468,235} \times 1.486 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,852,734}{-21,839,534} \times 1.486 = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,852,734}{-5,612,544} \times 1.486 = -4.725 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,852,734}{5,470,006} \times 1.486 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,852,734}{-21,679,733} \times 1.486 = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,852,734}{-5,596,881} \times 1.486 = -4.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{186,979}{5,470,006} \times 1.486 = 0.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{186,979}{-21,679,733} \times 1.486 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{186,979}{-5,596,881} \times 1.486 = -0.050 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,470,006} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,679,733} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,596,881} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,470,006} \times 1.486 = 6.586 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,679,733} \times 1.486 = -1.662 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,596,881} \times 1.486 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{227,046} + \frac{-19.02}{-21,839,534} \right) \\ &= 10.024 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.024 + -1.214) \\
 &= 8.810 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.810 = 63.382 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
 &= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.810 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.810 - 7 \times 0.013 \\
 &= 105.631 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 63.382 - 0.05 \times (45.500 + 105.631) \\
 &= 21.105 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.382 = 1,306.62 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,306.6 \\
 &= 1,812.28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,306.62 - 105.63 - 45.50 - 21.11 \\
 &= 1,134.38 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,134.38}{1,306.62} = 0.868$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.868 \times 1,812.28 = 1,573.39 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,812.28 \times -19.02 / 1,000 = -34.475 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,573.39 \times -19.14 / 1,000 = -30.115 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,812,280}{227,046} + \frac{-34,475,437}{5,468,235} = 1.677 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,812,280}{227,046} + \frac{-34,475,437}{-21,839,534} = 9.561 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,812,280}{227,046} + \frac{-34,475,437}{-5,612,544} = 14.125 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,573,389}{225,659} + \frac{-30,114,919}{5,470,006} = 1.467 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,573,389}{225,659} + \frac{-30,114,919}{-21,679,733} = 8.362 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,573,389}{225,659} + \frac{-30,114,919}{-5,596,881} = 12.353 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,042,924}{5,470,363} \times 1.486 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,042,924}{-21,647,773} \times 1.486 = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,042,924}{-5,593,732} \times 1.486 = -3.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,042,924}{5,471,804} \times 1.486 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,042,924}{-21,519,932} \times 1.486 = -0.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,042,924}{-5,581,075} \times 1.486 = -3.738 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{147,077}{5,471,804} \times 1.486 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{147,077}{-21,519,932} \times 1.486 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{147,077}{-5,581,075} \times 1.486 = -0.039 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,471,804} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,519,932} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,581,075} \times 1.486 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,471,804} \times 1.486 = 5.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,519,932} \times 1.486 = -1.317 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,581,075} \times 1.486 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{225,381} + \frac{-19.16}{-21,647,773} \right) \\ &= 8.091 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.964 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.091 + -0.964) \\
&= 7.127 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.127 = 51.272 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
&= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.127 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.127 - 7 \times 0.010 \\
&= 85.451 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 51.272 - 0.05 \times (45.500 + 85.451) \\
&= 23.325 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.272 = 1,318.73 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,318.7 \\
&= 1,463.26 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,318.73 - 85.45 - 45.50 - 23.33 \\
&= 1,164.45 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,164.45}{1,318.73} = 0.883$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.883 \times 1,463.26 = 1,292.07 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,463.26 \times -19.16 / 1,000 = -28.042 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,292.07 \times -19.26 / 1,000 = -24.883 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,463,260}{225,381} + \frac{-28,041,513}{5,470,363} = 1.366 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,463,260}{225,381} + \frac{-28,041,513}{-21,647,773} = 7.788 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,463,260}{225,381} + \frac{-28,041,513}{-5,593,732} = 11.505 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,292,075}{224,272} + \frac{-24,883,471}{5,471,804} = 1.214 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,292,075}{224,272} + \frac{-24,883,471}{-21,519,932} = 6.918 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,292,075}{224,272} + \frac{-24,883,471}{-5,581,075} = 10.220 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.68	1,306.62	1,318.73
유효 긴장응력	1,104.74	1,134.38	1,164.45

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,104.7	1,134.4	1,164.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.977	16.648	1.677	14.125	1.366	11.505
풍도슬래브	5.866	-5.694	4.850	-4.725	3.813	-3.729

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.702	14.331	1.467	12.353	1.214	10.220
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.713	4.848	-4.738	3.812	-3.738
	CIP 몰탈	0.061	-0.060	0.051	-0.050	0.040	-0.039
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.965	-7.760	6.586	-6.436	5.179	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.843	10.954	6.527	9.399	5.180	7.776		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.566	8.618	6.315	7.615	5.026	6.482		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.627	8.558	6.366	7.565	5.066	6.443		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.627	8.558	6.366	7.565	5.066	6.443		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.592	0.797	12.952	1.129	10.244	1.366		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	38.881	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	69.689	108.570

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 108.570 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1486 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1485.5 \times 95.0} = 0.0118$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,401 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,401 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1486}$$

$$= 36.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,401 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.52}{50} \right)$$

$$= 152 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 152 \text{ kN} \cdot \text{m} > 108.57 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.331) \times 5,612,544 / 1.0E+06$$

$$= 105.43 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 151.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

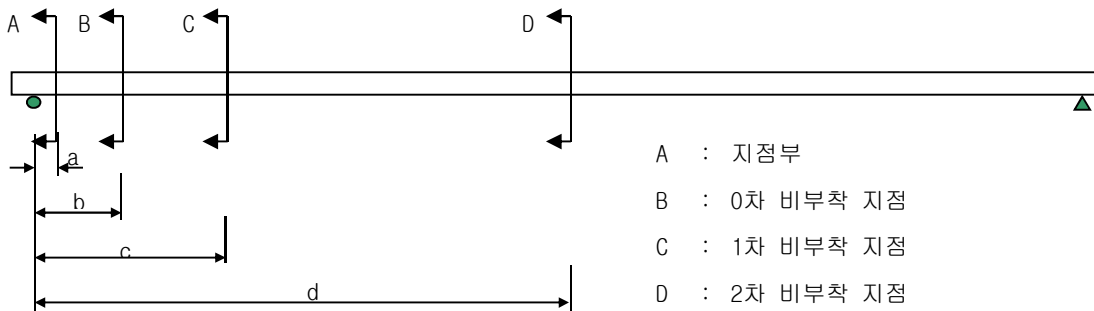
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.43 = 126.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.455	0.193	18.648	25.068	43.716
B	14.354	0.150	14.504	19.497	34.001
C	10.799	0.113	10.913	14.669	25.582
D	7.519	0.079	7.597	10.213	17.810
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.508	0.131	12.639	16.990	29.630
C	20.861	0.218	21.079	28.336	49.415
D	26.520	0.278	26.798	36.023	62.821
E	32.065	0.336	32.401	43.555	75.956

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	22.146	0.232	22.378	40.109	62.486
B	17.224	0.180	17.405	31.196	48.600
C	12.959	0.136	13.095	23.471	36.566
D	9.022	0.094	9.117	16.341	25.457
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	15.010	0.157	15.167	27.185	42.352
C	25.033	0.262	25.295	45.337	70.633
D	31.824	0.333	32.158	57.637	89.795
E	38.478	0.403	38.881	69.689	108.570

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.918	0.000	414,442,454	74.3	58.339
B	50.0	6.918	2.265	414,442,454	74.3	45.700
C	50.0	6.918	3.777	414,442,454	74.3	37.260
D	50.0	8.362	4.788	414,953,718	74.1	39.788
E	50.0	9.700	5.773	415,458,736	74.0	41.885

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,486	120.0	43.716	18.770	58.339	0.000	∞
B	50.0	1,486	120.0	34.001	14.599	45.700	12.722	149.468
C	50.0	1,486	120.0	25.582	10.984	37.260	21.217	107.896
D	50.0	1,486	120.0	17.810	7.647	39.788	26.974	92.115
E	50.0	1,486	120.0	0.000	0.000	41.885	32.613	63.024

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.761	1,485.5	120.0	0.00	673.639
B	50.0	5.761	1,485.5	120.0	0.00	673.639
C	50.0	5.761	1,485.5	120.0	0.00	673.639
D	50.0	6.972	1,485.5	120.0	0.00	738.413
E	50.0	8.099	1,485.5	120.0	0.00	798.635

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	673.639	673.639
B	149.468	673.639	149.468
C	107.896	673.639	107.896
D	92.115	738.413	92.115
E	63.024	798.635	63.024

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

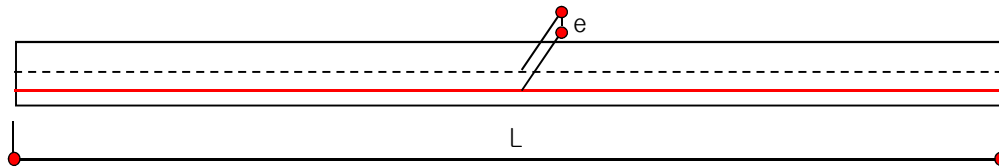
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	62.486	673.639	0.750	505.230	-442.74	0.124	전단보강 불필요
B	48.600	149.468	0.750	112.101	-63.50	0.434	전단보강 불필요
C	36.566	107.896	0.750	80.922	-44.36	0.452	전단보강 불필요
D	25.457	92.115	0.750	69.086	-43.63	0.368	전단보강 불필요
E	0.000	63.024	0.750	47.268	-47.27	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

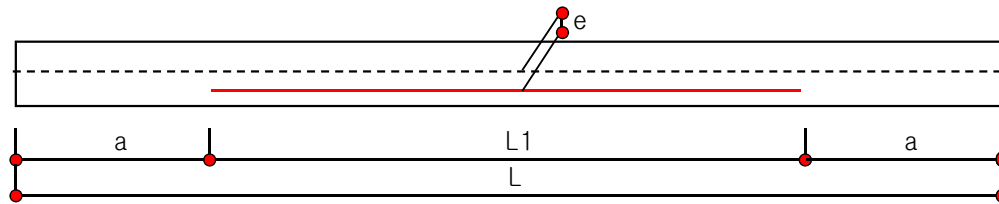
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e1 \cdot x1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e2 \cdot x2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,155 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 415458736.3} - \frac{343 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 415458736.3} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 415458736.3} \\ &= 17.40 - 0.977 - 0.491 = 15.9 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.993	416,056,672	-15.93	
풍도슬래브 자중	21.585	416,056,672	12.78	
접합 몰탈	0.226	416,056,672	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	416,056,672	0.00	
합 계(고정하중)			-3.02	
작업하중 및 풍하중	29.320	416,056,672	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-8

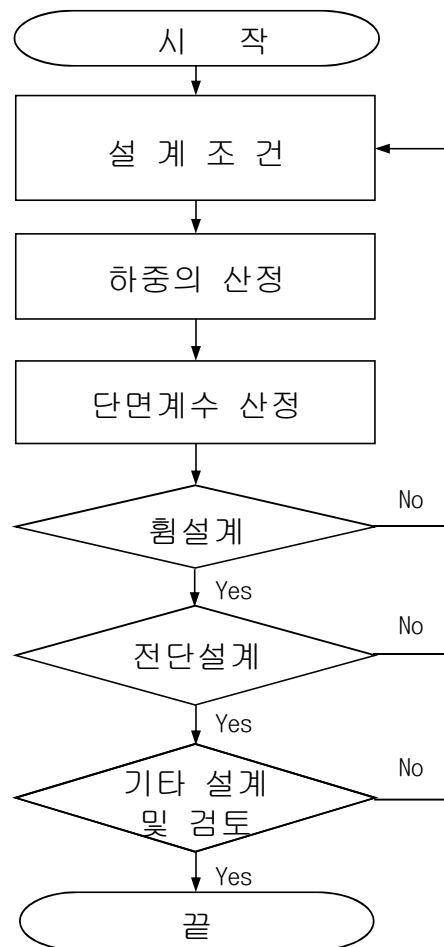
(L= 6.950 m, B= 1.471 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.471 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4705m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

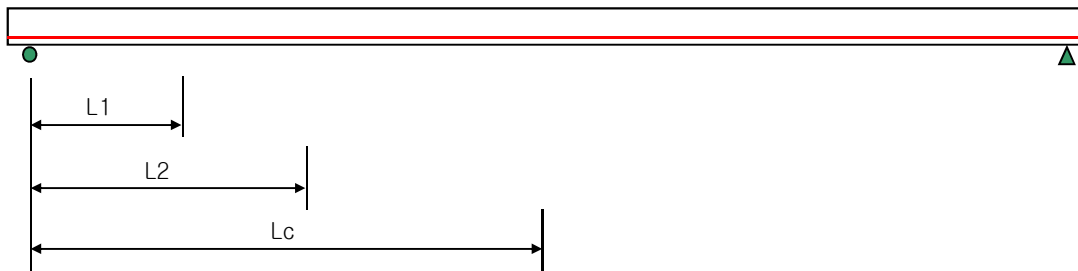
$$\text{단 면 적} = 216,474 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 216,474 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.412 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,470.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.471 = 7.353 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.471 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

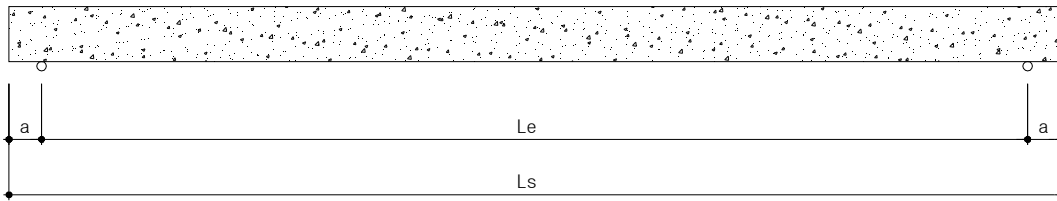
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.412	0.057	0.000	7.353	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.47
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.82
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.47
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.66
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	18.33
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.56
MAX						18.33

3.5 단면력 산정

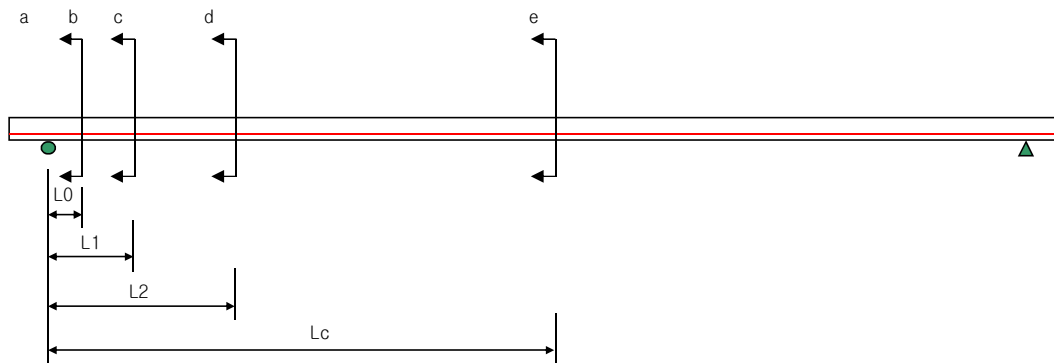
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.680 \times 6.750) / 2 = 12.421 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.680 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.419 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.680 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 14.040 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.680 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.849 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.680 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.581 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 12.421 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 12.421 - (3.680 \times 0.750) = 9.661 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 12.421 - (3.680 \times 1.400) = 7.269 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 12.421 - (3.680 \times 2.000) = 5.060 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 12.421 - (3.680 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.039 \times 6.750) / 2 = 0.131 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.039 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.089 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.039 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.149 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.039 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.189 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.039 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.228 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.131 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.131 - (0.039 \times 0.750) = 0.102 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.131 - (0.039 \times 1.400) = 0.077 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.131 - (0.039 \times 2.000) = 0.054 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.131 - (0.039 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.419	0.089	0.000	11.438	19.945	0차비부착부
	c	14.040	0.149	0.000	19.075	33.264	1차비부착부
	d	17.849	0.189	0.000	24.250	42.288	2차비부착부
	e	21.581	0.228	0.000	29.320	51.130	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.421	0.131	0.000	16.875	29.427	지점부(전단검토)
	b	9.661	0.102	0.000	13.125	22.888	0차비부착부
	c	7.269	0.077	0.000	9.875	17.220	1차비부착부
	d	5.060	0.054	0.000	6.875	11.989	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

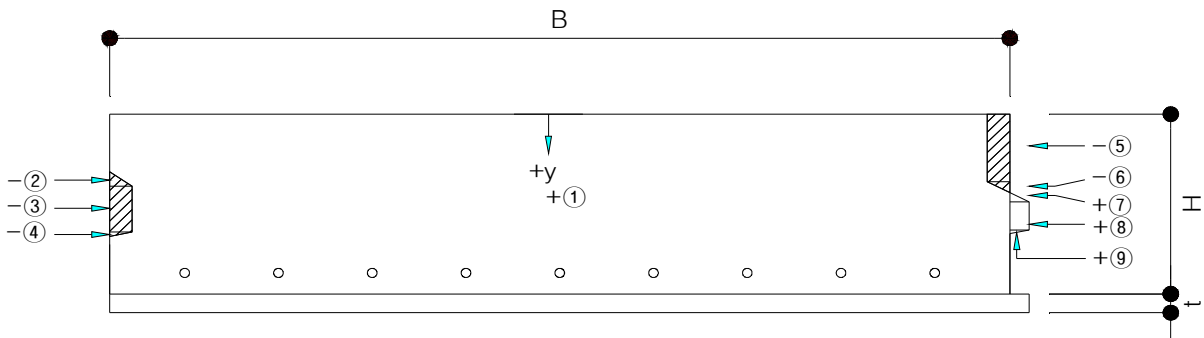
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.421	0.131	0.000		12.552	
LC-2	12.421	0.131	0.000	16.875	29.427	
MAX					29.427	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1471	150	220,575	75.0	16,543,125	5,625	1,875	7,500	1,654,312,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-12			-1,664	95.0	-158,118	9,025			-15,052,637
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				216,474		16,290,849				1,634,091,101

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

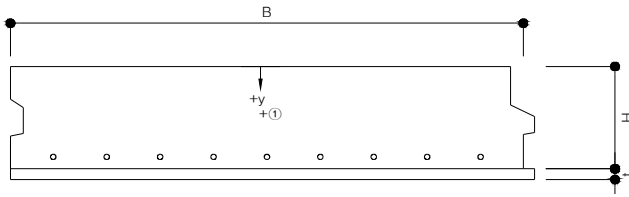
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 216,473.60 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{16,290,849}{216,474} = 75.26 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.26 - 150.00 = -74.74 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 1,634,091,101 - 75.26 \times 16,290,849 = 408,113,659 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{408,113,659}{75.26} = 5,423,034.4 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{408,113,659}{-74.74} = -5,460,122.9 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	12	9,986.40	95.0	948,708	9,025	0	9,025	90,127,260
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	226,460.00		17,239,557				1,724,218,361

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 226,460.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,239,557}{226,460} = 76.13 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.13 - 150.00 = -73.87 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 = 76.13 - 95.00 = -18.87 \text{ mm}$$

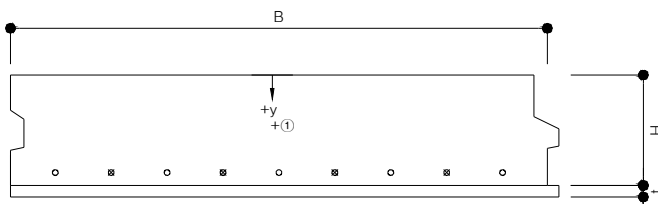
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,724,218,361 - 76.13 \times 17,239,557 = 411,835,096 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{411,835,096}{76.13} = 5,409,894.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{411,835,096}{-18.87} = -21,820,554.1 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{411,835,096}{-73.87} = -5,574,852.3 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

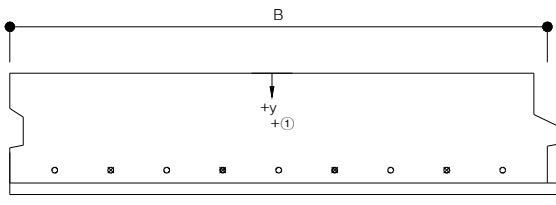


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	224,795.60		17,081,439				1,709,197,151

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 224,795.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 17,081,439 / 224,796 = 75.99 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 75.99 - 150.00 = -74.01 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.99 - 95.00 = -19.01 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,709,197,151 - 75.99 \times 17,081,439 = 411,237,818 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{411,237,818}{75.99} = 5,411,982.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{411,237,818}{-19.01} = -21,628,767.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{411,237,818}{-74.01} = -5,556,256.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



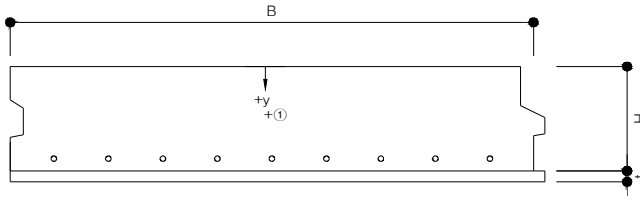
위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	223,131.20		16,923,321				1,694,175,941

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 223,131.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 16,923,321 / 223,131 = 75.84 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.84 - 150.00 = -74.16 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.84 - 95.00 = -19.16 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,694,175,941 - 75.84 \times 16,923,321 = 410,631,630 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{410,631,630}{75.84} = 5,414,110.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{410,631,630}{-19.16} = -21,436,980.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{410,631,630}{-74.16} = -5,537,455.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

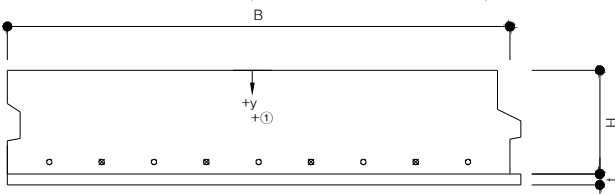


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	12	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		12	224,795.60		17,081,439				1,709,197,151

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 224,795.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{17,081,439}{224,796} = 75.99 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 75.99 - 150.00 = -74.01 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 12 \\
 &= 75.99 - 95.00 = -19.01 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,709,197,151 - 75.99 \times 17,081,439 = 411,237,818 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{411,237,818}{75.99} = 5,411,982.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{411,237,818}{-19.01} = -21,628,767.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{411,237,818}{-74.01} = -5,556,256.8 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

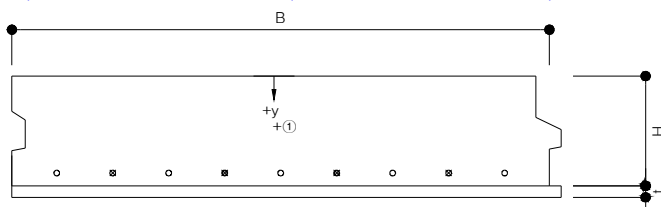


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	223,408.60		16,949,674				1,696,679,476

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 223,408.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 16,949,674 / 223,409 = 75.87 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 75.87 - 150.00 = -74.13 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
&= 75.87 - 95.00 = -19.13 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,696,679,476 - 75.87 \times 16,949,674 = 410,733,288 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{410,733,288}{75.87} = 5,413,753.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{410,733,288}{-19.13} = -21,468,945.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{410,733,288}{-74.13} = -5,540,603.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			216,473.60		16,290,849				1,634,091,101
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	222,021.60		16,817,909				1,684,161,801

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 222,021.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 16,817,909 / 222,022 = 75.75 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.75 - 150.00 = -74.25 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 75.75 - 95.00 = -19.25 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,684,161,801 - 75.75 \times 16,817,909 = 410,222,455 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{410,222,455}{75.75} = 5,415,551.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{410,222,455}{-19.25} = -21,309,122.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{410,222,455}{-74.25} = -5,524,805.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	216,473.6	A_{vc1}'	226,460.0	mm ²
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}'	76.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.9	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}'	-73.9	mm
I_{vc0}	408,113,659.2	I_{vc1}'	411,835,096.2	mm ⁴
Z_{tc0}	5,423,034.4	Z_{tc1}'	5,409,894.1	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-21,820,554.1	mm ³
Z_{bc0}	-5,460,122.9	Z_{bc1}'	-5,574,852.3	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	216,473.6	A_{vb1}'	224,795.6	mm ²
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}'	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}'	-74.0	mm
I_{vb0}	408,113,659.2	I_{vb1}'	411,237,818.2	mm ⁴
Z_{tb0}	5,423,034.4	Z_{tb1}'	5,411,982.8	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,628,767.4	mm ³
Z_{bb0}	-5,460,122.9	Z_{bb1}'	-5,556,256.8	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	216,473.6	A_{va1}'	223,131.2	mm ²
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}'	75.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.2	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}'	-74.2	mm
I_{va0}	408,113,659.2	I_{va1}'	410,631,629.6	mm ⁴
Z_{ta0}	5,423,034.4	Z_{ta1}'	5,414,110.5	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-21,436,980.7	mm ³
Z_{ba0}	-5,460,122.9	Z_{ba1}'	-5,537,455.5	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	216,473.6	A_{vc1}	224,795.6	mm^2
Y_{tc0}	75.3	Y_{tc1}	76.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-19.0	mm
Y_{bc0}	-74.7	Y_{bc1}	-74.0	mm
I_{vc0}	408,113,659.2	I_{vc1}	411,237,818.2	mm^4
Z_{tc0}	5,423,034.4	Z_{tc1}	5,411,982.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-21,628,767.4	mm^3
Z_{bc0}	-5,460,122.9	Z_{bc1}	-5,556,256.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	216,473.6	A_{vb1}	223,408.6	mm^2
Y_{tb0}	75.3	Y_{tb1}	75.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.1	mm
Y_{bb0}	-74.7	Y_{bb1}	-74.1	mm
I_{vb0}	408,113,659.2	I_{vb1}	410,733,288.2	mm^4
Z_{tb0}	5,423,034.4	Z_{tb1}	5,413,753.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,468,945.2	mm^3
Z_{bb0}	-5,460,122.9	Z_{bb1}	-5,540,603.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	216,473.6	A_{va1}	222,021.6	mm^2
Y_{ta0}	75.3	Y_{ta1}	75.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.3	mm
Y_{ba0}	-74.7	Y_{ba1}	-74.3	mm
I_{va0}	408,113,659.2	I_{va1}	410,222,454.6	mm^4
Z_{ta0}	5,423,034.4	Z_{ta1}	5,415,551.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-21,309,122.9	mm^3
Z_{ba0}	-5,460,122.9	Z_{ba1}	-5,524,805.3	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.4705m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,581,345}{5,409,894} \times 1.471 = 5.866 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,581,345}{-21,820,554} \times 1.471 = -1.454 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,581,345}{-5,574,852} \times 1.471 = -5.693 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,581,345}{5,411,983} \times 1.471 = 5.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,581,345}{-21,628,767} \times 1.471 = -1.467 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,581,345}{-5,556,257} \times 1.471 = -5.712 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{228,379}{5,411,983} \times 1.471 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{228,379}{-21,628,767} \times 1.471 = -0.016 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{228,379}{-5,556,257} \times 1.471 = -0.060 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,411,983} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-21,628,767} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-5,556,257} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{5,411,983} \times 1.471 = 7.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-21,628,767} \times 1.471 = -1.993 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-5,556,257} \times 1.471 = -7.760 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{226,460} + \frac{-18.87}{-21,820,554} \right) \\ &= 12.041 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.454 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.041 + -1.454) \\ &= 10.587 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.587 = 76.165 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.016 + 0.000) \\
 &= 0.016 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.587 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.587 - 7 \times 0.016 \\
 &= 126.934 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 76.165 - 0.05 \times (45.500 + 126.934) \\
 &= 18.762 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 76.165 = 1,293.84 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,293.8 \\
 &= 2,153.46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,293.84 - 126.93 - 45.50 - 18.76 \\
 &= 1,102.64 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,102.64}{1,293.84} = 0.852$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.852 \times 2,153.46 = 1,835.23 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,153.46 \times -18.87 / 1,000 = -40.644 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,835.23 \times -19.01 / 1,000 = -34.894 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,153,459}{226,460} + \frac{-40,643,792}{5,409,894} = 1.996 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,153,459}{226,460} + \frac{-40,643,792}{-21,820,554} = 11.372 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,153,459}{226,460} + \frac{-40,643,792}{-5,574,852} = 16.800 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,835,232}{224,796} + \frac{-34,894,127}{5,411,983} = 1.716 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,835,232}{224,796} + \frac{-34,894,127}{-21,628,767} = 9.777 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,835,232}{224,796} + \frac{-34,894,127}{-5,556,257} = 14.444 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,849,319}{5,411,983} \times 1.471 = 4.850 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,849,319}{-21,628,767} \times 1.471 = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,849,319}{-5,556,257} \times 1.471 = -4.724 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,849,319}{5,413,753} \times 1.471 = 4.848 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,849,319}{-21,468,945} \times 1.471 = -1.223 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,849,319}{-5,540,603} \times 1.471 = -4.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{188,886}{5,413,753} \times 1.471 = 0.051 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{188,886}{-21,468,945} \times 1.471 = -0.013 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{188,886}{-5,540,603} \times 1.471 = -0.050 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,413,753} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,468,945} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-5,540,603} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{5,413,753} \times 1.471 = 6.587 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-21,468,945} \times 1.471 = -1.661 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-5,540,603} \times 1.471 = -6.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{224,796} + \frac{-19.01}{-21,628,767} \right) \\ &= 10.123 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.214 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.123 + -1.214) \\
&= 8.910 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.910 = 64.100 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.013 + 0.000) \\
&= 0.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 8.910 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.910 - 7 \times 0.013 \\
&= 106.828 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 64.100 - 0.05 \times (45.500 + 106.828) \\
&= 20.974 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 64.100 = 1,305.90 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,305.9 \\
&= 1,811.28 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,305.90 - 106.83 - 45.50 - 20.97 \\
&= 1,132.60 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,132.60}{1,305.90} = 0.867$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.867 \times 1,811.28 = 1,570.91 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,811.28 \times -19.01 / 1,000 = -34.439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,570.91 \times -19.13 / 1,000 = -30.054 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,811,284}{224,796} + \frac{-34,438,782}{5,411,983} = 1.694 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,811,284}{224,796} + \frac{-34,438,782}{-21,628,767} = 9.650 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,811,284}{224,796} + \frac{-34,438,782}{-5,556,257} = 14.256 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,570,915}{223,409} + \frac{-30,053,971}{5,413,753} = 1.480 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,570,915}{223,409} + \frac{-30,053,971}{-21,468,945} = 8.431 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,570,915}{223,409} + \frac{-30,053,971}{-5,540,603} = 12.456 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,040,238}{5,414,111} \times 1.471 = 3.813 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,040,238}{-21,436,981} \times 1.471 = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,040,238}{-5,537,455} \times 1.471 = -3.728 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{14,040,238}{5,415,551} \times 1.471 = 3.812 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{14,040,238}{-21,309,123} \times 1.471 = -0.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{14,040,238}{-5,524,805} \times 1.471 = -3.737 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{148,577}{5,415,551} \times 1.471 = 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{148,577}{-21,309,123} \times 1.471 = -0.010 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{148,577}{-5,524,805} \times 1.471 = -0.040 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,415,551} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-21,309,123} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-5,524,805} \times 1.471 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{5,415,551} \times 1.471 = 5.179 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-21,309,123} \times 1.471 = -1.316 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-5,524,805} \times 1.471 = -5.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{223,131} + \frac{-19.16}{-21,436,981} \right) \\ &= 8.171 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.963 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.171 + -0.963) \\
&= 7.208 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.208 = 51.857 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.010 + 0.000) \\
&= 0.010 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.208 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.208 - 7 \times 0.010 \\
&= 86.425 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 51.857 - 0.05 \times (45.500 + 86.425) \\
&= 23.218 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.857 = 1,318.14 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,318.1 \\
&= 1,462.61 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,318.14 - 86.42 - 45.50 - 23.22 \\
&= 1,163.00 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,163.00}{1,318.14} = 0.882$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.882 \times 1,462.61 = 1,290.47 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,462.61 \times -19.16 / 1,000 = -28.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,290.47 \times -19.25 / 1,000 = -24.843 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,462,612}{223,131} + \frac{-28,016,760}{5,414,111} = 1.380 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,462,612}{223,131} + \frac{-28,016,760}{-21,436,981} = 7.862 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,462,612}{223,131} + \frac{-28,016,760}{-5,537,455} = 11.614 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,290,465}{222,022} + \frac{-24,842,779}{5,415,551} = 1.225 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,290,465}{222,022} + \frac{-24,842,779}{-21,309,123} = 6.978 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,290,465}{222,022} + \frac{-24,842,779}{-5,524,805} = 10.309 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,293.84	1,305.90	1,318.14
유효 긴장응력	1,102.64	1,132.60	1,163.00

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,102.6	1,132.6	1,163.0	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	1.996	16.800	1.694	14.256	1.380	11.614
풍도슬래브	5.866	-5.693	4.850	-4.724	3.813	-3.728

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	1.716	14.444	1.480	12.456	1.225	10.309
고정 하중	풍도슬래브	5.864	-5.712	4.848	-4.737	3.812	-3.737
	CIP 몰탈	0.062	-0.060	0.051	-0.050	0.040	-0.040
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.967	-7.760	6.587	-6.436	5.179	-5.077

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	7.863	11.107	6.544	9.532	5.194	7.886		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.580	8.733	6.328	7.719	5.037	6.572		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.642	8.672	6.380	7.668	5.078	6.532		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.642	8.672	6.380	7.668	5.078	6.532		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.609	0.912	12.967	1.232	10.257	1.455		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 6950) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	38.485	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	68.985	107.470

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 107.470 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1471 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1470.5 \times 95.0} = 0.0119$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,396 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,396 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1471}$$

$$= 37.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,396 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.63}{50} \right)$$

$$= 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 151 \text{ kN} \cdot \text{m} > 107.47 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 14.444) \times 5,556,257 / 1.0E+06$$

$$= 105.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 150.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

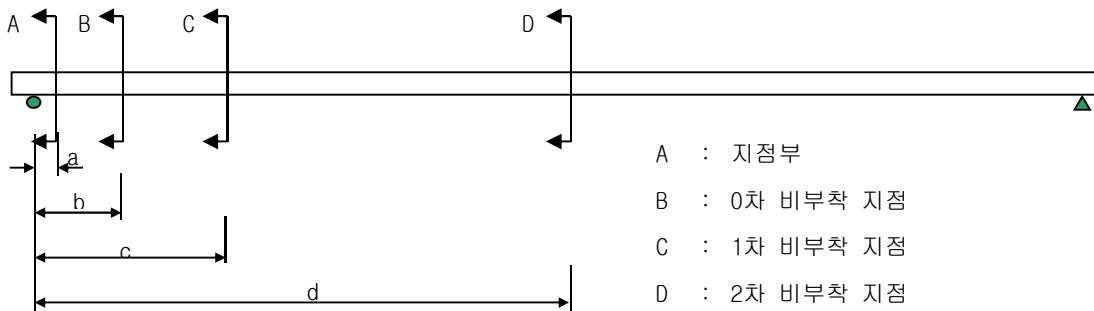
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 105.01 = 126.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	18.265	0.193	18.458	24.815	43.273
B	14.206	0.150	14.356	19.300	33.657
C	10.688	0.113	10.801	14.521	25.323
D	7.441	0.079	7.520	10.110	17.630
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.380	0.131	12.511	16.819	29.329
C	20.646	0.218	20.865	28.050	48.914
D	26.247	0.278	26.525	35.660	62.185
E	31.735	0.336	32.071	43.116	75.187

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	21.918	0.232	22.150	39.704	61.853
B	17.047	0.180	17.228	30.881	48.108
C	12.826	0.136	12.962	23.234	36.196
D	8.930	0.094	9.024	16.176	25.200
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.856	0.157	15.013	26.910	41.923
C	24.775	0.262	25.038	44.880	69.917
D	31.497	0.333	31.830	57.055	88.886
E	38.082	0.403	38.485	68.985	107.470

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.978	0.000	410,222,455	74.3	58.086
B	50.0	6.978	2.264	410,222,455	74.3	45.576
C	50.0	6.978	3.777	410,222,455	74.3	37.222
D	50.0	8.431	4.787	410,733,288	74.1	39.779
E	50.0	9.777	5.772	411,237,818	74.0	41.898

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,471	120.0	43.273	18.580	58.086	0.000	∞
B	50.0	1,471	120.0	33.657	14.451	45.576	12.593	148.345
C	50.0	1,471	120.0	25.323	10.873	37.222	21.003	106.980
D	50.0	1,471	120.0	17.630	7.570	39.779	26.701	91.295
E	50.0	1,471	120.0	0.000	0.000	41.898	32.284	62.388

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.812	1,470.5	120.0	0.00	669.544
B	50.0	5.812	1,470.5	120.0	0.00	669.544
C	50.0	5.812	1,470.5	120.0	0.00	669.544
D	50.0	7.032	1,470.5	120.0	0.00	734.088
E	50.0	8.164	1,470.5	120.0	0.00	794.037

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	669.544	669.544
B	148.345	669.544	148.345
C	106.980	669.544	106.980
D	91.295	734.088	91.295
E	62.388	794.037	62.388

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

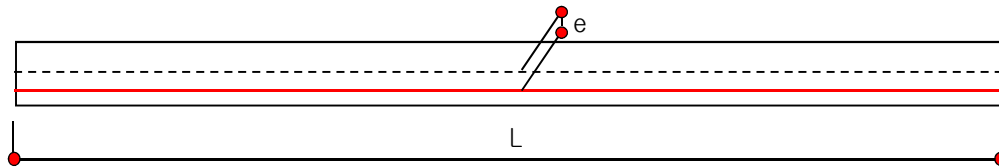
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	61.853	669.544	0.750	502.158	-440.30	0.123	전단보강 불필요
B	48.108	148.345	0.750	111.258	-63.15	0.432	전단보강 불필요
C	36.196	106.980	0.750	80.235	-44.04	0.451	전단보강 불필요
D	25.200	91.295	0.750	68.472	-43.27	0.368	전단보강 불필요
E	0.000	62.388	0.750	46.791	-46.79	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

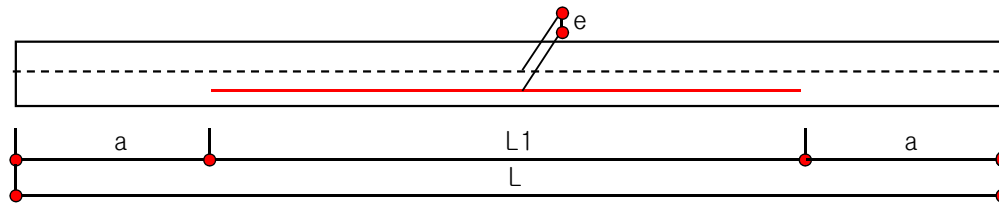
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,153 \times 19.0 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 411,237,818.2} - \frac{342 \times 19.1 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 411,237,818.2} \\ &\quad - \frac{349 \times 19.3 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 411,237,818.2} \\ &= 17.56 - 0.986 - 0.495 = 16.1 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	40.945	411,835,096	-16.07	
풍도슬래브 자중	21.581	411,835,096	12.78	
접합 몰탈	0.228	411,835,096	0.13	
격벽 하중(집중하중)	0.000	411,835,096	0.00	
합 계(고정하중)			-3.16	
작업하중 및 풍하중	29.320	411,835,096	16.49	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-9

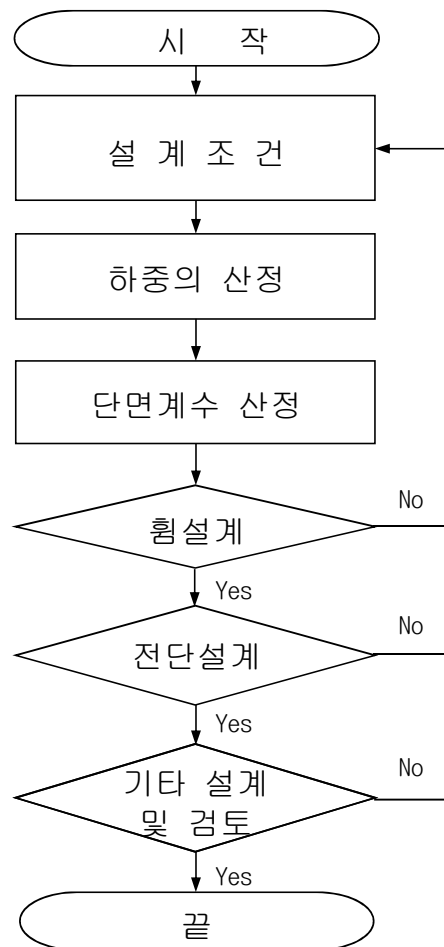
(L= 6.950 m, B= 1.104 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.104 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280$ Mpa

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.104m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

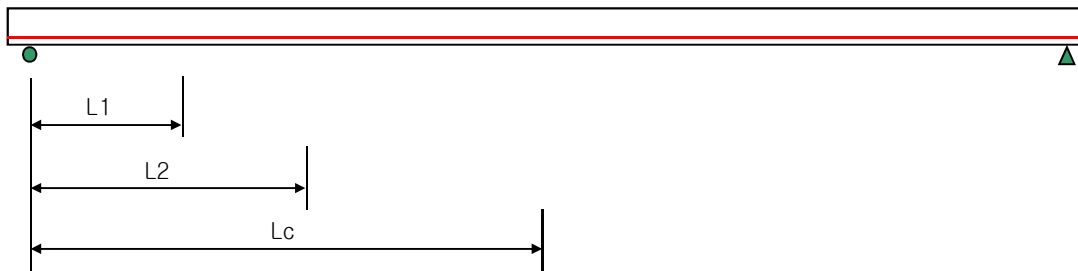
$$\text{단면적} = 161,776 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 161,776 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 4.044 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,104.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.104 = 5.520 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.104 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

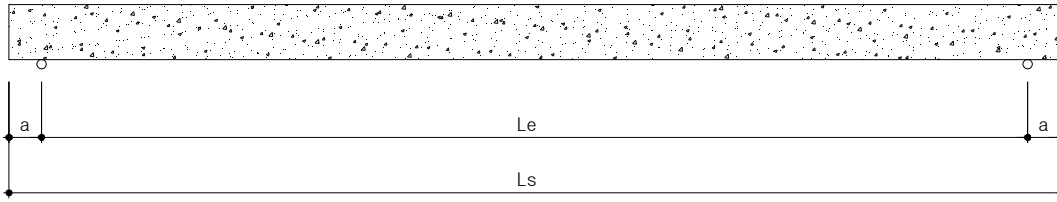
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	4.044	0.057	0.000	5.520	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	4.10
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	9.62
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.10
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.74
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	13.75
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.92
MAX						13.75

3.5 단면력 산정

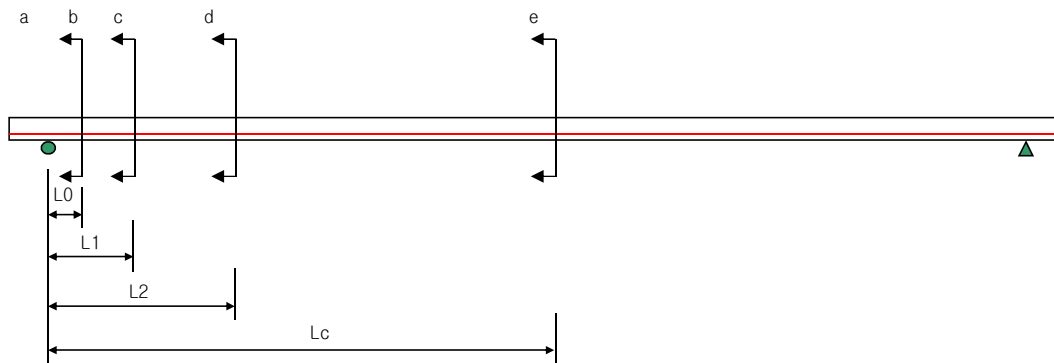
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L0(0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.100 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.500 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.850 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.663 \times 6.750) / 2 = 12.364 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.663 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.380 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.663 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 13.976 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.663 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.768 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.663 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.482 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 12.364 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 12.364 - (3.663 \times 0.750) = 9.616 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 12.364 - (3.663 \times 1.400) = 7.235 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 12.364 - (3.663 \times 2.000) = 5.037 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 12.364 - (3.663 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.052 \times 6.750) / 2 = 0.175 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.052 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.119 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.052 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.198 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.052 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.252 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.052 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.304 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.175 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.175 - (0.052 \times 0.750) = 0.136 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.175 - (0.052 \times 1.400) = 0.102 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.175 - (0.052 \times 2.000) = 0.071 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.175 - (0.052 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.380	0.119	0.000	11.438	19.936	0차비부착부
	c	13.976	0.198	0.000	19.075	33.249	1차비부착부
	d	17.768	0.252	0.000	24.250	42.269	2차비부착부
	e	21.482	0.304	0.000	29.320	51.107	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.364	0.175	0.000	16.875	29.414	지점부(전단검토)
	b	9.616	0.136	0.000	13.125	22.878	0차비부착부
	c	7.235	0.102	0.000	9.875	17.213	1차비부착부
	d	5.037	0.071	0.000	6.875	11.984	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

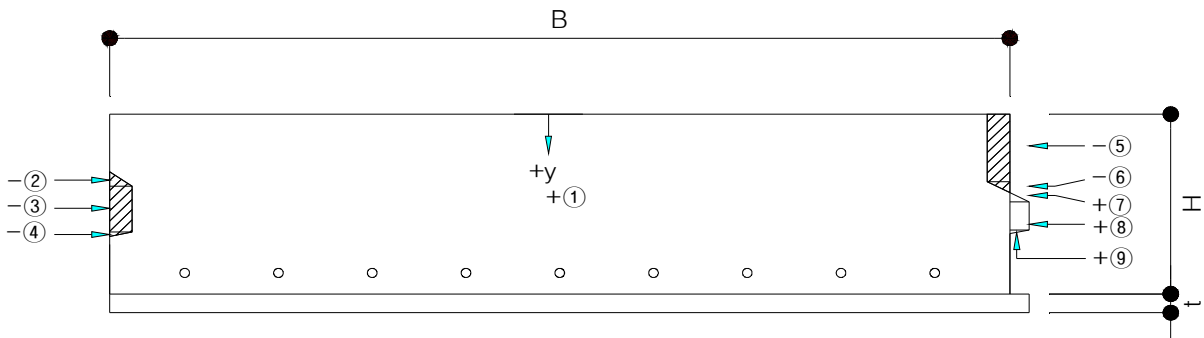
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.364	0.175	0.000		12.539	
LC-2	12.364	0.175	0.000	16.875	29.414	
MAX					29.414	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1104	150	165,600	75.0	12,420,000	5,625	1,875	7,500	1,242,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-10			-1,387	95.0	-131,765	9,025			-12,543,864
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				161,776		12,194,077				1,224,287,374

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

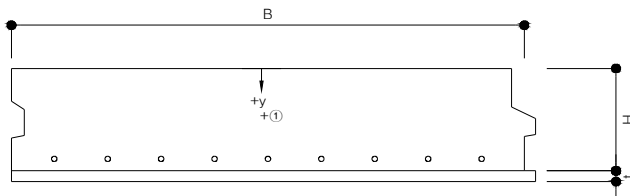
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 161,776.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{12,194,077}{161,776} = 75.38 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.38 - 150.00 = -74.62 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,224,287,374 - 75.38 \times 12,194,077 = 305,142,966 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{305,142,966}{75.38} = 4,048,261.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{305,142,966}{-74.62} = -4,089,089.3 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	170,098.00		12,984,667				1,299,393,424

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 170,098.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{12,984,667}{170,098} = 76.34 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.34 - 150.00 = -73.66 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 = 76.34 - 95.00 = -18.66 \text{ mm}$$

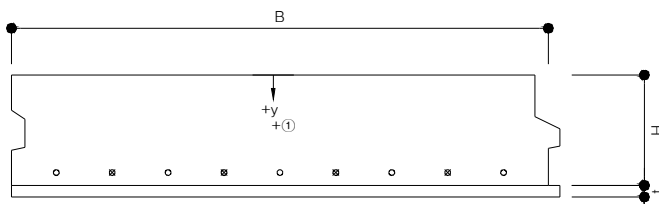
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,299,393,424 - 76.34 \times 12,984,667 = 308,190,891 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{308,190,891}{76.34} = 4,037,273.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{308,190,891}{-18.66} = -16,512,927.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{308,190,891}{-73.66} = -4,183,760.1 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

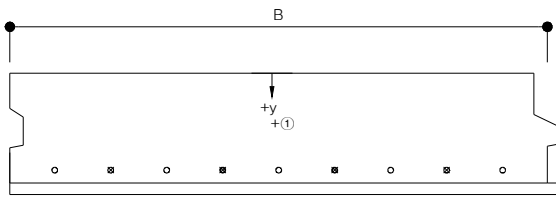


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	168,433.60		12,826,549				1,284,372,214

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 168,433.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 12,826,549 / 168,434 = 76.15 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 76.15 - 150.00 = -73.85 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 76.15 - 95.00 = -18.85 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,284,372,214 - 76.15 \times 12,826,549 = 307,605,400 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{307,605,400}{76.15} = 4,039,362.9 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{307,605,400}{-18.85} = -16,320,285.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{307,605,400}{-73.85} = -4,165,383.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



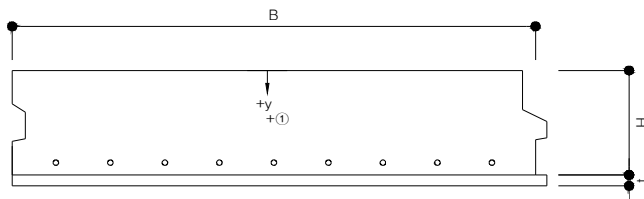
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	6	4,993.20	95.0	474,354	9,025	0	9,025	45,063,630
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		6	166,769.20		12,668,431				1,269,351,004

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 166,769.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 12,668,431 / 166,769 = 75.96 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 75.96 - 150.00 = -74.04 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (6 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 6 \\
&= 75.96 - 95.00 = -19.04 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 1,269,351,004 - 75.96 \times 12,668,431 = 307,008,223 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{307,008,223}{75.96} = 4,041,504.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{307,008,223}{-19.04} = -16,127,643.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{307,008,223}{-74.04} = -4,146,734.1 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

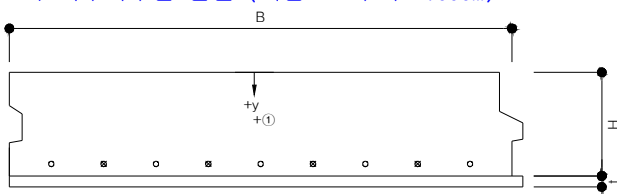


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	168,711.00		12,852,902				1,286,875,749

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 168,711.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{12,852,902}{168,711} = 76.18 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 76.18 - 150.00 = -73.82 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
 &= 76.18 - 95.00 = -18.82 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,286,875,749 - 76.18 \times 12,852,902 = 307,703,784 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{307,703,784}{76.18} = 4,039,011.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{307,703,784}{-18.82} = -16,352,392.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{307,703,784}{-73.82} = -4,168,464.9 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

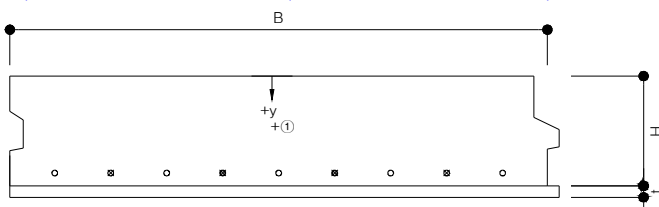


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	167,324.00		12,721,137				1,274,358,074

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 167,324.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 12,721,137 / 167,324 = 76.03 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 76.03 - 150.00 = -73.97 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 76.03 - 95.00 = -18.97 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,274,358,074 - 76.03 \times 12,721,137 = 307,208,602 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{307,208,602}{76.03} = 4,040,784.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{307,208,602}{-18.97} = -16,191,857.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{307,208,602}{-73.97} = -4,152,981.2 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			161,776.00		12,194,077				1,224,287,374
Ap1	138.7	6	4,161.00	95.0	395,295	9,025	0	9,025	37,553,025
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		6	165,937.00		12,589,372				1,261,840,399

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 165,937.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 12,589,372 / 165,937 = 75.87 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.87 - 150.00 = -74.13 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (6 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 6 \\
&= 75.87 - 95.00 = -19.13 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,261,840,399 - 75.87 \times 12,589,372 = 306,705,143 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{306,705,143}{75.87} = 4,042,595.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{306,705,143}{-19.13} = -16,031,322.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{306,705,143}{-74.13} = -4,137,305.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	161,776.0	A_{vc1}'	170,098.0	mm ²
Y_{tc0}	75.4	Y_{tc1}'	76.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.7	mm
Y_{bc0}	-74.6	Y_{bc1}'	-73.7	mm
I_{vc0}	305,142,965.5	I_{vc1}'	308,190,890.6	mm ⁴
Z_{tc0}	4,048,261.3	Z_{tc1}'	4,037,273.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-16,512,927.2	mm ³
Z_{bc0}	-4,089,089.3	Z_{bc1}'	-4,183,760.1	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	161,776.0	A_{vb1}'	168,433.6	mm ²
Y_{tb0}	75.4	Y_{tb1}'	76.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-18.8	mm
Y_{bb0}	-74.6	Y_{bb1}'	-73.8	mm
I_{vb0}	305,142,965.5	I_{vb1}'	307,605,400.4	mm ⁴
Z_{tb0}	4,048,261.3	Z_{tb1}'	4,039,362.9	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-16,320,285.3	mm ³
Z_{bb0}	-4,089,089.3	Z_{bb1}'	-4,165,383.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	161,776.0	A_{va1}'	166,769.2	mm ²
Y_{ta0}	75.4	Y_{ta1}'	76.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-19.0	mm
Y_{ba0}	-74.6	Y_{ba1}'	-74.0	mm
I_{va0}	305,142,965.5	I_{va1}'	307,008,223.5	mm ⁴
Z_{ta0}	4,048,261.3	Z_{ta1}'	4,041,504.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-16,127,643.5	mm ³
Z_{ba0}	-4,089,089.3	Z_{ba1}'	-4,146,734.1	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	161,776.0	A_{vc1}	168,711.0	mm^2
Y_{tc0}	75.4	Y_{tc1}	76.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-18.8	mm
Y_{bc0}	-74.6	Y_{bc1}	-73.8	mm
I_{vc0}	305,142,965.5	I_{vc1}	307,703,784.3	mm^4
Z_{tc0}	4,048,261.3	Z_{tc1}	4,039,011.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-16,352,392.3	mm^3
Z_{bc0}	-4,089,089.3	Z_{bc1}	-4,168,464.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	161,776.0	A_{vb1}	167,324.0	mm^2
Y_{tb0}	75.4	Y_{tb1}	76.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-19.0	mm
Y_{bb0}	-74.6	Y_{bb1}	-74.0	mm
I_{vb0}	305,142,965.5	I_{vb1}	307,208,602.5	mm^4
Z_{tb0}	4,048,261.3	Z_{tb1}	4,040,784.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-16,191,857.4	mm^3
Z_{bb0}	-4,089,089.3	Z_{bb1}	-4,152,981.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	161,776.0	A_{va1}	165,937.0	mm^2
Y_{ta0}	75.4	Y_{ta1}	75.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.1	mm
Y_{ba0}	-74.6	Y_{ba1}	-74.1	mm
I_{va0}	305,142,965.5	I_{va1}	306,705,142.6	mm^4
Z_{ta0}	4,048,261.3	Z_{ta1}	4,042,595.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-16,031,322.5	mm^3
Z_{ba0}	-4,089,089.3	Z_{ba1}	-4,137,305.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.104m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,482,441}{4,037,274} \times 1.104 = 5.874 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,482,441}{-16,512,927} \times 1.104 = -1.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,482,441}{-4,183,760} \times 1.104 = -5.669 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,482,441}{4,039,011} \times 1.104 = 5.872 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,482,441}{-16,352,392} \times 1.104 = -1.450 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,482,441}{-4,168,465} \times 1.104 = -5.690 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{304,196}{4,039,011} \times 1.104 = 0.083 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{304,196}{-16,352,392} \times 1.104 = -0.021 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{304,196}{-4,168,465} \times 1.104 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,039,011} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-16,352,392} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-4,168,465} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{4,039,011} \times 1.104 = 8.014 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-16,352,392} \times 1.104 = -1.980 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-4,168,465} \times 1.104 = -7.765 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{170,098} + \frac{-18.66}{-16,512,927} \right) \\ &= 13.319 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.319 + -1.436) \\ &= 11.883 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.883 = 85.486 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.021 + 0.000) \\
 &= 0.021 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 11.883 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.883 - 7 \times 0.021 \\
 &= 142.447 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 85.486 - 0.05 \times (45.500 + 142.447) \\
 &= 17.054 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 85.486 = 1,284.51 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,284.5 \\
 &= 1,781.62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,284.51 - 142.45 - 45.50 - 17.05 \\
 &= 1,079.51 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,079.51}{1,284.51} = 0.840$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.840 \times 1,781.62 = 1,497.28 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 1,781.62 \times -18.66 / 1,000 = -33.251 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,497.28 \times -18.82 / 1,000 = -28.174 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,781,621}{170,098} + \frac{-33,251,480}{4,037,274} = 2.238 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,781,621}{170,098} + \frac{-33,251,480}{-16,512,927} = 12.488 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,781,621}{170,098} + \frac{-33,251,480}{-4,183,760} = 18.422 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,497,284}{168,711} + \frac{-28,174,468}{4,039,011} = 1.899 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,497,284}{168,711} + \frac{-28,174,468}{-16,352,392} = 10.598 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,497,284}{168,711} + \frac{-28,174,468}{-4,168,465} = 15.634 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,767,518}{4,039,363} \times 1.104 = 4.856 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,767,518}{-16,320,285} \times 1.104 = -1.202 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,767,518}{-4,165,383} \times 1.104 = -4.709 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,767,518}{4,040,785} \times 1.104 = 4.854 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,767,518}{-16,191,857} \times 1.104 = -1.211 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,767,518}{-4,152,981} \times 1.104 = -4.723 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{251,592}{4,040,785} \times 1.104 = 0.069 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{251,592}{-16,191,857} \times 1.104 = -0.017 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{251,592}{-4,152,981} \times 1.104 = -0.067 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,040,785} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-16,191,857} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,152,981} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{4,040,785} \times 1.104 = 6.625 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-16,191,857} \times 1.104 = -1.653 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-4,152,981} \times 1.104 = -6.446 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{168,434} + \frac{-18.85}{-16,320,285} \right) \\ &= 10.781 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.202 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.781 + -1.202) \\
&= 9.579 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.579 = 68.913 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.017 + 0.000) \\
&= 0.017 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 9.579 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.579 - 7 \times 0.017 \\
&= 114.827 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 68.913 - 0.05 \times (45.500 + 114.827) \\
&= 20.092 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 68.913 = 1,301.09 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,301.1 \\
&= 1,443.69 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,301.09 - 114.83 - 45.50 - 20.09 \\
&= 1,120.67 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,120.67}{1,301.09} = 0.861$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.861 \times 1,443.69 = 1,243.49 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,443.69 \times -18.85 / 1,000 = -27.211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,243.49 \times -18.97 / 1,000 = -23.593 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,443,686}{168,434} + \frac{-27,210,651}{4,039,363} = 1.835 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,443,686}{168,434} + \frac{-27,210,651}{-16,320,285} = 10.239 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,443,686}{168,434} + \frac{-27,210,651}{-4,165,383} = 15.104 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,243,493}{167,324} + \frac{-23,592,822}{4,040,785} = 1.593 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,243,493}{167,324} + \frac{-23,592,822}{-16,191,857} = 8.889 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,243,493}{167,324} + \frac{-23,592,822}{-4,152,981} = 13.113 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{13,975,893}{4,041,504} \times 1.104 = 3.818 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{13,975,893}{-16,127,643} \times 1.104 = -0.957 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{13,975,893}{-4,146,734} \times 1.104 = -3.721 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{13,975,893}{4,042,595} \times 1.104 = 3.817 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{13,975,893}{-16,031,323} \times 1.104 = -0.962 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{13,975,893}{-4,137,305} \times 1.104 = -3.729 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{197,901}{4,042,595} \times 1.104 = 0.054 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{197,901}{-16,031,323} \times 1.104 = -0.014 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{197,901}{-4,137,305} \times 1.104 = -0.053 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,042,595} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-16,031,323} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,137,305} \times 1.104 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{4,042,595} \times 1.104 = 5.209 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-16,031,323} \times 1.104 = -1.314 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-4,137,305} \times 1.104 = -5.090 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{166,769} + \frac{-19.04}{-16,127,643} \right) \\ &= 8.182 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.957 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.182 + -0.957) \\
&= 7.225 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.225 = 51.982 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.014 + 0.000) \\
&= 0.014 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 7.225 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.225 - 7 \times 0.014 \\
&= 86.611 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 51.982 - 0.05 \times (45.500 + 86.611) \\
&= 23.196 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 51.982 = 1,318.02 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,318.0 \\
&= 1,096.85 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,318.02 - 86.61 - 45.50 - 23.20 \\
&= 1,162.71 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,162.71}{1,318.02} = 0.882$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.882 \times 1,096.85 = 967.61 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,096.85 \times -19.04 / 1,000 = -20.880 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 967.61 \times -19.13 / 1,000 = -18.512 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,096,855}{166,769} + \frac{-20,879,887}{4,041,504} = 1.411 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,096,855}{166,769} + \frac{-20,879,887}{-16,127,643} = 7.872 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,096,855}{166,769} + \frac{-20,879,887}{-4,146,734} = 11.612 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{967,608}{165,937} + \frac{-18,511,911}{4,042,595} = 1.252 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{967,608}{165,937} + \frac{-18,511,911}{-16,031,323} = 6.986 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{967,608}{165,937} + \frac{-18,511,911}{-4,137,305} = 10.306 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,284.51	1,301.09	1,318.02
유효 긴장응력	1,079.51	1,120.67	1,162.71

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,079.5	1,120.7	1,162.7	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	2.238	18.422	1.835	15.104	1.411	11.612
풍도슬래브	5.874	-5.669	4.856	-4.709	3.818	-3.721

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		1.899	15.634	1.593	13.113	1.252	10.306
고정 하중	풍도슬래브	5.872	-5.690	4.854	-4.723	3.817	-3.729
	CIP 몰탈	0.083	-0.081	0.069	-0.067	0.054	-0.053
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.014	-7.765	6.625	-6.446	5.209	-5.090

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	8.112	12.753	6.691	10.395	5.228	7.891		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.771	9.944	6.447	8.389	5.069	6.576		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	7.854	9.864	6.516	8.323	5.123	6.523		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	7.854	9.864	6.516	8.323	5.123	6.523		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.869	2.098	13.141	1.876	10.332	1.433		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (1,900,190.000 \times 6950) / (1387.000 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	28.863	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	51.791	80.654

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 80.654 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1104 \text{ mm}$	응력블록 깊이 비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1104.0 \times 95.0} = 0.0132$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.013 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,343 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,343 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1104}$$

$$= 39.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,343 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.76}{50} \right)$$

$$= 119 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 119 \text{ kN} \cdot \text{m} > 80.65 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 15.634) \times 4,168,465 / 1.0E+06$$

$$= 83.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 118.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

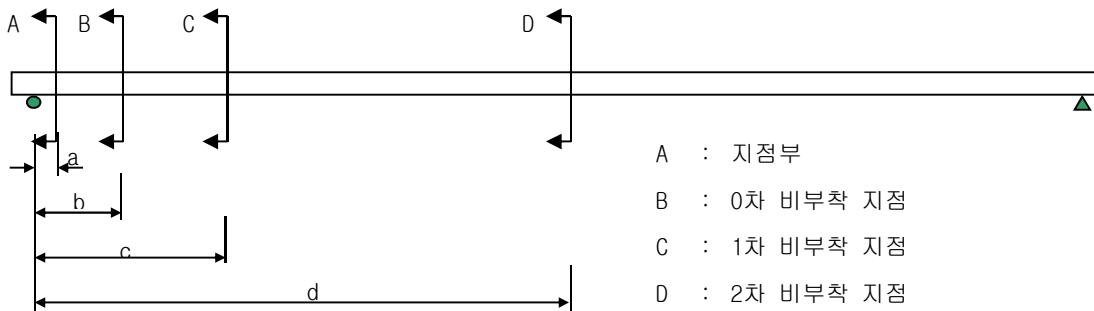
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 83.74 = 100.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	13.650	0.193	13.843	18.630	32.473
B	10.617	0.150	10.767	14.490	25.257
C	7.988	0.113	8.101	10.902	19.003
D	5.561	0.079	5.640	7.590	13.230
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	9.252	0.131	9.383	12.627	22.010
C	15.429	0.218	15.648	21.059	36.707
D	19.615	0.278	19.893	26.772	46.665
E	23.717	0.336	24.052	32.370	56.422

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	16.380	0.232	16.612	29.808	46.420
B	12.740	0.180	12.920	23.184	36.104
C	9.585	0.136	9.721	17.443	27.164
D	6.673	0.094	6.768	12.144	18.912
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	11.102	0.157	11.259	20.203	31.462
C	18.515	0.262	18.777	33.694	52.472
D	23.538	0.333	23.872	42.835	66.707
E	28.460	0.403	28.863	51.791	80.654

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.986	0.000	306,705,143	74.1	43.530
B	50.0	6.986	2.268	306,705,143	74.1	34.148
C	50.0	6.986	3.782	306,705,143	74.1	27.883
D	50.0	8.889	4.790	307,208,602	74.0	31.705
E	50.0	10.598	5.770	307,703,784	73.8	34.862

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,104	120.0	32.473	13.947	43.530	0.000	∞
B	50.0	1,104	120.0	25.257	10.847	34.148	9.453	111.282
C	50.0	1,104	120.0	19.003	8.161	27.883	15.765	80.276
D	50.0	1,104	120.0	13.230	5.682	31.705	20.042	69.057
E	50.0	1,104	120.0	0.000	0.000	34.862	24.232	46.839

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.831	1,104.0	120.0	0.00	503.419
B	50.0	5.831	1,104.0	120.0	0.00	503.419
C	50.0	5.831	1,104.0	120.0	0.00	503.419
D	50.0	7.432	1,104.0	120.0	0.00	567.028
E	50.0	8.875	1,104.0	120.0	0.00	624.387

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	503.419	503.419
B	111.282	503.419	111.282
C	80.276	503.419	80.276
D	69.057	567.028	69.057
E	46.839	624.387	46.839

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

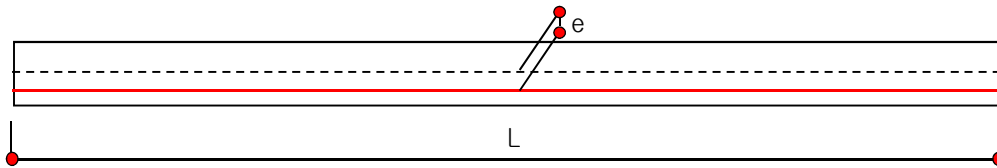
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
	ΦV_c						
A	46.420	503.419	0.750	377.564	-331.14	0.123	전단보강 불필요
B	36.104	111.282	0.750	83.461	-47.36	0.433	전단보강 불필요
C	27.164	80.276	0.750	60.207	-33.04	0.451	전단보강 불필요
D	18.912	69.057	0.750	51.793	-32.88	0.365	전단보강 불필요
E	0.000	46.839	0.750	35.129	-35.13	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

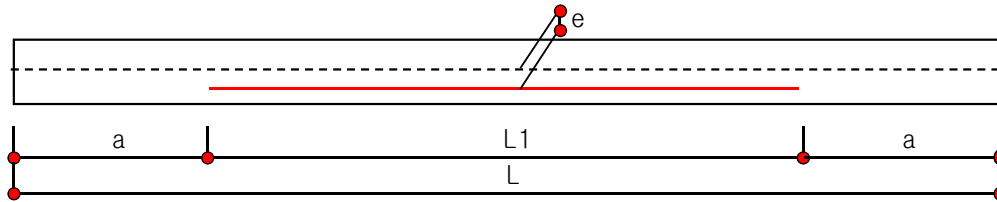
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{1,782 \times 18.8 \times 6.75^2}{8 \times 32,300 \times 307703784.3} - \frac{338 \times 19.0 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 307703784.3} \\ &\quad - \frac{347 \times 19.1 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 307703784.3} \\ &= 19.21 - 1.290 - 0.654 = 17.3 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	33.525	308,190,891	-17.27	
풍도슬래브 자중	21.482	308,190,891	12.76	
접합 몰탈	0.304	308,190,891	0.17	
격벽 하중(집중하중)	0.000	308,190,891	0.00	
합 계(고정하중)			-4.34	
작업하중 및 풍하중	29.320	308,190,891	16.54	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE10-10

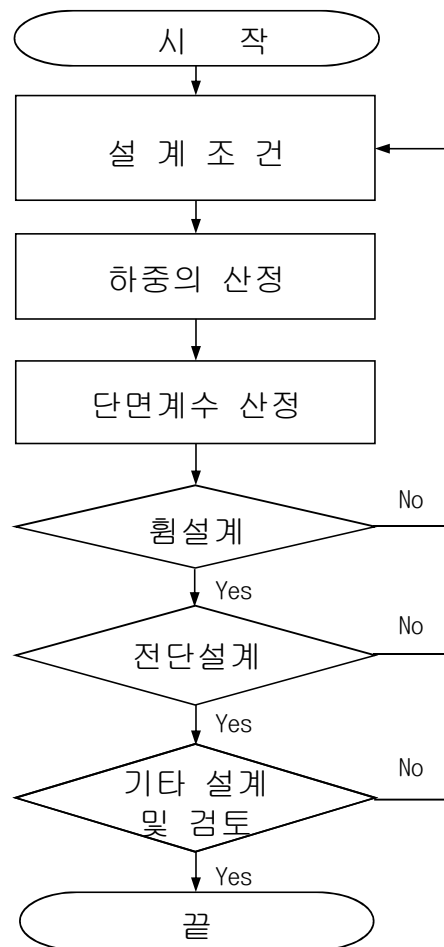
(L= 6.950 m, B= 1.006 m, H= 0.150 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	6.950 m
㉡ 계산지간	:	6.750 m
㉢ 폭 원	:	1.006 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.150 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'} = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci'} = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat'} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci'}} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat'} = 0.50 \times \sqrt{f_{ci'}} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.0055m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

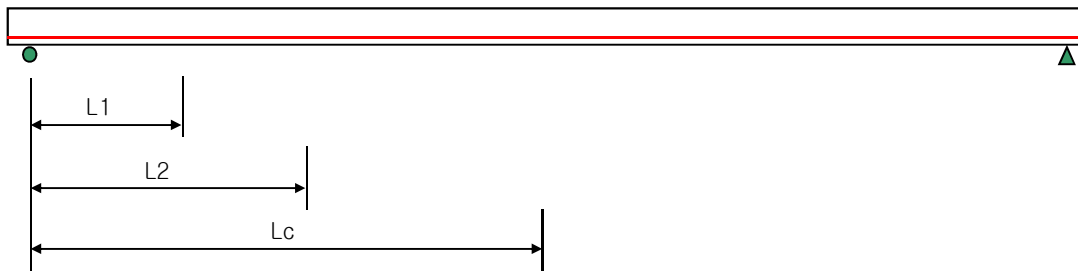
$$\text{단면적} = 147,001 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 147,001 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 3.675 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,005.5 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 2,437 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 2,437 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.057 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 6.950 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 3.475 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.006 = 5.028 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.006 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

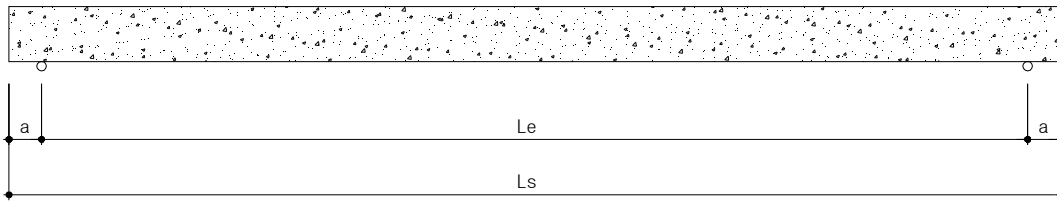
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	점합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	3.675	0.057	0.000	5.028	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	3.73
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	8.76
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	3.73
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	5.23
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	12.52
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	4.48
MAX						12.52

3.5 단면력 산정

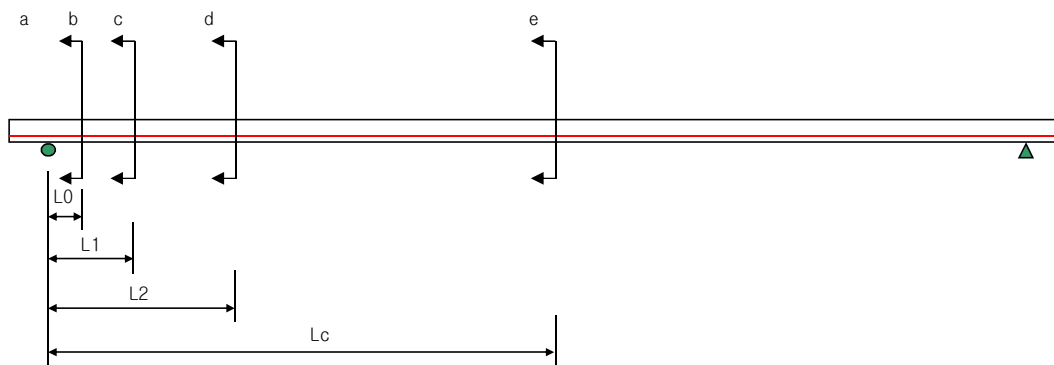
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(L_s) : 6.950 m
- 계산지간(L_e) : 6.750 m
- 점축길이(L_a) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- L_c (빔 중앙 지점= $L_e/2$) : 3.375 m
- L_2 (2차 비부착 지점) : 2.000 m
- L_1 (1차 비부착 지점) : 1.400 m
- L_0 (0차 비부착 지점) : 0.750 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = $(L_2 + a) = 2.100$ m
- 1차 강선피복 길이 = $(L_1 + a) = 1.500$ m
- 0차 강선피복 길이 = $(L_0 + a) = 0.850$ m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (3.655 \times 6.750) / 2 = 12.335 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 3.655 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 8.361 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 3.655 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 13.944 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 3.655 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 17.726 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 3.655 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 21.433 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 12.335 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 12.335 - (3.655 \times 0.750) = 9.594 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 12.335 - (3.655 \times 1.400) = 7.218 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 12.335 - (3.655 \times 2.000) = 5.026 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 12.335 - (3.655 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.057 \times 6.750) / 2 = 0.192 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.057 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 0.130 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.057 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 0.217 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.057 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 0.276 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.057 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 0.334 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.192 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.192 - (0.057 \times 0.750) = 0.150 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.192 - (0.057 \times 1.400) = 0.112 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.192 - (0.057 \times 2.000) = 0.078 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.192 - (0.057 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.750 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.400 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.000 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 3.375 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 6.750) / 2 = 16.875 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.750 / 2 \times (6.850 - 0.750) = 11.438 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.400 / 2 \times (6.850 - 1.400) = 19.075 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.000 / 2 \times (6.850 - 2.000) = 24.250 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 3.375 / 2 \times (6.850 - 3.375) = 29.320 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 16.875 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 16.875 - (5.000 \times 0.750) = 13.125 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 16.875 - (5.000 \times 1.400) = 9.875 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 16.875 - (5.000 \times 2.000) = 6.875 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 16.875 - (5.000 \times 3.375) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	8.361	0.130	0.000	11.438	19.928	0차비부착부
	c	13.944	0.217	0.000	19.075	33.236	1차비부착부
	d	17.726	0.276	0.000	24.250	42.253	2차비부착부
	e	21.433	0.334	0.000	29.320	51.087	중앙부
전단력 (kN/m)	a	12.335	0.192	0.000	16.875	29.403	지점부(전단검토)
	b	9.594	0.150	0.000	13.125	22.869	0차비부착부
	c	7.218	0.112	0.000	9.875	17.206	1차비부착부
	d	5.026	0.078	0.000	6.875	11.979	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

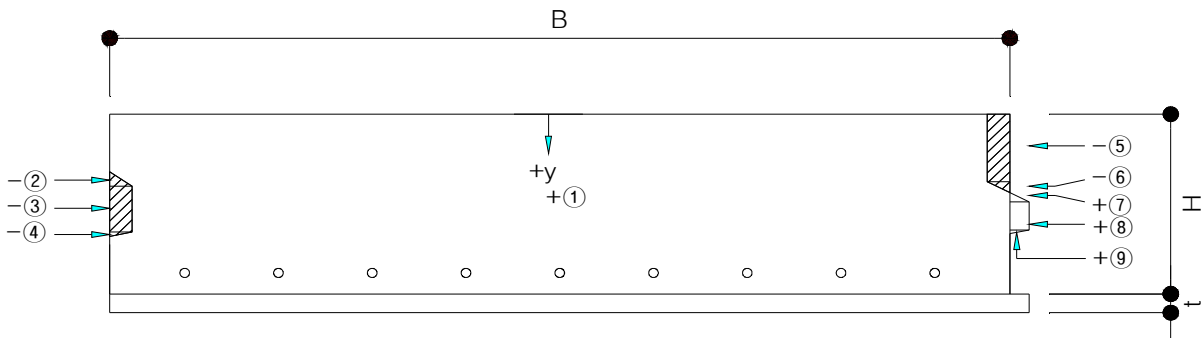
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	12.335	0.192	0.000		12.528	
LC-2	12.335	0.192	0.000	16.875	29.403	
MAX					29.403	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1006	150	150,825	75.0	11,311,875	5,625	1,875	7,500	1,131,187,500
② ▽	-1	30.0	20	-300	38.3	-11,500	1,469	22	1,492	-447,500
③ □	-1	30.0	54	-1,620	72.0	-116,640	5,184	243	5,427	-8,791,740
④ ▽	-1	30.0	16	-240	104.3	-25,040	10,885	14	10,900	-2,615,920
⑤ □	-1	30.0	39	-1,170	19.5	-22,815	380	127	507	-593,190
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	44.0	-9,900	1,936	13	1,949	-438,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	62.7	10,591	3,927	9	3,937	665,269
⑧ □	1	26.0	29.0	754	81.5	61,451	6,642	70	6,712	5,061,099
⑨ ▽	1	26.0	15.0	195	101.0	19,695	10,201	13	10,214	1,991,633
Ap1	-10			-1,387	95.0	-131,765	9,025			-12,543,864
Ap2	0			0	45.0	0	2,025			0
합 계				147,001		11,085,952				1,113,474,874

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

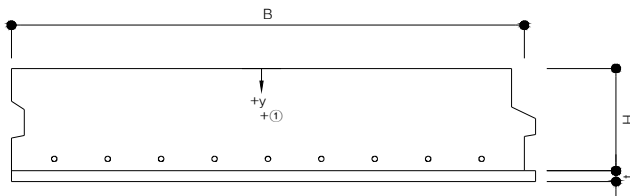
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 147,001.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{11,085,952}{147,001} = 75.41 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 75.41 - 150.00 = -74.59 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 1,113,474,874 - 75.41 \times 11,085,952 = 277,437,538 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{277,437,538}{75.41} = 3,678,853.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{277,437,538}{-74.59} = -3,719,706.1 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	10	8,322.00	95.0	790,590	9,025	0	9,025	75,106,050
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	155,323.00		11,876,542				1,188,580,924

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 155,323.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{11,876,542}{155,323} = 76.46 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 76.46 - 150.00 = -73.54 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 = 76.46 - 95.00 = -18.54 \text{ mm}$$

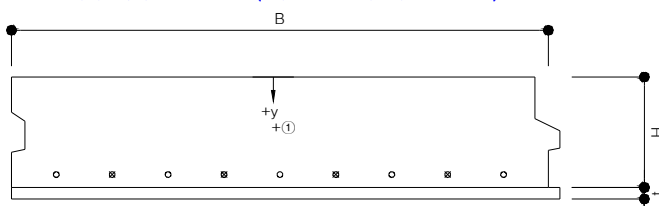
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 1,188,580,924 - 76.46 \times 11,876,542 = 280,458,868 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{280,458,868}{76.46} = 3,667,878.6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{280,458,868}{-18.54} = -15,130,095.2 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{280,458,868}{-73.54} = -3,813,873.4 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

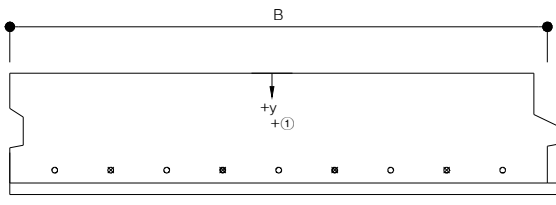


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	8	6,657.60	95.0	632,472	9,025	0	9,025	60,084,840
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	153,658.60		11,718,424				1,173,559,714

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 153,658.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 11,718,424 / 153,659 = 76.26 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 76.26 - 150.00 = -73.74 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 76.26 - 95.00 = -18.74 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}'^2 \cdot \sum Q \\
&= 1,173,559,714 - 76.26^2 \times 11,718,424 = 279,880,784 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{279,880,784}{76.26} = 3,669,955.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{279,880,784}{-18.74} = -14,937,113.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{279,880,784}{-73.74} = -3,795,648.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



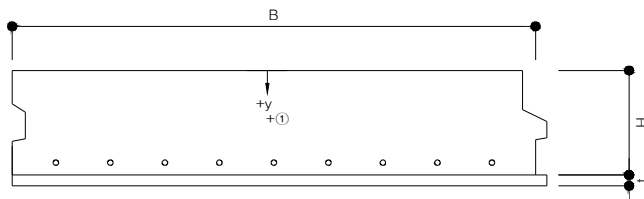
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	6	4,993.20	95.0	474,354	9,025	0	9,025	45,063,630
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		6	151,994.20		11,560,306				1,158,538,504

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 151,994.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 11,560,306 / 151,994 = 76.06 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 76.06 - 150.00 = -73.94 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (6 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 6 \\
&= 76.06 - 95.00 = -18.94 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}'^2 \cdot \sum Q \\
&= 1,158,538,504 - 76.06^2 \times 11,560,306 = 279,290,038 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{279,290,038}{76.06} = 3,672,088.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{279,290,038}{-18.94} = -14,744,130.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{279,290,038}{-73.94} = -3,777,126.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

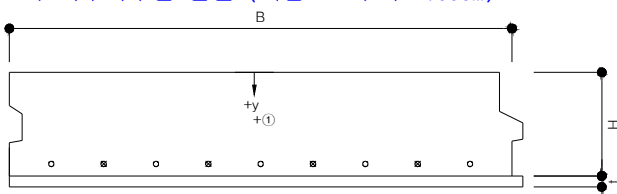


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	10	6,935.00	95.0	658,825	9,025	0	9,025	62,588,375
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		10	153,936.00		11,744,777				1,176,063,249

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 153,936.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{11,744,777}{153,936} = 76.30 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 76.30 - 150.00 = -73.70 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (10 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 10 \\
 &= 76.30 - 95.00 = -18.70 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 1,176,063,249 - 76.30 \times 11,744,777 = 279,977,999 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{279,977,999}{76.30} = 3,669,605.2 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{279,977,999}{-18.70} = -14,969,276.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{279,977,999}{-73.70} = -3,798,706.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

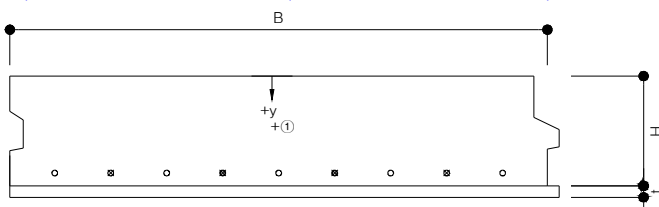


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	8	5,548.00	95.0	527,060	9,025	0	9,025	50,070,700
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		8	152,549.00		11,613,012				1,163,545,574

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 152,549.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 11,613,012 / 152,549 = 76.13 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 76.13 - 150.00 = -73.87 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (8 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 8 \\
&= 76.13 - 95.00 = -18.87 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 1,163,545,574 - 76.13 \times 11,613,012 = 279,488,386 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{279,488,386}{76.13} = 3,671,371.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{279,488,386}{-18.87} = -14,808,458.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{279,488,386}{-73.87} = -3,783,334.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	95.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	45.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			147,001.00		11,085,952				1,113,474,874
Ap1	138.7	6	4,161.00	95.0	395,295	9,025	0	9,025	37,553,025
Ap2	138.7	0	0.00	45.0	0	2,025	0	2,025	0
합계		6	151,162.00		11,481,247				1,151,027,899

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 151,162.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 11,481,247 / 151,162 = 75.95 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 75.95 - 150.00 = -74.05 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (6 \times 95.0 + 0 \times 45.0) / 6 \\
&= 75.95 - 95.00 = -19.05 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 1,151,027,899 - 75.95 \times 11,481,247 = 278,989,787 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{278,989,787}{75.95} = 3,673,177.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{278,989,787}{-19.05} = -14,647,639.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{278,989,787}{-74.05} = -3,767,752.5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	147,001.0	A_{vc1}'	155,323.0	mm ²
Y_{tc0}	75.4	Y_{tc1}'	76.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-18.5	mm
Y_{bc0}	-74.6	Y_{bc1}'	-73.5	mm
I_{vc0}	277,437,538.0	I_{vc1}'	280,458,868.5	mm ⁴
Z_{tc0}	3,678,853.8	Z_{tc1}'	3,667,878.6	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,130,095.2	mm ³
Z_{bc0}	-3,719,706.1	Z_{bc1}'	-3,813,873.4	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	147,001.0	A_{vb1}'	153,658.6	mm ²
Y_{tb0}	75.4	Y_{tb1}'	76.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-18.7	mm
Y_{bb0}	-74.6	Y_{bb1}'	-73.7	mm
I_{vb0}	277,437,538.0	I_{vb1}'	279,880,783.5	mm ⁴
Z_{tb0}	3,678,853.8	Z_{tb1}'	3,669,955.2	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,937,113.0	mm ³
Z_{bb0}	-3,719,706.1	Z_{bb1}'	-3,795,648.6	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	147,001.0	A_{va1}'	151,994.2	mm ²
Y_{ta0}	75.4	Y_{ta1}'	76.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-18.9	mm
Y_{ba0}	-74.6	Y_{ba1}'	-73.9	mm
I_{va0}	277,437,538.0	I_{va1}'	279,290,038.1	mm ⁴
Z_{ta0}	3,678,853.8	Z_{ta1}'	3,672,088.5	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,744,130.8	mm ³
Z_{ba0}	-3,719,706.1	Z_{ba1}'	-3,777,126.9	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	147,001.0	A_{vc1}	153,936.0	mm^2
Y_{tc0}	75.4	Y_{tc1}	76.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-18.7	mm
Y_{bc0}	-74.6	Y_{bc1}	-73.7	mm
I_{vc0}	277,437,538.0	I_{vc1}	279,977,999.1	mm^4
Z_{tc0}	3,678,853.8	Z_{tc1}	3,669,605.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,969,276.7	mm^3
Z_{bc0}	-3,719,706.1	Z_{bc1}	-3,798,706.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.000m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	147,001.0	A_{vb1}	152,549.0	mm^2
Y_{tb0}	75.4	Y_{tb1}	76.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-18.9	mm
Y_{bb0}	-74.6	Y_{bb1}	-73.9	mm
I_{vb0}	277,437,538.0	I_{vb1}	279,488,385.5	mm^4
Z_{tb0}	3,678,853.8	Z_{tb1}	3,671,371.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,808,458.2	mm^3
Z_{bb0}	-3,719,706.1	Z_{bb1}	-3,783,334.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.400m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	147,001.0	A_{va1}	151,162.0	mm^2
Y_{ta0}	75.4	Y_{ta1}	76.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-19.0	mm
Y_{ba0}	-74.6	Y_{ba1}	-74.0	mm
I_{va0}	277,437,538.0	I_{va1}	278,989,787.0	mm^4
Z_{ta0}	3,678,853.8	Z_{ta1}	3,673,177.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,647,639.7	mm^3
Z_{ba0}	-3,719,706.1	Z_{ba1}	-3,767,752.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.0055m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,432,696}{3,667,879} \times 1.006 = 5.875 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,432,696}{-15,130,095} \times 1.006 = -1.424 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,432,696}{-3,813,873} \times 1.006 = -5.651 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{21,432,696}{3,669,605} \times 1.006 = 5.873 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{21,432,696}{-14,969,277} \times 1.006 = -1.440 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{21,432,696}{-3,798,707} \times 1.006 = -5.673 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{333,995}{3,669,605} \times 1.006 = 0.092 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{333,995}{-14,969,277} \times 1.006 = -0.022 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{333,995}{-3,798,707} \times 1.006 = -0.088 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{3,669,605} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,969,277} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-3,798,707} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{3,669,605} \times 1.006 = 8.034 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-14,969,277} \times 1.006 = -1.969 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-3,798,707} \times 1.006 = -7.761 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{155,323} + \frac{-18.54}{-15,130,095} \right) \\ &= 14.562 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -1.424 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.562 + -1.424) \\ &= 13.137 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.137 = 94.514 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.022 + 0.000) \\
 &= 0.022 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 13.137 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 13.137 - 7 \times 0.022 \\
 &= 157.492 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 94.514 - 0.05 \times (45.500 + 157.492) \\
 &= 15.399 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 94.514 = 1,275.49 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,275.5 \\
 &= 1,769.10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,275.49 - 157.49 - 45.50 - 15.40 \\
 &= 1,057.09 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,057.09}{1,275.49} = 0.829$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.829 \times 1,769.10 = 1,466.19 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 1,769.10 \times -18.54 / 1,000 = -32.793 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,466.19 \times -18.70 / 1,000 = -27.423 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,769,099}{155,323} + \frac{-32,792,889}{3,667,879} = 2.449 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,769,099}{155,323} + \frac{-32,792,889}{-15,130,095} = 13.557 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,769,099}{155,323} + \frac{-32,792,889}{-3,813,873} = 19.988 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,466,190}{153,936} + \frac{-27,422,905}{3,669,605} = 2.052 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,466,190}{153,936} + \frac{-27,422,905}{-14,969,277} = 11.357 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,466,190}{153,936} + \frac{-27,422,905}{-3,798,707} = 16.744 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{17,726,376}{3,669,955} \times 1.006 = 4.857 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{17,726,376}{-14,937,113} \times 1.006 = -1.193 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{17,726,376}{-3,795,649} \times 1.006 = -4.696 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{17,726,376}{3,671,371} \times 1.006 = 4.855 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{17,726,376}{-14,808,458} \times 1.006 = -1.204 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{17,726,376}{-3,783,334} \times 1.006 = -4.711 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{276,238}{3,671,371} \times 1.006 = 0.076 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{276,238}{-14,808,458} \times 1.006 = -0.019 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{276,238}{-3,783,334} \times 1.006 = -0.073 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{3,671,371} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,808,458} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-3,783,334} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{24,250,000}{3,671,371} \times 1.006 = 6.641 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{24,250,000}{-14,808,458} \times 1.006 = -1.647 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{24,250,000}{-3,783,334} \times 1.006 = -6.445 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{153,659} + \frac{-18.74}{-14,937,113} \right) \\ &= 11.800 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -1.193 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.800 + -1.193) \\
&= 10.607 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.607 = 76.307 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.019 + 0.000) \\
&= 0.019 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 10.607 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.607 - 7 \times 0.019 \\
&= 127.149 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 76.307 - 0.05 \times (45.500 + 127.149) \\
&= 18.737 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 76.307 = 1,293.69 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,293.7 \\
&= 1,435.48 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,293.69 - 127.15 - 45.50 - 18.74 \\
&= 1,102.31 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,102.31}{1,293.69} = 0.852$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.852 \times 1,435.48 = 1,223.12 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,435.48 \times -18.74 / 1,000 = -26.897 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,223.12 \times -18.87 / 1,000 = -23.085 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,435,482}{153,659} + \frac{-26,897,014}{3,669,955} = 2.013 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,435,482}{153,659} + \frac{-26,897,014}{-14,937,113} = 11.143 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,435,482}{153,659} + \frac{-26,897,014}{-3,795,649} = 16.428 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,223,120}{152,549} + \frac{-23,084,635}{3,671,371} = 1.730 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,223,120}{152,549} + \frac{-23,084,635}{-14,808,458} = 9.577 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,223,120}{152,549} + \frac{-23,084,635}{-3,783,334} = 14.120 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{13,943,531}{3,672,089} \times 1.006 = 3.818 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{13,943,531}{-14,744,131} \times 1.006 = -0.951 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{13,943,531}{-3,777,127} \times 1.006 = -3.712 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{13,943,531}{3,673,177} \times 1.006 = 3.817 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{13,943,531}{-14,647,640} \times 1.006 = -0.957 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{13,943,531}{-3,767,752} \times 1.006 = -3.721 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{217,288}{3,673,177} \times 1.006 = 0.059 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{217,288}{-14,647,640} \times 1.006 = -0.015 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{217,288}{-3,767,752} \times 1.006 = -0.058 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{3,673,177} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,647,640} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-3,767,752} \times 1.006 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{19,075,000}{3,673,177} \times 1.006 = 5.222 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{19,075,000}{-14,647,640} \times 1.006 = -1.309 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{19,075,000}{-3,767,752} \times 1.006 = -5.091 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{151,994} + \frac{-18.94}{-14,744,131} \right) \\ &= 8.966 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -0.951 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.966 + -0.951) \\
 &= 8.015 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.015 = 57.661 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.015 + 0.000) \\
 &= 0.015 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.015 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.015 - 7 \times 0.015 \\
 &= 96.074 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 57.661 - 0.05 \times (45.500 + 96.074) \\
 &= 22.155 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.661 = 1,312.34 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,312.3 \\
 &= 1,092.13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,312.34 - 96.07 - 45.50 - 22.16 \\
 &= 1,148.61 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.61}{1,312.34} = 0.875$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,092.13 = 955.87 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,092.13 \times -18.94 / 1,000 = -20.688 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 955.87 \times -19.05 / 1,000 = -18.206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,092,128}{151,994} + \frac{-20,687,594}{3,672,089} = 1.552 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,092,128}{151,994} + \frac{-20,687,594}{-14,744,131} = 8.588 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,092,128}{151,994} + \frac{-20,687,594}{-3,777,127} = 12.662 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{955,873}{151,162} + \frac{-18,206,261}{3,673,177} = 1.367 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{955,873}{151,162} + \frac{-18,206,261}{-14,647,640} = 7.566 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{955,873}{151,162} + \frac{-18,206,261}{-3,767,752} = 11.156 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,275.49	1,293.69	1,312.34
유효 긴장응력	1,057.09	1,102.31	1,148.61

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,057.1	1,102.3	1,148.6	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	2.449	19.988	2.013	16.428	1.552	12.662
풍도슬래브	5.875	-5.651	4.857	-4.696	3.818	-3.712

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	2.052	16.744	1.730	14.120	1.367	11.156
고정 하중	풍도슬래브	5.873	-5.673	4.855	-4.711	3.817	-3.721
	CIP 몰탈	0.092	-0.088	0.076	-0.073	0.059	-0.058
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.034	-7.761	6.641	-6.445	5.222	-5.091

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	8.325	14.338	6.870	11.732	5.370	8.951		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	7.924	11.071	6.585	9.408	5.184	7.435		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	8.016	10.982	6.661	9.335	5.243	7.377		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	8.016	10.982	6.661	9.335	5.243	7.377		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	16.050	3.221	13.302	2.890	10.465	2.286		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta \ell &= P_t \cdot \ell / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (1,900,190.000 \times 6950) / (1387.000 \times 200,000) \\
 &= 47.608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	26.264	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	47.171	73.434

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 73.434 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 95 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1006 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1005.5 \times 95.0} = 0.0145$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.015 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,290 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,290 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1006}$$

$$= 41.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,290 \times 95.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.73}{50} \right)$$

$$= 113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 113 \text{ kN} \cdot \text{m} > 73.43 (M_u) \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 16.744) \times 3,798,707 / 1.0E+06$$

$$= 80.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 112.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

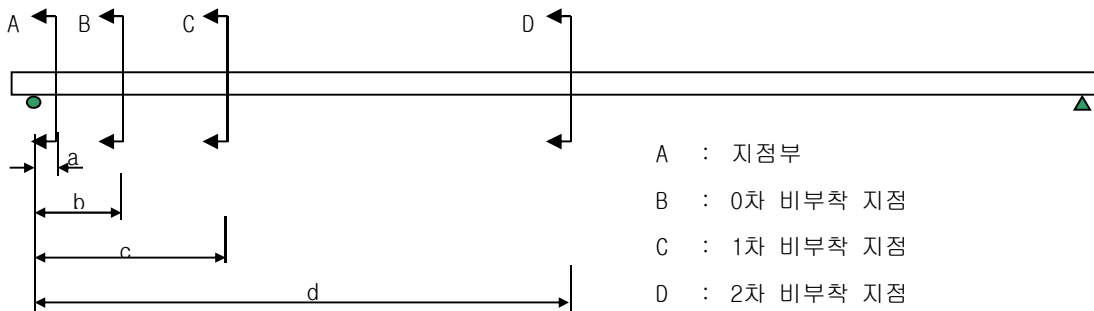
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 80.53 = 96.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \text{ 이므로, } \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	12.403	0.193	12.596	16.968	29.564
B	9.647	0.150	9.797	13.197	22.994
C	7.258	0.113	7.371	9.929	17.301
D	5.053	0.079	5.132	6.913	12.045
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	8.407	0.131	8.538	11.500	20.038
C	14.020	0.218	14.239	19.180	33.419
D	17.824	0.278	18.102	24.383	42.485
E	21.551	0.336	21.886	29.482	51.368

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	14.884	0.232	15.116	27.149	42.264
B	11.576	0.180	11.757	21.116	32.872
C	8.710	0.136	8.846	15.887	24.732
D	6.064	0.094	6.158	11.061	17.219
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	10.088	0.157	10.245	18.401	28.646
C	16.824	0.262	17.086	30.688	47.774
D	21.389	0.333	21.722	39.013	60.735
E	25.861	0.403	26.264	47.171	73.434

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.566	0.000	278,989,787	74.0	41.830
B	50.0	7.566	2.266	278,989,787	74.0	33.292
C	50.0	7.566	3.779	278,989,787	74.0	27.591
D	50.0	9.577	4.785	279,488,386	73.9	31.507
E	50.0	11.357	5.762	279,977,999	73.7	34.685

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,006	120.0	29.564	12.700	41.830	0.000	∞
B	50.0	1,006	120.0	22.994	9.878	33.292	8.608	103.858
C	50.0	1,006	120.0	17.301	7.432	27.591	14.356	74.244
D	50.0	1,006	120.0	12.045	5.174	31.507	18.250	63.637
E	50.0	1,006	120.0	0.000	0.000	34.685	22.066	42.660

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	6.323	1,005.5	120.0	0.00	476.325
B	50.0	6.323	1,005.5	120.0	0.00	476.325
C	50.0	6.323	1,005.5	120.0	0.00	476.325
D	50.0	8.018	1,005.5	120.0	0.00	537.658
E	50.0	9.525	1,005.5	120.0	0.00	592.201

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	476.325	476.325
B	103.858	476.325	103.858
C	74.244	476.325	74.244
D	63.637	537.658	63.637
E	42.660	592.201	42.660

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

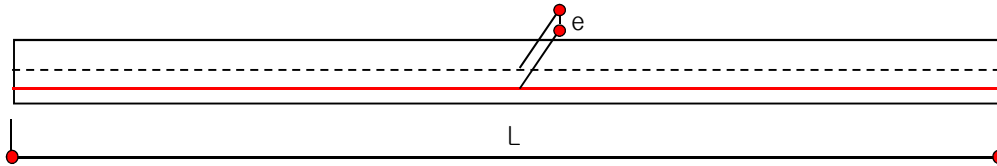
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	42.264	476.325	0.750	357.243	-314.98	0.118	전단보강 불필요
B	32.872	103.858	0.750	77.894	-45.02	0.422	전단보강 불필요
C	24.732	74.244	0.750	55.683	-30.95	0.444	전단보강 불필요
D	17.219	63.637	0.750	47.728	-30.51	0.361	전단보강 불필요
E	0.000	42.660	0.750	31.995	-31.99	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

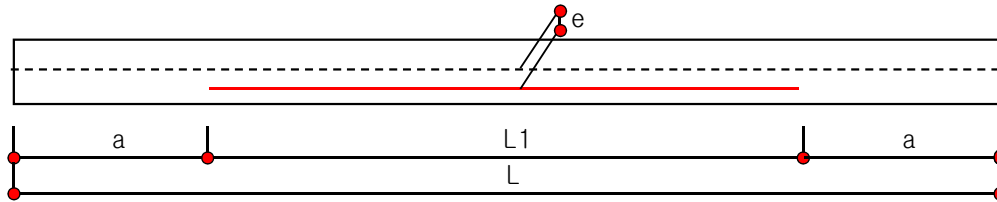
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{1,769}{8 \times 32,300 \times 279977999.1} - \frac{334 \times 18.9 \times 2.0^2}{2 \times 32,300 \times 279977999.1} \\ &\quad - \frac{343 \times 19.0 \times 1.4^2}{2 \times 32,300 \times 279977999.1} \\ &= 20.84 - 1.393 - 0.709 = 18.7 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (6,750 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	33.088	280,458,868	-18.74	
풍도슬래브 자중	21.433	280,458,868	12.74	
접합 몰탈	0.334	280,458,868	0.19	
격벽 하중(집중하중)	0.000	280,458,868	0.00	
합 계(고정하중)			-5.81	
작업하중 및 풍하중	29.320	280,458,868	16.55	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE11

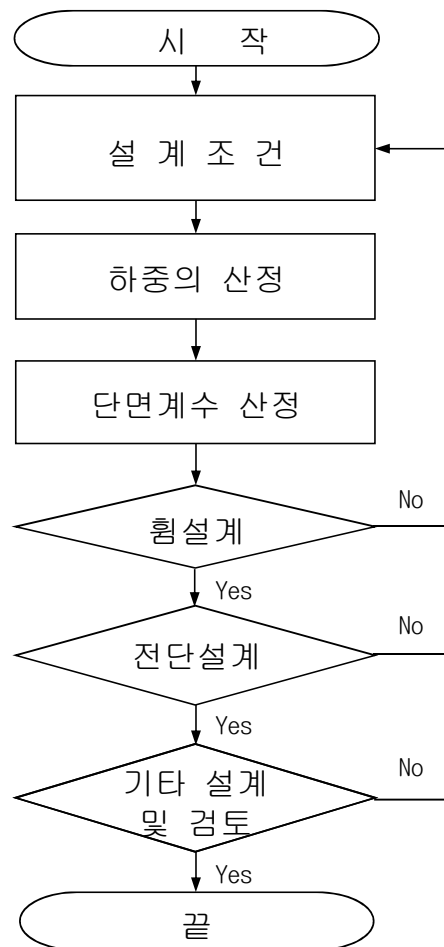
(L= 10.340 m, B= 1.500 m, H= 0.220 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슿음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슿음
 - 7.2 하중단계별 슿음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	10.340 m
㉡ 계산지간	:	10.140 m
㉢ 폭 원	:	1.500 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.220 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 16 = 2,219.2 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 16 = 2,219.2 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

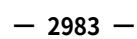
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m)에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

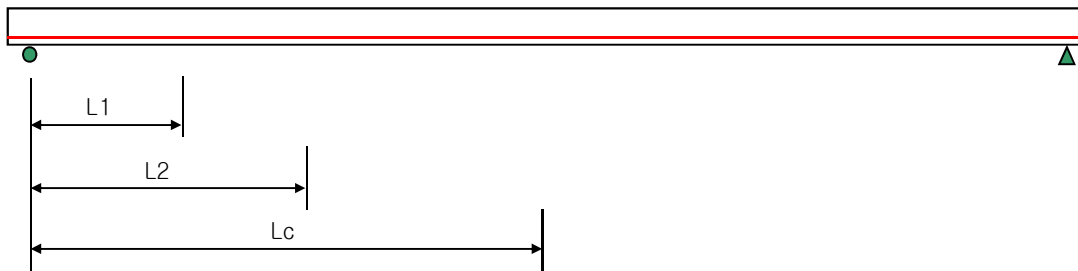
$$\text{단면적} = 323,224 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 323,224 / 1.0 \times 10^6 \times 25.00 = 8.081 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단면적} = 0.0 \times 1,500.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0 \times 10^6 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단면적} = 4,557 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 4,557 / 1.0 \times 10^6 \times 23.50 = 0.107 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽하중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 10.340 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 5.170 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도·한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.500 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

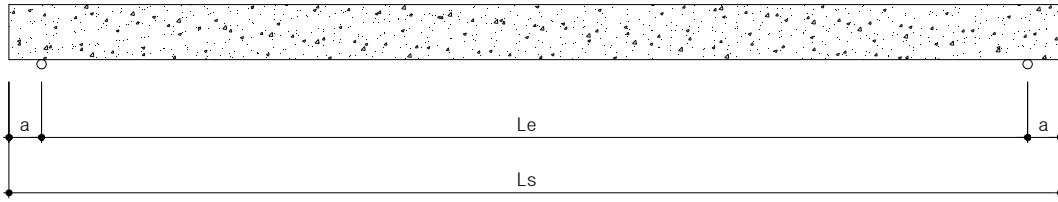
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.081	0.107	0.000	7.500	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.19
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	15.69
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.19
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.46
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	21.83
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.83
MAX						21.83

3.5 단면력 산정

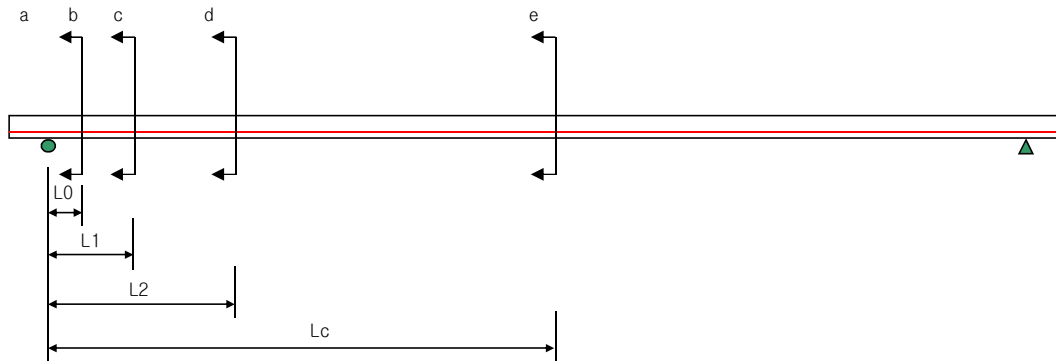
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.340 m
- 계산지간(Le) : 10.140 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.070 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m
- L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.387 \times 10.140) / 2 = 27.312 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 5.387 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 20.342 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 5.387 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 37.235 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 5.387 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 52.120 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 5.387 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 70.603 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 27.312 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 27.312 - (5.387 \times 0.800) = 23.003 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 27.312 - (5.387 \times 1.600) = 18.693 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 27.312 - (5.387 \times 2.500) = 13.845 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 27.312 - (5.387 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.071 \times 10.140) / 2 = 0.362 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.071 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 0.270 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.071 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 0.493 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.071 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 0.691 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.071 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 0.936 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.362 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.362 - (0.071 \times 0.800) = 0.305 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.362 - (0.071 \times 1.600) = 0.248 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.362 - (0.071 \times 2.500) = 0.183 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.362 - (0.071 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 0.000 \times 0.800 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 0.000 \times 1.600 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 0.000 \times 2.500 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 0.000 \times 5.070 = 0.000 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned} S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\ S_5 &= 0.000 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 10.140) / 2 = 25.350 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned} M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\ M_2 &= 5.000 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 18.880 \quad \text{kN-m} \\ M_3 &= 5.000 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 34.560 \quad \text{kN-m} \\ M_4 &= 5.000 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 48.375 \quad \text{kN-m} \\ M_5 &= 5.000 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 65.530 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 25.350 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 25.350 - (5.000 \times 0.800) = 21.350 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 25.350 - (5.000 \times 1.600) = 17.350 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 25.350 - (5.000 \times 2.500) = 12.850 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 25.350 - (5.000 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	20.342	0.270	0.000	18.880	39.491	0차비부착부
	c	37.235	0.493	0.000	34.560	72.289	1차비부착부
	d	52.120	0.691	0.000	48.375	101.186	2차비부착부
	e	70.603	0.936	0.000	65.530	137.068	중앙부
전단력 (kN/m)	a	27.312	0.362	0.000	25.350	53.024	지점부(전단검토)
	b	23.003	0.305	0.000	21.350	44.658	0차비부착부
	c	18.693	0.248	0.000	17.350	36.291	1차비부착부
	d	13.845	0.183	0.000	12.850	26.878	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

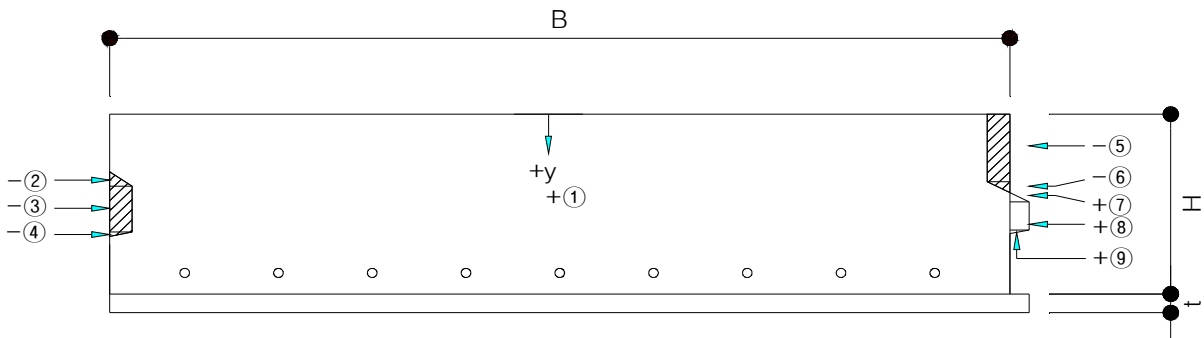
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.312	0.362	0.000		27.674	
LC-2	27.312	0.362	0.000	25.350	53.024	
MAX					53.024	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1500	220	330,000	110.0	36,300,000	12,100	4,033	16,133	5,324,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	108.3	-32,500	11,736	22	11,758	-3,527,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	147.0	-282,240	21,609	341	21,950	-42,144,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	181.0	-16,290	32,761	2	32,763	-2,948,670
⑤ □	-1	30.0	109	-3,270	54.5	-178,215	2,970	990	3,960	-12,950,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	114.0	-25,650	12,996	13	13,009	-2,926,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	132.7	22,421	17,600	9	17,610	2,976,062
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	156.5	158,691	24,492	127	24,619	24,963,666
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	177.7	11,548	31,565	1	31,567	2,051,844
Ap1	-16			-2,219	165.0	-366,168	27,225			-60,459,623
Ap2	0			0	115.0	0	13,225			0
합 계				323,224		35,591,597				5,229,033,937

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

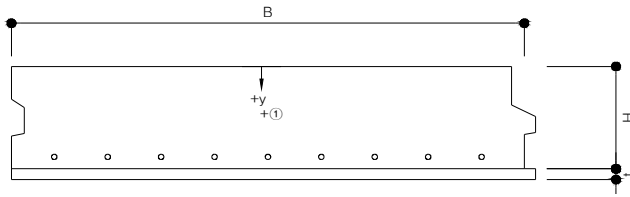
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 323,223.80 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{35,591,597}{323,224} = 110.11 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 110.11 - 220.00 = -109.89 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 5,229,033,937 - 110.11 \times 35,591,597 = 1,309,886,346 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,309,886,346}{110.11} = 11,895,685.4 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,309,886,346}{-109.89} = -11,920,455.7 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	16	13,315.20	165.0	2,197,008	27,225	0	27,225	362,506,320
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		16	336,539.00		37,788,605				5,591,540,257

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 336,539.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \sum Q / \sum A = 37,788,605 / 336,539 = 112.29 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 112.29 - 220.00 = -107.71 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 16 = 112.29 - 165.00 = -52.71 \text{ mm}$$

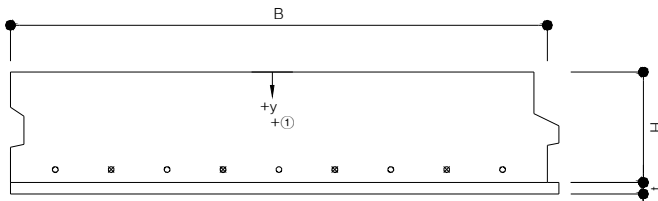
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 5,591,540,257 - 112.29 \times 37,788,605 = 1,348,410,433 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,348,410,433}{112.29} = 12,008,717.9 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,348,410,433}{-52.71} = -25,579,721.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,348,410,433}{-107.71} = -12,518,427.9 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

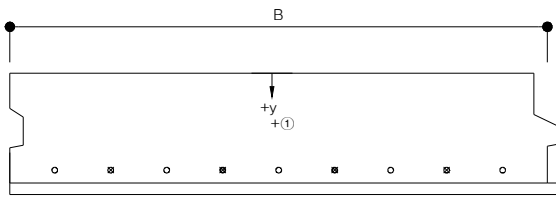


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	12	9,986.40	165.0	1,647,756	27,225	0	27,225	271,879,740
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		12	333,210.20		37,239,353				5,500,913,677

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 333,210.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 37,239,353 / 333,210 = 111.76 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 111.76 - 220.00 = -108.24 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (12 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 12 \\
&= 111.76 - 165.00 = -53.24 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 5,500,913,677 - 111.76 \times 37,239,353 = 1,339,068,055 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,339,068,055}{111.76} = 11,981,710.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{1,339,068,055}{-53.24} = -25,151,230.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,339,068,055}{-108.24} = -12,371,211.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



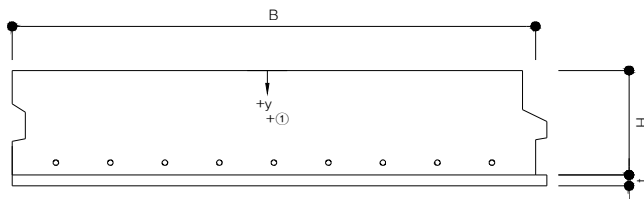
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	8	6,657.60	165.0	1,098,504	27,225	0	27,225	181,253,160
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	329,881.40		36,690,101				5,410,287,097

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 329,881.40 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 36,690,101 / 329,881 = 111.22 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 111.22 - 220.00 = -108.78 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 111.22 - 165.00 = -53.78 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 5,410,287,097 - 111.22 \times 36,690,101 = 1,329,537,132 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,329,537,132}{111.22} = 11,953,893.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{1,329,537,132}{-53.78} = -24,722,740.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,329,537,132}{-108.78} = -12,222,492.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

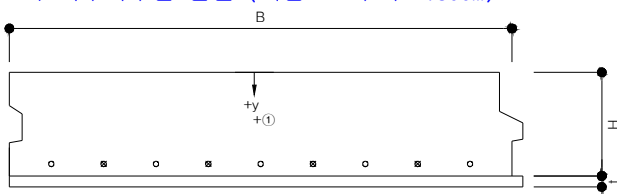


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	16	11,096.00	165.0	1,830,840	27,225	0	27,225	302,088,600
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		16	334,319.80		37,422,437				5,531,122,537

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 334,319.80 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{37,422,437}{334,320} = 111.94 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 111.94 - 220.00 = -108.06 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 16 \\
 &= 111.94 - 165.00 = -53.06 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 5,531,122,537 - 111.94 \times 37,422,437 = 1,342,202,852 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,342,202,852}{111.94} = 11,990,800.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{1,342,202,852}{-53.06} = -25,294,061.0 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,342,202,852}{-108.06} = -12,420,449.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

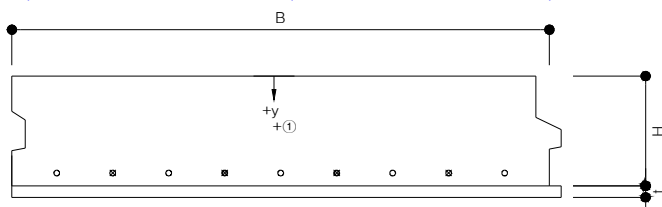


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	12	8,322.00	165.0	1,373,130	27,225	0	27,225	226,566,450
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		12	331,545.80		36,964,727				5,455,600,387

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 331,545.80 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 36,964,727 / 331,546 = 111.49 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 111.49 - 220.00 = -108.51 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (12 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 12 \\
&= 111.49 - 165.00 = -53.51 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 5,455,600,387 - 111.49 \times 36,964,727 = 1,334,326,517 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,334,326,517}{111.49} = 11,967,905.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{1,334,326,517}{-53.51} = -24,936,985.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,334,326,517}{-108.51} = -12,297,041.3 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			323,223.80		35,591,597				5,229,033,937
Ap1	138.7	8	5,548.00	165.0	915,420	27,225	0	27,225	151,044,300
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	328,771.80		36,507,017				5,380,078,237

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 328,771.80 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 36,507,017 / 328,772 = 111.04 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 111.04 - 220.00 = -108.96 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 111.04 - 165.00 = -53.96 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 5,380,078,237 - 111.04 \times 36,507,017 = 1,326,317,269 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,326,317,269}{111.04} = 11,944,435.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{1,326,317,269}{-53.96} = -24,579,910.1 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,326,317,269}{-108.96} = -12,172,582.0 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	323,223.8	A_{vc1}'	336,539.0	mm ²
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}'	112.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-52.7	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}'	-107.7	mm
I_{vc0}	1,309,886,346.0	I_{vc1}'	1,348,410,432.6	mm ⁴
Z_{tc0}	11,895,685.4	Z_{tc1}'	12,008,717.9	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-25,579,721.4	mm ³
Z_{bc0}	-11,920,455.7	Z_{bc1}'	-12,518,427.9	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	323,223.8	A_{vb1}'	333,210.2	mm ²
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}'	111.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-53.2	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}'	-108.2	mm
I_{vb0}	1,309,886,346.0	I_{vb1}'	1,339,068,055.3	mm ⁴
Z_{tb0}	11,895,685.4	Z_{tb1}'	11,981,710.2	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-25,151,230.8	mm ³
Z_{bb0}	-11,920,455.7	Z_{bb1}'	-12,371,211.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	323,223.8	A_{va1}'	329,881.4	mm ²
Y_{ta0}	110.1	Y_{ta1}'	111.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-53.8	mm
Y_{ba0}	-109.9	Y_{ba1}'	-108.8	mm
I_{va0}	1,309,886,346.0	I_{va1}'	1,329,537,132.0	mm ⁴
Z_{ta0}	11,895,685.4	Z_{ta1}'	11,953,893.8	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-24,722,740.2	mm ³
Z_{ba0}	-11,920,455.7	Z_{ba1}'	-12,222,492.7	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	323,223.8	A_{vc1}	334,319.8	mm^2
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}	111.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-53.1	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}	-108.1	mm
I_{vc0}	1,309,886,346.0	I_{vc1}	1,342,202,852.5	mm^4
Z_{tc0}	11,895,685.4	Z_{tc1}	11,990,800.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-25,294,061.0	mm^3
Z_{bc0}	-11,920,455.7	Z_{bc1}	-12,420,449.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	323,223.8	A_{vb1}	331,545.8	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}	111.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.5	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}	-108.5	mm
I_{vb0}	1,309,886,346.0	I_{vb1}	1,334,326,516.8	mm^4
Z_{tb0}	11,895,685.4	Z_{tb1}	11,967,905.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-24,936,985.5	mm^3
Z_{bb0}	-11,920,455.7	Z_{bb1}	-12,297,041.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	323,223.8	A_{va1}	328,771.8	mm^2
Y_{ta0}	110.1	Y_{ta1}	111.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-54.0	mm
Y_{ba0}	-109.9	Y_{ba1}	-109.0	mm
I_{va0}	1,309,886,346.0	I_{va1}	1,326,317,268.5	mm^4
Z_{ta0}	11,895,685.4	Z_{ta1}	11,944,435.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-24,579,910.1	mm^3
Z_{ba0}	-11,920,455.7	Z_{ba1}	-12,172,582.0	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,602,583}{12,008,718} \times 1.500 = 8.819 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,602,583}{-25,579,721} \times 1.500 = -4.140 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,602,583}{-12,518,428} \times 1.500 = -8.460 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,602,583}{11,990,801} \times 1.500 = 8.832 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,602,583}{-25,294,061} \times 1.500 = -4.187 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,602,583}{-12,420,449} \times 1.500 = -8.527 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{935,673}{11,990,801} \times 1.500 = 0.117 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{935,673}{-25,294,061} \times 1.500 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{935,673}{-12,420,449} \times 1.500 = -0.113 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{11,990,801} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-25,294,061} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-12,420,449} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{65,529,750}{11,990,801} \times 1.500 = 8.198 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{65,529,750}{-25,294,061} \times 1.500 = -3.886 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{65,529,750}{-12,420,449} \times 1.500 = -7.914 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{336,539} + \frac{-52.71}{-25,579,721} \right) \\ &= 15.299 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.140 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.299 + -4.140) \\ &= 11.159 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.159 = 80.282 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.055 + 0.000) \\
 &= 0.055 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 11.159 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.159 - 7 \times 0.055 \\
 &= 133.523 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 80.282 - 0.05 \times (45.500 + 133.523) \\
 &= 18.021 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 80.282 = 1,289.72 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 16 \times 138.7 \times 1,289.7 \\
 &= 2,862.14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,289.72 - 133.52 - 45.50 - 18.02 \\
 &= 1,092.67 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,092.67}{1,289.72} = 0.847$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.847 \times 2,862.14 = 2,424.86 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,862.14 \times -52.71 / 1,000 = -150.875 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 2,424.86 \times -53.06 / 1,000 = -128.673 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,862,141}{336,539} + \frac{-150,875,020}{12,008,718} = -4.059 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,862,141}{336,539} + \frac{-150,875,020}{-25,579,721} = 14.403 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,862,141}{336,539} + \frac{-150,875,020}{-12,518,428} = 20.557 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,424,863}{334,320} + \frac{-128,672,790}{11,990,801} = -3.478 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,424,863}{334,320} + \frac{-128,672,790}{-25,294,061} = 12.340 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,424,863}{334,320} + \frac{-128,672,790}{-12,420,449} = 17.613 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{52,119,838}{11,981,710} \times 1.500 = 6.525 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{52,119,838}{-25,151,231} \times 1.500 = -3.108 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{52,119,838}{-12,371,211} \times 1.500 = -6.319 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{52,119,838}{11,967,905} \times 1.500 = 6.532 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{52,119,838}{-24,936,986} \times 1.500 = -3.135 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{52,119,838}{-12,297,041} \times 1.500 = -6.358 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{690,727}{11,967,905} \times 1.500 = 0.087 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{690,727}{-24,936,986} \times 1.500 = -0.042 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{690,727}{-12,297,041} \times 1.500 = -0.084 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{11,967,905} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-24,936,986} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-12,297,041} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{48,375,000}{11,967,905} \times 1.500 = 6.063 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{48,375,000}{-24,936,986} \times 1.500 = -2.910 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{48,375,000}{-12,297,041} \times 1.500 = -5.901 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{333,210} + \frac{-53.24}{-25,151,231} \right) \\ &= 11.670 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.108 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.670 + -3.108) \\
 &= 8.562 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.562 = 61.595 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

· f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.042 + 0.000) \\
 &= 0.042 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.562 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.562 - 7 \times 0.042 \\
 &= 102.449 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 61.595 - 0.05 \times (45.500 + 102.449) \\
 &= 21.443 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 61.595 = 1,308.41 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,308.4 \\
 &= 2,177.71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,308.41 - 102.45 - 45.50 - 21.44 \\
 &= 1,139.01 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,139.01}{1,308.41} = 0.871$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.871 \times 2,177.71 = 1,895.77 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 2,177.71 \times -53.24 / 1,000 = -115.943 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,895.77 \times -53.51 / 1,000 = -101.439 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,177,710}{333,210} + \frac{-115,942,702}{11,981,710} = -3.141 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,177,710}{333,210} + \frac{-115,942,702}{-25,151,231} = 11.145 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,177,710}{333,210} + \frac{-115,942,702}{-12,371,211} = 15.908 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,895,774}{331,546} + \frac{-101,438,920}{11,967,905} = -2.758 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,895,774}{331,546} + \frac{-101,438,920}{-24,936,986} = 9.786 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,895,774}{331,546} + \frac{-101,438,920}{-12,297,041} = 13.967 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,235,382}{11,953,894} \times 1.500 = 4.672 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,235,382}{-24,722,740} \times 1.500 = -2.259 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,235,382}{-12,222,493} \times 1.500 = -4.570 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,235,382}{11,944,436} \times 1.500 = 4.676 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,235,382}{-24,579,910} \times 1.500 = -2.272 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,235,382}{-12,172,582} \times 1.500 = -4.588 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ta1}} = \frac{493,468}{11,944,436} \times 1.500 = 0.062 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ea1}} = \frac{493,468}{-24,579,910} \times 1.500 = -0.030 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIpa}}{Z_{ba1}} = \frac{493,468}{-12,172,582} \times 1.500 = -0.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{11,944,436} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-24,579,910} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-12,172,582} \times 1.500 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,560,000}{11,944,436} \times 1.500 = 4.340 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,560,000}{-24,579,910} \times 1.500 = -2.109 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,560,000}{-12,172,582} \times 1.500 = -4.259 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{329,881} + \frac{-53.78}{-24,722,740} \right) \\ &= 7.915 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -2.259 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.915 + -2.259) \\
 &= 5.656 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 5.656 = 40.688 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.030 + 0.000) \\
 &= 0.030 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 5.656 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 5.656 - 7 \times 0.030 \\
 &= 67.658 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 40.688 - 0.05 \times (45.500 + 67.658) \\
 &= 25.273 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 40.688 = 1,329.31 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,329.3 \\
 &= 1,475.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,329.31 - 67.66 - 45.50 - 25.27 \\
 &= 1,190.88 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,190.88}{1,329.31} = 0.896$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.896 \times 1,475.00 = 1,321.40 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,475.00 \times -53.78 / 1,000 = -79.323 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,321.40 \times -53.96 / 1,000 = -71.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,475,004}{329,881} + \frac{-79,322,627}{11,953,894} = -2.164 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,475,004}{329,881} + \frac{-79,322,627}{-24,722,740} = 7.680 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,475,004}{329,881} + \frac{-79,322,627}{-12,222,493} = 10.961 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,321,401}{328,772} + \frac{-71,302,022}{11,944,436} = -1.950 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,321,401}{328,772} + \frac{-71,302,022}{-24,579,910} = 6.920 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,321,401}{328,772} + \frac{-71,302,022}{-12,172,582} = 9.877 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,289.72	1,308.41	1,329.31
유효 긴장응력	1,092.67	1,139.01	1,190.88

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,092.7	1,139.0	1,190.9	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-4.059	20.557	-3.141	15.908	-2.164	10.961
풍도슬래브	8.819	-8.460	6.525	-6.319	4.672	-4.570

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력(MPa)		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
하중단계		상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력		-3.478	17.613	-2.758	13.967	-1.950	9.877
고정 하중	풍도슬래브	8.832	-8.527	6.532	-6.358	4.676	-4.588
	CIP 몰탈	0.117	-0.113	0.087	-0.084	0.062	-0.061
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.198	-7.914	6.063	-5.901	4.340	-4.259

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.760	12.097	3.384	9.588	2.508	6.392		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.354	9.086	3.775	7.609	2.726	5.288		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	5.471	8.973	3.861	7.525	2.788	5.228		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	5.471	8.973	3.861	7.525	2.788	5.228		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.669	1.059	9.924	1.624	7.128	0.969		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (3,040,304.000 \times 10340) / (2219.200 \times 200,000) \\
 &= 70.829 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	128.769	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	157.271	286.040

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 286.040 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 165 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1500 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비(β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2219.20}{1500.0 \times 165.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,516 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{2219.20 \times 1,516 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 52.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,516 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.59}{50} \right)$$

$$= 396 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 396 \text{ kN} \cdot \text{m} > 286.04 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 17.613) \times 12,420,449 / 1.0E+06$$

$$= 274.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 396.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

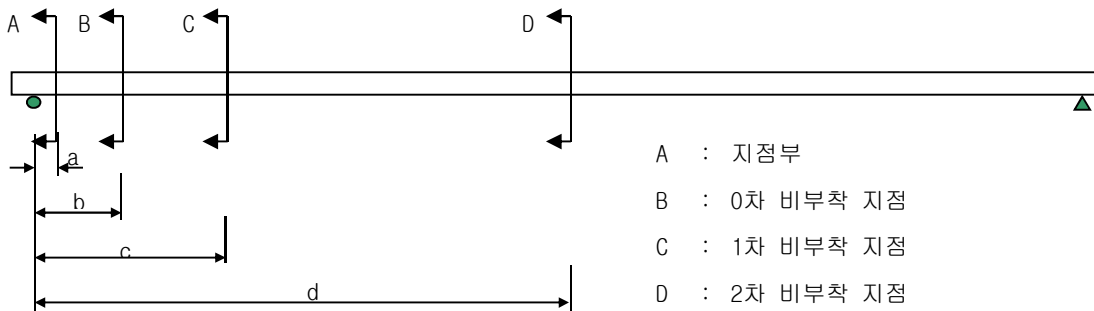
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 274.09 = 328.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	40.969	0.543	41.512	38.025	79.537
B	34.504	0.457	34.961	32.025	66.986
C	28.040	0.372	28.411	26.025	54.436
D	20.767	0.275	21.042	19.275	40.317
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	30.512	0.404	30.917	28.320	59.237
C	55.853	0.740	56.593	51.840	108.433
D	78.180	1.036	79.216	72.563	151.778
E	105.904	1.404	107.307	98.295	205.602

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	49.162	0.652	49.814	60.840	110.654
B	41.405	0.549	41.954	51.240	93.194
C	33.648	0.446	34.094	41.640	75.734
D	24.921	0.330	25.251	30.840	56.091
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	36.615	0.485	37.100	45.312	82.412
C	67.024	0.888	67.912	82.944	150.856
D	93.816	1.243	95.059	116.100	211.159
E	127.085	1.684	128.769	157.271	286.040

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	6.920	0.000	1,326,317,269	109.0	127.271
B	50.0	6.920	2.540	1,326,317,269	109.0	96.355
C	50.0	6.920	4.649	1,326,317,269	109.0	70.678
D	50.0	9.786	6.442	1,334,326,517	108.5	84.597
E	50.0	12.340	8.640	1,342,202,852	108.1	89.876

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,500	176.0	79.537	31.117	127.271	0.000	∞
B	50.0	1,500	176.0	66.986	26.207	96.355	23.175	269.285
C	50.0	1,500	176.0	54.436	21.297	70.678	42.423	183.256
D	50.0	1,500	176.0	40.317	15.773	84.597	59.381	156.127
E	50.0	1,500	176.0	0.000	0.000	89.876	80.438	93.338

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.019	1,500.0	176.0	0.00	859.682
B	50.0	4.019	1,500.0	176.0	0.00	859.682
C	50.0	4.019	1,500.0	176.0	0.00	859.682
D	50.0	5.718	1,500.0	176.0	0.00	994.225
E	50.0	7.253	1,500.0	176.0	0.00	1,115.808

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	859.682	859.682
B	269.285	859.682	269.285
C	183.256	859.682	183.256
D	156.127	994.225	156.127
E	93.338	1,115.808	93.338

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

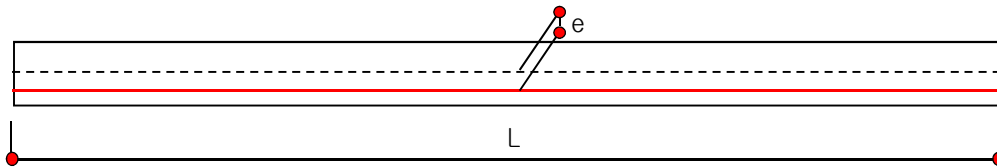
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	110.654	859.682	0.750	644.761	-534.11	0.172	전단보강 불필요
B	93.194	269.285	0.750	201.964	-108.77	0.461	전단보강 불필요
C	75.734	183.256	0.750	137.442	-61.71	0.551	전단보강 불필요
D	56.091	156.127	0.750	117.095	-61.00	0.479	전단보강 불필요
E	0.000	93.338	0.750	70.004	-70.00	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

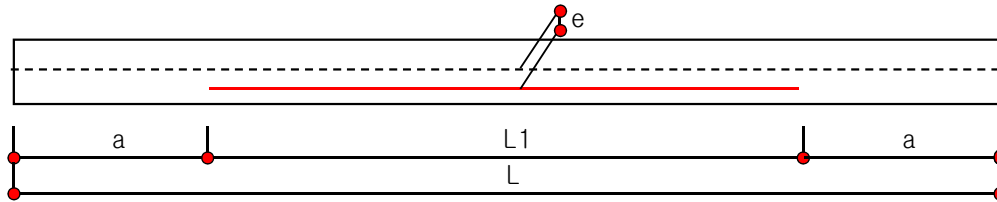
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,862}{8 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{53.1}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{10.14^2}{2 \times 32,300 \times 1342202852} - \frac{684}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{53.5}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{2.5^2}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \\ &\quad - \frac{703}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{54.0}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \times \frac{1.6^2}{2 \times 32,300 \times 1342202852} \\ &= 45.03 - 2.640 - 1.120 = 41.3 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,140 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	151.877	1,348,410,433	-41.27	
풍도슬래브 자중	70.603	1,348,410,433	29.67	
접합 몰탈	0.936	1,348,410,433	0.37	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,348,410,433	0.00	
합 계(고정하중)			-11.23	
작업하중 및 풍하중	65.530	1,348,410,433	26.16	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE11-1

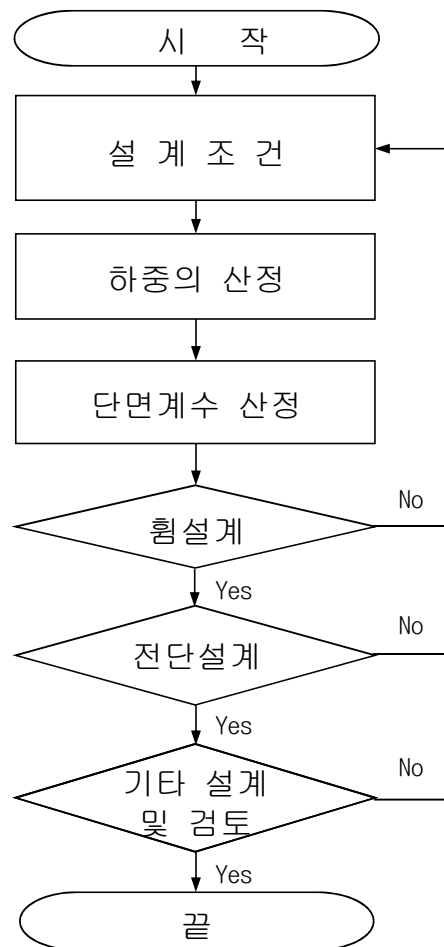
(L= 10.340 m, B= 0.966 m, H= 0.220 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 솟음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
 - 7.2 하중단계별 솟음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 릐 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	10.340 m
㉡ 계산지간	:	10.140 m
㉢ 폭 원	:	0.966 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.220 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 10 = 1,387.0 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스드 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.966m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

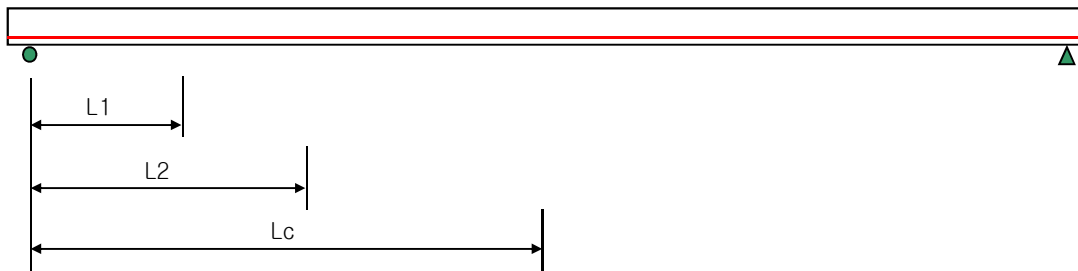
$$\text{단 면 적} = 206,576 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 206,576 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 5.164 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 966.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 4,557 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 4,557 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.107 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 10.340 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 5.170 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 0.966 = 4.830 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.966 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

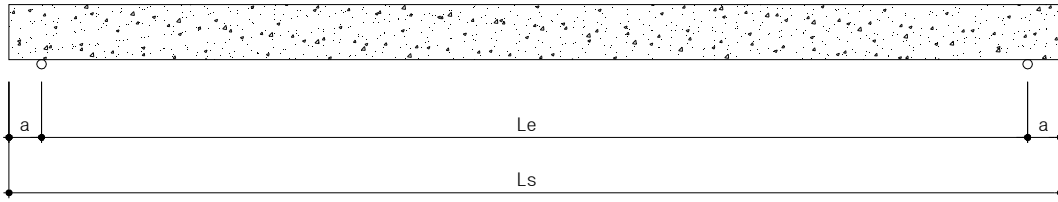
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.164	0.107	0.000	4.830	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.27
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.10
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.27
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.38
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	14.05
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.33
MAX						14.05

3.5 단면력 산정

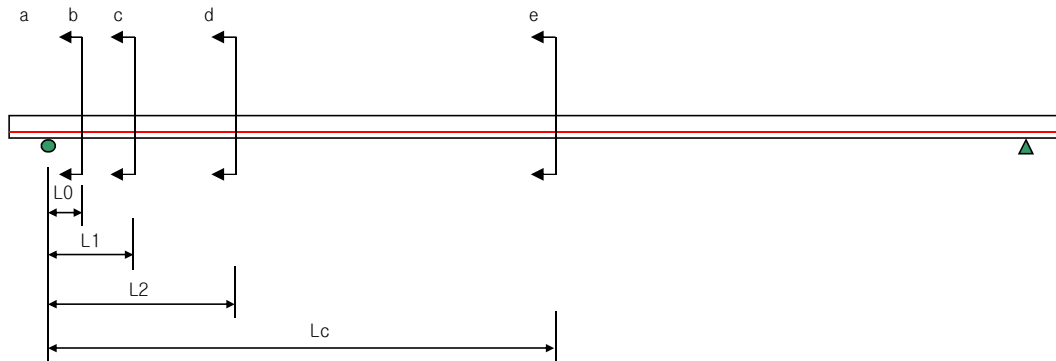
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.340 m
- 계산지간(Le) : 10.140 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.070 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m
- L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.346 \times 10.140) / 2 = 27.105 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 5.346 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 20.187 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 5.346 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 36.953 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 5.346 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 51.724 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 5.346 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 70.067 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 27.105 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 27.105 - (5.346 \times 0.800) = 22.828 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 27.105 - (5.346 \times 1.600) = 18.551 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 27.105 - (5.346 \times 2.500) = 13.740 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 27.105 - (5.346 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.111 \times 10.140) / 2 = 0.562 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.111 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 0.419 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.111 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 0.766 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.111 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 1.073 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.111 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 1.453 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.562 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.562 - (0.111 \times 0.800) = 0.473 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.562 - (0.111 \times 1.600) = 0.385 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.562 - (0.111 \times 2.500) = 0.285 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.562 - (0.111 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.800 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.600 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.500 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 5.070 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 10.140) / 2 = 25.350 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 18.880 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 34.560 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 48.375 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 65.530 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 25.350 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 25.350 - (5.000 \times 0.800) = 21.350 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 25.350 - (5.000 \times 1.600) = 17.350 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 25.350 - (5.000 \times 2.500) = 12.850 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 25.350 - (5.000 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	20.187	0.419	0.000	18.880	39.486	0차비부착부
	c	36.953	0.766	0.000	34.560	72.279	1차비부착부
	d	51.724	1.073	0.000	48.375	101.172	2차비부착부
	e	70.067	1.453	0.000	65.530	137.049	중앙부
전단력 (KN/m)	a	27.105	0.562	0.000	25.350	53.017	지점부(전단검토)
	b	22.828	0.473	0.000	21.350	44.652	0차비부착부
	c	18.551	0.385	0.000	17.350	36.286	1차비부착부
	d	13.740	0.285	0.000	12.850	26.875	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

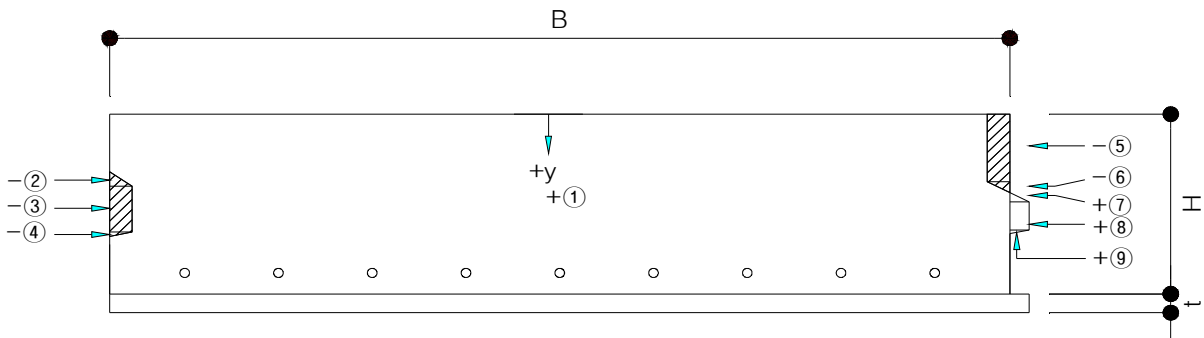
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.105	0.562	0.000		27.667	
LC-2	27.105	0.562	0.000	25.350	53.017	
MAX					53.017	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	966	220	212,520	110.0	23,377,200	12,100	4,033	16,133	3,428,656,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	108.3	-32,500	11,736	22	11,758	-3,527,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	147.0	-282,240	21,609	341	21,950	-42,144,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	181.0	-16,290	32,761	2	32,763	-2,948,670
⑤ □	-1	30.0	109	-3,270	54.5	-178,215	2,970	990	3,960	-12,950,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	114.0	-25,650	12,996	13	13,009	-2,926,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	132.7	22,421	17,600	9	17,610	2,976,062
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	156.5	158,691	24,492	127	24,619	24,963,666
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	177.7	11,548	31,565	1	31,567	2,051,844
Ap1	-10			-1,387	165.0	-228,855	27,225			-37,787,264
Ap2	0			0	115.0	0	13,225			0
합 계				206,576		22,806,110				3,356,362,295

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

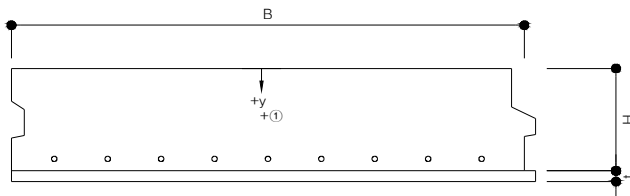
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned} A_{c0} &= 206,576.00 \text{ mm}^2 \\ Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{22,806,110}{206,576} = 110.40 \text{ mm} \\ Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 110.40 - 220.00 = -109.60 \text{ mm} \\ I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\ &= 3,356,362,295 - 110.40 \times 22,806,110 = 838,554,547 \text{ mm}^4 \\ Z_{tc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{t0}} = \frac{838,554,547}{110.40} = 7,595,563.0 \text{ mm}^3 \\ Z_{bc0} &= \frac{I_{v0}}{Y_{b0}} = \frac{838,554,547}{-109.60} = -7,651,085.6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

: $f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	10	8,322.00	165.0	1,373,130	27,225	0	27,225	226,566,450
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		10	214,898.00		24,179,240				3,582,928,745

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 214,898.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{24,179,240}{214,898} = 112.51 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 112.51 - 220.00 = -107.49 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (10 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 10 = 112.51 - 165.00 = -52.49 \text{ mm}$$

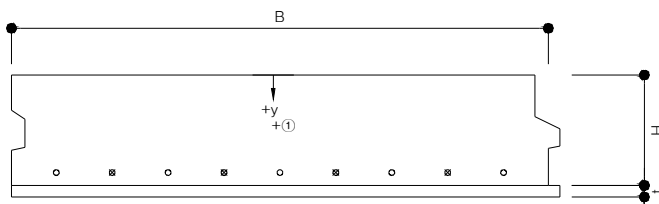
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 3,582,928,745 - 112.51 \times 24,179,240 = 862,402,510 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{862,402,510}{112.51} = 7,664,780.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{862,402,510}{-52.49} = -16,431,396.8 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{862,402,510}{-107.49} = -8,023,465.5 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

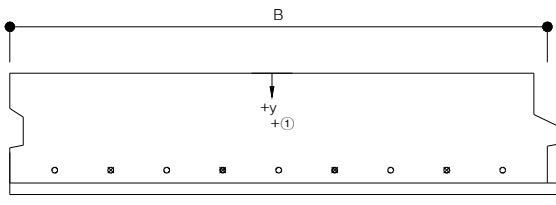


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	8	6,657.60	165.0	1,098,504	27,225	0	27,225	181,253,160
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	213,233.60		23,904,614				3,537,615,455

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 213,233.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 23,904,614 / 213,234 = 112.11 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 112.11 - 220.00 = -107.89 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 112.11 - 165.00 = -52.89 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,537,615,455 - 112.11 \times 23,904,614 = 857,781,834 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{857,781,834}{112.11} = 7,651,573.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{857,781,834}{-52.89} = -16,216,778.4 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{857,781,834}{-107.89} = -7,950,174.9 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



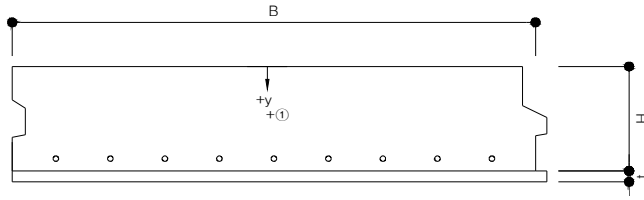
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	6	4,993.20	165.0	823,878	27,225	0	27,225	135,939,870
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		6	211,569.20		23,629,988				3,492,302,165

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 211,569.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 23,629,988 / 211,569 = 111.69 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 111.69 - 220.00 = -108.31 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (6 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 6 \\
&= 111.69 - 165.00 = -53.31 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 3,492,302,165 - 111.69 \times 23,629,988 = 853,088,457 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{853,088,457}{111.69} = 7,638,059.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{853,088,457}{-53.31} = -16,002,160.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{853,088,457}{-108.31} = -7,876,298.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

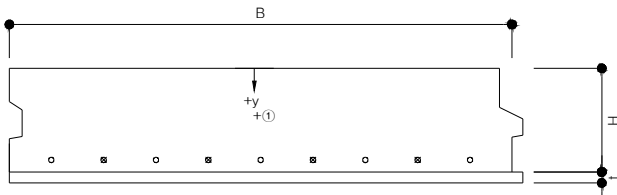


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	10	6,935.00	165.0	1,144,275	27,225	0	27,225	188,805,375
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		10	213,511.00		23,950,385				3,545,167,670

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 213,511.00 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{23,950,385}{213,511} = 112.17 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 112.17 - 220.00 = -107.83 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (10 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 10 \\
 &= 112.17 - 165.00 = -52.83 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 3,545,167,670 - 112.17 \times 23,950,385 = 858,556,949 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{858,556,949}{112.17} = 7,653,795.7 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{858,556,949}{-52.83} = -16,252,548.1 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{858,556,949}{-107.83} = -7,962,430.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

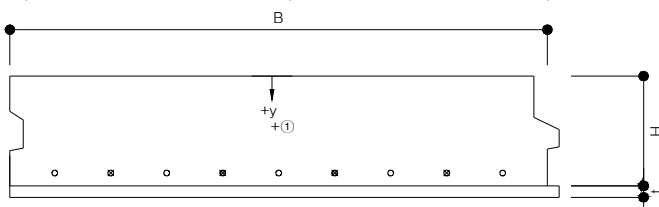


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	8	5,548.00	165.0	915,420	27,225	0	27,225	151,044,300
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	212,124.00		23,721,530				3,507,406,595

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 212,124.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 23,721,530 / 212,124 = 111.83 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 111.83 - 220.00 = -108.17 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 111.83 - 165.00 = -53.17 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 3,507,406,595 - 111.83 \times 23,721,530 = 854,661,099 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{854,661,099}{111.83} = 7,642,598.6 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{854,661,099}{-53.17} = -16,073,699.5 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{854,661,099}{-108.17} = -7,900,989.6 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	6	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			206,576.00		22,806,110				3,356,362,295
Ap1	138.7	6	4,161.00	165.0	686,565	27,225	0	27,225	113,283,225
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		6	210,737.00		23,492,675				3,469,645,520

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 210,737.00 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 23,492,675 / 210,737 = 111.48 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 111.48 - 220.00 = -108.52 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (6 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 6 \\
&= 111.48 - 165.00 = -53.52 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 3,469,645,520 - 111.48 \times 23,492,675 = 850,713,967 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{850,713,967}{111.48} = 7,631,183.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{850,713,967}{-53.52} = -15,894,850.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{850,713,967}{-108.52} = -7,839,138.8 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	206,576.0	A_{vc1}'	214,898.0	mm ²
Y_{tc0}	110.4	Y_{tc1}'	112.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-52.5	mm
Y_{bc0}	-109.6	Y_{bc1}'	-107.5	mm
I_{vc0}	838,554,547.3	I_{vc1}'	862,402,509.6	mm ⁴
Z_{tc0}	7,595,563.0	Z_{tc1}'	7,664,780.8	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-16,431,396.8	mm ³
Z_{bc0}	-7,651,085.6	Z_{bc1}'	-8,023,465.5	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	206,576.0	A_{vb1}'	213,233.6	mm ²
Y_{tb0}	110.4	Y_{tb1}'	112.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-52.9	mm
Y_{bb0}	-109.6	Y_{bb1}'	-107.9	mm
I_{vb0}	838,554,547.3	I_{vb1}'	857,781,833.8	mm ⁴
Z_{tb0}	7,595,563.0	Z_{tb1}'	7,651,573.4	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-16,216,778.4	mm ³
Z_{bb0}	-7,651,085.6	Z_{bb1}'	-7,950,174.9	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	206,576.0	A_{va1}'	211,569.2	mm ²
Y_{ta0}	110.4	Y_{ta1}'	111.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-53.3	mm
Y_{ba0}	-109.6	Y_{ba1}'	-108.3	mm
I_{va0}	838,554,547.3	I_{va1}'	853,088,457.0	mm ⁴
Z_{ta0}	7,595,563.0	Z_{ta1}'	7,638,059.0	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-16,002,160.0	mm ³
Z_{ba0}	-7,651,085.6	Z_{ba1}'	-7,876,298.6	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	206,576.0	A_{vc1}	213,511.0	mm^2
Y_{tc0}	110.4	Y_{tc1}	112.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-52.8	mm
Y_{bc0}	-109.6	Y_{bc1}	-107.8	mm
I_{vc0}	838,554,547.3	I_{vc1}	858,556,949.2	mm^4
Z_{tc0}	7,595,563.0	Z_{tc1}	7,653,795.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-16,252,548.1	mm^3
Z_{bc0}	-7,651,085.6	Z_{bc1}	-7,962,430.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	206,576.0	A_{vb1}	212,124.0	mm^2
Y_{tb0}	110.4	Y_{tb1}	111.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.2	mm
Y_{bb0}	-109.6	Y_{bb1}	-108.2	mm
I_{vb0}	838,554,547.3	I_{vb1}	854,661,099.4	mm^4
Z_{tb0}	7,595,563.0	Z_{tb1}	7,642,598.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-16,073,699.5	mm^3
Z_{bb0}	-7,651,085.6	Z_{bb1}	-7,900,989.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	206,576.0	A_{va1}	210,737.0	mm^2
Y_{ta0}	110.4	Y_{ta1}	111.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-53.5	mm
Y_{ba0}	-109.6	Y_{ba1}	-108.5	mm
I_{va0}	838,554,547.3	I_{va1}	850,713,967.3	mm^4
Z_{ta0}	7,595,563.0	Z_{ta1}	7,631,183.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-15,894,850.8	mm^3
Z_{ba0}	-7,651,085.6	Z_{ba1}	-7,839,138.8	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.966m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,066,634}{7,664,781} \times 0.966 = 8.831 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,066,634}{-16,431,397} \times 0.966 = -4.119 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,066,634}{-8,023,466} \times 0.966 = -8.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,066,634}{7,653,796} \times 0.966 = 8.843 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,066,634}{-16,252,548} \times 0.966 = -4.165 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,066,634}{-7,962,430} \times 0.966 = -8.500 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,452,909}{7,653,796} \times 0.966 = 0.183 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,452,909}{-16,252,548} \times 0.966 = -0.086 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,452,909}{-7,962,430} \times 0.966 = -0.176 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{7,653,796} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-16,252,548} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-7,962,430} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{65,529,750}{7,653,796} \times 0.966 = 8.271 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{65,529,750}{-16,252,548} \times 0.966 = -3.895 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{65,529,750}{-7,962,430} \times 0.966 = -7.950 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\
 &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{214,898} + \frac{-52.49}{-16,431,397} \right) \\
 &= 14.912 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.119 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned}
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.912 + -4.119) \\
 &= 10.793 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.793 = 77.645 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량(Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.086 + 0.000) \\
 &= 0.086 \text{ MPa (압축)} \\
 - f_{cir} &= 10.793 \text{ MPa (압축)} \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.793 - 7 \times 0.086 \\
 &= 128.907 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 77.645 - 0.05 \times (45.500 + 128.907) \\
 &= 18.515 \text{ MPa (압축)}
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 77.645 = 1,292.36 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,292.4 \\
 &= 1,792.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,292.36 - 128.91 - 45.50 - 18.52 \\
 &= 1,099.43 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,099.43}{1,292.36} = 0.851$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.851 \times 1,792.50 = 1,524.91 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 1,792.50 \times -52.49 / 1,000 = -94.079 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,524.91 \times -52.83 / 1,000 = -80.555 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,792,496}{214,898} + \frac{-94,079,246}{7,664,781} = -3.933 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,792,496}{214,898} + \frac{-94,079,246}{-16,431,397} = 14.067 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,792,496}{214,898} + \frac{-94,079,246}{-8,023,466} = 20.067 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,524,913}{213,511} + \frac{-80,555,039}{7,653,796} = -3.383 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,524,913}{213,511} + \frac{-80,555,039}{-16,252,548} = 12.099 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,524,913}{213,511} + \frac{-80,555,039}{-7,962,430} = 17.259 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{51,724,193}{7,651,573} \times 0.966 = 6.530 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{51,724,193}{-16,216,778} \times 0.966 = -3.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{51,724,193}{-7,950,175} \times 0.966 = -6.285 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{51,724,193}{7,642,599} \times 0.966 = 6.538 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{51,724,193}{-16,073,699} \times 0.966 = -3.109 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{51,724,193}{-7,900,990} \times 0.966 = -6.324 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,072,558}{7,642,599} \times 0.966 = 0.136 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,072,558}{-16,073,699} \times 0.966 = -0.064 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,072,558}{-7,900,990} \times 0.966 = -0.131 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{7,642,599} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-16,073,699} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-7,900,990} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{48,375,000}{7,642,599} \times 0.966 = 6.114 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{48,375,000}{-16,073,699} \times 0.966 = -2.907 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{48,375,000}{-7,900,990} \times 0.966 = -5.914 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{213,234} + \frac{-52.89}{-16,216,778} \right) \\ &= 12.087 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.087 + -3.081) \\
 &= 9.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.006 = 64.793 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.064 + 0.000) \\
 &= 0.064 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 9.006 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.006 - 7 \times 0.064 \\
 &= 107.624 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 64.793 - 0.05 \times (45.500 + 107.624) \\
 &= 20.864 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 64.793 = 1,305.21 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,305.2 \\
 &= 1,448.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,305.21 - 107.62 - 45.50 - 20.86 \\
 &= 1,131.22 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,131.22}{1,305.21} = 0.867$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.867 \times 1,448.26 = 1,255.20 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,448.26 \times -52.89 / 1,000 = -76.605 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,255.20 \times -53.17 / 1,000 = -66.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,448,257}{213,234} + \frac{-76,605,159}{7,651,573} = -3.220 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,448,257}{213,234} + \frac{-76,605,159}{-16,216,778} = 11.516 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,448,257}{213,234} + \frac{-76,605,159}{-7,950,175} = 16.428 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,255,200}{212,124} + \frac{-66,740,732}{7,642,599} = -2.815 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,255,200}{212,124} + \frac{-66,740,732}{-16,073,699} = 10.069 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,255,200}{212,124} + \frac{-66,740,732}{-7,900,990} = 14.364 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{36,952,725}{7,638,059} \times 0.966 = 4.673 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{36,952,725}{-16,002,160} \times 0.966 = -2.231 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{36,952,725}{-7,876,299} \times 0.966 = -4.532 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{36,952,725}{7,631,183} \times 0.966 = 4.678 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{36,952,725}{-15,894,851} \times 0.966 = -2.246 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{36,952,725}{-7,839,139} \times 0.966 = -4.554 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{766,255}{7,631,183} \times 0.966 = 0.097 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{766,255}{-15,894,851} \times 0.966 = -0.047 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{766,255}{-7,839,139} \times 0.966 = -0.094 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{7,631,183} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-15,894,851} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-7,839,139} \times 0.966 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,560,000}{7,631,183} \times 0.966 = 4.375 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,560,000}{-15,894,851} \times 0.966 = -2.100 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,560,000}{-7,839,139} \times 0.966 = -4.259 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{211,569} + \frac{-53.31}{-16,002,160} \right) \\ &= 9.187 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -2.231 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (9.187 + -2.231) \\
&= 6.956 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.956 = 50.046 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.047 + 0.000) \\
&= 0.047 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 6.956 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 6.956 - 7 \times 0.047 \\
&= 83.151 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 50.046 - 0.05 \times (45.500 + 83.151) \\
&= 23.563 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 50.046 = 1,319.95 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,320.0 \\
&= 1,098.47 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,319.95 - 83.15 - 45.50 - 23.56 \\
&= 1,167.74 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,167.74}{1,319.95} = 0.885$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.885 \times 1,098.47 = 971.79 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,098.47 \times -53.31 / 1,000 = -58.560 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 971.79 \times -53.52 / 1,000 = -52.012 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,098,466}{211,569} + \frac{-58,560,122}{7,638,059} = -2.475 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,098,466}{211,569} + \frac{-58,560,122}{-16,002,160} = 8.852 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,098,466}{211,569} + \frac{-58,560,122}{-7,876,299} = 12.627 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{971,794}{210,737} + \frac{-52,011,711}{7,631,183} = -2.204 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{971,794}{210,737} + \frac{-52,011,711}{-15,894,851} = 7.884 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{971,794}{210,737} + \frac{-52,011,711}{-7,839,139} = 11.246 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,292.36	1,305.21	1,319.95
유효 긴장응력	1,099.43	1,131.22	1,167.74

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,099.4	1,131.2	1,167.7	1,280.0	0.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-3.933	20.067	-3.220	16.428	-2.475	12.627
풍도슬래브	8.831	-8.436	6.530	-6.285	4.673	-4.532

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-3.383	17.259	-2.815	14.364	-2.204	11.246
고정 하중	풍도슬래브	8.843	-8.500	6.538	-6.324	4.678	-4.554
	CIP 몰탈	0.183	-0.176	0.136	-0.131	0.097	-0.094
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.271	-7.950	6.114	-5.914	4.375	-4.259

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계 \ 응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.897	11.631	3.310	10.143	2.199	8.095
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.460	8.759	3.722	8.040	2.473	6.693
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.644	8.582	3.858	7.909	2.570	6.598
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	5.644	8.582	3.858	7.909	2.570	6.598
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.914	0.632	9.972	1.995	6.945	2.339
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (1,900,190.000 \times 10340) / (1387.000 \times 200,000) \\
 &= 70.829 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
지간중앙	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	82.905	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	101.283	184.188

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 184.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 165 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소 계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 966 \text{ mm}$	응력블록 깊이 비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{966.0 \times 165.0} = 0.0087$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,526 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1387.00 \times 1,526 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 966}$$

$$= 51.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,526 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.28}{50} \right)$$

$$= 250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 250 \text{ kN} \cdot \text{m} > 184.19 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 17.259) \times 7,962,430 / 1.0E+06$$

$$= 172.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 250.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

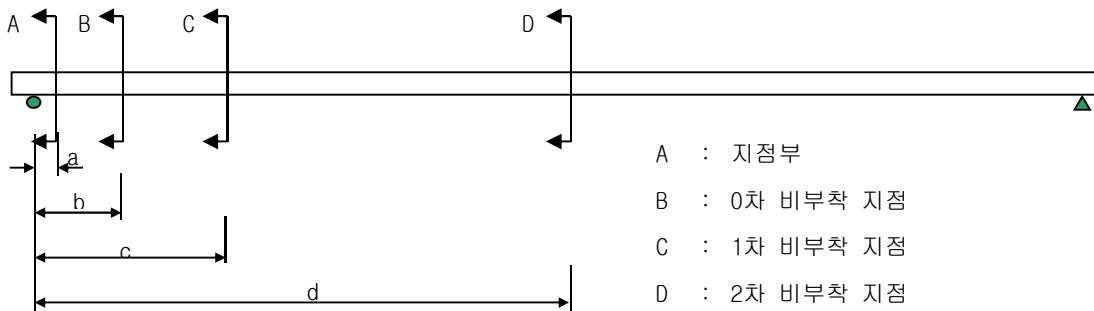
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 172.89 = 207.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	26.184	0.543	26.726	24.488	51.215
B	22.052	0.457	22.509	20.624	43.133
C	17.920	0.372	18.292	16.760	35.052
D	13.273	0.275	13.548	12.413	25.961
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	19.501	0.404	19.905	18.238	38.143
C	35.696	0.740	36.437	33.385	69.821
D	49.966	1.036	51.002	46.730	97.732
E	67.684	1.404	69.088	63.302	132.390

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6V_{ws} \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	31.420	0.652	32.072	39.181	71.253
B	26.462	0.549	27.011	32.999	60.010
C	21.505	0.446	21.950	26.816	48.767
D	15.927	0.330	16.257	19.861	36.118
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	23.401	0.485	23.886	29.181	53.067
C	42.836	0.888	43.724	53.416	97.140
D	59.959	1.243	61.202	74.768	135.970
E	81.221	1.684	82.905	101.283	184.188

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	7.884	0.000	850,713,967	108.5	89.516
B	50.0	7.884	2.539	850,713,967	108.5	69.611
C	50.0	7.884	4.648	850,713,967	108.5	53.080
D	50.0	10.069	6.455	854,661,099	108.2	56.491
E	50.0	12.099	8.677	858,556,949	107.8	55.397

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	966	176.0	51.215	20.038	89.516	0.000	∞
B	50.0	966	176.0	43.133	16.876	69.611	14.924	181.961
C	50.0	966	176.0	35.052	13.714	53.080	27.318	121.809
D	50.0	966	176.0	25.961	10.157	56.491	38.238	101.077
E	50.0	966	176.0	0.000	0.000	55.397	51.799	60.110

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	4.611	966.0	176.0	0.00	583.840
B	50.0	4.611	966.0	176.0	0.00	583.840
C	50.0	4.611	966.0	176.0	0.00	583.840
D	50.0	5.917	966.0	176.0	0.00	650.447
E	50.0	7.142	966.0	176.0	0.00	712.917

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	583.840	583.840
B	181.961	583.840	181.961
C	121.809	583.840	121.809
D	101.077	650.447	101.077
E	60.110	712.917	60.110

6.2.2 전단검토

$$V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

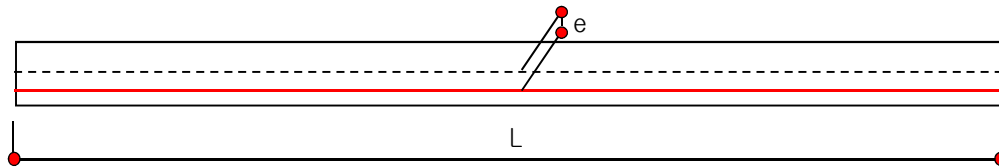
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	71.253	583.840	0.750	437.880	-366.63	0.163	전단보강 불필요
B	60.010	181.961	0.750	136.471	-76.46	0.440	전단보강 불필요
C	48.767	121.809	0.750	91.357	-42.59	0.534	전단보강 불필요
D	36.118	101.077	0.750	75.807	-39.69	0.476	전단보강 불필요
E	0.000	60.110	0.750	45.082	-45.08	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

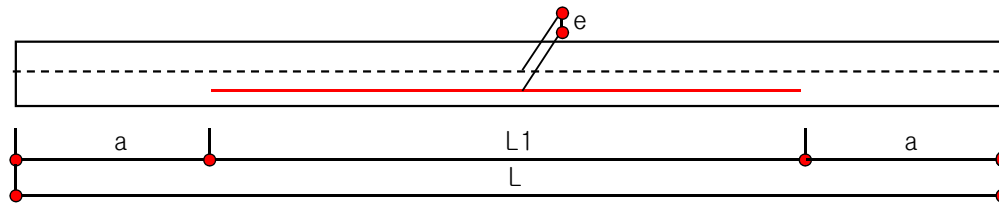
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{1,792 \times 52.8 \times 10.14^2}{8 \times 32,300 \times 858556949.2} - \frac{344 \times 53.2 \times 2.5^2}{2 \times 32,300 \times 858556949.2} \\ &\quad - \frac{350 \times 53.5 \times 1.6^2}{2 \times 32,300 \times 858556949.2} \\ &= 43.89 - 2.063 - 0.864 = 41.0 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,140 mm)

E_c : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	94.690	862,402,510	-40.96	
풍도슬래브 자중	70.067	862,402,510	29.65	
접합 몰탈	1.453	862,402,510	0.58	
격벽 하중(집중하중)	0.000	862,402,510	0.00	
합 계(고정하중)			-10.73	
작업하중 및 풍하중	65.530	862,402,510	26.34	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE11-2

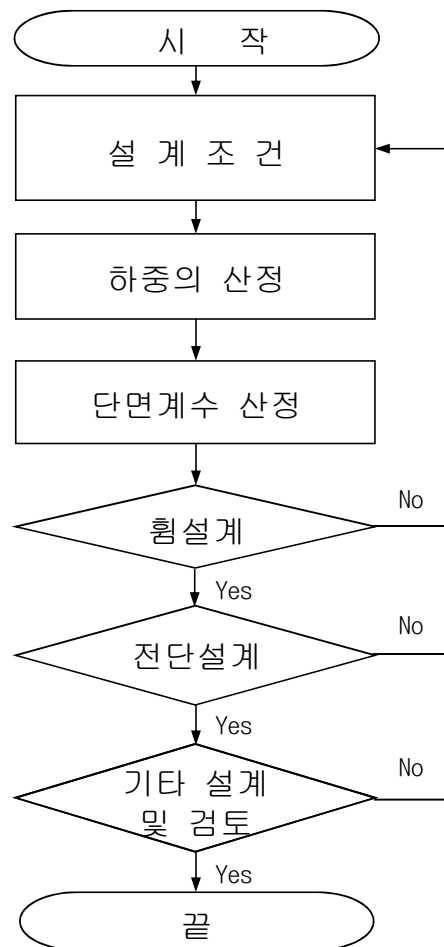
(L= 10.340 m, B= 1.120 m, H= 0.220 m)

2019.10

목 차

- 제1장 설계개요
 - 1.1 설계조건
- 제2장 단면도
 - 2.1 표준단면도
- 제3장 하중산정
 - 3.1 고정하중
 - 3.2 격벽하중
 - 3.3 작업하중 또는 풍하중
 - 3.4 하중조합
 - 3.5 단면력산정
 - 3.6 반력산정
- 제4장 단면계수 산정
 - 4.1 풍도슬래브의 총단면
 - 4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
 - 4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
 - 4.4 단면계수 집계
- 제5장 응력검토
 - 5.1 중앙지점
 - 5.2 2차 비부착 지점
 - 5.3 1차 비부착 지점
 - 5.4 단계별 응력 집계표
 - 5.5 휨강도의 검토
- 제6장 전단설계
 - 6.1 전단설계 위치 및 단면력
 - 6.2 전단설계
- 제7장 슛음검토
 - 7.1 프리스트레스력에 의한 슛음
 - 7.2 하중단계별 슛음량
- 제8장 지점부 검토
 - 8.1 프리스트레스의 손실량 산정
 - 8.2 응력 산정

설 계 흐 름 도



제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 풍도슬래브 제원

(가) 종 별	:	풍도슬래브(PCS: Prestressed Concrete System)
(나) 제작방법	:	프리텐션방식
(다) 하중조건	:	고정하중 및 풍하중 외
(라) 적용지간		
㉠ 슬래브 전장	:	10.340 m
㉡ 계산지간	:	10.140 m
㉢ 폭 원	:	1.120 m
㉣ 콘크리트 높이	:	0.220 m
㉤ 내화피복 두께	:	0.000 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트	:	25.00 kN/m ³
(나) 무근 콘크리트	:	23.50 kN/m ³
(다) 내화 몰탈	:	15.15 kN/m ³
(라) 작업하중	:	5.00 kN/m ²
(마) 풍하중 (풍압)	:	0.00 kN/m ²
(바) 격벽(마감벽)하중	:	0.00 kN/m ³

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS강재

㉠ 인장강도	:	$f_{pu} = 1,880$ Mpa
㉡ 항복강도	:	$f_{py} = 1,600$ Mpa

㉢ 허용 인장응력

- 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.80 \times f_{pu} = 1,504 \text{ MPa}$$

$$0.94 \times f_{py} = 1,504 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

$$f_{pa} = 0.74 \times f_{pu} = 1,391 \text{ MPa}$$

$$0.82 \times f_{py} = 1,312 \text{ MPa 중 작은 값 이하}$$

- 사용하중 작용시: $f_{pia} = 0.8 \times f_{py} = 1,280 \text{ Mpa}$

㉣ 탄성계수	:	$E_p = 200,000$ Mpa

㉤ 단면적	:	$A_{p1} = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$
	:	$A_{p2} = \Phi 15.2\text{mm} \times 0 = 0.0 \text{ mm}^2$
	:	$\Sigma A_p = \Phi 15.2\text{mm} \times 12 = 1,664.4 \text{ mm}^2$

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉔ 설계기준강도 : $f_{ck} = 50$ Mpa

㉕ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci}' = 30.00$ Mpa

: $f_{cia} = 0.60 \times f_{ci}' = 18.00$ Mpa

나) 휨인장응력 : $f_{cat}' = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 1.37$ Mpa

나) 단순지지 부재 단부에서의 인장응력 : $f_{cat}' = 0.50 \times \sqrt{f_{ci}'} = 2.74$ Mpa

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉖ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스트 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난 후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : $f_{ca} = 0.45 \times f_{ck} = 22.5$ Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : $f_{cat} = 0.60 \times f_{ck} = 30.0$ Mpa

㉗ 허용휨인장응력

보통 콘크리트 : $f_{ca} = 0.50 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.54$ Mpa (도로교설계기준해설 2008, 4.6.3.3)

㉘ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 27,800$ Mpa

사용하중 도입시 : $E_{pc} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 32,300$ Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 5$

㉙ 탄성계수비

PS 도입 직후 : $n_{p'} = E_p / E_{ci} = 7.0$

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc} = 6.0$

(다) 철 근

㉚ 항복점 응력 : $f_{sy} = 400$ Mpa

㉛ 허용 인장응력 : $f_{sa} = 180$ Mpa

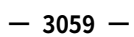
㉜ 탄 성 계 수 : $E_p = 2.0 \times 10^5$ Mpa

1.1.4 참고문헌

1) 도로교 설계기준 - 건설교통부 (2010년)

2) 콘크리트 구조설계기준 - 건설교통부 (2012년)

2.1 풍도슬래브 횡단면도



제3장 하중산정

3.1 고정하중

* 하중산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.12m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

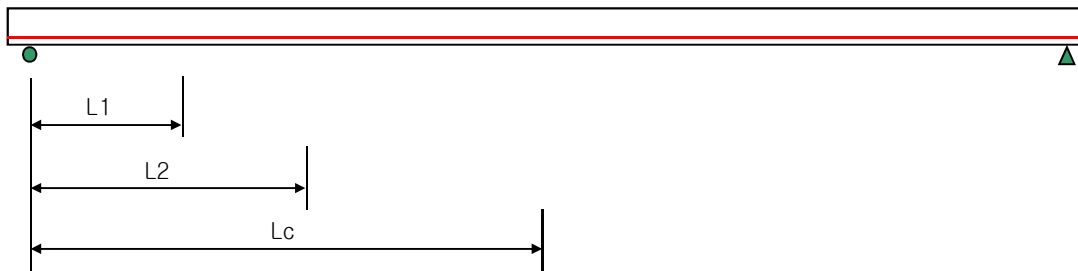
$$\text{단 면 적} = 240,179 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 240,179 / 1.0\text{E}+06 \times 25.00 = 6.004 \text{ kN/m}$$

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

$$\text{단 면 적} = 0.0 \times 1,120.0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 0 / 1.0\text{E}+06 \times 15.15 = 0.000 \text{ kN/m}$$



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

$$\text{단 면 적} = 4,557 \text{ mm}^2$$

$$\text{하중계산} = 4,557 / 1.0\text{E}+06 \times 23.50 = 0.107 \text{ kN/m}$$

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^3 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 0.000 \times 0.00 \times 10.340 = 0.000 \text{ kN/m}$$

작용위치 : 지점으로 부터 5.170 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

$$\text{단위하중} = 5.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (도 · 한 3.6.4)}$$

$$\text{하중계산} = 5.000 \times 1.120 = 5.600 \text{ kN/m}$$

2) 풍하중 (Ws)

$$\text{단위하중} = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{하중계산} = 0.000 \times 1.120 = 0.000 \text{ kN/m}$$

3.4 하중조합

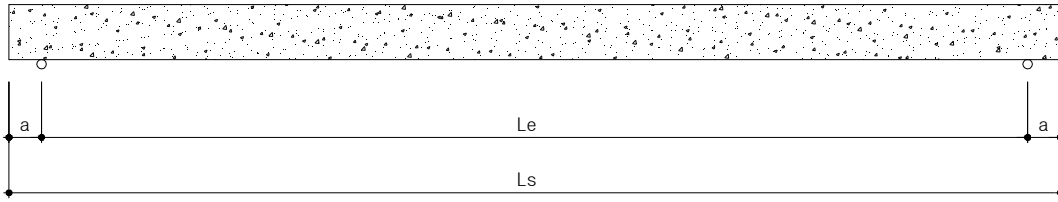
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.004	0.107	0.000	5.600	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.11
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.71
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.11
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.56
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	16.29
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.33
MAX						16.29

3.5 단면력 산정

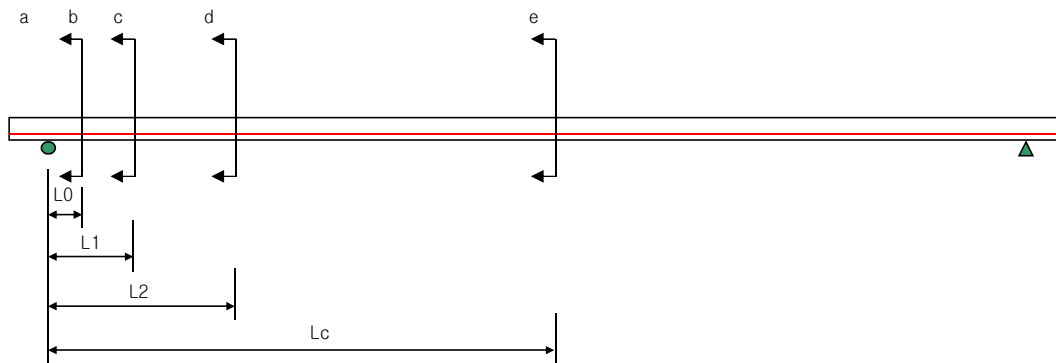
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.340 m
- 계산지간(Le) : 10.140 m
- 점축길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

- Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.070 m
- L2(2차 비부착 지점) : 2.500 m
- L1(1차 비부착 지점) : 1.600 m
- L0(0차 비부착 지점, 1차 비부착 지점/2) : 0.800 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

- 2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 2.600 m
- 1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 1.700 m
- 0차 강선피복 길이 = (L0 + a) = 0.900 m

2) 프리스트레스 도입시 하중(풍도슬래브)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.361 \times 10.140) / 2 = 27.181 \text{ kN}$$

② 모멘트

- $M_1 = 0.000 \text{ kN-m}$
- $M_2 = 5.361 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 20.244 \text{ kN-m}$
- $M_3 = 5.361 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 37.056 \text{ kN-m}$
- $M_4 = 5.361 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 51.869 \text{ kN-m}$
- $M_5 = 5.361 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 70.263 \text{ kN-m}$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 27.181 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 27.181 - (5.361 \times 0.800) = 22.892 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 27.181 - (5.361 \times 1.600) = 18.603 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 27.181 - (5.361 \times 2.500) = 13.778 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 27.181 - (5.361 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

3) 접합부 CIP물타

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (0.096 \times 10.140) / 2 = 0.485 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.096 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 0.361 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.096 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 0.661 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.096 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 0.925 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.096 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 1.253 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.485 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.485 - (0.096 \times 0.800) = 0.408 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.485 - (0.096 \times 1.600) = 0.332 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.485 - (0.096 \times 2.500) = 0.246 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.485 - (0.096 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

4) 격벽하중

① 반력

$$R_A = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

$$R_B = 0.000 \quad \text{kN/m}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 0.000 \times 0.800 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 0.000 \times 1.600 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 0.000 \times 2.500 = 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 0.000 \times 5.070 = 0.000 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 0.000 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

5) 작업하중 또는 풍하중 (작업하중과 풍하중 중에서 큰값으로 검토)

① 반력 ($R_b = R_A$)

$$R_A = (5.000 \times 10.140) / 2 = 25.350 \quad \text{kN}$$

② 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0.000 \quad \text{kN-m} \\
 M_2 &= 5.000 \times 0.800 / 2 \times (10.240 - 0.800) = 18.880 \quad \text{kN-m} \\
 M_3 &= 5.000 \times 1.600 / 2 \times (10.240 - 1.600) = 34.560 \quad \text{kN-m} \\
 M_4 &= 5.000 \times 2.500 / 2 \times (10.240 - 2.500) = 48.375 \quad \text{kN-m} \\
 M_5 &= 5.000 \times 5.070 / 2 \times (10.240 - 5.070) = 65.530 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

③ 전단력

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 25.350 \quad \text{kN} \\
 S_2 &= 25.350 - (5.000 \times 0.800) = 21.350 \quad \text{kN} \\
 S_3 &= 25.350 - (5.000 \times 1.600) = 17.350 \quad \text{kN} \\
 S_4 &= 25.350 - (5.000 \times 2.500) = 12.850 \quad \text{kN} \\
 S_5 &= 25.350 - (5.000 \times 5.070) = 0.000 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

6) 단면력 집계

구 분		풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m/m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부(전단검토)
	b	20.244	0.361	0.000	18.880	39.485	0차비부착부
	c	37.056	0.661	0.000	34.560	72.277	1차비부착부
	d	51.869	0.925	0.000	48.375	101.169	2차비부착부
	e	70.263	1.253	0.000	65.530	137.046	중앙부
전단력 (kN/m)	a	27.181	0.485	0.000	25.350	53.016	지점부(전단검토)
	b	22.892	0.408	0.000	21.350	44.650	0차비부착부
	c	18.603	0.332	0.000	17.350	36.285	1차비부착부
	d	13.778	0.246	0.000	12.850	26.874	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

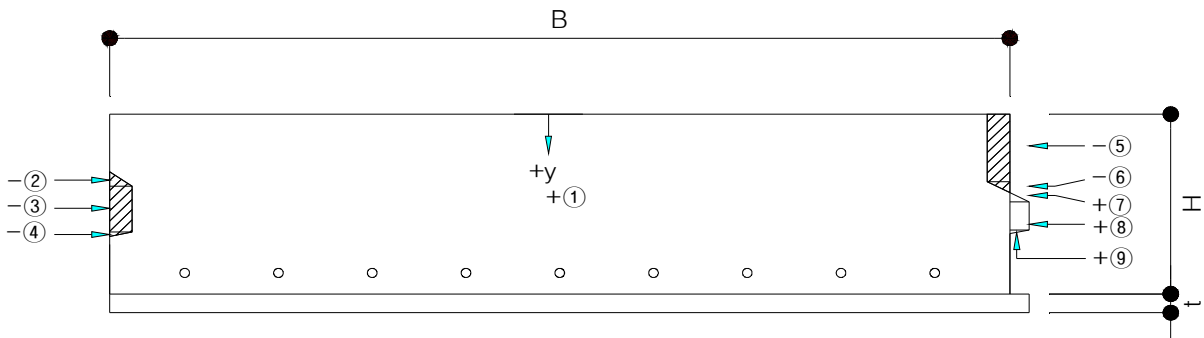
3.6 반력산정

(kN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.181	0.485	0.000		27.666	
LC-2	27.181	0.485	0.000	25.350	53.016	
MAX					53.016	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC ₁)	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _c =AK
① □	1	1120	220	246,400	110.0	27,104,000	12,100	4,033	16,133	3,975,253,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	108.3	-32,500	11,736	22	11,758	-3,527,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	147.0	-282,240	21,609	341	21,950	-42,144,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	181.0	-16,290	32,761	2	32,763	-2,948,670
⑤ □	-1	30.0	109	-3,270	54.5	-178,215	2,970	990	3,960	-12,950,290
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	114.0	-25,650	12,996	13	13,009	-2,926,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	132.7	22,421	17,600	9	17,610	2,976,062
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	156.5	158,691	24,492	127	24,619	24,963,666
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	177.7	11,548	31,565	1	31,567	2,051,844
Ap1	-12			-1,664	165.0	-274,626	27,225			-45,344,717
Ap2	0			0	115.0	0	13,225			0
합 계				240,179		26,487,139				3,895,402,176

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

$$\text{직사각형} : C_1 = 1.0, C_2 = \frac{1}{12}$$

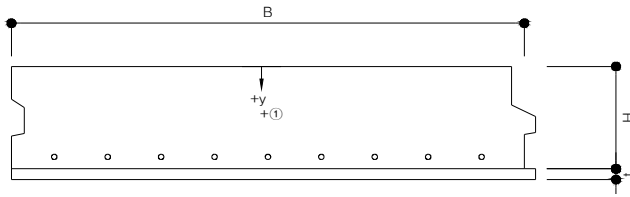
$$\text{삼각형} : C_1 = 0.5, C_2 = \frac{1}{18}$$

$$\begin{aligned}
 A_{c0} &= 240,178.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{t0} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{26,487,139}{240,179} = 110.28 \text{ mm} \\
 Y_{b0} &= Y_{t0} - H = 110.28 - 220.00 = -109.72 \text{ mm} \\
 I_{v0} &= \sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q \\
 &= 3,895,402,176 - 110.28 \times 26,487,139 = 974,373,689 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{974,373,689}{110.28} = 8,835,371.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc0} &= \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{974,373,689}{-109.72} = -8,880,629.5 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시)

$$: f_{ci}' = 30.0 \text{ MPa}$$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cc0} '=AK
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	12	9,986.40	165.0	1,647,756	27,225	0	27,225	271,879,740
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		12	250,165.00		28,134,895				4,167,281,916

$$N_c' = 7.00$$

$$A_{vc1}' = 250,165.00 \text{ mm}^2$$

$$Y_{tc1}' = \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{28,134,895}{250,165} = 112.47 \text{ mm}$$

$$Y_{bc1}' = Y_{tc1}' - H = 112.47 - 220.00 = -107.53 \text{ mm}$$

$$e_{pc1}' = Y_{tc1}' - (12 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 12 = 112.47 - 165.00 = -52.53 \text{ mm}$$

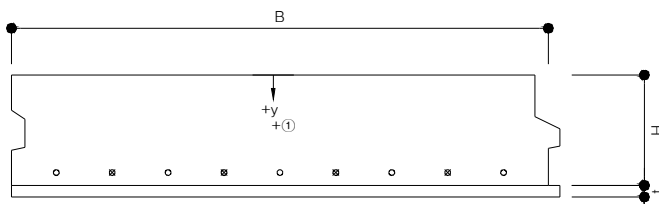
$$I_{vc1}' = \sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q = 4,167,281,916 - 112.47 \times 28,134,895 = 1,003,081,022 \text{ mm}^4$$

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,003,081,022}{112.47} = 8,919,022.6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,003,081,022}{-52.53} = -19,093,704.4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,003,081,022}{-107.53} = -9,327,979.8 \text{ mm}^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

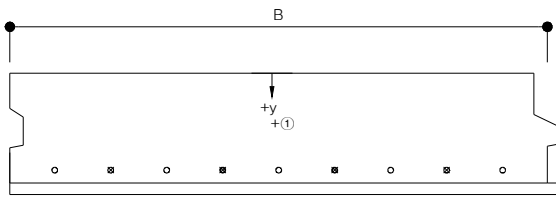


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{cb0} '=AK
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	10	8,322.00	165.0	1,373,130	27,225	0	27,225	226,566,450
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		10	248,500.60		27,860,269				4,121,968,626

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{v1}' &= 248,500.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{t1}' &= \sum Q / \sum A = 27,860,269 / 248,501 = 112.11 \text{ mm} \\
Y_{b1}' &= Y_{t1}' - H = 112.11 - 220.00 = -107.89 \text{ mm} \\
e_{p1}' &= Y_{t1}' - (10 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 10 \\
&= 112.11 - 165.00 = -52.89 \text{ mm} \\
I_{v1}' &= \sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q \\
&= 4,121,968,626 - 112.11 \times 27,860,269 = 998,456,696 \text{ mm}^4 \\
Z_{t1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{998,456,696}{112.11} = 8,905,767.8 \text{ mm}^3 \\
Z_{e1}' &= \frac{I_{v1}'}{e_{p1}'} = \frac{998,456,696}{-52.89} = -18,879,231.3 \text{ mm}^3 \\
Z_{b1}' &= \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{998,456,696}{-107.89} = -9,254,694.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



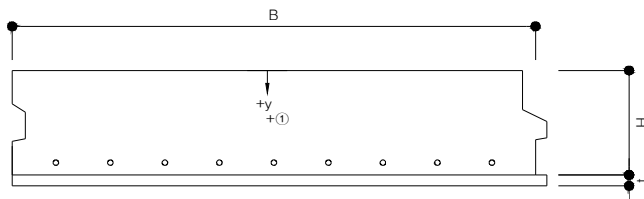
위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} '=AK
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	8	6,657.60	165.0	1,098,504	27,225	0	27,225	181,253,160
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	246,836.20		27,585,643				4,076,655,336

$$\begin{aligned}
N_c' &= 7.00 \\
A_{va1}' &= 246,836.20 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1}' &= \sum Q / \sum A = 27,585,643 / 246,836 = 111.76 \text{ mm} \\
Y_{ba1}' &= Y_{ta1}' - H = 111.76 - 220.00 = -108.24 \text{ mm} \\
e_{pa1}' &= Y_{ta1}' - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 111.76 - 165.00 = -53.24 \text{ mm} \\
I_{va1}' &= \sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q \\
&= 4,076,655,336 - 111.76 \times 27,585,643 = 993,770,006 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{993,770,006}{111.76} = 8,892,249.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1}' &= \frac{I_{va1}'}{e_{pa1}'} = \frac{993,770,006}{-53.24} = -18,664,758.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1}' &= \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{993,770,006}{-108.24} = -9,180,906.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : $f_{ck} = 50.0 \text{ MPa}$

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

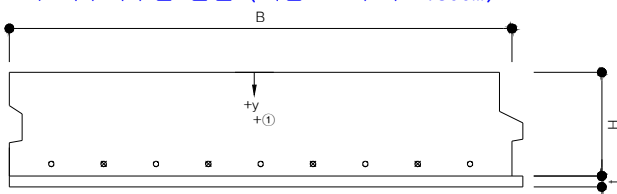


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cc0} = AK$
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	12	8,322.00	165.0	1,373,130	27,225	0	27,225	226,566,450
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		12	248,500.60		27,860,269				4,121,968,626

$$\begin{aligned}
 N_c &= 6.00 \\
 A_{vc1} &= 248,500.60 \text{ mm}^2 \\
 Y_{tc1} &= \frac{\sum Q}{\sum A} = \frac{27,860,269}{248,501} = 112.11 \text{ mm} \\
 Y_{bc1} &= Y_{tc1} - H = 112.11 - 220.00 = -107.89 \text{ mm} \\
 e_{pc1} &= Y_{tc1} - (12 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 12 \\
 &= 112.11 - 165.00 = -52.89 \text{ mm} \\
 I_{vc1} &= \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q \\
 &= 4,121,968,626 - 112.11 \times 27,860,269 = 998,456,696 \text{ mm}^4 \\
 Z_{tc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{998,456,696}{112.11} = 8,905,767.8 \text{ mm}^3 \\
 Z_{ec1} &= \frac{I_{vc1}}{e_{pc1}} = \frac{998,456,696}{-52.89} = -18,879,231.3 \text{ mm}^3 \\
 Z_{bc1} &= \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{998,456,696}{-107.89} = -9,254,694.4 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

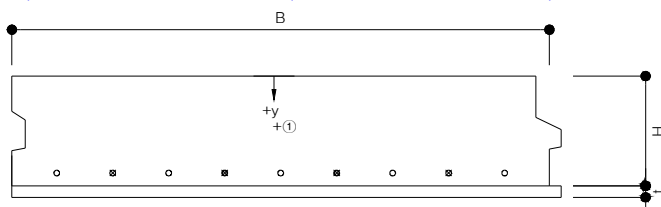


위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	10	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2 + H^2C_2$)	$I_{cb0} = AK$
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	10	6,935.00	165.0	1,144,275	27,225	0	27,225	188,805,375
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		10	247,113.60		27,631,414				4,084,207,551

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{vb1} &= 247,113.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{tb1} &= \sum Q / \sum A = 27,631,414 / 247,114 = 111.82 \text{ mm} \\
Y_{bb1} &= Y_{tb1} - H = 111.82 - 220.00 = -108.18 \text{ mm} \\
e_{pb1} &= Y_{tb1} - (10 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 10 \\
&= 111.82 - 165.00 = -53.18 \text{ mm} \\
I_{vb1} &= \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q \\
&= 4,084,207,551 - 111.82 \times 27,631,414 = 994,555,505 \text{ mm}^4 \\
Z_{tb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{994,555,505}{111.82} = 8,894,521.0 \text{ mm}^3 \\
Z_{eb1} &= \frac{I_{vb1}}{e_{pb1}} = \frac{994,555,505}{-53.18} = -18,700,503.7 \text{ mm}^3 \\
Z_{bb1} &= \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{994,555,505}{-108.18} = -9,193,239.7 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)



위치	강재직경 (mm)	개수 (ea)	위치 (Y) (mm)
Ap1	Φ 15.2mm	8	165.0
Ap2	Φ 15.2mm	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y ²	H ² C ₂	K (Y ² +H ² C ₂)	I _{ca0} =AK
Con'c			240,178.60		26,487,139				3,895,402,176
Ap1	138.7	8	5,548.00	165.0	915,420	27,225	0	27,225	151,044,300
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		8	245,726.60		27,402,559				4,046,446,476

$$\begin{aligned}
N_c &= 6.00 \\
A_{va1} &= 245,726.60 \text{ mm}^2 \\
Y_{ta1} &= \sum Q / \sum A = 27,402,559 / 245,727 = 111.52 \text{ mm} \\
Y_{ba1} &= Y_{ta1} - H = 111.52 - 220.00 = -108.48 \text{ mm} \\
e_{pa1} &= Y_{ta1} - (8 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 8 \\
&= 111.52 - 165.00 = -53.48 \text{ mm} \\
I_{va1} &= \sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q \\
&= 4,046,446,476 - 111.52 \times 27,402,559 = 990,610,275 \text{ mm}^4 \\
Z_{ta1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{990,610,275}{111.52} = 8,883,086.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ea1} &= \frac{I_{va1}}{e_{pa1}} = \frac{990,610,275}{-53.48} = -18,521,776.2 \text{ mm}^3 \\
Z_{ba1} &= \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{990,610,275}{-108.48} = -9,131,433.4 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : $f_{ci}' = 30$ MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	240,178.6	A_{vc1}'	250,165.0	mm ²
Y_{tc0}	110.3	Y_{tc1}'	112.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-52.5	mm
Y_{bc0}	-109.7	Y_{bc1}'	-107.5	mm
I_{vc0}	974,373,689.3	I_{vc1}'	1,003,081,021.6	mm ⁴
Z_{tc0}	8,835,371.3	Z_{tc1}'	8,919,022.6	mm ³
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,093,704.4	mm ³
Z_{bc0}	-8,880,629.5	Z_{bc1}'	-9,327,979.8	mm ³

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	240,178.6	A_{vb1}'	248,500.6	mm ²
Y_{tb0}	110.3	Y_{tb1}'	112.1	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-52.9	mm
Y_{bb0}	-109.7	Y_{bb1}'	-107.9	mm
I_{vb0}	974,373,689.3	I_{vb1}'	998,456,695.5	mm ⁴
Z_{tb0}	8,835,371.3	Z_{tb1}'	8,905,767.8	mm ³
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-18,879,231.3	mm ³
Z_{bb0}	-8,880,629.5	Z_{bb1}'	-9,254,694.4	mm ³

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	240,178.6	A_{va1}'	246,836.2	mm ²
Y_{ta0}	110.3	Y_{ta1}'	111.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-53.2	mm
Y_{ba0}	-109.7	Y_{ba1}'	-108.2	mm
I_{va0}	974,373,689.3	I_{va1}'	993,770,006.4	mm ⁴
Z_{ta0}	8,835,371.3	Z_{ta1}'	8,892,249.2	mm ³
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,664,758.2	mm ³
Z_{ba0}	-8,880,629.5	Z_{ba1}'	-9,180,906.7	mm ³

2) 설계하중 작용시 : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	240,178.6	A_{vc1}	248,500.6	mm^2
Y_{tc0}	110.3	Y_{tc1}	112.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-52.9	mm
Y_{bc0}	-109.7	Y_{bc1}	-107.9	mm
I_{vc0}	974,373,689.3	I_{vc1}	998,456,695.5	mm^4
Z_{tc0}	8,835,371.3	Z_{tc1}	8,905,767.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-18,879,231.3	mm^3
Z_{bc0}	-8,880,629.5	Z_{bc1}	-9,254,694.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	240,178.6	A_{vb1}	247,113.6	mm^2
Y_{tb0}	110.3	Y_{tb1}	111.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.2	mm
Y_{bb0}	-109.7	Y_{bb1}	-108.2	mm
I_{vb0}	974,373,689.3	I_{vb1}	994,555,505.5	mm^4
Z_{tb0}	8,835,371.3	Z_{tb1}	8,894,521.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-18,700,503.7	mm^3
Z_{bb0}	-8,880,629.5	Z_{bb1}	-9,193,239.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	240,178.6	A_{va1}	245,726.6	mm^2
Y_{ta0}	110.3	Y_{ta1}	111.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-53.5	mm
Y_{ba0}	-109.7	Y_{ba1}	-108.5	mm
I_{va0}	974,373,689.3	I_{va1}	990,610,275.0	mm^4
Z_{ta0}	8,835,371.3	Z_{ta1}	8,883,086.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,521,776.2	mm^3
Z_{ba0}	-8,880,629.5	Z_{ba1}	-9,131,433.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.12m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,262,695}{8,919,023} \times 1.120 = 8.823 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,262,695}{-19,093,704} \times 1.120 = -4.121 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,262,695}{-9,327,980} \times 1.120 = -8.436 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,262,695}{8,905,768} \times 1.120 = 8.836 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,262,695}{-18,879,231} \times 1.120 = -4.168 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc1w} &= \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,262,695}{-9,254,694} \times 1.120 = -8.503 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,253,134}{8,905,768} \times 1.120 = 0.158 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,253,134}{-18,879,231} \times 1.120 = -0.074 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc2w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,253,134}{-9,254,694} \times 1.120 = -0.152 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,905,768} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ec3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-18,879,231} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bc3w} &= \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-9,254,694} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{65,529,750}{8,905,768} \times 1.120 = 8.241 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ec4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{65,529,750}{-18,879,231} \times 1.120 = -3.888 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bc4w} &= \frac{M_{cIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{65,529,750}{-9,254,694} \times 1.120 = -7.930 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.1.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880 MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600 MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504 MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370 MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0 %

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}' &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{250,165} + \frac{-52.53}{-19,093,704} \right) \\ &= 15.389 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- f_{dog} = \frac{M_{beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.121 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\begin{aligned} - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.389 + -4.121) \\ &= 11.267 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$- \Delta f_{pe1} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.267 = 81.059 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

$$\begin{aligned}
 & \cdot f_{cds} : \text{프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에} \\
 & \quad \text{의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력} \\
 - \quad f_{cds} &= -(f_{ec2w} + f_{ec3w}) = -(-0.074 + 0.000) \\
 &= 0.074 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \quad f_{cir} &= 11.267 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \quad \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.267 - 7 \times 0.074 \\
 &= 134.687 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{peI} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 81.059 - 0.05 \times (45.500 + 134.687) \\
 &= 17.885 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} = 1,370.0 - 81.059 = 1,288.94 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,288.9 \\
 &= 2,145.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{peI} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,288.94 - 134.69 - 45.50 - 17.88 \\
 &= 1,090.87 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,090.87}{1,288.94} = 0.846$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.846 \times 2,145.31 = 1,815.64 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$\begin{aligned}
 M_{pt} &= P_t \times e_{pc1} = 2,145.31 \times -52.53 / 1,000 = -112.703 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 M_{pe} &= P_e \times e_{pc1} = 1,815.64 \times -52.89 / 1,000 = -96.023 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,145,313}{250,165} + \frac{-112,703,240}{8,919,023} = -4.061 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ect} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,145,313}{250,165} + \frac{-112,703,240}{-19,093,704} = 14.478 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bct} &= \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,145,313}{250,165} + \frac{-112,703,240}{-9,327,980} = 20.658 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,815,642}{248,501} + \frac{-96,022,990}{8,905,768} = -3.476 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{ece} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,815,642}{248,501} + \frac{-96,022,990}{-18,879,231} = 12.393 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{bce} &= \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,815,642}{248,501} + \frac{-96,022,990}{-9,254,694} = 17.682 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{51,868,928}{8,905,768} \times 1.120 = 6.523 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{51,868,928}{-18,879,231} \times 1.120 = -3.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w}' &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{51,868,928}{-9,254,694} \times 1.120 = -6.277 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$\begin{aligned}
 \cdot f_{tb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{51,868,928}{8,894,521} \times 1.120 = 6.531 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 \cdot f_{eb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{51,868,928}{-18,700,504} \times 1.120 = -3.107 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 \cdot f_{bb1w} &= \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{51,868,928}{-9,193,240} \times 1.120 = -6.319 \text{ MPa} \quad (\text{인장})
 \end{aligned}$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{925,081}{8,894,521} \times 1.120 = 0.116 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{925,081}{-18,700,504} \times 1.120 = -0.055 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb2w} &= \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{925,081}{-9,193,240} \times 1.120 = -0.113 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,894,521} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{eb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-18,700,504} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{bb3w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-9,193,240} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{tb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{48,375,000}{8,894,521} \times 1.120 = 6.091 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{eb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{48,375,000}{-18,700,504} \times 1.120 = -2.897 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{bb4w} &= \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{48,375,000}{-9,193,240} \times 1.120 = -5.893 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.2.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
잭에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 주입 응력 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- f_{ctg}^i : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- f_{c1r} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}^i} + \frac{e_{pb1}^i}{Z_{eb1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{248,501} + \frac{-52.89}{-18,879,231} \right) \\ &= 12.970 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.077 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
- f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.970 + -3.077) \\
&= 9.893 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.893 = 71.169 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
- f_{cds} &= -(f_{eb2w} + f_{eb3w}) = -(-0.055 + 0.000) \\
&= 0.055 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- f_{cir} &= 9.893 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
- \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.893 - 7 \times 0.055 \\
&= 118.323 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
&= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
&= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
&= 35 - 0.1 \times 71.169 - 0.05 \times (45.500 + 118.323) \\
&= 19.692 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
\end{aligned}$$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 71.169 = 1,298.83 \text{ MPa} \\
P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,298.8 \\
&= 1,801.48 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
&= 1,298.83 - 118.32 - 45.50 - 19.69 \\
&= 1,115.32 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,115.32}{1,298.83} = 0.859$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.859 \times 1,801.48 = 1,546.94 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1} = 1,801.48 \times -52.89 / 1,000 = -95.274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,546.94 \times -53.18 / 1,000 = -82.272 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,801,478}{248,501} + \frac{-95,273,894}{8,905,768} = -3.449 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,801,478}{248,501} + \frac{-95,273,894}{-18,879,231} = 12.296 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,801,478}{248,501} + \frac{-95,273,894}{-9,254,694} = 17.544 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,546,943}{247,114} + \frac{-82,271,637}{8,894,521} = -2.990 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,546,943}{247,114} + \frac{-82,271,637}{-18,700,504} = 10.659 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,546,943}{247,114} + \frac{-82,271,637}{-9,193,240} = 15.209 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,056,127}{8,892,249} \times 1.120 = 4.667 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,056,127}{-18,664,758} \times 1.120 = -2.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,056,127}{-9,180,907} \times 1.120 = -4.521 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

$$f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,056,127}{8,883,086} \times 1.120 = 4.672 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,056,127}{-18,521,776} \times 1.120 = -2.241 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,056,127}{-9,131,433} \times 1.120 = -4.545 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{660,895}{8,883,086} \times 1.120 = 0.083 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{660,895}{-18,521,776} \times 1.120 = -0.040 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba2w} &= \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{660,895}{-9,131,433} \times 1.120 = -0.081 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

3) 격벽하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,883,086} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-18,521,776} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-9,131,433} \times 1.120 = 0.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) 작업하중 또는 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot f_{ta3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,560,000}{8,883,086} \times 1.120 = 4.357 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\ \cdot f_{ea3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,560,000}{-18,521,776} \times 1.120 = -2.090 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\ \cdot f_{ba3w} &= \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,560,000}{-9,131,433} \times 1.120 = -4.239 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \end{aligned}$$

5.3.3 프리스트레스의 손실량 산정

PS강재의 인장강도 f_{pu}	1,880	MPa
PS강재의 항복강도 f_{py}	1,600	MPa
책에 의한 PS강재의 최대 긴장응력 $0.94f_{py}$	1,504	MPa
프리스트레스 도입 응력 $f_{pi}(=f_{pi})$	1,370	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량 (Δf_{pe1})

- $\cdot f_{ctg}^i$: PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{dog}$: 빔 자중에 의한 PS강재 도심위치에서의 응력
- $\cdot f_{cir}$: 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} - f_{ctg}^i &= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}^i} + \frac{e_{pa1}^i}{Z_{ea1}^i} \right) \\ &= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{246,836} + \frac{-53.24}{-18,664,758} \right) \\ &= 10.495 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - f_{dog} &= \frac{M_{beam}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -2.224 \text{ MPa} \quad (\text{인장}) \\
 - f_{cir} &= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.495 + -2.224) \\
 &= 8.271 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pel} &= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.271 = 59.506 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

2) 장기 손실량 산정

① 콘크리트의 크리프에 의한 손실량 (Δf_{pcr})

f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 - f_{cds} &= -(f_{ea2w} + f_{ea3w}) = -(-0.040 + 0.000) \\
 &= 0.040 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - f_{cir} &= 8.271 \text{ MPa} \quad (\text{압축}) \\
 - \Delta f_{pcr} &= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.271 - 7 \times 0.040 \\
 &= 98.976 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량 (Δf_{psh})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{psh} &= 119 - 1.05 \times H_r \quad (H_r : \text{주위의 연간평균 상대습도}(\%)) \\
 &= 119 - 1.05 \times 70.0 \quad (\text{국내 연평균 상대습도} = 70.0 \%) \\
 &= 45.500 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량 (Δf_{pr})

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pr} &= 35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr}) \\
 &= 35 - 0.1 \times 59.506 - 0.05 \times (45.500 + 98.976) \\
 &= 21.826 \text{ MPa} \quad (\text{압축})
 \end{aligned}$$

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력 (f_{pt})

$$\begin{aligned}
 f_{pt} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 59.506 = 1,310.49 \text{ MPa} \\
 P_t &= N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,310.5 \\
 &= 1,454.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) PS강재의 유효 인장응력 (f_{pe})

$$\begin{aligned}
 f_{pe} &= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\
 &= 1,310.49 - 98.98 - 45.50 - 21.83 \\
 &= 1,144.19 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

3) 유효율 계산 (η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.19}{1,310.49} = 0.873$$

4) PS강재의 유효 인장력 (P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.873 \times 1,454.12 = 1,269.60 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,454.12 \times -53.24 / 1,000 = -77.422 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,269.60 \times -53.48 / 1,000 = -67.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

$$\cdot f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,454,124}{246,836} + \frac{-77,422,108}{8,892,249} = -2.816 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,454,124}{246,836} + \frac{-77,422,108}{-18,664,758} = 10.039 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,454,124}{246,836} + \frac{-77,422,108}{-9,180,907} = 14.324 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

$$\cdot f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,269,596}{245,727} + \frac{-67,902,471}{8,883,086} = -2.477 \text{ MPa} \quad (\text{인장})$$

$$\cdot f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,269,596}{245,727} + \frac{-67,902,471}{-18,521,776} = 8.833 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

$$\cdot f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,269,596}{245,727} + \frac{-67,902,471}{-9,131,433} = 12.603 \text{ MPa} \quad (\text{압축})$$

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,288.94	1,298.83	1,310.49
유효 긴장응력	1,090.87	1,115.32	1,144.19

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,090.9	1,115.3	1,144.2	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력($f_{ck}=30\text{MPa}$)

응력(MPa)	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계						
초기 긴장응력	-4.061	20.658	-3.449	17.544	-2.816	14.324
풍도슬래브	8.823	-8.436	6.523	-6.277	4.667	-4.521

5.4.4 하중 단계별 응력($f_{ck}=50\text{MPa}$)

(MPa)	응력	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
		상연	하연	상연	하연	상연	하연
하중단계							
	유효 긴장응력	-3.476	17.682	-2.990	15.209	-2.477	12.603
고정 하중	풍도슬래브	8.836	-8.503	6.531	-6.319	4.672	-4.545
	CIP 몰탈	0.158	-0.152	0.116	-0.113	0.083	-0.081
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.241	-7.930	6.091	-5.893	4.357	-4.239

5.4.5 단계별 응력 검토

(MPa) 하중단계	응력		지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상면	하면	상면	하면	상면	하면	상면	하면
초기 긴장시	4.763	12.222	3.074	11.267	1.852	9.803		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000	-1.369	18.000
	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)
유효 긴장시	5.361	9.179	3.542	8.890	2.195	8.058		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
CIP 콘크리트 타설시	5.518	9.027	3.658	8.777	2.278	7.977		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
격벽하중 작용시	5.518	9.027	3.658	8.777	2.278	7.977		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.759	1.097	9.750	2.884	6.636	3.738		
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K		
허용 응력	22.500	-3.536	22.500	-3.536	22.500	-3.536		
	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)	(압축)	(인장)		

5.4.6 신장량산정

$$\begin{aligned}
 \Delta l &= P_t \cdot l / (A_p \cdot E_p) \\
 &= (2,280,228.000 \times 10340) / (1664.400 \times 200,000) \\
 &= 70.829 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

- 가장 불리한 Case인 ULC2로 검토

$$M_u = 1.2MD + 1.6ML$$

하 중	고정하중 (kN · m)		작업하중 (kN · m)		M_u (kN · m)
시간중양	$1.2 \times (\Sigma \text{고정하중})$	96.117	$1.6 \times (\Sigma \text{작업하중})$	117.429	213.547

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	$M_u = 213.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$	콘크리트 설계기준강도	$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$
유효 깊이	$d_p = 165 \text{ mm}$	철근 항복강도	$f_y = 400 \text{ MPa}$
인장 피복	$d' = 55 \text{ mm}$	휨강도 감소계수	$\Phi = 0.85$
부재 폭	$b = 1120 \text{ mm}$	응력블록 깊이비	$\beta_1 = 0.696$

※ 응력블록 깊이비 (β_1) 산정

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times (50 - 28) = 0.696 \geq 0.650$$

$$\therefore \beta_1 = 0.696$$

2) PS강재의 응력(f_{ps})

$$r_p = 0.400 \quad (f_{py}/f_{pu} = 0.851)$$

$$\beta_1 = 0.696$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{1120.0 \times 165.0} = 0.0090$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{r_p}{\beta_1} \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}} \right)$$

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50} \right)$$

$$= 1,514 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps} + A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}$$

$$= \frac{1664.40 \times 1,514 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1120}$$

$$= 52.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

$$\Phi M_n = \Phi \left[A_p \cdot f_{ps} \cdot d_p \left(1 - 0.59 \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,514 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.64}{50} \right)$$

$$= 297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$$\Phi M_n = 297 \text{ kN} \cdot \text{m} > 213.55 (M_u) \quad \rightarrow 0.K$$

5.5.3 최소 PS강재량 검토

1) 균열모멘트(M_{cr}^*)

$$M_{cr}^* = (f_{ru} + f_{ppc})Z_c$$

f_{ru} : 콘크리트의 허용 휨강도, 파괴계수(MPa)

f_{ppc} : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최연단에서 손실 완료 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

Z_c : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에 대한 합성 단면계수(mm³)

$$= (0.63 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$$

$$= (4.45 + 17.682) \times 9,254,694 / 1.0E+06$$

$$= 204.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

$$\Phi M_n = 296.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

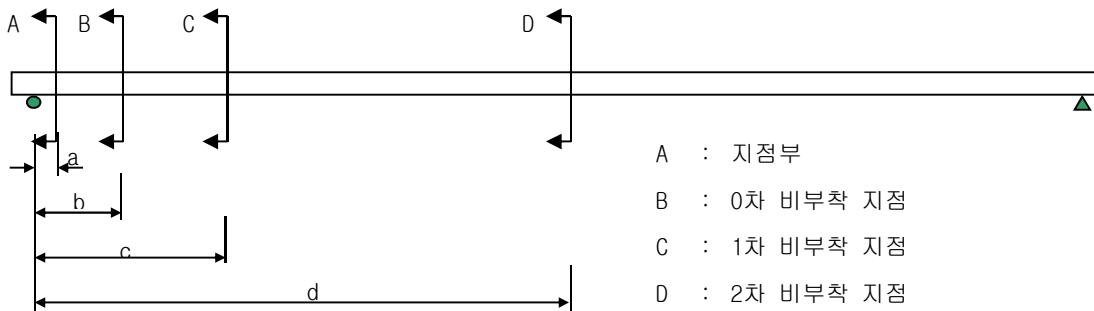
$$1.2M_{cr}^* = 1.2 \times 204.87 = 245.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > 1.2M_{cr}^* \quad \text{이므로,} \quad \rightarrow 0.K$$

제6장 전단설계

* 하중산정 결과는 슬래브 1장에 작용하는 하중임.

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d , kN)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.443	0.543	30.986	28.392	59.378
B	25.639	0.457	26.096	23.912	50.008
C	20.835	0.372	21.207	19.432	40.639
D	15.431	0.275	15.707	14.392	30.099
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d , kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.673	0.404	23.077	21.146	44.223
C	41.503	0.740	42.243	38.707	80.950
D	58.093	1.036	59.129	54.180	113.309
E	78.694	1.404	80.098	73.393	153.491

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u , kN)

$$V_u = 1.2V_d + 1.6W_s \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	점합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	36.531	0.652	37.183	45.427	82.610
B	30.767	0.549	31.316	38.259	69.575
C	25.003	0.446	25.449	31.091	56.540
D	18.518	0.330	18.848	23.027	41.875
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u , $\text{kN} \cdot \text{m}$)

$$M_u = 1.2MD + 1.6Mws \quad (\text{ULC-2})$$

단면 \ 하중	고정하중(V_d)			작업하중 또는 풍하중(W_s)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	27.207	0.485	27.693	33.833	61.526
C	49.803	0.888	50.692	61.932	112.623
D	69.712	1.243	70.955	86.688	157.643
E	94.433	1.684	96.117	117.429	213.547

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c 는 V_{ci} 와 V_{cw} 중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

$$V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$\text{단, } V_{ci} > 0.14 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

$$\text{여기서, } V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

$$M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$$

여기서, I : 단면도심에 대한 단면2차 모멘트(mm^4)

y_t : 철근을 무시한 총단면의 중립축에서 인장 연단까지의 거리

f_{pe} : 손실이 일어난 후 강재의 유효 프리스트레스(MPa)

f_d : 외부 작용하중에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최외연에서의 사용고정하중에 의한 응력 (M_d / Z_{b1})

단면	계산식 : $M_{cr} = (0.5 \cdot \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) \cdot I / y_t$					$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$f_{pe} \text{ (MPa)}$	$f_d \text{ (MPa)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	$y_t \text{ (mm)}$	
A	50.0	8.833	0.000	990,610,275	108.5	112.941
B	50.0	8.833	2.527	990,610,275	108.5	89.863
C	50.0	8.833	4.626	990,610,275	108.5	70.697
D	50.0	10.659	6.432	994,555,505	108.2	71.369
E	50.0	12.393	8.655	998,456,696	107.9	67.312

단면	계산식 : $V_{ci} = 0.05 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$							$V_{ci} \text{ (kN)}$
	$f_{ck} \text{ (MPa)}$	$b_w \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$V_d \text{ (kN)}$	$V_i \text{ (kN)}$	$M_{cr} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	$M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{m)}$	
A	50.0	1,120	176.0	59.378	23.232	112.941	0.000	∞
B	50.0	1,120	176.0	50.008	19.566	89.863	17.303	221.321
C	50.0	1,120	176.0	40.639	15.901	70.697	31.673	145.823
D	50.0	1,120	176.0	30.099	11.777	71.369	44.334	118.749
E	50.0	1,120	176.0	0.000	0.000	67.312	60.056	69.692

2) 복부 전단강도(V_{cw})

$$V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$$

$$\text{단, } d \geq 0.8 \cdot h$$

여기서, f_{pc} : 유효 프리스트레스 힘으로 인한 콘크리트 도심에서의 압축응력(MPa)

V_p : 단면의 유효 프리스트레스 힘의 수직 분력(kN)

단면	계산식 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	5.167	1,120.0	176.0	0.00	709.754
B	50.0	5.167	1,120.0	176.0	0.00	709.754
C	50.0	5.167	1,120.0	176.0	0.00	709.754
D	50.0	6.260	1,120.0	176.0	0.00	774.410
E	50.0	7.306	1,120.0	176.0	0.00	836.287

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	709.754	709.754
B	221.321	709.754	221.321
C	145.823	709.754	145.823
D	118.749	774.410	118.749
E	69.692	836.287	69.692

6.2.2 전단검토

$$\cdot V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / s$$

$$\text{단, } V_s \leq 2 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$$

$$d \geq 0.8 \cdot h$$

· 전단철근의 간격 s 는 $0.75h$ 또는 600mm 보다 커서는 안된다.

단, $V_s > 1 / 3 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ 이면 최대간격을 $1/2$ 로 감소한다.

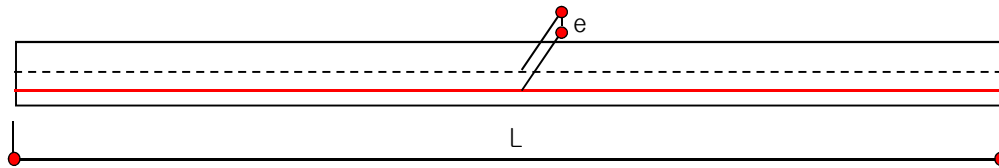
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	V_u	전단철근 보강판별
						ΦV_c	
A	82.610	709.754	0.750	532.316	-449.71	0.155	전단보강 불필요
B	69.575	221.321	0.750	165.990	-96.42	0.419	전단보강 불필요
C	56.540	145.823	0.750	109.368	-52.83	0.517	전단보강 불필요
D	41.875	118.749	0.750	89.062	-47.19	0.470	전단보강 불필요
E	0.000	69.692	0.750	52.269	-52.27	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

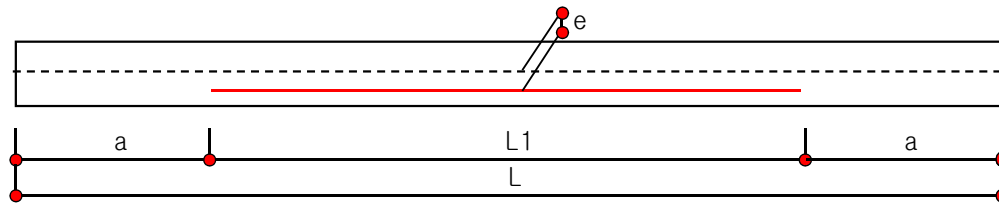
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} : \text{직선배치}$$



2) 일부구간 배치:

$$\delta = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} : \text{직선배치}$$

3) 프리스트레스에 의한 솟음 산정

$$\begin{aligned} \delta_p &= \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P_1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI} \\ &= \frac{2,145 \times 52.9 \times 10.14^2}{8 \times 32,300 \times 998456695.5} - \frac{344 \times 53.2 \times 2.5^2}{2 \times 32,300 \times 998456695.5} \\ &\quad - \frac{347 \times 53.5 \times 1.6^2}{2 \times 32,300 \times 998456695.5} \\ &= 45.22 - 1.772 - 0.737 = 42.7 \text{ mm (솟음)} \end{aligned}$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,140 mm)

Ec : 거더의 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

7.2 하중단계별 솟음량

구 분	풍도슬래브			비고
	M (KN.m)	I (mm ⁴)	Δ (mm)	
프리스트레스	113.458	1,003,081,022	-42.71	
풍도슬래브 자중	70.263	1,003,081,022	29.64	
접합 몰탈	1.253	1,003,081,022	0.50	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,003,081,022	0.00	
합 계(고정하중)			-12.57	
작업하중 및 풍하중	65.530	1,003,081,022	26.25	

