관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

- 2구간 - [터널분야] 변경 3/3권

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

TYPE11-3

(L= 10.340 m, B= 1.572 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

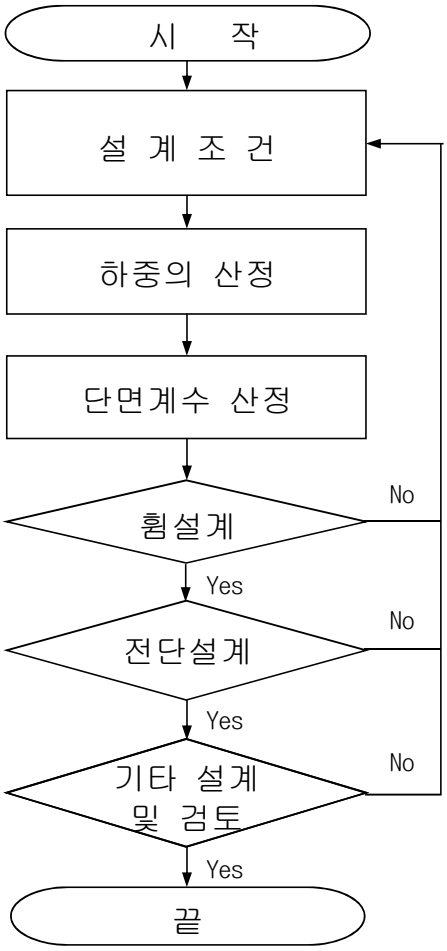
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 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 : 1.572 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

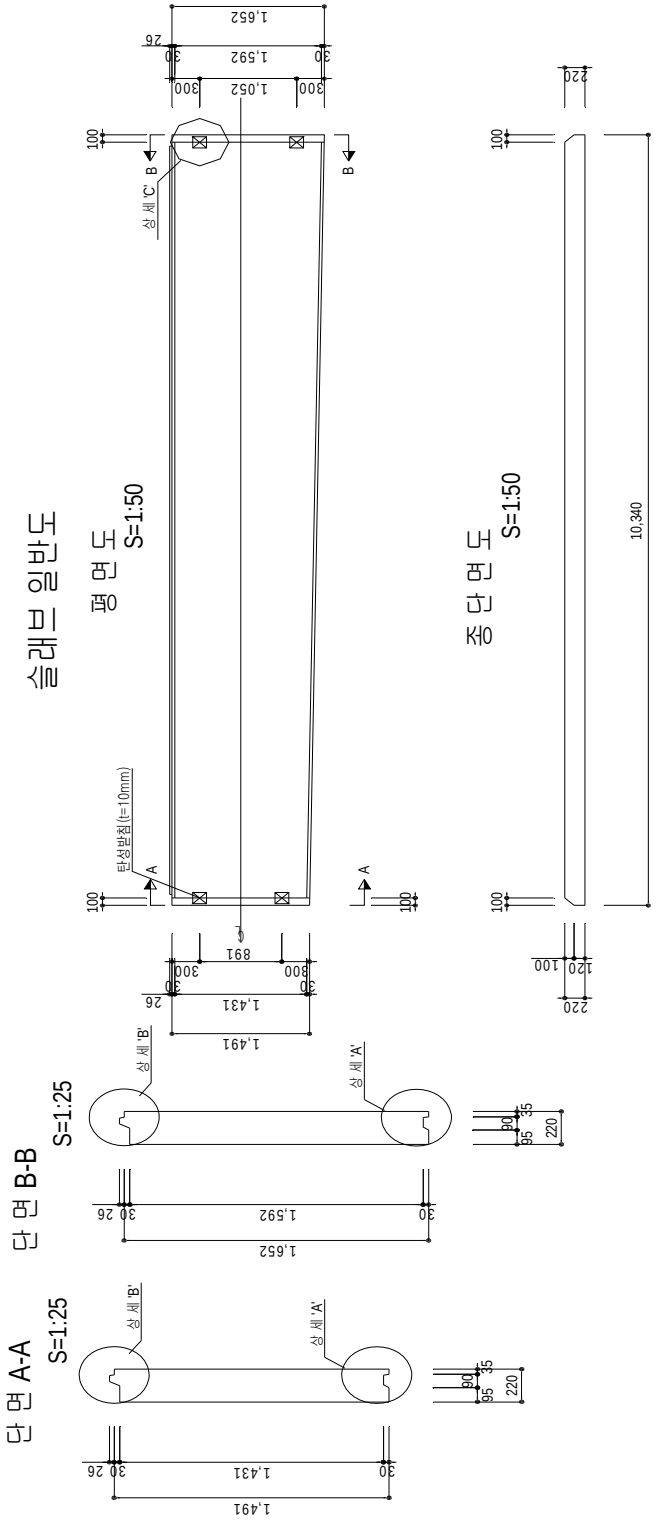
1.1.4 참고문헌

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 1.5715m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

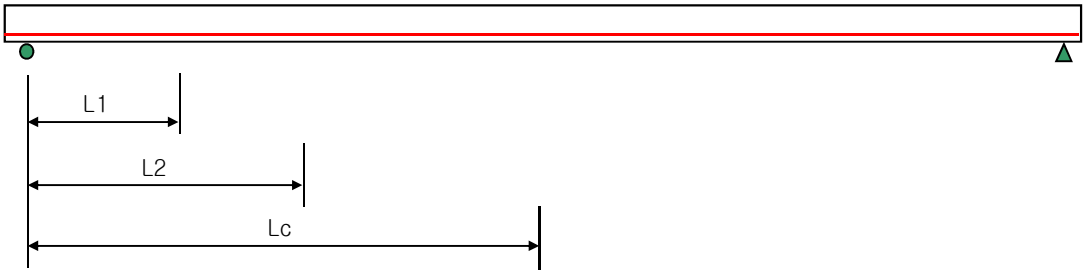
단 면 적 = 338,954 ㎟

하중계산 = 338,954 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.474 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,571.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 4,557 ㎟

하중계산 = 4,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.107 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 10.340 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 5.170 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.572 = 7.858 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.572 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

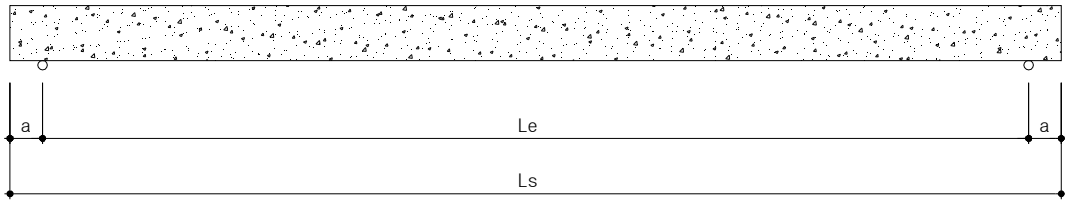
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.474	0.107	0.000	7.858	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.58
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	16.44
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.58
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	12.01
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	22.87
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	10.30
MAX						22.87

3.5 단면력 산정

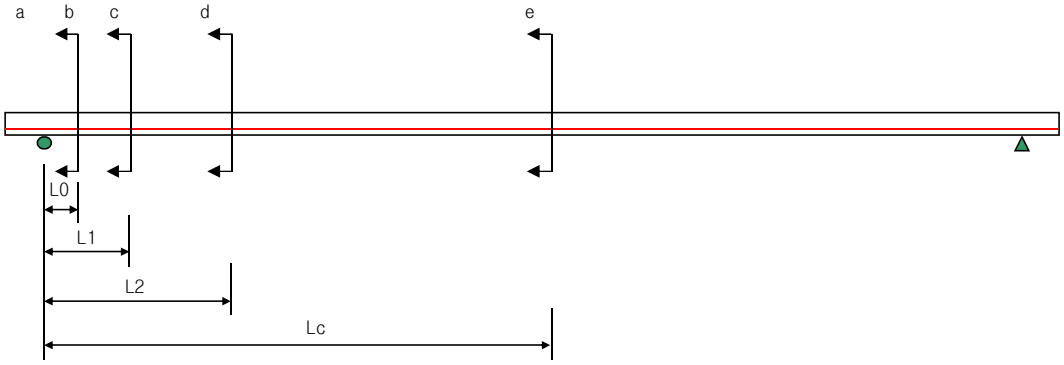
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.340 m
- 계산지간(Le) : 10.140 m
- 접촉길이(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 = (5.392 × 10.140)/ 2 = 27.338 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.392 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 20.361 kN-m

M_3 = 5.392 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 37.271 kN-m

M_4 = 5.392 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 52.170 kN-m

M_5 = 5.392 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 70.670 kN-m

③ 전단력

S_1 = 27.338 kN

S_2 = 27.338 - (5.392 × 0.800) = 23.025 kN

S_3 = 27.338 - (5.392 × 1.600) = 18.711 kN

S_4 = 27.338 - (5.392 × 2.500) = 13.858 kN

S_5 = 27.338 - (5.392 × 5.070) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.068 × 10.140)/ 2 = 0.345 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.068 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 0.257 kN-m

M_3 = 0.068 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 0.471 kN-m

M_4 = 0.068 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 0.659 kN-m

M_5 = 0.068 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 0.893 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.345 kN

S_2 = 0.345 - (0.068 × 0.800) = 0.291 kN

S_3 = 0.345 - (0.068 × 1.600) = 0.236 kN

S_4 = 0.345 - (0.068 × 2.500) = 0.175 kN

S_5 = 0.345 - (0.068 × 5.070) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.070 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.140)/ 2 = 25.350 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 18.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 34.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 48.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 65.530 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.350 kN

S_2 = 25.350 - (5.000 × 0.800) = 21.350 kN

S_3 = 25.350 - (5.000 × 1.600) = 17.350 kN

S_4 = 25.350 - (5.000 × 2.500) = 12.850 kN

S_5 = 25.350 - (5.000 × 5.070) = 0.000 kN

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	20.361	0.257	0.000	18.880	39.498	0차비부착부
	c	37.271	0.471	0.000	34.560	72.302	1차비부착부
	d	52.170	0.659	0.000	48.375	101.204	2차비부착부
	e	70.670	0.893	0.000	65.530	137.093	중앙부
전단력 (KN/m)	a	27.338	0.345	0.000	25.350	53.034	지점부(전단검토)
	b	23.025	0.291	0.000	21.350	44.666	0차비부착부
	c	18.711	0.236	0.000	17.350	36.297	1차비부착부
	d	13.858	0.175	0.000	12.850	26.883	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

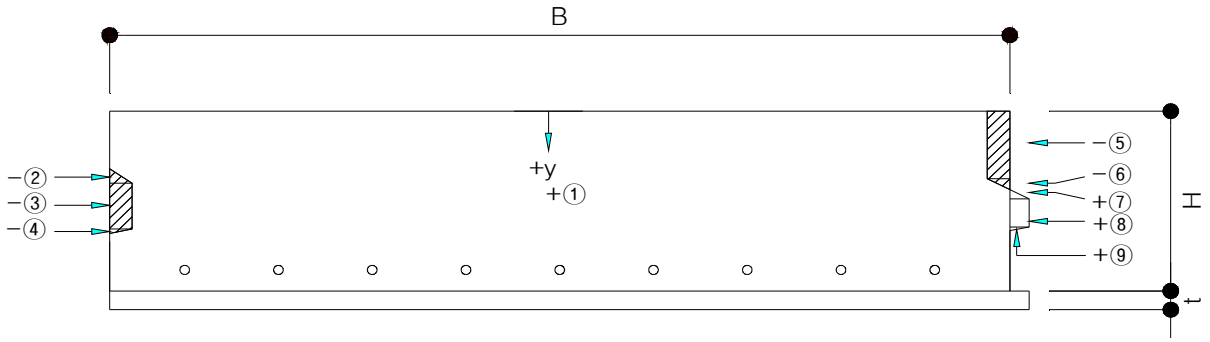
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.338	0.345	0.000		27.684	
LC-2	27.338	0.345	0.000	25.350	53.034	
MAX					53.034	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1572	220	345,730	110.0	38,030,300	12,100	4,033	16,133	5,577,777,333
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	-16			-2,219	165.0	-366,168	27,225			-60,459,623
Ap2	0			0	115.0	0	13,225			0
합 계				338,954		37,321,897				5,482,811,270

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 338,953.80 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 37,321,897 / 338,954 = 110.11 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 110.11 - 220.00 = -109.89 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

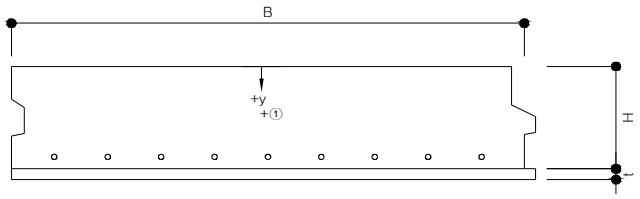
= 5,482,811,270 - 110.11 × 37,321,897 = 1,373,330,876 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,373,330,876}{110.11} = 12,472,456.0$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,373,330,876}{-109.89} = -12,497,220.8$ ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	352,269.00		39,518,905				5,845,317,590

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 352,269.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 39,518,905 / 352,269 = 112.18 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 112.18 − 220.00 = −107.82 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0)/16$

= 112.18 − 165.00 = −52.82 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

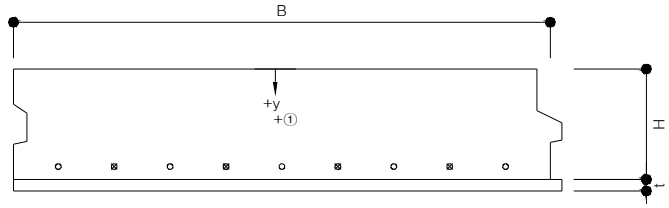
= 5,845,317,590 − 112.18 × 39,518,905 = 1,411,933,294 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,411,933,294}{112.18} = 12,585,883.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,411,933,294}{-52.82} = -26,733,001.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,411,933,294}{-107.82} = -13,095,753.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	348,940.20		38,969,653				5,754,691,010

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 348,940.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 38,969,653 / 348,940 = 111.68 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 111.68 − 220.00 = -108.32 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (12 × 165.0 + 0 × 115.0) / 12

= 111.68 − 165.00 = -53.32 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

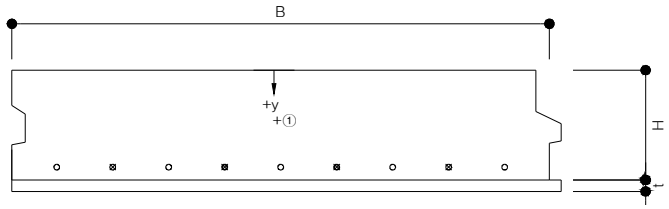
= 5,754,691,010 − 111.68 × 38,969,653 = 1,402,558,883 ㎜^{4}

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,402,558,883}{111.68} = 12,558,725.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,402,558,883}{-53.32} = -26,304,571.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,402,558,883}{-108.32} = -12,948,294.9 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}'=AK
Con'c			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	345,611.40		38,420,401				5,664,064,430

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 345,611.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 38,420,401 / 345,611 = 111.17 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 111.17 − 220.00 = -108.83 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 165.0+ 0 × 115.0) / 8

= 111.17 − 165.00 = -53.83 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,664,064,430 − 111.17 × 38,420,401 = 1,393,003,889 ㎜^{4}

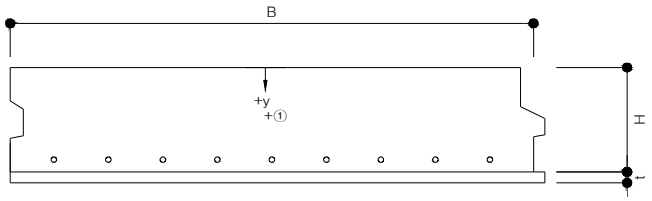
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,393,003,889}{111.17} = 12,530,791.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,393,003,889}{-53.83} = -25,876,141.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,393,003,889}{-108.83} = -12,799,400.6 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	350,049.80		39,152,737				5,784,899,870

N_c = 6.00

A_{vc1} = 350,049.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,152,737 / 350,050 = 111.85 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 111.85 − 220.00 = −108.15 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 16$

= 111.85 − 165.00 = −53.15 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

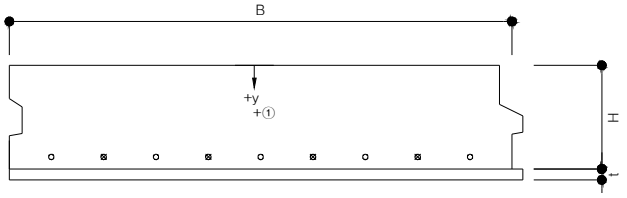
= 5,784,899,870 − 111.85 × 39,152,737 = 1,405,703,497 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,405,703,497}{111.85} = 12,567,862.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,405,703,497}{-53.15} = -26,447,381.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,405,703,497}{-108.15} = -12,997,606.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	347,275.80		38,695,027				5,709,377,720

N_c = 6.00

A_{vb1} = 347,275.80 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 38,695,027 / 347,276 = 111.42 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 111.42 − 220.00 = -108.58 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (12 × 165.0+0 × 115.0) / 12

= 111.42 − 165.00 = -53.58 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

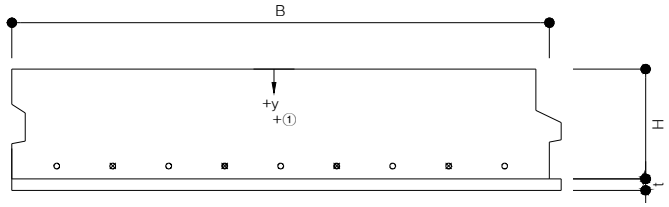
= 5,709,377,720 − 111.42 × 38,695,027 = 1,397,804,283 ㎜^{4}

Z_{tb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,397,804,283}{111.42}$ = 12,544,857.5 ㎣

Z_{eb1} = $\frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,397,804,283}{-53.58}$ = -26,090,356.2 ㎣

Z_{bb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,397,804,283}{-108.58}$ = -12,874,028.5 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}=AK
Con'c			338,953.80		37,321,897				5,482,811,270
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	344,501.80		38,237,317				5,633,855,570

N_c = 6.00

A_{va1} = 344,501.80 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 38,237,317 / 344,502 = 110.99 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 110.99 − 220.00 = -109.01 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (8 × 165.0+0 × 115.0) / 8

= 110.99 − 165.00 = -54.01 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,633,855,570 − 110.99 × 38,237,317 = 1,389,777,857 ㎜^{4}

Z_{ta1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,389,777,857}{110.99}$ = 12,521,301.5 ㎣

Z_{ea1} = $\frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,389,777,857}{-54.01}$ = -25,733,330.9 ㎣

Z_{ba1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,389,777,857}{-109.01}$ = -12,749,446.5 ㎣

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}	338,953.8	A_{vc1}'	352,269.0	mm^2
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}'	112.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-52.8	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}'	-107.8	mm
I_{vc0}	1,373,330,875.6	I_{vc1}'	1,411,933,294.4	mm^4
Z_{tc0}	12,472,456.0	Z_{tc1}'	12,585,883.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-26,733,001.8	mm^3
Z_{bc0}	-12,497,220.8	Z_{bc1}'	-13,095,753.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	338,953.8	A_{vb1}'	348,940.2	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}'	111.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-53.3	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}'	-108.3	mm
I_{vb0}	1,373,330,875.6	I_{vb1}'	1,402,558,882.6	mm^4
Z_{tb0}	12,472,456.0	Z_{tb1}'	12,558,725.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-26,304,571.4	mm^3
Z_{bb0}	-12,497,220.8	Z_{bb1}'	-12,948,294.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	338,953.8	A_{va1}'	345,611.4	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}	1,373,330,875.6	I_{va1}'	1,393,003,889.1	mm^4
Z_{ta0}	12,472,456.0	Z_{ta1}'	12,530,791.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-25,876,141.0	mm^3
Z_{ba0}	-12,497,220.8	Z_{ba1}'	-12,799,400.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	338,953.8	A_{vc1}	350,049.8	mm^2
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}	111.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-53.2	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}	-108.2	mm
I_{vc0}	1,373,330,875.6	I_{vc1}	1,405,703,496.8	mm^4
Z_{tc0}	12,472,456.0	Z_{tc1}	12,567,862.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-26,447,381.5	mm^3
Z_{bc0}	-12,497,220.8	Z_{bc1}	-12,997,606.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	338,953.8	A_{vb1}	347,275.8	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}	111.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.6	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}	-108.6	mm
I_{vb0}	1,373,330,875.6	I_{vb1}	1,397,804,283.1	mm^4
Z_{tb0}	12,472,456.0	Z_{tb1}	12,544,857.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-26,090,356.2	mm^3
Z_{bb0}	-12,497,220.8	Z_{bb1}	-12,874,028.5	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	338,953.8	A_{va1}	344,501.8	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}	1,373,330,875.6	I_{va1}	1,389,777,857.3	mm^4
Z_{ta0}	12,472,456.0	Z_{ta1}	12,521,301.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-25,733,330.9	mm^3
Z_{ba0}	-12,497,220.8	Z_{ba1}	-12,749,446.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.5715m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{70,669,926}{12,585,883} \times 1.572 = 8.824$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{70,669,926}{-26,733,002} \times 1.572 = -4.154$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{70,669,926}{-13,095,754} \times 1.572 = -8.480$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{70,669,926}{12,567,863} \times 1.572 = 8.837$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{70,669,926}{-26,447,382} \times 1.572 = -4.199$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{70,669,926}{-12,997,606} \times 1.572 = -8.544$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{893,102}{12,567,863} \times 1.572 = 0.112$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{893,102}{-26,447,382} \times 1.572 = -0.053$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{893,102}{-12,997,606} \times 1.572 = -0.108$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{12,567,863} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-26,447,382} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-12,997,606} \times 1.572 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{65,529,750}{12,567,863} \times 1.572 = 8.194$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{65,529,750}{-26,447,382} \times 1.572 = -3.894$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{65,529,750}{-12,997,606} \times 1.572 = -7.923$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{352,269} + \frac{-52.82}{-26,733,002}\right)$

$= 14.637$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.154$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.637 + -4.154)$

$= 10.483$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.483 = 75.417$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.053 + 0.000)
  = 0.053 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.483 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.483 - 7 × 0.053
  = 125.424 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 75.417 - 0.05 × (45.500 + 125.424)
= 18.912 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 75.417 = 1,294.58 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 16 × 138.7 × 1,294.6
= 2,872.94 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,294.58 - 125.42 - 45.50 - 18.91
= 1,104.75 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,104.75}{1,294.58} = 0.853$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.853 × 2,872.94 = 2,451.65 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,872.94 × -52.82 / 1,000 = -151.737 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,451.65 × -53.15 / 1,000 = -130.308 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,872,938}{352,269} + \frac{-151,737,427}{12,585,883} = -3.901$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,872,938}{352,269} + \frac{-151,737,427}{-26,733,002} = 13.832$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,872,938}{352,269} + \frac{-151,737,427}{-13,095,754} = 19.742$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,451,653}{350,050} + \frac{-130,307,682}{12,567,863} = -3.365$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,451,653}{350,050} + \frac{-130,307,682}{-26,447,382} = 11.931$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,451,653}{350,050} + \frac{-130,307,682}{-12,997,606} = 17.029$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{52,169,552}{12,558,726} \times 1.572 = 6.528$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{52,169,552}{-26,304,571} \times 1.572 = -3.117$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{52,169,552}{-12,948,295} \times 1.572 = -6.332$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{52,169,552}{12,544,858} \times 1.572 = 6.535$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{52,169,552}{-26,090,356} \times 1.572 = -3.142$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{52,169,552}{-12,874,029} \times 1.572 = -6.368$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{659,301}{12,544,858} \times 1.572 = 0.083$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{659,301}{-26,090,356} \times 1.572 = -0.040$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{659,301}{-12,874,029} \times 1.572 = -0.080$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{12,544,858} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-26,090,356} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-12,874,029} \times 1.572 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{48,375,000}{12,544,858} \times 1.572 = 6.060$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{48,375,000}{-26,090,356} \times 1.572 = -2.914$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{48,375,000}{-12,874,029} \times 1.572 = -5.905$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{348,940} + \frac{-53.32}{-26,304,571} \right)$

$= 11.157$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.117 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.157 + -3.117)$
  $=$ 8.040 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.040 =$ 57.842 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.040 + 0.000)$
  $=$ 0.040 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.040 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.040 - 7 \times 0.040$
  $=$ 96.203 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 57.842 - 0.05 \times (45.500 + 96.203)$
$=$ 22.131 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.842 =$ 1,312.16 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,312.2$
$=$ 2,183.96 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,312.16 - 96.20 - 45.50 - 22.13$
$=$ 1,148.32 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.32}{1,312.16} =$ 0.875

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.875 $\times$ 2,183.96 = 1,911.27 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,183.96 \times -53.32 / 1,000 = -116.448$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,911.27 \times -53.58 / 1,000 = -102.397$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,183,956}{348,940} + \frac{-116,448,436}{12,558,726} = -3.013$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,183,956}{348,940} + \frac{-116,448,436}{-26,304,571} = 10.686$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,183,956}{348,940} + \frac{-116,448,436}{-12,948,295} = 15.252$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,911,271}{347,276} + \frac{-102,397,340}{12,544,858} = -2.659$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,911,271}{347,276} + \frac{-102,397,340}{-26,090,356} = 9.428$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,911,271}{347,276} + \frac{-102,397,340}{-12,874,029} = 13.457$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{37,270,898}{12,530,791} \times 1.572 = 4.674$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{37,270,898}{-25,876,141} \times 1.572 = -2.264$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{37,270,898}{-12,799,401} \times 1.572 = -4.576$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,270,898}{12,521,301} \times 1.572 = 4.678$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,270,898}{-25,733,331} \times 1.572 = -2.276$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,270,898}{-12,749,447} \times 1.572 = -4.594$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{471,017}{12,521,301} \times 1.572 = 0.059$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{471,017}{-25,733,331} \times 1.572 = -0.029$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{471,017}{-12,749,447} \times 1.572 = -0.058$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{12,521,301} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-25,733,331} \times 1.572 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-12,749,447} \times 1.572 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,560,000}{12,521,301} \times 1.572 = 4.337$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,560,000}{-25,733,331} \times 1.572 = -2.111$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,560,000}{-12,749,447} \times 1.572 = -4.260$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{345,611} + \frac{-53.83}{-25,876,141})$

$= 7.561$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.264 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (7.561 + -2.264)$
  $= 5.297$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 5.297 = 38.111$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.029 + 0.000)$
  $= 0.029$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 5.297$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 5.297 - 7 \times 0.029$
  $= 63.369$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 38.111 - 0.05 \times (45.500 + 63.369)$
$= 25.745$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 38.111 = 1,331.89$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,331.9$
$= 1,477.86$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,331.89 - 63.37 - 45.50 - 25.75$
$= 1,197.27$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,197.27}{1,331.89} = 0.899$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.899 \times 1,477.86 = 1,328.50$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}477.86 \times -53.83 / 1{,}000 = -79.559$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}328.50 \times -54.01 / 1{,}000 = -71.748$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}477{,}864}{345{,}611} + \frac{-79{,}558{,}604}{12{,}530{,}791} = -2.073$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}477{,}864}{345{,}611} + \frac{-79{,}558{,}604}{-25{,}876{,}141} = 7.351$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}477{,}864}{345{,}611} + \frac{-79{,}558{,}604}{-12{,}799{,}401} = 10.492$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}328{,}496}{344{,}502} + \frac{-71{,}747{,}965}{12{,}521{,}301} = -1.874$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}328{,}496}{344{,}502} + \frac{-71{,}747{,}965}{-25{,}733{,}331} = 6.644$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}328{,}496}{344{,}502} + \frac{-71{,}747{,}965}{-12{,}749{,}447} = 9.484$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,294.58	1,312.16	1,331.89
유효 긴장응력	1,104.75	1,148.32	1,197.27

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,104.7	1,148.3	1,197.3	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	-3.901	19.742	-3.013	15.252	-2.073	10.492
풍도슬래브	8.824	-8.480	6.528	-6.332	4.674	-4.576

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		-3.365	17.029	-2.659	13.457	-1.874	9.484
고정 하중	풍도슬래브	8.837	-8.544	6.535	-6.368	4.678	-4.594
	CIP 몰탈	0.112	-0.108	0.083	-0.080	0.059	-0.058
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.194	-7.923	6.060	-5.905	4.337	-4.260

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.923	11.262	3.515	8.920	2.601	5.916
	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	5.472	8.485	3.876	7.089	2.804	4.890
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.584	8.377	3.959	7.009	2.863	4.832
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	5.584	8.377	3.959	7.009	2.863	4.832
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	13.778	0.454	10.019	1.104	7.201	0.572
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 3,040,304.000 \quad \times \quad 10340 \quad) / (\quad 2219.200 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 70.829 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	134.954	1.6 ×(Σ작업하중)	164.768	299.722

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 299.722 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 165 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1572 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2219.20}{1571.5 \times 165.0} = 0.0086$$

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

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

$$= 1,532 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{2219.20 \times 1,532 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1572}$$

$$= 50.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,532 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.11}{50}\right)$$

$$= 403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 403 kN·m > 299.72 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 17.029)× 12,997,606 / 1.0E+06

= 279.24 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 403.12 kN·m

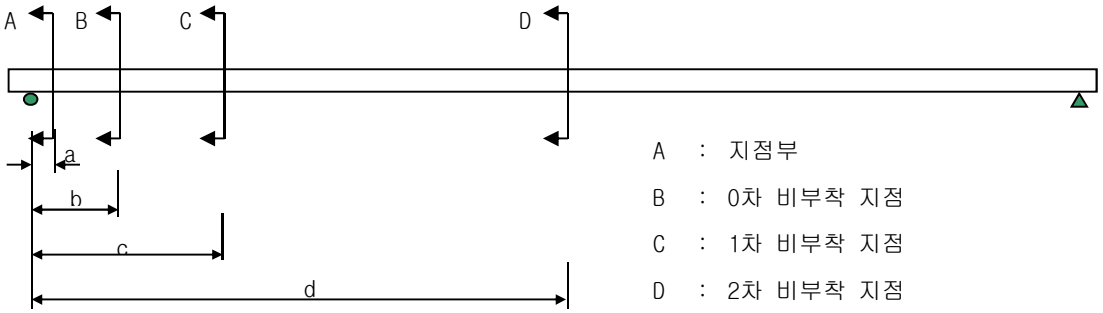
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 279.24 = 335.09 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	42.962	0.543	43.505	39.838	83.343
B	36.183	0.457	36.641	33.552	70.192
C	29.404	0.372	29.776	27.266	57.041
D	21.778	0.275	22.053	20.194	42.247
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	31.997	0.404	32.402	29.670	62.072
C	58.571	0.740	59.311	54.311	113.622
D	81.984	1.036	83.021	76.021	159.042
E	111.058	1.404	112.461	102.980	215.441

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	51.555	0.652	52.206	63.740	115.946
B	43.420	0.549	43.969	53.682	97.651
C	35.285	0.446	35.731	43.625	79.356
D	26.133	0.330	26.464	32.310	58.774
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	38.397	0.485	38.882	47.472	86.354
C	70.285	0.888	71.174	86.898	158.071
D	98.381	1.243	99.625	121.634	221.259
E	133.269	1.684	134.954	164.768	299.722

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.644	0.000	1,389,777,857	109.0	129.789
B	50.0	6.644	2.541	1,389,777,857	109.0	97.387
C	50.0	6.644	4.652	1,389,777,857	109.0	70.477
D	50.0	9.428	6.449	1,397,804,283	108.6	83.877
E	50.0	11.931	8.652	1,405,703,497	108.2	88.564

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	1,572	176.0	83.343	32.604	129.789	0.000	∞
B	50.0	1,572	176.0	70.192	27.459	97.387	24.282	278.107
C	50.0	1,572	176.0	57.041	22.314	70.477	44.449	190.210
D	50.0	1,572	176.0	42.247	16.527	83.877	62.217	162.314
E	50.0	1,572	176.0	0.000	0.000	88.564	84.280	97.787

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	3.856	1,571.5	176.0	0.00	887.142
B	50.0	3.856	1,571.5	176.0	0.00	887.142
C	50.0	3.856	1,571.5	176.0	0.00	887.142
D	50.0	5.504	1,571.5	176.0	0.00	1,023.829
E	50.0	7.004	1,571.5	176.0	0.00	1,148.301

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	887.142	887.142
B	278.107	887.142	278.107
C	190.210	887.142	190.210
D	162.314	1,023.829	162.314
E	97.787	1,148.301	97.787

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

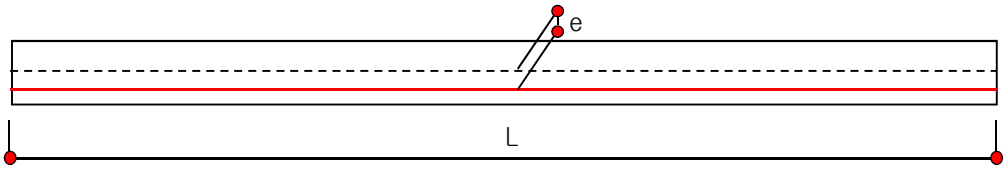
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	115.946	887.142	0.750	665.356	-549.41	0.174	전단보강 불필요
B	97.651	278.107	0.750	208.580	-110.93	0.468	전단보강 불필요
C	79.356	190.210	0.750	142.657	-63.30	0.556	전단보강 불필요
D	58.774	162.314	0.750	121.736	-62.96	0.483	전단보강 불필요
E	0.000	97.787	0.750	73.340	-73.34	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

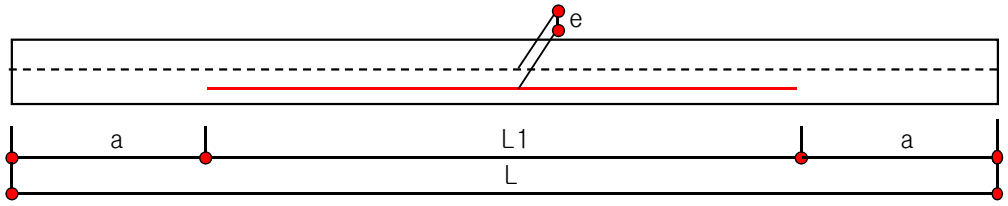
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}873 \times 53.2 \times 10.14^2}{8 \times 32{,}300 \times 1405703497} - \frac{689 \times 53.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1405703497}$$

$$- \frac{706 \times 54.0 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1405703497}$$

$$= 43.22 - 2.541 - 1.075 = 39.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

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	152.699	1,411,933,294	-39.61	
풍도슬래브 자중	70.670	1,411,933,294	29.72	
접합 몰탈	0.893	1,411,933,294	0.36	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,411,933,294	0.00	
합 계(고정하중)			-9.53	
작업하중 및 풍하중	65.530	1,411,933,294	26.17	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE11-4

(L= 10.470 m, B= 1.642 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

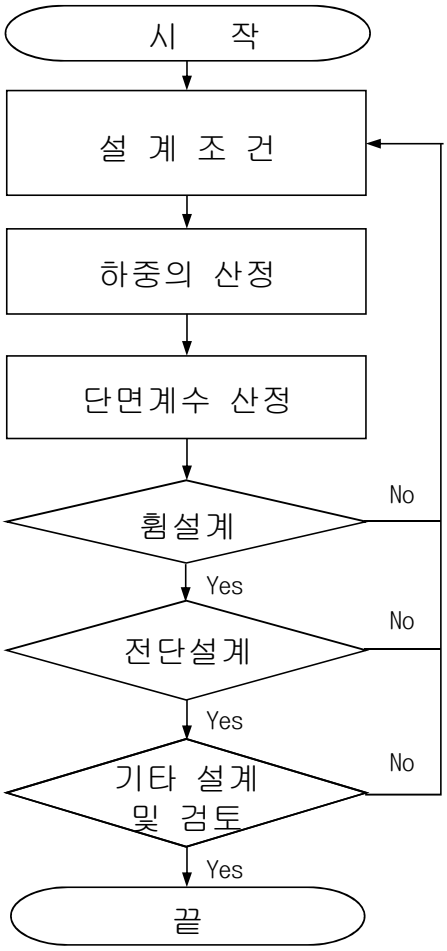
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 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 : 10.470 m

㉯ 계산지간 : 10.270 m

㉰ 폭 원 : 1.642 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

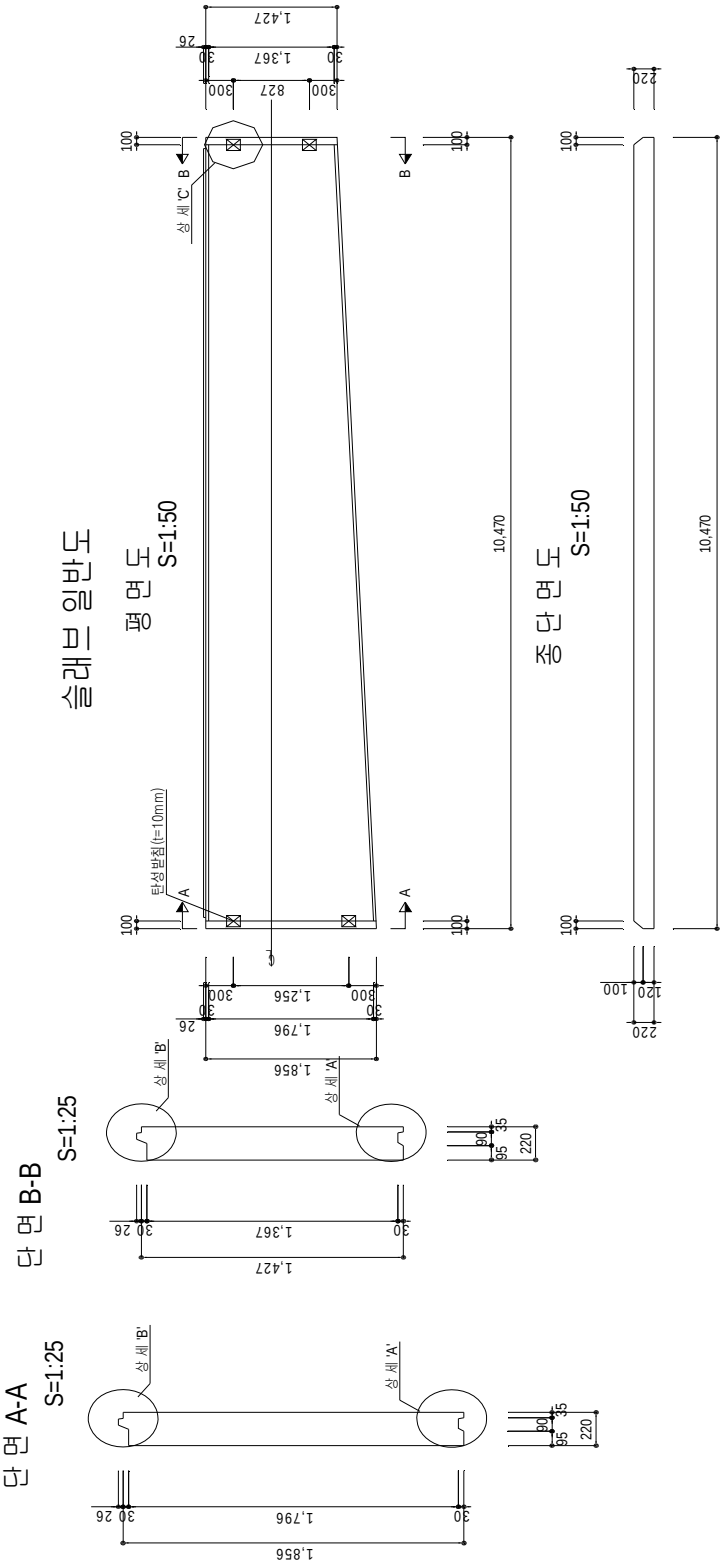
1.1.4 참고문헌

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 1.6415m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

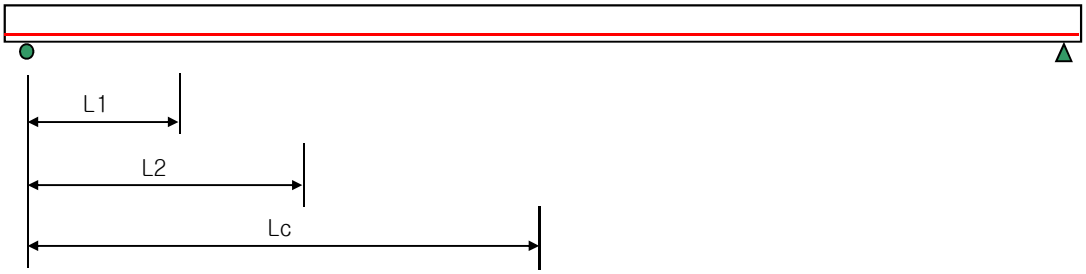
단 면 적 = 354,354 ㎟

하중계산 = 354,354 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.859 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,641.5 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 4,557 ㎟

하중계산 = 4,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.107 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 10.470 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 5.235 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.642 = 8.208 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.642 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

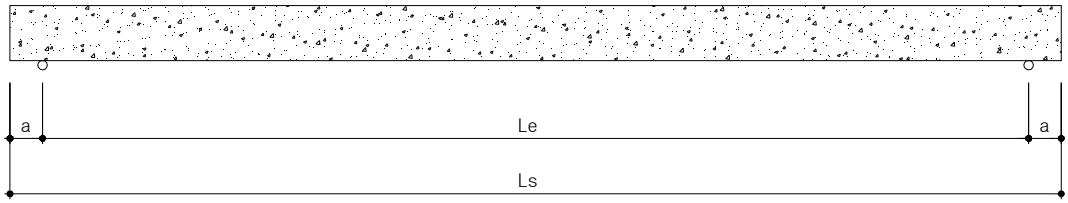
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.859	0.107	0.000	8.208	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.97
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	17.17
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.97
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	12.55
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	23.89
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	10.76
MAX						23.89

3.5 단면력 산정

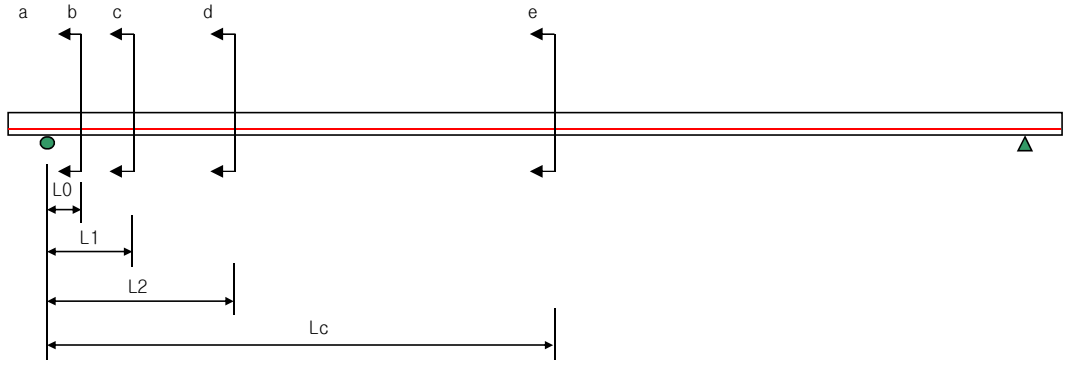
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.470 m
- 계산지간(Le) : 10.270 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.135 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 = (5.397 × 10.270)/ 2 = 27.713 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.397 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 20.659 kN-m

M_3 = 5.397 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 37.864 kN-m

M_4 = 5.397 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 53.091 kN-m

M_5 = 5.397 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 72.538 kN-m

③ 전단력

S_1 = 27.713 kN

S_2 = 27.713 - (5.397 × 0.800) = 23.395 kN

S_3 = 27.713 - (5.397 × 1.600) = 19.078 kN

S_4 = 27.713 - (5.397 × 2.500) = 14.221 kN

S_5 = 27.713 - (5.397 × 5.135) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.065 × 10.270)/ 2 = 0.335 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.065 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 0.250 kN-m

M_3 = 0.065 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 0.458 kN-m

M_4 = 0.065 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 0.642 kN-m

M_5 = 0.065 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 0.877 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.335 kN

S_2 = 0.335 - (0.065 × 0.800) = 0.283 kN

S_3 = 0.335 - (0.065 × 1.600) = 0.231 kN

S_4 = 0.335 - (0.065 × 2.500) = 0.172 kN

S_5 = 0.335 - (0.065 × 5.135) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.135 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.270)/ 2 = 25.675 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 19.140 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 35.080 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 49.188 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 67.204 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.675 kN

S_2 = 25.675 - (5.000 × 0.800) = 21.675 kN

S_3 = 25.675 - (5.000 × 1.600) = 17.675 kN

S_4 = 25.675 - (5.000 × 2.500) = 13.175 kN

S_5 = 25.675 - (5.000 × 5.135) = 0.000 kN

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	20.659	0.250	0.000	19.140	40.049	0차비부착부
	c	37.864	0.458	0.000	35.080	73.402	1차비부착부
	d	53.091	0.642	0.000	49.188	102.920	2차비부착부
	e	72.538	0.877	0.000	67.204	140.619	중앙부
전단력 (KN/m)	a	27.713	0.335	0.000	25.675	53.723	지점부(전단검토)
	b	23.395	0.283	0.000	21.675	45.353	0차비부착부
	c	19.078	0.231	0.000	17.675	36.983	1차비부착부
	d	14.221	0.172	0.000	13.175	27.567	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

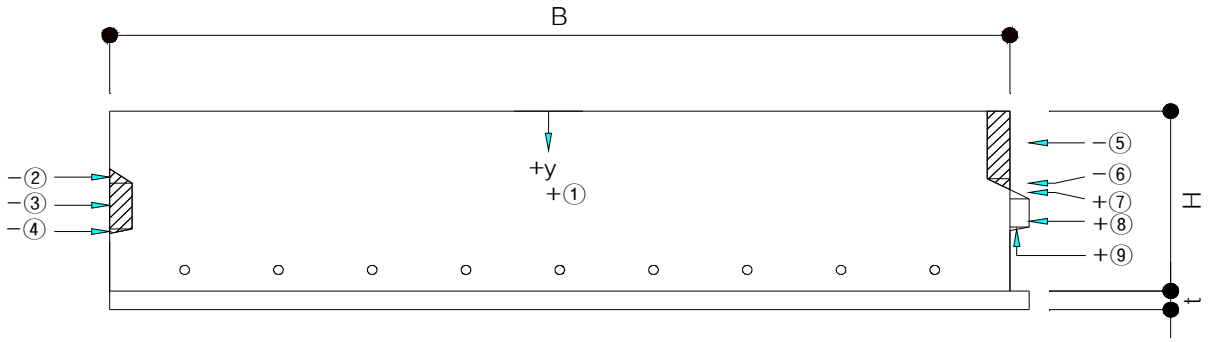
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.713	0.335	0.000		28.048	
LC-2	27.713	0.335	0.000	25.675	53.723	
MAX					53.723	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1642	220	361,130	110.0	39,724,300	12,100	4,033	16,133	5,826,230,667
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				354,354		39,015,897				5,731,264,603

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 354,353.80 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 39,015,897 / 354,354 = 110.10 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 110.10 - 220.00 = -109.90 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

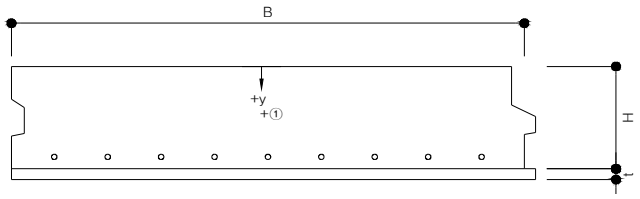
= 5,731,264,603 - 110.10 × 39,015,897 = 1,435,444,384 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,435,444,384}{110.10}$ = 13,037,126.2 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,435,444,384}{-109.90}$ = -13,061,886.1 ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	367,669.00		41,212,905				6,093,770,923

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 367,669.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 41,212,905 / 367,669 = 112.09 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 112.09 − 220.00 = −107.91 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0)/16$

= 112.09 − 165.00 = −52.91 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

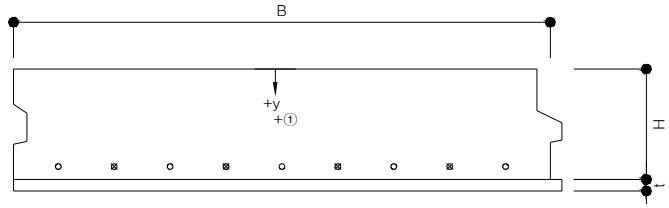
= 6,093,770,923 − 112.09 × 41,212,905 = 1,474,116,999 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,474,116,999}{112.09} = 13,150,908.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,474,116,999}{-52.91} = -27,862,109.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,474,116,999}{-107.91} = -13,660,920.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	364,340.20		40,663,653				6,003,144,343

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 364,340.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,663,653 / 364,340 = 111.61 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 111.61 − 220.00 = -108.39 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (12 × 165.0 + 0 × 115.0) / 12

= 111.61 − 165.00 = -53.39 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

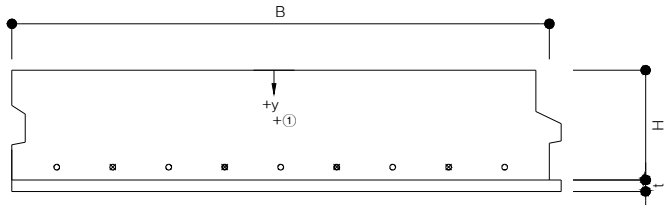
= 6,003,144,343 − 111.61 × 40,663,653 = 1,464,713,845 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,464,713,845}{111.61} = 13,123,615.2$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,464,713,845}{-53.39} = -27,433,732.6$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,464,713,845}{-108.39} = -13,513,244.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	115.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	361,011.40		40,114,401				5,912,517,763

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 361,011.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,114,401 / 361,011 = 111.12 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 111.12 − 220.00 = -108.88 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (8 × 165.0+ 0 × 115.0) / 8

= 111.12 − 165.00 = -53.88 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,912,517,763 − 111.12 × 40,114,401 = 1,455,137,283 ㎜⁴

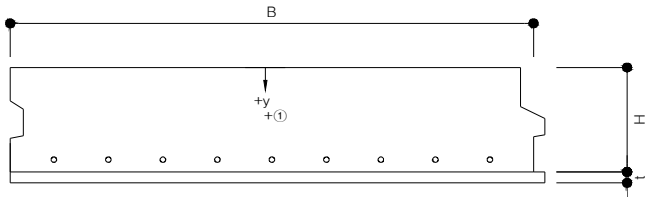
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,455,137,283}{111.12} = 13,095,575.0$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,455,137,283}{-53.88} = -27,005,356.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,455,137,283}{-108.88} = -13,364,193.5$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	365,449.80		40,846,737				6,033,353,203

N_c = 6.00

A_{vc1} = 365,449.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,846,737 / 365,450 = 111.77 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 111.77 − 220.00 = −108.23 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0) / 16$

= 111.77 − 165.00 = −53.23 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

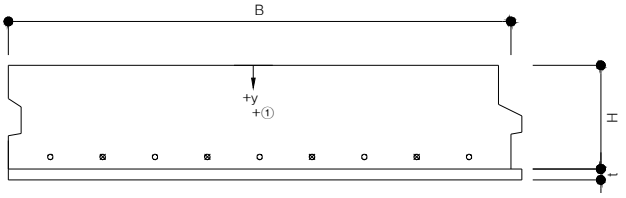
= 6,033,353,203 − 111.77 × 40,846,737 = 1,467,867,264 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,467,867,264}{111.77} = 13,132,794.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,467,867,264}{-53.23} = -27,576,524.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,467,867,264}{-108.23} = -13,562,622.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	362,675.80		40,389,027				5,957,831,053

N_c = 6.00

A_{vb1} = 362,675.80 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,389,027 / 362,676 = 111.36 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 111.36 - 220.00 = -108.64 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (12 ×165.0+0 ×115.0) / 12

= 111.36 - 165.00 = -53.64 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

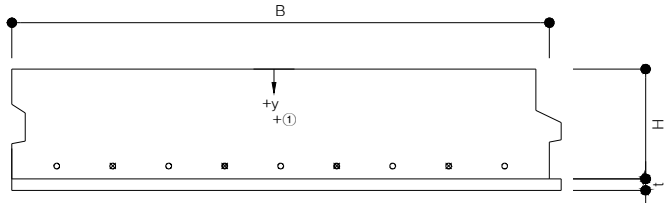
= 5,957,831,053 - 111.36 × 40,389,027 = 1,459,947,539 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,459,947,539}{111.36} = 13,109,690.4$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,459,947,539}{-53.64} = -27,219,544.3$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,459,947,539}{-108.64} = -13,438,892.3$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	8	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}=AK
Con'c			354,353.80		39,015,897				5,731,264,603
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	359,901.80		39,931,317				5,882,308,903

N_c = 6.00

A_{va1} = 359,901.80 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,931,317 / 359,902 = 110.95 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 110.95 - 220.00 = -109.05 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (8 ×165.0+0 ×115.0) / 8

= 110.95 - 165.00 = -54.05 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,882,308,903 - 110.95 × 39,931,317 = 1,451,905,728 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,451,905,728}{110.95} = 13,086,056.9$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,451,905,728}{-54.05} = -26,862,563.8$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,451,905,728}{-109.05} = -13,314,200.7$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	354,353.8	A_{vc1}'	367,669.0	mm^2
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}'	112.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-52.9	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}'	-107.9	mm
I_{vc0}	1,435,444,384.3	I_{vc1}'	1,474,116,999.4	mm^4
Z_{tc0}	13,037,126.2	Z_{tc1}'	13,150,908.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-27,862,109.3	mm^3
Z_{bc0}	-13,061,886.1	Z_{bc1}'	-13,660,920.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	354,353.8	A_{vb1}'	364,340.2	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}'	111.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-53.4	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}'	-108.4	mm
I_{vb0}	1,435,444,384.3	I_{vb1}'	1,464,713,845.3	mm^4
Z_{tb0}	13,037,126.2	Z_{tb1}'	13,123,615.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-27,433,732.6	mm^3
Z_{bb0}	-13,061,886.1	Z_{bb1}'	-13,513,244.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	354,353.8	A_{va1}'	361,011.4	mm^2
Y_{ta0}	110.1	Y_{ta1}'	111.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-53.9	mm
Y_{ba0}	-109.9	Y_{ba1}'	-108.9	mm
I_{va0}	1,435,444,384.3	I_{va1}'	1,455,137,282.8	mm^4
Z_{ta0}	13,037,126.2	Z_{ta1}'	13,095,575.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-27,005,356.0	mm^3
Z_{ba0}	-13,061,886.1	Z_{ba1}'	-13,364,193.5	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	354,353.8	A_{vc1}	365,449.8	mm^2
Y_{tc0}	110.1	Y_{tc1}	111.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-53.2	mm
Y_{bc0}	-109.9	Y_{bc1}	-108.2	mm
I_{vc0}	1,435,444,384.3	I_{vc1}	1,467,867,263.6	mm^4
Z_{tc0}	13,037,126.2	Z_{tc1}	13,132,794.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-27,576,524.8	mm^3
Z_{bc0}	-13,061,886.1	Z_{bc1}	-13,562,622.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	354,353.8	A_{vb1}	362,675.8	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}	111.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.6	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}	-108.6	mm
I_{vb0}	1,435,444,384.3	I_{vb1}	1,459,947,538.6	mm^4
Z_{tb0}	13,037,126.2	Z_{tb1}	13,109,690.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-27,219,544.3	mm^3
Z_{bb0}	-13,061,886.1	Z_{bb1}	-13,438,892.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	354,353.8	A_{va1}	359,901.8	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}	1,435,444,384.3	I_{va1}	1,451,905,728.4	mm^4
Z_{ta0}	13,037,126.2	Z_{ta1}	13,086,056.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-26,862,563.8	mm^3
Z_{ba0}	-13,061,886.1	Z_{ba1}	-13,314,200.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.6415m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{72,537,629}{13,150,908} \times 1.642 = 9.054$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{72,537,629}{-27,862,109} \times 1.642 = -4.274$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{72,537,629}{-13,660,921} \times 1.642 = -8.716$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{72,537,629}{13,132,794} \times 1.642 = 9.067$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{72,537,629}{-27,576,525} \times 1.642 = -4.318$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{72,537,629}{-13,562,622} \times 1.642 = -8.779$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{876,866}{13,132,794} \times 1.642 = 0.110$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{876,866}{-27,576,525} \times 1.642 = -0.052$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{876,866}{-13,562,622} \times 1.642 = -0.106$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{13,132,794} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-27,576,525} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-13,562,622} \times 1.642 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{67,204,313}{13,132,794} \times 1.642 = 8.400$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{67,204,313}{-27,576,525} \times 1.642 = -4.000$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{67,204,313}{-13,562,622} \times 1.642 = -8.134$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{367,669} + \frac{-52.91}{-27,862,109}\right)$

$= 14.042$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.274$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.042 + -4.274)$

$= 9.769$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.769 = 70.279$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.052 + 0.000)
  = 0.052 MPa (압축)
- f_{cir} = 9.769 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 9.769 - 7 × 0.052
  = 116.861 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 70.279 - 0.05 × (45.500 + 116.861)
= 19.854 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 70.279 = 1,299.72 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 16 × 138.7 × 1,299.7
= 2,884.34 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,299.72 - 116.86 - 45.50 - 19.85
= 1,117.51 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,117.51}{1,299.72} = 0.860$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.860 × 2,884.34 = 2,479.97 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,884.34 × -52.91 / 1,000 = -152.603 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,479.97 × -53.23 / 1,000 = -132.006 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,884,340}{367,669} + \frac{-152,603,478}{13,150,908} =$ -3.759 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,884,340}{367,669} + \frac{-152,603,478}{-27,862,109} =$ 13.322 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,884,340}{367,669} + \frac{-152,603,478}{-13,660,921} =$ 19.016 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,479,969}{365,450} + \frac{-132,005,973}{13,132,794} =$ -3.266 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,479,969}{365,450} + \frac{-132,005,973}{-27,576,525} =$ 11.573 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,479,969}{365,450} + \frac{-132,005,973}{-13,562,622} =$ 16.519 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{53,091,007}{13,123,615} \times 1.642 =$ 6.641 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{53,091,007}{-27,433,733} \times 1.642 =$ -3.177 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{53,091,007}{-13,513,245} \times 1.642 =$ -6.449 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{53,091,007}{13,109,690} \times 1.642 =$ 6.648 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{53,091,007}{-27,219,544} \times 1.642 =$ -3.202 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{53,091,007}{-13,438,892} \times 1.642 =$ -6.485 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{641,787}{13,109,690} \times 1.642 = 0.080$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{641,787}{-27,219,544} \times 1.642 = -0.039$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{641,787}{-13,438,892} \times 1.642 = -0.078$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{13,109,690} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-27,219,544} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-13,438,892} \times 1.642 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{49,187,500}{13,109,690} \times 1.642 = 6.159$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{49,187,500}{-27,219,544} \times 1.642 = -2.966$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{49,187,500}{-13,438,892} \times 1.642 = -6.008$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{364,340} + \frac{-53.39}{-27,433,733} \right)$

$= 10.696$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.177 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.696 + -3.177 $)$
  $=$ 7.520 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.520 $=$ 54.097 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.039 + 0.000 $)$
  $=$ 0.039 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.520 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.520 $- 7 \times$ 0.039
  $=$ 89.964 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 54.097 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 89.964 $)$
$=$ 22.817 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 54.097 $=$ 1,315.90 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times$ 138.7 $\times$ 1,315.9
$=$ 2,190.19 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,315.90 $-$ 89.96 $-$ 45.50 $-$ 22.82
$=$ 1,157.62 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,157.62}{1,315.90} =$ 0.880

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.880 $\times$ 2,190.19 $=$ 1,926.75 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,190.19 \times -53.39 / 1,000 = -116.936$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,926.75 \times -53.64 / 1,000 = -103.343$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,190,188}{364,340} + \frac{-116,936,295}{13,123,615} = -2.899$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,190,188}{364,340} + \frac{-116,936,295}{-27,433,733} = 10.274$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,190,188}{364,340} + \frac{-116,936,295}{-13,513,245} = 14.665$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,926,746}{362,676} + \frac{-103,342,949}{13,109,690} = -2.570$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,926,746}{362,676} + \frac{-103,342,949}{-27,219,544} = 9.109$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,926,746}{362,676} + \frac{-103,342,949}{-13,438,892} = 13.002$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{37,863,939}{13,095,575} \times 1.642 = 4.746$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{37,863,939}{-27,005,356} \times 1.642 = -2.302$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{37,863,939}{-13,364,193} \times 1.642 = -4.651$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37,863,939}{13,086,057} \times 1.642 = 4.750$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37,863,939}{-26,862,564} \times 1.642 = -2.314$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37,863,939}{-13,314,201} \times 1.642 = -4.668$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{457,715}{13,086,057} \times 1.642 = 0.057$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{457,715}{-26,862,564} \times 1.642 = -0.028$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{457,715}{-13,314,201} \times 1.642 = -0.056$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{13,086,057} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-26,862,564} \times 1.642 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-13,314,201} \times 1.642 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{35,080,000}{13,086,057} \times 1.642 = 4.400$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{35,080,000}{-26,862,564} \times 1.642 = -2.144$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{35,080,000}{-13,314,201} \times 1.642 = -4.325$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{361,011} + \frac{-53.88}{-27,005,356})$

$= 7.244$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.302 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 7.244 + -2.302 $)$
  $=$ 4.942 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 4.942 $=$ 35.557 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.028 + 0.000 $)$
  $=$ 0.028 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 4.942 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 4.942 $- 7 \times$ 0.028
  $=$ 59.113 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 35.557 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 59.113 $)$
$=$ 26.214 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 35.557 $=$ 1,334.44 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times$ 138.7 $\times$ 1,334.4
$=$ 1,480.70 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,334.44 $-$ 59.11 $-$ 45.50 $-$ 26.21
$=$ 1,203.62 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,203.62}{1,334.44} =$ 0.902

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.902 $\times$ 1,480.70 $=$ 1,335.53 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,480.70 \times -53.88 / 1,000 = -79.785$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,335.53 \times -54.05 / 1,000 = -72.185$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,480,698}{361,011} + \frac{-79,784,873}{13,095,575} = -1.991$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,480,698}{361,011} + \frac{-79,784,873}{-27,005,356} = 7.056$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,480,698}{361,011} + \frac{-79,784,873}{-13,364,193} = 10.072$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,335,533}{359,902} + \frac{-72,184,747}{13,086,057} = -1.805$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,335,533}{359,902} + \frac{-72,184,747}{-26,862,564} = 6.398$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,335,533}{359,902} + \frac{-72,184,747}{-13,314,201} = 9.132$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,299.72	1,315.90	1,334.44
유효 긴장응력	1,117.51	1,157.62	1,203.62

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,117.5	1,157.6	1,203.6	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	-3.759	19.016	-2.899	14.665	-1.991	10.072
풍도슬래브	9.054	-8.716	6.641	-6.449	4.746	-4.651

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		-3.266	16.519	-2.570	13.002	-1.805	9.132
고정 하중	풍도슬래브	9.067	-8.779	6.648	-6.485	4.750	-4.668
	CIP 몰탈	0.110	-0.106	0.080	-0.078	0.057	-0.056
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.400	-8.134	6.159	-6.008	4.400	-4.325

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	5.295	10.300	3.742	8.216	2.755	5.421
	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	5.801	7.740	4.077	6.518	2.944	4.464
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.911	7.634	4.158	6.439	3.002	4.408
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	5.911	7.634	4.158	6.439	3.002	4.408
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.311	-0.500	10.317	0.431	7.402	0.083
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 3,040,304.000 \quad \times \quad 10470 \quad) / (\quad 2219.200 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 71.720 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	144.612	1.6 ×(Σ작업하중)	176.505	321.117

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 321.117 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 165 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1642 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2219.20}{1641.5 \times 165.0} = 0.0082$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.008 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,547 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{2219.20 \times 1,547 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1642}$$

$$= 49.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,547 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{12.68}{50}\right)$$

$$= 410 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 410 kN·m > 321.12 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 16.519)× 13,562,622 / 1.0E+06

= 284.46 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 409.51 kN·m

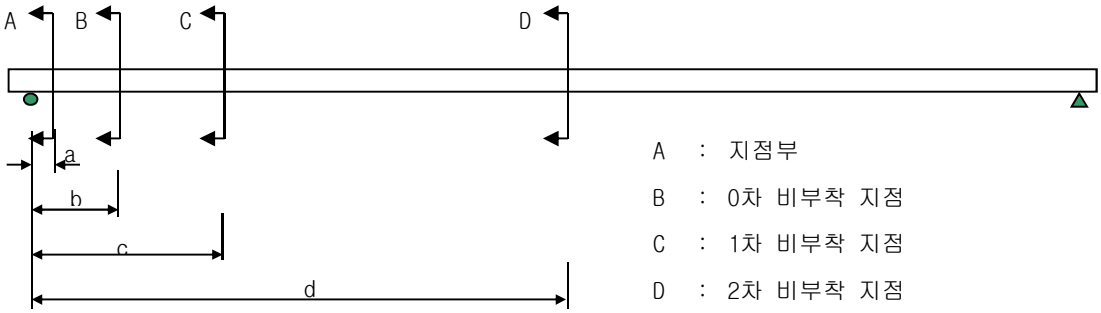
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 284.46 = 341.35 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	45.490	0.550	46.040	42.146	88.186
B	38.403	0.464	38.867	35.580	74.447
C	31.316	0.379	31.695	29.014	60.708
D	23.343	0.282	23.625	21.627	45.252
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	33.912	0.410	34.322	31.418	65.740
C	62.154	0.751	62.905	57.584	120.489
D	87.149	1.053	88.202	80.741	168.944
E	119.071	1.439	120.510	110.316	230.826

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	54.588	0.660	55.248	67.433	122.681
B	46.084	0.557	46.641	56.927	103.568
C	37.579	0.454	38.033	46.422	84.455
D	28.012	0.339	28.350	34.603	62.953
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	40.694	0.492	41.186	50.269	91.455
C	74.584	0.902	75.486	92.134	167.620
D	104.579	1.264	105.843	129.186	235.029
E	142.885	1.727	144.612	176.505	321.117

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	6.398	0.000	1,451,905,728	109.0	132.257
B	50.0	6.398	2.578	1,451,905,728	109.0	97.936
C	50.0	6.398	4.725	1,451,905,728	109.0	69.352
D	50.0	9.109	6.563	1,459,947,539	108.6	81.729
E	50.0	11.573	8.885	1,467,867,264	108.2	84.401

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	1,642	176.0	88.186	34.495	132.257	0.000	∞
B	50.0	1,642	176.0	74.447	29.121	97.936	25.715	287.497
C	50.0	1,642	176.0	60.708	23.747	69.352	47.131	197.794
D	50.0	1,642	176.0	45.252	17.701	81.729	66.085	169.286
E	50.0	1,642	176.0	0.000	0.000	84.401	90.292	102.143

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	3.711	1,641.5	176.0	0.00	914.051
B	50.0	3.711	1,641.5	176.0	0.00	914.051
C	50.0	3.711	1,641.5	176.0	0.00	914.051
D	50.0	5.313	1,641.5	176.0	0.00	1,052.877
E	50.0	6.786	1,641.5	176.0	0.00	1,180.587

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	914.051	914.051
B	287.497	914.051	287.497
C	197.794	914.051	197.794
D	169.286	1,052.877	169.286
E	102.143	1,180.587	102.143

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

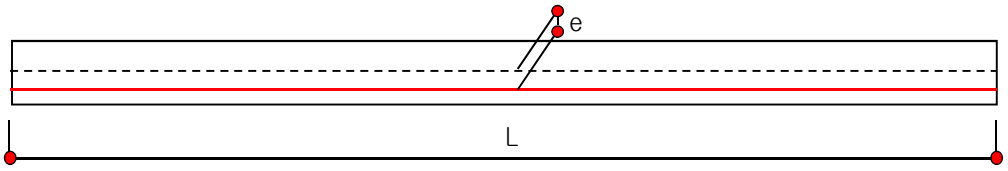
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	122.681	914.051	0.750	685.538	-562.86	0.179	전단보강 불필요
B	103.568	287.497	0.750	215.622	-112.05	0.480	전단보강 불필요
C	84.455	197.794	0.750	148.346	-63.89	0.569	전단보강 불필요
D	62.953	169.286	0.750	126.965	-64.01	0.496	전단보강 불필요
E	0.000	102.143	0.750	76.607	-76.61	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

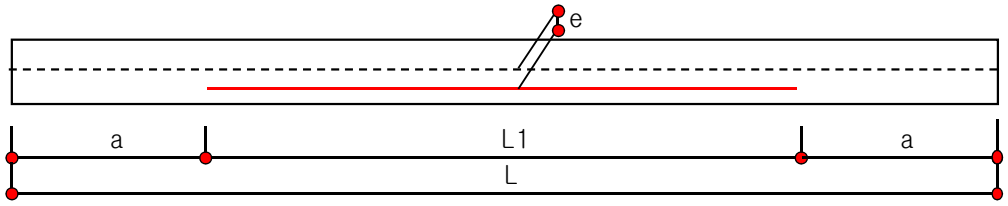
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}884 \times 53.2 \times 10.27^2}{8 \times 32{,}300 \times 1467867264} - \frac{694 \times 53.6 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1467867264}$$

$$- \frac{709 \times 54.0 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1467867264}$$

$$= 42.69 - 2.454 - 1.035 = 39.2 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,270 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	153.530	1,474,116,999	-39.20	
풍도슬래브 자중	72.538	1,474,116,999	31.31	
접합 몰탈	0.877	1,474,116,999	0.36	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,474,116,999	0.00	
합 계(고정하중)			-7.53	
작업하중 및 풍하중	67.204	1,474,116,999	27.55	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE11'

(L= 10.470 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

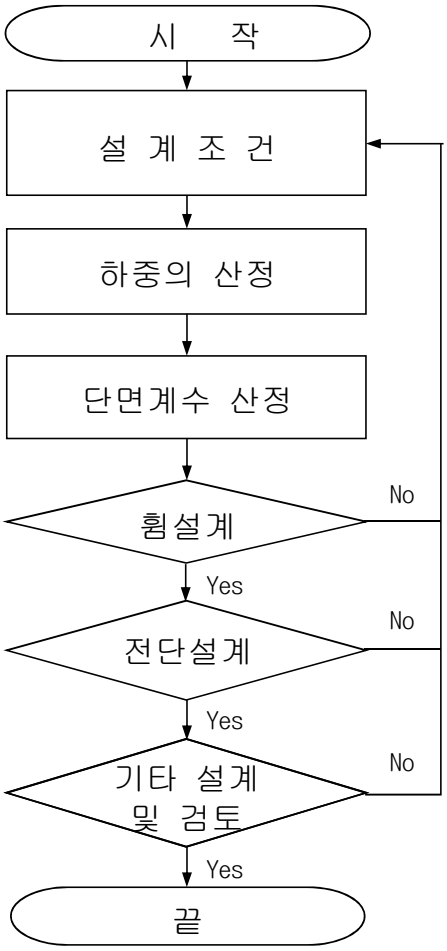
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

제6장 전단설계
6.1 전단설계 위치 및 단면력
6.2 전단설계

제7장 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 : 10.470 m

㉯ 계산지간 : 10.270 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

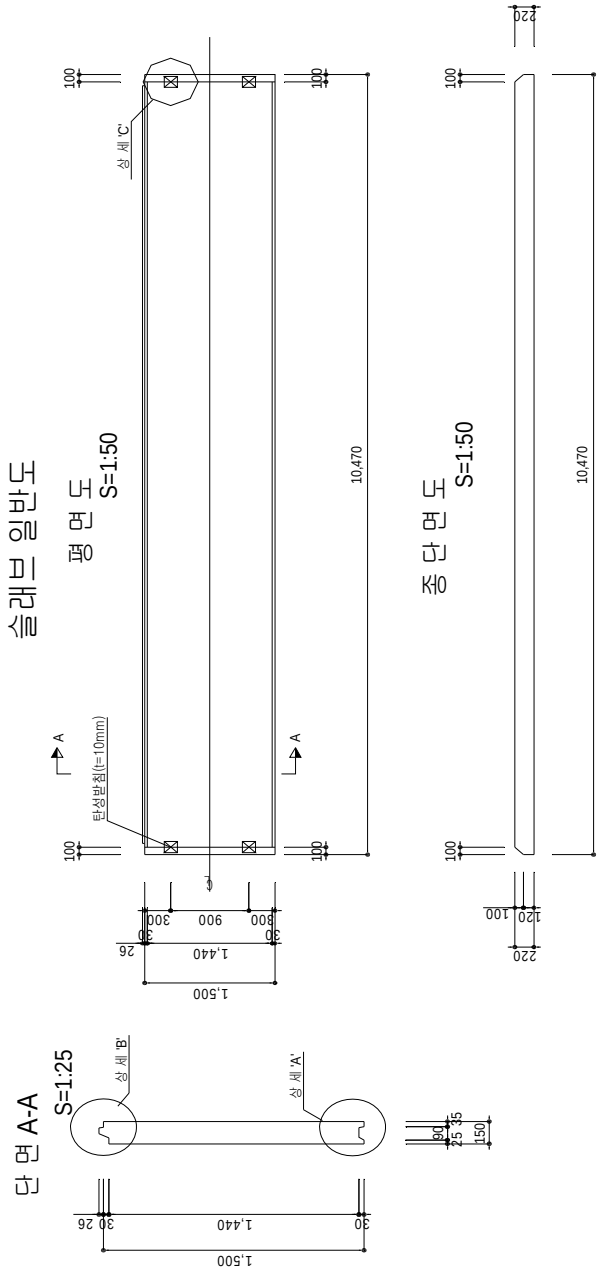
1.1.4 참고문헌

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 1.5m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

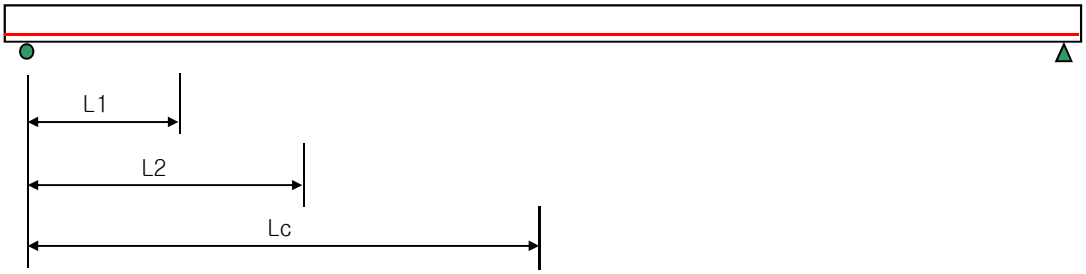
단 면 적 = 323,224 ㎟

하중계산 = 323,224 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.081 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,500.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 4,557 ㎟

하중계산 = 4,557 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.107 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 10.470 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 5.235 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.500 = 7.500 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

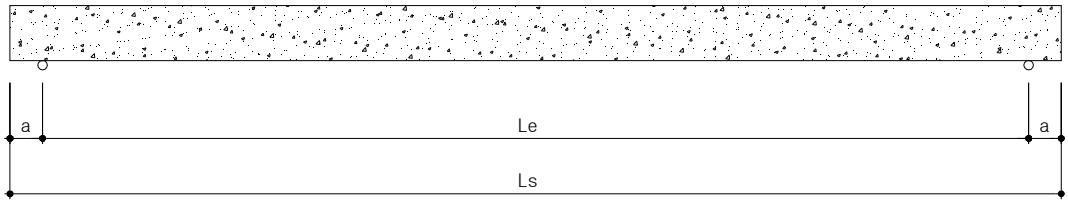
KN/m/EA

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

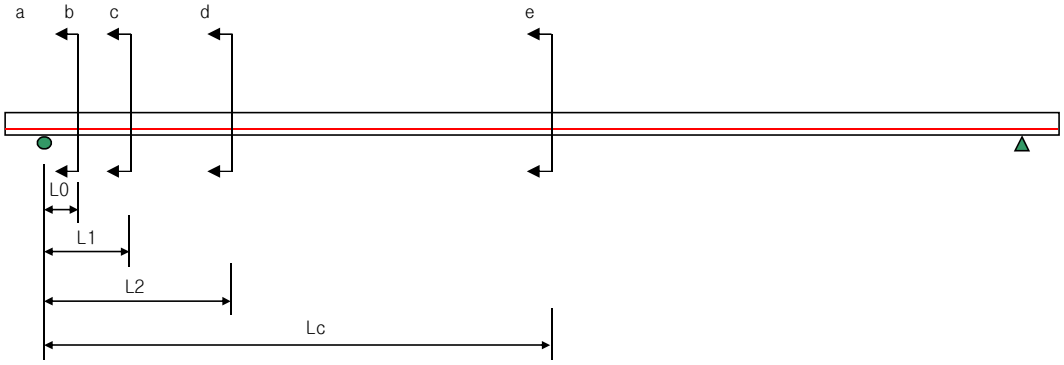
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.470 m
- 계산지간(Le) : 10.270 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.135 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 × 10.270)/ 2 = 27.663 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.387 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 20.622 kN-m

M_3 = 5.387 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 37.796 kN-m

M_4 = 5.387 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 52.995 kN-m

M_5 = 5.387 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 72.407 kN-m

③ 전단력

S_1 = 27.663 kN

S_2 = 27.663 - (5.387 × 0.800) = 23.353 kN

S_3 = 27.663 - (5.387 × 1.600) = 19.043 kN

S_4 = 27.663 - (5.387 × 2.500) = 14.195 kN

S_5 = 27.663 - (5.387 × 5.135) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.071 × 10.270)/ 2 = 0.367 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.071 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 0.273 kN-m

M_3 = 0.071 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 0.501 kN-m

M_4 = 0.071 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 0.702 kN-m

M_5 = 0.071 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 0.960 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.367 kN

S_2 = 0.367 - (0.071 × 0.800) = 0.309 kN

S_3 = 0.367 - (0.071 × 1.600) = 0.252 kN

S_4 = 0.367 - (0.071 × 2.500) = 0.188 kN

S_5 = 0.367 - (0.071 × 5.135) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.135 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.270)/ 2 = 25.675 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.370 - 0.800) = 19.140 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.370 - 1.600) = 35.080 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.370 - 2.500) = 49.188 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.135 / 2 × (10.370 - 5.135) = 67.204 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.675 kN

S_2 = 25.675 - (5.000 × 0.800) = 21.675 kN

S_3 = 25.675 - (5.000 × 1.600) = 17.675 kN

S_4 = 25.675 - (5.000 × 2.500) = 13.175 kN

S_5 = 25.675 - (5.000 × 5.135) = 0.000 kN

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	20.622	0.273	0.000	19.140	40.035	0차비부착부
	c	37.796	0.501	0.000	35.080	73.377	1차비부착부
	d	52.995	0.702	0.000	49.188	102.885	2차비부착부
	e	72.407	0.960	0.000	67.204	140.571	중앙부
전단력 (KN/m)	a	27.663	0.367	0.000	25.675	53.704	지점부(전단검토)
	b	23.353	0.309	0.000	21.675	45.337	0차비부착부
	c	19.043	0.252	0.000	17.675	36.971	1차비부착부
	d	14.195	0.188	0.000	13.175	27.558	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

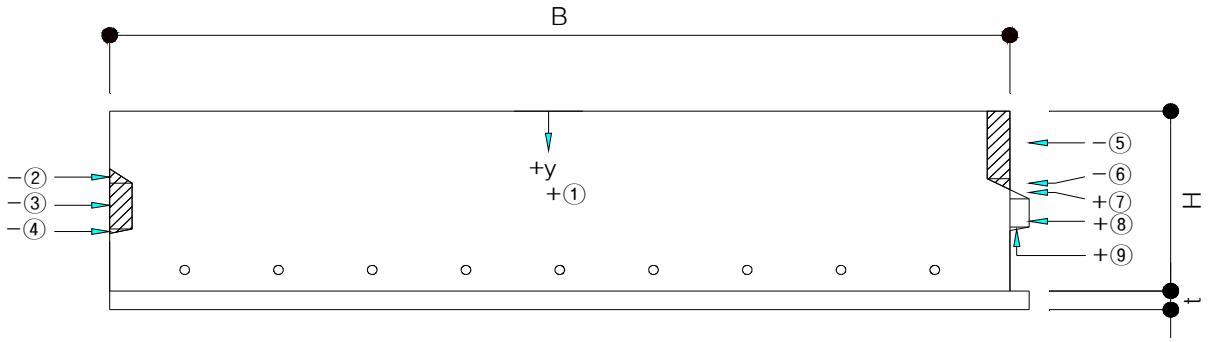
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	27.663	0.367	0.000		28.029	
LC-2	27.663	0.367	0.000	25.675	53.704	
MAX					53.704	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	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.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 323,223.80 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 35,591,597 / 323,224 = 110.11 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 110.11 - 220.00 = -109.89 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

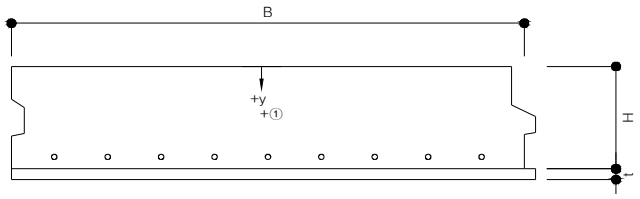
= 5,229,033,937 - 110.11 × 35,591,597 = 1,309,886,346 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,309,886,346}{110.11} =$ 11,895,685.4 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,309,886,346}{-109.89} =$ -11,920,455.7 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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	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 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 37,788,605 / 336,539 = 112.29 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 112.29 − 220.00 = −107.71 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (16 \times 165.0 + 0 \times 115.0)/16$

= 112.29 − 165.00 = −52.71 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

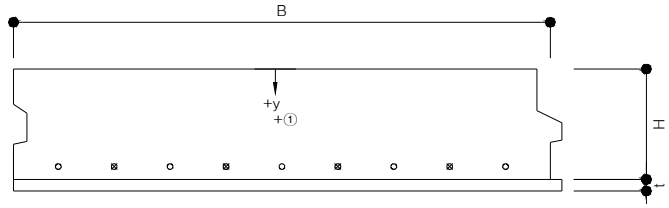
= 5,591,540,257 − 112.29 × 37,788,605 = 1,348,410,433 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,348,410,433}{112.29} = 12,008,717.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,348,410,433}{-52.71} = -25,579,721.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,348,410,433}{-107.71} = -12,518,427.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	165.0
Ap2	Φ15.2mm	0	115.0
합 계		14	

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	14	11,650.80	165.0	1,922,382	27,225	0	27,225	317,193,030
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		14	334,874.60		37,513,979				5,546,226,967

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 334,874.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 37,513,979 / 334,875 = 112.02 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 112.02 − 220.00 = -107.98 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (14 × 165.0 + 0 × 115.0) / 14

= 112.02 − 165.00 = -52.98 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

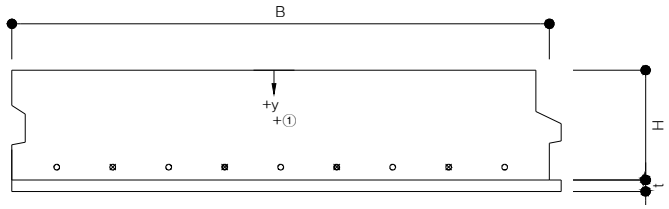
= 5,546,226,967 − 112.02 × 37,513,979 = 1,343,762,461 ㎜⁴

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,343,762,461}{112.02} = 11,995,312.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,343,762,461}{-52.98} = -25,365,476.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,343,762,461}{-107.98} = -12,445,006.0 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	12	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	115.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
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

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 333,210.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 37,239,353 / 333,210 = 111.76 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 111.76 − 220.00 = -108.24 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (12 × 165.0+ 0 × 115.0) / 12

= 111.76 − 165.00 = -53.24 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 5,500,913,677 − 111.76 × 37,239,353 = 1,339,068,055 ㎜⁴

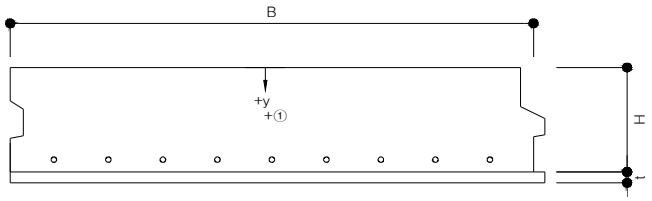
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,339,068,055}{111.76} = 11,981,710.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,339,068,055}{-53.24} = -25,151,230.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,339,068,055}{-108.24} = -12,371,211.4 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	16	165.0
Ap2	Φ15.2mm	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

N_c = 6.00

A_{vc1} = 334,319.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 37,422,437 / 334,320 = 111.94 ㎜

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 111.94 − 220.00 = −108.06 ㎜

e_{pc1} = Y_{tc1} − (16 × 165.0+0 × 115.0) / 16

= 111.94 − 165.00 = −53.06 ㎜

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

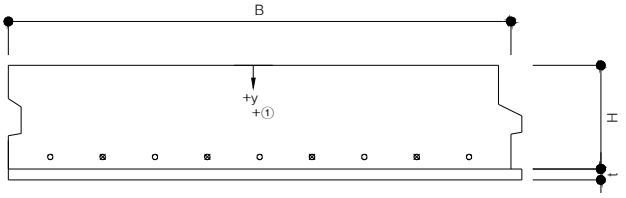
= 5,531,122,537 − 111.94 × 37,422,437 = 1,342,202,852 $㎜^4$

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,342,202,852}{111.94} = 11,990,800.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,342,202,852}{-53.06} = -25,294,061.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,342,202,852}{-108.06} = -12,420,449.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	165.0
Ap2	Φ15.2mm	0	115.0
합 계		14	

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	14	9,709.00	165.0	1,601,985	27,225	0	27,225	264,327,525
Ap2	138.7	0	0.00	115.0	0	13,225	0	13,225	0
합계		14	332,932.80		37,193,582				5,493,361,462

N_c = 6.00

A_{vb1} = 332,932.80 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 37,193,582 / 332,933 = 111.71 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 111.71 − 220.00 = -108.29 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (14 × 165.0+0 × 115.0) / 14

= 111.71 − 165.00 = -53.29 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

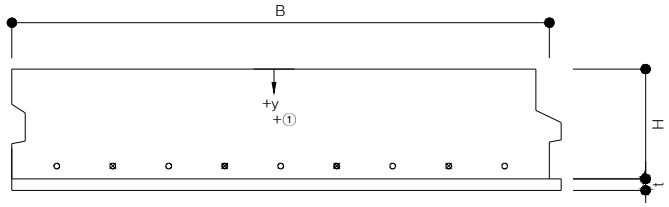
= 5,493,361,462 − 111.71 × 37,193,582 = 1,338,281,091 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,338,281,091}{111.71} = 11,979,423.5$ ㎥

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,338,281,091}{-53.29} = -25,115,523.3$ ㎥

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,338,281,091}{-108.29} = -12,358,875.9$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	12	165.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}=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

N_c = 6.00

A_{va1} = 331,545.80 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 36,964,727 / 331,546 = 111.49 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 111.49 − 220.00 = -108.51 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (12 × 165.0+0 × 115.0) / 12

= 111.49 − 165.00 = -53.51 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 5,455,600,387 − 111.49 × 36,964,727 = 1,334,326,517 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,334,326,517}{111.49} = 11,967,905.3$ ㎥

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,334,326,517}{-53.51} = -24,936,985.5$ ㎥

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,334,326,517}{-108.51} = -12,297,041.3$ ㎥

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)

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}'	334,874.6	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}'	112.0	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-53.0	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}'	-108.0	mm
I_{vb0}	1,309,886,346.0	I_{vb1}'	1,343,762,460.8	mm^4
Z_{tb0}	11,895,685.4	Z_{tb1}'	11,995,312.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-25,365,476.1	mm^3
Z_{bb0}	-11,920,455.7	Z_{bb1}'	-12,445,006.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	323,223.8	A_{va1}'	333,210.2	mm^2
Y_{ta0}	110.1	Y_{ta1}'	111.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-53.2	mm
Y_{ba0}	-109.9	Y_{ba1}'	-108.2	mm
I_{va0}	1,309,886,346.0	I_{va1}'	1,339,068,055.3	mm^4
Z_{ta0}	11,895,685.4	Z_{ta1}'	11,981,710.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-25,151,230.8	mm^3
Z_{ba0}	-11,920,455.7	Z_{ba1}'	-12,371,211.4	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.135m)

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}	332,932.8	mm^2
Y_{tb0}	110.1	Y_{tb1}	111.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.3	mm
Y_{bb0}	-109.9	Y_{bb1}	-108.3	mm
I_{vb0}	1,309,886,346.0	I_{vb1}	1,338,281,091.1	mm^4
Z_{tb0}	11,895,685.4	Z_{tb1}	11,979,423.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-25,115,523.3	mm^3
Z_{bb0}	-11,920,455.7	Z_{bb1}	-12,358,875.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	323,223.8	A_{va1}	331,545.8	mm^2
Y_{ta0}	110.1	Y_{ta1}	111.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-53.5	mm
Y_{ba0}	-109.9	Y_{ba1}	-108.5	mm
I_{va0}	1,309,886,346.0	I_{va1}	1,334,326,516.8	mm^4
Z_{ta0}	11,895,685.4	Z_{ta1}	11,967,905.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-24,936,985.5	mm^3
Z_{ba0}	-11,920,455.7	Z_{ba1}	-12,297,041.3	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)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{72,406,778}{12,008,718} \times 1.500 = 9.044$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{72,406,778}{-25,579,721} \times 1.500 = -4.246$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{72,406,778}{-12,518,428} \times 1.500 = -8.676$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{72,406,778}{11,990,801} \times 1.500 = 9.058$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{72,406,778}{-25,294,061} \times 1.500 = -4.294$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{72,406,778}{-12,420,449} \times 1.500 = -8.744$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{959,583}{11,990,801} \times 1.500 = 0.120$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{959,583}{-25,294,061} \times 1.500 = -0.057$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{959,583}{-12,420,449} \times 1.500 = -0.116$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{11,990,801} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-25,294,061} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-12,420,449} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{67,204,313}{11,990,801} \times 1.500 = 8.407$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{67,204,313}{-25,294,061} \times 1.500 = -3.985$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{67,204,313}{-12,420,449} \times 1.500 = -8.116$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{336,539} + \frac{-52.71}{-25,579,721}\right)$

$= 15.299$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.246$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (15.299 + -4.246)$

$= 11.053$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.053 = 79.521$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.057 + 0.000)
  = 0.057 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.053 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.053 - 7 × 0.057
  = 132.243 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 79.521 - 0.05 × (45.500 + 132.243)
= 18.161 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 79.521 = 1,290.48 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 16 × 138.7 × 1,290.5
= 2,863.83 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,290.48 - 132.24 - 45.50 - 18.16
= 1,094.57 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,094.57}{1,290.48} = 0.848$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.848 × 2,863.83 = 2,429.08 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,863.83 × -52.71 / 1,000 = -150.964 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,429.08 × -53.06 / 1,000 = -128.897 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,863,830}{336,539} + \frac{-150,964,060}{12,008,718} =$ -4.062 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,863,830}{336,539} + \frac{-150,964,060}{-25,579,721} =$ 14.411 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,863,830}{336,539} + \frac{-150,964,060}{-12,518,428} =$ 20.569 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,429,080}{334,320} + \frac{-128,896,598}{11,990,801} =$ -3.484 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,429,080}{334,320} + \frac{-128,896,598}{-25,294,061} =$ 12.362 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,429,080}{334,320} + \frac{-128,896,598}{-12,420,449} =$ 17.644 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{52,995,236}{11,995,313} \times 1.500 =$ 6.627 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{52,995,236}{-25,365,476} \times 1.500 =$ -3.134 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{52,995,236}{-12,445,006} \times 1.500 =$ -6.388 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{52,995,236}{11,979,424} \times 1.500 =$ 6.636 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{52,995,236}{-25,115,523} \times 1.500 =$ -3.165 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{52,995,236}{-12,358,876} \times 1.500 =$ -6.432 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{702,329}{11,979,424} \times 1.500 = 0.088$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{702,329}{-25,115,523} \times 1.500 = -0.042$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{702,329}{-12,358,876} \times 1.500 = -0.085$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{11,979,424} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-25,115,523} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-12,358,876} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{49,187,500}{11,979,424} \times 1.500 = 6.159$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{49,187,500}{-25,115,523} \times 1.500 = -2.938$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{49,187,500}{-12,358,876} \times 1.500 = -5.970$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{334,875} + \frac{-52.98}{-25,365,476} \right)$

$= 13.500$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.134 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 13.500 + -3.134 $)$
  $=$ 10.366 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.366 $=$ 74.577 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -($ -0.042 + 0.000 $)$
  $=$ 0.042 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.366 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} =$ 12 × 10.366 − 7 × 0.042
  $=$ 124.100 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

$\Delta f_{psh} =$ 119 − 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
$=$ 119 − 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} =$ 35 − 0.1 × Δfpel − 0.05 × (Δfpsh + Δfpcr)
$=$ 35 − 0.1 × 74.577 − 0.05 × (45.500 + 124.100)
$=$ 19.062 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 − 74.577 $=$ 1,295.42 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 14 × 138.7 × 1,295.4
$=$ 2,515.45 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,295.42 − 124.10 − 45.50 − 19.06
$=$ 1,106.76 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.76}{1,295.42} =$ 0.854

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.854 × 2,515.45 $=$ 2,149.11 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}515.45 \times -52.98 / 1{,}000 = -133.259$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}149.11 \times -53.29 / 1{,}000 = -114.515$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}515{,}453}{334{,}875} + \frac{-133{,}258{,}738}{11{,}995{,}313} = -3.598$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}515{,}453}{334{,}875} + \frac{-133{,}258{,}738}{-25{,}365{,}476} = 12.765$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}515{,}453}{334{,}875} + \frac{-133{,}258{,}738}{-12{,}445{,}006} = 18.219$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}149{,}108}{332{,}933} + \frac{-114{,}515{,}257}{11{,}979{,}424} = -3.104$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}149{,}108}{332{,}933} + \frac{-114{,}515{,}257}{-25{,}115{,}523} = 11.015$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}149{,}108}{332{,}933} + \frac{-114{,}515{,}257}{-12{,}358{,}876} = 15.721$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{37{,}795{,}636}{11{,}981{,}710} \times 1.500 = 4.732$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{37{,}795{,}636}{-25{,}151{,}231} \times 1.500 = -2.254$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{37{,}795{,}636}{-12{,}371{,}211} \times 1.500 = -4.583$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{37{,}795{,}636}{11{,}967{,}905} \times 1.500 = 4.737$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{37{,}795{,}636}{-24{,}936{,}986} \times 1.500 = -2.273$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{37{,}795{,}636}{-12{,}297{,}041} \times 1.500 = -4.610$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{500,893}{11,967,905} \times 1.500 = 0.063$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{500,893}{-24,936,986} \times 1.500 = -0.030$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{500,893}{-12,297,041} \times 1.500 = -0.061$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{11,967,905} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-24,936,986} \times 1.500 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-12,297,041} \times 1.500 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{35,080,000}{11,967,905} \times 1.500 = 4.397$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{35,080,000}{-24,936,986} \times 1.500 = -2.110$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{35,080,000}{-12,297,041} \times 1.500 = -4.279$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times (\frac{1}{333,210} + \frac{-53.24}{-25,151,231})$

$= 11.670$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.254 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 11.670 + -2.254 $)$
  $=$ 9.416 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 9.416 $=$ 67.741 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.030 + 0.000 $)$
  $=$ 0.030 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.416 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 9.416 $- 7 \times$ 0.030
  $=$ 112.780 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 -$ 0.1 $\times$ 67.741 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 112.780 $)$
$=$ 20.312 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 67.741 $=$ 1,302.26 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times$ 138.7 $\times$ 1,302.3
$=$ 2,167.48 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,302.26 $-$ 112.78 $-$ 45.50 $-$ 20.31
$=$ 1,123.67 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,123.67}{1,302.26} =$ 0.863

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.863 $\times$ 2,167.48 $=$ 1,870.23 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2,167.48 \times -53.24 / 1,000 = -115.398$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,870.23 \times -53.51 / 1,000 = -100.072$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2,167,481}{333,210} + \frac{-115,398,088}{11,981,710} = -3.126$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2,167,481}{333,210} + \frac{-115,398,088}{-25,151,231} = 11.093$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2,167,481}{333,210} + \frac{-115,398,088}{-12,371,211} = 15.833$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,870,231}{331,546} + \frac{-100,072,216}{11,967,905} = -2.721$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,870,231}{331,546} + \frac{-100,072,216}{-24,936,986} = 9.654$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,870,231}{331,546} + \frac{-100,072,216}{-12,297,041} = 13.779$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,290.48	1,295.42	1,302.26
유효 긴장응력	1,094.57	1,106.76	1,123.67

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,094.6	1,106.8	1,123.7	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	-4.062	20.569	-3.598	18.219	-3.126	15.833
풍도슬래브	9.044	-8.676	6.627	-6.388	4.732	-4.583

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		-3.484	17.644	-3.104	15.721	-2.721	13.779
고정 하중	풍도슬래브	9.058	-8.744	6.636	-6.432	4.737	-4.610
	CIP 몰탈	0.120	-0.116	0.088	-0.085	0.063	-0.061
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.407	-8.116	6.159	-5.970	4.397	-4.279

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	4.983	11.893	3.029	11.832	1.605	11.250
	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	5.574	8.899	3.532	9.289	2.016	9.169
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	5.694	8.783	3.619	9.204	2.079	9.107
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	5.694	8.783	3.619	9.204	2.079	9.107
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	14.101	0.667	9.778	3.234	6.476	4.828
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 3,040,304.000 \quad \times \quad 10470 \quad) / (\quad 2219.200 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 71.720 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	132.059	1.6 ×(Σ작업하중)	161.290	293.350

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 293.350 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 165 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 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

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

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,516 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{13.59}{50}\right)$$

$$= 396 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 396 kN·m > 293.35 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 17.644)× 12,420,449 / 1.0E+06

= 274.47 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 396.10 kN·m

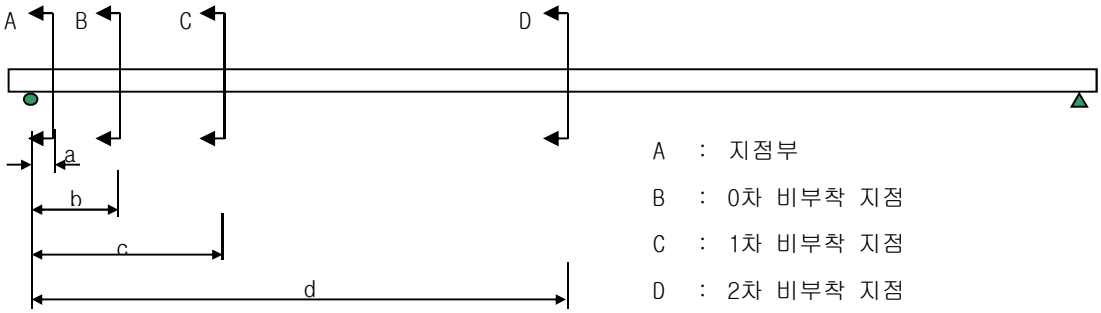
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 274.47 = 329.36 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	41.494	0.550	42.044	38.513	80.556
B	35.029	0.464	35.494	32.513	68.006
C	28.565	0.379	28.943	26.513	55.456
D	21.292	0.282	21.575	19.763	41.337
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	30.933	0.410	31.342	28.710	60.052
C	56.693	0.751	57.445	52.620	110.065
D	79.493	1.053	80.546	73.781	154.328
E	108.610	1.439	110.050	100.806	210.856

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	49.793	0.660	50.453	61.620	112.073
B	42.035	0.557	42.592	52.020	94.612
C	34.278	0.454	34.732	42.420	77.152
D	25.551	0.339	25.889	31.620	57.509
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	37.119	0.492	37.611	45.936	83.547
C	68.032	0.902	68.934	84.192	153.126
D	95.391	1.264	96.656	118.050	214.706
E	130.332	1.727	132.059	161.290	293.350

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.654	0.000	1,334,326,517	108.5	162.192
B	50.0	9.654	2.549	1,334,326,517	108.5	130.849
C	50.0	9.654	4.671	1,334,326,517	108.5	104.747
D	50.0	11.015	6.517	1,338,281,091	108.3	99.277
E	50.0	12.362	8.860	1,342,202,852	108.1	87.401

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	176.0	80.556	31.516	162.192	0.000	∞
B	50.0	1,500	176.0	68.006	26.606	130.849	23.494	309.524
C	50.0	1,500	176.0	55.456	21.696	104.747	43.061	201.571
D	50.0	1,500	176.0	41.337	16.172	99.277	60.378	161.267
E	50.0	1,500	176.0	0.000	0.000	87.401	82.494	93.338

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	5.641	1,500.0	176.0	0.00	988.124
B	50.0	5.641	1,500.0	176.0	0.00	988.124
C	50.0	5.641	1,500.0	176.0	0.00	988.124
D	50.0	6.455	1,500.0	176.0	0.00	1,052.603
E	50.0	7.266	1,500.0	176.0	0.00	1,116.807

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	988.124	988.124
B	309.524	988.124	309.524
C	201.571	988.124	201.571
D	161.267	1,052.603	161.267
E	93.338	1,116.807	93.338

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

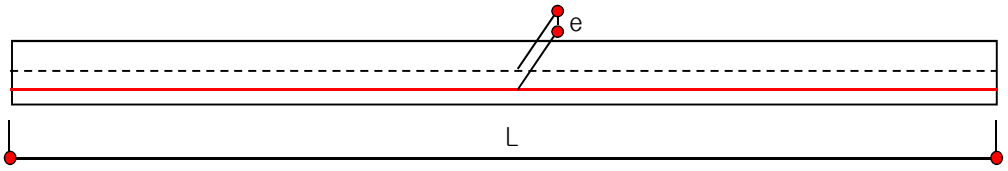
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	112.073	988.124	0.750	741.093	-629.02	0.151	전단보강 불필요
B	94.612	309.524	0.750	232.143	-137.53	0.408	전단보강 불필요
C	77.152	201.571	0.750	151.178	-74.03	0.510	전단보강 불필요
D	57.509	161.267	0.750	120.950	-63.44	0.475	전단보강 불필요
E	0.000	93.338	0.750	70.004	-70.00	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

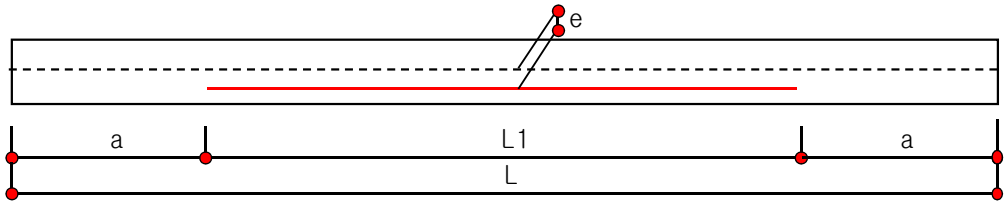
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}864 \times 53.1 \times 10.27^2}{8 \times 32{,}300 \times 1342202852} - \frac{348 \times 53.3 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1342202852}$$

$$- \frac{348 \times 53.5 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1342202852}$$

$$= 46.21 - 1.338 - 0.550 = 44.3 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,270 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	151.966	1,348,410,433	-44.33	
풍도슬래브 자중	72.407	1,348,410,433	31.22	
접합 몰탈	0.960	1,348,410,433	0.39	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,348,410,433	0.00	
합 계(고정하중)			-12.72	
작업하중 및 풍하중	67.204	1,348,410,433	27.52	

대 배 기 구

풍도슬래브 계 산 서

TYPE1-14

(L= 8.730 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

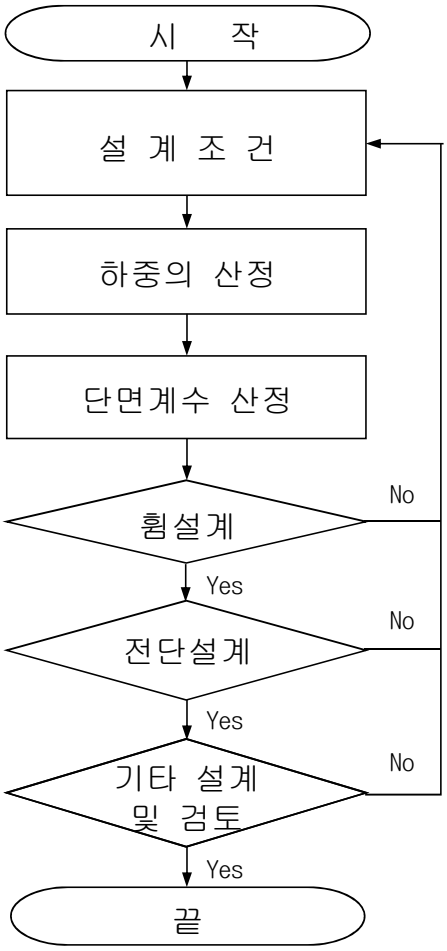
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.000 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 : 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

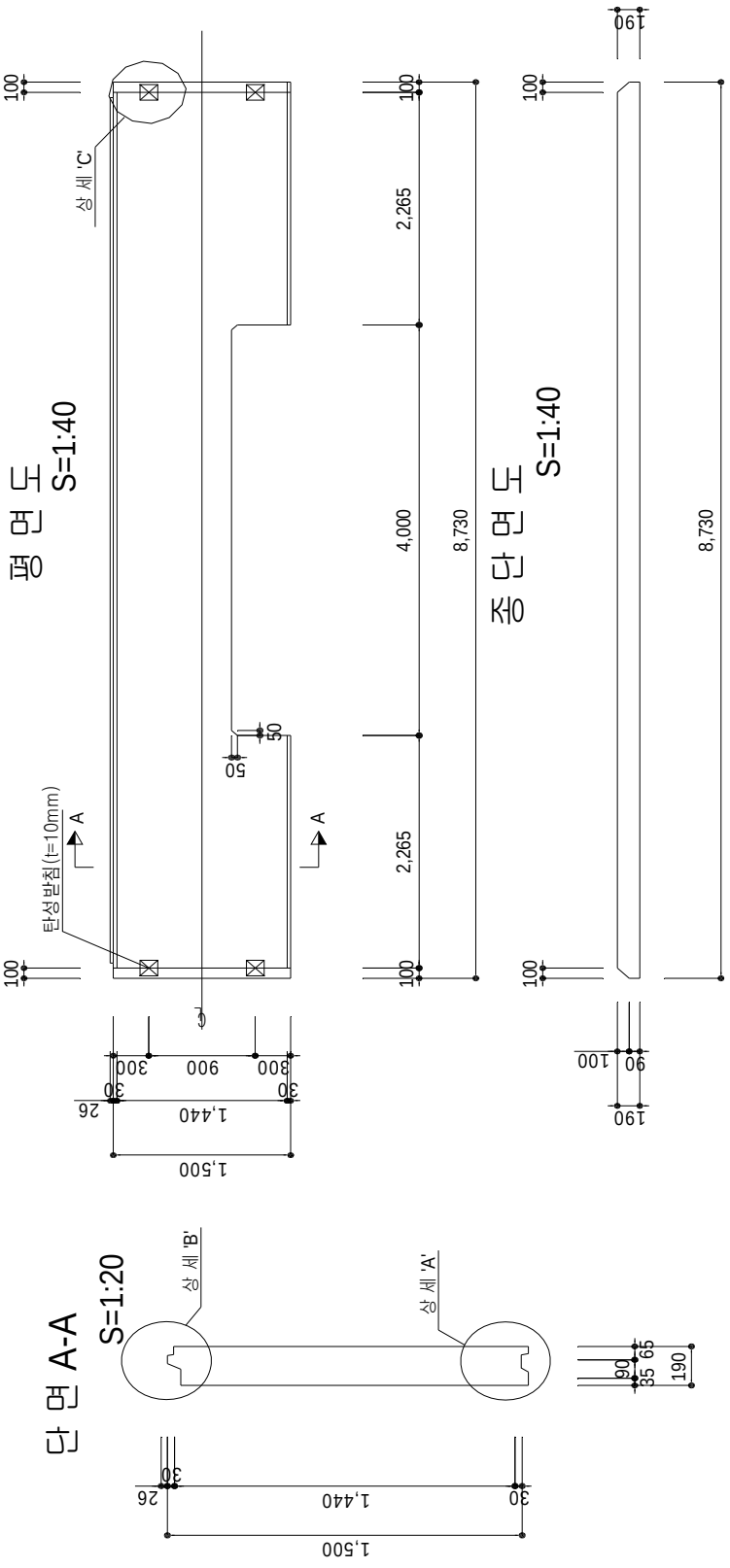
1.1.4 참고문헌

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 1.275m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 184,956 ㎟

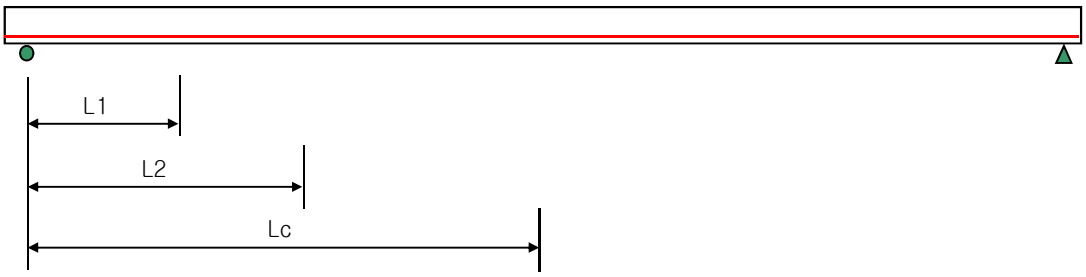
추가단면적 = 52,196 ㎟

하중계산 = 237,152 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.929 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,657 ㎟

하중계산 = 3,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.086 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도·한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도·한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.275 = 6.375 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.275 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

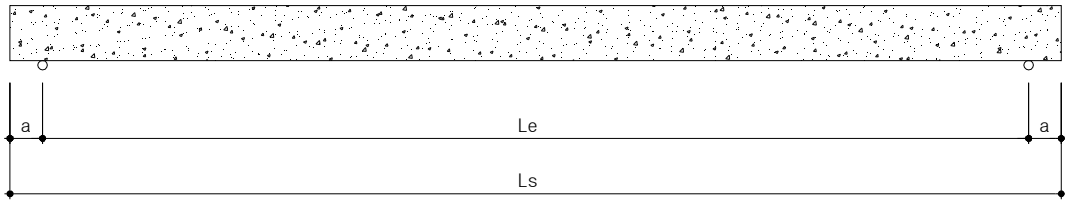
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.929	0.086	0.000	6.375	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.01
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.39
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.01
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.42
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.42
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.22
MAX						17.42

3.5 단면력 산정

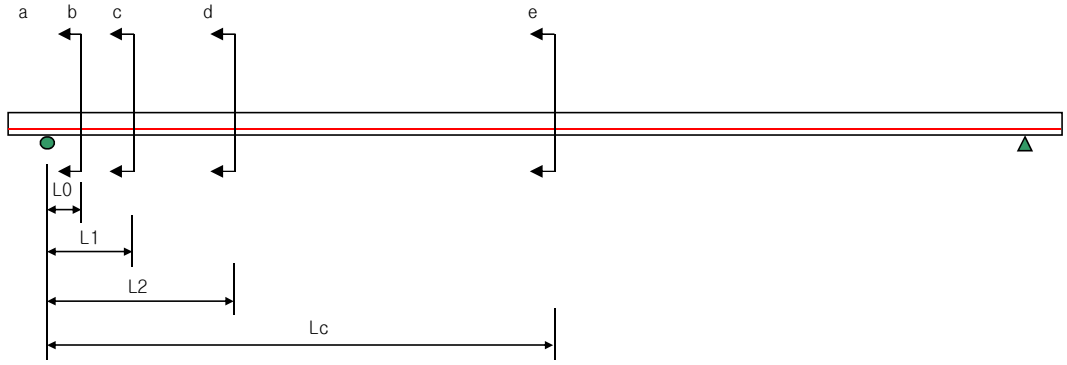
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 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 = (4.650 × 8.530)/ 2 = 19.832 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.650 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 14.564 kN-m

M_3 = 4.650 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 26.152 kN-m

M_4 = 4.650 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 35.631 kN-m

M_5 = 4.650 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 43.284 kN-m

③ 전단력

S_1 = 19.832 kN

S_2 = 19.832 - (4.650 × 0.800) = 16.112 kN

S_3 = 19.832 - (4.650 × 1.600) = 12.392 kN

S_4 = 19.832 - (4.650 × 2.500) = 8.207 kN

S_5 = 19.832 - (4.650 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.067 × 8.530)/ 2 = 0.287 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.067 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 0.211 kN-m

M_3 = 0.067 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 0.379 kN-m

M_4 = 0.067 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 0.516 kN-m

M_5 = 0.067 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.627 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.287 kN

S_2 = 0.287 - (0.067 × 0.800) = 0.234 kN

S_3 = 0.287 - (0.067 × 1.600) = 0.180 kN

S_4 = 0.287 - (0.067 × 2.500) = 0.119 kN

S_5 = 0.287 - (0.067 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 15.660 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 28.120 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 38.313 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.800) = 17.325 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.600) = 13.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.500) = 8.825 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

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	14.564	0.211	0.000	15.660	30.435	0차비부착부
	c	26.152	0.379	0.000	28.120	54.651	1차비부착부
	d	35.631	0.516	0.000	38.313	74.460	2차비부착부
	e	43.284	0.627	0.000	46.542	90.453	중앙부
전단력 (KN/m)	a	19.832	0.287	0.000	21.325	41.445	지점부(전단검토)
	b	16.112	0.234	0.000	17.325	33.671	0차비부착부
	c	12.392	0.180	0.000	13.325	25.897	1차비부착부
	d	8.207	0.119	0.000	8.825	17.151	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

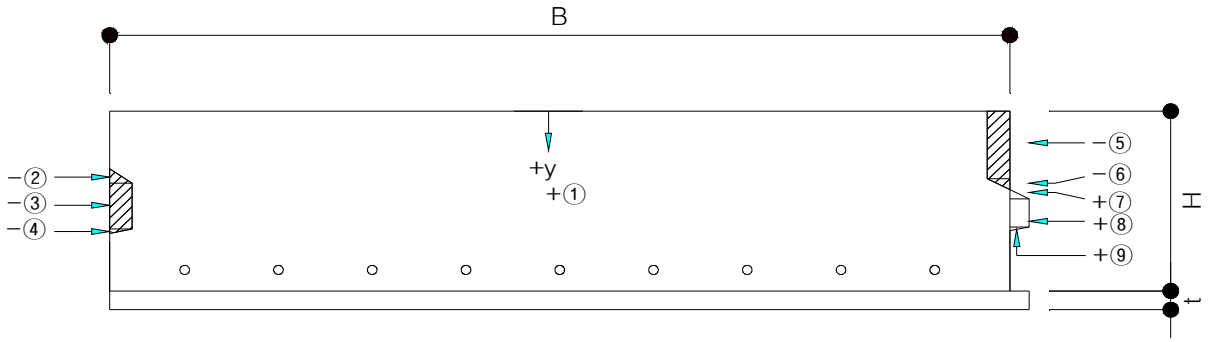
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	19.832	0.287	0.000		20.120	
LC-2	19.832	0.287	0.000	21.325	41.445	
MAX					41.445	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	190	190,000	95.0	18,050,000	9,025	3,008	12,033	2,286,333,333
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	-10			-1,387	135.0	-187,245	18,225			-25,304,264
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				184,956		17,643,730				2,243,225,429

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 184,956.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 17,643,730 / 184,956 = 95.39 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 95.39 - 190.00 = -94.61 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

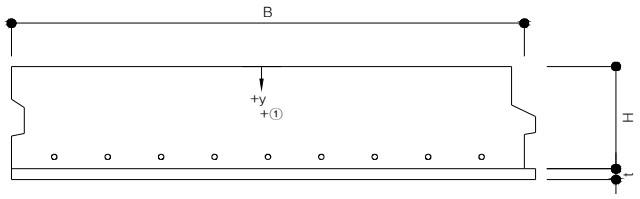
= 2,243,225,429 - 95.39 × 17,643,730 = 560,115,887 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{560,115,887}{95.39} = 5,871,592.6$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{560,115,887}{-94.61} = -5,920,523.9$ ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	10	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		10	193,278.00		18,767,200				2,394,893,879

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 193,278.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,767,200 / 193,278 = 97.10 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 97.10 − 190.00 = -92.90 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0)/10$

= 97.10 − 135.00 = -37.90 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

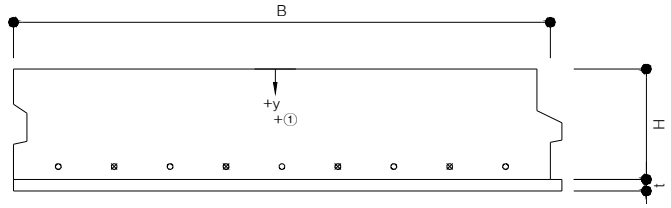
= 2,394,893,879 − 97.10 × 18,767,200 = 572,607,866 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{572,607,866}{97.10} = 5,897,123.9 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{572,607,866}{-37.90} = -15,108,193.5 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{572,607,866}{-92.90} = -6,163,669.3 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
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	191,613.60		18,542,506				2,364,560,189

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 191,613.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,542,506 / 191,614 = 96.77 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 96.77 − 190.00 = -93.23 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (8 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 8$

= 96.77 − 135.00 = -38.23 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

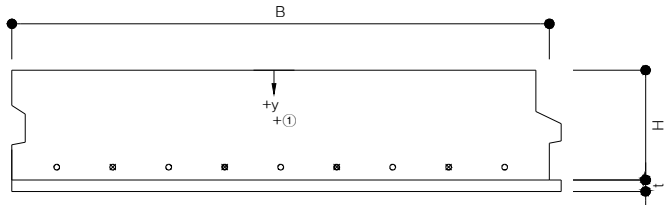
= 2,364,560,189 − 96.77 × 18,542,506 = 570,196,277 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{570,196,277}{96.77} = 5,892,265.1$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{570,196,277}{-38.23} = -14,915,008.8$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{570,196,277}{-93.23} = 6,116,037.0$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	6	4,993.20	135.0	674,082	18,225	0	18,225	91,001,070
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	189,949.20		18,317,812				2,334,226,499

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 189,949.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,317,812 / 189,949 = 96.44 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 96.44 − 190.00 = -93.56 ㎜

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (6 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 6$

= 96.44 − 135.00 = -38.56 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,334,226,499 − 96.44 × 18,317,812 = 567,742,426 $㎜^4$

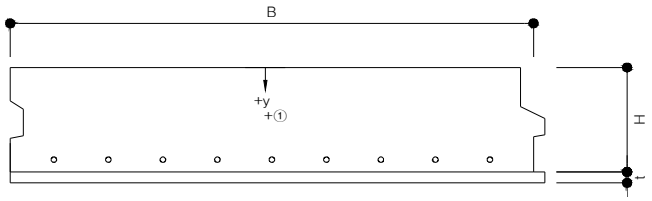
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{567,742,426}{96.44} = 5,887,287.2$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{567,742,426}{-38.56} = -14,721,824.1$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{567,742,426}{-93.56} = 6,067,914.0$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	10	6,935.00	135.0	936,225	18,225	0	18,225	126,390,375
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	191,891.00		18,579,955				2,369,615,804

N_c = 6.00

A_{vc1} = 191,891.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,579,955 / 191,891 = 96.83 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 96.83 − 190.00 = -93.17 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 10$

= 96.83 − 135.00 = -38.17 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

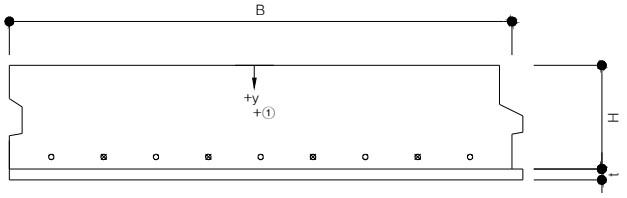
= 2,369,615,804 − 96.83 × 18,579,955 = 570,601,114 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{570,601,114}{96.83} = 5,893,083.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{570,601,114}{-38.17} = -14,947,206.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{570,601,114}{-93.17} = -6,124,009.6 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
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	190,504.00		18,392,710				2,344,337,729

N_c = 6.00

A_{vb1} = 190,504.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,392,710 / 190,504 = 96.55 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 96.55 - 190.00 = -93.45 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×135.0+0 ×85.0) / 8

= 96.55 - 135.00 = -38.45 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

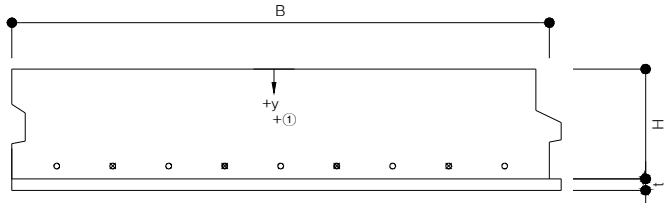
= 2,344,337,729 - 96.55 × 18,392,710 = 568,565,140 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{568,565,140}{96.55} = 5,888,960.0$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{568,565,140}{-38.45} = -14,786,219.0$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{568,565,140}{-93.45} = -6,084,010.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	6	4,161.00	135.0	561,735	18,225	0	18,225	75,834,225
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	189,117.00		18,205,465				2,319,059,654

N_c = 6.00

A_{va1} = 189,117.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,205,465 / 189,117 = 96.27 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 96.27 - 190.00 = -93.73 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×135.0+0 ×85.0) / 6

= 96.27 - 135.00 = -38.73 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,319,059,654 - 96.27 × 18,205,465 = 566,499,303 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{566,499,303}{96.27} = 5,884,752.1$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{566,499,303}{-38.73} = -14,625,231.7$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{566,499,303}{-93.73} = -6,043,666.1$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,956.0	A_{vc1}'	193,278.0	mm^2
Y_{tc0}	95.4	Y_{tc1}'	97.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-37.9	mm
Y_{bc0}	-94.6	Y_{bc1}'	-92.9	mm
I_{vc0}	560,115,887.3	I_{vc1}'	572,607,866.5	mm^4
Z_{tc0}	5,871,592.6	Z_{tc1}'	5,897,123.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,108,193.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,920,523.9	Z_{bc1}'	-6,163,669.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,956.0	A_{vb1}'	191,613.6	mm^2
Y_{tb0}	95.4	Y_{tb1}'	96.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-38.2	mm
Y_{bb0}	-94.6	Y_{bb1}'	-93.2	mm
I_{vb0}	560,115,887.3	I_{vb1}'	570,196,277.2	mm^4
Z_{tb0}	5,871,592.6	Z_{tb1}'	5,892,265.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,915,008.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,920,523.9	Z_{bb1}'	-6,116,037.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,956.0	A_{va1}'	189,949.2	mm^2
Y_{ta0}	95.4	Y_{ta1}'	96.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-38.6	mm
Y_{ba0}	-94.6	Y_{ba1}'	-93.6	mm
I_{va0}	560,115,887.3	I_{va1}'	567,742,425.6	mm^4
Z_{ta0}	5,871,592.6	Z_{ta1}'	5,887,287.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,721,824.1	mm^3
Z_{ba0}	-5,920,523.9	Z_{ba1}'	-6,067,914.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,956.0	A_{vc1}	191,891.0	mm^2
Y_{tc0}	95.4	Y_{tc1}	96.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-38.2	mm
Y_{bc0}	-94.6	Y_{bc1}	-93.2	mm
I_{vc0}	560,115,887.3	I_{vc1}	570,601,113.9	mm^4
Z_{tc0}	5,871,592.6	Z_{tc1}	5,893,083.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,947,206.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,920,523.9	Z_{bc1}	-6,124,009.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,956.0	A_{vb1}	190,504.0	mm^2
Y_{tb0}	95.4	Y_{tb1}	96.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-38.5	mm
Y_{bb0}	-94.6	Y_{bb1}	-93.5	mm
I_{vb0}	560,115,887.3	I_{vb1}	568,565,140.3	mm^4
Z_{tb0}	5,871,592.6	Z_{tb1}	5,888,960.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,786,219.0	mm^3
Z_{bb0}	-5,920,523.9	Z_{bb1}	-6,084,010.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,956.0	A_{va1}	189,117.0	mm^2
Y_{ta0}	95.4	Y_{ta1}	96.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-38.7	mm
Y_{ba0}	-94.6	Y_{ba1}	-93.7	mm
I_{va0}	560,115,887.3	I_{va1}	566,499,302.7	mm^4
Z_{ta0}	5,871,592.6	Z_{ta1}	5,884,752.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,625,231.7	mm^3
Z_{ba0}	-5,920,523.9	Z_{ba1}	-6,043,666.1	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{43,284,169}{5,897,124} \times 1.275 = 9.358$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{43,284,169}{-15,108,194} \times 1.275 = -3.653$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{43,284,169}{-6,163,669} \times 1.275 = -8.954$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{43,284,169}{5,893,083} \times 1.275 = 9.365$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{43,284,169}{-14,947,206} \times 1.275 = -3.692$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{43,284,169}{-6,124,010} \times 1.275 = -9.012$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{627,416}{5,893,083} \times 1.275 = 0.136$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{627,416}{-14,947,206} \times 1.275 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{627,416}{-6,124,010} \times 1.275 = -0.131$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,893,083} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,947,206} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,124,010} \times 1.275 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{5,893,083} \times 1.275 = 10.070$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-14,947,206} \times 1.275 = -3.970$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-6,124,010} \times 1.275 = -9.690$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{193,278} + \frac{-37.90}{-15,108,194}\right)$

$= 14.598$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.653$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.598 + -3.653)$

$= 10.945$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.945 = 78.744$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.054 + 0.000)
  = 0.054 MPa (압축)
- f_{cir} = 10.945 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 10.945 - 7 × 0.054
  = 130.970 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 78.744 - 0.05 × (45.500 + 130.970)
= 18.302 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 78.744 = 1,291.26 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,291.3
= 1,790.97 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,291.26 - 130.97 - 45.50 - 18.30
= 1,096.48 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,096.48}{1,291.26} = 0.849$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.849 × 1,790.97 = 1,520.82 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,790.97 × -37.90 / 1,000 = -67.879 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,520.82 × -38.17 / 1,000 = -58.057 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,790,972}{193,278} + \frac{-67,878,716}{5,897,124} =$ -2.244 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,790,972}{193,278} + \frac{-67,878,716}{-15,108,194} =$ 13.759 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,790,972}{193,278} + \frac{-67,878,716}{-6,163,669} =$ 20.279 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,520,823}{191,891} + \frac{-58,056,557}{5,893,083} =$ -1.926 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,520,823}{191,891} + \frac{-58,056,557}{-14,947,206} =$ 11.810 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,520,823}{191,891} + \frac{-58,056,557}{-6,124,010} =$ 17.406 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{35,630,858}{5,892,265} \times 1.275 =$ 7.710 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{35,630,858}{-14,915,009} \times 1.275 =$ -3.046 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{35,630,858}{-6,116,037} \times 1.275 =$ -7.428 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{35,630,858}{5,888,960} \times 1.275 =$ 7.714 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{35,630,858}{-14,786,219} \times 1.275 =$ -3.072 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{35,630,858}{-6,084,010} \times 1.275 =$ -7.467 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{516,480}{5,888,960} \times 1.275 = 0.112$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{516,480}{-14,786,219} \times 1.275 = -0.045$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{516,480}{-6,084,010} \times 1.275 = -0.108$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,888,960} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,786,219} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,084,010} \times 1.275 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{38,312,500}{5,888,960} \times 1.275 = 8.295$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{38,312,500}{-14,786,219} \times 1.275 = -3.304$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{38,312,500}{-6,084,010} \times 1.275 = -8.029$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- f_{ctg}' $= (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{191,614} + \frac{-38.23}{-14,915,009} \right)$

$= 11.830$ MPa (압축)

- f_{dog} $= \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.046$ MPa (인장)

- f_{cir} $= (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.830 + -3.046)$

$= 8.784$ MPa (압축)

- Δf_{pel} $= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.784 = 63.194$ MPa (압축)

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

- f_{cds} $= -(feb2w + feb3w) = -(-0.045 + 0.000)$

$= 0.045$ MPa (압축)

- f_{cir} $= 8.784$ MPa (압축)

- Δf_{pcr} $= 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 8.784 - 7 \times 0.045$

$= 105.096$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$

$= 35 - 0.1 \times 63.194 - 0.05 \times (45.500 + 105.096)$

$= 21.151$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 63.194 = 1,306.81$ MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,306.8$

$= 1,450.03$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1,306.81 - 105.10 - 45.50 - 21.15$

$= 1,135.06$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,135.06}{1,306.81} = 0.869$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.869 \times 1,450.03 = 1,259.46 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,450.03 \times -38.23 / 1,000 = -55.434 \text{ kN·m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,259.46 \times -38.45 / 1,000 = -48.429 \text{ kN·m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,450,032}{191,614} + \frac{-55,434,287}{5,892,265} = -1.840$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,450,032}{191,614} + \frac{-55,434,287}{-14,915,009} = 11.284$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,450,032}{191,614} + \frac{-55,434,287}{-6,116,037} = 16.631$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,259,462}{190,504} + \frac{-48,429,303}{5,888,960} = -1.613$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,259,462}{190,504} + \frac{-48,429,303}{-14,786,219} = 9.887$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,259,462}{190,504} + \frac{-48,429,303}{-6,084,010} = 14.571$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{26,151,771}{5,887,287} \times 1.275 = 5.664$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{26,151,771}{-14,721,824} \times 1.275 = -2.265$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{26,151,771}{-6,067,914} \times 1.275 = -5.495$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{26,151,771}{5,884,752} \times 1.275 = 5.666$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{26,151,771}{-14,625,232} \times 1.275 = -2.280$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{26,151,771}{-6,043,666} \times 1.275 = -5.517$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{379,077}{5,884,752} \times 1.275 = 0.082$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{379,077}{-14,625,232} \times 1.275 = -0.033$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{379,077}{-6,043,666} \times 1.275 = -0.080$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,884,752} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,625,232} \times 1.275 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,043,666} \times 1.275 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{28,120,000}{5,884,752} \times 1.275 = 6.093$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{28,120,000}{-14,625,232} \times 1.275 = -2.451$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{28,120,000}{-6,043,666} \times 1.275 = -5.932$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{189,949} + \frac{-38.56}{-14,721,824} \right)$

$= 8.989$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = -2.265$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.989 + -2.265)$

$= 6.724$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 6.724 = 48.373$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.033 + 0.000)$

$= 0.033$ MPa (압축)

- $f_{cir} = 6.724$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 6.724 - 7 \times 0.033$

$= 80.455$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 ×Δfpel - 0.05 ×(Δfpsh + Δfpcr)

= 35 - 0.1 × 48.373 - 0.05 ×(45.500 + 80.455)

= 23.865 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = f_{pi} - Δf_{pel} = 1,370.0 - 48.373 = 1,321.63 MPa

P_t = N ×A_{p1} ×f_{pt} = 6 × 138.7 × 1,321.6

= 1,099.86 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = f_{pi} - Δf_{pel} - Δf_{pcr} - Δf_{psh} - Δf_{pr}

= f_{pt} - Δf_{pcr} - Δf_{psh} - Δf_{pr}

= 1,321.63 - 80.46 - 45.50 - 23.86

= 1,171.81 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,171.81}{1,321.63} = 0.887$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = η ×P_t = 0.887 × 1,099.86 = 975.18 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = P_t ×e_{pa1}' = 1,099.86 × -38.56 / 1,000 = -42.416 kN·m

M_{pe} = P_e ×e_{pa1} = 975.18 × -38.73 / 1,000 = -37.773 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· f_{tat} = $\frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,099,858}{189,949} + \frac{-42,415,659}{5,887,287}$ = -1.414 MPa (인장)

· f_{eat} = $\frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,099,858}{189,949} + \frac{-42,415,659}{-14,721,824}$ = 8.671 MPa (압축)

· f_{bat} = $\frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,099,858}{189,949} + \frac{-42,415,659}{-6,067,914}$ = 12.780 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· f_{tae} = $\frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{975,177}{189,117} + \frac{-37,772,886}{5,884,752}$ = -1.262 MPa (인장)

· f_{eae} = $\frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{975,177}{189,117} + \frac{-37,772,886}{-14,625,232}$ = 7.739 MPa (압축)

· f_{bae} = $\frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{975,177}{189,117} + \frac{-37,772,886}{-6,043,666}$ = 11.406 MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,291.26	1,306.81	1,321.63
유효 긴장응력	1,096.48	1,135.06	1,171.81

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,096.5	1,135.1	1,171.8	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	-2.244	20.279	-1.840	16.631	-1.414	12.780
풍도슬래브	9.358	-8.954	7.710	-7.428	5.664	-5.495

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		-1.926	17.406	-1.613	14.571	-1.262	11.406
고정 하중	풍도슬래브	9.365	-9.012	7.714	-7.467	5.666	-5.517
	CIP 몰탈	0.136	-0.131	0.112	-0.108	0.082	-0.080
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.070	-9.690	8.295	-8.029	6.093	-5.932

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.114	11.325	5.870	9.203	4.249	7.285
	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	7.439	8.394	6.102	7.104	4.404	5.889
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	7.574	8.263	6.214	6.996	4.486	5.809
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	7.574	8.263	6.214	6.996	4.486	5.809
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	17.644	-1.427	14.509	-1.033	10.578	-0.123
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	67.185	1.6 ×(Σ작업하중)	94.945	162.130

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 162.130 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 135 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1000.0 \times 135.0} = 0.0103$$

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

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

$$= 1{,}463 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1387.00 \times 1{,}463 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 47.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1{,}387.00 \times 1{,}463 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.03}{50}\right)$$

$$= 192 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 192 kN·m > 162.13 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 17.406)× 6,124,010 / 1.0E+06

= 133.87 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 191.51 kN·m

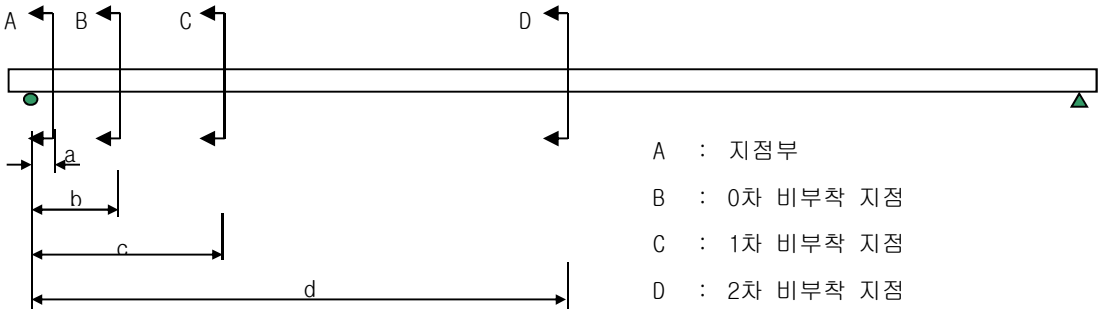
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 133.87 = 160.65 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	25.286	0.367	25.653	27.189	52.842
B	20.543	0.298	20.841	22.089	42.930
C	15.800	0.229	16.029	16.989	33.019
D	10.464	0.152	10.616	11.252	21.868
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	18.569	0.269	18.838	19.967	38.805
C	33.344	0.483	33.827	35.853	69.680
D	45.429	0.659	46.088	48.848	94.936
E	55.187	0.800	55.987	59.341	115.328

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	30.344	0.440	30.783	43.503	74.286
B	24.652	0.357	25.009	35.343	60.352
C	18.960	0.275	19.235	27.183	46.418
D	12.557	0.182	12.739	18.003	30.742
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	22.283	0.323	22.606	31.946	54.552
C	40.012	0.580	40.592	57.365	97.957
D	54.515	0.790	55.305	78.158	133.463
E	66.225	0.960	67.185	94.945	162.130

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.739	0.000	566,499,303	93.7	68.141
B	50.0	7.739	3.117	566,499,303	93.7	49.303
C	50.0	7.739	5.597	566,499,303	93.7	34.314
D	50.0	9.887	7.575	568,565,140	93.5	35.572
E	50.0	11.810	9.142	570,601,114	93.2	37.986

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	1,000	152.0	52.842	21.444	68.141	0.000	∞
B	50.0	1,000	152.0	42.930	17.422	49.303	15.748	151.215
C	50.0	1,000	152.0	33.019	13.399	34.314	28.277	103.019
D	50.0	1,000	152.0	21.868	8.874	35.572	38.527	83.802
E	50.0	1,000	152.0	0.000	0.000	37.986	46.802	53.740

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	5.156	1,000.0	152.0	0.00	546.828
B	50.0	5.156	1,000.0	152.0	0.00	546.828
C	50.0	5.156	1,000.0	152.0	0.00	546.828
D	50.0	6.611	1,000.0	152.0	0.00	613.164
E	50.0	7.925	1,000.0	152.0	0.00	673.093

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	546.828	546.828
B	151.215	546.828	151.215
C	103.019	546.828	103.019
D	83.802	613.164	83.802
E	53.740	673.093	53.740

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

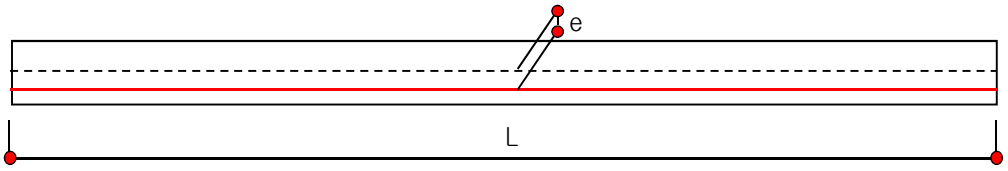
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	74.286	546.828	0.750	410.121	-335.83	0.181	전단보강 불필요
B	60.352	151.215	0.750	113.411	-53.06	0.532	전단보강 불필요
C	46.418	103.019	0.750	77.264	-30.85	0.601	전단보강 불필요
D	30.742	83.802	0.750	62.851	-32.11	0.489	전단보강 불필요
E	0.000	53.740	0.750	40.305	-40.31	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

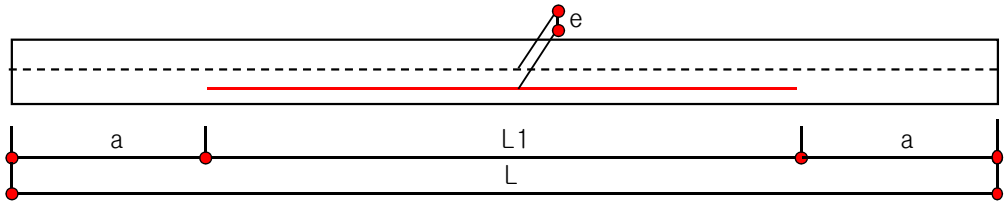
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}791 \times 38.2 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 570601113.9} - \frac{341 \times 38.5 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 570601113.9}$$

$$- \frac{350 \times 38.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 570601113.9}$$

$$= 33.74 - 2.223 - 0.942 = 30.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 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	68.369	572,607,866	-30.57	
풍도슬래브 자중	43.284	572,607,866	25.67	
접합 몰탈	0.627	572,607,866	0.35	
격벽 하중(집중하중)	0.000	572,607,866	0.00	
합 계(고정하중)			-4.55	
작업하중 및 풍하중	46.542	572,607,866	26.22	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 94,901 / 10^6 x 25 = 2.373 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.086 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (2.373 + 0.086 + 2.500) x 2.315^2 / 2 = 13.287 kN.m

M_u = (2.847 + 0.103 + 4.000) x 2.315^2 / 2 = 18.624 kN.m

S_u = (2.847 + 0.103 + 4.000) x 2.315 = 16.090 kN

2) 설계조건

- M_u = 18.624 kN·m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 150 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 51000\times As = 18623729$
- $As = \dfrac{51000 - \sqrt{(51000^2 - 4\times 3.20 \times 18623729)}}{2 \times 3.20}$ = 373.95 mm^2

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	3900	mm^2
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	331	mm^2
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 373.95	=	499	mm^2
Asmin3= 0.002×b×d	=	150	mm^2
∴ req. As= Max { 374 , Min(331,499) , 150 }	=	374	mm^2
use. As= H 13 @ 125	=	507	mm^2
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm^2
∴ As =	=	507	mm^2 **O.K**

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 25.02 kN·m > Mu = 18.62 kN·m **O.K**

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.34

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 190 = 190 mm^2 (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm^2

H 10 @ 150 = 238 mm^2 **O.K**

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 66.291\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	66.291 kN		16.090 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 13.287 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0068 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2471
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9176
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 190.5 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 6.500 = 33.5 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 329.6$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 330.7$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 329.636 mm > s = 125.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE2-6

(L= 12.190 m, B= 1.500 m, H= 0.280 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

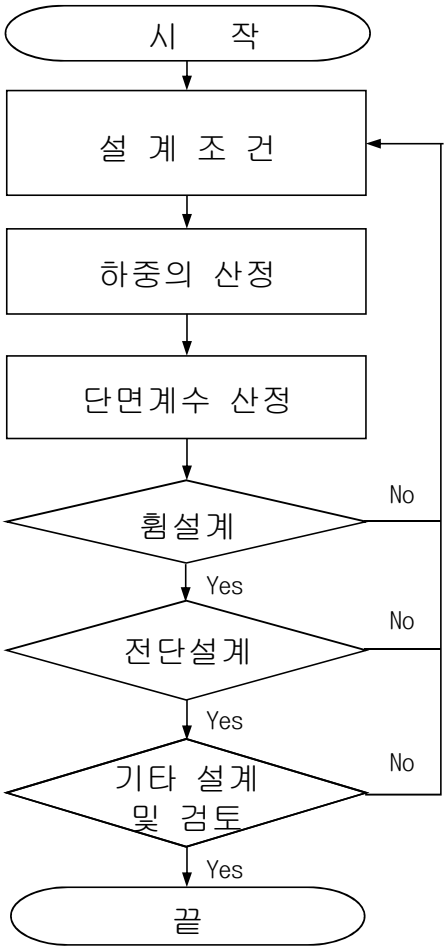
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 12.190 m

㉯ 계산지간 : 11.990 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.280 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 18 = 2,496.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

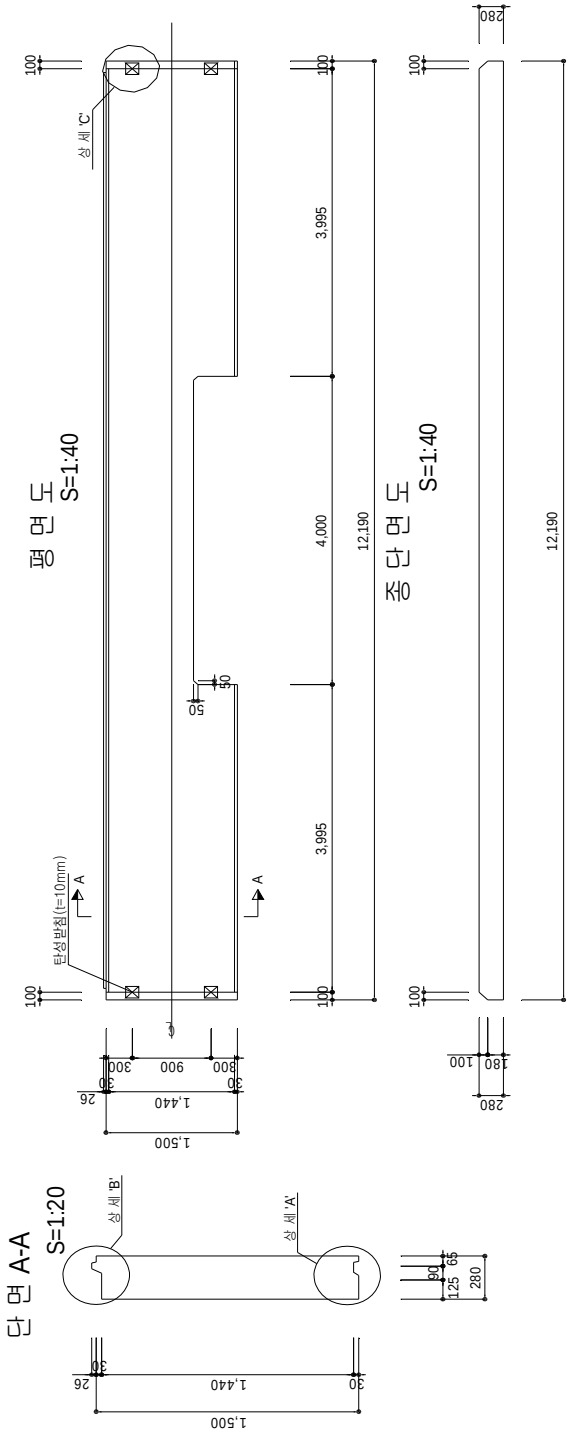
1.1.4 참고문헌

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 1.34m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 271,146 ㎟

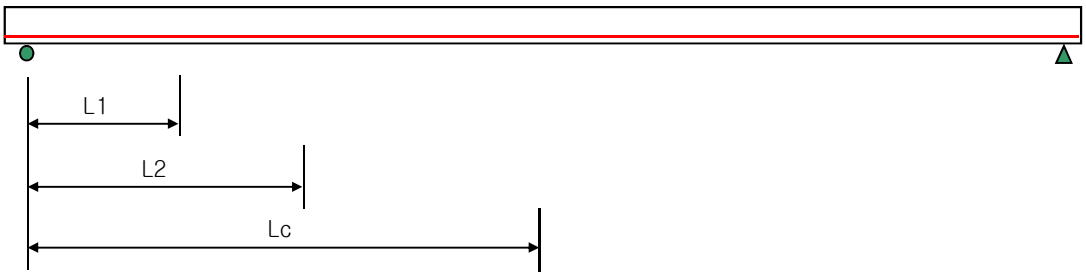
추가단면적 = 95,200 ㎟

하중계산 = 366,346 / 1.0E+06 × 25.00 = 9.159 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 6,357 ㎟

하중계산 = 6,357 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.149 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.340 = 6.700 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.340 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

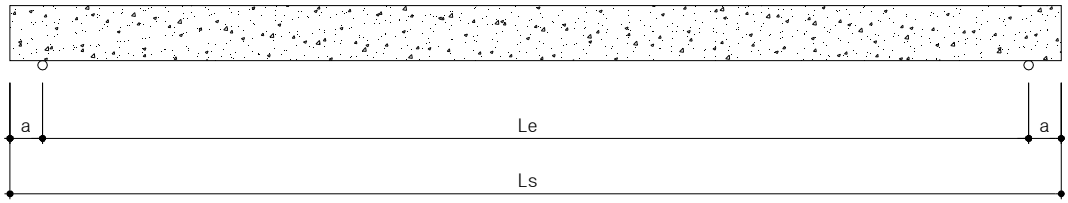
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	9.159	0.149	0.000	6.700	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	9.31
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	16.01
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	9.31
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	13.03
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	21.89
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	11.17
MAX						21.89

3.5 단면력 산정

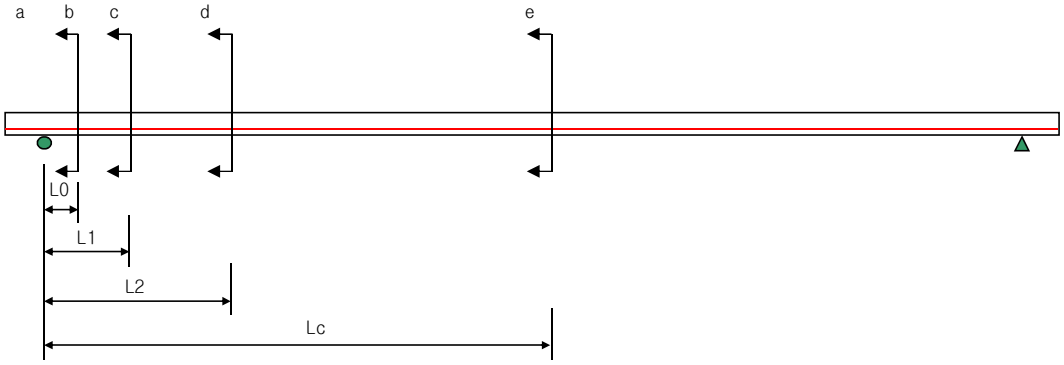
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.190 m
- 계산지간(Le) : 11.990 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.995 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 = (6.835 × 11.990)/ 2 = 40.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.835 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 30.866 kN-m

M_3 = 6.835 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 57.358 kN-m

M_4 = 6.835 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 81.932 kN-m

M_5 = 6.835 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 124.871 kN-m

③ 전단력

S_1 = 40.975 kN

S_2 = 40.975 - (6.835 × 0.800) = 35.507 kN

S_3 = 40.975 - (6.835 × 1.600) = 30.039 kN

S_4 = 40.975 - (6.835 × 2.500) = 23.888 kN

S_5 = 40.975 - (6.835 × 5.995) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.111 × 11.990)/ 2 = 0.668 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.111 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 0.503 kN-m

M_3 = 0.111 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 0.936 kN-m

M_4 = 0.111 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 1.336 kN-m

M_5 = 0.111 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 2.037 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.668 kN

S_2 = 0.668 - (0.111 × 0.800) = 0.579 kN

S_3 = 0.668 - (0.111 × 1.600) = 0.490 kN

S_4 = 0.668 - (0.111 × 2.500) = 0.390 kN

S_5 = 0.668 - (0.111 × 5.995) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.995 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 11.990)/ 2 = 29.975 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.090 - 0.800) = 22.580 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.090 - 1.600) = 41.960 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.090 - 2.500) = 59.938 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.995 / 2 × (12.090 - 5.995) = 91.349 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.975 kN

S_2 = 29.975 - (5.000 × 0.800) = 25.975 kN

S_3 = 29.975 - (5.000 × 1.600) = 21.975 kN

S_4 = 29.975 - (5.000 × 2.500) = 17.475 kN

S_5 = 29.975 - (5.000 × 5.995) = 0.000 kN

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	30.866	0.503	0.000	22.580	53.950	0차비부착부
	c	57.358	0.936	0.000	41.960	100.253	1차비부착부
	d	81.932	1.336	0.000	59.938	143.206	2차비부착부
	e	124.871	2.037	0.000	91.349	218.256	중앙부
전단력 (KN/m)	a	40.975	0.668	0.000	29.975	71.618	지점부(전단검토)
	b	35.507	0.579	0.000	25.975	62.061	0차비부착부
	c	30.039	0.490	0.000	21.975	52.504	1차비부착부
	d	23.888	0.390	0.000	17.475	41.752	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

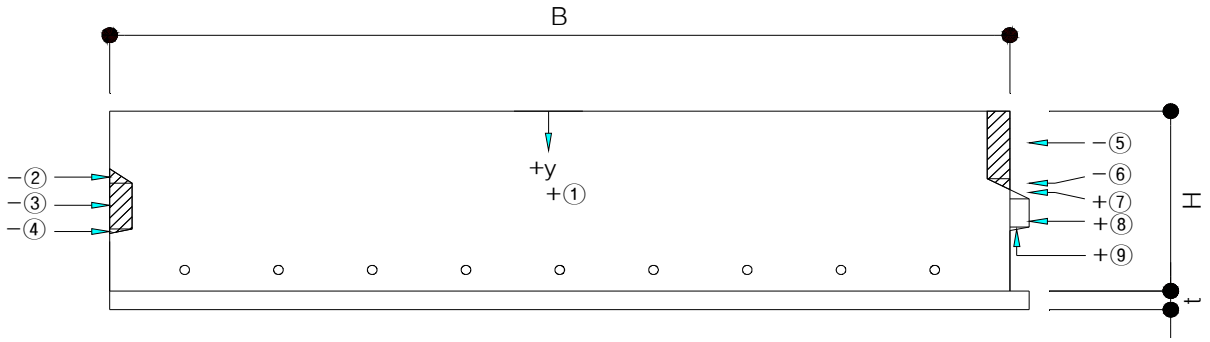
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	40.975	0.668	0.000		41.643	
LC-2	40.975	0.668	0.000	29.975	71.618	
MAX					71.618	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	280	280,000	140.0	39,200,000	19,600	6,533	26,133	7,317,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	168.3	-50,500	28,336	22	28,358	-8,507,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	207.0	-397,440	42,849	341	43,190	-82,925,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	241.0	-21,690	58,081	2	58,083	-5,227,470
⑤ □	-1	30.0	169	-5,070	84.5	-428,415	7,140	2,380	9,520	-48,268,090
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	174.0	-39,150	30,276	13	30,289	-6,814,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	192.7	32,561	37,120	9	37,130	6,274,942
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	216.5	219,531	46,872	127	46,999	47,656,986
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	237.7	15,448	56,485	1	56,487	3,671,644
Ap1	-10			-1,387	225.0	-312,075	50,625			-70,243,064
Ap2	-8			-1,110	175.0	-194,180	30,625			-34,002,451
합 계				271,146		38,024,090				7,118,947,977

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 271,146.40 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 38,024,090 / 271,146 = 140.23 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 140.23 - 280.00 = -139.77 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

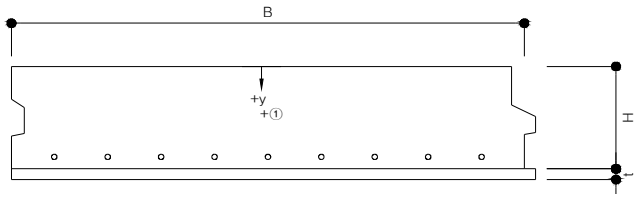
= 7,118,947,977 - 140.23 × 38,024,090 = 1,786,657,302 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,786,657,302}{140.23}$ = 12,740,494.1 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,786,657,302}{-139.77}$ = -12,783,253.2 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	225.0
Ap2	Φ15.2mm	8	175.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	10	8,322.00	225.0	1,872,450	50,625	0	50,625	421,301,250
Ap2	138.7	8	6,657.60	175.0	1,165,080	30,625	0	30,625	203,889,000
합계		18	286,126.00		41,061,620				7,744,138,227

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 286,126.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 41,061,620 / 286,126 = 143.51 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 143.51 − 280.00 = −136.49 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 ×225.0 + 8 ×175.0)/18

= 143.51 − 202.78 = −59.27 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

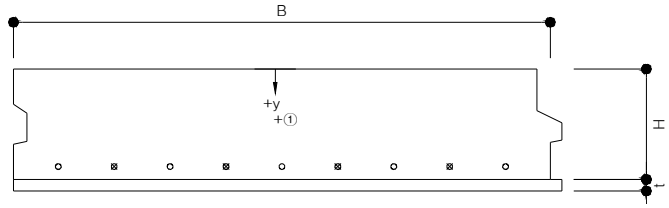
= 7,744,138,227 − 143.51 × 41,061,620 = 1,851,431,388 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,851,431,388}{143.51} = 12,901,163.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,851,431,388}{-59.27} = -31,237,820.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,851,431,388}{-136.49} = -13,564,481.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	225.0
Ap2	Φ15.2mm	6	175.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	8	6,657.60	225.0	1,497,960	50,625	0	50,625	337,041,000
Ap2	138.7	6	4,993.20	175.0	873,810	30,625	0	30,625	152,916,750
합계		14	282,797.20		40,395,860				7,608,905,727

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 282,797.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 40,395,860 / 282,797 = 142.84 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 142.84 − 280.00 = -137.16 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×225.0 + 6 ×175.0) / 14

= 142.84 − 203.57 = -60.73 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

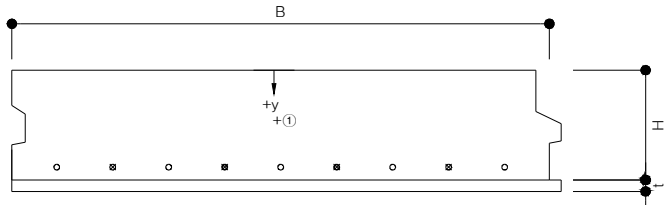
= 7,608,905,727 − 142.84 × 40,395,860 = 1,838,602,820 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,838,602,820}{142.84} = 12,871,411.3$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,838,602,820}{-60.73} = -30,276,275.1$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,838,602,820}{-137.16} = -13,405,186.2$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	225.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	175.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	6	4,993.20	225.0	1,123,470	50,625	0	50,625	252,780,750
Ap2	138.7	4	3,328.80	175.0	582,540	30,625	0	30,625	101,944,500
합계		10	279,468.40		39,730,100				7,473,673,227

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 279,468.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 39,730,100 / 279,468 = 142.16 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 142.16 − 280.00 = -137.84 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×225.0+ 4 ×175.0) / 10

= 142.16 − 205.00 = -62.84 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 7,473,673,227 − 142.16 × 39,730,100 = 1,825,518,208 $㎜^4$

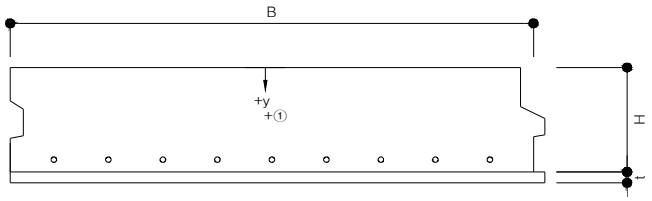
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,825,518,208}{142.16} = 12,841,011.0$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,825,518,208}{-62.84} = -29,051,700.9$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,825,518,208}{-137.84} = -13,244,047.8$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	225.0
Ap2	Φ15.2mm	8	175.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	10	6,935.00	225.0	1,560,375	50,625	0	50,625	351,084,375
Ap2	138.7	8	5,548.00	175.0	970,900	30,625	0	30,625	169,907,500
합계		18	283,629.40		40,555,365				7,639,939,852

N_c = 6.00

A_{vc1} = 283,629.40 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,555,365 / 283,629 = 142.99 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 142.99 − 280.00 = −137.01 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 225.0 + 8 \times 175.0) / 18$

= 142.99 − 202.78 = −59.79 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

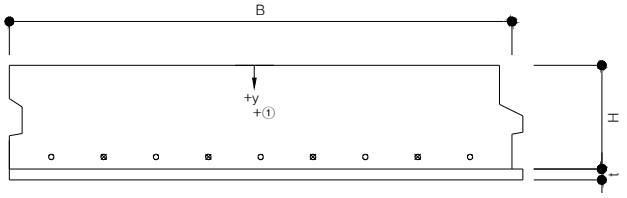
= 7,639,939,852 − 142.99 × 40,555,365 = 1,841,043,016 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,841,043,016}{142.99} = 12,875,582.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,841,043,016}{-59.79} = -30,791,508.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,841,043,016}{-137.01} = -13,437,011.7 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	225.0
Ap2	Φ15.2mm	6	175.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	8	5,548.00	225.0	1,248,300	50,625	0	50,625	280,867,500
Ap2	138.7	6	4,161.00	175.0	728,175	30,625	0	30,625	127,430,625
합계		14	280,855.40		40,000,565				7,527,246,102

N_c = 6.00

A_{vb1} = 280,855.40 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 40,000,565 / 280,855 = 142.42 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 142.42 − 280.00 = -137.58 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×225.0+6 ×175.0) / 14

= 142.42 − 203.57 = -61.15 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

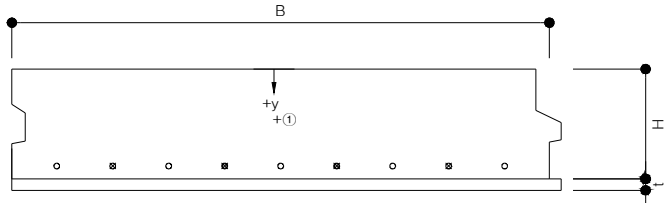
= 7,527,246,102 − 142.42 × 40,000,565 = 1,830,203,423 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,830,203,423}{142.42} = 12,850,381.4$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,830,203,423}{-61.15} = -29,931,022.8$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,830,203,423}{-137.58} = -13,303,222.6$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	225.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	175.0
합 계		10	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			271,146.40		38,024,090				7,118,947,977
Ap1	138.7	6	4,161.00	225.0	936,225	50,625	0	50,625	210,650,625
Ap2	138.7	4	2,774.00	175.0	485,450	30,625	0	30,625	84,953,750
합계		10	278,081.40		39,445,765				7,414,552,352

N_c = 6.00

A_{va1} = 278,081.40 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 39,445,765 / 278,081 = 141.85 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 141.85 − 280.00 = -138.15 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×225.0+4 ×175.0) / 10

= 141.85 − 205.00 = -63.15 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 7,414,552,352 − 141.85 × 39,445,765 = 1,819,182,160 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,819,182,160}{141.85} = 12,824,715.7$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,819,182,160}{-63.15} = -28,807,184.6$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,819,182,160}{-138.15} = -13,168,138.2$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	271,146.4	A_{vc1}'	286,126.0	mm^2
Y_{tc0}	140.2	Y_{tc1}'	143.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-59.3	mm
Y_{bc0}	-139.8	Y_{bc1}'	-136.5	mm
I_{vc0}	1,786,657,301.9	I_{vc1}'	1,851,431,388.0	mm^4
Z_{tc0}	12,740,494.1	Z_{tc1}'	12,901,163.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-31,237,820.5	mm^3
Z_{bc0}	-12,783,253.2	Z_{bc1}'	-13,564,481.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	271,146.4	A_{vb1}'	282,797.2	mm^2
Y_{tb0}	140.2	Y_{tb1}'	142.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-60.7	mm
Y_{bb0}	-139.8	Y_{bb1}'	-137.2	mm
I_{vb0}	1,786,657,301.9	I_{vb1}'	1,838,602,820.5	mm^4
Z_{tb0}	12,740,494.1	Z_{tb1}'	12,871,411.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-30,276,275.1	mm^3
Z_{bb0}	-12,783,253.2	Z_{bb1}'	-13,405,186.2	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	271,146.4	A_{va1}'	279,468.4	mm^2
Y_{ta0}	140.2	Y_{ta1}'	142.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-62.8	mm
Y_{ba0}	-139.8	Y_{ba1}'	-137.8	mm
I_{va0}	1,786,657,301.9	I_{va1}'	1,825,518,208.4	mm^4
Z_{ta0}	12,740,494.1	Z_{ta1}'	12,841,011.0	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-29,051,700.9	mm^3
Z_{ba0}	-12,783,253.2	Z_{ba1}'	-13,244,047.8	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.995m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	271,146.4	A_{vc1}	283,629.4	mm^2
Y_{tc0}	140.2	Y_{tc1}	143.0	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-59.8	mm
Y_{bc0}	-139.8	Y_{bc1}	-137.0	mm
I_{vc0}	1,786,657,301.9	I_{vc1}	1,841,043,016.0	mm^4
Z_{tc0}	12,740,494.1	Z_{tc1}	12,875,582.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-30,791,508.2	mm^3
Z_{bc0}	-12,783,253.2	Z_{bc1}	-13,437,011.7	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	271,146.4	A_{vb1}	280,855.4	mm^2
Y_{tb0}	140.2	Y_{tb1}	142.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-61.1	mm
Y_{bb0}	-139.8	Y_{bb1}	-137.6	mm
I_{vb0}	1,786,657,301.9	I_{vb1}	1,830,203,423.5	mm^4
Z_{tb0}	12,740,494.1	Z_{tb1}	12,850,381.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-29,931,022.8	mm^3
Z_{bb0}	-12,783,253.2	Z_{bb1}	-13,303,222.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	271,146.4	A_{va1}	278,081.4	mm^2
Y_{ta0}	140.2	Y_{ta1}	141.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-63.2	mm
Y_{ba0}	-139.8	Y_{ba1}	-138.2	mm
I_{va0}	1,786,657,301.9	I_{va1}	1,819,182,160.3	mm^4
Z_{ta0}	12,740,494.1	Z_{ta1}	12,824,715.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-28,807,184.6	mm^3
Z_{ba0}	-12,783,253.2	Z_{ba1}	-13,168,138.2	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{124,870,554}{12,901,163} \times 1.340 = 12.970$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{124,870,554}{-31,237,821} \times 1.340 = -5.357$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{124,870,554}{-13,564,482} \times 1.340 = -12.336$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{124,870,554}{12,875,582} \times 1.340 = 12.996$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{124,870,554}{-30,791,508} \times 1.340 = -5.434$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{124,870,554}{-13,437,012} \times 1.340 = -12.453$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,036,799}{12,875,582} \times 1.340 = 0.212$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,036,799}{-30,791,508} \times 1.340 = -0.089$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,036,799}{-13,437,012} \times 1.340 = -0.203$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{12,875,582} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-30,791,508} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-13,437,012} \times 1.340 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{91,348,813}{12,875,582} \times 1.340 = 9.507$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{91,348,813}{-30,791,508} \times 1.340 = -3.975$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{91,348,813}{-13,437,012} \times 1.340 = -9.110$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{286,126} + \frac{-59.27}{-31,237,821}\right)$

$= 18.444$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.357$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.444 + -5.357)$

$= 13.087$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.087 = 94.151$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.089 + 0.000)
  = 0.089 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.087 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.087 - 7 × 0.089
  = 156.424 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 94.151 - 0.05 × (45.500 + 156.424)
= 15.489 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 94.151 = 1,275.85 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 18 × 138.7 × 1,275.8
= 3,185.28 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,275.85 - 156.42 - 45.50 - 15.49
= 1,058.44 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,058.44}{1,275.85} = 0.830$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.830 × 3,185.28 = 2,642.49 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,185.28 × -59.27 / 1,000 = -188.788 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,642.49 × -59.79 / 1,000 = -157.996 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,185,284}{286,126} + \frac{-188,788,315}{12,901,163} =$ -3.501 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,185,284}{286,126} + \frac{-188,788,315}{-31,237,821} =$ 17.176 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,185,284}{286,126} + \frac{-188,788,315}{-13,564,482} =$ 25.050 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,642,493}{283,629} + \frac{-157,996,262}{12,875,582} =$ -2.954 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,642,493}{283,629} + \frac{-157,996,262}{-30,791,508} =$ 14.448 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,642,493}{283,629} + \frac{-157,996,262}{-13,437,012} =$ 21.075 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{81,932,415}{12,871,411} \times 1.340 =$ 8.530 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{81,932,415}{-30,276,275} \times 1.340 =$ -3.626 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{81,932,415}{-13,405,186} \times 1.340 =$ -8.190 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{81,932,415}{12,850,381} \times 1.340 =$ 8.544 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{81,932,415}{-29,931,023} \times 1.340 =$ -3.668 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{81,932,415}{-13,303,223} \times 1.340 =$ -8.253 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,336,423}{12,850,381} \times 1.340 = 0.139$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,336,423}{-29,931,023} \times 1.340 = -0.060$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,336,423}{-13,303,223} \times 1.340 = -0.135$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{12,850,381} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-29,931,023} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-13,303,223} \times 1.340 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{59,937,500}{12,850,381} \times 1.340 = 6.250$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{59,937,500}{-29,931,023} \times 1.340 = -2.683$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{59,937,500}{-13,303,223} \times 1.340 = -6.037$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times \left(\frac{1}{282,797} + \frac{-60.73}{-30,276,275} \right)$

$= 14.743$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.626 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.743 + -3.626)$
  $=$ 11.117 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.117 =$ 79.976 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.060 + 0.000)$
  $=$ 0.060 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.117 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.117 - 7 \times 0.060$
  $=$ 132.981 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 79.976 - 0.05 \times (45.500 + 132.981)$
$=$ 18.078 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 79.976 =$ 1,290.02 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,290.0$
$=$ 2,504.97 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,290.02 - 132.98 - 45.50 - 18.08$
$=$ 1,093.47 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,093.47}{1,290.02} =$ 0.848

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.848 $\times$ 2,504.97 = 2,123.29 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}504.97 \times -60.73 / 1{,}000 = -152.121$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}123.29 \times -61.15 / 1{,}000 = -129.834$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}504{,}969}{282{,}797} + \frac{-152{,}120{,}540}{12{,}871{,}411} = -2.961$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}504{,}969}{282{,}797} + \frac{-152{,}120{,}540}{-30{,}276{,}275} = 13.882$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}504{,}969}{282{,}797} + \frac{-152{,}120{,}540}{-13{,}405{,}186} = 20.206$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}123{,}291}{280{,}855} + \frac{-129{,}833{,}648}{12{,}850{,}381} = -2.543$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}123{,}291}{280{,}855} + \frac{-129{,}833{,}648}{-29{,}931{,}023} = 11.898$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}123{,}291}{280{,}855} + \frac{-129{,}833{,}648}{-13{,}303{,}223} = 17.320$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{57{,}357{,}817}{12{,}841{,}011} \times 1.340 = 5.985$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{57{,}357{,}817}{-29{,}051{,}701} \times 1.340 = -2.646$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{57{,}357{,}817}{-13{,}244{,}048} \times 1.340 = -5.803$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{57{,}357{,}817}{12{,}824{,}716} \times 1.340 = 5.993$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{57{,}357{,}817}{-28{,}807{,}185} \times 1.340 = -2.668$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{57{,}357{,}817}{-13{,}168{,}138} \times 1.340 = -5.837$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{935,580}{12,824,716} \times 1.340 = 0.098$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{935,580}{-28,807,185} \times 1.340 = -0.044$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{935,580}{-13,168,138} \times 1.340 = -0.095$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{12,824,716} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-28,807,185} \times 1.340 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-13,168,138} \times 1.340 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{41,960,000}{12,824,716} \times 1.340 = 4.384$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{41,960,000}{-28,807,185} \times 1.340 = -1.952$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{41,960,000}{-13,168,138} \times 1.340 = -4.270$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times (\frac{1}{279,468} + \frac{-62.84}{-29,051,701})$

$= 10.909$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.646 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 10.909 + -2.646 $)$
  $=$ 8.264 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.264 $=$ 59.451 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.044 + 0.000 $)$
  $=$ 0.044 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.264 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.264 $- 7 \times$ 0.044
  $=$ 98.859 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 59.451 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 98.859 $)$
$=$ 21.837 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 59.451 $=$ 1,310.55 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 10 $\times$ 138.7 $\times$ 1,310.5
$=$ 1,817.73 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,310.55 $-$ 98.86 $-$ 45.50 $-$ 21.84
$=$ 1,144.35 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,144.35}{1,310.55} =$ 0.873

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.873 $\times$ 1,817.73 $=$ 1,587.22 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}817.73 \times -62.84 / 1{,}000 = -114.221$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}587.22 \times -63.15 / 1{,}000 = -100.233$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}817{,}732}{279{,}468} + \frac{-114{,}220{,}580}{12{,}841{,}011} = -2.391$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}817{,}732}{279{,}468} + \frac{-114{,}220{,}580}{-29{,}051{,}701} = 10.436$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}817{,}732}{279{,}468} + \frac{-114{,}220{,}580}{-13{,}244{,}048} = 15.129$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}587{,}217}{278{,}081} + \frac{-100{,}233{,}231}{12{,}824{,}716} = -2.108$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}587{,}217}{278{,}081} + \frac{-100{,}233{,}231}{-28{,}807{,}185} = 9.187$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}587{,}217}{278{,}081} + \frac{-100{,}233{,}231}{-13{,}168{,}138} = 13.320$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,275.85	1,290.02	1,310.55
유효 긴장응력	1,058.44	1,093.47	1,144.35

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,058.4	1,093.5	1,144.4	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	-3.501	25.050	-2.961	20.206	-2.391	15.129
풍도슬래브	12.970	-12.336	8.530	-8.190	5.985	-5.803

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		-2.954	21.075	-2.543	17.320	-2.108	13.320
고정 하중	풍도슬래브	12.996	-12.453	8.544	-8.253	5.993	-5.837
	CIP 몰탈	0.212	-0.203	0.139	-0.135	0.098	-0.095
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.507	-9.110	6.250	-6.037	4.384	-4.270

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.469	12.715	5.569	12.016	3.595	9.325
	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	10.041	8.622	6.000	9.067	3.885	7.483
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	10.253	8.419	6.140	8.932	3.983	7.388
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	10.253	8.419	6.140	8.932	3.983	7.388
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	19.760	-0.690	12.390	2.895	8.367	3.118
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,420,342.000 × 12190) / (2496.600 × 200,000)

= 83.502 mm

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 ×(Σ고정하중)	204.067	1.6 ×(Σ작업하중)	195.852	399.919

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 399.919 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 203 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 77 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2496.60}{1000.0 \times 202.8} = 0.0123$$

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

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}380 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{2496.60 \times 1{,}380 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 81.1 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 2{,}496.60 \times 1{,}380 \times 202.78 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.99}{50}\right)$$

$$= 475 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 475 kN·m > 399.92 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 21.075)× 13,437,012 / 1.0E+06

= 343.04 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 474.73 kN·m

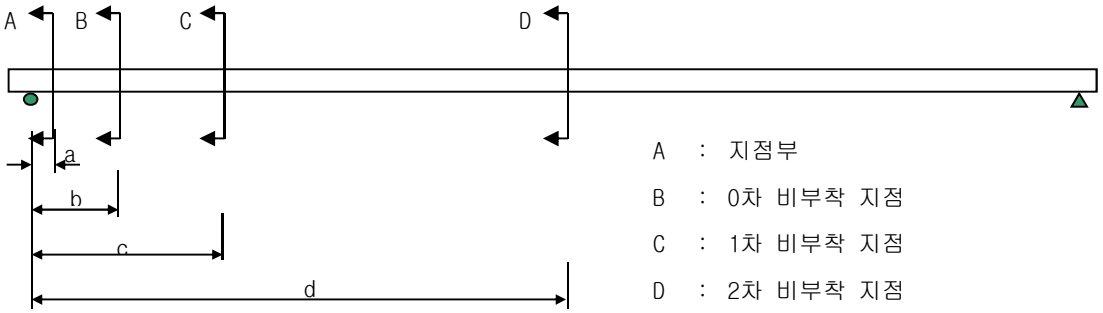
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 343.04 = 411.65 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	54.906	0.896	55.802	40.167	95.968
B	47.579	0.776	48.355	34.807	83.162
C	40.252	0.657	40.909	29.447	70.355
D	32.010	0.522	32.532	23.417	55.948
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	41.361	0.675	42.035	30.257	72.292
C	76.859	1.254	78.113	56.226	134.340
D	109.789	1.791	111.580	80.316	191.896
E	167.327	2.729	170.056	122.407	292.463

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	65.887	1.075	66.962	64.266	131.229
B	57.095	0.931	58.026	55.690	113.717
C	48.303	0.788	49.091	47.114	96.205
D	38.411	0.627	39.038	37.466	76.504
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	49.633	0.810	50.442	48.412	98.854
C	92.231	1.504	93.736	89.962	183.698
D	131.747	2.149	133.896	128.506	262.402
E	200.792	3.275	204.067	195.852	399.919

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.187	0.000	1,819,182,160	138.2	167.535
B	50.0	9.187	3.192	1,819,182,160	138.2	125.500
C	50.0	9.187	5.932	1,819,182,160	138.2	89.422
D	50.0	11.898	8.387	1,830,203,423	137.6	93.733
E	50.0	14.448	12.656	1,841,043,016	137.0	71.587

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	1,000	224.0	95.968	35.260	167.535	0.000	∞
B	50.0	1,000	224.0	83.162	30.555	125.500	26.561	306.727
C	50.0	1,000	224.0	70.355	25.850	89.422	49.358	196.383
D	50.0	1,000	224.0	55.948	20.556	93.733	70.506	162.472
E	50.0	1,000	224.0	0.000	0.000	71.587	107.456	79.196

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	5.708	1,000.0	224.0	0.00	842.897
B	50.0	5.708	1,000.0	224.0	0.00	842.897
C	50.0	5.708	1,000.0	224.0	0.00	842.897
D	50.0	7.560	1,000.0	224.0	0.00	967.374
E	50.0	9.317	1,000.0	224.0	0.00	1,085.419

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	842.897	842.897
B	306.727	842.897	306.727
C	196.383	842.897	196.383
D	162.472	967.374	162.472
E	79.196	1,085.419	79.196

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

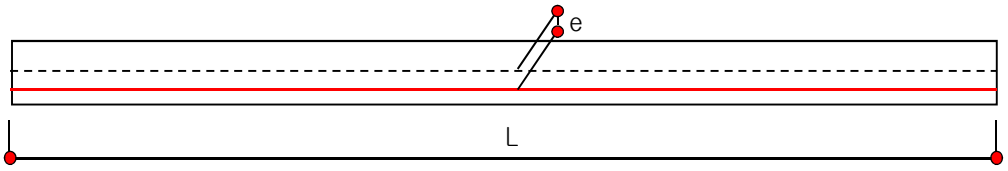
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	131.229	842.897	0.750	632.173	-500.94	0.208	전단보강 불필요
B	113.717	306.727	0.750	230.045	-116.33	0.494	전단보강 불필요
C	96.205	196.383	0.750	147.287	-51.08	0.653	전단보강 불필요
D	76.504	162.472	0.750	121.854	-45.35	0.628	전단보강 불필요
E	0.000	79.196	0.750	59.397	-59.40	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

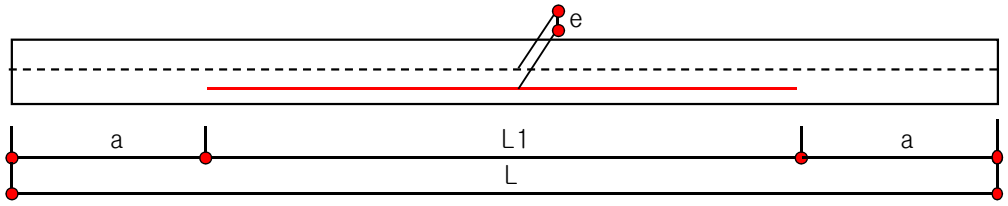
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}185 \times 59.8 \times 11.99^2}{8 \times 32{,}300 \times 1841043016} - \frac{680 \times 61.1 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1841043016}$$

$$- \frac{687 \times 63.2 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1841043016}$$

$$= 57.55 - 2.186 - 0.934 = 54.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (11,990 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	190.450	1,851,431,388	-54.43	
풍도슬래브 자중	124.871	1,851,431,388	47.88	
접합 몰탈	2.037	1,851,431,388	0.74	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,851,431,388	0.00	
합 계(고정하중)			-5.81	
작업하중 및 풍하중	91.349	1,851,431,388	33.27	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 140,000 / 10^6 x 25 = 3.500 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.149 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (3.500 + 0.149 + 2.500) x 4.045^2 / 2 = 50.308 kN.m

M_u = (4.200 + 0.179 + 4.000) x 4.045^2 / 2 = 68.551 kN.m

S_u = (4.200 + 0.179 + 4.000) x 4.045 = 33.894 kN

2) 설계조건

- M_u = 68.551 kN · m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 240 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 81600\times As = 68550891$
- $$As = \frac{81600 - \sqrt{(81600^2 - 4\times 3.20 \times 68550891)}}{2 \times 3.20} = 869.75 \text{ mm}^2$$

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	6240	mm²
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	530	mm²
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 869.75	=	1160	mm²
Asmin3= 0.002×b×d	=	240	mm²
∴ req. As= Max { 870 , Min(530,1,160) , 240 }	=	870	mm²
use. As= H 16 @ 100	=	993	mm²
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =	=	993	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 77.87 kN · m > Mu = 68.55 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.14

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 280 = 280 mm² (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm²

H 10 @ 150 = 238 mm² 0.K

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 106.066\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	106.066 kN		33.894 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 50.308 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0083 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2694
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9102
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 231.9 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토
  - C_c= 40.0 − 8.000 = 32.0 mm

$$S_a = 375\frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 259.6\ mm$$

$$S_a = 300\frac{210}{f_s} = 271.7\ mm$$

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 259.586 mm > s = 100.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE3-6

(L= 16.840 m, B= 1.500 m, H= 0.430 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

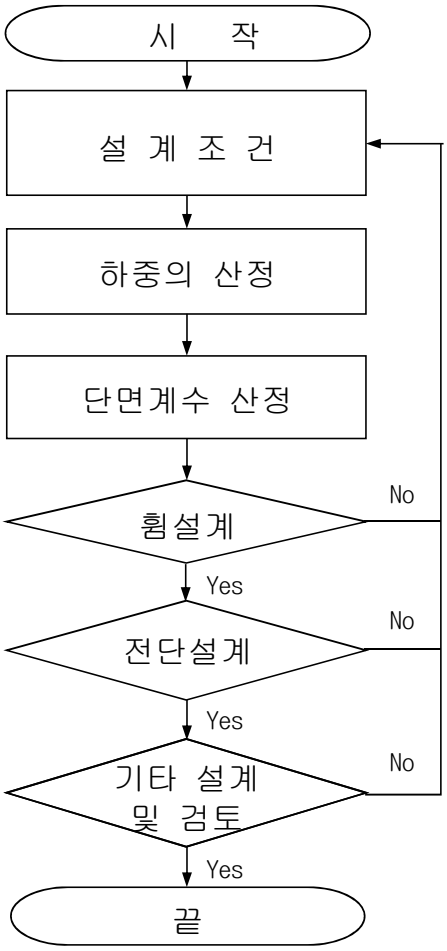
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 16.840 m

㉯ 계산지간 : 16.640 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.430 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 20 = 2,774.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

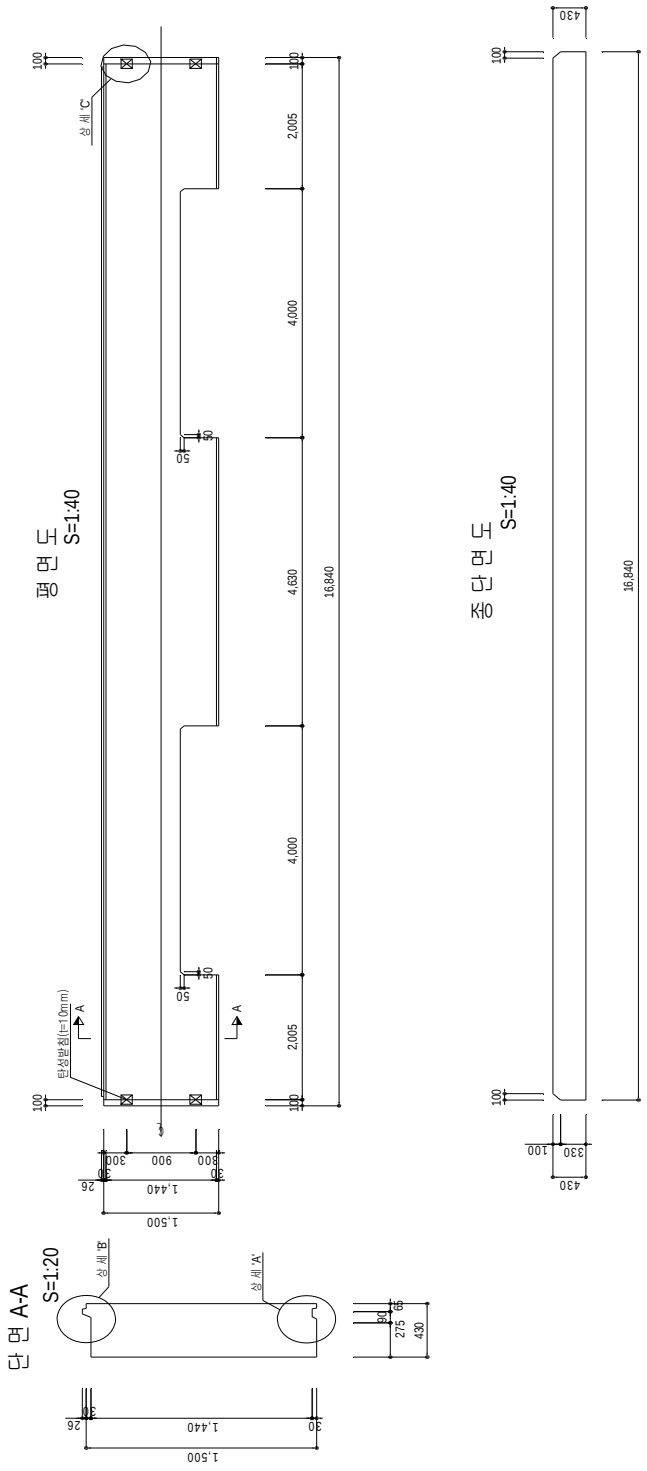
1.1.4 참고문헌

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 1.265m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 416,369 ㎟

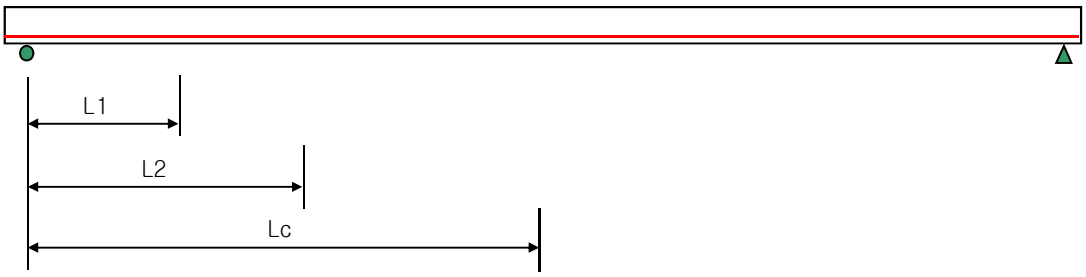
추가단면적 = 113,950 ㎟

하중계산 = 530,319 / 1.0E+06 × 25.00 = 13.258 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 10,857 ㎟

하중계산 = 10,857 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.255 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.265 = 6.325 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.265 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

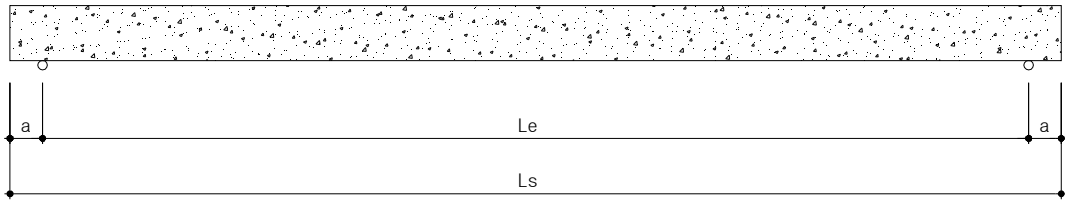
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	13.258	0.255	0.000	6.325	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	13.51
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	19.84
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	13.51
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	18.92
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	26.34
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	16.22
MAX						26.34

3.5 단면력 산정

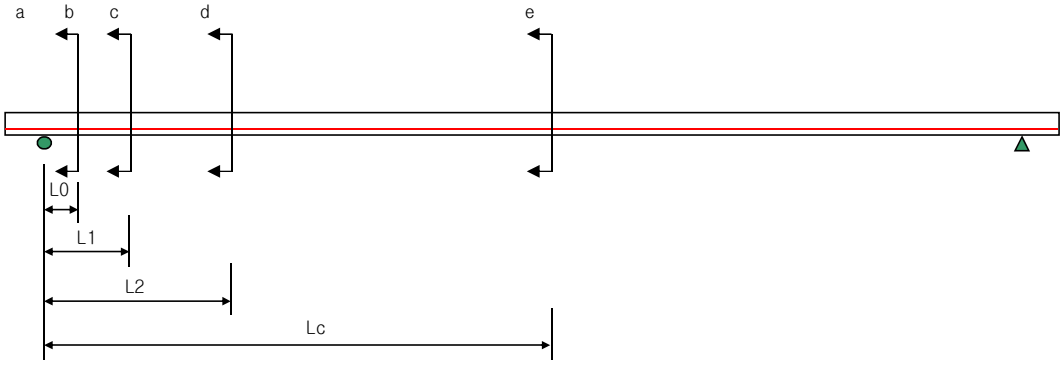
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 16.840 m
- 계산지간(Le) : 16.640 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 8.320 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 = (10.481 × 16.640)/ 2 = 87.199 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 10.481 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 66.824 kN-m

M_3 = 10.481 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 126.941 kN-m

M_4 = 10.481 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 186.555 kN-m

M_5 = 10.481 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 367.107 kN-m

③ 전단력

S_1 = 87.199 kN

S_2 = 87.199 - (10.481 × 0.800) = 78.814 kN

S_3 = 87.199 - (10.481 × 1.600) = 70.430 kN

S_4 = 87.199 - (10.481 × 2.500) = 60.997 kN

S_5 = 87.199 - (10.481 × 8.320) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.202 × 16.640)/ 2 = 1.678 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.202 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 1.286 kN-m

M_3 = 0.202 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 2.443 kN-m

M_4 = 0.202 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 3.590 kN-m

M_5 = 0.202 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 7.065 kN-m

③ 전단력

S_1 = 1.678 kN

S_2 = 1.678 - (0.202 × 0.800) = 1.517 kN

S_3 = 1.678 - (0.202 × 1.600) = 1.355 kN

S_4 = 1.678 - (0.202 × 2.500) = 1.174 kN

S_5 = 1.678 - (0.202 × 8.320) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 8.320 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 16.640)/ 2 = 41.600 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (16.740 - 0.800) = 31.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (16.740 - 1.600) = 60.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (16.740 - 2.500) = 89.000 kN-m

M_5 = 5.000 × 8.320 / 2 × (16.740 - 8.320) = 175.136 kN-m

③ 전단력

S_1 = 41.600 kN

S_2 = 41.600 - (5.000 × 0.800) = 37.600 kN

S_3 = 41.600 - (5.000 × 1.600) = 33.600 kN

S_4 = 41.600 - (5.000 × 2.500) = 29.100 kN

S_5 = 41.600 - (5.000 × 8.320) = 0.000 kN

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	66.824	1.286	0.000	31.880	99.990	0차비부착부
	c	126.941	2.443	0.000	60.560	189.944	1차비부착부
	d	186.555	3.590	0.000	89.000	279.145	2차비부착부
	e	367.107	7.065	0.000	175.136	549.307	중앙부
전단력 (KN/m)	a	87.199	1.678	0.000	41.600	130.477	지점부(전단검토)
	b	78.814	1.517	0.000	37.600	117.931	0차비부착부
	c	70.430	1.355	0.000	33.600	105.385	1차비부착부
	d	60.997	1.174	0.000	29.100	91.271	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

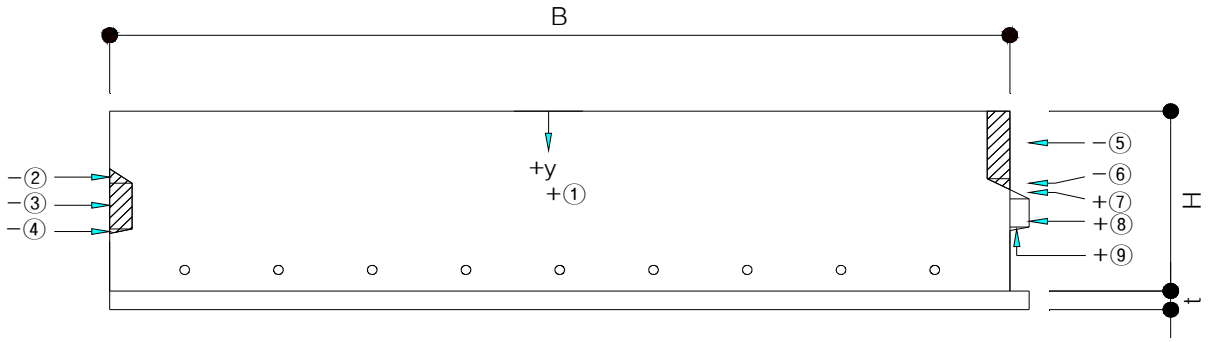
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	87.199	1.678	0.000		88.877	
LC-2	87.199	1.678	0.000	41.600	130.477	
MAX					130.477	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	430	430,000	215.0	92,450,000	46,225	15,408	61,633	26,502,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	318.3	-95,500	101,336	22	101,358	-30,407,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	357.0	-685,440	127,449	341	127,790	-245,357,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	391.0	-35,190	152,881	2	152,883	-13,759,470
⑤ □	-1	30.0	319	-9,570	159.5	-1,526,415	25,440	8,480	33,920	-324,617,590
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	324.0	-72,900	104,976	13	104,989	-23,622,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	342.7	57,911	117,420	9	117,430	19,845,642
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	366.5	371,631	134,322	127	134,449	136,331,286
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	387.7	25,198	150,285	1	150,287	9,768,644
Ap1	-10			-1,387	375.0	-520,125	140,625			-195,073,064
Ap2	-10			-1,387	325.0	-450,775	105,625			-146,528,064
합 계				416,369		89,518,395				25,688,913,364

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 416,369.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 89,518,395 / 416,369 = 215.00 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 215.00 - 430.00 = -215.00 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

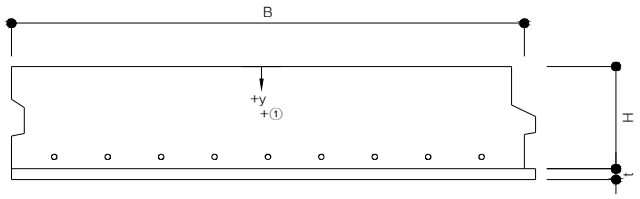
= 25,688,913,364 - 215.00 × 89,518,395 = 6,442,660,537 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{6,442,660,537}{215.00} =$ 29,966,177.6 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{6,442,660,537}{-215.00} =$ -29,965,548.3 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	10	8,322.00	375.0	3,120,750	140,625	0	140,625	1,170,281,250
Ap2	138.7	10	8,322.00	325.0	2,704,650	105,625	0	105,625	879,011,250
합계		20	433,013.00		95,343,795				27,738,205,864

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 433,013.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 95,343,795 / 433,013 = 220.19 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 220.19 − 430.00 = −209.81 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (10 ×375.0 + 10 ×325.0)/20

= 220.19 − 350.00 = −129.81 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

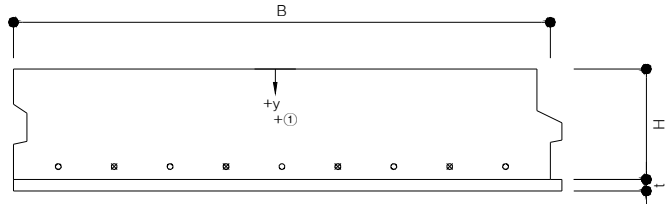
= 27,738,205,864 − 220.19 × 95,343,795 = 6,744,750,137 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{6,744,750,137}{220.19} = 30,631,930.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{6,744,750,137}{-129.81} = -51,957,396.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{6,744,750,137}{-209.81} = -32,146,469.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	375.0
Ap2	Φ15.2mm	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	8	6,657.60	375.0	2,496,600	140,625	0	140,625	936,225,000
Ap2	138.7	8	6,657.60	325.0	2,163,720	105,625	0	105,625	703,209,000
합계		16	429,684.20		94,178,715				27,328,347,364

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 429,684.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 94,178,715 / 429,684 = 219.18 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 219.18 − 430.00 = -210.82 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×375.0 + 8 ×325.0) / 16

= 219.18 − 350.00 = -130.82 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

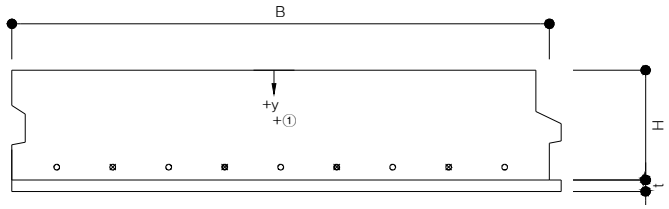
= 27,328,347,364 − 219.18 × 94,178,715 = 6,686,139,996 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{6,686,139,996}{219.18} = 30,505,074.5$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{6,686,139,996}{-130.82} = -51,109,947.1$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{6,686,139,996}{-210.82} = -31,715,108.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	325.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	6	4,993.20	375.0	1,872,450	140,625	0	140,625	702,168,750
Ap2	138.7	6	4,993.20	325.0	1,622,790	105,625	0	105,625	527,406,750
합계		12	426,355.40		93,013,635				26,918,488,864

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 426,355.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 93,013,635 / 426,355 = 218.16 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 218.16 − 430.00 = -211.84 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×375.0+ 6 ×325.0) / 12

= 218.16 − 350.00 = -131.84 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 26,918,488,864 − 218.16 × 93,013,635 = 6,626,647,138 ㎜⁴

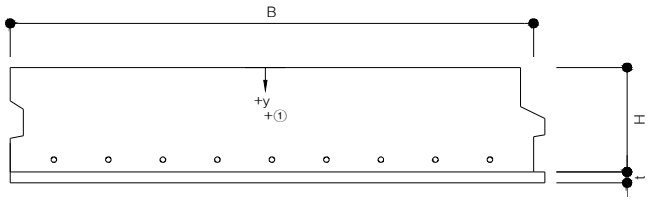
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{6,626,647,138}{218.16} = 30,375,189.5$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{6,626,647,138}{-131.84} = -50,262,744.0$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{6,626,647,138}{-211.84} = -31,281,357.6$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	375.0
Ap2	Φ15.2mm	10	325.0
합 계		20	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	10	6,935.00	375.0	2,600,625	140,625	0	140,625	975,234,375
Ap2	138.7	10	6,935.00	325.0	2,253,875	105,625	0	105,625	732,509,375
합계		20	430,239.00		94,372,895				27,396,657,114

N_c = 6.00

A_{vc1} = 430,239.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 94,372,895 / 430,239 = 219.35 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 219.35 − 430.00 = -210.65 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 375.0 + 10 \times 325.0) / 20$

= 219.35 − 350.00 = -130.65 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

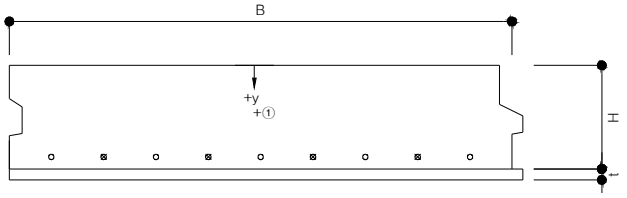
= 27,396,657,114 − 219.35 × 94,372,895 = 6,695,969,100 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{6,695,969,100}{219.35} = 30,526,424.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{6,695,969,100}{-130.65} = -51,251,171.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{6,695,969,100}{-210.65} = -31,787,167.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	375.0
Ap2	Φ15.2mm	8	325.0
합 계		16	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	8	5,548.00	375.0	2,080,500	140,625	0	140,625	780,187,500
Ap2	138.7	8	5,548.00	325.0	1,803,100	105,625	0	105,625	586,007,500
합계		16	427,465.00		93,401,995				27,055,108,364

N_c = 6.00

A_{vb1} = 427,465.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 93,401,995 / 427,465 = 218.50 ㎜

Y_{bb1} = Y_{tb1} - H = 218.50 - 430.00 = -211.50 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (8 ×375.0+8 ×325.0) / 16

= 218.50 - 350.00 = -131.50 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0}$ - Y_{tb1} · $\sum Q$

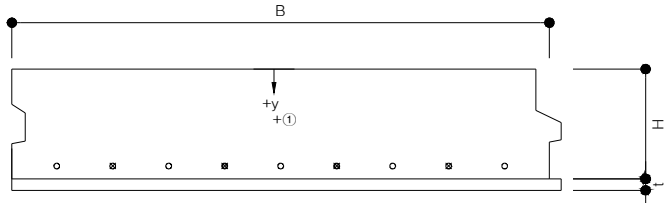
= 27,055,108,364 - 218.50 × 93,401,995 = 6,646,577,444 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{6,646,577,444}{218.50}$ = 30,418,828.1 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{6,646,577,444}{-131.50}$ = -50,545,117.7 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{6,646,577,444}{-211.50}$ = -31,426,208.3 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	375.0
Ap2	Φ15.2㎜	6	325.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			416,369.00		89,518,395				25,688,913,364
Ap1	138.7	6	4,161.00	375.0	1,560,375	140,625	0	140,625	585,140,625
Ap2	138.7	6	4,161.00	325.0	1,352,325	105,625	0	105,625	439,505,625
합계		12	424,691.00		92,431,095				26,713,559,614

N_c = 6.00

A_{va1} = 424,691.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 92,431,095 / 424,691 = 217.64 ㎜

Y_{ba1} = Y_{ta1} - H = 217.64 - 430.00 = -212.36 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (6 ×375.0+6 ×325.0) / 12

= 217.64 - 350.00 = -132.36 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0}$ - Y_{ta1} · $\sum Q$

= 26,713,559,614 - 217.64 × 92,431,095 = 6,596,563,203 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{6,596,563,203}{217.64}$ = 30,309,075.4 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{6,596,563,203}{-132.36}$ = -49,839,234.9 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{6,596,563,203}{-212.36}$ = -31,063,579.0 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	416,369.0	A_{vc1}'	433,013.0	mm^2
Y_{tc0}	215.0	Y_{tc1}'	220.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-129.8	mm
Y_{bc0}	-215.0	Y_{bc1}'	-209.8	mm
I_{vc0}	6,442,660,537.1	I_{vc1}'	6,744,750,136.6	mm^4
Z_{tc0}	29,966,177.6	Z_{tc1}'	30,631,930.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-51,957,396.6	mm^3
Z_{bc0}	-29,965,548.3	Z_{bc1}'	-32,146,469.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	416,369.0	A_{vb1}'	429,684.2	mm^2
Y_{tb0}	215.0	Y_{tb1}'	219.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-130.8	mm
Y_{bb0}	-215.0	Y_{bb1}'	-210.8	mm
I_{vb0}	6,442,660,537.1	I_{vb1}'	6,686,139,996.5	mm^4
Z_{tb0}	29,966,177.6	Z_{tb1}'	30,505,074.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-51,109,947.1	mm^3
Z_{bb0}	-29,965,548.3	Z_{bb1}'	-31,715,108.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	416,369.0	A_{va1}'	426,355.4	mm^2
Y_{ta0}	215.0	Y_{ta1}'	218.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-131.8	mm
Y_{ba0}	-215.0	Y_{ba1}'	-211.8	mm
I_{va0}	6,442,660,537.1	I_{va1}'	6,626,647,138.0	mm^4
Z_{ta0}	29,966,177.6	Z_{ta1}'	30,375,189.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-50,262,744.0	mm^3
Z_{ba0}	-29,965,548.3	Z_{ba1}'	-31,281,357.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 8.320m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	416,369.0	A_{vc1}	430,239.0	mm^2
Y_{tc0}	215.0	Y_{tc1}	219.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-130.7	mm
Y_{bc0}	-215.0	Y_{bc1}	-210.7	mm
I_{vc0}	6,442,660,537.1	I_{vc1}	6,695,969,099.7	mm^4
Z_{tc0}	29,966,177.6	Z_{tc1}	30,526,424.5	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-51,251,171.6	mm^3
Z_{bc0}	-29,965,548.3	Z_{bc1}	-31,787,167.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	416,369.0	A_{vb1}	427,465.0	mm^2
Y_{tb0}	215.0	Y_{tb1}	218.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-131.5	mm
Y_{bb0}	-215.0	Y_{bb1}	-211.5	mm
I_{vb0}	6,442,660,537.1	I_{vb1}	6,646,577,443.6	mm^4
Z_{tb0}	29,966,177.6	Z_{tb1}	30,418,828.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-50,545,117.7	mm^3
Z_{bb0}	-29,965,548.3	Z_{bb1}	-31,426,208.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	416,369.0	A_{va1}	424,691.0	mm^2
Y_{ta0}	215.0	Y_{ta1}	217.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-132.4	mm
Y_{ba0}	-215.0	Y_{ba1}	-212.4	mm
I_{va0}	6,442,660,537.1	I_{va1}	6,596,563,202.9	mm^4
Z_{ta0}	29,966,177.6	Z_{ta1}	30,309,075.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-49,839,234.9	mm^3
Z_{ba0}	-29,965,548.3	Z_{ba1}	-31,063,579.0	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{367,106,515}{30,631,930} \times 1.265 = 15.160$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{367,106,515}{-51,957,397} \times 1.265 = -8.938$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{367,106,515}{-32,146,470} \times 1.265 = -14.446$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{367,106,515}{30,526,424} \times 1.265 = 15.213$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{367,106,515}{-51,251,172} \times 1.265 = -9.061$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{367,106,515}{-31,787,168} \times 1.265 = -14.609$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{7,064,682}{30,526,424} \times 1.265 = 0.293$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{7,064,682}{-51,251,172} \times 1.265 = -0.174$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{7,064,682}{-31,787,168} \times 1.265 = -0.281$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{30,526,424} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-51,251,172} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-31,787,168} \times 1.265 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{175,136,000}{30,526,424} \times 1.265 = 7.258$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{175,136,000}{-51,251,172} \times 1.265 = -4.323$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{175,136,000}{-31,787,168} \times 1.265 = -6.970$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 20 \times (\frac{1}{433,013} + \frac{-129.81}{-51,957,397})$

$= 18.272$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -8.938$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.272 + -8.938)$

$= 9.334$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.334 = 67.149$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.174 + 0.000)
  = 0.174 MPa (압축)
- f_{cir} = 9.334 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 9.334 - 7 × 0.174
  = 110.785 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 67.149 - 0.05 × (45.500 + 110.785)
= 20.471 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 67.149 = 1,302.85 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 20 × 138.7 × 1,302.9
= 3,614.11 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,302.85 - 110.78 - 45.50 - 20.47
= 1,126.10 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,126.10}{1,302.85} = 0.864$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.864 × 3,614.11 = 3,123.79 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,614.11 × -129.81 / 1,000 = -469.158 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,123.79 × -130.65 / 1,000 = -408.123 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,614,107}{433,013} + \frac{-469,158,458}{30,631,930} =$ -6.970 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,614,107}{433,013} + \frac{-469,158,458}{-51,957,397} =$ 17.376 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,614,107}{433,013} + \frac{-469,158,458}{-32,146,470} =$ 22.941 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,123,788}{430,239} + \frac{-408,123,101}{30,526,424} =$ -6.109 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,123,788}{430,239} + \frac{-408,123,101}{-51,251,172} =$ 15.224 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,123,788}{430,239} + \frac{-408,123,101}{-31,787,168} =$ 20.100 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{186,554,905}{30,505,074} \times 1.265 =$ 7.736 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{186,554,905}{-51,109,947} \times 1.265 =$ -4.617 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{186,554,905}{-31,715,109} \times 1.265 =$ -7.441 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{186,554,905}{30,418,828} \times 1.265 =$ 7.758 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{186,554,905}{-50,545,118} \times 1.265 =$ -4.669 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{186,554,905}{-31,426,208} \times 1.265 =$ -7.509 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{3,590,105}{30,418,828} \times 1.265 = 0.149$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{3,590,105}{-50,545,118} \times 1.265 = -0.090$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{3,590,105}{-31,426,208} \times 1.265 = -0.145$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{30,418,828} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-50,545,118} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-31,426,208} \times 1.265 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{89,000,000}{30,418,828} \times 1.265 = 3.701$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{89,000,000}{-50,545,118} \times 1.265 = -2.227$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{89,000,000}{-31,426,208} \times 1.265 = -3.583$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times \left(\frac{1}{429,684} + \frac{-130.82}{-51,109,947} \right)$

$= 14.857$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.617 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.857 + -4.617)$
  $= 10.240$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.240 = 73.670$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.090 + 0.000)$
  $= 0.090$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 10.240$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.240 - 7 \times 0.090$
  $= 122.253$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 73.670 - 0.05 \times (45.500 + 122.253)$
$= 19.245$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 73.670 = 1,296.33$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 16 \times 138.7 \times 1,296.3$
$= 2,876.82$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,296.33 - 122.25 - 45.50 - 19.25$
$= 1,109.33$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,109.33}{1,296.33} = 0.856$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.856 \times 2,876.82 = 2,461.83$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2{,}876.82 \times -130.82 / 1{,}000 = -376.341$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2{,}461.83 \times -131.50 / 1{,}000 = -323.725$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2{,}876{,}815}{429{,}684} + \frac{-376{,}341{,}384}{30{,}505{,}074} = -5.642$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2{,}876{,}815}{429{,}684} + \frac{-376{,}341{,}384}{-51{,}109{,}947} = 14.059$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2{,}876{,}815}{429{,}684} + \frac{-376{,}341{,}384}{-31{,}715{,}109} = 18.561$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2{,}461{,}828}{427{,}465} + \frac{-323{,}725{,}301}{30{,}418{,}828} = -4.883$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2{,}461{,}828}{427{,}465} + \frac{-323{,}725{,}301}{-50{,}545{,}118} = 12.164$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2{,}461{,}828}{427{,}465} + \frac{-323{,}725{,}301}{-31{,}426{,}208} = 16.060$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{126{,}941{,}180}{30{,}375{,}190} \times 1.265 = 5.287$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{126{,}941{,}180}{-50{,}262{,}744} \times 1.265 = -3.195$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{126{,}941{,}180}{-31{,}281{,}358} \times 1.265 = -5.133$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{126{,}941{,}180}{30{,}309{,}075} \times 1.265 = 5.298$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{126{,}941{,}180}{-49{,}839{,}235} \times 1.265 = -3.222$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{126{,}941{,}180}{-31{,}063{,}579} \times 1.265 = -5.169$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{2,442,885}{30,309,075} \times 1.265 = 0.102$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{2,442,885}{-49,839,235} \times 1.265 = -0.062$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{2,442,885}{-31,063,579} \times 1.265 = -0.099$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{30,309,075} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-49,839,235} \times 1.265 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-31,063,579} \times 1.265 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{60,560,000}{30,309,075} \times 1.265 = 2.528$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{60,560,000}{-49,839,235} \times 1.265 = -1.537$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{60,560,000}{-31,063,579} \times 1.265 = -2.466$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times (\frac{1}{426,355} + \frac{-131.84}{-50,262,744})$

$= 11.329$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.195 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 11.329 + -3.195 $)$
  $=$ 8.134 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 8.134 $=$ 58.521 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.062 + 0.000 $)$
  $=$ 0.062 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 8.134 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 8.134 $- 7 \times$ 0.062
  $=$ 97.179 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 58.521 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 97.179 $)$
$=$ 22.014 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 58.521 $=$ 1,311.48 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times$ 138.7 $\times$ 1,311.5
$=$ 2,182.83 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,311.48 $-$ 97.18 $-$ 45.50 $-$ 22.01
$=$ 1,146.79 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,146.79}{1,311.48} =$ 0.874

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.874 $\times$ 2,182.83 $=$ 1,908.71 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2,182.83 \times -131.84 / 1,000 = -287.784$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1,908.71 \times -132.36 / 1,000 = -252.631$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2,182,825}{426,355} + \frac{-287,783,996}{30,375,190} = -4.355$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2,182,825}{426,355} + \frac{-287,783,996}{-50,262,744} = 10.845$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2,182,825}{426,355} + \frac{-287,783,996}{-31,281,358} = 14.320$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1,908,710}{424,691} + \frac{-252,630,801}{30,309,075} = -3.841$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1,908,710}{424,691} + \frac{-252,630,801}{-49,839,235} = 9.563$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1,908,710}{424,691} + \frac{-252,630,801}{-31,063,579} = 12.627$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,302.85	1,296.33	1,311.48
유효 긴장응력	1,126.10	1,109.33	1,146.79

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,126.1	1,109.3	1,146.8	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	-6.970	22.941	-5.642	18.561	-4.355	14.320
풍도슬래브	15.160	-14.446	7.736	-7.441	5.287	-5.133

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		-6.109	20.100	-4.883	16.060	-3.841	12.627
고정 하중	풍도슬래브	15.213	-14.609	7.758	-7.509	5.298	-5.169
	CIP 몰탈	0.293	-0.281	0.149	-0.145	0.102	-0.099
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	7.258	-6.970	3.701	-3.583	2.528	-2.466

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	8.191	8.495	2.094	11.121	0.932	9.186
	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	9.104	5.490	2.875	8.551	1.457	7.458
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	9.397	5.209	3.024	8.406	1.559	7.358
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	9.397	5.209	3.024	8.406	1.559	7.358
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	16.654	-1.760	6.725	4.824	4.087	4.892
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 3,800,380.000 \quad \times \quad 16840 \quad) / (\quad 2774.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 115.354 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	567.992	1.6 ×(Σ작업하중)	354.475	922.467

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 922.467 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 350 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 80 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2774.00}{1000.0 \times 350.0} = 0.0079$$

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

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.008 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}558 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{2774.00 \times 1{,}558 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 101.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 2{,}774.00 \times 1{,}558 \times 350.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{12.35}{50}\right)$$

$$= 1{,}098 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 1,098 kN·m > 922.47 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 20.100)× 31,787,168 / 1.0E+06

= 780.52 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 1,098.42 kN·m

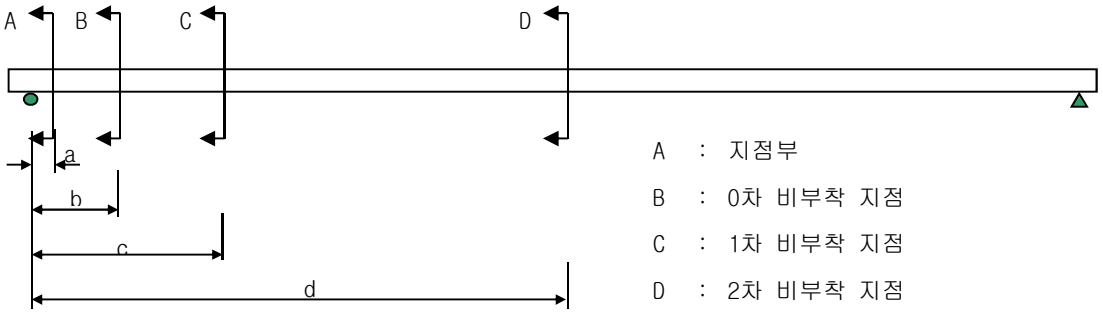
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 780.52 = 936.63 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	110.306	2.123	112.429	52.624	165.053
B	99.700	1.919	101.619	47.564	149.183
C	89.094	1.715	90.808	42.504	133.312
D	77.161	1.485	78.646	36.812	115.458
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	84.533	1.627	86.160	40.328	126.488
C	160.581	3.090	163.671	76.608	240.279
D	235.992	4.541	240.533	112.585	353.118
E	464.390	8.937	473.327	221.547	694.874

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	132.368	2.547	134.915	84.198	219.113
B	119.640	2.302	121.942	76.102	198.045
C	106.912	2.057	108.970	68.006	176.976
D	92.594	1.782	94.376	58.898	153.274
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	101.439	1.952	103.392	64.525	167.917
C	192.697	3.708	196.405	122.573	318.978
D	283.190	5.450	288.640	180.136	468.776
E	557.268	10.724	567.992	354.475	922.467

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	9.563	0.000	6,596,563,203	212.4	406.896
B	50.0	9.563	2.774	6,596,563,203	212.4	320.736
C	50.0	9.563	5.269	6,596,563,203	212.4	243.225
D	50.0	12.164	7.654	6,646,577,444	211.5	252.838
E	50.0	15.224	14.890	6,695,969,100	210.7	122.979

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	1,000	350.0	165.053	54.060	406.896	0.000	∞
B	50.0	1,000	350.0	149.183	48.862	320.736	41.429	651.210
C	50.0	1,000	350.0	133.312	43.664	243.225	78.699	392.002
D	50.0	1,000	350.0	115.458	37.816	252.838	115.658	321.871
E	50.0	1,000	350.0	0.000	0.000	122.979	227.594	123.744

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	4.494	1,000.0	350.0	0.00	1,189.620
B	50.0	4.494	1,000.0	350.0	0.00	1,189.620
C	50.0	4.494	1,000.0	350.0	0.00	1,189.620
D	50.0	5.759	1,000.0	350.0	0.00	1,322.423
E	50.0	7.261	1,000.0	350.0	0.00	1,480.075

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,189.620	1,189.620
B	651.210	1,189.620	651.210
C	392.002	1,189.620	392.002
D	321.871	1,322.423	321.871
E	123.744	1,480.075	123.744

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

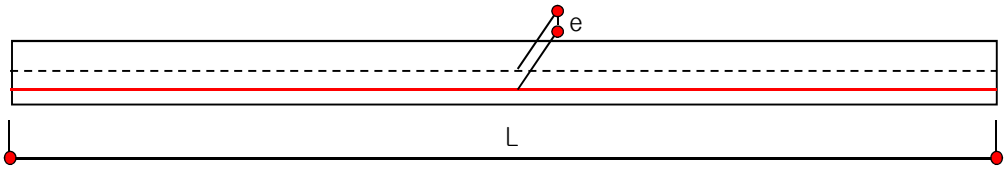
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	219.113	1,189.620	0.750	892.215	-673.10	0.246	전단보강 불필요
B	198.045	651.210	0.750	488.407	-290.36	0.405	전단보강 불필요
C	176.976	392.002	0.750	294.002	-117.03	0.602	전단보강 불필요
D	153.274	321.871	0.750	241.403	-88.13	0.635	전단보강 불필요
E	0.000	123.744	0.750	92.808	-92.81	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

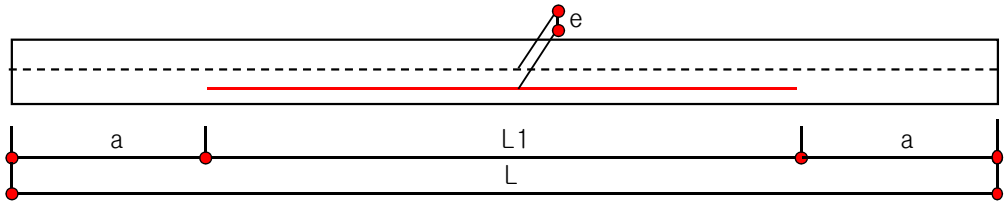
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}614 \times 130.7 \times 16.64^2}{8 \times 32{,}300 \times 6695969100} - \frac{737 \times 131.5 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 6695969100}$$

$$- \frac{694 \times 132.4 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 6695969100}$$

$$= 75.56 - 1.401 - 0.544 = 73.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (16,640 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	472.183	6,744,750,137	-73.62	
풍도슬래브 자중	367.107	6,744,750,137	70.59	
접합 몰탈	7.065	6,744,750,137	1.29	
격벽 하중(집중하중)	0.000	6,744,750,137	0.00	
합 계(고정하중)			-1.74	
작업하중 및 풍하중	175.136	6,744,750,137	31.98	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 215,000 / 10^6 x 25 = 5.375 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.255 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (5.375 + 0.255 + 2.500) x 4.63^2 / 8 = 21.786 kN.m

M_u = (6.450 + 0.306 + 4.000) x 4.63^2 / 8 = 28.822 kN.m

S_u = (6.450 + 0.306 + 4.000) x 4.63 = 49.801 kN

2) 설계조건

- M_u = 28.822 kN·m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 390 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 132600\times As = 28822361$
- $$As = \frac{132600 - \sqrt{(132600^2 - 4\times 3.20 \times 28822361)}}{2 \times 3.20} = 218.52 \text{ mm}^2$$

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	10139	mm²	
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	862	mm²	
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 218.52	=	291	mm²	
Asmin3= 0.002×b×d	=	390	mm²	
∴ req. As= Max { 219 , Min(862,291) , 390 }	=	390	mm²	
use. As= H 13 @ 100	=	634	mm²	
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm²	
∴ As =	=	634	mm²	O.K
∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 82.72 kN·m > Mu = 28.82 kN·m				O.K
$\phi_f M_n$ / M_u = 2.87				

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 430 = 430 mm² (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 13 @ 150 = 422 mm²
  H 13 @ 150 = 422 mm² O.K

6) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 172.357\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c		V_u
보	172.357 kN		49.801 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 21.786 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0032 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.1789
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9404
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 93.8 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 6.500 = 33.5 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 755.8$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 671.6$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 671.642 mm > s = 100.00 mm 0.K

8.2 풍도슬래브 폭방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 1,900,600 / 10^6 x 25 = 47.515 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.255 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.0 x 4.42 = 22.100 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (47.515 + 0.255 + 22.100) x 0.50^2 / 2 = 8.734 kN.m

M_u = (57.018 + 0.306 + 35.360) x 0.50^2 / 2 = 11.586 kN.m

S_u = (57.018 + 0.306 + 35.360) x 0.50 = 46.342 kN

2) 설계조건

- M_u = 11.586 kN·m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 4630 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 390 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×4,630) × As
  = 0.0020 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = -0.346×As^2 + 132600×As = 11585521
- $As = \dfrac{132600 - \sqrt{(\ 132600^{\,2} - 4\times 0.35 \times 11585521\ )}}{2 \times 0.35}$ = 87.39 mm^2

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85×$\beta_{1\times}$(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	93889	mm^2
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	7980	mm^2
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 87.39	=	117	mm^2
Asmin3= 0.002×b×d	=	3611	mm^2
∴ req. As= Max { 87 , Min(7,980,117) , 3,611 }	=	3611	mm^2
use. As= H 13 @ 150	=	3911	mm^2
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm^2
∴ As =	=	3911	mm^2 **O.K**

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 513.29 kN·m > Mu = 11.59 kN·m **O.K**

$\phi_f M_n$ / M_u = 44.30

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 4630 × 430 = 3982 mm^2 (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 13 @ 100 = 5866 mm^2

H 13 @ 100 = 5866 mm^2 **O.K**

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ = 1596.028 kN : 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	1596.028 kN		46.342 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 8.73 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0022 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.1487
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9504
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 6.0 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토
  - C_c= 40.0 − 6.500 = 33.5 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c$ = 13041.3 mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s}$ = 10500.0 mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = ## mm > s = 150.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE6-2

(L= 10.260 m, B= 1.500 m, H= 0.240 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

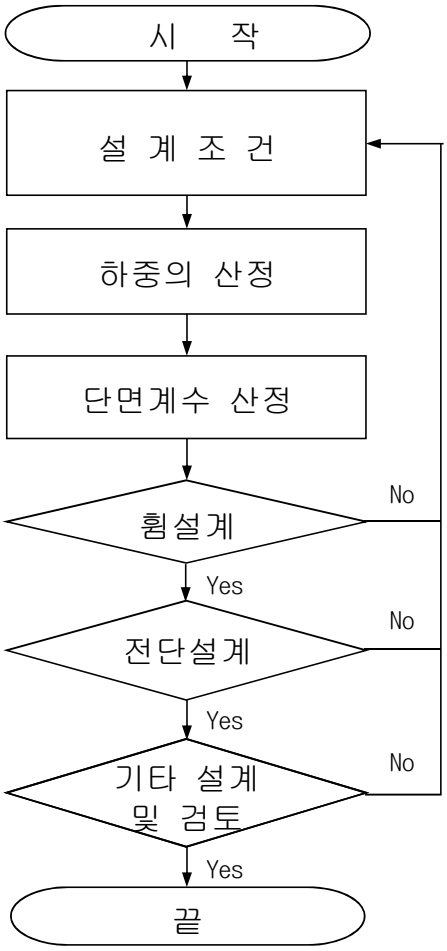
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 10.260 m

㉯ 계산지간 : 10.060 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.240 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 4 = 554.8 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

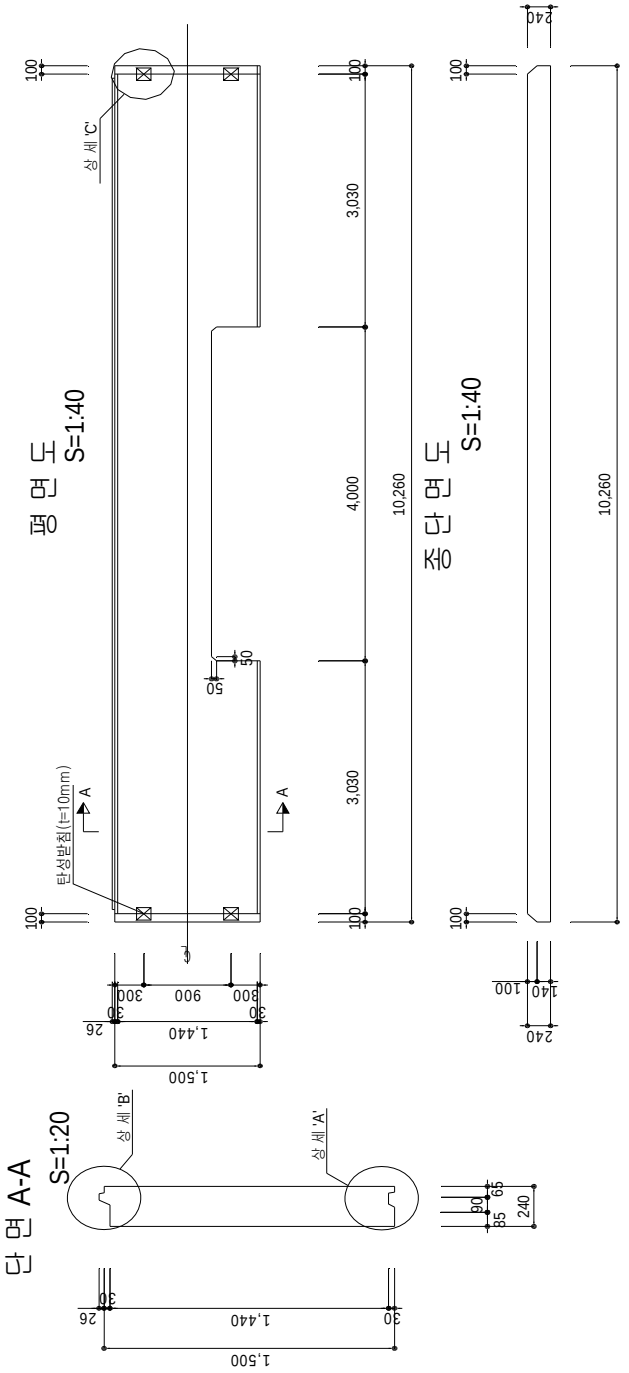
1.1.4 참고문헌

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 1.3075m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 232,901 ㎟

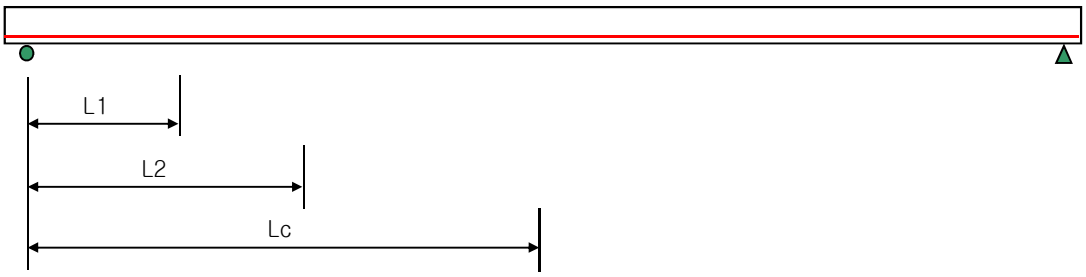
추가단면적 = 73,800 ㎟

하중계산 = 306,701 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.668 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,157 ㎟

하중계산 = 5,157 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.121 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.308 = 6.538 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.308 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

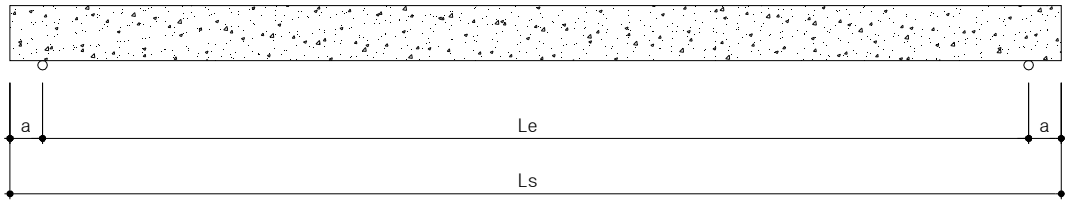
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.668	0.121	0.000	6.538	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.79
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.33
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.79
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	10.90
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.81
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.35
MAX						19.81

3.5 단면력 산정

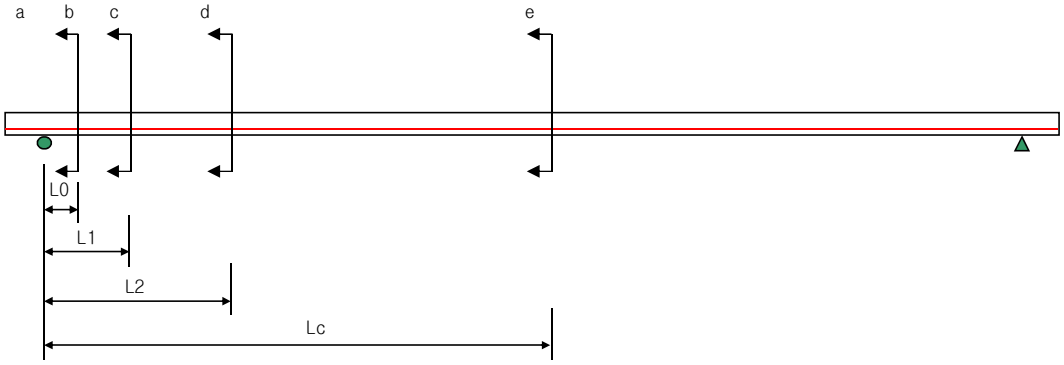
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.260 m
- 계산지간(Le) : 10.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.030 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 = (5.864 × 10.060)/ 2 = 29.497 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.864 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 21.956 kN-m

M_3 = 5.864 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 40.159 kN-m

M_4 = 5.864 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 56.150 kN-m

M_5 = 5.864 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 75.660 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.497 kN

S_2 = 29.497 - (5.864 × 0.800) = 24.806 kN

S_3 = 29.497 - (5.864 × 1.600) = 20.114 kN

S_4 = 29.497 - (5.864 × 2.500) = 14.837 kN

S_5 = 29.497 - (5.864 × 5.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.093 × 10.060)/ 2 = 0.466 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.093 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 0.347 kN-m

M_3 = 0.093 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 0.635 kN-m

M_4 = 0.093 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 0.887 kN-m

M_5 = 0.093 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 1.196 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.466 kN

S_2 = 0.466 - (0.093 × 0.800) = 0.392 kN

S_3 = 0.466 - (0.093 × 1.600) = 0.318 kN

S_4 = 0.466 - (0.093 × 2.500) = 0.235 kN

S_5 = 0.466 - (0.093 × 5.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.060)/ 2 = 25.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.160 - 0.800) = 18.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.160 - 1.600) = 34.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.160 - 2.500) = 47.875 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.030 / 2 × (10.160 - 5.030) = 64.510 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.150 kN

S_2 = 25.150 - (5.000 × 0.800) = 21.150 kN

S_3 = 25.150 - (5.000 × 1.600) = 17.150 kN

S_4 = 25.150 - (5.000 × 2.500) = 12.650 kN

S_5 = 25.150 - (5.000 × 5.030) = 0.000 kN

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	21.956	0.347	0.000	18.720	41.023	0차비부착부
	c	40.159	0.635	0.000	34.240	75.033	1차비부착부
	d	56.150	0.887	0.000	47.875	104.913	2차비부착부
	e	75.660	1.196	0.000	64.510	141.366	중앙부
전단력 (KN/m)	a	29.497	0.466	0.000	25.150	55.113	지점부(전단검토)
	b	24.806	0.392	0.000	21.150	46.348	0차비부착부
	c	20.114	0.318	0.000	17.150	37.582	1차비부착부
	d	14.837	0.235	0.000	12.650	27.721	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

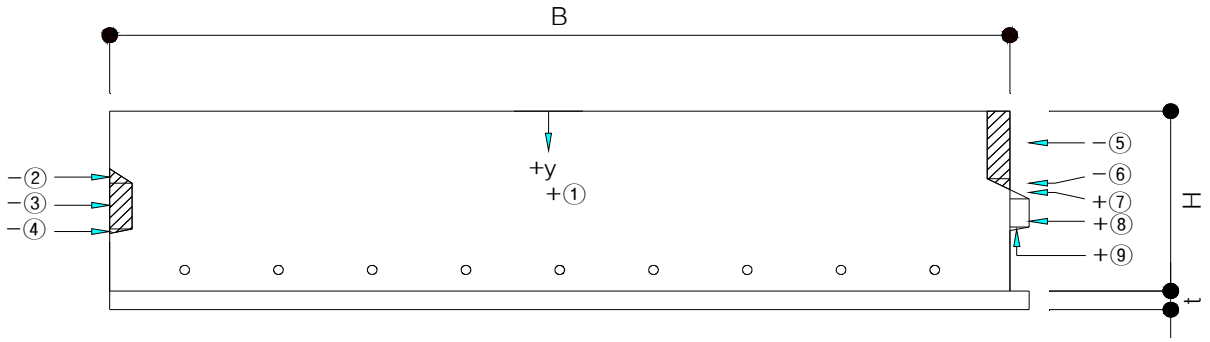
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	29.497	0.466	0.000		29.963	
LC-2	29.497	0.466	0.000	25.150	55.113	
MAX					55.113	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	240	240,000	120.0	28,800,000	14,400	4,800	19,200	4,608,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	128.3	-38,500	16,469	22	16,492	-4,947,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	167.0	-320,640	27,889	341	28,230	-54,202,240
④ ▽	-1	30.0	6	-90	201.0	-18,090	40,401	2	40,403	-3,636,270
⑤ □	-1	30.0	129	-3,870	64.5	-249,615	4,160	1,387	5,547	-21,466,890
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	134.0	-30,150	17,956	13	17,969	-4,042,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	152.7	25,801	23,307	9	23,317	3,940,489
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	176.5	178,971	31,152	127	31,279	31,716,906
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	197.7	12,848	39,072	1	39,074	2,539,778
Ap1	-10			-1,387	185.0	-256,595	34,225			-47,496,264
Ap2	-4			-555	135.0	-74,898	18,225			-10,121,706
합 계				232,901		28,029,132				4,500,283,389

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 232,901.20 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 28,029,132 / 232,901 = 120.35 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 120.35 - 240.00 = -119.65 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

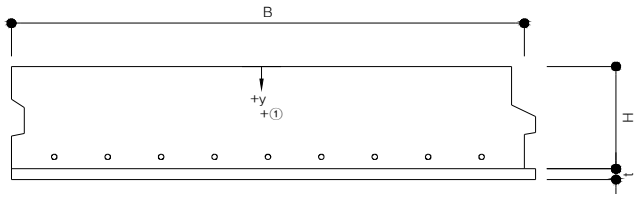
= 4,500,283,389 - 120.35 × 28,029,132 = 1,127,040,827 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,127,040,827}{120.35}$ = 9,364,869.4 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,127,040,827}{-119.65}$ = -9,419,302.1 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	185.0
Ap2	Φ15.2mm	4	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	10	8,322.00	185.0	1,539,570	34,225	0	34,225	284,820,450
Ap2	138.7	4	3,328.80	135.0	449,388	18,225	0	18,225	60,667,380
합계		14	244,552.00		30,018,090				4,845,771,219

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 244,552.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 30,018,090 / 244,552 = 122.75 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 122.75 − 240.00 = −117.25 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 185.0 + 4 \times 135.0)/14$

= 122.75 − 170.71 = −47.97 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

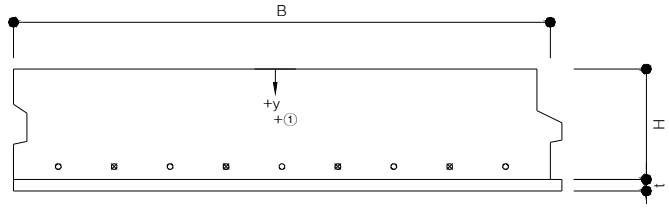
= 4,845,771,219 − 122.75 × 30,018,090 = 1,161,132,667 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,161,132,667}{122.75} = 9,459,539.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,161,132,667}{-47.97} = -24,206,897.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,161,132,667}{-117.25} = -9,902,819.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	185.0
Ap2	Φ15.2mm	2	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	8	6,657.60	185.0	1,231,656	34,225	0	34,225	227,856,360
Ap2	138.7	2	1,664.40	135.0	224,694	18,225	0	18,225	30,333,690
합계		10	241,223.20		29,485,482				4,758,473,439

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 241,223.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 29,485,482 / 241,223 = 122.23 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 122.23 − 240.00 = -117.77 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 × 185.0 + 2 × 135.0) / 10

= 122.23 − 175.00 = -52.77 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

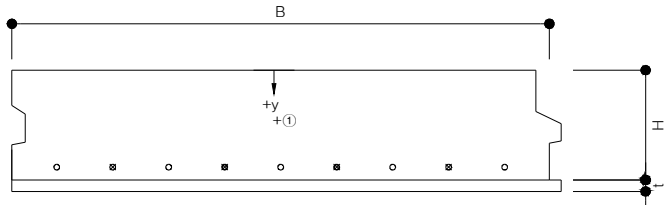
= 4,758,473,439 − 122.23 × 29,485,482 = 1,154,368,823 ㎜⁴

$$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,154,368,823}{122.23} = 9,443,988.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,154,368,823}{-52.77} = -21,876,798.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,154,368,823}{-117.77} = -9,802,157.8 \text{ ㎣}$$

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	185.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	135.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	6	4,993.20	185.0	923,742	34,225	0	34,225	170,892,270
Ap2	138.7	0	0.00	135.0	0	18,225	0	18,225	0
합계		6	237,894.40		28,952,874				4,671,175,659

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 237,894.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 28,952,874 / 237,894 = 121.70 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 121.70 − 240.00 = -118.30 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 × 185.0+ 0 × 135.0) / 6

= 121.70 − 185.00 = -63.30 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 4,671,175,659 − 121.70 × 28,952,874 = 1,147,473,913 ㎜⁴

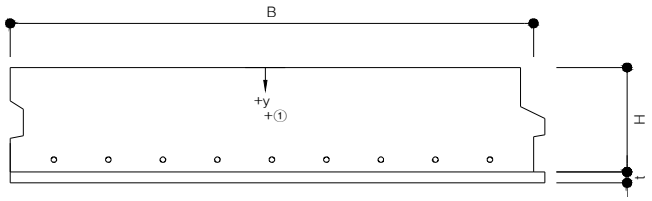
$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,147,473,913}{121.70} = 9,428,342.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,147,473,913}{-63.30} = -18,128,905.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,147,473,913}{-118.30} = -9,700,082.9 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	185.0
Ap2	Φ15.2mm	4	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	10	6,935.00	185.0	1,282,975	34,225	0	34,225	237,350,375
Ap2	138.7	4	2,774.00	135.0	374,490	18,225	0	18,225	50,556,150
합계		14	242,610.20		29,686,597				4,788,189,914

N_c = 6.00

A_{vc1} = 242,610.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 29,686,597 / 242,610 = 122.36 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 122.36 − 240.00 = −117.64 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 185.0 + 4 \times 135.0) / 14$

= 122.36 − 170.71 = −48.35 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

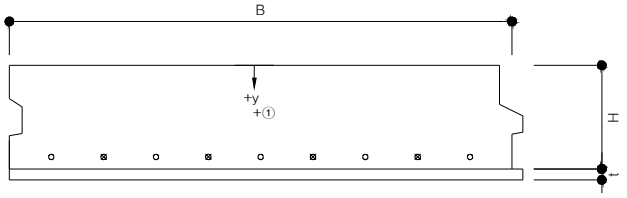
= 4,788,189,914 − 122.36 × 29,686,597 = 1,155,638,433 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,155,638,433}{122.36} = 9,444,318.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,155,638,433}{-48.35} = -23,901,056.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,155,638,433}{-117.64} = -9,823,795.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	185.0
Ap2	Φ15.2mm	2	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	8	5,548.00	185.0	1,026,380	34,225	0	34,225	189,880,300
Ap2	138.7	2	1,387.00	135.0	187,245	18,225	0	18,225	25,278,075
합계		10	239,836.20		29,242,757				4,715,441,764

N_c = 6.00

A_{vb1} = 239,836.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 29,242,757 / 239,836 = 121.93 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 121.93 − 240.00 = -118.07 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 × 185.0+2 × 135.0) / 10

= 121.93 − 175.00 = -53.07 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

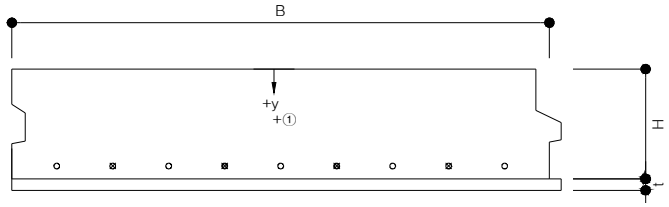
= 4,715,441,764 − 121.93 × 29,242,757 = 1,149,929,815 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,149,929,815}{121.93} = 9,431,217.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,149,929,815}{-53.07} = -21,667,369.1$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,149,929,815}{-118.07} = -9,739,228.4$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	185.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	135.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	6	4,161.00	185.0	769,785	34,225	0	34,225	142,410,225
Ap2	138.7	0	0.00	135.0	0	18,225	0	18,225	0
합계		6	237,062.20		28,798,917				4,642,693,614

N_c = 6.00

A_{va1} = 237,062.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 28,798,917 / 237,062 = 121.48 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 121.48 − 240.00 = -118.52 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 × 185.0+0 × 135.0) / 6

= 121.48 − 185.00 = -63.52 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 4,642,693,614 − 121.48 × 28,798,917 = 1,144,128,173 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,144,128,173}{121.48} = 9,418,046.6$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,144,128,173}{-63.52} = -18,012,812.3$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,144,128,173}{-118.52} = -9,653,667.3$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	232,901.2	A_{vc1}'	244,552.0	mm^2
Y_{tc0}	120.3	Y_{tc1}'	122.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-48.0	mm
Y_{bc0}	-119.7	Y_{bc1}'	-117.3	mm
I_{vc0}	1,127,040,827.1	I_{vc1}'	1,161,132,667.1	mm^4
Z_{tc0}	9,364,869.4	Z_{tc1}'	9,459,539.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-24,206,897.4	mm^3
Z_{bc0}	-9,419,302.1	Z_{bc1}'	-9,902,819.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,901.2	A_{vb1}'	241,223.2	mm^2
Y_{tb0}	120.3	Y_{tb1}'	122.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-52.8	mm
Y_{bb0}	-119.7	Y_{bb1}'	-117.8	mm
I_{vb0}	1,127,040,827.1	I_{vb1}'	1,154,368,822.8	mm^4
Z_{tb0}	9,364,869.4	Z_{tb1}'	9,443,988.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,876,798.9	mm^3
Z_{bb0}	-9,419,302.1	Z_{bb1}'	-9,802,157.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,901.2	A_{va1}'	237,894.4	mm^2
Y_{ta0}	120.3	Y_{ta1}'	121.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-63.3	mm
Y_{ba0}	-119.7	Y_{ba1}'	-118.3	mm
I_{va0}	1,127,040,827.1	I_{va1}'	1,147,473,912.6	mm^4
Z_{ta0}	9,364,869.4	Z_{ta1}'	9,428,342.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,128,905.0	mm^3
Z_{ba0}	-9,419,302.1	Z_{ba1}'	-9,700,082.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	232,901.2	A_{vc1}	242,610.2	mm^2
Y_{tc0}	120.3	Y_{tc1}	122.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-48.4	mm
Y_{bc0}	-119.7	Y_{bc1}	-117.6	mm
I_{vc0}	1,127,040,827.1	I_{vc1}	1,155,638,433.0	mm^4
Z_{tc0}	9,364,869.4	Z_{tc1}	9,444,318.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-23,901,056.6	mm^3
Z_{bc0}	-9,419,302.1	Z_{bc1}	-9,823,795.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,901.2	A_{vb1}	239,836.2	mm^2
Y_{tb0}	120.3	Y_{tb1}	121.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.1	mm
Y_{bb0}	-119.7	Y_{bb1}	-118.1	mm
I_{vb0}	1,127,040,827.1	I_{vb1}	1,149,929,815.2	mm^4
Z_{tb0}	9,364,869.4	Z_{tb1}	9,431,217.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,667,369.1	mm^3
Z_{bb0}	-9,419,302.1	Z_{bb1}	-9,739,228.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,901.2	A_{va1}	237,062.2	mm^2
Y_{ta0}	120.3	Y_{ta1}	121.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-63.5	mm
Y_{ba0}	-119.7	Y_{ba1}	-118.5	mm
I_{va0}	1,127,040,827.1	I_{va1}	1,144,128,173.1	mm^4
Z_{ta0}	9,364,869.4	Z_{ta1}	9,418,046.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,012,812.3	mm^3
Z_{ba0}	-9,419,302.1	Z_{ba1}	-9,653,667.3	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{75,660,488}{9,459,540} \times 1.308 = 10.458$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{75,660,488}{-24,206,897} \times 1.308 = -4.087$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{75,660,488}{-9,902,820} \times 1.308 = -9.990$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{75,660,488}{9,444,318} \times 1.308 = 10.475$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{75,660,488}{-23,901,057} \times 1.308 = -4.139$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{75,660,488}{-9,823,796} \times 1.308 = -10.070$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,195,855}{9,444,318} \times 1.308 = 0.166$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,195,855}{-23,901,057} \times 1.308 = -0.065$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,195,855}{-9,823,796} \times 1.308 = -0.159$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{9,444,318} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-23,901,057} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-9,823,796} \times 1.308 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{64,509,750}{9,444,318} \times 1.308 = 8.931$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{64,509,750}{-23,901,057} \times 1.308 = -3.529$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{64,509,750}{-9,823,796} \times 1.308 = -8.586$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{244,552} + \frac{-47.97}{-24,206,897})$

$= 16.150$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.087$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.150 + -4.087)$

$= 12.063$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.063 = 86.783$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.065 + 0.000)
  = 0.065 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.063 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.063 - 7 × 0.065
  = 144.296 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 86.783 - 0.05 × (45.500 + 144.296)
= 16.832 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 86.783 = 1,283.22 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 14 × 138.7 × 1,283.2
= 2,491.75 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,283.22 - 144.30 - 45.50 - 16.83
= 1,076.59 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,076.59}{1,283.22} = 0.839$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.839 × 2,491.75 = 2,090.52 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,491.75 × -47.97 / 1,000 = -119.522 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,090.52 × -48.35 / 1,000 = -101.079 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,491,750}{244,552} + \frac{-119,521,835}{9,459,540} = -2.446$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,491,750}{244,552} + \frac{-119,521,835}{-24,206,897} = 15.127$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,491,750}{244,552} + \frac{-119,521,835}{-9,902,820} = 22.259$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,090,520}{242,610} + \frac{-101,078,579}{9,444,318} = -2.086$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,090,520}{242,610} + \frac{-101,078,579}{-23,901,057} = 12.846$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,090,520}{242,610} + \frac{-101,078,579}{-9,823,796} = 18.906$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{56,150,363}{9,443,988} \times 1.308 = 7.774$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{56,150,363}{-21,876,799} \times 1.308 = -3.356$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{56,150,363}{-9,802,158} \times 1.308 = -7.490$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{56,150,363}{9,431,217} \times 1.308 = 7.784$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{56,150,363}{-21,667,369} \times 1.308 = -3.388$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{56,150,363}{-9,739,228} \times 1.308 = -7.538$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{887,487}{9,431,217} \times 1.308 = 0.123$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{887,487}{-21,667,369} \times 1.308 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{887,487}{-9,739,228} \times 1.308 = -0.119$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{9,431,217} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,667,369} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-9,739,228} \times 1.308 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{47,875,000}{9,431,217} \times 1.308 = 6.637$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{47,875,000}{-21,667,369} \times 1.308 = -2.889$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{47,875,000}{-9,739,228} \times 1.308 = -6.427$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{241,223} + \frac{-52.77}{-21,876,799} \right)$

$= 12.461$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.356 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.461 + -3.356)$
  $=$ 9.105 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.105 =$ 65.501 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.054 + 0.000)$
  $=$ 0.054 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.105 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.105 - 7 \times 0.054$
  $=$ 108.881 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 65.501 - 0.05 \times (45.500 + 108.881)$
$=$ 20.731 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 65.501 =$ 1,304.50 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,304.5$
$=$ 1,809.34 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,304.50 - 108.88 - 45.50 - 20.73$
$=$ 1,129.39 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,129.39}{1,304.50} =$ 0.866

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.866 \times 1,809.34 = 1,566.46$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,809.34 \times -52.77 / 1,000 = -95.473$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,566.46 \times -53.07 / 1,000 = -83.135$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,809,340}{241,223} + \frac{-95,473,092}{9,443,988} = -2.609$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,809,340}{241,223} + \frac{-95,473,092}{-21,876,799} = 11.865$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,809,340}{241,223} + \frac{-95,473,092}{-9,802,158} = 17.241$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,566,460}{239,836} + \frac{-83,135,101}{9,431,217} = -2.284$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,566,460}{239,836} + \frac{-83,135,101}{-21,667,369} = 10.368$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,566,460}{239,836} + \frac{-83,135,101}{-9,739,228} = 15.067$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{40,158,505}{9,428,343} \times 1.308 = 5.569$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{40,158,505}{-18,128,905} \times 1.308 = -2.896$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{40,158,505}{-9,700,083} \times 1.308 = -5.413$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{40,158,505}{9,418,047} \times 1.308 = 5.575$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{40,158,505}{-18,012,812} \times 1.308 = -2.915$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{40,158,505}{-9,653,667} \times 1.308 = -5.439$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{634,727}{9,418,047} \times 1.308 = 0.088$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{634,727}{-18,012,812} \times 1.308 = -0.046$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{634,727}{-9,653,667} \times 1.308 = -0.086$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{9,418,047} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-18,012,812} \times 1.308 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-9,653,667} \times 1.308 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,240,000}{9,418,047} \times 1.308 = 4.754$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,240,000}{-18,012,812} \times 1.308 = -2.485$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,240,000}{-9,653,667} \times 1.308 = -4.637$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{237,894} + \frac{-63.30}{-18,128,905})$

$= 8.773$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.896 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (8.773 + -2.896)$
  $= 5.877$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 5.877 = 42.279$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.046 + 0.000)$
  $= 0.046$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 5.877$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 5.877 - 7 \times 0.046$
  $= 70.199$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 42.279 - 0.05 \times (45.500 + 70.199)$
$= 24.987$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 42.279 = 1,327.72$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,327.7$
$= 1,104.93$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,327.72 - 70.20 - 45.50 - 24.99$
$= 1,187.03$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,187.03}{1,327.72} = 0.894$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.894 \times 1,104.93 = 987.85$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,104.93 \times -63.30 / 1,000 = -69.937$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 987.85 \times -63.52 / 1,000 = -62.746$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,104,929}{237,894} + \frac{-69,936,802}{9,428,343} = -2.773$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,104,929}{237,894} + \frac{-69,936,802}{-18,128,905} = 8.502$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,104,929}{237,894} + \frac{-69,936,802}{-9,700,083} = 11.855$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{987,850}{237,062} + \frac{-62,745,753}{9,418,047} = -2.495$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{987,850}{237,062} + \frac{-62,745,753}{-18,012,812} = 7.650$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{987,850}{237,062} + \frac{-62,745,753}{-9,653,667} = 10.667$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,283.22	1,304.50	1,327.72
유효 긴장응력	1,076.59	1,129.39	1,187.03

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,076.6	1,129.4	1,187.0	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	-2.446	22.259	-2.609	17.241	-2.773	11.855
풍도슬래브	10.458	-9.990	7.774	-7.490	5.569	-5.413

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		-2.086	18.906	-2.284	15.067	-2.495	10.667
고정 하중	풍도슬래브	10.475	-10.070	7.784	-7.538	5.575	-5.439
	CIP 몰탈	0.166	-0.159	0.123	-0.119	0.088	-0.086
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	8.931	-8.586	6.637	-6.427	4.754	-4.637

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	8.012	12.269	5.165	9.751	2.796	6.441
	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	8.389	8.836	5.501	7.529	3.080	5.228
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.554	8.677	5.624	7.410	3.168	5.142
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	8.554	8.677	5.624	7.410	3.168	5.142
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	17.485	0.091	12.261	0.983	7.922	0.504
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 10260 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 70.281 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	120.588	1.6 ×(Σ작업하중)	134.954	255.542

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 255.542 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 171 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 69 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1000.0 \times 170.7} = 0.0114$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,418 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1941.80 \times 1,418 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 64.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,418 \times 170.71 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.13}{50}\right)$$

$$= 323 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 323 kN·m > 255.54 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 18.906)× 9,823,796 / 1.0E+06

= 229.49 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 323.49 kN·m

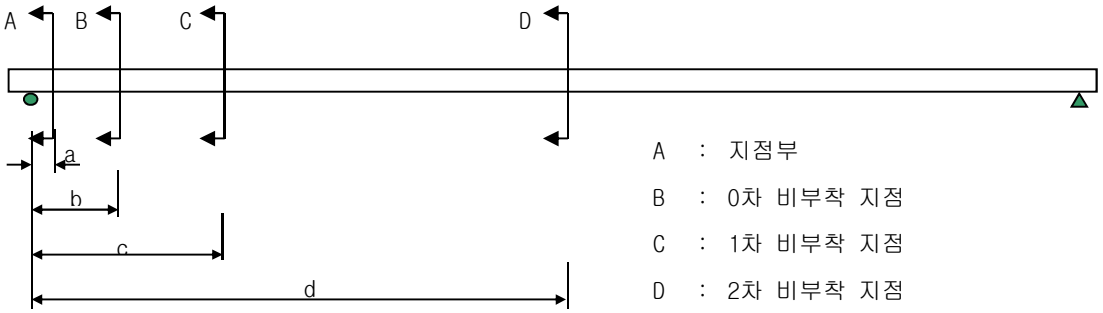
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 229.49 = 275.39 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	38.568	0.610	39.177	32.884	72.061
B	32.434	0.513	32.946	27.654	60.600
C	26.300	0.416	26.715	22.424	49.139
D	19.399	0.307	19.705	16.540	36.245
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	28.707	0.454	29.161	24.476	53.637
C	52.507	0.830	53.337	44.769	98.106
D	73.417	1.160	74.577	62.597	137.174
E	98.926	1.564	100.490	84.346	184.836

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	46.281	0.731	47.013	52.614	99.627
B	38.920	0.615	39.536	44.246	83.781
C	31.560	0.499	32.058	35.878	67.936
D	23.279	0.368	23.647	26.464	50.110
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	34.449	0.544	34.993	39.162	74.155
C	63.009	0.996	64.005	71.630	135.635
D	88.100	1.392	89.492	100.155	189.647
E	118.711	1.876	120.588	134.954	255.542

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.650	0.000	1,144,128,173	118.5	107.986
B	50.0	7.650	3.021	1,144,128,173	118.5	78.825
C	50.0	7.650	5.525	1,144,128,173	118.5	54.649
D	50.0	10.368	7.657	1,149,929,815	118.1	60.835
E	50.0	12.846	10.229	1,155,638,433	117.6	60.437

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	1,000	192.0	72.061	27.566	107.986	0.000	∞
B	50.0	1,000	192.0	60.600	23.181	78.825	20.518	217.539
C	50.0	1,000	192.0	49.139	18.797	54.649	37.529	144.393
D	50.0	1,000	192.0	36.245	13.865	60.835	52.473	120.202
E	50.0	1,000	192.0	0.000	0.000	60.437	70.706	67.882

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	4.167	1,000.0	192.0	0.00	633.739
B	50.0	4.167	1,000.0	192.0	0.00	633.739
C	50.0	4.167	1,000.0	192.0	0.00	633.739
D	50.0	6.531	1,000.0	192.0	0.00	769.924
E	50.0	8.617	1,000.0	192.0	0.00	890.044

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	633.739	633.739
B	217.539	633.739	217.539
C	144.393	633.739	144.393
D	120.202	769.924	120.202
E	67.882	890.044	67.882

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

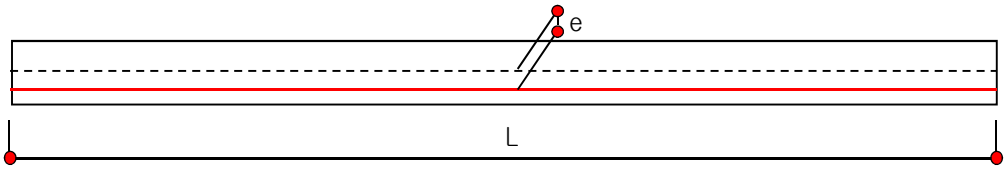
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	99.627	633.739	0.750	475.304	-375.68	0.210	전단보강 불필요
B	83.781	217.539	0.750	163.154	-79.37	0.514	전단보강 불필요
C	67.936	144.393	0.750	108.295	-40.36	0.627	전단보강 불필요
D	50.110	120.202	0.750	90.152	-40.04	0.556	전단보강 불필요
E	0.000	67.882	0.750	50.912	-50.91	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

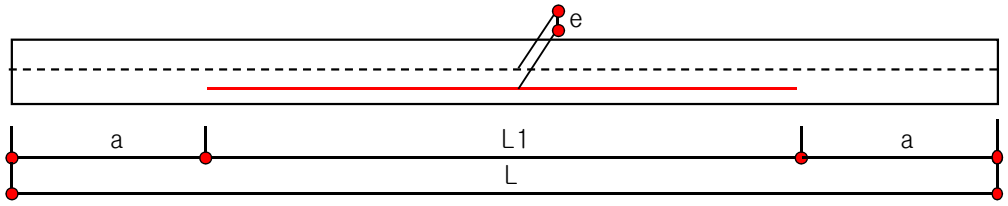
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 . x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}492 \times 48.4 \times 10.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 1155638433} - \frac{682 \times 53.1 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1155638433}$$

$$- \frac{704 \times 63.5 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1155638433}$$

$$= 40.83 - 3.032 - 1.534 = 36.3 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,060 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	120.478	1,161,132,667	-36.26	
풍도슬래브 자중	75.660	1,161,132,667	31.68	
접합 몰탈	1.196	1,161,132,667	0.48	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,161,132,667	0.00	
합 계(고정하중)			-4.10	
작업하중 및 풍하중	64.510	1,161,132,667	25.65	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 120,000 / 10^6 x 25 = 3.000 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.121 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (3.000 + 0.121 + 2.500) x 3.08^2 / 2 = 26.662 kN.m

M_u = (3.600 + 0.145 + 4.000) x 3.08^2 / 2 = 36.738 kN.m

S_u = (3.600 + 0.145 + 4.000) x 3.08 = 23.856 kN

2) 설계조건

- M_u = 36.738 kN · m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 200 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 68000\times As = 36738111$
- $$As = \frac{68000 - \sqrt{(68000^2 - 4\times 3.20 \times 36738111)}}{2 \times 3.20} = 554.75 \text{ mm}^2$$

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	5200	mm²
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	442	mm²
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 554.75	=	740	mm²
Asmin3= 0.002×b×d	=	200	mm²
∴ req. As= Max { 555 , Min(442,740) , 200 }	=	555	mm²
use. As= H 16 @ 100	=	993	mm²
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =	=	993	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 64.37 kN · m > Mu = 36.74 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.75

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 240 = 240 mm² (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm²

H 10 @ 150 = 238 mm² 0.K

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 88.388\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	88.388 kN		23.856 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 26.662 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0099 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2907
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9031
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 148.7 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 8.000 = 32.0 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 449.6$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 423.7$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 423.672 mm > s = 100.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 9-26

(L= 8.330 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
TYPE 9-26
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

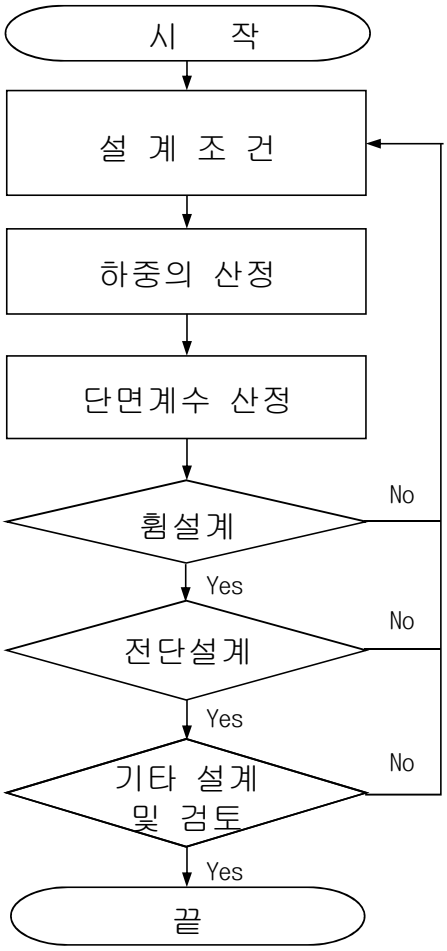
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 1.000 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) TYPE 9-26 : 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

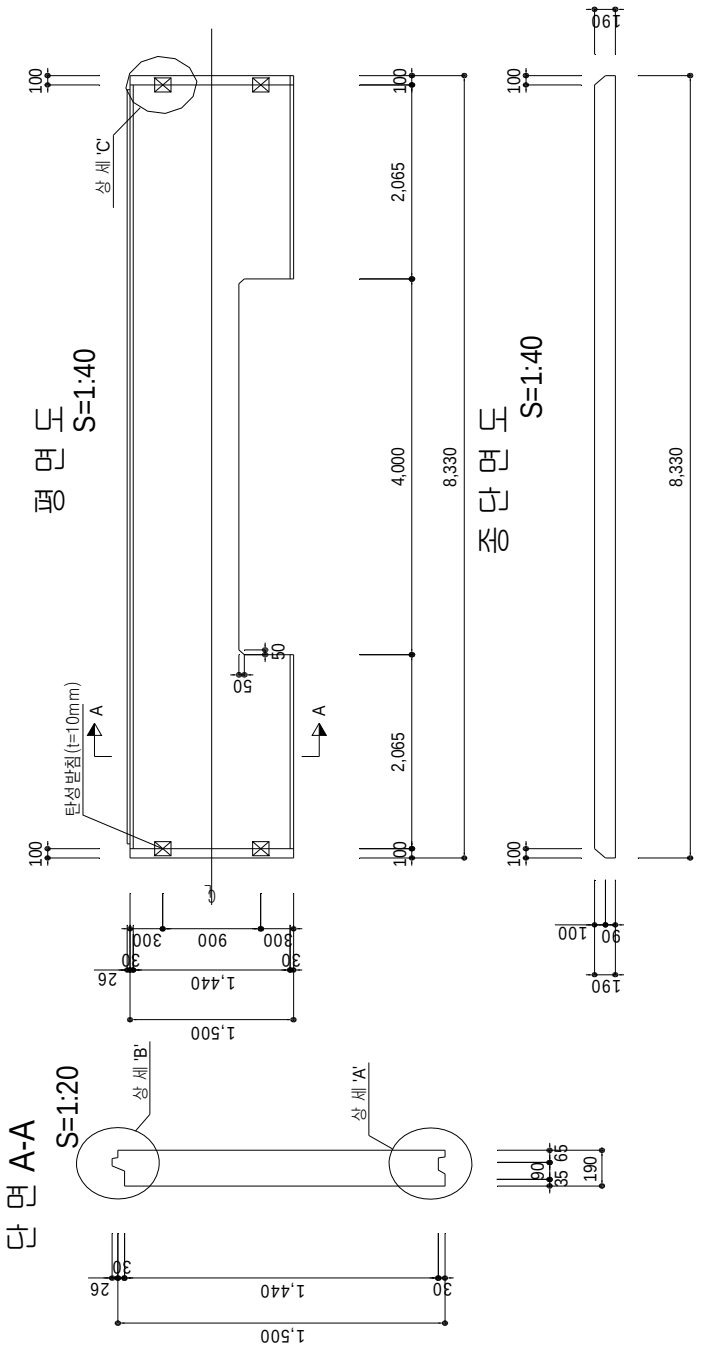
1.1.4 참고문헌

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 1.2625m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 184,956 ㎟

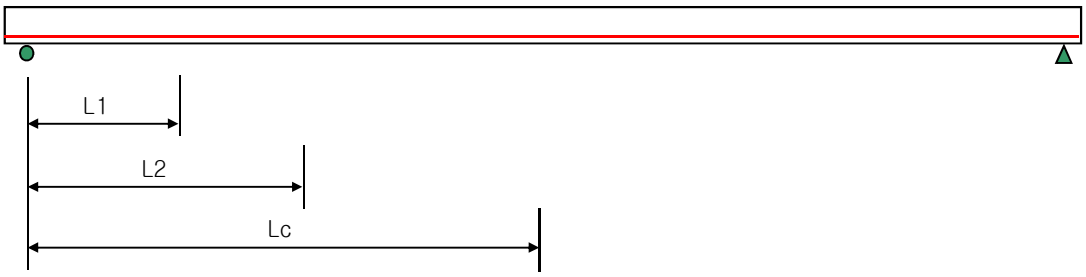
추가단면적 = 49,875 ㎟

하중계산 = 234,831 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.871 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



TYPE 9-26

2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,657 ㎟

하중계산 = 3,657 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.086 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.263 = 6.313 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.263 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

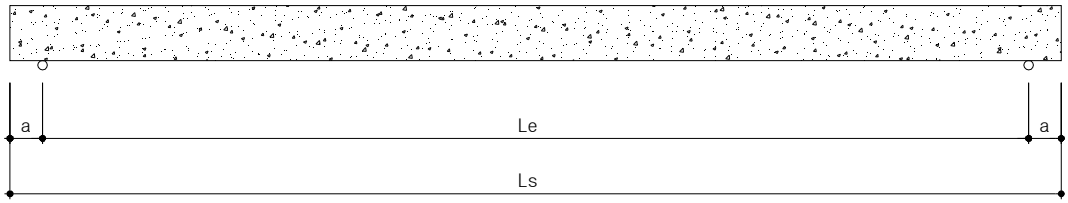
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.871	0.086	0.000	6.313	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.96
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	12.27
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.96
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	8.34
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	17.25
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.15
MAX						17.25

3.5 단면력 산정

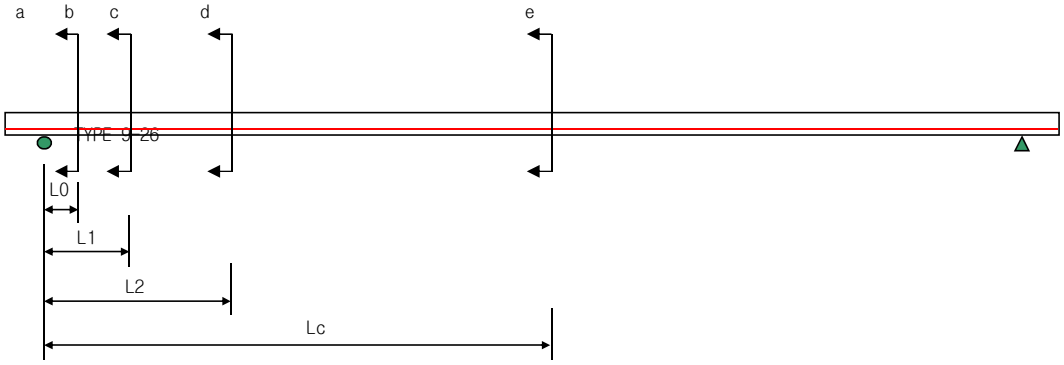
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

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



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.065 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 = (4.650 × 8.130)/ 2 = 18.903 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m
M_2 = 4.650 × 0.800 / 2 × (8.230 - 0.800) = 13.820 kN-m
M_3 = 4.650 × 1.600 / 2 × (8.230 - 1.600) = 24.664 kN-m
M_4 = 4.650 × 2.500 / 2 × (8.230 - 2.500) = 33.306 kN-m
M_5 = 4.650 × 4.065 / 2 × (8.230 - 4.065) = 39.365 kN-m

③ 전단력

S_1 = 18.903 kN

S_2 = 18.903 - (4.650 × 0.800) = 15.183 kN

S_3 = 18.903 - (4.650 × 1.600) = 11.463 kN

S_4 = 18.903 - (4.650 × 2.500) = 7.277 kN

S_5 = 18.903 - (4.650 × 4.065) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.068 × 8.130)/ 2 = 0.277 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.068 × 0.800 / 2 × (8.230 - 0.800) = 0.202 kN-m

M_3 = 0.068 × 1.600 / 2 × (8.230 - 1.600) = 0.361 kN-m

M_4 = 0.068 × 2.500 / 2 × (8.230 - 2.500) = 0.488 kN-m

M_5 = 0.068 × 4.065 / 2 × (8.230 - 4.065) = 0.576 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.277 kN

S_2 = 0.277 - (0.068 × 0.800) = 0.222 kN

S_3 = 0.277 - (0.068 × 1.600) = 0.168 kN

S_4 = 0.277 - (0.068 × 2.500) = 0.107 kN

S_5 = 0.277 - (0.068 × 4.065) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.065 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.130)/ 2 = 20.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (8.230 - 0.800) = 14.860 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (8.230 - 1.600) = 26.520 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (8.230 - 2.500) = 35.813 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.065 / 2 × (8.230 - 4.065) = 42.327 kN-m

③ 전단력

S_1 = 20.325 kN

S_2 = 20.325 - (5.000 × 0.800) = 16.325 kN

S_3 = 20.325 - (5.000 × 1.600) = 12.325 kN

S_4 = 20.325 - (5.000 × 2.500) = 7.825 kN

S_5 = 20.325 - (5.000 × 4.065) = 0.000 kN

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	13.820	0.202	0.000	14.860	28.882	0차비부착부
	c	24.664	0.361	0.000	26.520	51.545	1차비부착부
	d	33.306	0.488	0.000	35.813	69.607	2차비부착부
	e	39.365	0.576	0.000	42.327	82.268	중앙부
전단력 (KN/m)	a	18.903	0.277	0.000	20.325	39.504	지점부(전단검토)
	b	15.183	0.222	0.000	16.325	31.730	0차비부착부
	c	11.463	0.168	0.000	12.325	23.955	1차비부착부
	d	7.277	0.107	0.000	7.825	15.209	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

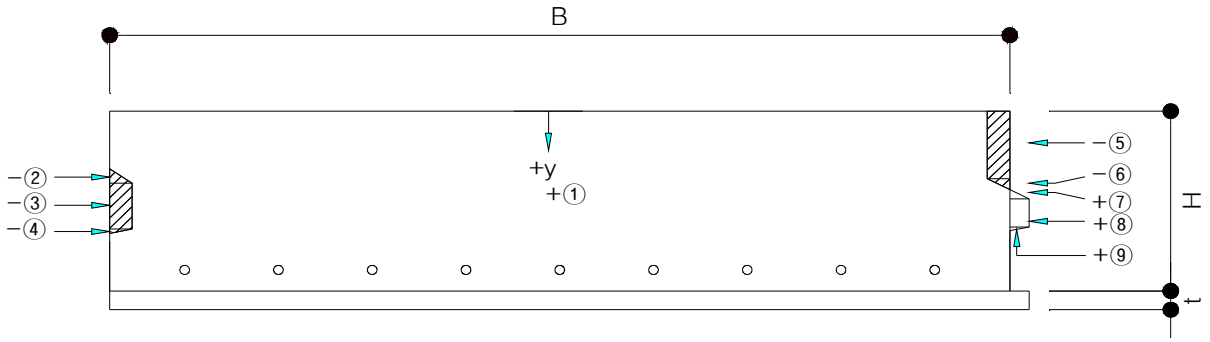
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	18.903	0.277	0.000		19.179	
LC-2	18.903	0.277	0.000	20.325	39.504	
MAX					39.504	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	190	190,000	95.0	18,050,000	9,025	3,008	12,033	2,286,333,333
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	-10			-1,387	135.0	-187,245	18,225			-25,304,264
Ap2	0			0	85.0	0	7,225			0
합 계				184,956		17,643,730				2,243,225,429

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 184,956.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 17,643,730 / 184,956 = 95.39 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 95.39 - 190.00 = -94.61 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

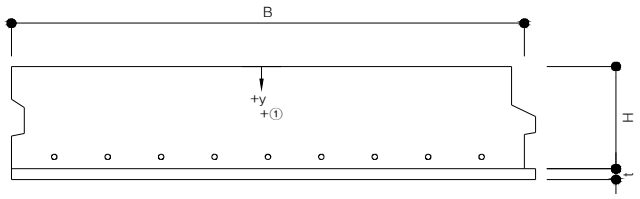
= 2,243,225,429 - 95.39 × 17,643,730 = 560,115,887 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{560,115,887}{95.39} = 5,871,592.6$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{560,115,887}{-94.61} = -5,920,523.9$ ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	10	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		10	193,278.00		18,767,200				2,394,893,879

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 193,278.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,767,200 / 193,278 = 97.10 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 97.10 − 190.00 = -92.90 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0)/10$

= 97.10 − 135.00 = -37.90 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

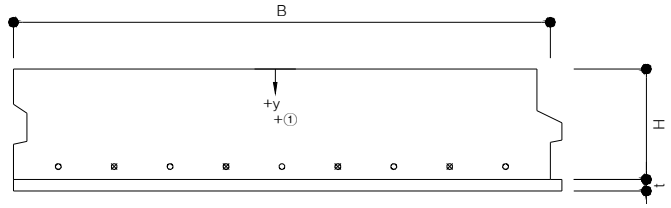
= 2,394,893,879 − 97.10 × 18,767,200 = 572,607,866 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{572,607,866}{97.10} = 5,897,123.9 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{572,607,866}{-37.90} = -15,108,193.5 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{572,607,866}{-92.90} = -6,163,669.3 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
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	191,613.60		18,542,506				2,364,560,189

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 191,613.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,542,506 / 191,614 = 96.77 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 96.77 − 190.00 = -93.23 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×135.0 + 0 ×85.0) / 8

= 96.77 − 135.00 = -38.23 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

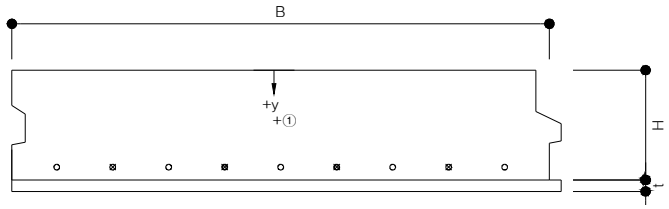
= 2,364,560,189 − 96.77 × 18,542,506 = 570,196,277 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{570,196,277}{96.77} = 5,892,265.1$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{570,196,277}{-38.23} = -14,915,008.8$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{570,196,277}{-93.23} = -6,116,037.0$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	6	4,993.20	135.0	674,082	18,225	0	18,225	91,001,070
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	189,949.20		18,317,812				2,334,226,499

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 189,949.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,317,812 / 189,949 = 96.44 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 96.44 − 190.00 = -93.56 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×135.0+ 0 ×85.0) / 6

= 96.44 − 135.00 = -38.56 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,334,226,499 − 96.44 × 18,317,812 = 567,742,426 ㎜^{4}

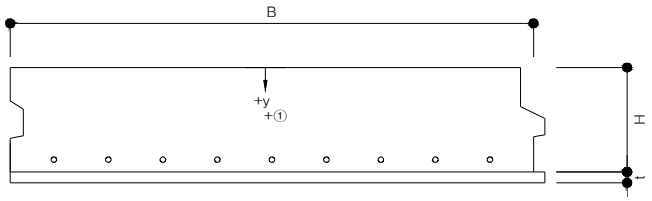
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{567,742,426}{96.44} = 5,887,287.2$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{567,742,426}{-38.56} = -14,721,824.1$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{567,742,426}{-93.56} = -6,067,914.0$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	10	6,935.00	135.0	936,225	18,225	0	18,225	126,390,375
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		10	191,891.00		18,579,955				2,369,615,804

N_c = 6.00

A_{vc1} = 191,891.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,579,955 / 191,891 = 96.83 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 96.83 − 190.00 = -93.17 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 10$

= 96.83 − 135.00 = -38.17 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

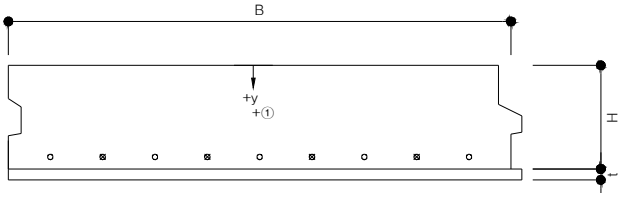
= 2,369,615,804 − 96.83 × 18,579,955 = 570,601,114 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{570,601,114}{96.83} = 5,893,083.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{570,601,114}{-38.17} = -14,947,206.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{570,601,114}{-93.17} = -6,124,009.6 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	135.0
Ap2	Φ15.2mm	0	85.0
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			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
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	190,504.00		18,392,710				2,344,337,729

N_c = 6.00

A_{vb1} = 190,504.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,392,710 / 190,504 = 96.55 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 96.55 - 190.00 = -93.45 ㎜

e_{pb1} = $Y_{tb1} - (8 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 8$

= 96.55 - 135.00 = -38.45 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

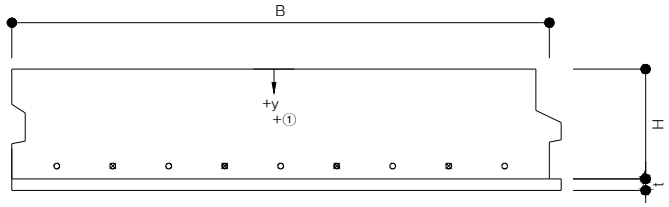
= 2,344,337,729 - 96.55 × 18,392,710 = 568,565,140 ㎜^{4}

Z_{tb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{568,565,140}{96.55}$ = 5,888,960.0 ㎣

Z_{eb1} = $\frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{568,565,140}{-38.45}$ = -14,786,219.0 ㎣

Z_{bb1} = $\frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{568,565,140}{-93.45}$ = -6,084,010.0 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	135.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	85.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			184,956.00		17,643,730				2,243,225,429
Ap1	138.7	6	4,161.00	135.0	561,735	18,225	0	18,225	75,834,225
Ap2	138.7	0	0.00	85.0	0	7,225	0	7,225	0
합계		6	189,117.00		18,205,465				2,319,059,654

N_c = 6.00

A_{va1} = 189,117.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,205,465 / 189,117 = 96.27 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 96.27 - 190.00 = -93.73 ㎜

e_{pa1} = $Y_{ta1} - (6 \times 135.0 + 0 \times 85.0) / 6$

= 96.27 - 135.00 = -38.73 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,319,059,654 - 96.27 × 18,205,465 = 566,499,303 ㎜^{4}

Z_{ta1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{566,499,303}{96.27}$ = 5,884,752.1 ㎣

Z_{ea1} = $\frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{566,499,303}{-38.73}$ = -14,625,231.7 ㎣

Z_{ba1} = $\frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{566,499,303}{-93.73}$ = -6,043,666.1 ㎣

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}	184,956.0	A_{vc1}'	193,278.0	mm^2
Y_{tc0}	95.4	Y_{tc1}'	97.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-37.9	mm
Y_{bc0}	-94.6	Y_{bc1}'	-92.9	mm
I_{vc0}	560,115,887.3	I_{vc1}'	572,607,866.5	mm^4
Z_{tc0}	5,871,592.6	Z_{tc1}'	5,897,123.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,108,193.5	mm^3
Z_{bc0}	-5,920,523.9	Z_{bc1}'	-6,163,669.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,956.0	A_{vb1}'	191,613.6	mm^2
Y_{tb0}	95.4	Y_{tb1}'	96.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-38.2	mm
Y_{bb0}	-94.6	Y_{bb1}'	-93.2	mm
I_{vb0}	560,115,887.3	I_{vb1}'	570,196,277.2	mm^4
Z_{tb0}	5,871,592.6	Z_{tb1}'	5,892,265.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,915,008.8	mm^3
Z_{bb0}	-5,920,523.9	Z_{bb1}'	-6,116,037.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,956.0	A_{va1}'	189,949.2	mm^2
Y_{ta0}	95.4	Y_{ta1}'	96.4	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-38.6	mm
Y_{ba0}	-94.6	Y_{ba1}'	-93.6	mm
I_{va0}	560,115,887.3	I_{va1}'	567,742,425.6	mm^4
Z_{ta0}	5,871,592.6	Z_{ta1}'	5,887,287.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,721,824.1	mm^3
Z_{ba0}	-5,920,523.9	Z_{ba1}'	-6,067,914.0	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.065m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	184,956.0	A_{vc1}	191,891.0	mm^2
Y_{tc0}	95.4	Y_{tc1}	96.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-38.2	mm
Y_{bc0}	-94.6	Y_{bc1}	-93.2	mm
I_{vc0}	560,115,887.3	I_{vc1}	570,601,113.9	mm^4
Z_{tc0}	5,871,592.6	Z_{tc1}	5,893,083.1	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,947,206.2	mm^3
Z_{bc0}	-5,920,523.9	Z_{bc1}	-6,124,009.6	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	184,956.0	A_{vb1}	190,504.0	mm^2
Y_{tb0}	95.4	Y_{tb1}	96.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-38.5	mm
Y_{bb0}	-94.6	Y_{bb1}	-93.5	mm
I_{vb0}	560,115,887.3	I_{vb1}	568,565,140.3	mm^4
Z_{tb0}	5,871,592.6	Z_{tb1}	5,888,960.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,786,219.0	mm^3
Z_{bb0}	-5,920,523.9	Z_{bb1}	-6,084,010.0	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	184,956.0	A_{va1}	189,117.0	mm^2
Y_{ta0}	95.4	Y_{ta1}	96.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-38.7	mm
Y_{ba0}	-94.6	Y_{ba1}	-93.7	mm
I_{va0}	560,115,887.3	I_{va1}	566,499,302.7	mm^4
Z_{ta0}	5,871,592.6	Z_{ta1}	5,884,752.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,625,231.7	mm^3
Z_{ba0}	-5,920,523.9	Z_{ba1}	-6,043,666.1	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{39,364,941}{5,897,124} \times 1.263 = 8.428$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{39,364,941}{-15,108,194} \times 1.263 = -3.289$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{39,364,941}{-6,163,669} \times 1.263 = -8.063$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{39,364,941}{5,893,083} \times 1.263 = 8.433$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{39,364,941}{-14,947,206} \times 1.263 = -3.325$ MPa (인장)

· f_{bc1w} ᵖE 9 $\frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{39,364,941}{-6,124,010} \times 1.263 = -8.115$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{576,245}{5,893,083} \times 1.263 = 0.123$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{576,245}{-14,947,206} \times 1.263 = -0.049$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{576,245}{-6,124,010} \times 1.263 = -0.119$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{5,893,083} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,947,206} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,124,010} \times 1.263 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{42,326,813}{5,893,083} \times 1.263 = 9.068$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{42,326,813}{-14,947,206} \times 1.263 = -3.575$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{42,326,813}{-6,124,010} \times 1.263 = -8.726$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{193,278} + \frac{-37.90}{-15,108,194}\right)$

$= 14.598$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.289$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.598 + -3.289)$

$= 11.309$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.309 = 81.358$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.049 + 0.000)
  = 0.049 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.309 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.309 - 7 × 0.049
  = 135.364 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 81.358 - 0.05 × (45.500 + 135.364)
= 17.821 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 81.358 = 1,288.64 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 10 × 138.7 × 1,288.6
= 1,787.35 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,288.64 - 135.36 - 45.50 - 17.82
= 1,089.96 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,089.96}{1,288.64} = 0.846$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.846 × 1,787.35 = 1,511.77 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,787.35 × -37.90 / 1,000 = -67.741 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,511.77 × -38.17 / 1,000 = -57.711 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,787,347}{193,278} + \frac{-67,741,314}{5,897,124} =$ -2.240 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,787,347}{193,278} + \frac{-67,741,314}{-15,108,194} =$ 13.731 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,787,347}{193,278} + \frac{-67,741,314}{-6,163,669} =$ 20.238 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,511,771}{191,891} + \frac{-57,710,994}{5,893,083} =$ -1.915 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,511,771}{191,891} + \frac{-57,710,994}{-14,947,206} =$ 11.739 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,511,771}{191,891} + \frac{-57,710,994}{-6,124,010} =$ 17.302 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{33,306,476}{5,892,265} \times 1.263 =$ 7.136 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{33,306,476}{-14,915,009} \times 1.263 =$ -2.819 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{33,306,476}{-6,116,037} \times 1.263 =$ -6.875 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{33,306,476}{5,888,960} \times 1.263 =$ 7.140 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{33,306,476}{-14,786,219} \times 1.263 =$ -2.844 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{33,306,476}{-6,084,010} \times 1.263 =$ -6.911 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{487,558}{5,888,960} \times 1.263 = 0.105$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{487,558}{-14,786,219} \times 1.263 = -0.042$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{487,558}{-6,084,010} \times 1.263 = -0.101$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{5,888,960} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,786,219} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,084,010} \times 1.263 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{35,812,500}{5,888,960} \times 1.263 = 7.678$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{35,812,500}{-14,786,219} \times 1.263 = -3.058$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{35,812,500}{-6,084,010} \times 1.263 = -7.431$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{191,614} + \frac{-38.23}{-14,915,009} \right)$

$= 11.830$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.819 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.830 + -2.819)$
  $=$ 9.011 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.011 =$ 64.824 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.042 + 0.000)$
  $=$ 0.042 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.011 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 9.011 - 7 \times 0.042$
  $=$ 107.835 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 64.824 - 0.05 \times (45.500 + 107.835)$
$=$ 20.851 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 64.824 =$ 1,305.18 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,305.2$
$=$ 1,448.22 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,305.18 - 107.84 - 45.50 - 20.85$
$=$ 1,130.99 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,130.99}{1,305.18} =$ 0.867

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.867 $\times$ 1,448.22 $=$ 1,254.95 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}448.22 \times -38.23 / 1{,}000 = -55.365$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}254.95 \times -38.45 / 1{,}000 = -48.256$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}448{,}223}{191{,}614} + \frac{-55{,}365{,}130}{5{,}892{,}265} = -1.838$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}448{,}223}{191{,}614} + \frac{-55{,}365{,}130}{-14{,}915{,}009} = 11.270$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}448{,}223}{191{,}614} + \frac{-55{,}365{,}130}{-6{,}116{,}037} = 16.610$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}254{,}946}{190{,}504} + \frac{-48{,}255{,}650}{5{,}888{,}960} = -1.607$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}254{,}946}{190{,}504} + \frac{-48{,}255{,}650}{-14{,}786{,}219} = 9.851$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}254{,}946}{190{,}504} + \frac{-48{,}255{,}650}{-6{,}084{,}010} = 14.519$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{24{,}664{,}230}{5{,}887{,}287} \times 1.263 = 5.289$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{24{,}664{,}230}{-14{,}721{,}824} \times 1.263 = -2.115$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{24{,}664{,}230}{-6{,}067{,}914} \times 1.263 = -5.132$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{24{,}664{,}230}{5{,}884{,}752} \times 1.263 = 5.291$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{24{,}664{,}230}{-14{,}625{,}232} \times 1.263 = -2.129$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{24{,}664{,}230}{-6{,}043{,}666} \times 1.263 = -5.152$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{361,048}{5,884,752} \times 1.263 = 0.077$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{361,048}{-14,625,232} \times 1.263 = -0.031$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{361,048}{-6,043,666} \times 1.263 = -0.075$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,884,752} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,625,232} \times 1.263 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,043,666} \times 1.263 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{26,520,000}{5,884,752} \times 1.263 = 5.690$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{26,520,000}{-14,625,232} \times 1.263 = -2.289$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{26,520,000}{-6,043,666} \times 1.263 = -5.540$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{189,949} + \frac{-38.56}{-14,721,824})$

$= 8.989$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.115 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.989 + -2.115 $)$
  $=$ 6.874 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 6.874 $=$ 49.451 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.031 + 0.000 $)$
  $=$ 0.031 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 6.874 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.874 $- 7 \times$ 0.031
  $=$ 82.266 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 49.451 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 82.266 $)$
$=$ 23.667 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 49.451 $=$ 1,320.55 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,320.5
$=$ 1,098.96 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,320.55 $-$ 82.27 $-$ 45.50 $-$ 23.67
$=$ 1,169.12 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,169.12}{1,320.55} =$ 0.885

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.885 $\times$ 1,098.96 $=$ 972.94 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}098.96 \times -38.56 / 1{,}000 = -42.381$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 972.94 \times -38.73 / 1{,}000 = -37.686$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}098{,}961}{189{,}949} + \frac{-42{,}381{,}079}{5{,}887{,}287} = -1.413$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}098{,}961}{189{,}949} + \frac{-42{,}381{,}079}{-14{,}721{,}824} = 8.664$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}098{,}961}{189{,}949} + \frac{-42{,}381{,}079}{-6{,}067{,}914} = 12.770$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{972{,}939}{189{,}117} + \frac{-37{,}686{,}186}{5{,}884{,}752} = -1.259$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{972{,}939}{189{,}117} + \frac{-37{,}686{,}186}{-14{,}625{,}232} = 7.721$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{972{,}939}{189{,}117} + \frac{-37{,}686{,}186}{-6{,}043{,}666} = 11.380$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,288.64	1,305.18	1,320.55
유효 긴장응력	1,089.96	1,130.99	1,169.12

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,090.0	1,131.0	1,169.1	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	-2.240	20.238	-1.838	16.610	-1.413	12.770
풍도슬래브	8.428	-8.063	7.136	-6.875	5.289	-5.132

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		-1.915	17.302	-1.607	14.519	-1.259	11.380
고정하중	풍도슬래브	8.433	-8.115	7.140	-6.911	5.291	-5.152
	CIP 몰탈	0.123	-0.119	0.105	-0.101	0.077	-0.075
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.068	-8.726	7.678	-7.431	5.690	-5.540

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	6.188	12.175	5.298	9.735	3.876	7.638
	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	6.519	9.187	5.534	7.608	4.032	6.228
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	6.642	9.068	5.638	7.506	4.109	6.153
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	6.642	9.068	5.638	7.506	4.109	6.153
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	15.710	0.342	13.316	0.075	9.799	0.613
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 8330 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 57.061 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	60.511	1.6 ×(Σ작업하중)	85.500	146.011

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u =	146.011 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} =	50 MPa
유 효 깊 이	d_P =	135 mm	철 근 항 복 강 도	f_y =	400 MPa
인 장 피 복	d' =	55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ =	0.85
부 재 폭	b =	1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1000.0 \times 135.0} = 0.0103$$

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

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

$$= 1,463 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1387.00 \times 1,463 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 47.7 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,463 \times 135.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{15.03}{50}\right)$$

$$= 192 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 192 kN·m > 146.01 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 17.302)× 6,124,010 / 1.0E+06

= 133.24 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 191.51 kN·m

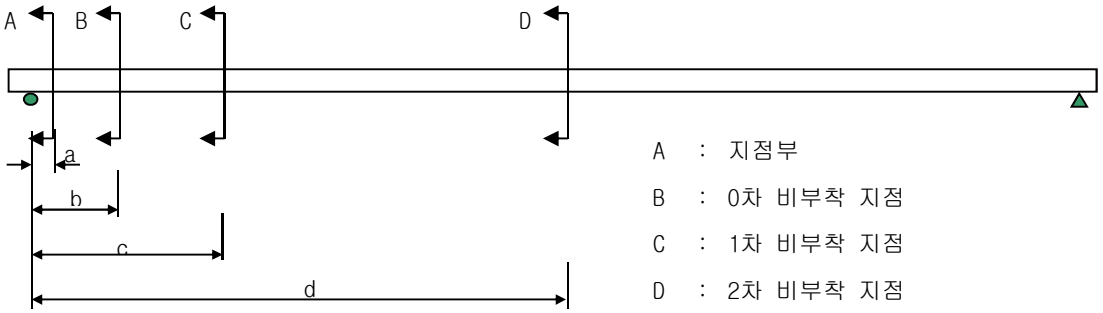
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 133.24 = 159.89 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	23.865	0.349	24.214	25.660	49.874
B	19.168	0.281	19.449	20.610	40.059
C	14.471	0.212	14.683	15.560	30.244
D	9.188	0.134	9.322	9.879	19.201
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	17.448	0.255	17.703	18.761	36.464
C	31.139	0.456	31.594	33.482	65.076
D	42.049	0.616	42.665	45.213	87.878
E	49.698	0.728	50.426	53.438	103.863

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.638	0.419	29.057	41.057	70.113
B	23.002	0.337	23.338	32.977	56.315
C	17.366	0.254	17.620	24.897	42.516
D	11.025	0.161	11.187	15.807	26.993
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	20.938	0.306	21.244	30.017	51.261
C	37.366	0.547	37.913	53.570	91.484
D	50.459	0.739	51.198	72.341	123.539
E	59.638	0.873	60.511	85.500	146.011

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.721	0.000	566,499,303	93.7	68.033
B	50.0	7.721	2.929	566,499,303	93.7	50.330
C	50.0	7.721	5.228	566,499,303	93.7	36.439
D	50.0	9.851	7.013	568,565,140	93.5	38.779
E	50.0	11.739	8.234	570,601,114	93.2	43.117

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	1,000	152.0	49.874	20.239	68.033	0.000	∞
B	50.0	1,000	152.0	40.059	16.256	50.330	14.797	149.091
C	50.0	1,000	152.0	30.244	12.273	36.439	26.408	100.918
D	50.0	1,000	152.0	19.201	7.792	38.779	35.661	81.415
E	50.0	1,000	152.0	0.000	0.000	43.117	42.148	53.740

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	5.145	1,000.0	152.0	0.00	546.288
B	50.0	5.145	1,000.0	152.0	0.00	546.288
C	50.0	5.145	1,000.0	152.0	0.00	546.288
D	50.0	6.588	1,000.0	152.0	0.00	612.083
E	50.0	7.878	1,000.0	152.0	0.00	670.942

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	546.288	546.288
B	149.091	546.288	149.091
C	100.918	546.288	100.918
D	81.415	612.083	81.415
E	53.740	670.942	53.740

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

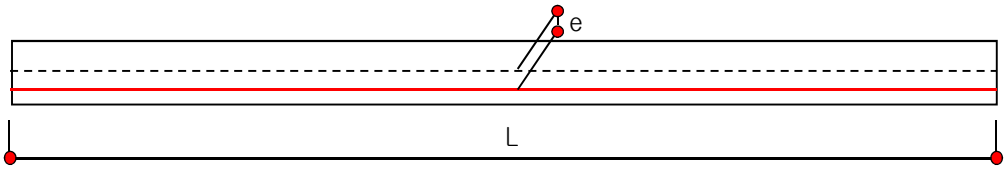
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	70.113	546.288	0.750	409.716	-339.60	0.171	전단보강 불필요
B	56.315	149.091	0.750	111.818	-55.50	0.504	전단보강 불필요
C	42.516	100.918	0.750	75.689	-33.17	0.562	전단보강 불필요
D	26.993	81.415	0.750	61.061	-34.07	0.442	전단보강 불필요
E	0.000	53.740	0.750	40.305	-40.31	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

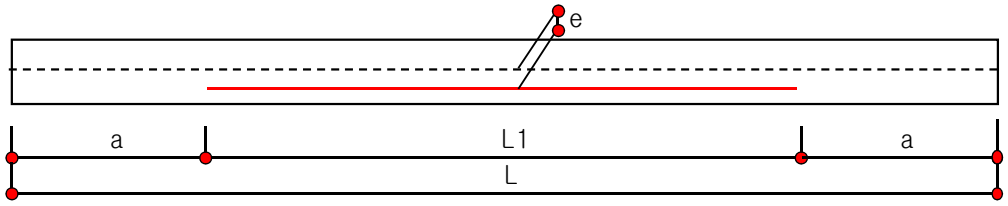
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

$$\text{'PE 9-4} = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}787 \times 38.2 \times 8.13^2}{8 \times 32{,}300 \times 570601113.9} - \frac{339 \times 38.5 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 570601113.9}$$

$$- \frac{349 \times 38.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 570601113.9}$$

$$= 30.59 - 2.211 - 0.940 = 27.4 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

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	68.231	572,607,866	-27.44	
풍도슬래브 자중	39.365	572,607,866	20.98	
접합 몰탈	0.576	572,607,866	0.29	
격벽 하중(집중하중)	0.000	572,607,866	0.00	
합 계(고정하중)			-6.17	
작업하중 및 풍하중	42.327	572,607,866	21.42	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 95,000 / 10^6 x 25 = 2.375 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.086 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (2.375 + 0.086 + 2.500) x 2.115^2 / 2 = 11.096 kN.m

M_u = (2.850 + 0.103 + 4.000) x 2.115^2 / 2 = 15.551 kN.m

S_u = (2.850 + 0.103 + 4.000) x 2.115 = 14.706 kN

2) 설계조건

- M_u = 15.551 kN · m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- TYPE ! 150 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 51000\times As = 15551452$
- $$As = \frac{51000 - \sqrt{(51000^2 - 4\times 3.20 \times 15551452)}}{2 \times 3.20} = 311.00 \text{ mm}^2$$

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	3900	mm²
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	331	mm²
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 311	=	415	mm²
Asmin3= 0.002×b×d	=	150	mm²
∴ req. As= Max { 311 , Min(331,415) , 150 }	=	331	mm²
use. As= H 13 @ 125	=	507	mm²
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =	=	507	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 25.02 kN · m > Mu = 15.55 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.61

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 190 = 190 mm² (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm²

H 10 @ 150 = 238 mm² 0.K

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 66.291\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	66.291 kN		14.706 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 11.096 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0068 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2471
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9176
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 159.1 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 6.500 = 33.5 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 411.2$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 396.0$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 395.977 mm > s = 125.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 10-11

(L= 6.950 m, B= 1.500 m, H= 0.160 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
TYPE 10-11
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

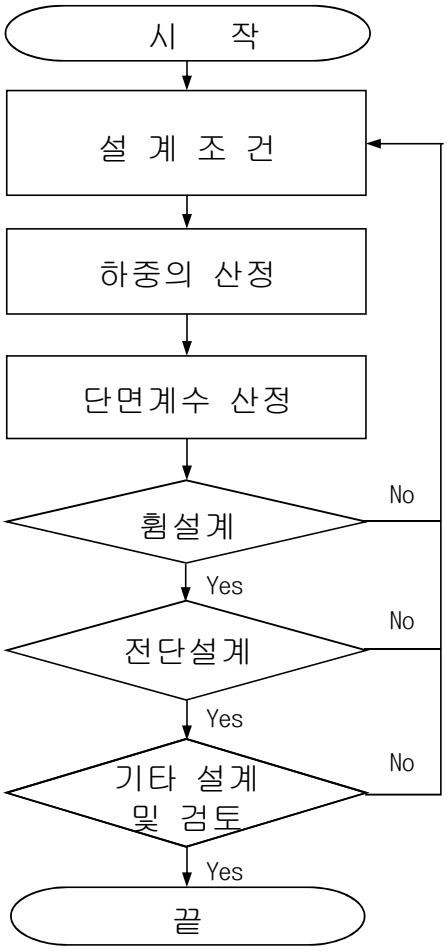
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.160 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) TYPE 10-11 : 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 모든 프리스트레스 손실이 일어난후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

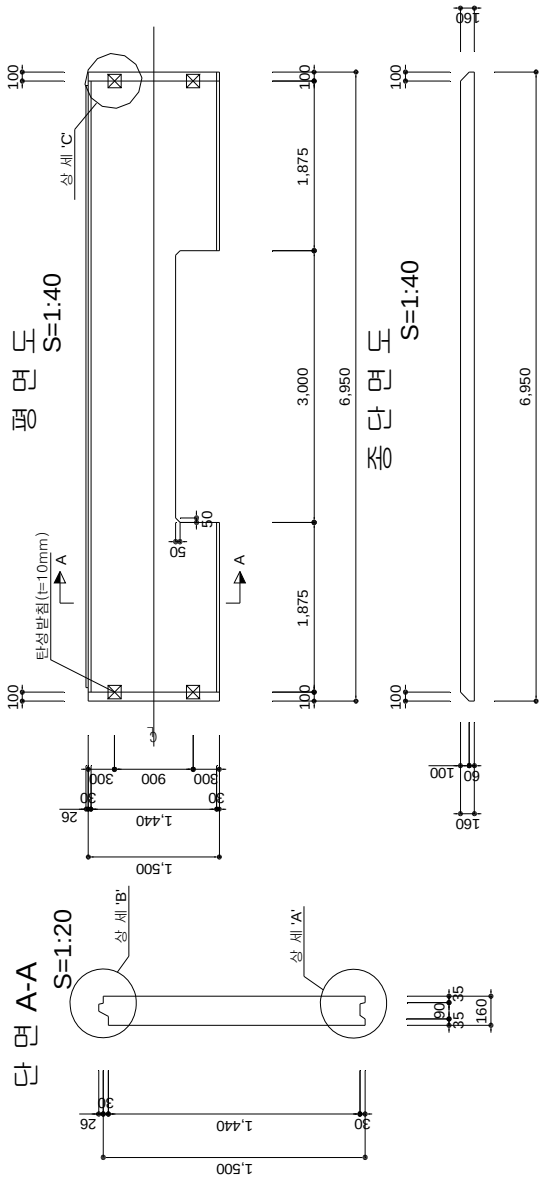
1.1.4 참고문헌

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 1.2875m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 155,856 ㎟

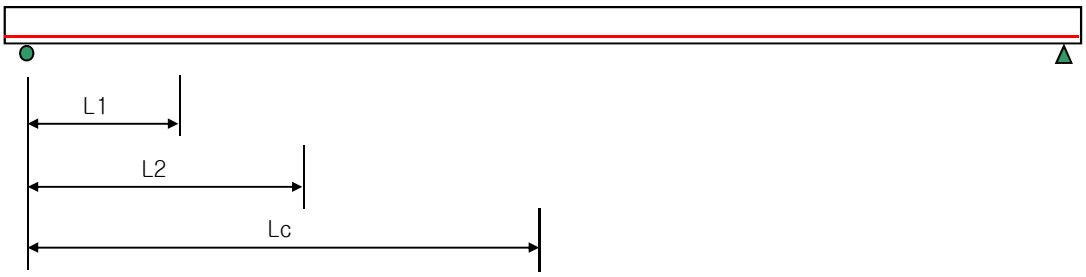
추가단면적 = 46,000 ㎟

하중계산 = 201,856 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.046 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



TYPE 10-11

2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 2,757 ㎟

하중계산 = 2,757 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.065 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도·한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도·한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.288 = 6.438 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.288 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

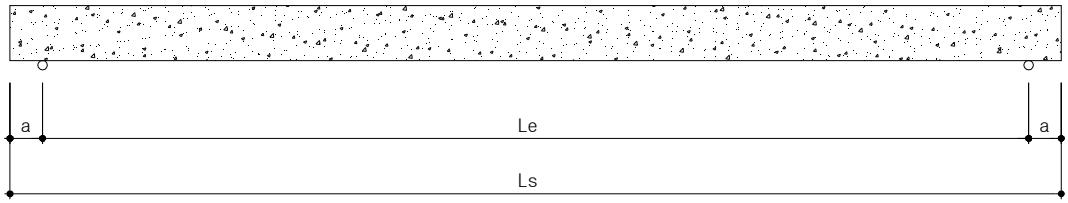
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.046	0.065	0.000	6.438	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.11
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.55
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.11
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.16
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	16.43
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.13
MAX						16.43

3.5 단면력 산정

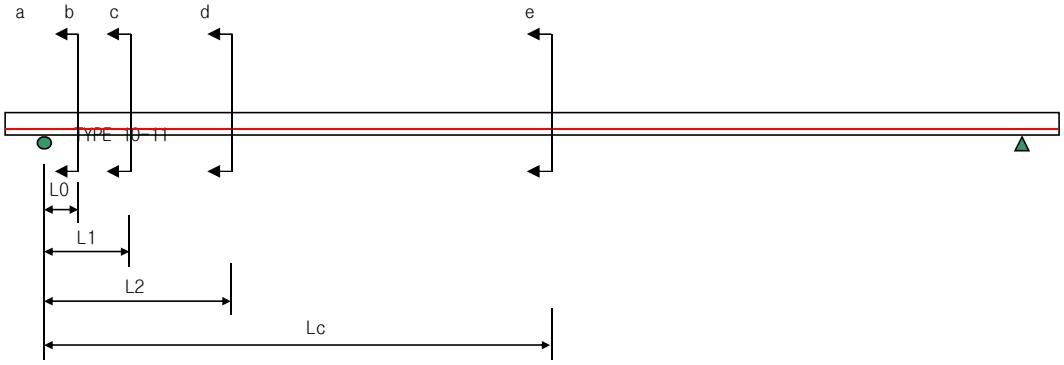
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.950 m
- 계산지간(Le) : 6.750 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 3.375 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 = (3.920 × 6.750)/ 2 = 13.228 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 3.920 × 0.800 / 2 × (6.850 - 0.800) = 9.485 kN-m

M_3 = 3.920 × 1.600 / 2 × (6.850 - 1.600) = 16.462 kN-m

M_4 = 3.920 × 2.500 / 2 × (6.850 - 2.500) = 21.312 kN-m

M_5 = 3.920 × 3.375 / 2 × (6.850 - 3.375) = 22.984 kN-m

③ 전단력

S_1 = 13.228 kN

S_2 = 13.228 - (3.920 × 0.800) = 10.093 kN

S_3 = 13.228 - (3.920 × 1.600) = 6.957 kN

S_4 = 13.228 - (3.920 × 2.500) = 3.430 kN

S_5 = 13.228 - (3.920 × 3.375) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.050 × 6.750)/ 2 = 0.170 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.050 × 0.800 / 2 × (6.850 - 0.800) = 0.122 kN-m

M_3 = 0.050 × 1.600 / 2 × (6.850 - 1.600) = 0.211 kN-m

M_4 = 0.050 × 2.500 / 2 × (6.850 - 2.500) = 0.274 kN-m

M_5 = 0.050 × 3.375 / 2 × (6.850 - 3.375) = 0.295 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.170 kN

S_2 = 0.170 - (0.050 × 0.800) = 0.130 kN

S_3 = 0.170 - (0.050 × 1.600) = 0.089 kN

S_4 = 0.170 - (0.050 × 2.500) = 0.044 kN

S_5 = 0.170 - (0.050 × 3.375) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 3.375 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 6.750)/ 2 = 16.875 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (6.850 - 0.800) = 12.100 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (6.850 - 1.600) = 21.000 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (6.850 - 2.500) = 27.188 kN-m

M_5 = 5.000 × 3.375 / 2 × (6.850 - 3.375) = 29.320 kN-m

③ 전단력

S_1 = 16.875 kN

S_2 = 16.875 - (5.000 × 0.800) = 12.875 kN

S_3 = 16.875 - (5.000 × 1.600) = 8.875 kN

S_4 = 16.875 - (5.000 × 2.500) = 4.375 kN

S_5 = 16.875 - (5.000 × 3.375) = 0.000 kN

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	9.485	0.122	0.000	12.100	21.707	0차비부착부
	c	16.462	0.211	0.000	21.000	37.673	1차비부착부
	d	21.312	0.274	0.000	27.188	48.774	2차비부착부
	e	22.984	0.295	0.000	29.320	52.600	중앙부
전단력 (KN/m)	a	13.228	0.170	0.000	16.875	30.273	지점부(전단검토)
	b	10.093	0.130	0.000	12.875	23.097	0차비부착부
	c	6.957	0.089	0.000	8.875	15.921	1차비부착부
	d	3.430	0.044	0.000	4.375	7.849	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

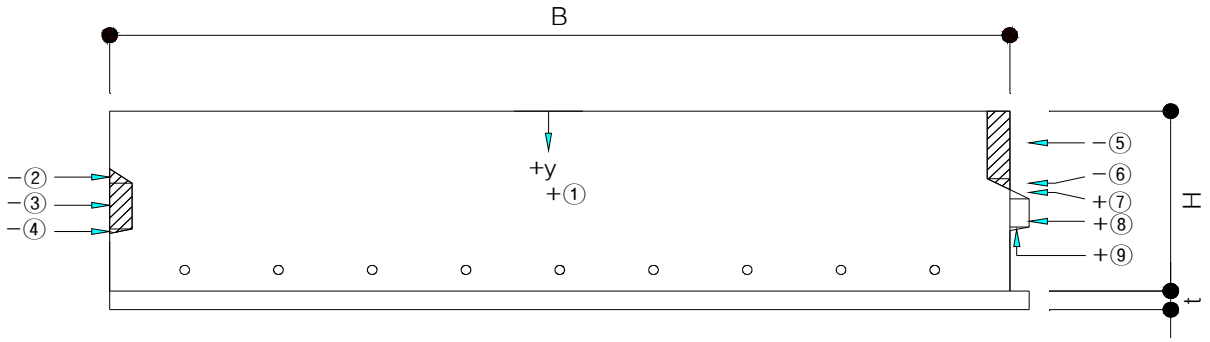
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	13.228	0.170	0.000		13.398	
LC-2	13.228	0.170	0.000	16.875	30.273	
MAX					30.273	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1000	160	160,000	80.0	12,800,000	6,400	2,133	8,533	1,365,333,333
② ▽	-1	30.0	20	-300	48.3	-14,500	2,336	22	2,358	-707,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	87.0	-167,040	7,569	341	7,910	-15,187,840
④ ▽	-1	30.0	6	-90	121.0	-10,890	14,641	2	14,643	-1,317,870
⑤ □	-1	30.0	49	-1,470	24.5	-36,015	600	200	800	-1,176,490
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	54.0	-12,150	2,916	13	2,929	-658,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	72.7	12,281	5,280	9	5,290	893,982
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	96.5	97,851	9,312	127	9,439	9,571,146
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	117.7	7,648	13,845	1	13,847	900,044
Ap1	-10			-1,387	105.0	-145,635	11,025			-15,317,864
Ap2	0			0	55.0	0	3,025			0
합 계				155,856		12,531,550				1,342,332,029

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 155,856.00 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 12,531,550 / 155,856 = 80.40 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 80.40 - 160.00 = -79.60 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

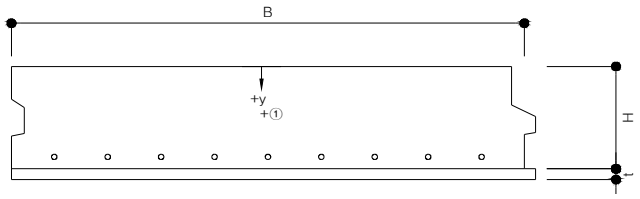
= 1,342,332,029 - 80.40 × 12,531,550 = 334,736,906 ㎜^{4}

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{334,736,906}{80.40}$ = 4,163,152.6 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{334,736,906}{-79.60}$ = -4,205,484.2 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	105.0
Ap2	Φ15.2mm	0	55.0
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			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	10	8,322.00	105.0	873,810	11,025	0	11,025	91,750,050
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		10	164,178.00		13,405,360				1,434,082,079

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 164,178.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 13,405,360 / 164,178 = 81.65 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 81.65 − 160.00 = -78.35 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 105.0 + 0 \times 55.0)/10$

= 81.65 − 105.00 = -23.35 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

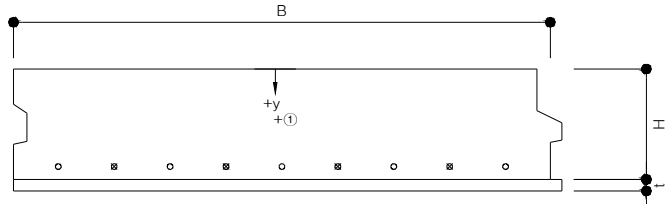
= 1,434,082,079 − 81.65 × 13,405,360 = 339,515,957 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{339,515,957}{81.65} = 4,158,116.7 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{339,515,957}{-23.35} = -14,541,156.3 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{339,515,957}{-78.35} = -4,333,400.5 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	105.0
Ap2	Φ15.2mm	0	55.0
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			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	8	6,657.60	105.0	699,048	11,025	0	11,025	73,400,040
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		8	162,513.60		13,230,598				1,415,732,069

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 162,513.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 13,230,598 / 162,514 = 81.41 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 81.41 − 160.00 = -78.59 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×105.0 + 0 ×55.0) / 8

= 81.41 − 105.00 = -23.59 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

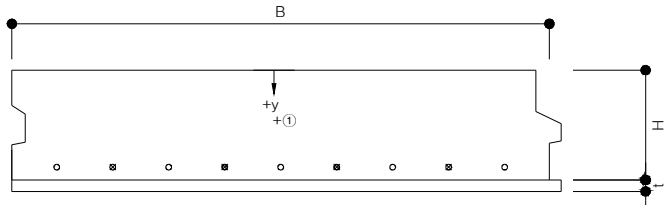
= 1,415,732,069 − 81.41 × 13,230,598 = 338,599,303 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{338,599,303}{81.41} = 4,159,070.6$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{338,599,303}{-23.59} = -14,354,879.9$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{338,599,303}{-78.59} = -4,308,550.7$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	105.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	55.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	6	4,993.20	105.0	524,286	11,025	0	11,025	55,050,030
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		6	160,849.20		13,055,836				1,397,382,059

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 160,849.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 13,055,836 / 160,849 = 81.17 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 81.17 − 160.00 = -78.83 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×105.0+ 0 ×55.0) / 6

= 81.17 − 105.00 = -23.83 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 1,397,382,059 − 81.17 × 13,055,836 = 337,663,678 ㎜⁴

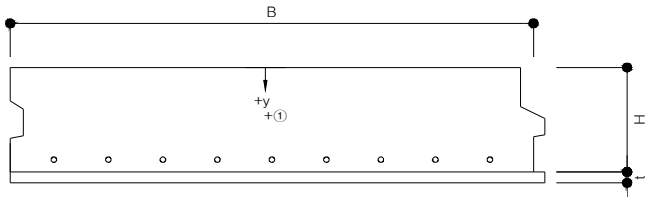
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{337,663,678}{81.17} = 4,160,050.2$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{337,663,678}{-23.83} = -14,168,603.4$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{337,663,678}{-78.83} = -4,283,342.1$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	105.0
Ap2	Φ15.2mm	0	55.0
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			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	10	6,935.00	105.0	728,175	11,025	0	11,025	76,458,375
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		10	162,791.00		13,259,725				1,418,790,404

N_c = 6.00

A_{vc1} = 162,791.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 13,259,725 / 162,791 = 81.45 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 81.45 − 160.00 = -78.55 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 105.0 + 0 \times 55.0) / 10$

= 81.45 − 105.00 = -23.55 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

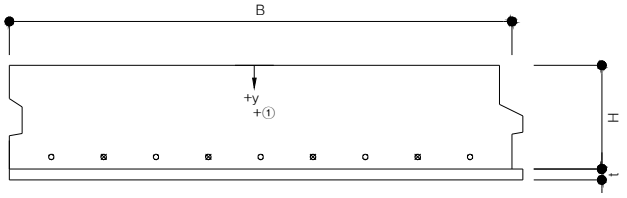
= 1,418,790,404 − 81.45 × 13,259,725 = 338,753,380 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{338,753,380}{81.45} = 4,158,909.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{338,753,380}{-23.55} = -14,385,925.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{338,753,380}{-78.55} = -4,312,717.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	105.0
Ap2	Φ15.2mm	0	55.0
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			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	8	5,548.00	105.0	582,540	11,025	0	11,025	61,166,700
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		8	161,404.00		13,114,090				1,403,498,729

N_c = 6.00

A_{vb1} = 161,404.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 13,114,090 / 161,404 = 81.25 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 81.25 − 160.00 = -78.75 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×105.0+0 ×55.0) / 8

= 81.25 − 105.00 = -23.75 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

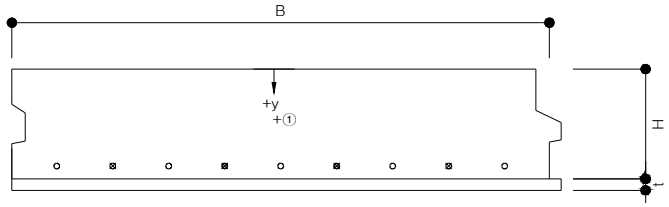
= 1,403,498,729 − 81.25 × 13,114,090 = 337,977,697 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{337,977,697}{81.25} = 4,159,720.7$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{337,977,697}{-23.75} = -14,230,695.6$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{337,977,697}{-78.75} = -4,291,785.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	105.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	55.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			155,856.00		12,531,550				1,342,332,029
Ap1	138.7	6	4,161.00	105.0	436,905	11,025	0	11,025	45,875,025
Ap2	138.7	0	0.00	55.0	0	3,025	0	3,025	0
합계		6	160,017.00		12,968,455				1,388,207,054

N_c = 6.00

A_{va1} = 160,017.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 12,968,455 / 160,017 = 81.04 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 81.04 − 160.00 = -78.96 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×105.0+0 ×55.0) / 6

= 81.04 − 105.00 = -23.96 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 1,388,207,054 − 81.04 × 12,968,455 = 337,188,567 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{337,188,567}{81.04} = 4,160,549.8$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{337,188,567}{-23.96} = -14,075,465.2$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{337,188,567}{-78.96} = -4,270,600.9$ ㎣

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}	155,856.0	A_{vc1}'	164,178.0	mm^2
Y_{tc0}	80.4	Y_{tc1}'	81.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-23.3	mm
Y_{bc0}	-79.6	Y_{bc1}'	-78.3	mm
I_{vc0}	334,736,906.1	I_{vc1}'	339,515,956.8	mm^4
Z_{tc0}	4,163,152.6	Z_{tc1}'	4,158,116.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-14,541,156.3	mm^3
Z_{bc0}	-4,205,484.2	Z_{bc1}'	-4,333,400.5	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	155,856.0	A_{vb1}'	162,513.6	mm^2
Y_{tb0}	80.4	Y_{tb1}'	81.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-23.6	mm
Y_{bb0}	-79.6	Y_{bb1}'	-78.6	mm
I_{vb0}	334,736,906.1	I_{vb1}'	338,599,302.8	mm^4
Z_{tb0}	4,163,152.6	Z_{tb1}'	4,159,070.6	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-14,354,879.9	mm^3
Z_{bb0}	-4,205,484.2	Z_{bb1}'	-4,308,550.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	155,856.0	A_{va1}'	160,849.2	mm^2
Y_{ta0}	80.4	Y_{ta1}'	81.2	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-23.8	mm
Y_{ba0}	-79.6	Y_{ba1}'	-78.8	mm
I_{va0}	334,736,906.1	I_{va1}'	337,663,678.5	mm^4
Z_{ta0}	4,163,152.6	Z_{ta1}'	4,160,050.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,168,603.4	mm^3
Z_{ba0}	-4,205,484.2	Z_{ba1}'	-4,283,342.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.375m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	155,856.0	A_{vc1}	162,791.0	mm^2
Y_{tc0}	80.4	Y_{tc1}	81.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-23.5	mm
Y_{bc0}	-79.6	Y_{bc1}	-78.5	mm
I_{vc0}	334,736,906.1	I_{vc1}	338,753,380.1	mm^4
Z_{tc0}	4,163,152.6	Z_{tc1}	4,158,909.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,385,925.9	mm^3
Z_{bc0}	-4,205,484.2	Z_{bc1}	-4,312,717.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	155,856.0	A_{vb1}	161,404.0	mm^2
Y_{tb0}	80.4	Y_{tb1}	81.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-23.7	mm
Y_{bb0}	-79.6	Y_{bb1}	-78.7	mm
I_{vb0}	334,736,906.1	I_{vb1}	337,977,697.3	mm^4
Z_{tb0}	4,163,152.6	Z_{tb1}	4,159,720.7	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-14,230,695.6	mm^3
Z_{bb0}	-4,205,484.2	Z_{bb1}	-4,291,785.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	155,856.0	A_{va1}	160,017.0	mm^2
Y_{ta0}	80.4	Y_{ta1}	81.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-24.0	mm
Y_{ba0}	-79.6	Y_{ba1}	-79.0	mm
I_{va0}	334,736,906.1	I_{va1}	337,188,567.4	mm^4
Z_{ta0}	4,163,152.6	Z_{ta1}	4,160,549.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,075,465.2	mm^3
Z_{ba0}	-4,205,484.2	Z_{ba1}	-4,270,600.9	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{22,984,392}{4,158,117} \times 1.288 = 7.117$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{22,984,392}{-14,541,156} \times 1.288 = -2.035$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{22,984,392}{-4,333,401} \times 1.288 = -6.829$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{22,984,392}{4,158,910} \times 1.288 = 7.115$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{22,984,392}{-14,385,926} \times 1.288 = -2.057$ MPa (인장)

· f_{bc1w} E 1C $\frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{22,984,392}{-4,312,717} \times 1.288 = -6.862$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{295,091}{4,158,910} \times 1.288 = 0.091$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{295,091}{-14,385,926} \times 1.288 = -0.026$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{295,091}{-4,312,717} \times 1.288 = -0.088$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{4,158,910} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,385,926} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-4,312,717} \times 1.288 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{29,320,313}{4,158,910} \times 1.288 = 9.077$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{29,320,313}{-14,385,926} \times 1.288 = -2.624$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{29,320,313}{-4,312,717} \times 1.288 = -8.753$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{164,178} + \frac{-23.35}{-14,541,156}\right)$

$= 14.625$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -2.035$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.625 + -2.035)$

$= 12.590$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.590 = 90.576$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.026 + 0.000)
  = 0.026 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.590 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.590 - 7 × 0.026
  = 150.895 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 90.576 - 0.05 × (45.500 + 150.895)
= 16.123 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 90.576 = 1,279.42 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,279.4
= 1,774.56 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,279.42 - 150.90 - 45.50 - 16.12
= 1,066.91 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,066.91}{1,279.42} = 0.834$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.834 × 1,774.56 = 1,479.80 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,774.56 × -23.35 / 1,000 = -41.434 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,479.80 × -23.55 / 1,000 = -34.846 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,774,562}{164,178} + \frac{-41,433,569}{4,158,117} =$ 0.844 MPa (압축)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,774,562}{164,178} + \frac{-41,433,569}{-14,541,156} =$ 13.658 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,774,562}{164,178} + \frac{-41,433,569}{-4,333,401} =$ 20.370 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,479,799}{162,791} + \frac{-34,845,658}{4,158,910} =$ 0.712 MPa (압축)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,479,799}{162,791} + \frac{-34,845,658}{-14,385,926} =$ 11.512 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,479,799}{162,791} + \frac{-34,845,658}{-4,312,717} =$ 17.170 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{21,312,466}{4,159,071} \times 1.288 =$ 6.598 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{21,312,466}{-14,354,880} \times 1.288 =$ -1.912 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{21,312,466}{-4,308,551} \times 1.288 =$ -6.369 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{21,312,466}{4,159,721} \times 1.288 =$ 6.597 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{21,312,466}{-14,230,696} \times 1.288 =$ -1.928 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{21,312,466}{-4,291,785} \times 1.288 =$ -6.394 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{273,626}{4,159,721} \times 1.288 = 0.085$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{273,626}{-14,230,696} \times 1.288 = -0.025$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{273,626}{-4,291,785} \times 1.288 = -0.082$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{4,159,721} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-14,230,696} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-4,291,785} \times 1.288 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{27,187,500}{4,159,721} \times 1.288 = 8.415$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{27,187,500}{-14,230,696} \times 1.288 = -2.460$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{27,187,500}{-4,291,785} \times 1.288 = -8.156$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{162,514} + \frac{-23.59}{-14,354,880} \right)$

$= 11.852$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -1.912 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (11.852 + -1.912)$
  $=$ 9.940 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.940 =$ 71.513 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.025 + 0.000)$
  $=$ 0.025 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.940 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.940 - 7 \times 0.025$
  $=$ 119.111 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 71.513 - 0.05 \times (45.500 + 119.111)$
$=$ 19.618 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 71.513 =$ 1,298.49 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,298.5$
$=$ 1,440.80 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,298.49 - 119.11 - 45.50 - 19.62$
$=$ 1,114.26 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,114.26}{1,298.49} =$ 0.858

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.858 $\times$ 1,440.80 = 1,236.38 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}440.80 \times -23.59 / 1{,}000 = -33.985$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}236.38 \times -23.75 / 1{,}000 = -29.364$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}440{,}801}{162{,}514} + \frac{-33{,}985{,}246}{4{,}159{,}071} = 0.694$ MPa (압축)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}440{,}801}{162{,}514} + \frac{-33{,}985{,}246}{-14{,}354{,}880} = 11.233$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}440{,}801}{162{,}514} + \frac{-33{,}985{,}246}{-4{,}308{,}551} = 16.754$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}236{,}380}{161{,}404} + \frac{-29{,}363{,}912}{4{,}159{,}721} = 0.601$ MPa (압축)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}236{,}380}{161{,}404} + \frac{-29{,}363{,}912}{-14{,}230{,}696} = 9.724$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}236{,}380}{161{,}404} + \frac{-29{,}363{,}912}{-4{,}291{,}785} = 14.502$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{16{,}462{,}043}{4{,}160{,}050} \times 1.288 = 5.095$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{16{,}462{,}043}{-14{,}168{,}603} \times 1.288 = -1.496$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{16{,}462{,}043}{-4{,}283{,}342} \times 1.288 = -4.948$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{16{,}462{,}043}{4{,}160{,}550} \times 1.288 = 5.094$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{16{,}462{,}043}{-14{,}075{,}465} \times 1.288 = -1.506$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{16{,}462{,}043}{-4{,}270{,}601} \times 1.288 = -4.963$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{211,352}{4,160,550} \times 1.288 = 0.065$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{211,352}{-14,075,465} \times 1.288 = -0.019$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{211,352}{-4,270,601} \times 1.288 = -0.064$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{4,160,550} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,075,465} \times 1.288 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-4,270,601} \times 1.288 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{21,000,000}{4,160,550} \times 1.288 = 6.499$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{21,000,000}{-14,075,465} \times 1.288 = -1.921$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{21,000,000}{-4,270,601} \times 1.288 = -6.331$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{160,849} + \frac{-23.83}{-14,168,603})$

$= 9.006$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -1.496 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 9.006 + -1.496)
  = 7.510 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 7.510 = 54.028 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.019 + 0.000)
  = 0.019 MPa (압축)
- f_{cir} = 7.510 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 7.510 - 7 × 0.019
  = 89.983 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 ×H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 ×Δfpel - 0.05 ×(Δfpsh + Δfpcr)
= 35 - 0.1 × 54.028 - 0.05 ×(45.500 + 89.983)
= 22.823 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 - 54.028 = 1,315.97 MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 6 × 138.7 × 1,316.0
= 1,095.15 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,315.97 - 89.98 - 45.50 - 22.82
= 1,157.67 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,157.67}{1,315.97} =$ 0.880

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.880 × 1,095.15 = 963.41 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}095.15 \times -23.83 / 1{,}000 = -26.099$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 963.41 \times -23.96 / 1{,}000 = -23.079$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}095{,}152}{160{,}849} + \frac{-26{,}099{,}470}{4{,}160{,}050} = 0.535$ MPa (압축)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}095{,}152}{160{,}849} + \frac{-26{,}099{,}470}{-14{,}168{,}603} = 8.651$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}095{,}152}{160{,}849} + \frac{-26{,}099{,}470}{-4{,}283{,}342} = 12.902$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{963{,}410}{160{,}017} + \frac{-23{,}079{,}214}{4{,}160{,}550} = 0.474$ MPa (압축)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{963{,}410}{160{,}017} + \frac{-23{,}079{,}214}{-14{,}075{,}465} = 7.660$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{963{,}410}{160{,}017} + \frac{-23{,}079{,}214}{-4{,}270{,}601} = 11.425$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,279.42	1,298.49	1,315.97
유효 긴장응력	1,066.91	1,114.26	1,157.67

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,066.9	1,114.3	1,157.7	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	0.844	20.370	0.694	16.754	0.535	12.902
풍도슬래브	7.117	-6.829	6.598	-6.369	5.095	-4.948

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		0.712	17.170	0.601	14.502	0.474	11.425
고정 하중	풍도슬래브	7.115	-6.862	6.597	-6.394	5.094	-4.963
	CIP 몰탈	0.091	-0.088	0.085	-0.082	0.065	-0.064
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.077	-8.753	8.415	-8.156	6.499	-6.331

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.961	13.541	7.292	10.385	5.630	7.954
	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	7.827	10.308	7.198	8.108	5.568	6.462
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	7.918	10.220	7.282	8.026	5.633	6.398
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	7.918	10.220	7.282	8.026	5.633	6.398
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	16.995	1.467	15.697	-0.130	12.132	0.067
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 1,900,190.000 \quad \times \quad 6950 \quad) / (\quad 1387.000 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 47.608 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	35.967	1.6 ×(Σ작업하중)	60.400	96.367

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 96.367 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 105 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{1000.0 \times 105.0} = 0.0132$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.013 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,343 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1387.00 \times 1,343 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 43.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,387.00 \times 1,343 \times 105.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.75}{50}\right)$$

$$= 131 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 131 kN·m > 96.37 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 17.170)× 4,312,717 / 1.0E+06

= 93.26 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 131.47 kN·m

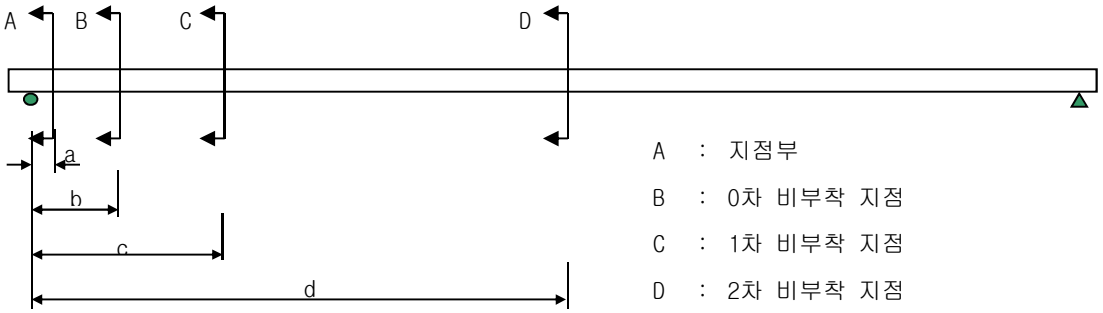
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 93.26 = 111.91 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	17.032	0.219	17.250	21.727	38.977
B	12.994	0.167	13.161	16.577	29.738
C	8.957	0.115	9.072	11.427	20.499
D	4.416	0.057	4.472	5.633	10.105
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	12.212	0.157	12.369	15.579	27.948
C	21.195	0.272	21.467	27.038	48.504
D	27.440	0.352	27.792	35.004	62.796
E	29.592	0.380	29.972	37.750	67.722

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	20.438	0.262	20.700	34.763	55.463
B	15.593	0.200	15.794	26.523	42.316
C	10.749	0.138	10.887	18.283	29.169
D	5.299	0.068	5.367	9.013	14.379
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	14.655	0.188	14.843	24.926	39.769
C	25.434	0.327	25.760	43.260	69.020
D	32.928	0.423	33.351	56.006	89.357
E	35.511	0.456	35.967	60.400	96.367

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.660	0.000	337,188,567	79.0	47.813
B	50.0	7.660	2.896	337,188,567	79.0	35.444
C	50.0	7.660	5.027	337,188,567	79.0	26.346
D	50.0	9.724	6.476	337,977,697	78.7	29.113
E	50.0	11.512	6.950	338,753,380	78.5	34.925

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	1,000	128.0	38.977	16.486	47.813	0.000	∞
B	50.0	1,000	128.0	29.738	12.578	35.444	11.821	112.707
C	50.0	1,000	128.0	20.499	8.670	26.346	20.516	76.888
D	50.0	1,000	128.0	10.105	4.274	29.113	26.561	60.045
E	50.0	1,000	128.0	0.000	0.000	34.925	28.644	45.255

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	6.021	1,000.0	128.0	0.00	493.672
B	50.0	6.021	1,000.0	128.0	0.00	493.672
C	50.0	6.021	1,000.0	128.0	0.00	493.672
D	50.0	7.660	1,000.0	128.0	0.00	556.628
E	50.0	9.090	1,000.0	128.0	0.00	611.541

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	493.672	493.672
B	112.707	493.672	112.707
C	76.888	493.672	76.888
D	60.045	556.628	60.045
E	45.255	611.541	45.255

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

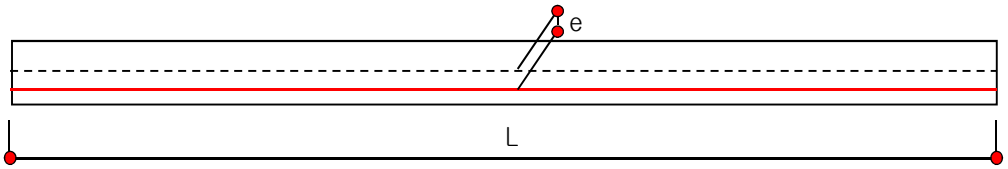
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	55.463	493.672	0.750	370.254	-314.79	0.150	전단보강 불필요
B	42.316	112.707	0.750	84.530	-42.21	0.501	전단보강 불필요
C	29.169	76.888	0.750	57.666	-28.50	0.506	전단보강 불필요
D	14.379	60.045	0.750	45.034	-30.65	0.319	전단보강 불필요
E	0.000	45.255	0.750	33.941	-33.94	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

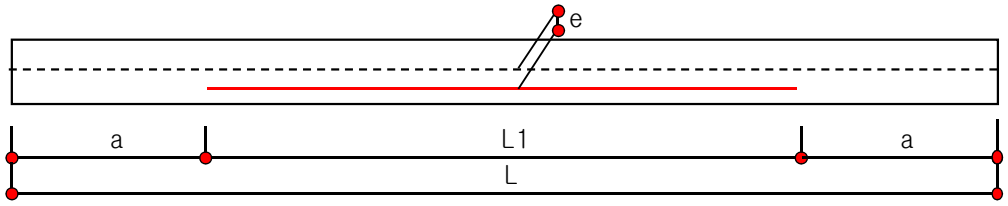
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

$$PE\ 10- = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P \cdot e \cdot a^2}{2 \cdot EI} \quad : \quad \text{직선배치}$$

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}775 \times 23.5 \times 6.75^2}{8 \times 32{,}300 \times 338753380.1} - \frac{334 \times 23.7 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 338753380.1}$$

$$- \frac{346 \times 24.0 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 338753380.1}$$

$$= 21.75 - 2.264 - 0.969 = 18.5 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

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	41.787	339,515,957	-18.52	
풍도슬래브 자중	22.984	339,515,957	14.45	
접합 몰탈	0.295	339,515,957	0.18	
격벽 하중(집중하중)	0.000	339,515,957	0.00	
합 계(고정하중)			-3.89	
작업하중 및 풍하중	29.320	339,515,957	17.51	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 80,000 / 10^6 x 25 = 2.000 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.065 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (2.000 + 0.065 + 2.500) x 1.925^2 / 2 = 8.458 kN.m

M_u = (2.400 + 0.078 + 4.000) x 1.925^2 / 2 = 12.002 kN.m

S_u = (2.400 + 0.078 + 4.000) x 1.925 = 12.470 kN

2) 설계조건

- M_u = 12.002 kN·m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- TYPE · 120 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 40800\times As = 12002051$
- $As = \dfrac{40800 - \sqrt{(\ 40800^2 - 4\times 3.20 \times 12002051\ )}}{2 \times 3.20}$ = 301.29 mm^2

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	3120	mm^2
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	265	mm^2
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 301.29	=	402	mm^2
Asmin3= 0.002×b×d	=	120	mm^2
∴ req. As= Max { 301 , Min(265,402) , 120 }	=	301	mm^2
use. As= H 13 @ 125	=	507	mm^2
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm^2
∴ As =	=	507	mm^2 **O.K**

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 19.86 kN·m > Mu = 12.00 kN·m **O.K**

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.65

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 160 = 160 mm^2 (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm^2

H 10 @ 150 = 238 mm^2 **O.K**

6) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 53.033\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c		V_u
보	53.033 kN		12.470 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 8.458 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0084 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2717
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9094
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 152.9 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 6.500 = 33.5 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 431.3$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 412.0$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 412.034 mm > s = 125.00 mm 0.K

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 11-5

(L= 10.340 m, B= 1.500 m, H= 0.240 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

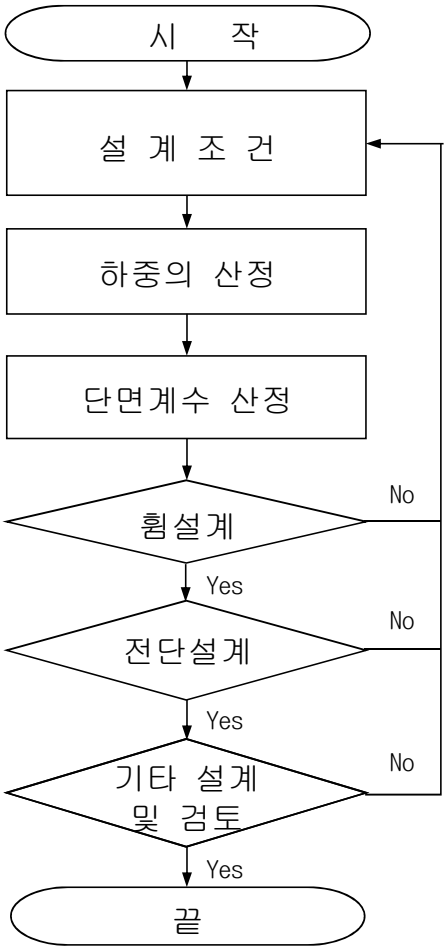
제5장 응력검토
5.1 중앙지점
5.2 2차 비부착 지점
5.3 1차 비부착 지점
5.4 단계별 응력 집계표
5.5 휨강도의 검토

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 : 10.340 m

㉯ 계산지간 : 10.140 m

㉰ 폭 원 : 1.000 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.240 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 4 = 554.8 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

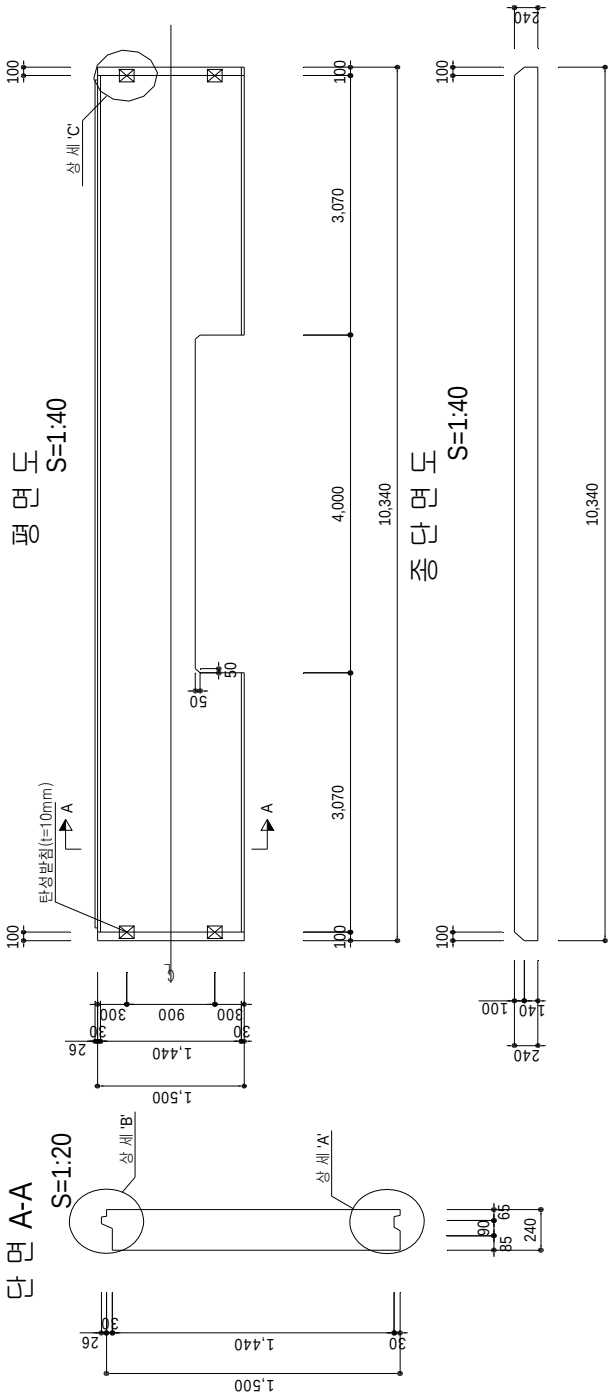
1.1.4 참고문헌

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 1.3125m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 232,901 ㎟

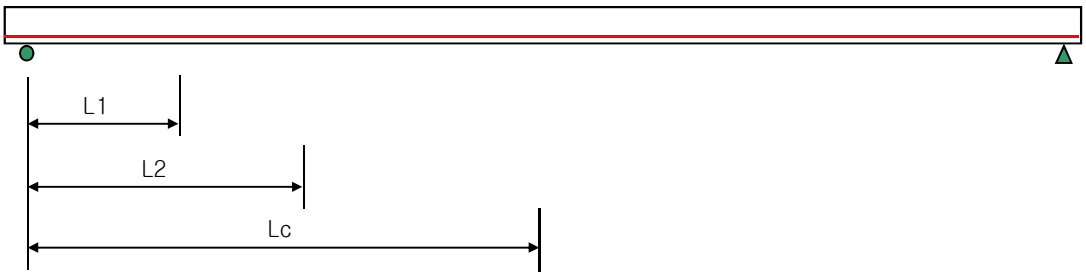
추가단면적 = 75,000 ㎟

하중계산 = 307,901 / 1.0E+06 × 25.00 = 7.698 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,000.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,157 ㎟

하중계산 = 5,157 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.121 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.000 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.313 = 6.563 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.313 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

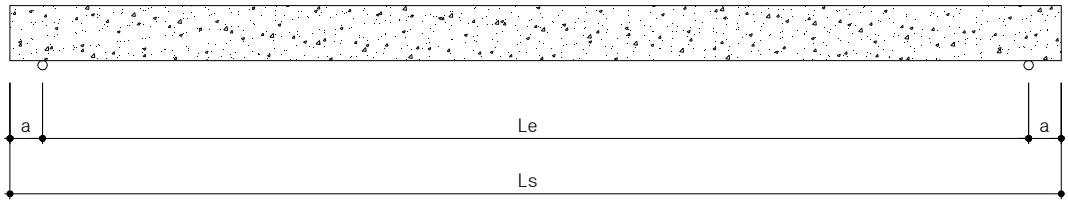
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	7.698	0.121	0.000	6.563	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	7.82
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.38
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	7.82
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	10.95
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.88
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.38
MAX						19.88

3.5 단면력 산정

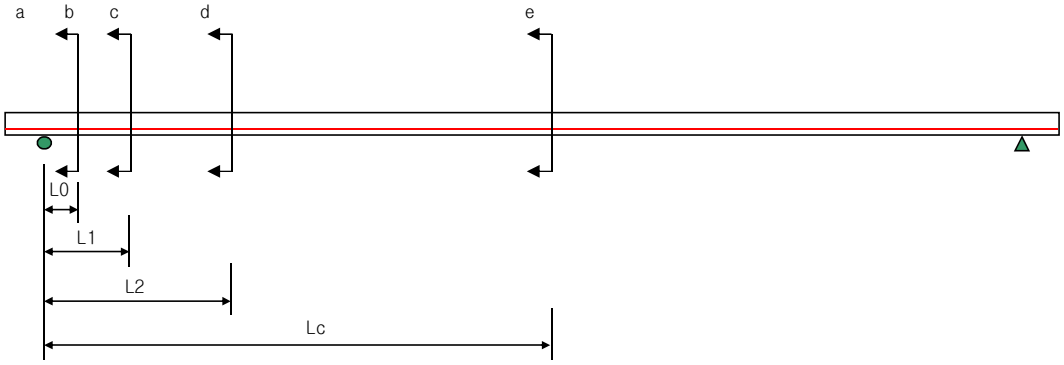
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.340 m
- 계산지간(Le) : 10.140 m
- 접촉길이(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 = (5.865 × 10.140)/ 2 = 29.734 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.865 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 22.145 kN-m

M_3 = 5.865 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 40.537 kN-m

M_4 = 5.865 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 56.742 kN-m

M_5 = 5.865 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 76.864 kN-m

③ 전단력

S_1 = 29.734 kN

S_2 = 29.734 - (5.865 × 0.800) = 25.043 kN

S_3 = 29.734 - (5.865 × 1.600) = 20.351 kN

S_4 = 29.734 - (5.865 × 2.500) = 15.072 kN

S_5 = 29.734 - (5.865 × 5.070) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.092 × 10.140)/ 2 = 0.468 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.092 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 0.349 kN-m

M_3 = 0.092 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 0.638 kN-m

M_4 = 0.092 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 0.893 kN-m

M_5 = 0.092 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 1.210 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.468 kN

S_2 = 0.468 - (0.092 × 0.800) = 0.394 kN

S_3 = 0.468 - (0.092 × 1.600) = 0.320 kN

S_4 = 0.468 - (0.092 × 2.500) = 0.237 kN

S_5 = 0.468 - (0.092 × 5.070) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.070 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.140)/ 2 = 25.350 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.240 - 0.800) = 18.880 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.240 - 1.600) = 34.560 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.240 - 2.500) = 48.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.070 / 2 × (10.240 - 5.070) = 65.530 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.350 kN

S_2 = 25.350 - (5.000 × 0.800) = 21.350 kN

S_3 = 25.350 - (5.000 × 1.600) = 17.350 kN

S_4 = 25.350 - (5.000 × 2.500) = 12.850 kN

S_5 = 25.350 - (5.000 × 5.070) = 0.000 kN

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	22.145	0.349	0.000	18.880	41.374	0차비부착부
	c	40.537	0.638	0.000	34.560	75.736	1차비부착부
	d	56.742	0.893	0.000	48.375	106.010	2차비부착부
	e	76.864	1.210	0.000	65.530	143.603	중앙부
전단력 (KN/m)	a	29.734	0.468	0.000	25.350	55.553	지점부(전단검토)
	b	25.043	0.394	0.000	21.350	46.787	0차비부착부
	c	20.351	0.320	0.000	17.350	38.021	1차비부착부
	d	15.072	0.237	0.000	12.850	28.160	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

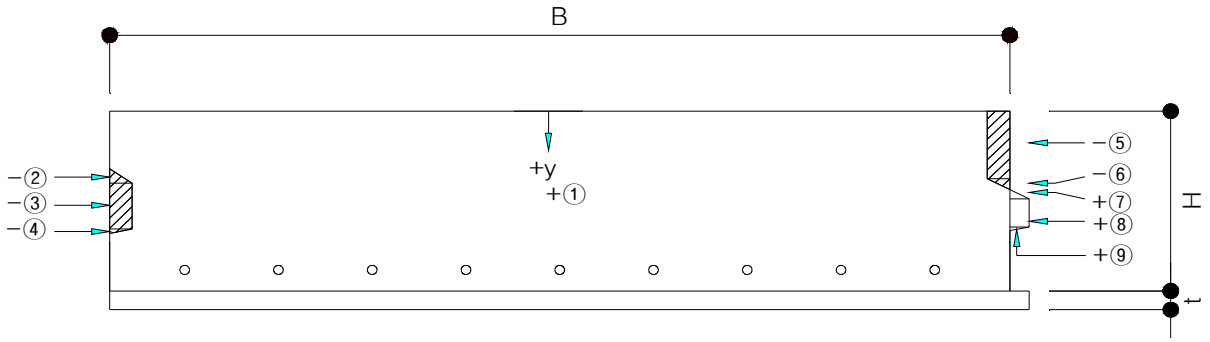
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	29.734	0.468	0.000		30.203	
LC-2	29.734	0.468	0.000	25.350	55.553	
MAX					55.553	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_c=AK$
① □	1	1000	240	240,000	120.0	28,800,000	14,400	4,800	19,200	4,608,000,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	128.3	-38,500	16,469	22	16,492	-4,947,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	167.0	-320,640	27,889	341	28,230	-54,202,240
④ ▽	-1	30.0	6	-90	201.0	-18,090	40,401	2	40,403	-3,636,270
⑤ □	-1	30.0	129	-3,870	64.5	-249,615	4,160	1,387	5,547	-21,466,890
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	134.0	-30,150	17,956	13	17,969	-4,042,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	152.7	25,801	23,307	9	23,317	3,940,489
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	176.5	178,971	31,152	127	31,279	31,716,906
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	197.7	12,848	39,072	1	39,074	2,539,778
Ap1	-10			-1,387	185.0	-256,595	34,225			-47,496,264
Ap2	-4			-555	135.0	-74,898	18,225			-10,121,706
합 계				232,901		28,029,132				4,500,283,389

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 232,901.20 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 28,029,132 / 232,901 = 120.35 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 120.35 - 240.00 = -119.65 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

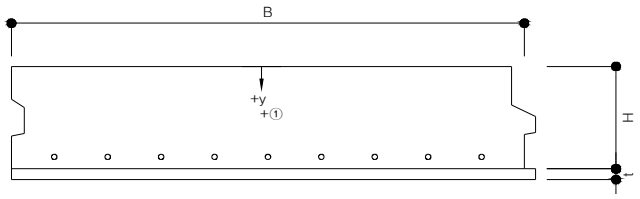
= 4,500,283,389 - 120.35 × 28,029,132 = 1,127,040,827 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,127,040,827}{120.35}$ = 9,364,869.4 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,127,040,827}{-119.65}$ = -9,419,302.1 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	185.0
Ap2	Φ15.2mm	4	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	10	8,322.00	185.0	1,539,570	34,225	0	34,225	284,820,450
Ap2	138.7	4	3,328.80	135.0	449,388	18,225	0	18,225	60,667,380
합계		14	244,552.00		30,018,090				4,845,771,219

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 244,552.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 30,018,090 / 244,552 = 122.75 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 122.75 − 240.00 = −117.25 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 185.0 + 4 \times 135.0)/14$

= 122.75 − 170.71 = −47.97 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

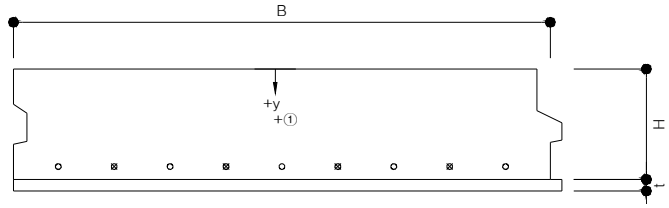
= 4,845,771,219 − 122.75 × 30,018,090 = 1,161,132,667 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,161,132,667}{122.75} = 9,459,539.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,161,132,667}{-47.97} = -24,206,897.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,161,132,667}{-117.25} = -9,902,819.8 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	185.0
Ap2	Φ15.2mm	2	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	8	6,657.60	185.0	1,231,656	34,225	0	34,225	227,856,360
Ap2	138.7	2	1,664.40	135.0	224,694	18,225	0	18,225	30,333,690
합계		10	241,223.20		29,485,482				4,758,473,439

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 241,223.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 29,485,482 / 241,223 = 122.23 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 122.23 − 240.00 = -117.77 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 × 185.0 + 2 × 135.0) / 10

= 122.23 − 175.00 = -52.77 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

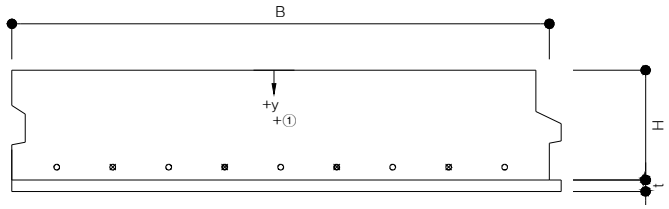
= 4,758,473,439 − 122.23 × 29,485,482 = 1,154,368,823 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,154,368,823}{122.23} = 9,443,988.1$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,154,368,823}{-52.77} = -21,876,798.9$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,154,368,823}{-117.77} = -9,802,157.8$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	185.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	135.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	6	4,993.20	185.0	923,742	34,225	0	34,225	170,892,270
Ap2	138.7	0	0.00	135.0	0	18,225	0	18,225	0
합계		6	237,894.40		28,952,874				4,671,175,659

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 237,894.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 28,952,874 / 237,894 = 121.70 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 121.70 − 240.00 = -118.30 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 × 185.0+ 0 × 135.0) / 6

= 121.70 − 185.00 = -63.30 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 4,671,175,659 − 121.70 × 28,952,874 = 1,147,473,913 ㎜⁴

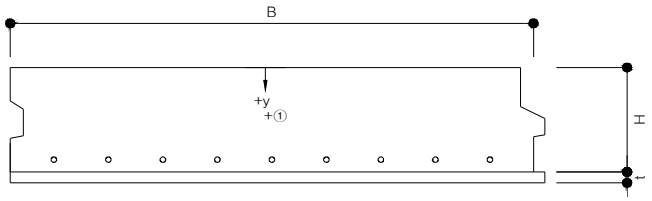
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,147,473,913}{121.70} = 9,428,342.7$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,147,473,913}{-63.30} = -18,128,905.0$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,147,473,913}{-118.30} = -9,700,082.9$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	185.0
Ap2	Φ15.2mm	4	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	10	6,935.00	185.0	1,282,975	34,225	0	34,225	237,350,375
Ap2	138.7	4	2,774.00	135.0	374,490	18,225	0	18,225	50,556,150
합계		14	242,610.20		29,686,597				4,788,189,914

N_c = 6.00

A_{vc1} = 242,610.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 29,686,597 / 242,610 = 122.36 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 122.36 − 240.00 = −117.64 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 185.0 + 4 \times 135.0) / 14$

= 122.36 − 170.71 = −48.35 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

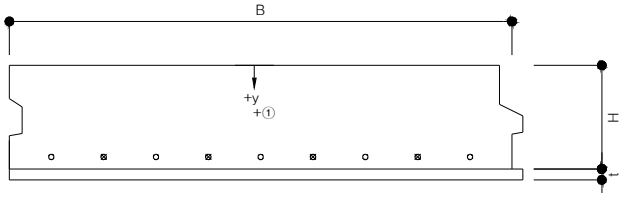
= 4,788,189,914 − 122.36 × 29,686,597 = 1,155,638,433 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,155,638,433}{122.36} = 9,444,318.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,155,638,433}{-48.35} = -23,901,056.6 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,155,638,433}{-117.64} = -9,823,795.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	185.0
Ap2	Φ15.2mm	2	135.0
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			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	8	5,548.00	185.0	1,026,380	34,225	0	34,225	189,880,300
Ap2	138.7	2	1,387.00	135.0	187,245	18,225	0	18,225	25,278,075
합계		10	239,836.20		29,242,757				4,715,441,764

N_c = 6.00

A_{vb1} = 239,836.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 29,242,757 / 239,836 = 121.93 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 121.93 − 240.00 = -118.07 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×185.0+2 ×135.0) / 10

= 121.93 − 175.00 = -53.07 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

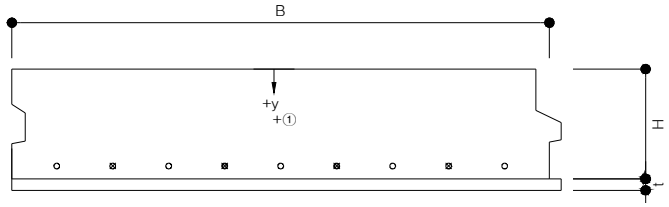
= 4,715,441,764 − 121.93 × 29,242,757 = 1,149,929,815 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,149,929,815}{121.93} = 9,431,217.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,149,929,815}{-53.07} = -21,667,369.1$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,149,929,815}{-118.07} = -9,739,228.4$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	185.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	135.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			232,901.20		28,029,132				4,500,283,389
Ap1	138.7	6	4,161.00	185.0	769,785	34,225	0	34,225	142,410,225
Ap2	138.7	0	0.00	135.0	0	18,225	0	18,225	0
합계		6	237,062.20		28,798,917				4,642,693,614

N_c = 6.00

A_{va1} = 237,062.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 28,798,917 / 237,062 = 121.48 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 121.48 − 240.00 = -118.52 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×185.0+0 ×135.0) / 6

= 121.48 − 185.00 = -63.52 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 4,642,693,614 − 121.48 × 28,798,917 = 1,144,128,173 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,144,128,173}{121.48} = 9,418,046.6$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,144,128,173}{-63.52} = -18,012,812.3$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,144,128,173}{-118.52} = -9,653,667.3$ ㎣

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}	232,901.2	A_{vc1}'	244,552.0	mm^2
Y_{tc0}	120.3	Y_{tc1}'	122.7	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-48.0	mm
Y_{bc0}	-119.7	Y_{bc1}'	-117.3	mm
I_{vc0}	1,127,040,827.1	I_{vc1}'	1,161,132,667.1	mm^4
Z_{tc0}	9,364,869.4	Z_{tc1}'	9,459,539.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-24,206,897.4	mm^3
Z_{bc0}	-9,419,302.1	Z_{bc1}'	-9,902,819.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,901.2	A_{vb1}'	241,223.2	mm^2
Y_{tb0}	120.3	Y_{tb1}'	122.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-52.8	mm
Y_{bb0}	-119.7	Y_{bb1}'	-117.8	mm
I_{vb0}	1,127,040,827.1	I_{vb1}'	1,154,368,822.8	mm^4
Z_{tb0}	9,364,869.4	Z_{tb1}'	9,443,988.1	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-21,876,798.9	mm^3
Z_{bb0}	-9,419,302.1	Z_{bb1}'	-9,802,157.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,901.2	A_{va1}'	237,894.4	mm^2
Y_{ta0}	120.3	Y_{ta1}'	121.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-63.3	mm
Y_{ba0}	-119.7	Y_{ba1}'	-118.3	mm
I_{va0}	1,127,040,827.1	I_{va1}'	1,147,473,912.6	mm^4
Z_{ta0}	9,364,869.4	Z_{ta1}'	9,428,342.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-18,128,905.0	mm^3
Z_{ba0}	-9,419,302.1	Z_{ba1}'	-9,700,082.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.070m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	232,901.2	A_{vc1}	242,610.2	mm^2
Y_{tc0}	120.3	Y_{tc1}	122.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-48.4	mm
Y_{bc0}	-119.7	Y_{bc1}	-117.6	mm
I_{vc0}	1,127,040,827.1	I_{vc1}	1,155,638,433.0	mm^4
Z_{tc0}	9,364,869.4	Z_{tc1}	9,444,318.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-23,901,056.6	mm^3
Z_{bc0}	-9,419,302.1	Z_{bc1}	-9,823,795.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	232,901.2	A_{vb1}	239,836.2	mm^2
Y_{tb0}	120.3	Y_{tb1}	121.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-53.1	mm
Y_{bb0}	-119.7	Y_{bb1}	-118.1	mm
I_{vb0}	1,127,040,827.1	I_{vb1}	1,149,929,815.2	mm^4
Z_{tb0}	9,364,869.4	Z_{tb1}	9,431,217.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-21,667,369.1	mm^3
Z_{bb0}	-9,419,302.1	Z_{bb1}	-9,739,228.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	232,901.2	A_{va1}	237,062.2	mm^2
Y_{ta0}	120.3	Y_{ta1}	121.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-63.5	mm
Y_{ba0}	-119.7	Y_{ba1}	-118.5	mm
I_{va0}	1,127,040,827.1	I_{va1}	1,144,128,173.1	mm^4
Z_{ta0}	9,364,869.4	Z_{ta1}	9,418,046.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-18,012,812.3	mm^3
Z_{ba0}	-9,419,302.1	Z_{ba1}	-9,653,667.3	mm^3

제5장 응력검토

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

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{76,863,576}{9,459,540} \times 1.313 = 10.665$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{76,863,576}{-24,206,897} \times 1.313 = -4.168$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{76,863,576}{-9,902,820} \times 1.313 = -10.187$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{76,863,576}{9,444,318} \times 1.313 = 10.682$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{76,863,576}{-23,901,057} \times 1.313 = -4.221$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{76,863,576}{-9,823,796} \times 1.313 = -10.269$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,210,136}{9,444,318} \times 1.313 = 0.168$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,210,136}{-23,901,057} \times 1.313 = -0.066$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,210,136}{-9,823,796} \times 1.313 = -0.162$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{9,444,318} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-23,901,057} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-9,823,796} \times 1.313 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{65,529,750}{9,444,318} \times 1.313 = 9.107$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{65,529,750}{-23,901,057} \times 1.313 = -3.598$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{65,529,750}{-9,823,796} \times 1.313 = -8.755$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{244,552} + \frac{-47.97}{-24,206,897})$

$= 16.150$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.168$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.150 + -4.168)$

$= 11.982$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.982 = 86.201$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.066 + 0.000)
  = 0.066 MPa (압축)
- f_{cir} = 11.982 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 11.982 - 7 × 0.066
  = 143.319 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 86.201 - 0.05 × (45.500 + 143.319)
= 16.939 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 86.201 = 1,283.80 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 14 × 138.7 × 1,283.8
= 2,492.88 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,283.80 - 143.32 - 45.50 - 16.94
= 1,078.04 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,078.04}{1,283.80} = 0.840$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.840 × 2,492.88 = 2,093.34 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,492.88 × -47.97 / 1,000 = -119.576 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,093.34 × -48.35 / 1,000 = -101.215 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,492,880}{244,552} + \frac{-119,576,018}{9,459,540} = -2.447$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,492,880}{244,552} + \frac{-119,576,018}{-24,206,897} = 15.133$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,492,880}{244,552} + \frac{-119,576,018}{-9,902,820} = 22.269$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,093,340}{242,610} + \frac{-101,214,925}{9,444,318} = -2.089$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,093,340}{242,610} + \frac{-101,214,925}{-23,901,057} = 12.863$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,093,340}{242,610} + \frac{-101,214,925}{-9,823,796} = 18.931$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{56,741,793}{9,443,988} \times 1.313 = 7.886$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{56,741,793}{-21,876,799} \times 1.313 = -3.404$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{56,741,793}{-9,802,158} \times 1.313 = -7.598$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{56,741,793}{9,431,217} \times 1.313 = 7.896$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{56,741,793}{-21,667,369} \times 1.313 = -3.437$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{56,741,793}{-9,739,228} \times 1.313 = -7.647$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{893,340}{9,431,217} \times 1.313 = 0.124$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{893,340}{-21,667,369} \times 1.313 = -0.054$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{893,340}{-9,739,228} \times 1.313 = -0.120$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{9,431,217} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-21,667,369} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-9,739,228} \times 1.313 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{48,375,000}{9,431,217} \times 1.313 = 6.732$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{48,375,000}{-21,667,369} \times 1.313 = -2.930$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{48,375,000}{-9,739,228} \times 1.313 = -6.519$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{241,223} + \frac{-52.77}{-21,876,799} \right)$

$= 12.461$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.404 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.461 + -3.404)$
  $=$ 9.056 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.056 =$ 65.154 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.054 + 0.000)$
  $=$ 0.054 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.056 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.056 - 7 \times 0.054$
  $=$ 108.297 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 65.154 - 0.05 \times (45.500 + 108.297)$
$=$ 20.795 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 65.154 =$ 1,304.85 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 10 \times 138.7 \times 1,304.8$
$=$ 1,809.82 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,304.85 - 108.30 - 45.50 - 20.79$
$=$ 1,130.25 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,130.25}{1,304.85} =$ 0.866

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.866 $\times$ 1,809.82 $=$ 1,567.66 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}809.82 \times -52.77 / 1{,}000 = -95.499$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1{,}567.66 \times -53.07 / 1{,}000 = -83.199$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}809{,}822}{241{,}223} + \frac{-95{,}498{,}532}{9{,}443{,}988} = -2.609$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}809{,}822}{241{,}223} + \frac{-95{,}498{,}532}{-21{,}876{,}799} = 11.868$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}809{,}822}{241{,}223} + \frac{-95{,}498{,}532}{-9{,}802{,}158} = 17.245$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1{,}567{,}663}{239{,}836} + \frac{-83{,}198{,}948}{9{,}431{,}217} = -2.285$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1{,}567{,}663}{239{,}836} + \frac{-83{,}198{,}948}{-21{,}667{,}369} = 10.376$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1{,}567{,}663}{239{,}836} + \frac{-83{,}198{,}948}{-9{,}739{,}228} = 15.079$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{40{,}537{,}392}{9{,}428{,}343} \times 1.313 = 5.643$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{40{,}537{,}392}{-18{,}128{,}905} \times 1.313 = -2.935$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{40{,}537{,}392}{-9{,}700{,}083} \times 1.313 = -5.485$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{40{,}537{,}392}{9{,}418{,}047} \times 1.313 = 5.649$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{40{,}537{,}392}{-18{,}012{,}812} \times 1.313 = -2.954$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{40{,}537{,}392}{-9{,}653{,}667} \times 1.313 = -5.511$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{638,219}{9,418,047} \times 1.313 = 0.089$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{638,219}{-18,012,812} \times 1.313 = -0.047$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{638,219}{-9,653,667} \times 1.313 = -0.087$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{9,418,047} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-18,012,812} \times 1.313 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-9,653,667} \times 1.313 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{34,560,000}{9,418,047} \times 1.313 = 4.816$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{34,560,000}{-18,012,812} \times 1.313 = -2.518$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{34,560,000}{-9,653,667} \times 1.313 = -4.699$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{237,894} + \frac{-63.30}{-18,128,905})$

$= 8.773$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.935 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.773 + -2.935 $)$
  $=$ 5.838 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 5.838 $=$ 42.002 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.047 + 0.000 $)$
  $=$ 0.047 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 5.838 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 5.838 $- 7 \times$ 0.047
  $=$ 69.734 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 42.002 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 69.734 $)$
$=$ 25.038 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 42.002 $=$ 1,328.00 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times$ 138.7 $\times$ 1,328.0
$=$ 1,105.16 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,328.00 $-$ 69.73 $-$ 45.50 $-$ 25.04
$=$ 1,187.73 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,187.73}{1,328.00} =$ 0.894

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.894 $\times$ 1,105.16 $=$ 988.43 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1,105.16 \times -63.30 / 1,000 = -69.951$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 988.43 \times -63.52 / 1,000 = -62.782$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,105,160}{237,894} + \frac{-69,951,394}{9,428,343} = -2.774$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1,105,160}{237,894} + \frac{-69,951,394}{-18,128,905} = 8.504$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,105,160}{237,894} + \frac{-69,951,394}{-9,700,083} = 11.857$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{988,426}{237,062} + \frac{-62,782,287}{9,418,047} = -2.497$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{988,426}{237,062} + \frac{-62,782,287}{-18,012,812} = 7.655$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{988,426}{237,062} + \frac{-62,782,287}{-9,653,667} = 10.673$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,283.80	1,304.85	1,328.00
유효 긴장응력	1,078.04	1,130.25	1,187.73

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,078.0	1,130.3	1,187.7	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	-2.447	22.269	-2.609	17.245	-2.774	11.857
풍도슬래브	10.665	-10.187	7.886	-7.598	5.643	-5.485

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		-2.089	18.931	-2.285	15.079	-2.497	10.673
고정 하중	풍도슬래브	10.682	-10.269	7.896	-7.647	5.649	-5.511
	CIP 몰탈	0.168	-0.162	0.124	-0.120	0.089	-0.087
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	9.107	-8.755	6.732	-6.519	4.816	-4.699

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	8.218	12.081	5.276	9.648	2.869	6.372
	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	8.593	8.662	5.611	7.432	3.153	5.162
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.761	8.500	5.736	7.312	3.242	5.075
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	8.761	8.500	5.736	7.312	3.242	5.075
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	17.868	-0.255	12.468	0.793	8.058	0.376
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 10340 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 70.829 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	122.966	1.6 ×(Σ작업하중)	137.612	260.579

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 260.579 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 171 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 69 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1000 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1000.0 \times 170.7} = 0.0114$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.011 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,418 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1941.80 \times 1,418 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1000}$$

$$= 64.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,418 \times 170.71 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.13}{50}\right)$$

$$= 323 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 323 kN·m > 260.58 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 18.931)× 9,823,796 / 1.0E+06

= 229.74 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 323.49 kN·m

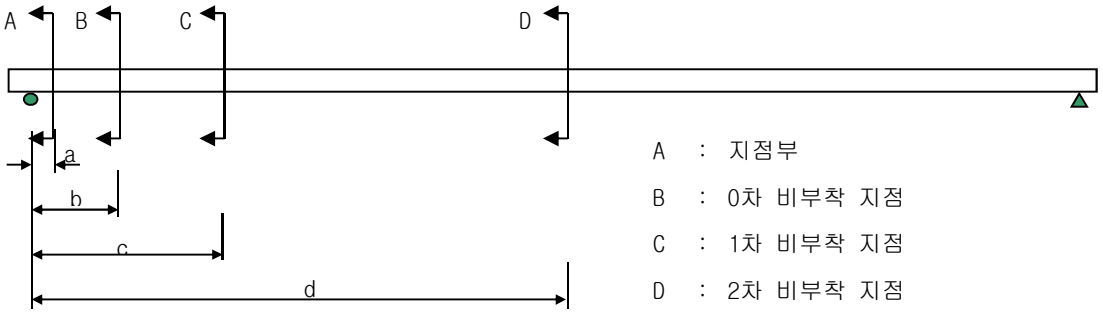
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 229.74 = 275.69 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	39.026	0.614	39.641	33.272	72.913
B	32.868	0.517	33.386	28.022	61.408
C	26.710	0.421	27.131	22.772	49.903
D	19.783	0.311	20.094	16.866	36.960
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	29.066	0.458	29.523	24.780	54.303
C	53.205	0.838	54.043	45.360	99.403
D	74.474	1.173	75.646	63.492	139.138
E	100.883	1.588	102.472	86.008	188.480

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	46.832	0.737	47.569	53.235	100.804
B	39.442	0.621	40.063	44.835	84.898
C	32.053	0.505	32.557	36.435	68.992
D	23.739	0.374	24.113	26.985	51.098
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	34.879	0.549	35.428	39.648	75.076
C	63.846	1.005	64.852	72.576	137.428
D	89.368	1.407	90.775	101.588	192.363
E	121.060	1.906	122.966	137.612	260.579

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.655	0.000	1,144,128,173	118.5	108.029
B	50.0	7.655	3.058	1,144,128,173	118.5	78.505
C	50.0	7.655	5.598	1,144,128,173	118.5	53.986
D	50.0	10.376	7.767	1,149,929,815	118.1	59.844
E	50.0	12.863	10.431	1,155,638,433	117.6	58.626

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	1,000	192.0	72.913	27.891	108.029	0.000	∞
B	50.0	1,000	192.0	61.408	23.490	78.505	20.773	218.066
C	50.0	1,000	192.0	49.903	19.089	53.986	38.025	144.887
D	50.0	1,000	192.0	36.960	14.138	59.844	53.225	120.738
E	50.0	1,000	192.0	0.000	0.000	58.626	72.099	67.882

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	4.169	1,000.0	192.0	0.00	633.879
B	50.0	4.169	1,000.0	192.0	0.00	633.879
C	50.0	4.169	1,000.0	192.0	0.00	633.879
D	50.0	6.536	1,000.0	192.0	0.00	770.213
E	50.0	8.628	1,000.0	192.0	0.00	890.713

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	633.879	633.879
B	218.066	633.879	218.066
C	144.887	633.879	144.887
D	120.738	770.213	120.738
E	67.882	890.713	67.882

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

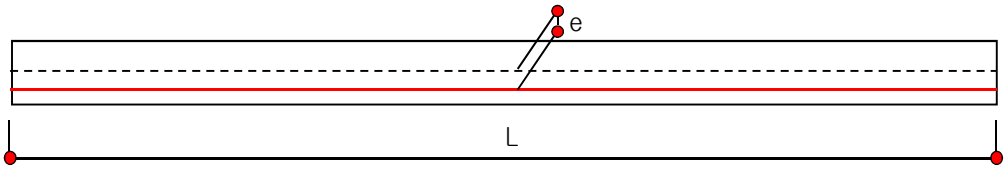
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	100.804	633.879	0.750	475.409	-374.61	0.212	전단보강 불필요
B	84.898	218.066	0.750	163.549	-78.65	0.519	전단보강 불필요
C	68.992	144.887	0.750	108.665	-39.67	0.635	전단보강 불필요
D	51.098	120.738	0.750	90.554	-39.46	0.564	전단보강 불필요
E	0.000	67.882	0.750	50.912	-50.91	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

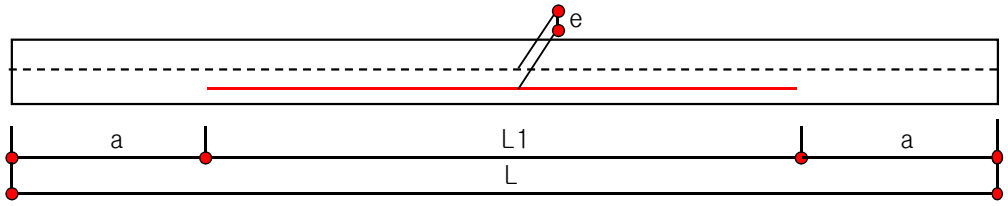
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}493 \times 48.4 \times 10.14^2}{8 \times 32{,}300 \times 1155638433} - \frac{683 \times 53.1 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1155638433}$$

$$- \frac{705 \times 63.5 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1155638433}$$

$$= 41.50 - 3.035 - 1.535 = 36.9 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

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	120.533	1,161,132,667	-36.93	
풍도슬래브 자중	76.864	1,161,132,667	32.83	
접합 몰탈	1.210	1,161,132,667	0.49	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,161,132,667	0.00	
합 계(고정하중)			-3.61	
작업하중 및 풍하중	65.530	1,161,132,667	26.58	

제8장 켄틸레버 검토

8.1 풍도슬래브 길이방향

1) 하중

- 자중

w_1 = 120,000 / 10^6 x 25 = 3.000 kN/m (풍도슬래브)

w_2 = = 0.121 kN/m (접합몰탈)

- 활하중

w_3 = 5.000 x 0.50 = 2.500 kN/m (작업하중)

- 설계단면력

M_s = (3.000 + 0.121 + 2.500) x 3.12^2 / 2 = 27.359 kN.m

M_u = (3.600 + 0.145 + 4.000) x 3.12^2 / 2 = 37.699 kN.m

S_u = (3.600 + 0.145 + 4.000) x 3.12 = 24.166 kN

2) 설계조건

- M_u = 37.699 kN · m
- f_{ck} = 50 MPa
- f_y = 400 MPa
- b = 500 mm
- Φf = 0.85
- Φv = 0.75
- d = 200 mm
- d' = 40 mm
- β_1 = 0.696

3) 필요 철근량 산정

- a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×50×500) × As
  = 0.0188 As
- Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)
  = $-3.2\times As^2 + 68000\times As = 37698544$
- $$As = \frac{68000 - \sqrt{(68000^2 - 4\times 3.20 \times 37698544)}}{2 \times 3.20} = 569.66 \text{ mm}^2$$

4) 사용 철근량 검토

Asmax = 0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	5200	mm²
Asmin1= max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	442	mm²
Asmin2= 4/3 ×As = 4/3 × 569.66	=	760	mm²
Asmin3= 0.002×b×d	=	200	mm²
∴ req. As= Max { 570 , Min(442,760) , 200 }	=	570	mm²
use. As= H 16 @ 100	=	993	mm²
use. As= H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =	=	993	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 64.37 kN · m > Mu = 37.70 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.71

5) 배력철근량 산정

- As_req.= 0.002 × 500 × 240 = 240 mm² (온도 및 건조수축)
- As_use.= H 10 @ 150 = 238 mm²

H 10 @ 150 = 238 mm² 0.K

6) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 88.388\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c		V_u
보	88.388 kN		24.166 kN

∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

7) 균열검토(사용하중검토)

- Ms = 27.359 kN · m , n = Es/Ec = 6.0
- ρ = 0.0099 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2907
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9031
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 152.5 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c= 40.0 − 8.000 = 32.0 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 436.4$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 413.1$ mm

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 413.115 mm > s = 100.00 mm 0.K

점 검 구

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 1-16

(L= 8.730 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

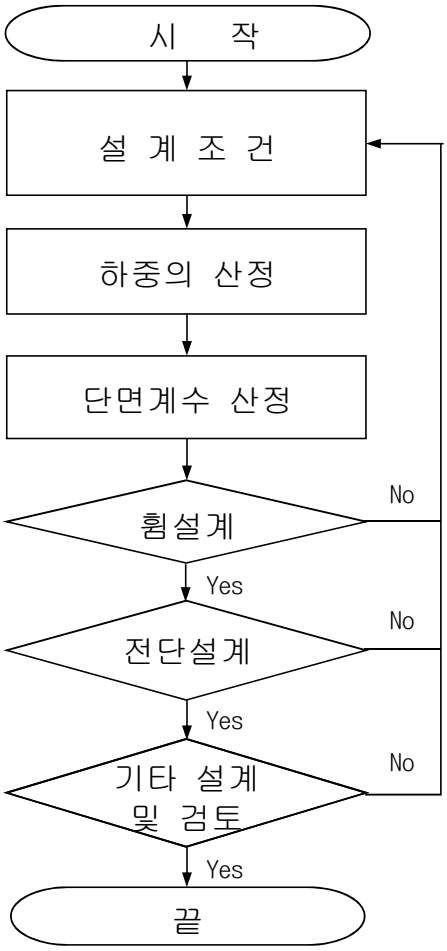
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

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 솟음검토
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음
7.2 하중단계별 솟음량

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 : 8.730 m

㉯ 계산지간 : 8.530 m

㉰ 폭 원 : 1.200 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 0 = 0.0 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

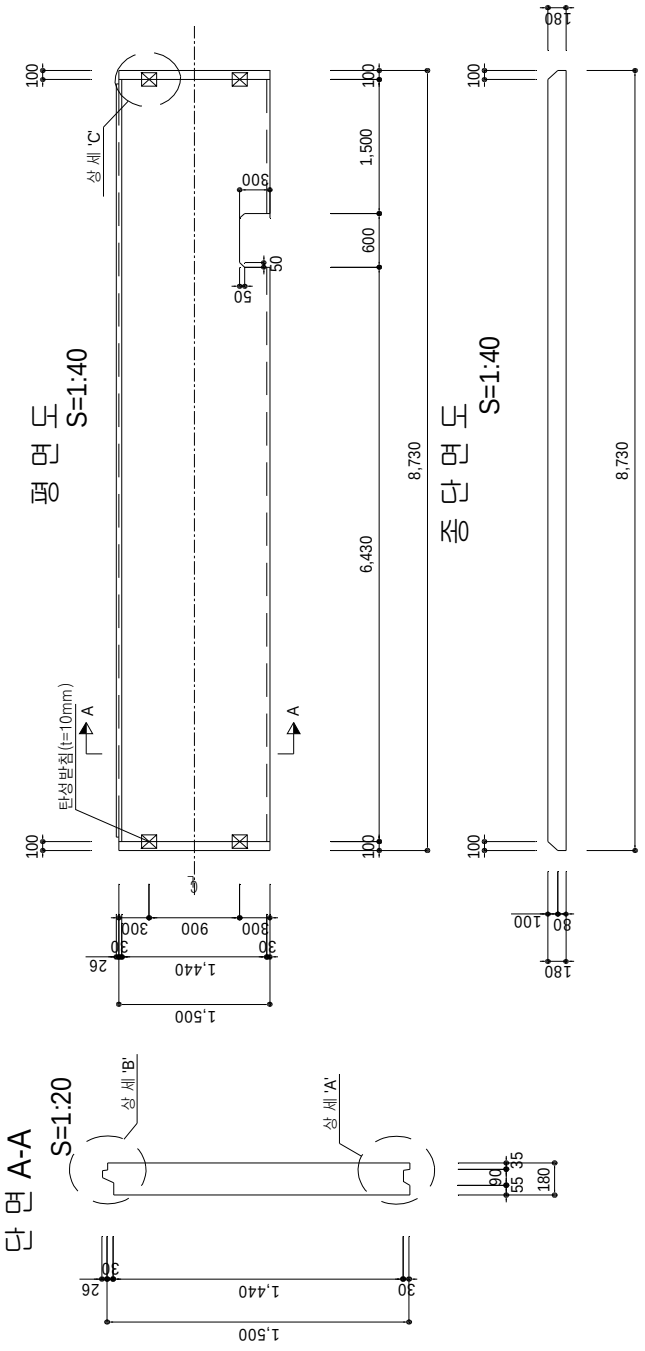
1.1.4 참고문헌

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 1.482m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 210,701 ㎟

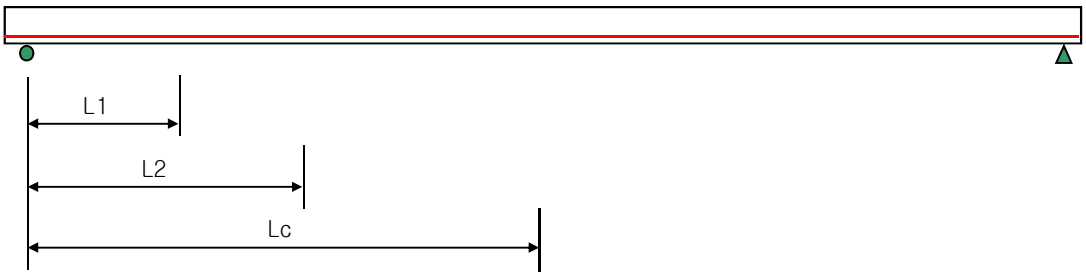
추가단면적 = 53,580 ㎟

하중계산 = 264,281 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.607 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,200.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 3,357 ㎟

하중계산 = 3,357 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.079 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.200 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.482 = 7.410 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.482 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

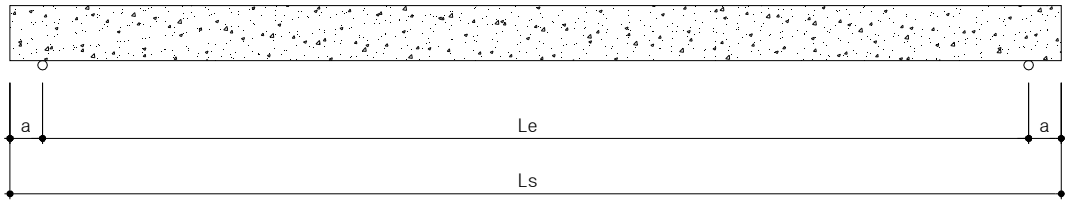
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.607	0.079	0.000	7.410	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	14.10
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	9.36
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.88
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	8.02
MAX						19.88

3.5 단면력 산정

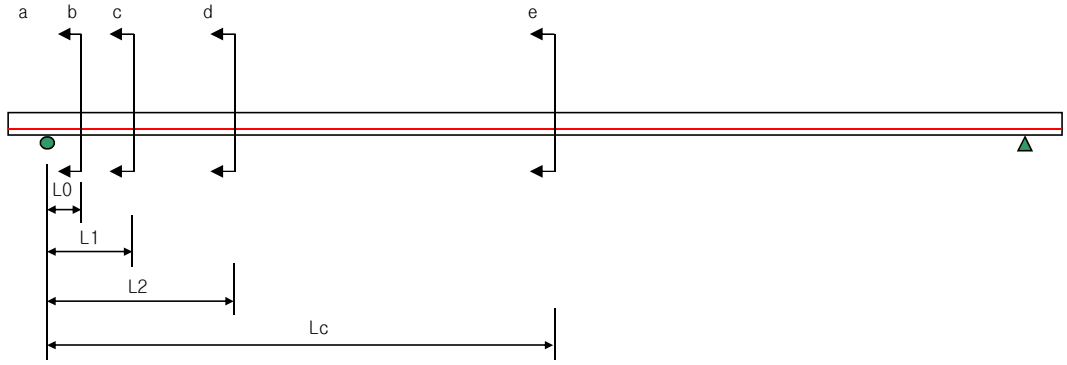
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 8.730 m
- 계산지간(Le) : 8.530 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 4.265 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 = (4.458 × 8.530)/ 2 = 19.014 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.458 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 13.963 kN-m

M_3 = 4.458 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 25.073 kN-m

M_4 = 4.458 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 34.161 kN-m

M_5 = 4.458 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 41.498 kN-m

③ 전단력

S_1 = 19.014 kN

S_2 = 19.014 - (4.458 × 0.800) = 15.448 kN

S_3 = 19.014 - (4.458 × 1.600) = 11.881 kN

S_4 = 19.014 - (4.458 × 2.500) = 7.869 kN

S_5 = 19.014 - (4.458 × 4.265) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.053 × 8.530)/ 2 = 0.227 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.053 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 0.167 kN-m

M_3 = 0.053 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 0.299 kN-m

M_4 = 0.053 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 0.408 kN-m

M_5 = 0.053 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 0.496 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.227 kN

S_2 = 0.227 - (0.053 × 0.800) = 0.184 kN

S_3 = 0.227 - (0.053 × 1.600) = 0.142 kN

S_4 = 0.227 - (0.053 × 2.500) = 0.094 kN

S_5 = 0.227 - (0.053 × 4.265) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 4.265 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 8.530)/ 2 = 21.325 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (8.630 - 0.800) = 15.660 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (8.630 - 1.600) = 28.120 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (8.630 - 2.500) = 38.313 kN-m

M_5 = 5.000 × 4.265 / 2 × (8.630 - 4.265) = 46.542 kN-m

③ 전단력

S_1 = 21.325 kN

S_2 = 21.325 - (5.000 × 0.800) = 17.325 kN

S_3 = 21.325 - (5.000 × 1.600) = 13.325 kN

S_4 = 21.325 - (5.000 × 2.500) = 8.825 kN

S_5 = 21.325 - (5.000 × 4.265) = 0.000 kN

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	13.963	0.167	0.000	15.660	29.790	0차비부착부
	c	25.073	0.299	0.000	28.120	53.492	1차비부착부
	d	34.161	0.408	0.000	38.313	72.881	2차비부착부
	e	41.498	0.496	0.000	46.542	88.536	중앙부
전단력 (KN/m)	a	19.014	0.227	0.000	21.325	40.566	지점부(전단검토)
	b	15.448	0.184	0.000	17.325	32.957	0차비부착부
	c	11.881	0.142	0.000	13.325	25.348	1차비부착부
	d	7.869	0.094	0.000	8.825	16.788	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

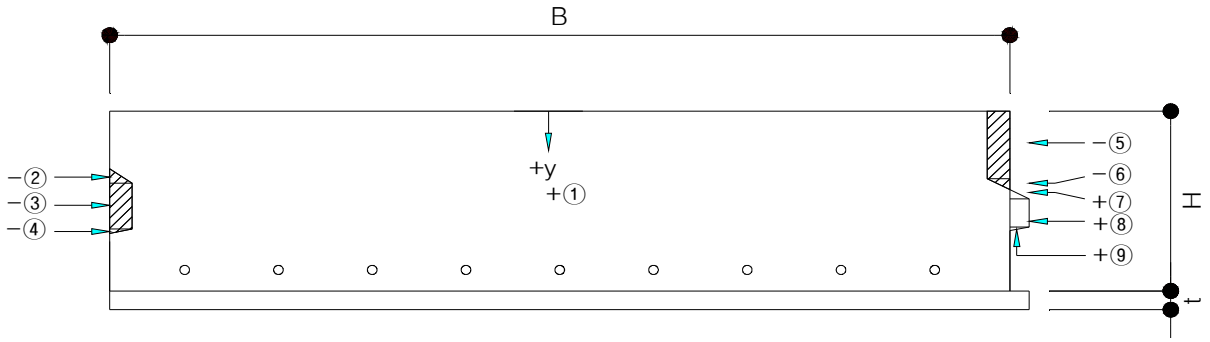
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	19.014	0.227	0.000		19.241	
LC-2	19.014	0.227	0.000	21.325	40.566	
MAX					40.566	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1200	180	216,000	90.0	19,440,000	8,100	2,700	10,800	2,332,800,000
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	-14			-1,942	125.0	-242,725	15,625			-30,377,290
Ap2	0			0	75.0	0	5,625			0
합 계				210,701		19,013,320				2,288,643,869

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 210,701.20 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 19,013,320 / 210,701 = 90.24 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 90.24 - 180.00 = -89.76 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

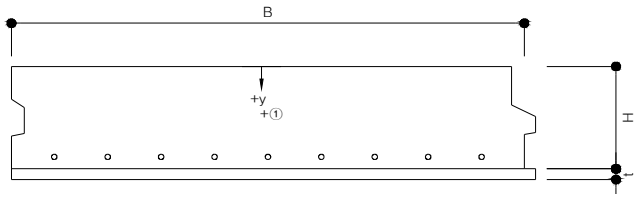
= 2,288,643,869 - 90.24 × 19,013,320 = 572,914,023 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{572,914,023}{90.24} = 6,348,900.3$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{572,914,023}{-89.76} = -6,382,611.8$ ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
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			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
Ap1	138.7	14	11,650.80	125.0	1,456,350	15,625	0	15,625	182,043,750
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		14	222,352.00		20,469,670				2,470,687,619

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 222,352.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 20,469,670 / 222,352 = 92.06 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 92.06 − 180.00 = -87.94 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (14 × 125.0 + 0 × 75.0)/14

= 92.06 − 125.00 = -32.94 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

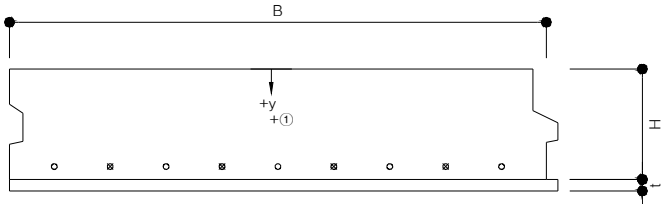
= 2,470,687,619 − 92.06 × 20,469,670 = 586,254,874 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{586,254,874}{92.06} = 6,368,199.6 \ mm^3$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{586,254,874}{-32.94} = -17,797,524.6 \ mm^3$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{586,254,874}{-87.94} = -6,666,513.8 \ mm^3$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
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	220,687.60		20,261,620				2,444,681,369

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 220,687.60 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 20,261,620 / 220,688 = 91.81 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 91.81 − 180.00 = -88.19 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (12 ×125.0 + 0 ×75.0) / 12

= 91.81 − 125.00 = -33.19 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

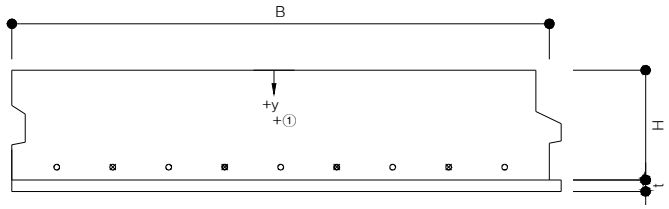
= 2,444,681,369 − 91.81 × 20,261,620 = 584,435,279 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{584,435,279}{91.81} = 6,365,612.4$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{584,435,279}{-33.19} = -17,609,476.8$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{584,435,279}{-88.19} = -6,627,100.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}'=AK
Con'c			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
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	219,023.20		20,053,570				2,418,675,119

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 219,023.20 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 20,053,570 / 219,023 = 91.56 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 91.56 − 180.00 = -88.44 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (10 ×125.0+ 0 ×75.0) / 10

= 91.56 − 125.00 = -33.44 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,418,675,119 − 91.56 × 20,053,570 = 582,588,030 ㎜⁴

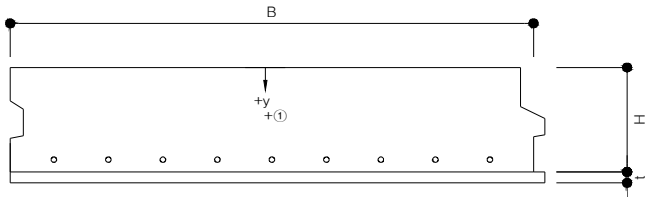
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{582,588,030}{91.56} = 6,362,971.5$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{582,588,030}{-33.44} = -17,421,428.9$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{582,588,030}{-88.44} = -6,587,315.6$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
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			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
Ap1	138.7	14	9,709.00	125.0	1,213,625	15,625	0	15,625	151,703,125
Ap2	138.7	0	0.00	75.0	0	5,625	0	5,625	0
합계		14	220,410.20		20,226,945				2,440,346,994

N_c = 6.00

A_{vc1} = 220,410.20 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 20,226,945 / 220,410 = 91.77 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 91.77 − 180.00 = -88.23 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (14 × 125.0+0 × 75.0) / 14

= 91.77 − 125.00 = -33.23 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

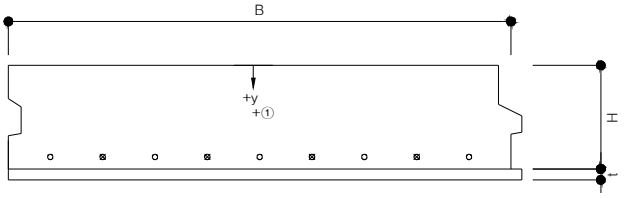
= 2,440,346,994 − 91.77 × 20,226,945 = 584,129,342 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{584,129,342}{91.77} = 6,365,176.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{584,129,342}{-33.23} = -17,578,135.5 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{584,129,342}{-88.23} = -6,620,496.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	125.0
Ap2	Φ15.2mm	0	75.0
합 계		12	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
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	219,023.20		20,053,570				2,418,675,119

N_c = 6.00

A_{vb1} = 219,023.20 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 20,053,570 / 219,023 = 91.56 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 91.56 − 180.00 = -88.44 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (12 ×125.0+0 ×75.0) / 12

= 91.56 − 125.00 = -33.44 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

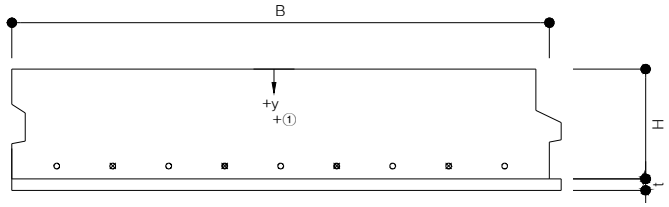
= 2,418,675,119 − 91.56 × 20,053,570 = 582,588,030 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{582,588,030}{91.56}$ = 6,362,971.5 ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{582,588,030}{-33.44}$ = -17,421,428.9 ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{582,588,030}{-88.44}$ = -6,587,315.6 ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	125.0
Ap2	Φ15.2㎜	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_{ca0}=AK
Con'c			210,701.20		19,013,320				2,288,643,869
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	217,636.20		19,880,195				2,397,003,244

N_c = 6.00

A_{va1} = 217,636.20 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 19,880,195 / 217,636 = 91.35 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 91.35 − 180.00 = -88.65 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (10 ×125.0+0 ×75.0) / 10

= 91.35 − 125.00 = -33.65 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,397,003,244 − 91.35 × 19,880,195 = 581,027,073 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{581,027,073}{91.35}$ = 6,360,728.6 ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{581,027,073}{-33.65}$ = -17,264,722.4 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{581,027,073}{-88.65}$ = -6,553,872.7 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	210,701.2	A_{vc1}'	222,352.0	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}'	92.1	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-32.9	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}'	-87.9	mm
I_{vc0}	572,914,023.5	I_{vc1}'	586,254,873.6	mm^4
Z_{tc0}	6,348,900.3	Z_{tc1}'	6,368,199.6	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-17,797,524.6	mm^3
Z_{bc0}	-6,382,611.8	Z_{bc1}'	-6,666,513.8	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	210,701.2	A_{vb1}'	220,687.6	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}'	91.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-33.2	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}'	-88.2	mm
I_{vb0}	572,914,023.5	I_{vb1}'	584,435,279.4	mm^4
Z_{tb0}	6,348,900.3	Z_{tb1}'	6,365,612.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-17,609,476.8	mm^3
Z_{bb0}	-6,382,611.8	Z_{bb1}'	-6,627,100.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	210,701.2	A_{va1}'	219,023.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}'	91.6	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-33.4	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}'	-88.4	mm
I_{va0}	572,914,023.5	I_{va1}'	582,588,030.3	mm^4
Z_{ta0}	6,348,900.3	Z_{ta1}'	6,362,971.5	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-17,421,428.9	mm^3
Z_{ba0}	-6,382,611.8	Z_{ba1}'	-6,587,315.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 4.265m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	210,701.2	A_{vc1}	220,410.2	mm^2
Y_{tc0}	90.2	Y_{tc1}	91.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-33.2	mm
Y_{bc0}	-89.8	Y_{bc1}	-88.2	mm
I_{vc0}	572,914,023.5	I_{vc1}	584,129,342.0	mm^4
Z_{tc0}	6,348,900.3	Z_{tc1}	6,365,176.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-17,578,135.5	mm^3
Z_{bc0}	-6,382,611.8	Z_{bc1}	-6,620,496.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	210,701.2	A_{vb1}	219,023.2	mm^2
Y_{tb0}	90.2	Y_{tb1}	91.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-33.4	mm
Y_{bb0}	-89.8	Y_{bb1}	-88.4	mm
I_{vb0}	572,914,023.5	I_{vb1}	582,588,030.3	mm^4
Z_{tb0}	6,348,900.3	Z_{tb1}	6,362,971.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-17,421,428.9	mm^3
Z_{bb0}	-6,382,611.8	Z_{bb1}	-6,587,315.6	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	210,701.2	A_{va1}	217,636.2	mm^2
Y_{ta0}	90.2	Y_{ta1}	91.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-33.7	mm
Y_{ba0}	-89.8	Y_{ba1}	-88.7	mm
I_{va0}	572,914,023.5	I_{va1}	581,027,073.1	mm^4
Z_{ta0}	6,348,900.3	Z_{ta1}	6,360,728.6	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-17,264,722.4	mm^3
Z_{ba0}	-6,382,611.8	Z_{ba1}	-6,553,872.7	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.2m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{41,498,401}{6,368,200} \times 1.482 = 9.657$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{41,498,401}{-17,797,525} \times 1.482 = -3.456$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{41,498,401}{-6,666,514} \times 1.482 = -9.225$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{41,498,401}{6,365,176} \times 1.482 = 9.662$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{41,498,401}{-17,578,135} \times 1.482 = -3.499$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{41,498,401}{-6,620,496} \times 1.482 = -9.289$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{495,501}{6,365,176} \times 1.482 = 0.115$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{495,501}{-17,578,135} \times 1.482 = -0.042$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{495,501}{-6,620,496} \times 1.482 = -0.111$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{6,365,176} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-17,578,135} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,620,496} \times 1.482 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{46,541,813}{6,365,176} \times 1.482 = 10.836$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{46,541,813}{-17,578,135} \times 1.482 = -3.924$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{46,541,813}{-6,620,496} \times 1.482 = -10.418$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{222,352} + \frac{-32.94}{-17,797,525})$

$= 16.888$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -3.456$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.888 + -3.456)$

$= 13.432$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.432 = 96.636$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.042 + 0.000)
  = 0.042 MPa (압축)
- f_{cir} = 13.432 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 13.432 - 7 × 0.042
  = 160.896 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 96.636 - 0.05 × (45.500 + 160.896)
= 15.017 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 96.636 = 1,273.36 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 14 × 138.7 × 1,273.4
= 2,472.62 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,273.36 - 160.90 - 45.50 - 15.02
= 1,051.95 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,051.95}{1,273.36} = 0.826$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.826 × 2,472.62 = 2,042.68 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,472.62 × -32.94 / 1,000 = -81.449 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,042.68 × -33.23 / 1,000 = -67.879 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,472,619}{222,352} + \frac{-81,448,684}{6,368,200} =$ -1.670 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,472,619}{222,352} + \frac{-81,448,684}{-17,797,525} =$ 15.697 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,472,619}{222,352} + \frac{-81,448,684}{-6,666,514} =$ 23.338 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,042,680}{220,410} + \frac{-67,879,190}{6,365,176} =$ -1.397 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,042,680}{220,410} + \frac{-67,879,190}{-17,578,135} =$ 13.129 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,042,680}{220,410} + \frac{-67,879,190}{-6,620,496} =$ 19.521 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{34,160,842}{6,365,612} \times 1.482 =$ 7.953 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{34,160,842}{-17,609,477} \times 1.482 =$ -2.875 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{34,160,842}{-6,627,101} \times 1.482 =$ -7.639 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{34,160,842}{6,362,972} \times 1.482 =$ 7.956 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{34,160,842}{-17,421,429} \times 1.482 =$ -2.906 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{34,160,842}{-6,587,316} \times 1.482 =$ -7.685 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{407,889}{6,362,972} \times 1.482 = 0.095$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{407,889}{-17,421,429} \times 1.482 = -0.035$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{407,889}{-6,587,316} \times 1.482 = -0.092$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{6,362,972} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-17,421,429} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,587,316} \times 1.482 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{38,312,500}{6,362,972} \times 1.482 = 8.923$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{38,312,500}{-17,421,429} \times 1.482 = -3.259$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{38,312,500}{-6,587,316} \times 1.482 = -8.619$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{220,688} + \frac{-33.19}{-17,609,477} \right)$

$= 14.630$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -2.875 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.630 + -2.875)$
  $=$ 11.755 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 11.755 =$ 84.568 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.035 + 0.000)$
  $=$ 0.035 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 11.755 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 11.755 - 7 \times 0.035$
  $=$ 140.817 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 84.568 - 0.05 \times (45.500 + 140.817)$
$=$ 17.227 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 84.568 =$ 1,285.43 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,285.4$
$=$ 2,139.47 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,285.43 - 140.82 - 45.50 - 17.23$
$=$ 1,081.89 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,081.89}{1,285.43} =$ 0.842

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.842 $\times$ 2,139.47 = 1,800.69 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,139.47 \times -33.19 / 1,000 = -71.006$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,800.69 \times -33.44 / 1,000 = -60.217$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,139,473}{220,688} + \frac{-71,006,270}{6,365,612} = -1.460$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,139,473}{220,688} + \frac{-71,006,270}{-17,609,477} = 13.727$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,139,473}{220,688} + \frac{-71,006,270}{-6,627,101} = 20.409$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,800,693}{219,023} + \frac{-60,216,786}{6,362,972} = -1.242$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,800,693}{219,023} + \frac{-60,216,786}{-17,421,429} = 11.678$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,800,693}{219,023} + \frac{-60,216,786}{-6,587,316} = 17.363$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{25,072,832}{6,362,972} \times 1.482 = 5.840$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{25,072,832}{-17,421,429} \times 1.482 = -2.133$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{25,072,832}{-6,587,316} \times 1.482 = -5.641$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{25,072,832}{6,360,729} \times 1.482 = 5.842$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{25,072,832}{-17,264,722} \times 1.482 = -2.152$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{25,072,832}{-6,553,873} \times 1.482 = -5.670$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{299,376}{6,360,729} \times 1.482 = 0.070$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{299,376}{-17,264,722} \times 1.482 = -0.026$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{299,376}{-6,553,873} \times 1.482 = -0.068$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{6,360,729} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-17,264,722} \times 1.482 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,553,873} \times 1.482 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{28,120,000}{6,360,729} \times 1.482 = 6.552$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{28,120,000}{-17,264,722} \times 1.482 = -2.414$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{28,120,000}{-6,553,873} \times 1.482 = -6.359$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times (\frac{1}{219,023} + \frac{-33.44}{-17,421,429})$

$= 12.323$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.133 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 12.323 + -2.133 $)$
  $=$ 10.190 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 10.190 $=$ 73.312 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.026 + 0.000 $)$
  $=$ 0.026 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.190 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 10.190 $- 7 \times$ 0.026
  $=$ 122.104 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 73.312 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 122.104 $)$
$=$ 19.289 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 73.312 $=$ 1,296.69 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 10 $\times$ 138.7 $\times$ 1,296.7
$=$ 1,798.51 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,296.69 $-$ 122.10 $-$ 45.50 $-$ 19.29
$=$ 1,109.80 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,109.80}{1,296.69} =$ 0.856

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.856 $\times$ 1,798.51 $=$ 1,539.29 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}798.51 \times -33.44 / 1{,}000 = -60.144$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}539.29 \times -33.65 / 1{,}000 = -51.803$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}798{,}507}{219{,}023} + \frac{-60{,}143{,}658}{6{,}362{,}972} = -1.241$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}798{,}507}{219{,}023} + \frac{-60{,}143{,}658}{-17{,}421{,}429} = 11.664$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}798{,}507}{219{,}023} + \frac{-60{,}143{,}658}{-6{,}587{,}316} = 17.342$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}539{,}287}{217{,}636} + \frac{-51{,}803{,}160}{6{,}360{,}729} = -1.071$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}539{,}287}{217{,}636} + \frac{-51{,}803{,}160}{-17{,}264{,}722} = 10.073$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}539{,}287}{217{,}636} + \frac{-51{,}803{,}160}{-6{,}553{,}873} = 14.977$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,273.36	1,285.43	1,296.69
유효 긴장응력	1,051.95	1,081.89	1,109.80

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,052.0	1,081.9	1,109.8	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	-1.670	23.338	-1.460	20.409	-1.241	17.342
풍도슬래브	9.657	-9.225	7.953	-7.639	5.840	-5.641

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		-1.397	19.521	-1.242	17.363	-1.071	14.977
고정 하중	풍도슬래브	9.662	-9.289	7.956	-7.685	5.842	-5.670
	CIP 몰탈	0.115	-0.111	0.095	-0.092	0.070	-0.068
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.836	-10.418	8.923	-8.619	6.552	-6.359

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	7.988	14.113	6.493	12.770	4.599	11.701
	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	8.266	10.231	6.714	9.677	4.770	9.307
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	8.381	10.120	6.809	9.586	4.840	9.240
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	8.381	10.120	6.809	9.586	4.840	9.240
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	19.217	-0.298	15.733	0.966	11.392	2.881
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,660,266.000 \quad \times \quad 8730 \quad) / (\quad 1941.800 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 59.801 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	74.682	1.6 ×(Σ작업하중)	110.360	185.042

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 185.042 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 125 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 55 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1200 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1941.80}{1200.0 \times 125.0} = 0.0129$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.013 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,354 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1941.80 \times 1,354 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1200}$$

$$= 51.6 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,941.80 \times 1,354 \times 125.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{17.53}{50}\right)$$

$$= 222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 222 kN·m > 185.04 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 19.521)× 6,620,496 / 1.0E+06

= 158.73 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 221.58 kN·m

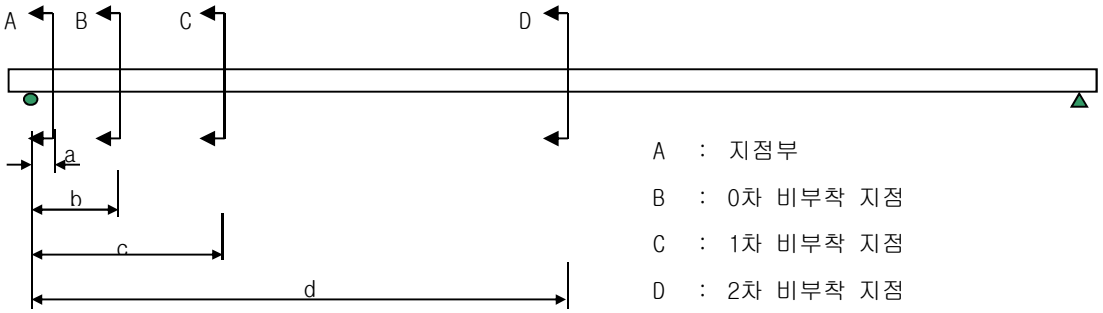
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 158.73 = 190.47 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.179	0.336	28.515	31.604	60.119
B	22.893	0.273	23.167	25.676	48.842
C	17.608	0.210	17.818	19.748	37.566
D	11.661	0.139	11.801	13.079	24.879
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	20.693	0.247	20.940	23.208	44.148
C	37.158	0.444	37.602	41.674	79.275
D	50.626	0.604	51.231	56.779	108.010
E	61.501	0.734	62.235	68.975	131.210

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	33.815	0.404	34.219	50.566	84.784
B	27.472	0.328	27.800	41.081	68.881
C	21.129	0.252	21.382	31.596	52.978
D	13.994	0.167	14.161	20.926	35.087
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	24.832	0.296	25.128	37.133	62.261
C	44.590	0.532	45.122	66.678	111.800
D	60.752	0.725	61.477	90.847	152.324
E	73.801	0.881	74.682	110.360	185.042

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	10.073	0.000	581,027,073	88.7	89.190
B	50.0	10.073	3.195	581,027,073	88.7	68.250
C	50.0	10.073	5.737	581,027,073	88.7	51.589
D	50.0	11.678	7.777	582,588,030	88.4	48.985
E	50.0	13.129	9.400	584,129,342	88.2	48.094

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	1,200	144.0	60.119	24.665	89.190	0.000	∞
B	50.0	1,200	144.0	48.842	20.039	68.250	18.113	185.443
C	50.0	1,200	144.0	37.566	15.412	51.589	32.525	123.106
D	50.0	1,200	144.0	24.879	10.207	48.985	44.314	97.257
E	50.0	1,200	144.0	0.000	0.000	48.094	53.832	61.094

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	7.073	1,200.0	144.0	0.00	720.997
B	50.0	7.073	1,200.0	144.0	0.00	720.997
C	50.0	7.073	1,200.0	144.0	0.00	720.997
D	50.0	8.221	1,200.0	144.0	0.00	780.547
E	50.0	9.268	1,200.0	144.0	0.00	834.779

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	720.997	720.997
B	185.443	720.997	185.443
C	123.106	720.997	123.106
D	97.257	780.547	97.257
E	61.094	834.779	61.094

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

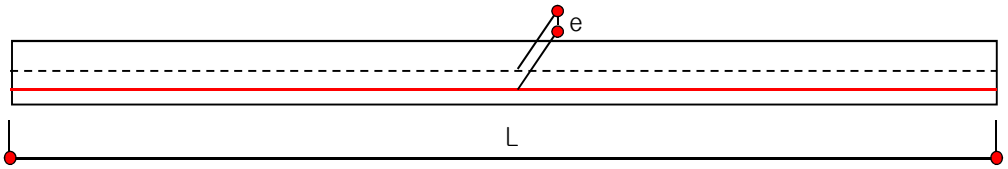
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	84.784	720.997	0.750	540.748	-455.96	0.157	전단보강 불필요
B	68.881	185.443	0.750	139.082	-70.20	0.495	전단보강 불필요
C	52.978	123.106	0.750	92.329	-39.35	0.574	전단보강 불필요
D	35.087	97.257	0.750	72.943	-37.86	0.481	전단보강 불필요
E	0.000	61.094	0.750	45.821	-45.82	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

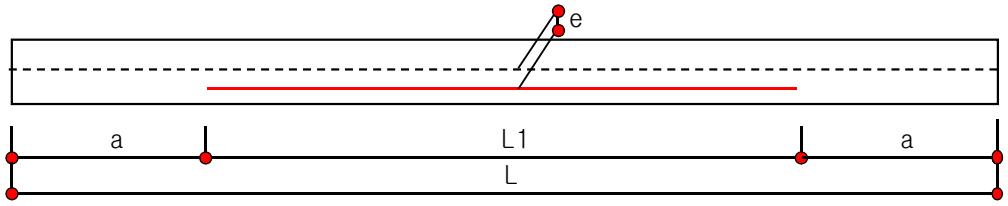
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}473 \times 33.2 \times 8.53^2}{8 \times 32{,}300 \times 584129342} - \frac{333 \times 33.4 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 584129342}$$

$$- \frac{341 \times 33.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 584129342}$$

$$= 39.61 - 1.845 - 0.778 = 37.0 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (8,530 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	82.166	586,254,874	-36.98	
풍도슬래브 자중	41.498	586,254,874	27.95	
접합 몰탈	0.496	586,254,874	0.32	
격벽 하중(집중하중)	0.000	586,254,874	0.00	
합 계(고정하중)			-8.71	
작업하중 및 풍하중	46.542	586,254,874	29.77	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 2-8

(L= 12.260 m, B= 1.500 m, H= 0.260 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

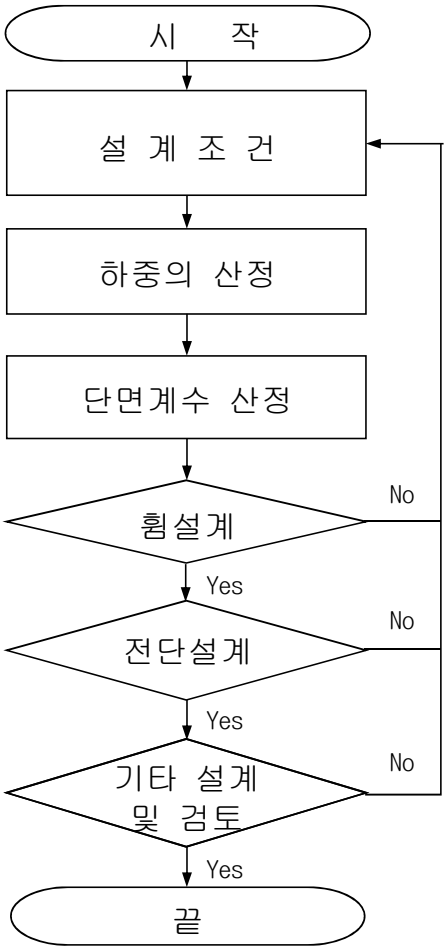
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

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

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 : 12.260 m

㉯ 계산지간 : 12.060 m

㉰ 폭 원 : 1.200 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.260 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 14 = 1,941.8 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 22 = 3,051.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

㉰ 비균열등급 또는 부분균열등급 프리스트레스 콘크리트 휨부재에 대해 보는 프리스트레스 손실이 일어난

후 사용하중에 의한 콘크리트의 휨응력

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

f_{cu} = f_{ck} + 5

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

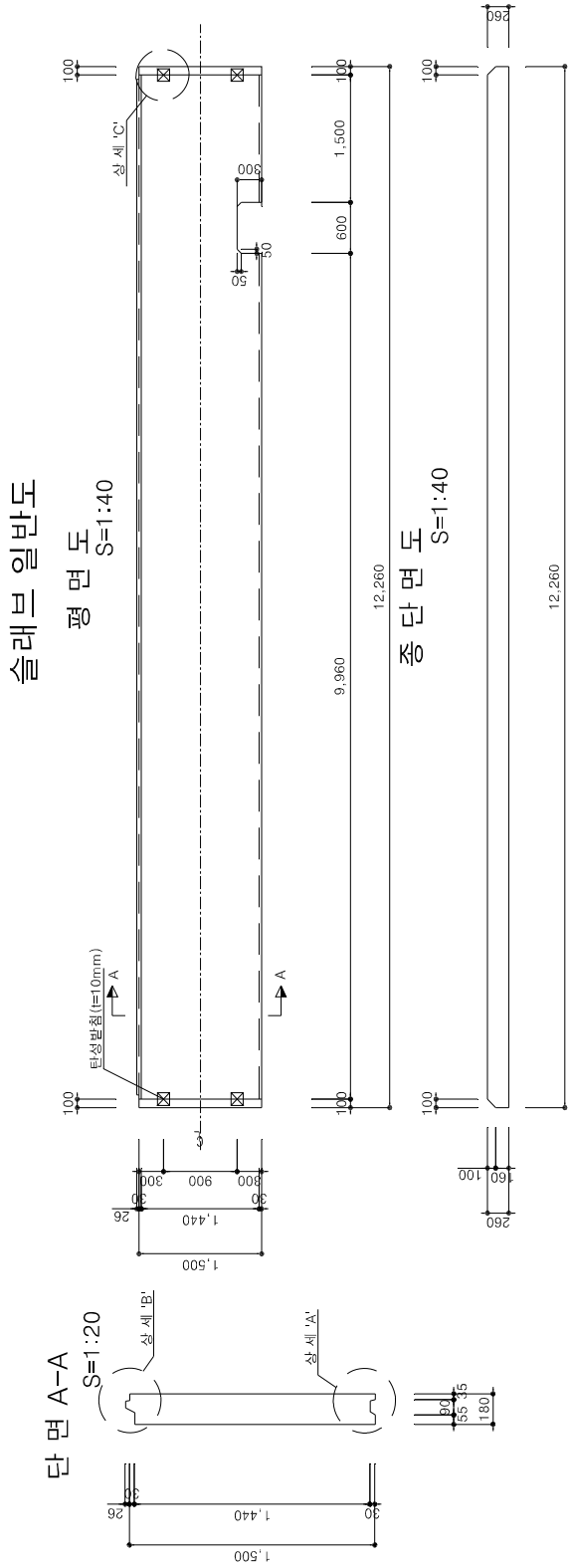
1.1.4 참고문헌

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 1.4856m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 303,192 ㎟

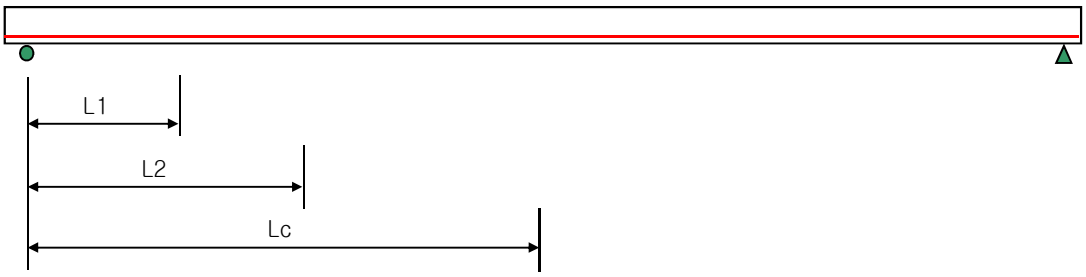
추가단면적 = 74,256 ㎟

하중계산 = 377,448 / 1.0E+06 × 25.00 = 9.436 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 1,200.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 5,757 ㎟

하중계산 = 5,757 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.135 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 1.200 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.486 = 7.428 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.486 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

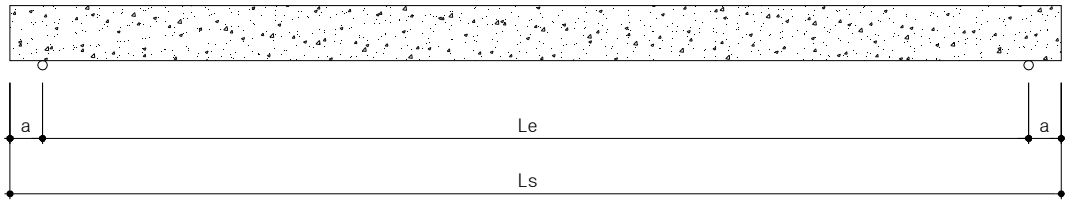
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	9.436	0.135	0.000	7.428	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	9.57
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	17.00
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	9.57
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	13.40
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	23.37
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	11.49
MAX						23.37

3.5 단면력 산정

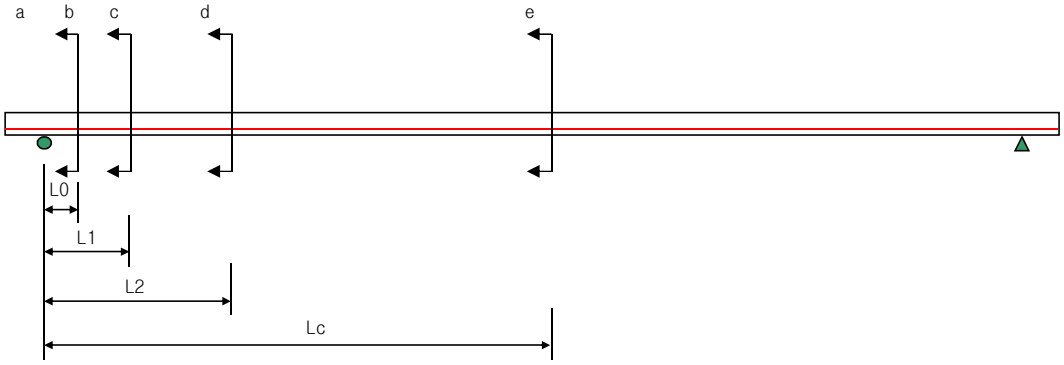
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.260 m
- 계산지간(Le) : 12.060 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.030 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 = (6.352 × 12.060) / 2 = 38.301 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.352 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 28.862 kN-m

M_3 = 6.352 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 53.660 kN-m

M_4 = 6.352 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 76.698 kN-m

M_5 = 6.352 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 117.393 kN-m

③ 전단력

S_1 = 38.301 kN

S_2 = 38.301 - (6.352 × 0.800) = 33.220 kN

S_3 = 38.301 - (6.352 × 1.600) = 28.138 kN

S_4 = 38.301 - (6.352 × 2.500) = 22.422 kN

S_5 = 38.301 - (6.352 × 6.030) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.091 × 12.060)/ 2 = 0.549 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.091 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 0.414 kN-m

M_3 = 0.091 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 0.769 kN-m

M_4 = 0.091 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 1.100 kN-m

M_5 = 0.091 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 1.683 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.549 kN

S_2 = 0.549 - (0.091 × 0.800) = 0.476 kN

S_3 = 0.549 - (0.091 × 1.600) = 0.403 kN

S_4 = 0.549 - (0.091 × 2.500) = 0.321 kN

S_5 = 0.549 - (0.091 × 6.030) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.030 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.060)/ 2 = 30.150 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.160 - 0.800) = 22.720 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.160 - 1.600) = 42.240 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.160 - 2.500) = 60.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.030 / 2 × (12.160 - 6.030) = 92.410 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.150 kN

S_2 = 30.150 - (5.000 × 0.800) = 26.150 kN

S_3 = 30.150 - (5.000 × 1.600) = 22.150 kN

S_4 = 30.150 - (5.000 × 2.500) = 17.650 kN

S_5 = 30.150 - (5.000 × 6.030) = 0.000 kN

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	28.862	0.414	0.000	22.720	51.996	0차비부착부
	c	53.660	0.769	0.000	42.240	96.669	1차비부착부
	d	76.698	1.100	0.000	60.375	138.172	2차비부착부
	e	117.393	1.683	0.000	92.410	211.486	중앙부
전단력 (KN/m)	a	38.301	0.549	0.000	30.150	69.000	지점부(전단검토)
	b	33.220	0.476	0.000	26.150	59.846	0차비부착부
	c	28.138	0.403	0.000	22.150	50.692	1차비부착부
	d	22.422	0.321	0.000	17.650	40.393	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

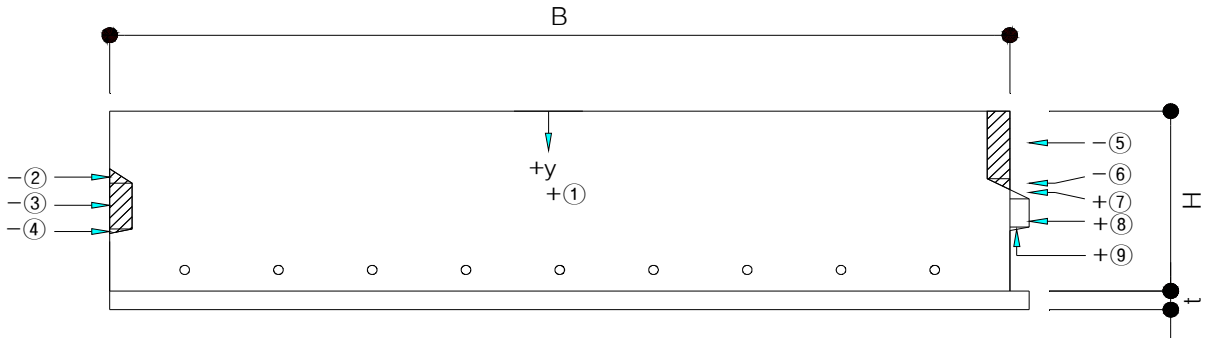
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	38.301	0.549	0.000		38.850	
LC-2	38.301	0.549	0.000	30.150	69.000	
MAX					69.000	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1200	260	312,000	130.0	40,560,000	16,900	5,633	22,533	7,030,400,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	148.3	-44,500	22,003	22	22,025	-6,607,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	187.0	-359,040	34,969	341	35,310	-67,795,840
④ ▽	-1	30.0	6	-90	221.0	-19,890	48,841	2	48,843	-4,395,870
⑤ □	-1	30.0	149	-4,470	74.5	-333,015	5,550	1,850	7,400	-33,079,490
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	154.0	-34,650	23,716	13	23,729	-5,338,913
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	172.7	29,181	29,814	9	29,823	5,040,115
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	196.5	199,251	38,612	127	38,739	39,281,346
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	217.7	14,148	47,379	1	47,380	3,079,711
Ap1	-14			-1,942	205.0	-398,069	42,025			-81,640,810
Ap2	-8			-1,110	155.0	-171,988	24,025			-26,679,091
합 계				303,192		39,441,428				6,852,263,658

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 303,191.60 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 39,441,428 / 303,192 = 130.09 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 130.09 - 260.00 = -129.91 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

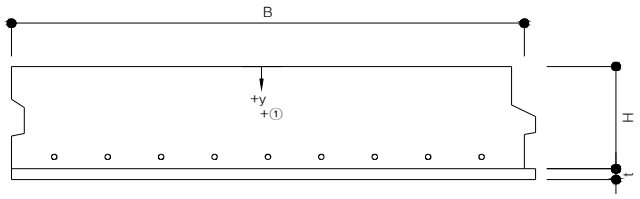
= 6,852,263,658 - 130.09 × 39,441,428 = 1,721,428,098 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,721,428,098}{130.09}$ = 13,232,851.0 ㎥

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,721,428,098}{-129.91}$ = -13,250,670.2 ㎥

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci' = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	205.0
Ap2	Φ15.2mm	8	155.0
합 계		22	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}'=AK$
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	14	11,650.80	205.0	2,388,414	42,025	0	42,025	489,624,870
Ap2	138.7	8	6,657.60	155.0	1,031,928	24,025	0	24,025	159,948,840
합계		22	321,500.00		42,861,770				7,501,837,368

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 321,500.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 42,861,770 / 321,500 = 133.32 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 133.32 − 260.00 = −126.68 mm

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (14 ×205.0 + 8 ×155.0)/22

= 133.32 − 186.82 = −53.50 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

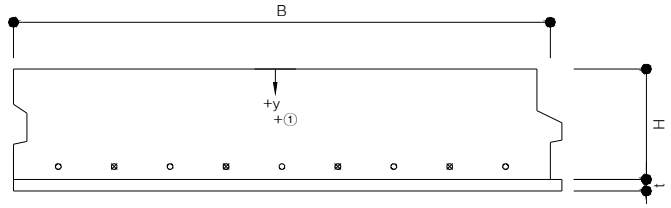
= 7,501,837,368 − 133.32 × 42,861,770 = 1,787,587,516 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,787,587,516}{133.32} = 13,408,438.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,787,587,516}{-53.50} = -33,412,801.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,787,587,516}{-126.68} = -14,110,836.3 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	205.0
Ap2	Φ15.2mm	6	155.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	12	9,986.40	205.0	2,047,212	42,025	0	42,025	419,678,460
Ap2	138.7	6	4,993.20	155.0	773,946	24,025	0	24,025	119,961,630
합계		18	318,171.20		42,262,586				7,391,903,748

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 318,171.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 42,262,586 / 318,171 = 132.83 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 132.83 − 260.00 = -127.17 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (12 ×205.0 + 6 ×155.0) / 18

= 132.83 − 188.33 = -55.50 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

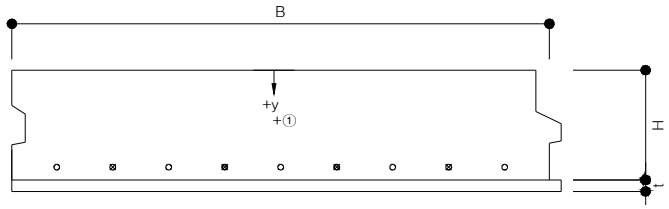
= 7,391,903,748 − 132.83 × 42,262,586 = 1,778,177,002 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,778,177,002}{132.83} = 13,386,892.9$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,778,177,002}{-55.50} = -32,037,129.7$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,778,177,002}{-127.17} = -13,982,644.1$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	205.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	155.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	10	8,322.00	205.0	1,706,010	42,025	0	42,025	349,732,050
Ap2	138.7	4	3,328.80	155.0	515,964	24,025	0	24,025	79,974,420
합계		14	314,842.40		41,663,402				7,281,970,128

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 314,842.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 41,663,402 / 314,842 = 132.33 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 132.33 − 260.00 = -127.67 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (10 ×205.0+ 4 ×155.0) / 14

= 132.33 − 190.71 = -58.38 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 7,281,970,128 − 132.33 × 41,663,402 = 1,768,611,488 ㎜⁴

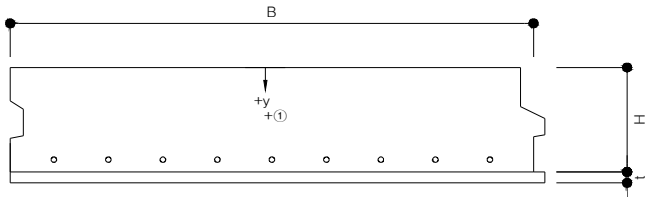
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,768,611,488}{132.33} = 13,365,060.4$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,768,611,488}{-58.38} = -30,293,100.7$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,768,611,488}{-127.67} = -13,853,097.9$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	14	205.0
Ap2	Φ15.2mm	8	155.0
합 계		22	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}=AK
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	14	9,709.00	205.0	1,990,345	42,025	0	42,025	408,020,725
Ap2	138.7	8	5,548.00	155.0	859,940	24,025	0	24,025	133,290,700
합계		22	318,448.60		42,291,713				7,393,575,083

N_c = 6.00

A_{vc1} = 318,448.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 42,291,713 / 318,449 = 132.81 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 132.81 − 260.00 = −127.19 mm

e_{pc1} = Y_{tc1} − (14 ×205.0+8 ×155.0) / 22

= 132.81 − 186.82 = −54.01 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

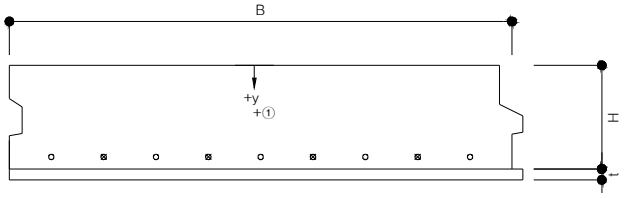
= 7,393,575,083 − 132.81 × 42,291,713 = 1,777,004,659 mm^4

$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,777,004,659}{132.81} = 13,380,509.0$ ㎣

$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,777,004,659}{-54.01} = -32,899,743.2$ ㎣

$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,777,004,659}{-127.19} = -13,970,762.2$ ㎣

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	12	205.0
Ap2	Φ15.2mm	6	155.0
합 계		18	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	12	8,322.00	205.0	1,706,010	42,025	0	42,025	349,732,050
Ap2	138.7	6	4,161.00	155.0	644,955	24,025	0	24,025	99,968,025
합계		18	315,674.60		41,792,393				7,301,963,733

N_c = 6.00

A_{vb1} = 315,674.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 41,792,393 / 315,675 = 132.39 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 132.39 - 260.00 = -127.61 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (12 ×205.0+6 ×155.0) / 18

= 132.39 - 188.33 = -55.94 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

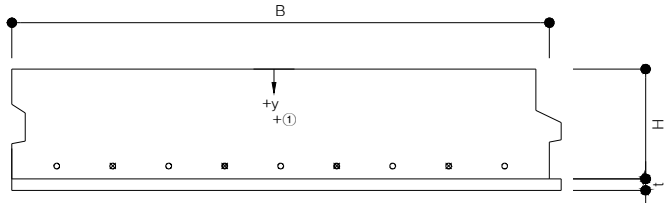
= 7,301,963,733 - 132.39 × 41,792,393 = 1,769,038,016 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,769,038,016}{132.39} = 13,362,249.2$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,769,038,016}{-55.94} = -31,622,379.7$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,769,038,016}{-127.61} = -13,862,927.9$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	10	205.0
Ap2	Φ15.2㎜	4	155.0
합 계		14	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			303,191.60		39,441,428				6,852,263,658
Ap1	138.7	10	6,935.00	205.0	1,421,675	42,025	0	42,025	291,443,375
Ap2	138.7	4	2,774.00	155.0	429,970	24,025	0	24,025	66,645,350
합계		14	312,900.60		41,293,073				7,210,352,383

N_c = 6.00

A_{va1} = 312,900.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 41,293,073 / 312,901 = 131.97 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 131.97 - 260.00 = -128.03 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (10 ×205.0+4 ×155.0) / 14

= 131.97 - 190.71 = -58.75 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 7,210,352,383 - 131.97 × 41,293,073 = 1,760,960,858 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,760,960,858}{131.97} = 13,343,780.7$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,760,960,858}{-58.75} = -29,976,033.9$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,760,960,858}{-128.03} = -13,754,139.1$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	303,191.6	A_{vc1}'	321,500.0	mm^2
Y_{tc0}	130.1	Y_{tc1}'	133.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-53.5	mm
Y_{bc0}	-129.9	Y_{bc1}'	-126.7	mm
I_{vc0}	1,721,428,098.3	I_{vc1}'	1,787,587,515.7	mm^4
Z_{tc0}	13,232,851.0	Z_{tc1}'	13,408,438.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-33,412,801.3	mm^3
Z_{bc0}	-13,250,670.2	Z_{bc1}'	-14,110,836.3	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	303,191.6	A_{vb1}'	318,171.2	mm^2
Y_{tb0}	130.1	Y_{tb1}'	132.8	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-55.5	mm
Y_{bb0}	-129.9	Y_{bb1}'	-127.2	mm
I_{vb0}	1,721,428,098.3	I_{vb1}'	1,778,177,001.5	mm^4
Z_{tb0}	13,232,851.0	Z_{tb1}'	13,386,892.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-32,037,129.7	mm^3
Z_{bb0}	-13,250,670.2	Z_{bb1}'	-13,982,644.1	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	303,191.6	A_{va1}'	314,842.4	mm^2
Y_{ta0}	130.1	Y_{ta1}'	132.3	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-58.4	mm
Y_{ba0}	-129.9	Y_{ba1}'	-127.7	mm
I_{va0}	1,721,428,098.3	I_{va1}'	1,768,611,488.2	mm^4
Z_{ta0}	13,232,851.0	Z_{ta1}'	13,365,060.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-30,293,100.7	mm^3
Z_{ba0}	-13,250,670.2	Z_{ba1}'	-13,853,097.9	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.030m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	303,191.6	A_{vc1}	318,448.6	mm^2
Y_{tc0}	130.1	Y_{tc1}	132.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-54.0	mm
Y_{bc0}	-129.9	Y_{bc1}	-127.2	mm
I_{vc0}	1,721,428,098.3	I_{vc1}	1,777,004,658.6	mm^4
Z_{tc0}	13,232,851.0	Z_{tc1}	13,380,509.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-32,899,743.2	mm^3
Z_{bc0}	-13,250,670.2	Z_{bc1}	-13,970,762.2	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	303,191.6	A_{vb1}	315,674.6	mm^2
Y_{tb0}	130.1	Y_{tb1}	132.4	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-55.9	mm
Y_{bb0}	-129.9	Y_{bb1}	-127.6	mm
I_{vb0}	1,721,428,098.3	I_{vb1}	1,769,038,015.6	mm^4
Z_{tb0}	13,232,851.0	Z_{tb1}	13,362,249.2	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-31,622,379.7	mm^3
Z_{bb0}	-13,250,670.2	Z_{bb1}	-13,862,927.9	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	303,191.6	A_{va1}	312,900.6	mm^2
Y_{ta0}	130.1	Y_{ta1}	132.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-58.7	mm
Y_{ba0}	-129.9	Y_{ba1}	-128.0	mm
I_{va0}	1,721,428,098.3	I_{va1}	1,760,960,858.1	mm^4
Z_{ta0}	13,232,851.0	Z_{ta1}	13,343,780.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-29,976,033.9	mm^3
Z_{ba0}	-13,250,670.2	Z_{ba1}	-13,754,139.1	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 1.2m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{117,393,102}{13,408,438} \times 1.486 = 13.007$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{117,393,102}{-33,412,801} \times 1.486 = -5.220$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{117,393,102}{-14,110,836} \times 1.486 = -12.359$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{117,393,102}{13,380,509} \times 1.486 = 13.034$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{117,393,102}{-32,899,743} \times 1.486 = -5.301$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{117,393,102}{-13,970,762} \times 1.486 = -12.483$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,683,100}{13,380,509} \times 1.486 = 0.187$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,683,100}{-32,899,743} \times 1.486 = -0.076$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,683,100}{-13,970,762} \times 1.486 = -0.179$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{13,380,509} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-32,899,743} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-13,970,762} \times 1.486 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,409,750}{13,380,509} \times 1.486 = 10.260$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,409,750}{-32,899,743} \times 1.486 = -4.173$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,409,750}{-13,970,762} \times 1.486 = -9.827$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 22 \times \left(\frac{1}{321,500} + \frac{-53.50}{-33,412,801}\right)$

$= 19.696$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.220$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (19.696 + -5.220)$

$= 14.477$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 14.477 = 104.151$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.076 + 0.000)
  = 0.076 MPa (압축)
- f_{cir} = 14.477 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 14.477 - 7 × 0.076
  = 173.191 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 104.151 - 0.05 × (45.500 + 173.191)
= 13.650 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 104.151 = 1,265.85 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 22 × 138.7 × 1,265.8
= 3,862.61 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,265.85 - 173.19 - 45.50 - 13.65
= 1,033.51 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,033.51}{1,265.85} = 0.816$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.816 × 3,862.61 = 3,153.65 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 3,862.61 × -53.50 / 1,000 = -206.650 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 3,153.65 × -54.01 / 1,000 = -170.337 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{3,862,613}{321,500} + \frac{-206,650,079}{13,408,438} = -3.398$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{3,862,613}{321,500} + \frac{-206,650,079}{-33,412,801} = 18.199$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{3,862,613}{321,500} + \frac{-206,650,079}{-14,110,836} = 26.659$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{3,153,645}{318,449} + \frac{-170,336,953}{13,380,509} = -2.827$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{3,153,645}{318,449} + \frac{-170,336,953}{-32,899,743} = 15.081$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{3,153,645}{318,449} + \frac{-170,336,953}{-13,970,762} = 22.096$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{76,697,627}{13,386,893} \times 1.486 = 8.511$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{76,697,627}{-32,037,130} \times 1.486 = -3.557$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{76,697,627}{-13,982,644} \times 1.486 = -8.149$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{76,697,627}{13,362,249} \times 1.486 = 8.527$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{76,697,627}{-31,622,380} \times 1.486 = -3.603$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{76,697,627}{-13,862,928} \times 1.486 = -8.219$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,099,637}{13,362,249} \times 1.486 = 0.122$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,099,637}{-31,622,380} \times 1.486 = -0.052$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,099,637}{-13,862,928} \times 1.486 = -0.118$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{13,362,249} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-31,622,380} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-13,862,928} \times 1.486 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,375,000}{13,362,249} \times 1.486 = 6.712$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,375,000}{-31,622,380} \times 1.486 = -2.836$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,375,000}{-13,862,928} \times 1.486 = -6.470$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 18 \times \left(\frac{1}{318,171} + \frac{-55.50}{-32,037,130} \right)$

$= 16.676$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = -3.557$ MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (16.676 + -3.557)$
  $= 13.119$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 13.119 = 94.382$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.052 + 0.000)$
  $= 0.052$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 13.119$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 13.119 - 7 \times 0.052$
  $= 157.068$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 94.382 - 0.05 \times (45.500 + 157.068)$
$= 15.433$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 94.382 = 1,275.62$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 18 \times 138.7 \times 1,275.6$
$= 3,184.71$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,275.62 - 157.07 - 45.50 - 15.43$
$= 1,057.62$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,057.62}{1,275.62} = 0.829$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.829 \times 3,184.71 = 2,640.45$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 3,184.71 \times -55.50 / 1,000 = -176.763$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 2,640.45 \times -55.94 / 1,000 = -147.713$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{3,184,708}{318,171} + \frac{-176,762,835}{13,386,893} = -3.195$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{3,184,708}{318,171} + \frac{-176,762,835}{-32,037,130} = 15.527$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{3,184,708}{318,171} + \frac{-176,762,835}{-13,982,644} = 22.651$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{2,640,446}{315,675} + \frac{-147,713,405}{13,362,249} = -2.690$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{2,640,446}{315,675} + \frac{-147,713,405}{-31,622,380} = 13.036$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{2,640,446}{315,675} + \frac{-147,713,405}{-13,862,928} = 19.020$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{53,659,756}{13,365,060} \times 1.486 = 5.965$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{53,659,756}{-30,293,101} \times 1.486 = -2.632$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{53,659,756}{-13,853,098} \times 1.486 = -5.754$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{53,659,756}{13,343,781} \times 1.486 = 5.974$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{53,659,756}{-29,976,034} \times 1.486 = -2.659$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{53,659,756}{-13,754,139} \times 1.486 = -5.796$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{769,336}{13,343,781} \times 1.486 = 0.086$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{769,336}{-29,976,034} \times 1.486 = -0.038$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{769,336}{-13,754,139} \times 1.486 = -0.083$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{13,343,781} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-29,976,034} \times 1.486 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-13,754,139} \times 1.486 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,240,000}{13,343,781} \times 1.486 = 4.703$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,240,000}{-29,976,034} \times 1.486 = -2.093$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,240,000}{-13,754,139} \times 1.486 = -4.562$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 14 \times (\frac{1}{314,842} + \frac{-58.38}{-30,293,101})$

$= 13.577$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.632 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.577 + -2.632)$
  $=$ 10.945 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.945 =$ 78.742 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.038 + 0.000)$
  $=$ 0.038 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.945 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.945 - 7 \times 0.038$
  $=$ 131.074 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 78.742 - 0.05 \times (45.500 + 131.074)$
$=$ 18.297 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 78.742 =$ 1,291.26 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 14 \times 138.7 \times 1,291.3$
$=$ 2,507.37 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,291.26 - 131.07 - 45.50 - 18.30$
$=$ 1,096.39 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,096.39}{1,291.26} =$ 0.849

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.849 $\times$ 2,507.37 $=$ 2,128.96 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 2{,}507.37 \times -58.38 / 1{,}000 = -146.388$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 2{,}128.96 \times -58.75 / 1{,}000 = -125.067$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{2{,}507{,}366}{314{,}842} + \frac{-146{,}388{,}307}{13{,}365{,}060} = -2.989$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{2{,}507{,}366}{314{,}842} + \frac{-146{,}388{,}307}{-30{,}293{,}101} = 12.796$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{2{,}507{,}366}{314{,}842} + \frac{-146{,}388{,}307}{-13{,}853{,}098} = 18.531$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{2{,}128{,}965}{312{,}901} + \frac{-125{,}067{,}373}{13{,}343{,}781} = -2.569$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{2{,}128{,}965}{312{,}901} + \frac{-125{,}067{,}373}{-29{,}976{,}034} = 10.976$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{2{,}128{,}965}{312{,}901} + \frac{-125{,}067{,}373}{-13{,}754{,}139} = 15.897$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,265.85	1,275.62	1,291.26
유효 긴장응력	1,033.51	1,057.62	1,096.39

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,033.5	1,057.6	1,096.4	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	-3.398	26.659	-3.195	22.651	-2.989	18.531
풍도슬래브	13.007	-12.359	8.511	-8.149	5.965	-5.754

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		-2.827	22.096	-2.690	19.020	-2.569	15.897
고정 하중	풍도슬래브	13.034	-12.483	8.527	-8.219	5.974	-5.796
	CIP 몰탈	0.187	-0.179	0.122	-0.118	0.086	-0.083
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.260	-9.827	6.712	-6.470	4.703	-4.562

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.609	14.300	5.317	14.502	2.975	12.777
	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	10.207	9.612	5.837	10.801	3.405	10.101
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	10.394	9.433	5.959	10.683	3.491	10.018
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	10.394	9.433	5.959	10.683	3.491	10.018
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	20.654	-0.393	12.672	4.213	8.194	5.456
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 4,180,418.000 \quad \times \quad 12260 \quad) / (\quad 3051.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.981 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	212.280	1.6 ×(Σ작업하중)	219.654	431.934

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 431.934 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 187 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 73 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 1200 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{3051.40}{1200.0 \times 186.8} = 0.0136$$

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

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.014 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

$$= 1{,}327 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{3051.40 \times 1{,}327 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1200}$$

$$= 79.4 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 3{,}051.40 \times 1{,}327 \times 186.82 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.06}{50}\right)$$

$$= 506 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 506 kN·m > 431.93 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 22.096)× 13,970,762 / 1.0E+06

= 370.93 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 505.96 kN·m

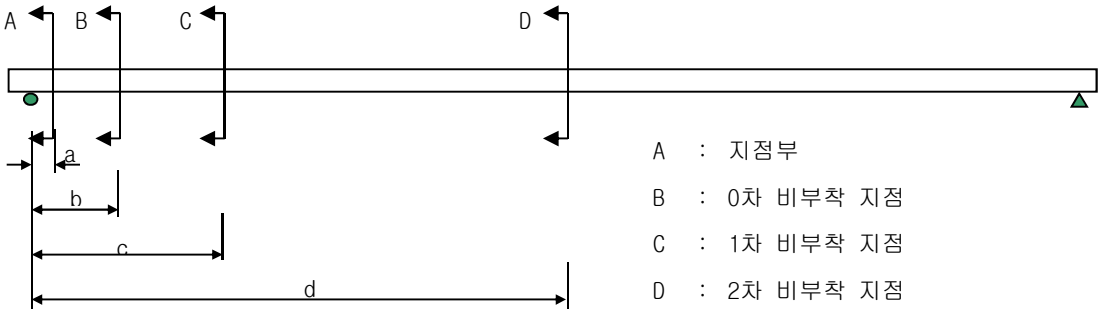
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 370.93 = 445.11 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	56.900	0.816	57.716	44.791	102.507
B	49.351	0.708	50.059	38.848	88.907
C	41.802	0.599	42.402	32.906	75.308
D	33.310	0.478	33.787	26.221	60.008
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	42.878	0.615	43.493	33.753	77.246
C	79.717	1.143	80.860	62.752	143.612
D	113.942	1.634	115.576	89.693	205.269
E	174.399	2.500	176.900	137.284	314.184

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	68.280	0.979	69.259	71.665	140.925
B	59.222	0.849	60.071	62.158	122.228
C	50.163	0.719	50.882	52.650	103.532
D	39.972	0.573	40.545	41.953	82.498
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	51.454	0.738	52.191	54.005	106.196
C	95.660	1.372	97.032	100.403	197.435
D	136.730	1.960	138.691	143.509	282.200
E	209.279	3.000	212.280	219.654	431.934

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	10.976	0.000	1,760,960,858	128.0	199.597
B	50.0	10.976	3.162	1,760,960,858	128.0	156.104
C	50.0	10.976	5.879	1,760,960,858	128.0	118.737
D	50.0	13.036	8.337	1,769,038,016	127.6	114.149
E	50.0	15.081	12.662	1,777,004,659	127.2	83.182

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	1,200	208.0	102.507	38.418	199.597	0.000	∞
B	50.0	1,200	208.0	88.907	33.321	156.104	28.950	356.825
C	50.0	1,200	208.0	75.308	28.224	118.737	53.823	225.818
D	50.0	1,200	208.0	60.008	22.490	114.149	76.931	181.625
E	50.0	1,200	208.0	0.000	0.000	83.182	117.750	88.247

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	6.804	1,200.0	208.0	0.00	1,021.313
B	50.0	6.804	1,200.0	208.0	0.00	1,021.313
C	50.0	6.804	1,200.0	208.0	0.00	1,021.313
D	50.0	8.364	1,200.0	208.0	0.00	1,138.163
E	50.0	9.903	1,200.0	208.0	0.00	1,253.380

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	1,021.313	1,021.313
B	356.825	1,021.313	356.825
C	225.818	1,021.313	225.818
D	181.625	1,138.163	181.625
E	88.247	1,253.380	88.247

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

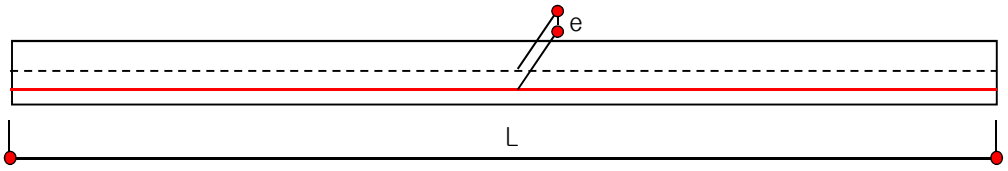
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	140.925	1,021.313	0.750	765.985	-625.06	0.184	전단보강 불필요
B	122.228	356.825	0.750	267.619	-145.39	0.457	전단보강 불필요
C	103.532	225.818	0.750	169.364	-65.83	0.611	전단보강 불필요
D	82.498	181.625	0.750	136.219	-53.72	0.606	전단보강 불필요
E	0.000	88.247	0.750	66.185	-66.19	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

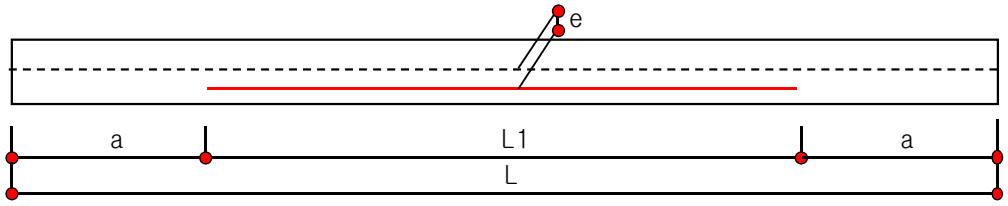
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{3{,}863 \times 54.0 \times 12.06^2}{8 \times 32{,}300 \times 1777004659} - \frac{678 \times 55.9 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1777004659}$$

$$- \frac{677 \times 58.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1777004659}$$

$$= 66.08 - 2.065 - 0.887 = 63.1 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,060 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	208.630	1,787,587,516	-63.13	
풍도슬래브 자중	117.393	1,787,587,516	52.30	
접합 몰탈	1.683	1,787,587,516	0.71	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,787,587,516	0.00	
합 계(고정하중)			-10.12	
작업하중 및 풍하중	92.410	1,787,587,516	39.10	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 6-4

(L= 10.500 m, B= 1.000 m, H= 0.230 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

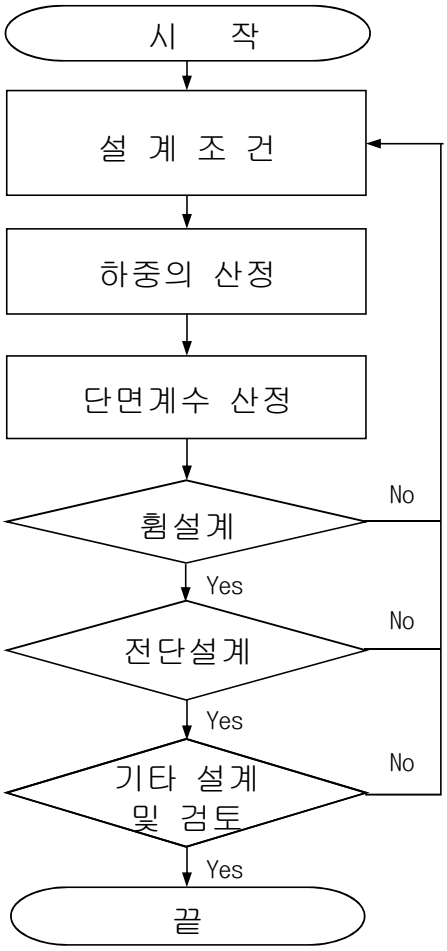
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

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

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 : 10.500 m

㉯ 계산지간 : 10.300 m

㉰ 폭 원 : 0.700 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.230 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 2 = 277.4 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

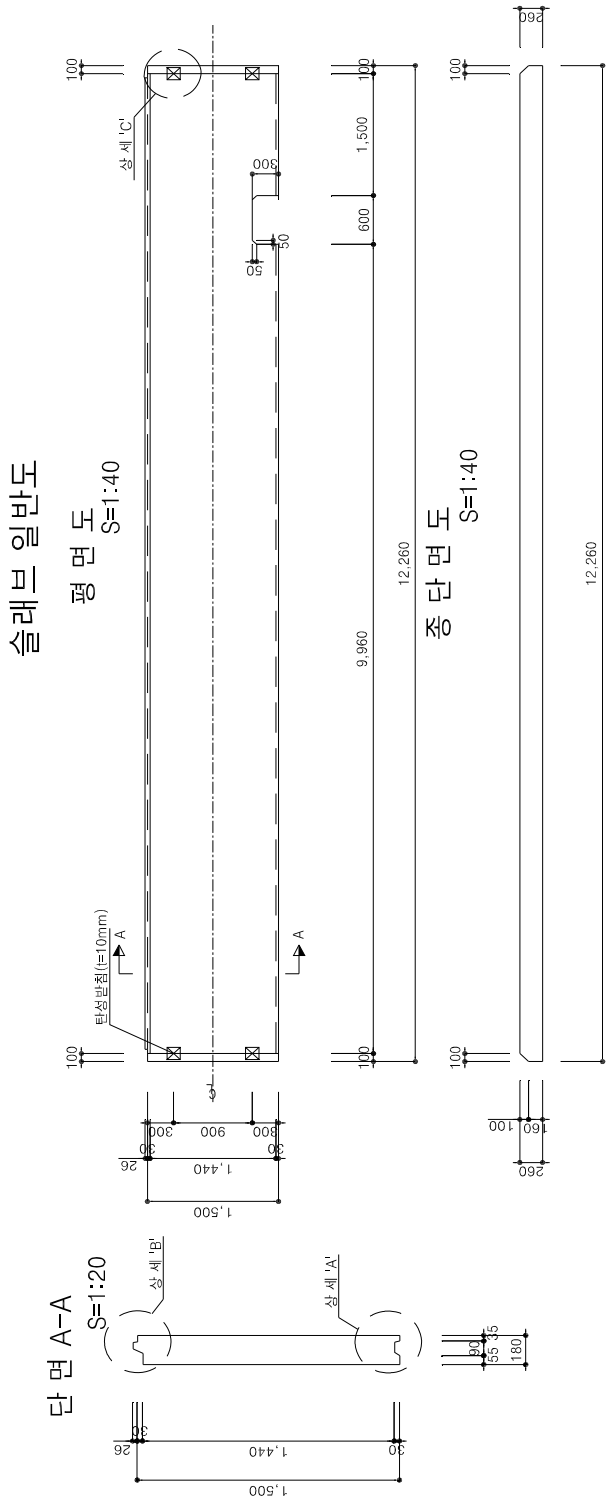
1.1.4 참고문헌

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 0.98287m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 154,756 ㎟

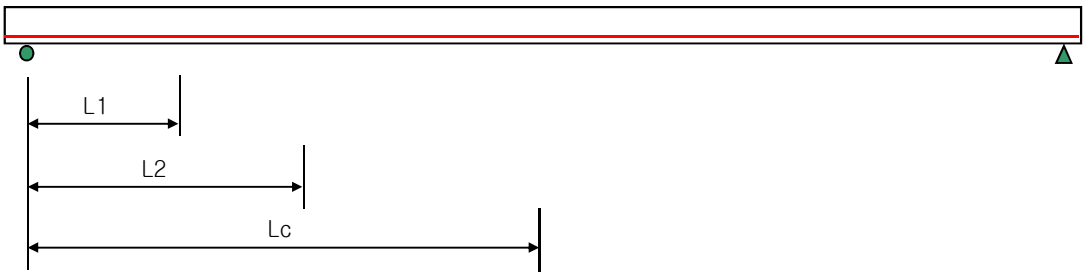
추가단면적 = 65,060 ㎟

하중계산 = 219,816 / 1.0E+06 × 25.00 = 5.495 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 700.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 4,857 ㎟

하중계산 = 4,857 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.114 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m^3 (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.700 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.983 = 4.914 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.983 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

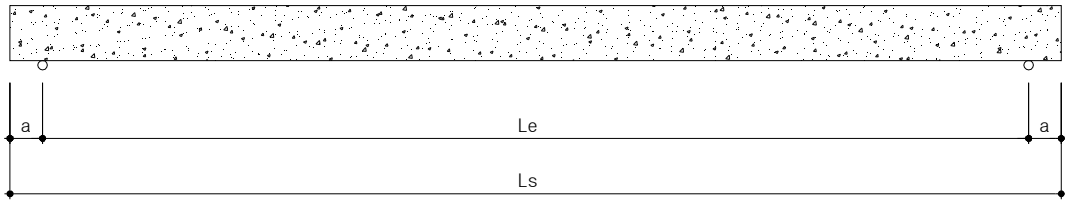
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	5.495	0.114	0.000	4.914	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	5.61
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	10.52
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	5.61
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	7.85
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	14.59
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	6.73
MAX						14.59

3.5 단면력 산정

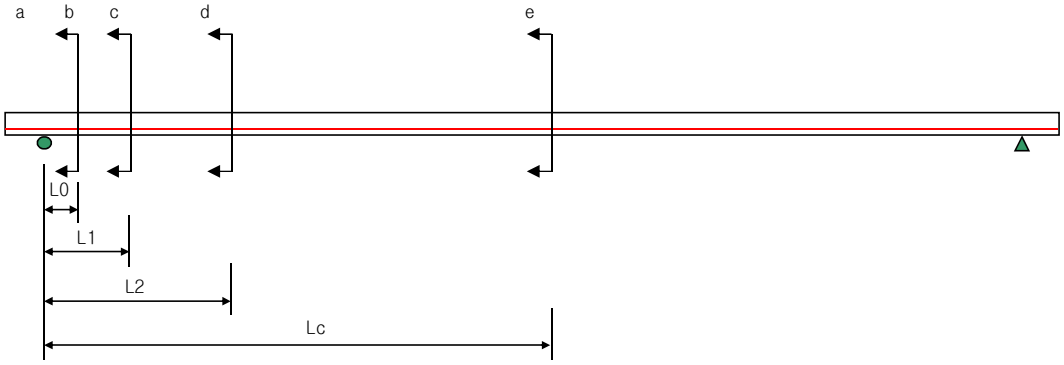
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 10.500 m
- 계산지간(Le) : 10.300 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 5.150 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 = (5.591 × 10.300)/ 2 = 28.795 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.591 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 21.470 kN-m

M_3 = 5.591 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 39.362 kN-m

M_4 = 5.591 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 55.213 kN-m

M_5 = 5.591 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 75.586 kN-m

③ 전단력

S_1 = 28.795 kN

S_2 = 28.795 - (5.591 × 0.800) = 24.322 kN

S_3 = 28.795 - (5.591 × 1.600) = 19.849 kN

S_4 = 28.795 - (5.591 × 2.500) = 14.817 kN

S_5 = 28.795 - (5.591 × 5.150) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.116 × 10.300)/ 2 = 0.598 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.116 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 0.446 kN-m

M_3 = 0.116 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 0.818 kN-m

M_4 = 0.116 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 1.147 kN-m

M_5 = 0.116 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 1.570 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.598 kN

S_2 = 0.598 - (0.116 × 0.800) = 0.505 kN

S_3 = 0.598 - (0.116 × 1.600) = 0.412 kN

S_4 = 0.598 - (0.116 × 2.500) = 0.308 kN

S_5 = 0.598 - (0.116 × 5.150) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 5.150 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 10.300)/ 2 = 25.750 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (10.400 - 0.800) = 19.200 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (10.400 - 1.600) = 35.200 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (10.400 - 2.500) = 49.375 kN-m

M_5 = 5.000 × 5.150 / 2 × (10.400 - 5.150) = 67.594 kN-m

③ 전단력

S_1 = 25.750 kN

S_2 = 25.750 - (5.000 × 0.800) = 21.750 kN

S_3 = 25.750 - (5.000 × 1.600) = 17.750 kN

S_4 = 25.750 - (5.000 × 2.500) = 13.250 kN

S_5 = 25.750 - (5.000 × 5.150) = 0.000 kN

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	21.470	0.446	0.000	19.200	41.116	0차비부착부
	c	39.362	0.818	0.000	35.200	75.379	1차비부착부
	d	55.213	1.147	0.000	49.375	105.735	2차비부착부
	e	75.586	1.570	0.000	67.594	144.749	중앙부
전단력 (KN/m)	a	28.795	0.598	0.000	25.750	55.143	지점부(전단검토)
	b	24.322	0.505	0.000	21.750	46.577	0차비부착부
	c	19.849	0.412	0.000	17.750	38.011	1차비부착부
	d	14.817	0.308	0.000	13.250	28.374	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

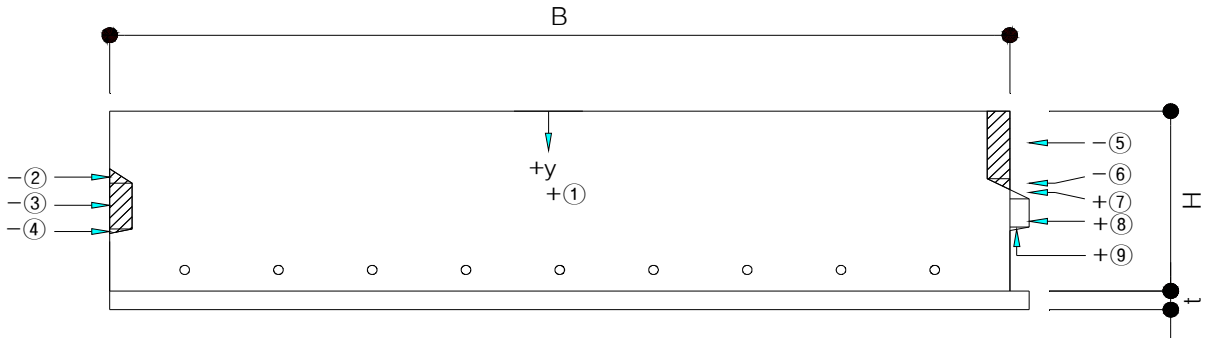
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	28.795	0.598	0.000		29.393	
LC-2	28.795	0.598	0.000	25.750	55.143	
MAX					55.143	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_c=AK$
① □	1	700	230	161,000	115.0	18,515,000	13,225	4,408	17,633	2,838,966,667
② ▽	-1	30.0	20	-300	118.3	-35,500	14,003	22	14,025	-4,207,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	157.0	-301,440	24,649	341	24,990	-47,981,440
④ ▽	-1	30.0	6	-90	191.0	-17,190	36,481	2	36,483	-3,283,470
⑤ □	-1	30.0	119	-3,570	59.5	-212,415	3,540	1,180	4,720	-16,851,590
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	124.0	-27,900	15,376	13	15,389	-3,462,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	142.7	24,111	20,354	9	20,363	3,441,375
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	166.5	168,831	27,722	127	27,849	28,238,886
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	187.7	12,198	35,219	1	35,220	2,289,311
Ap1	-8			-1,110	175.0	-194,180	30,625			-34,002,451
Ap2	-2			-277	125.0	-34,675	15,625			-4,339,613
합 계				154,756		17,896,840				2,758,807,762

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 154,756.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 17,896,840 / 154,756 = 115.65 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 115.65 - 230.00 = -114.35 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

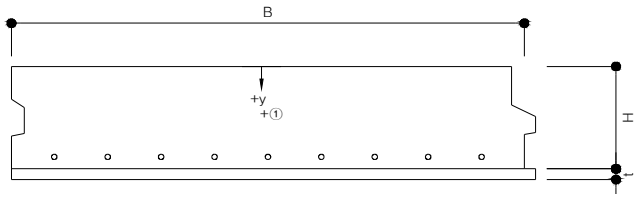
= 2,758,807,762 - 115.65 × 17,896,840 = 689,118,173 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{689,118,173}{115.65} = 5,958,882.8$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{689,118,173}{-114.35} = -6,026,158.7$ ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	175.0
Ap2	Φ15.2mm	2	125.0
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			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	8	6,657.60	175.0	1,165,080	30,625	0	30,625	203,889,000
Ap2	138.7	2	1,664.40	125.0	208,050	15,625	0	15,625	26,006,250
합계		10	163,078.00		19,269,970				2,988,703,012

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 163,078.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 19,269,970 / 163,078 = 118.16 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 118.16 − 230.00 = −111.84 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (8 \times 175.0 + 2 \times 125.0)/10$

= 118.16 − 165.00 = −46.84 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

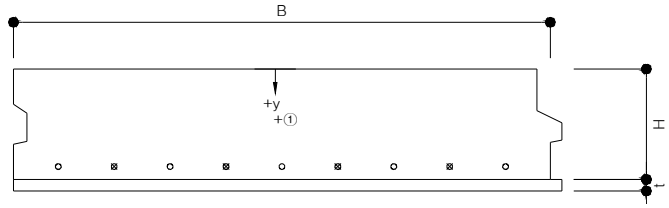
= 2,988,703,012 − 118.16 × 19,269,970 = 711,683,771 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{711,683,771}{118.16} = 6,022,841.0 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{711,683,771}{-46.84} = -15,195,271.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{711,683,771}{-111.84} = -6,363,645.0 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	175.0
Ap2	Φ15.2mm	0	125.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	6	4,993.20	175.0	873,810	30,625	0	30,625	152,916,750
Ap2	138.7	0	0.00	125.0	0	15,625	0	15,625	0
합계		6	159,749.20		18,770,650				2,911,724,512

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 159,749.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,770,650 / 159,749 = 117.50 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 117.50 − 230.00 = -112.50 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (6 × 175.0 + 0 × 125.0) / 6

= 117.50 − 175.00 = -57.50 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

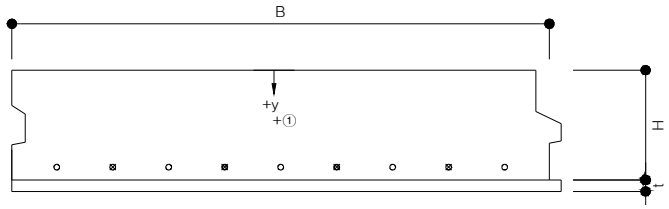
= 2,911,724,512 − 117.50 × 18,770,650 = 706,159,154 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{706,159,154}{117.50} = 6,009,827.0$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{706,159,154}{-57.50} = -12,281,187.9$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{706,159,154}{-112.50} = -6,277,011.8$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	175.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	125.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	4	3,328.80	175.0	582,540	30,625	0	30,625	101,944,500
Ap2	138.7	0	0.00	125.0	0	15,625	0	15,625	0
합계		4	158,084.80		18,479,380				2,860,752,262

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 158,084.80 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 18,479,380 / 158,085 = 116.90 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 116.90 − 230.00 = -113.10 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (4 × 175.0+ 0 × 125.0) / 4

= 116.90 − 175.00 = -58.10 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 2,860,752,262 − 116.90 × 18,479,380 = 700,598,438 $㎜^4$

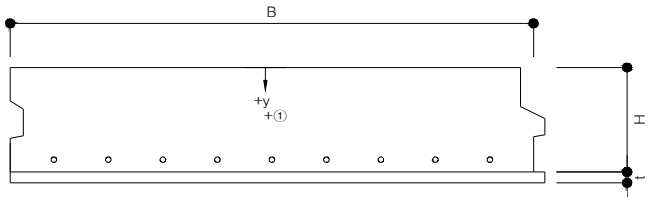
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{700,598,438}{116.90} = 5,993,380.9$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{700,598,438}{-58.10} = -12,057,530.5$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{700,598,438}{-113.10} = -6,194,250.3$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	175.0
Ap2	Φ15.2mm	2	125.0
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			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	8	5,548.00	175.0	970,900	30,625	0	30,625	169,907,500
Ap2	138.7	2	1,387.00	125.0	173,375	15,625	0	15,625	21,671,875
합계		10	161,691.00		19,041,115				2,950,387,137

N_c = 6.00

A_{vc1} = 161,691.00 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 19,041,115 / 161,691 = 117.76 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 117.76 − 230.00 = -112.24 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (8 \times 175.0 + 2 \times 125.0) / 10$

= 117.76 − 165.00 = -47.24 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

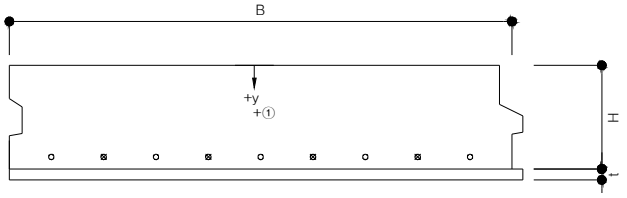
= 2,950,387,137 − 117.76 × 19,041,115 = 708,060,350 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{708,060,350}{117.76} = 6,012,619.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{708,060,350}{-47.24} = -14,989,327.7 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{708,060,350}{-112.24} = -6,308,582.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	175.0
Ap2	Φ15.2mm	0	125.0
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cb0}=AK
Con'c			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	6	4,161.00	175.0	728,175	30,625	0	30,625	127,430,625
Ap2	138.7	0	0.00	125.0	0	15,625	0	15,625	0
합계		6	158,917.00		18,625,015				2,886,238,387

N_c = 6.00

A_{vb1} = 158,917.00 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,625,015 / 158,917 = 117.20 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 117.20 - 230.00 = -112.80 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} - (6 ×175.0+0 ×125.0) / 6

= 117.20 - 175.00 = -57.80 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

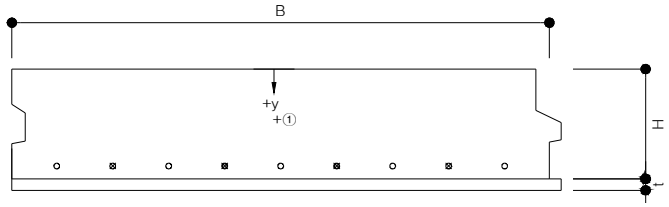
= 2,886,238,387 - 117.20 × 18,625,015 = 703,393,356 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{703,393,356}{117.20} = 6,001,668.3$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{703,393,356}{-57.80} = -12,169,359.2$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{703,393,356}{-112.80} = -6,235,736.7$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	175.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	125.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			154,756.00		17,896,840				2,758,807,762
Ap1	138.7	4	2,774.00	175.0	485,450	30,625	0	30,625	84,953,750
Ap2	138.7	0	0.00	125.0	0	15,625	0	15,625	0
합계		4	157,530.00		18,382,290				2,843,761,512

N_c = 6.00

A_{va1} = 157,530.00 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 18,382,290 / 157,530 = 116.69 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 116.69 - 230.00 = -113.31 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×175.0+0 ×125.0) / 4

= 116.69 - 175.00 = -58.31 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 2,843,761,512 - 116.69 × 18,382,290 = 698,718,754 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{698,718,754}{116.69} = 5,987,783.1$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{698,718,754}{-58.31} = -11,982,978.0$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{698,718,754}{-113.31} = -6,166,474.5$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	154,756.0	A_{vc1}'	163,078.0	mm^2
Y_{tc0}	115.6	Y_{tc1}'	118.2	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-46.8	mm
Y_{bc0}	-114.4	Y_{bc1}'	-111.8	mm
I_{vc0}	689,118,173.2	I_{vc1}'	711,683,770.8	mm^4
Z_{tc0}	5,958,882.8	Z_{tc1}'	6,022,841.0	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-15,195,271.7	mm^3
Z_{bc0}	-6,026,158.7	Z_{bc1}'	-6,363,645.0	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	154,756.0	A_{vb1}'	159,749.2	mm^2
Y_{tb0}	115.6	Y_{tb1}'	117.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-57.5	mm
Y_{bb0}	-114.4	Y_{bb1}'	-112.5	mm
I_{vb0}	689,118,173.2	I_{vb1}'	706,159,154.3	mm^4
Z_{tb0}	5,958,882.8	Z_{tb1}'	6,009,827.0	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-12,281,187.9	mm^3
Z_{bb0}	-6,026,158.7	Z_{bb1}'	-6,277,011.8	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	154,756.0	A_{va1}'	158,084.8	mm^2
Y_{ta0}	115.6	Y_{ta1}'	116.9	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-58.1	mm
Y_{ba0}	-114.4	Y_{ba1}'	-113.1	mm
I_{va0}	689,118,173.2	I_{va1}'	700,598,438.2	mm^4
Z_{ta0}	5,958,882.8	Z_{ta1}'	5,993,380.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-12,057,530.5	mm^3
Z_{ba0}	-6,026,158.7	Z_{ba1}'	-6,194,250.3	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 5.150m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	154,756.0	A_{vc1}	161,691.0	mm^2
Y_{tc0}	115.6	Y_{tc1}	117.8	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-47.2	mm
Y_{bc0}	-114.4	Y_{bc1}	-112.2	mm
I_{vc0}	689,118,173.2	I_{vc1}	708,060,350.3	mm^4
Z_{tc0}	5,958,882.8	Z_{tc1}	6,012,619.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-14,989,327.7	mm^3
Z_{bc0}	-6,026,158.7	Z_{bc1}	-6,308,582.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	154,756.0	A_{vb1}	158,917.0	mm^2
Y_{tb0}	115.6	Y_{tb1}	117.2	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-57.8	mm
Y_{bb0}	-114.4	Y_{bb1}	-112.8	mm
I_{vb0}	689,118,173.2	I_{vb1}	703,393,356.1	mm^4
Z_{tb0}	5,958,882.8	Z_{tb1}	6,001,668.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-12,169,359.2	mm^3
Z_{bb0}	-6,026,158.7	Z_{bb1}	-6,235,736.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	154,756.0	A_{va1}	157,530.0	mm^2
Y_{ta0}	115.6	Y_{ta1}	116.7	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-58.3	mm
Y_{ba0}	-114.4	Y_{ba1}	-113.3	mm
I_{va0}	689,118,173.2	I_{va1}	698,718,754.0	mm^4
Z_{ta0}	5,958,882.8	Z_{ta1}	5,987,783.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-11,982,978.0	mm^3
Z_{ba0}	-6,026,158.7	Z_{ba1}	-6,166,474.5	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.7m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{75,585,757}{6,022,841} \times 0.983 = 12.335$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{75,585,757}{-15,195,272} \times 0.983 = -4.889$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{75,585,757}{-6,363,645} \times 0.983 = -11.674$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{75,585,757}{6,012,620} \times 0.983 = 12.356$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{75,585,757}{-14,989,328} \times 0.983 = -4.956$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{75,585,757}{-6,308,582} \times 0.983 = -11.776$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{1,569,916}{6,012,620} \times 0.983 = 0.257$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{1,569,916}{-14,989,328} \times 0.983 = -0.103$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{1,569,916}{-6,308,582} \times 0.983 = -0.245$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{6,012,620} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-14,989,328} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-6,308,582} \times 0.983 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{67,593,750}{6,012,620} \times 0.983 = 11.049$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{67,593,750}{-14,989,328} \times 0.983 = -4.432$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{67,593,750}{-6,308,582} \times 0.983 = -10.531$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 10 \times \left(\frac{1}{163,078} + \frac{-46.84}{-15,195,272}\right)$

$= 17.509$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -4.889$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (17.509 + -4.889)$

$= 12.620$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.620 = 90.790$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.103 + 0.000)
  = 0.103 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.620 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.620 - 7 × 0.103
  = 150.717 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 90.790 - 0.05 × (45.500 + 150.717)
= 16.110 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 90.790 = 1,279.21 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 10 × 138.7 × 1,279.2
= 1,774.26 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,279.21 - 150.72 - 45.50 - 16.11
= 1,066.88 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,066.88}{1,279.21} = 0.834$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.834 × 1,774.26 = 1,479.77 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 1,774.26 × -46.84 / 1,000 = -83.099 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,479.77 × -47.24 / 1,000 = -69.901 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,774,264}{163,078} + \frac{-83,099,198}{6,022,841} =$ -2.917 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{1,774,264}{163,078} + \frac{-83,099,198}{-15,195,272} =$ 16.349 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,774,264}{163,078} + \frac{-83,099,198}{-6,363,645} =$ 23.938 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,479,766}{161,691} + \frac{-69,900,626}{6,012,620} =$ -2.474 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,479,766}{161,691} + \frac{-69,900,626}{-14,989,328} =$ 13.815 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,479,766}{161,691} + \frac{-69,900,626}{-6,308,582} =$ 20.232 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{55,212,897}{6,009,827} \times 0.983 =$ 9.030 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{55,212,897}{-12,281,188} \times 0.983 =$ -4.419 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{55,212,897}{-6,277,012} \times 0.983 =$ -8.645 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{55,212,897}{6,001,668} \times 0.983 =$ 9.042 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{55,212,897}{-12,169,359} \times 0.983 =$ -4.459 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{55,212,897}{-6,235,737} \times 0.983 =$ -8.703 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,146,772}{6,001,668} \times 0.983 = 0.188$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,146,772}{-12,169,359} \times 0.983 = -0.093$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,146,772}{-6,235,737} \times 0.983 = -0.181$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{6,001,668} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-12,169,359} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-6,235,737} \times 0.983 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{49,375,000}{6,001,668} \times 0.983 = 8.086$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{49,375,000}{-12,169,359} \times 0.983 = -3.988$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{49,375,000}{-6,235,737} \times 0.983 = -7.782$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{159,749} + \frac{-57.50}{-12,281,188} \right)$

$= 12.475$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.419 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (12.475 + -4.419)$
  $= 8.056$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 8.056 = 57.957$ MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.093 + 0.000)$
  $= 0.093$ MPa (압축)
- $f_{cir} = 8.056$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 8.056 - 7 \times 0.093$
  $= 96.025$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 57.957 - 0.05 \times (45.500 + 96.025)$
$= 22.128$ MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 57.957 = 1,312.04$ MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 6 \times 138.7 \times 1,312.0$
$= 1,091.88$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,312.04 - 96.02 - 45.50 - 22.13$
$= 1,148.39$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,148.39}{1,312.04} = 0.875$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.875 \times 1,091.88 = 955.69$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1{,}091.88 \times -57.50 / 1{,}000 = -62.782$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 955.69 \times -57.80 / 1{,}000 = -55.239$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1{,}091{,}882}{159{,}749} + \frac{-62{,}782{,}393}{6{,}009{,}827} = -3.612$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1{,}091{,}882}{159{,}749} + \frac{-62{,}782{,}393}{-12{,}281{,}188} = 11.947$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1{,}091{,}882}{159{,}749} + \frac{-62{,}782{,}393}{-6{,}277{,}012} = 16.837$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{955{,}690}{158{,}917} + \frac{-55{,}239{,}235}{6{,}001{,}668} = -3.190$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{955{,}690}{158{,}917} + \frac{-55{,}239{,}235}{-12{,}169{,}359} = 10.553$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{955{,}690}{158{,}917} + \frac{-55{,}239{,}235}{-6{,}235{,}737} = 14.872$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{39{,}361{,}903}{5{,}993{,}381} \times 0.983 = 6.455$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{39{,}361{,}903}{-12{,}057{,}530} \times 0.983 = -3.209$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{39{,}361{,}903}{-6{,}194{,}250} \times 0.983 = -6.246$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{39{,}361{,}903}{5{,}987{,}783} \times 0.983 = 6.461$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{39{,}361{,}903}{-11{,}982{,}978} \times 0.983 = -3.229$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{39{,}361{,}903}{-6{,}166{,}475} \times 0.983 = -6.274$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{817,547}{5,987,783} \times 0.983 = 0.134$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{817,547}{-11,982,978} \times 0.983 = -0.067$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{817,547}{-6,166,475} \times 0.983 = -0.130$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{5,987,783} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-11,982,978} \times 0.983 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-6,166,475} \times 0.983 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{35,200,000}{5,987,783} \times 0.983 = 5.778$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{35,200,000}{-11,982,978} \times 0.983 = -2.887$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{35,200,000}{-6,166,475} \times 0.983 = -5.611$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 4 \times (\frac{1}{158,085} + \frac{-58.10}{-12,057,530})$

$= 8.471$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.209 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.471 + -3.209 $)$
  $=$ 5.262 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 5.262 = 37.858 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.067 + 0.000 $)$
  $=$ 0.067 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 5.262 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 5.262 $- 7 \times$ 0.067
  $=$ 62.677 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 37.858 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 62.677 $)$
$=$ 25.805 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 37.858 $=$ 1,332.14 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times$ 138.7 $\times$ 1,332.1
$=$ 739.07 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,332.14 $-$ 62.68 $-$ 45.50 $-$ 25.81
$=$ 1,198.16 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,198.16}{1,332.14} =$ 0.899

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.899 $\times$ 739.07 $=$ 664.74 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 739.07 \times -58.10 / 1,000 = -42.944$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 664.74 \times -58.31 / 1,000 = -38.760$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{739,073}{158,085} + \frac{-42,943,545}{5,993,381} = -2.490$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{739,073}{158,085} + \frac{-42,943,545}{-12,057,530} = 8.237$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{739,073}{158,085} + \frac{-42,943,545}{-6,194,250} = 11.608$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{664,739}{157,530} + \frac{-38,760,455}{5,987,783} = -2.253$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{664,739}{157,530} + \frac{-38,760,455}{-11,982,978} = 7.454$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{664,739}{157,530} + \frac{-38,760,455}{-6,166,475} = 10.505$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,279.21	1,312.04	1,332.14
유효 긴장응력	1,066.88	1,148.39	1,198.16

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,066.9	1,148.4	1,198.2	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	-2.917	23.938	-3.612	16.837	-2.490	11.608
풍도슬래브	12.335	-11.674	9.030	-8.645	6.455	-6.246

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		-2.474	20.232	-3.190	14.872	-2.253	10.505
고정하중	풍도슬래브	12.356	-11.776	9.042	-8.703	6.461	-6.274
	CIP 몰탈	0.257	-0.245	0.188	-0.181	0.134	-0.130
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	11.049	-10.531	8.086	-7.782	5.778	-5.611

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.417	12.264	5.418	8.192	3.965	5.362
	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	9.882	8.456	5.852	6.170	4.208	4.232
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	10.139	8.211	6.040	5.989	4.342	4.101
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	10.139	8.211	6.040	5.989	4.342	4.101
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	21.188	-2.320	14.126	-1.794	10.120	-1.509
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,900,190.000 × 10500) / (1387.000 × 200,000)

= 71.925 ㎜

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 ×(Σ고정하중)	91.001	1.6 ×(Σ작업하중)	106.297	197.298

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 197.298 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 165 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 65 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 700 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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 (fpy/fpu= 0.851)

β_1 = 0.696

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1387.00}{700.0 \times 165.0} = 0.0120$$

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

$$= 1{,}880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1{,}880}{50}\right)$$

= 1,392 MPa

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1387.00 \times 1{,}392 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 700}$$

= 64.9 mm

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1{,}387.00 \times 1{,}392 \times 165.00 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.72}{50}\right)$$

= 217 kN·m

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 217 kN·m > 197.30 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 20.232)× 6,308,582 / 1.0E+06

= 155.74 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 217.39 kN·m

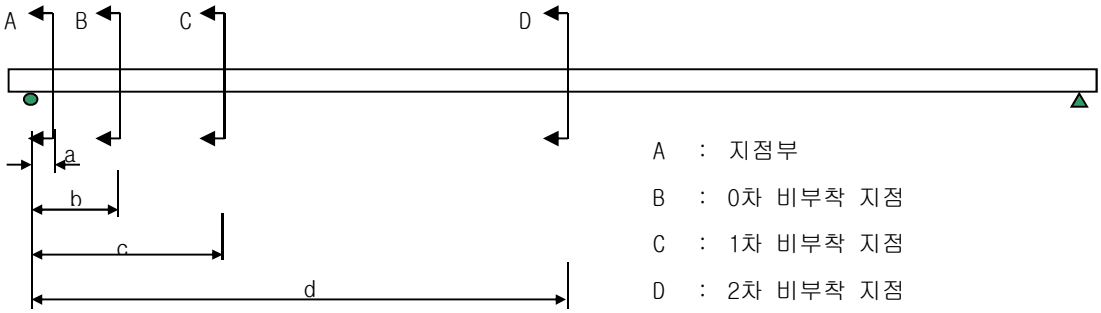
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 155.74 = 186.89 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	28.301	0.588	28.889	25.309	54.198
B	23.905	0.497	24.402	21.377	45.779
C	19.509	0.405	19.914	17.446	37.360
D	14.563	0.302	14.865	13.023	27.888
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	21.102	0.438	21.541	18.871	40.412
C	38.688	0.804	39.491	34.597	74.088
D	54.267	1.127	55.394	48.529	103.923
E	74.291	1.543	75.834	66.436	142.270

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	33.962	0.705	34.667	40.494	75.161
B	28.686	0.596	29.282	34.204	63.486
C	23.410	0.486	23.897	27.914	51.810
D	17.475	0.363	17.838	20.837	38.675
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

$M_u = 1.2MD + 1.6Mws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	25.323	0.526	25.849	30.194	56.043
C	46.425	0.964	47.389	55.355	102.745
D	65.121	1.353	66.473	77.647	144.120
E	89.149	1.852	91.001	106.297	197.298

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.454	0.000	698,718,754	113.3	67.769
B	50.0	7.454	3.493	698,718,754	113.3	46.228
C	50.0	7.454	6.404	698,718,754	113.3	28.278
D	50.0	10.553	8.883	703,393,356	112.8	32.458
E	50.0	13.815	12.021	708,060,350	112.2	33.624

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	700	184.0	54.198	20.963	67.769	0.000	∞
B	50.0	700	184.0	45.779	17.707	46.228	15.631	143.685
C	50.0	700	184.0	37.360	14.450	28.278	28.656	97.157
D	50.0	700	184.0	27.888	10.787	32.458	40.196	82.136
E	50.0	700	184.0	0.000	0.000	33.624	55.028	45.538

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	4.220	700.0	184.0	0.00	427.170
B	50.0	4.220	700.0	184.0	0.00	427.170
C	50.0	4.220	700.0	184.0	0.00	427.170
D	50.0	6.014	700.0	184.0	0.00	496.491
E	50.0	9.152	700.0	184.0	0.00	617.745

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	427.170	427.170
B	143.685	427.170	143.685
C	97.157	427.170	97.157
D	82.136	496.491	82.136
E	45.538	617.745	45.538

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

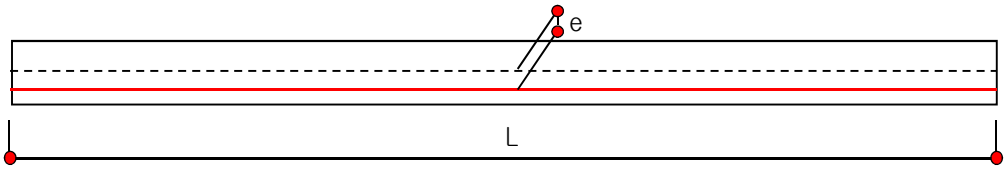
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	75.161	427.170	0.750	320.378	-245.22	0.235	전단보강 불필요
B	63.486	143.685	0.750	107.764	-44.28	0.589	전단보강 불필요
C	51.810	97.157	0.750	72.868	-21.06	0.711	전단보강 불필요
D	38.675	82.136	0.750	61.602	-22.93	0.628	전단보강 불필요
E	0.000	45.538	0.750	34.153	-34.15	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

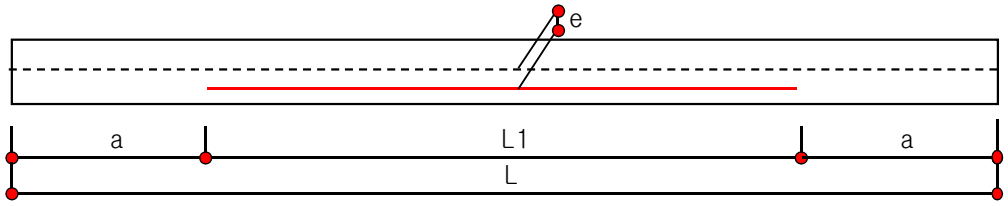
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{1{,}774 \times 47.2 \times 10.3^2}{8 \times 32{,}300 \times 708060350.3} - \frac{682 \times 57.8 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 708060350.3}$$

$$- \frac{353 \times 58.3 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 708060350.3}$$

$$= 48.60 - 5.389 - 1.151 = 42.1 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (10,300 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	83.812	711,683,771	-42.06	
풍도슬래브 자중	75.586	711,683,771	40.71	
접합 몰탈	1.570	711,683,771	0.80	
격벽 하중(집중하중)	0.000	711,683,771	0.00	
합 계(고정하중)			-0.55	
작업하중 및 풍하중	67.594	711,683,771	34.57	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 7-2

(L= 12.240 m, B= 1.250 m, H= 0.270 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

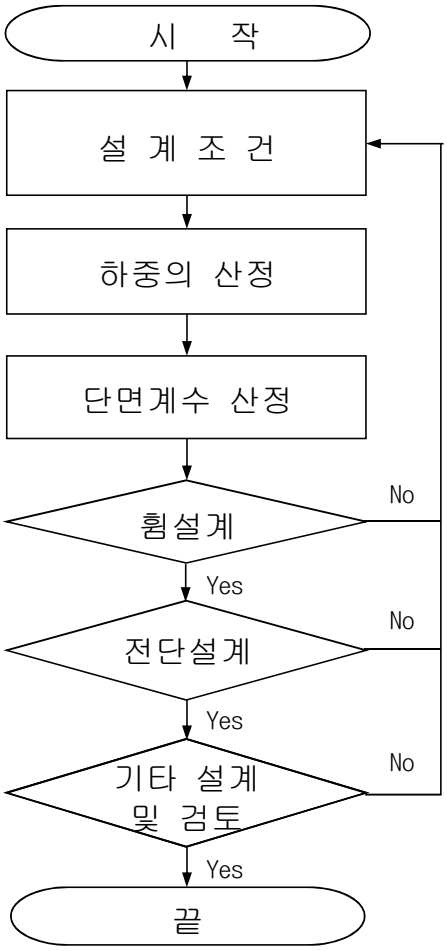
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

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

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 : 12.240 m

㉯ 계산지간 : 12.040 m

㉰ 폭 원 : 0.950 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.270 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 10 = 1,387.0 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 6 = 832.2 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 16 = 2,219.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

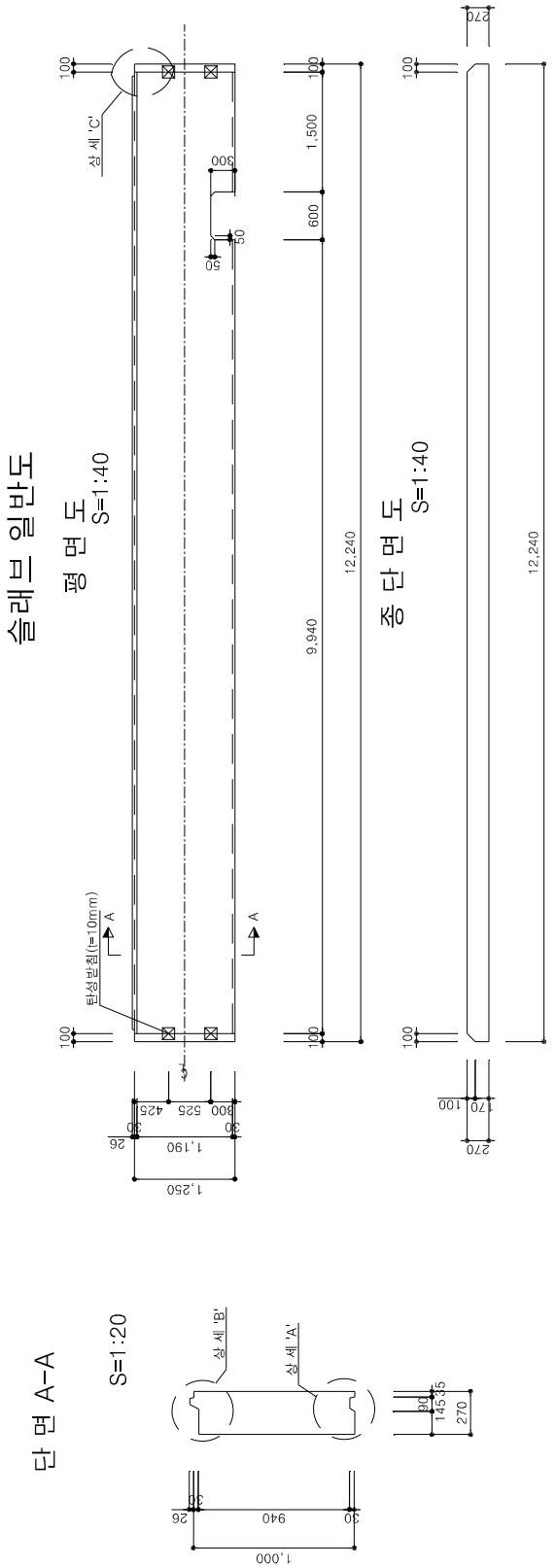
1.1.4 참고문헌

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 1.2353m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 248,224 ㎟

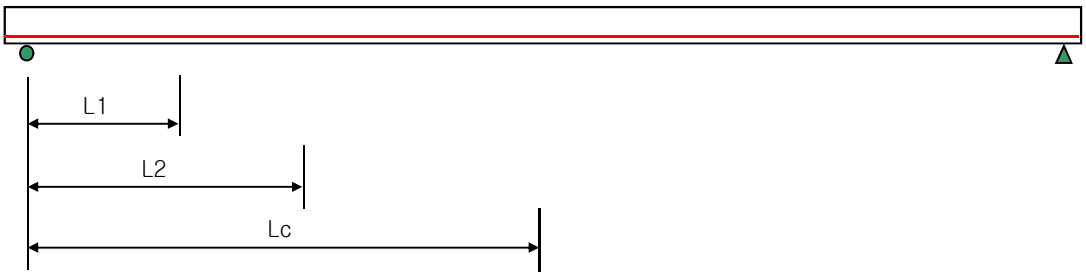
추가단면적 = 77,031 ㎟

하중계산 = 325,255 / 1.0E+06 × 25.00 = 8.131 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 950.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 6,057 ㎟

하중계산 = 6,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.142 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.950 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (PI)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 1.235 = 6.177 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.235 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

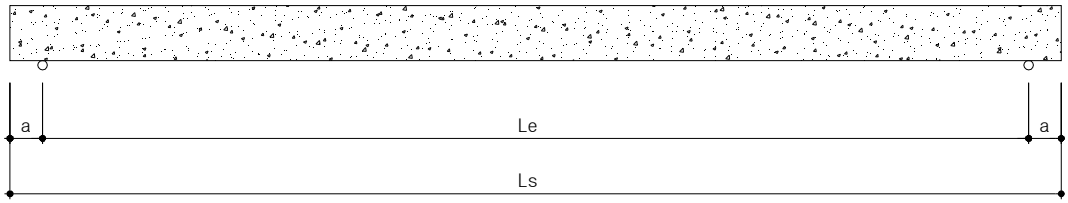
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	8.131	0.142	0.000	6.177	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.27
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	14.45
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	8.27
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	11.58
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	19.81
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	9.93
MAX						19.81

3.5 단면력 산정

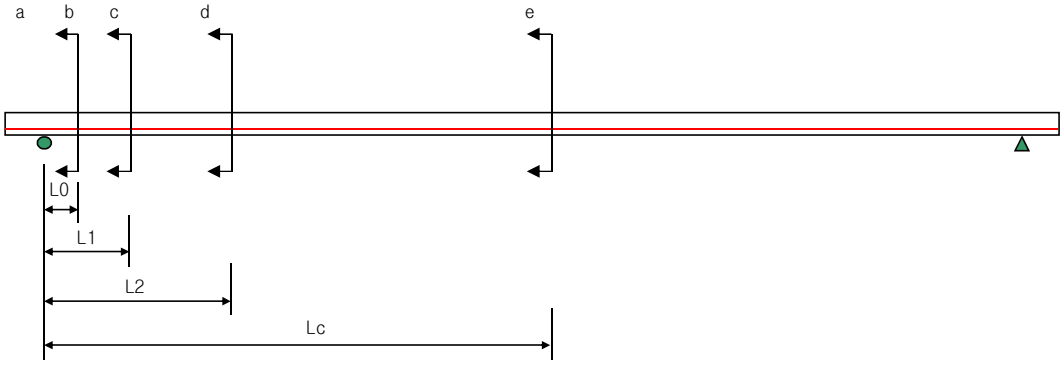
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.240 m
- 계산지간(Le) : 12.040 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.020 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 = (6.583 × 12.040)/ 2 = 39.627 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.583 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 29.858 kN-m

M_3 = 6.583 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 55.504 kN-m

M_4 = 6.583 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 79.319 kN-m

M_5 = 6.583 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 121.258 kN-m

③ 전단력

S_1 = 39.627 kN

S_2 = 39.627 - (6.583 × 0.800) = 34.361 kN

S_3 = 39.627 - (6.583 × 1.600) = 29.095 kN

S_4 = 39.627 - (6.583 × 2.500) = 23.170 kN

S_5 = 39.627 - (6.583 × 6.020) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.115 × 12.040)/ 2 = 0.694 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.115 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 0.523 kN-m

M_3 = 0.115 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 0.972 kN-m

M_4 = 0.115 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 1.388 kN-m

M_5 = 0.115 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 2.123 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.694 kN

S_2 = 0.694 - (0.115 × 0.800) = 0.601 kN

S_3 = 0.694 - (0.115 × 1.600) = 0.509 kN

S_4 = 0.694 - (0.115 × 2.500) = 0.406 kN

S_5 = 0.694 - (0.115 × 6.020) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.020 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.040)/ 2 = 30.100 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 22.680 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 42.160 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 60.250 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 92.106 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.100 kN

S_2 = 30.100 - (5.000 × 0.800) = 26.100 kN

S_3 = 30.100 - (5.000 × 1.600) = 22.100 kN

S_4 = 30.100 - (5.000 × 2.500) = 17.600 kN

S_5 = 30.100 - (5.000 × 6.020) = 0.000 kN

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	29.858	0.523	0.000	22.680	53.061	0차비부착부
	c	55.504	0.972	0.000	42.160	98.635	1차비부착부
	d	79.319	1.388	0.000	60.250	140.958	2차비부착부
	e	121.258	2.123	0.000	92.106	215.486	중앙부
전단력 (KN/m)	a	39.627	0.694	0.000	30.100	70.420	지점부(전단검토)
	b	34.361	0.601	0.000	26.100	61.062	0차비부착부
	c	29.095	0.509	0.000	22.100	51.704	1차비부착부
	d	23.170	0.406	0.000	17.600	41.176	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

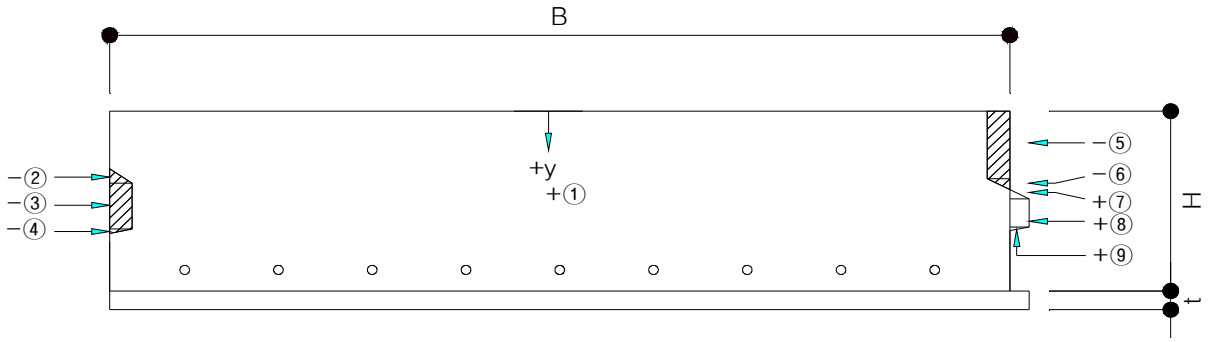
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	39.627	0.694	0.000		40.320	
LC-2	39.627	0.694	0.000	30.100	70.420	
MAX					70.420	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_c=AK$
① □	1	950	270	256,500	135.0	34,627,500	18,225	6,075	24,300	6,232,950,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	158.3	-47,500	25,069	22	25,092	-7,527,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	197.0	-378,240	38,809	341	39,150	-75,168,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	231.0	-20,790	53,361	2	53,363	-4,802,670
⑤ □	-1	30.0	159	-4,770	79.5	-379,215	6,320	2,107	8,427	-40,196,790
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	164.0	-36,900	26,896	13	26,909	-6,054,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	182.7	30,871	33,367	9	33,377	5,640,629
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	206.5	209,391	42,642	127	42,769	43,367,766
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	227.7	14,798	51,832	1	51,834	3,369,178
Ap1	-10			-1,387	215.0	-298,205	46,225			-64,140,264
Ap2	-6			-832	165.0	-137,313	27,225			-22,672,359
합 계				248,224		33,584,397				6,064,764,937

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 248,223.80 ㎟

Y_{t0} = $\sum Q / \sum A$ = 33,584,397 / 248,224 = 135.30 ㎜

Y_{b0} = $Y_{tc0} - H$ = 135.30 - 270.00 = -134.70 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

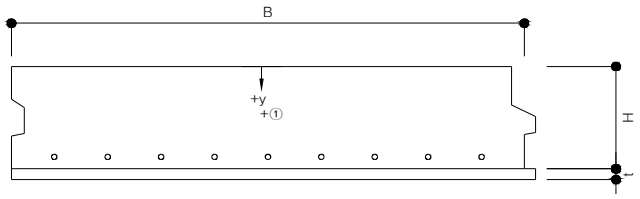
= 6,064,764,937 - 135.30 × 33,584,397 = 1,520,834,331 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,520,834,331}{135.30}$ = 11,240,555.5 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,520,834,331}{-134.70}$ = -11,290,433.9 ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	215.0
Ap2	Φ15.2mm	6	165.0
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			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	10	8,322.00	215.0	1,789,230	46,225	0	46,225	384,684,450
Ap2	138.7	6	4,993.20	165.0	823,878	27,225	0	27,225	135,939,870
합계		16	261,539.00		36,197,505				6,585,389,257

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 261,539.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 36,197,505 / 261,539 = 138.40 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 138.40 − 270.00 = −131.60 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (10 \times 215.0 + 6 \times 165.0)/16$

= 138.40 − 196.25 = −57.85 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

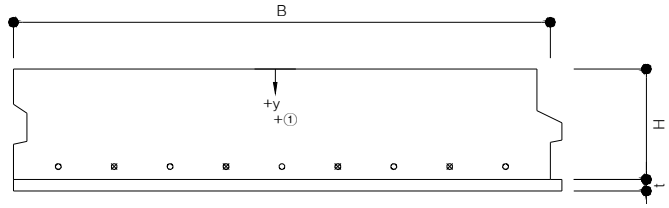
= 6,585,389,257 − 138.40 × 36,197,505 = 1,575,584,339 ㎜⁴

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,575,584,339}{138.40} = 11,384,120.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,575,584,339}{-57.85} = -27,236,597.8 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,575,584,339}{-131.60} = -11,972,701.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	215.0
Ap2	Φ15.2mm	4	165.0
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			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
Ap2	138.7	4	3,328.80	165.0	549,252	27,225	0	27,225	90,626,580
합계		12	258,210.20		35,565,033				6,463,139,077

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 258,210.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 35,565,033 / 258,210 = 137.74 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 137.74 − 270.00 = -132.26 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (8 ×215.0 + 4 ×165.0) / 12

= 137.74 − 198.33 = -60.60 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

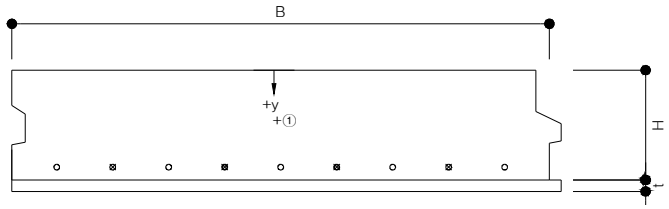
= 6,463,139,077 − 137.74 × 35,565,033 = 1,564,527,123 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,564,527,123}{137.74} = 11,358,821.5$ ㎥

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,564,527,123}{-60.60} = -25,818,733.7$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,564,527,123}{-132.26} = -11,828,887.4$ ㎥

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	215.0
Ap2	Φ15.2㎜	2	165.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}'=AK
Con'c			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
Ap2	138.7	2	1,664.40	165.0	274,626	27,225	0	27,225	45,313,290
합계		8	254,881.40		34,932,561				6,340,888,897

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 254,881.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 34,932,561 / 254,881 = 137.05 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 137.05 − 270.00 = -132.95 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (6 ×215.0+ 2 ×165.0) / 8

= 137.05 − 202.50 = -65.45 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 6,340,888,897 − 137.05 × 34,932,561 = 1,553,235,431 $㎜^4$

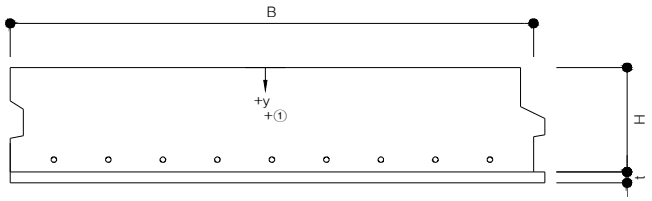
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,553,235,431}{137.05} = 11,333,003.1$ ㎥

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,553,235,431}{-65.45} = -23,733,149.1$ ㎥

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,553,235,431}{-132.95} = -11,683,221.2$ ㎥

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	10	215.0
Ap2	Φ15.2mm	6	165.0
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			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	10	6,935.00	215.0	1,491,025	46,225	0	46,225	320,570,375
Ap2	138.7	6	4,161.00	165.0	686,565	27,225	0	27,225	113,283,225
합계		16	259,319.80		35,761,987				6,498,618,537

N_c = 6.00

A_{vc1} = 259,319.80 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 35,761,987 / 259,320 = 137.91 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 137.91 − 270.00 = -132.09 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (10 \times 215.0 + 6 \times 165.0) / 16$

= 137.91 − 196.25 = -58.34 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

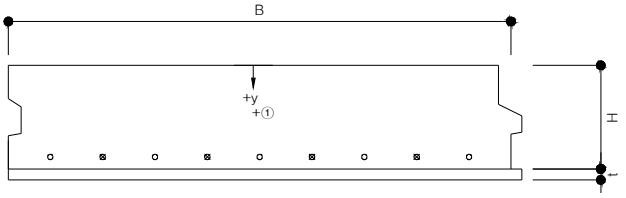
= 6,498,618,537 − 137.91 × 35,761,987 = 1,566,794,148 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,566,794,148}{137.91} = 11,361,246.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,566,794,148}{-58.34} = -26,854,827.1 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,566,794,148}{-132.09} = -11,861,285.9 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	215.0
Ap2	Φ15.2mm	4	165.0
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			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
Ap2	138.7	4	2,774.00	165.0	457,710	27,225	0	27,225	75,522,150
합계		12	256,545.80		35,234,927				6,396,743,387

N_c = 6.00

A_{vb1} = 256,545.80 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 35,234,927 / 256,546 = 137.34 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 137.34 − 270.00 = -132.66 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (8 ×215.0+4 ×165.0) / 12

= 137.34 − 198.33 = -60.99 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

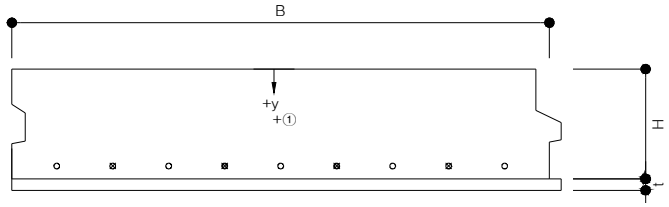
= 6,396,743,387 − 137.34 × 35,234,927 = 1,557,451,219 ㎜^{4}

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,557,451,219}{137.34} = 11,339,815.4$ ㎟

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,557,451,219}{-60.99} = -25,536,290.4$ ㎟

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,557,451,219}{-132.66} = -11,740,491.7$ ㎟

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	6	215.0
Ap2	Φ15.2㎜	2	165.0
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			248,223.80		33,584,397				6,064,764,937
Ap1	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
Ap2	138.7	2	1,387.00	165.0	228,855	27,225	0	27,225	37,761,075
합계		8	253,771.80		34,707,867				6,294,868,237

N_c = 6.00

A_{va1} = 253,771.80 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 34,707,867 / 253,772 = 136.77 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 136.77 − 270.00 = -133.23 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (6 ×215.0+2 ×165.0) / 8

= 136.77 − 202.50 = -65.73 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 6,294,868,237 − 136.77 × 34,707,867 = 1,547,941,936 ㎜^{4}

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,547,941,936}{136.77} = 11,318,010.7$ ㎟

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,547,941,936}{-65.73} = -23,549,297.8$ ㎟

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,547,941,936}{-133.23} = -11,618,396.4$ ㎟

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	248,223.8	A_{vc1}'	261,539.0	mm^2
Y_{tc0}	135.3	Y_{tc1}'	138.4	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-57.8	mm
Y_{bc0}	-134.7	Y_{bc1}'	-131.6	mm
I_{vc0}	1,520,834,331.0	I_{vc1}'	1,575,584,339.5	mm^4
Z_{tc0}	11,240,555.5	Z_{tc1}'	11,384,120.3	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-27,236,597.8	mm^3
Z_{bc0}	-11,290,433.9	Z_{bc1}'	-11,972,701.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	248,223.8	A_{vb1}'	258,210.2	mm^2
Y_{tb0}	135.3	Y_{tb1}'	137.7	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-60.6	mm
Y_{bb0}	-134.7	Y_{bb1}'	-132.3	mm
I_{vb0}	1,520,834,331.0	I_{vb1}'	1,564,527,122.9	mm^4
Z_{tb0}	11,240,555.5	Z_{tb1}'	11,358,821.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-25,818,733.7	mm^3
Z_{bb0}	-11,290,433.9	Z_{bb1}'	-11,828,887.4	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	248,223.8	A_{va1}'	254,881.4	mm^2
Y_{ta0}	135.3	Y_{ta1}'	137.1	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-65.4	mm
Y_{ba0}	-134.7	Y_{ba1}'	-132.9	mm
I_{va0}	1,520,834,331.0	I_{va1}'	1,553,235,431.0	mm^4
Z_{ta0}	11,240,555.5	Z_{ta1}'	11,333,003.1	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-23,733,149.1	mm^3
Z_{ba0}	-11,290,433.9	Z_{ba1}'	-11,683,221.2	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	248,223.8	A_{vc1}	259,319.8	mm^2
Y_{tc0}	135.3	Y_{tc1}	137.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-58.3	mm
Y_{bc0}	-134.7	Y_{bc1}	-132.1	mm
I_{vc0}	1,520,834,331.0	I_{vc1}	1,566,794,147.6	mm^4
Z_{tc0}	11,240,555.5	Z_{tc1}	11,361,246.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-26,854,827.1	mm^3
Z_{bc0}	-11,290,433.9	Z_{bc1}	-11,861,285.9	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	248,223.8	A_{vb1}	256,545.8	mm^2
Y_{tb0}	135.3	Y_{tb1}	137.3	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-61.0	mm
Y_{bb0}	-134.7	Y_{bb1}	-132.7	mm
I_{vb0}	1,520,834,331.0	I_{vb1}	1,557,451,218.5	mm^4
Z_{tb0}	11,240,555.5	Z_{tb1}	11,339,815.4	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-25,536,290.4	mm^3
Z_{bb0}	-11,290,433.9	Z_{bb1}	-11,740,491.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	248,223.8	A_{va1}	253,771.8	mm^2
Y_{ta0}	135.3	Y_{ta1}	136.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-65.7	mm
Y_{ba0}	-134.7	Y_{ba1}	-133.2	mm
I_{va0}	1,520,834,331.0	I_{va1}	1,547,941,936.3	mm^4
Z_{ta0}	11,240,555.5	Z_{ta1}	11,318,010.7	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-23,549,297.8	mm^3
Z_{ba0}	-11,290,433.9	Z_{ba1}	-11,618,396.4	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.95m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{121,257,665}{11,384,120} \times 1.235 = 13.158$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{121,257,665}{-27,236,598} \times 1.235 = -5.500$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{121,257,665}{-11,972,702} \times 1.235 = -12.511$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{121,257,665}{11,361,246} \times 1.235 = 13.184$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{121,257,665}{-26,854,827} \times 1.235 = -5.578$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{121,257,665}{-11,861,286} \times 1.235 = -12.628$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,122,613}{11,361,246} \times 1.235 = 0.231$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,122,613}{-26,854,827} \times 1.235 = -0.098$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,122,613}{-11,861,286} \times 1.235 = -0.221$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{11,361,246} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-26,854,827} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-11,861,286} \times 1.235 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,106,000}{11,361,246} \times 1.235 = 10.015$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,106,000}{-26,854,827} \times 1.235 = -4.237$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,106,000}{-11,861,286} \times 1.235 = -9.592$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 16 \times (\frac{1}{261,539} + \frac{-57.85}{-27,236,598})$

$= 18.082$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -5.500$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.082 + -5.500)$

$= 12.582$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.582 = 90.521$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.098 + 0.000)
  = 0.098 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.582 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.582 - 7 × 0.098
  = 150.306 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = 119 - 1.05 × H_r (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 35 - 0.1 × Δf_{pel} - 0.05 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})
= 35 - 0.1 × 90.521 - 0.05 × (45.500 + 150.306)
= 16.158 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 90.521 = 1,279.48 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 16 × 138.7 × 1,279.5
= 2,839.42 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,279.48 - 150.31 - 45.50 - 16.16
= 1,067.52 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,067.52}{1,279.48} = 0.834$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.834 × 2,839.42 = 2,369.03 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,839.42 × -57.85 / 1,000 = -164.255 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 2,369.03 × -58.34 / 1,000 = -138.217 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,839,420}{261,539} + \frac{-164,254,919}{11,384,120} = -3.572$ MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,839,420}{261,539} + \frac{-164,254,919}{-27,236,598} = 16.887$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,839,420}{261,539} + \frac{-164,254,919}{-11,972,702} = 24.576$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{2,369,031}{259,320} + \frac{-138,216,626}{11,361,246} = -3.030$ MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{2,369,031}{259,320} + \frac{-138,216,626}{-26,854,827} = 14.282$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{2,369,031}{259,320} + \frac{-138,216,626}{-11,861,286} = 20.788$ MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{79,319,201}{11,358,821} \times 1.235 = 8.626$ MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{79,319,201}{-25,818,734} \times 1.235 = -3.795$ MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{79,319,201}{-11,828,887} \times 1.235 = -8.283$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{79,319,201}{11,339,815} \times 1.235 = 8.641$ MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{79,319,201}{-25,536,290} \times 1.235 = -3.837$ MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{79,319,201}{-11,740,492} \times 1.235 = -8.346$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,388,481}{11,339,815} \times 1.235 = 0.151$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,388,481}{-25,536,290} \times 1.235 = -0.067$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,388,481}{-11,740,492} \times 1.235 = -0.146$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{11,339,815} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-25,536,290} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-11,740,492} \times 1.235 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,250,000}{11,339,815} \times 1.235 = 6.563$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,250,000}{-25,536,290} \times 1.235 = -2.915$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,250,000}{-11,740,492} \times 1.235 = -6.339$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{258,210} + \frac{-60.60}{-25,818,734} \right)$

$= 14.183$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -3.795 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (14.183 + -3.795)$
  $=$ 10.388 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 10.388 =$ 74.731 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.067 + 0.000)$
  $=$ 0.067 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 10.388 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 10.388 - 7 \times 0.067$
  $=$ 124.181 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 74.731 - 0.05 \times (45.500 + 124.181)$
$=$ 19.043 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 74.731 =$ 1,295.27 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 12 \times 138.7 \times 1,295.3$
$=$ 2,155.85 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,295.27 - 124.18 - 45.50 - 19.04$
$=$ 1,106.55 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,106.55}{1,295.27} =$ 0.854

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.854 $\times$ 2,155.85 = 1,841.73 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 2,155.85 \times -60.60 / 1,000 = -130.637$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,841.73 \times -60.99 / 1,000 = -112.327$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{2,155,846}{258,210} + \frac{-130,636,927}{11,358,821} = -3.152$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{2,155,846}{258,210} + \frac{-130,636,927}{-25,818,734} = 13.409$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{2,155,846}{258,210} + \frac{-130,636,927}{-11,828,887} = 19.393$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,841,735}{256,546} + \frac{-112,326,903}{11,339,815} = -2.727$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,841,735}{256,546} + \frac{-112,326,903}{-25,536,290} = 11.578$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,841,735}{256,546} + \frac{-112,326,903}{-11,740,492} = 16.746$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{55,503,693}{11,333,003} \times 1.235 = 6.050$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{55,503,693}{-23,733,149} \times 1.235 = -2.889$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{55,503,693}{-11,683,221} \times 1.235 = -5.869$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{55,503,693}{11,318,011} \times 1.235 = 6.058$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{55,503,693}{-23,549,298} \times 1.235 = -2.911$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{55,503,693}{-11,618,396} \times 1.235 = -5.901$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{971,591}{11,318,011} \times 1.235 = 0.106$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{971,591}{-23,549,298} \times 1.235 = -0.051$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{971,591}{-11,618,396} \times 1.235 = -0.103$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{11,318,011} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-23,549,298} \times 1.235 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-11,618,396} \times 1.235 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,160,000}{11,318,011} \times 1.235 = 4.602$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,160,000}{-23,549,298} \times 1.235 = -2.212$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,160,000}{-11,618,396} \times 1.235 = -4.483$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times (\frac{1}{254,881} + \frac{-65.45}{-23,733,149})$

$= 10.156$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -2.889 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (10.156 + -2.889)$
  $=$ 7.267 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 7.267 =$ 52.282 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(-0.051 + 0.000)$
  $=$ 0.051 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 7.267 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 7.267 - 7 \times 0.051$
  $=$ 86.849 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 52.282 - 0.05 \times (45.500 + 86.849)$
$=$ 23.154 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 52.282 =$ 1,317.72 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,317.7$
$=$ 1,462.14 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,317.72 - 86.85 - 45.50 - 23.15$
$=$ 1,162.22 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,162.22}{1,317.72} =$ 0.882

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.882 $\times$ 1,462.14 = 1,289.59 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 1{,}462.14 \times -65.45 / 1{,}000 = -95.691$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 1{,}289.59 \times -65.73 / 1{,}000 = -84.768$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{1{,}462{,}140}{254{,}881} + \frac{-95{,}690{,}978}{11{,}333{,}003} = -2.707$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{1{,}462{,}140}{254{,}881} + \frac{-95{,}690{,}978}{-23{,}733{,}149} = 9.769$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{1{,}462{,}140}{254{,}881} + \frac{-95{,}690{,}978}{-11{,}683{,}221} = 13.927$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{1{,}289{,}594}{253{,}772} + \frac{-84{,}767{,}561}{11{,}318{,}011} = -2.408$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{1{,}289{,}594}{253{,}772} + \frac{-84{,}767{,}561}{-23{,}549{,}298} = 8.681$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{1{,}289{,}594}{253{,}772} + \frac{-84{,}767{,}561}{-11{,}618{,}396} = 12.378$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,279.48	1,295.27	1,317.72
유효 긴장응력	1,067.52	1,106.55	1,162.22

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,067.5	1,106.5	1,162.2	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	-3.572	24.576	-3.152	19.393	-2.707	13.927
풍도슬래브	13.158	-12.511	8.626	-8.283	6.050	-5.869

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		-3.030	20.788	-2.727	16.746	-2.408	12.378
고정 하중	풍도슬래브	13.184	-12.628	8.641	-8.346	6.058	-5.901
	CIP 몰탈	0.231	-0.221	0.151	-0.146	0.106	-0.103
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.015	-9.592	6.563	-6.339	4.602	-4.483

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	9.586	12.065	5.474	11.110	3.343	8.058
	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	10.154	8.160	5.914	8.401	3.650	6.476
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	10.385	7.939	6.065	8.255	3.756	6.373
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	10.385	7.939	6.065	8.255	3.756	6.373
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	20.400	-1.654	12.629	1.915	8.358	1.891
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (3,040,304.000 × 12240) / (2219.200 × 200,000)

= 83.844 ㎜

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 ×(Σ고정하중)	182.894	1.6 ×(Σ작업하중)	182.046	364.940

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 364.940 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 196 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 74 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 950 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{2219.20}{950.0 \times 196.3} = 0.0119$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,396 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{2219.20 \times 1,396 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 950}$$

$$= 76.8 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 2,219.20 \times 1,396 \times 196.25 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.62}{50}\right)$$

$$= 416 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 416 kN·m > 364.94 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 20.788)× 11,861,286 / 1.0E+06

= 299.42 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 415.55 kN·m

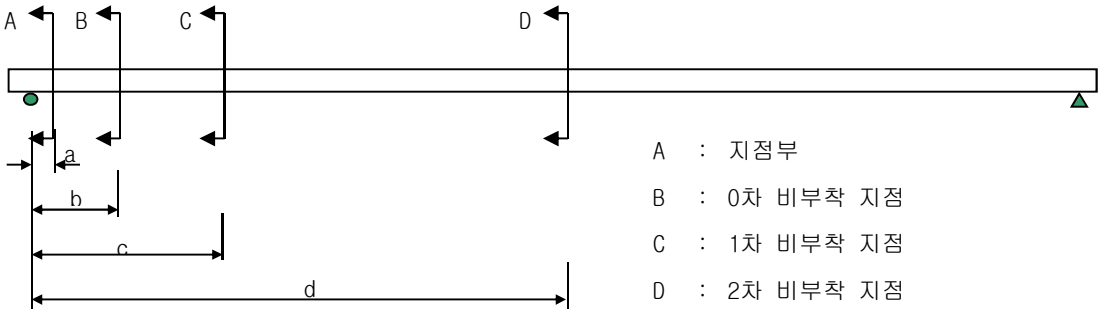
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 299.42 = 359.30 kN·m

$\Phi M_n > 1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	48.951	0.857	49.808	37.183	86.990
B	42.446	0.743	43.189	32.241	75.430
C	35.941	0.629	36.570	27.300	63.870
D	28.622	0.501	29.123	21.741	50.865
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	36.884	0.646	37.530	28.017	65.546
C	68.564	1.200	69.764	52.080	121.844
D	97.983	1.715	99.698	74.427	174.125
E	149.790	2.622	152.412	113.779	266.190

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	58.741	1.028	59.769	59.492	119.261
B	50.935	0.892	51.827	51.586	103.413
C	43.129	0.755	43.884	43.680	87.564
D	34.347	0.601	34.948	34.786	69.734
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	44.261	0.775	45.035	44.827	89.862
C	82.276	1.440	83.717	83.328	167.045
D	117.580	2.058	119.638	119.083	238.721
E	179.748	3.146	182.894	182.046	364.940

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	8.681	0.000	1,547,941,936	133.2	141.940
B	50.0	8.681	3.230	1,547,941,936	133.2	104.410
C	50.0	8.681	6.005	1,547,941,936	133.2	72.176
D	50.0	11.578	8.492	1,557,451,219	132.7	77.738
E	50.0	14.282	12.850	1,566,794,148	132.1	58.932

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	950	216.0	86.990	32.271	141.940	0.000	∞
B	50.0	950	216.0	75.430	27.983	104.410	24.316	268.134
C	50.0	950	216.0	63.870	23.694	72.176	45.201	174.253
D	50.0	950	216.0	50.865	18.869	77.738	64.596	146.123
E	50.0	950	216.0	0.000	0.000	58.932	98.749	72.549

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	5.082	950.0	216.0	0.00	733.615
B	50.0	5.082	950.0	216.0	0.00	733.615
C	50.0	5.082	950.0	216.0	0.00	733.615
D	50.0	7.179	950.0	216.0	0.00	862.723
E	50.0	9.136	950.0	216.0	0.00	983.170

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	733.615	733.615
B	268.134	733.615	268.134
C	174.253	733.615	174.253
D	146.123	862.723	146.123
E	72.549	983.170	72.549

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

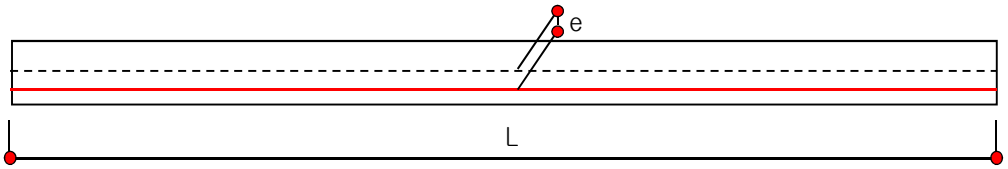
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	119.261	733.615	0.750	550.211	-430.95	0.217	전단보강 불필요
B	103.413	268.134	0.750	201.100	-97.69	0.514	전단보강 불필요
C	87.564	174.253	0.750	130.690	-43.13	0.670	전단보강 불필요
D	69.734	146.123	0.750	109.592	-39.86	0.636	전단보강 불필요
E	0.000	72.549	0.750	54.412	-54.41	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

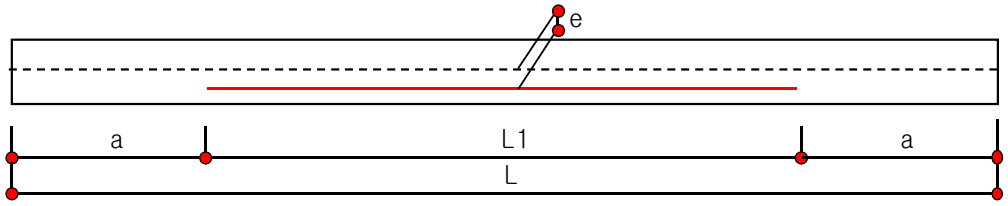
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}839 \times 58.3 \times 12.04^2}{8 \times 32{,}300 \times 1566794148} - \frac{684 \times 61.0 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1566794148}$$

$$- \frac{694 \times 65.7 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1566794148}$$

$$= 59.32 - 2.574 - 1.153 = 55.6 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,040 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	165.661	1,575,584,339	-55.59	
풍도슬래브 자중	121.258	1,575,584,339	50.80	
접합 몰탈	2.123	1,575,584,339	0.84	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,575,584,339	0.00	
합 계(고정하중)			-3.95	
작업하중 및 풍하중	92.106	1,575,584,339	36.64	

풍도슬래브 계 산 서

TYPE 7-4

(L= 12.240 m, B= 1.000 m, H= 0.270 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

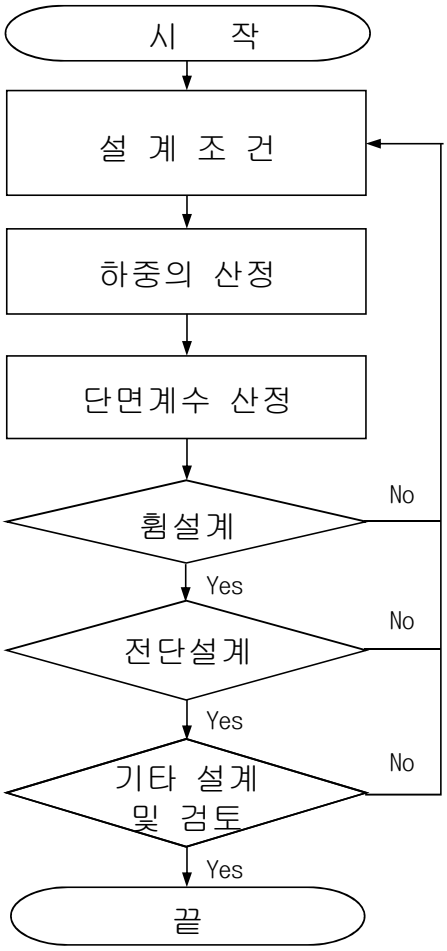
제4장 단면계수 산정
4.1 풍도슬래브의 총단면
4.2 PS강재의 환산단면(프리스트레스 도입시)
4.3 PS강재의 환산단면(설계하중 작용시)
4.4 단면계수 집계

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

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 : 12.240 m

㉯ 계산지간 : 12.040 m

㉰ 폭 원 : 0.700 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.270 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

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 사용하중 작용시 : f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_{p1} = Φ15.2mm x 8 = 1,109.6 mm^2

A_{p2} = Φ15.2mm x 4 = 554.8 mm^2

$\sum A_p$ = Φ15.2mm x 12 = 1,664.4 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ 프리스트레스 도입 직후 시간에 따른 프리스트레스 손실이 일어나기 전의 응력

가) 휨압축응력 : $f_{ci'}$ = 30.00 Mpa

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

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

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

부착된 철근이 없는 인장 구역 :

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

가) 압축연단응력

· 유효프리스트레스 + 지속하중 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

· 유효프리스트레스 + 전체하중 : f_{cat} = 0.60 x f_{ck} = 30.0 Mpa

㉱ 허용휨인장응력

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

㉲ 탄 성 계 수

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

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

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

㉳ 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

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

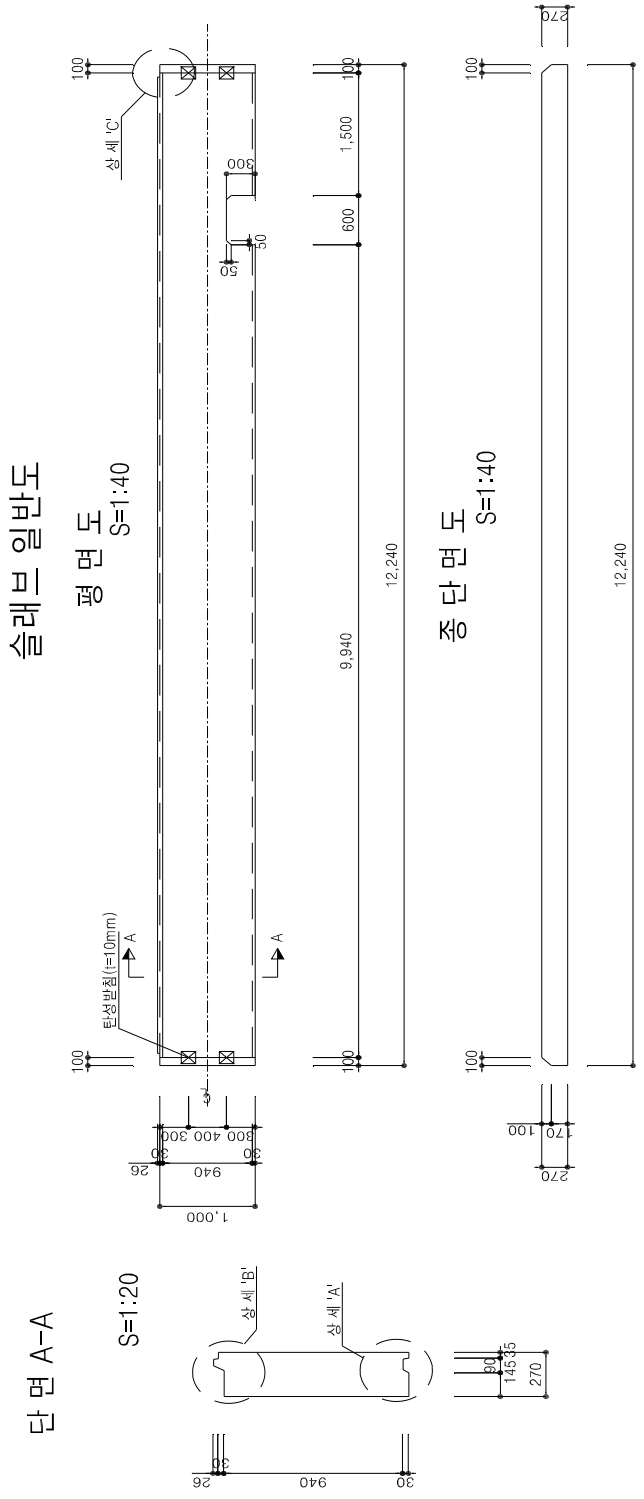
1.1.4 참고문헌

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 0.9853m) 에 작용하는 하중임.

1) 1차 고정하중(Wd1)

① 풍도슬래브의 고정하중

단 면 적 = 181,279 ㎟

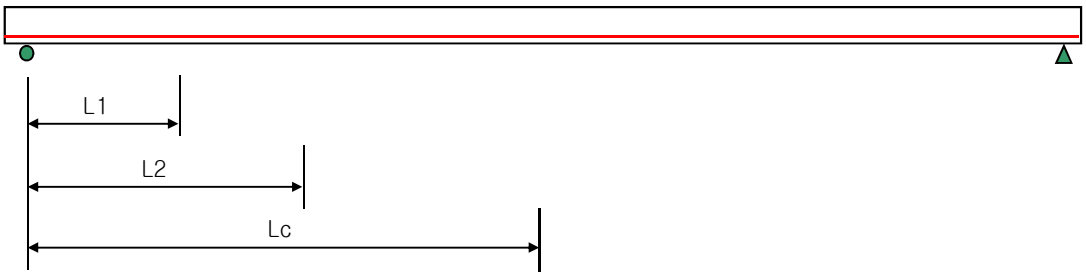
추가단면적 = 77,031 ㎟

하중계산 = 258,310 / 1.0E+06 × 25.00 = 6.458 kN/m

② 내화몰탈 고정하중(하중으로만 작용)

단 면 적 = 0.0 × 700.0 = 0 ㎟

하중계산 = 0 / 1.0E+06 × 15.15 = 0.000 kN/m



2) 2차 고정하중(Wd2)

① 접합 몰탈

단 면 적 = 6,057 ㎟

하중계산 = 6,057 / 1.0E+06 × 23.50 = 0.142 kN/m

3.2 격벽하중(Wd3)

1) ALC 격벽자중

단위하중 = 0.000 kN/m³ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 0.000 × 0.000 × 0.00 × 0.700 = 0.000 kN/m

작용위치 : 지점으로 부터 0.000 m 지점에 작용

3.3 작업하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (Pl)

단위하중 = 5.000 kN/㎡ (도 · 한 3.6.4)

하중계산 = 5.000 × 0.985 = 4.927 kN/m

2) 풍하중 (Ws)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 0.985 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

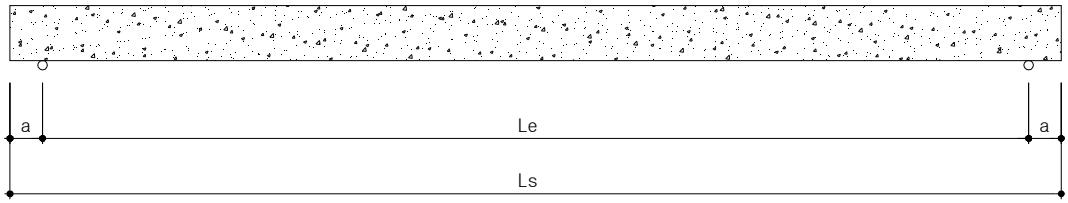
KN/m/EA

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중	풍 하 중	하중 조합
하 중	6.458	0.142	0.000	4.927	0.000	
LC-1	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	6.60
LC-2	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	11.53
LC-3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	6.60
ULC-1	1.4	1.4	1.4	0.0	0.0	9.24
ULC-2	1.2	1.2	1.2	1.6	0.0	15.80
ULC-3	1.2	1.2	1.2	0.0	1.3	7.92
MAX						15.80

3.5 단면력 산정

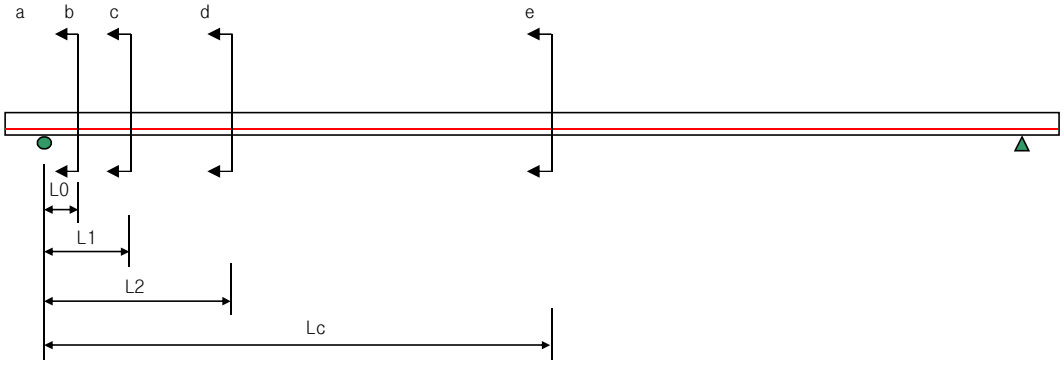
* 단면력은 단위폭(1.0m) 당 작용하는 하중산정 결과임.

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 12.240 m
- 계산지간(Le) : 12.040 m
- 접촉길이(La) : 0.100 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc(빔 중앙 지점= Le/2) : 6.020 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 = (6.554 × 12.040)/ 2 = 39.456 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 6.554 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 29.729 kN-m

M_3 = 6.554 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 55.264 kN-m

M_4 = 6.554 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 78.977 kN-m

M_5 = 6.554 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 120.734 kN-m

③ 전단력

S_1 = 39.456 kN

S_2 = 39.456 - (6.554 × 0.800) = 34.212 kN

S_3 = 39.456 - (6.554 × 1.600) = 28.969 kN

S_4 = 39.456 - (6.554 × 2.500) = 23.070 kN

S_5 = 39.456 - (6.554 × 6.020) = 0.000 kN

3) 접합부 CIP몰탈

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.144 × 12.040)/ 2 = 0.870 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.144 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 0.655 kN-m

M_3 = 0.144 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 1.218 kN-m

M_4 = 0.144 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 1.741 kN-m

M_5 = 0.144 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 2.661 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.870 kN

S_2 = 0.870 - (0.144 × 0.800) = 0.754 kN

S_3 = 0.870 - (0.144 × 1.600) = 0.639 kN

S_4 = 0.870 - (0.144 × 2.500) = 0.509 kN

S_5 = 0.870 - (0.144 × 6.020) = 0.000 kN

4) 격벽하중

① 반력

R_A = 0.000 kN/m

R_B = 0.000 kN/m

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.800 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 1.600 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 2.500 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 6.020 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 kN

S_5 = 0.000 kN

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

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (5.000 × 12.040)/ 2 = 30.100 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 5.000 × 0.800 / 2 × (12.140 - 0.800) = 22.680 kN-m

M_3 = 5.000 × 1.600 / 2 × (12.140 - 1.600) = 42.160 kN-m

M_4 = 5.000 × 2.500 / 2 × (12.140 - 2.500) = 60.250 kN-m

M_5 = 5.000 × 6.020 / 2 × (12.140 - 6.020) = 92.106 kN-m

③ 전단력

S_1 = 30.100 kN

S_2 = 30.100 - (5.000 × 0.800) = 26.100 kN

S_3 = 30.100 - (5.000 × 1.600) = 22.100 kN

S_4 = 30.100 - (5.000 × 2.500) = 17.600 kN

S_5 = 30.100 - (5.000 × 6.020) = 0.000 kN

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	29.729	0.655	0.000	22.680	53.065	0차비부착부
	c	55.264	1.218	0.000	42.160	98.642	1차비부착부
	d	78.977	1.741	0.000	60.250	140.968	2차비부착부
	e	120.734	2.661	0.000	92.106	215.501	중앙부
전단력 (KN/m)	a	39.456	0.870	0.000	30.100	70.425	지점부(전단검토)
	b	34.212	0.754	0.000	26.100	61.066	0차비부착부
	c	28.969	0.639	0.000	22.100	51.708	1차비부착부
	d	23.070	0.509	0.000	17.600	41.179	2차비부착부
	e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	중앙부

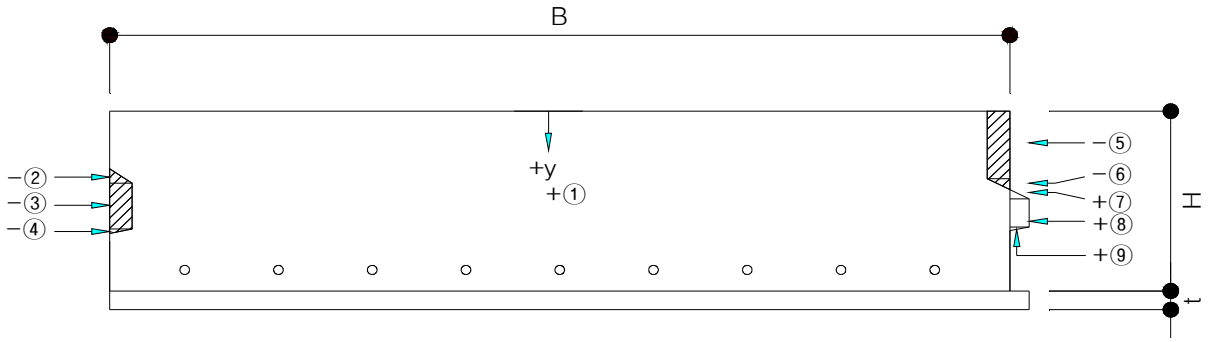
3.6 반력산정

(KN/m 반력)

구 분	풍도슬래브	접합 몰탈	격벽하중	작업하중 또는 풍하중	합 계	비 고
LC-1	39.456	0.870	0.000		40.325	
LC-2	39.456	0.870	0.000	30.100	70.425	
MAX					70.425	

제4장 단면계수 산정

4.1 풍도슬래브의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_c=AK$
① □	1	700	270	189,000	135.0	25,515,000	18,225	6,075	24,300	4,592,700,000
② ▽	-1	30.0	20	-300	158.3	-47,500	25,069	22	25,092	-7,527,500
③ □	-1	30.0	64	-1,920	197.0	-378,240	38,809	341	39,150	-75,168,640
④ ▽	-1	30.0	6	-90	231.0	-20,790	53,361	2	53,363	-4,802,670
⑤ □	-1	30.0	159	-4,770	79.5	-379,215	6,320	2,107	8,427	-40,196,790
⑥ ▽	-1	30.0	15.0	-225	164.0	-36,900	26,896	13	26,909	-6,054,413
⑦ ▽	1	26.0	13.0	169	182.7	30,871	33,367	9	33,377	5,640,629
⑧ □	1	26.0	39.0	1,014	206.5	209,391	42,642	127	42,769	43,367,766
⑨ ▽	1	26.0	5.0	65	227.7	14,798	51,832	1	51,834	3,369,178
Ap1	-8			-1,110	215.0	-238,564	46,225			-51,312,211
Ap2	-4			-555	165.0	-91,542	27,225			-15,114,906
합 계				181,279		24,577,309				4,444,900,442

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 181,278.60 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 24,577,309 / 181,279 = 135.58 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 135.58 - 270.00 = -134.42 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

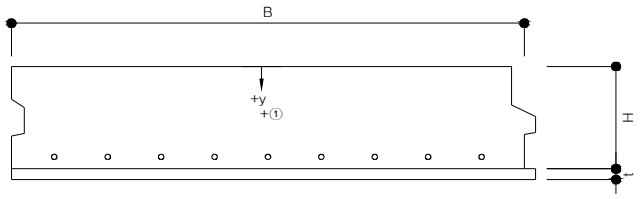
= 4,444,900,442 - 135.58 × 24,577,309 = 1,112,769,029 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{1,112,769,029}{135.58} = 8,207,619.9$ ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{1,112,769,029}{-134.42} = -8,278,148.9$ ㎣

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

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	215.0
Ap2	Φ15.2mm	4	165.0
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			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	8	6,657.60	215.0	1,431,384	46,225	0	46,225	307,747,560
Ap2	138.7	4	3,328.80	165.0	549,252	27,225	0	27,225	90,626,580
합계		12	191,265.00		26,557,945				4,843,274,582

N_c' = 7.00

A_{vc1}' = 191,265.00 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 26,557,945 / 191,265 = 138.85 mm

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 138.85 − 270.00 = −131.15 mm

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (8 \times 215.0 + 4 \times 165.0)/12$

= 138.85 − 198.33 = −59.48 mm

I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

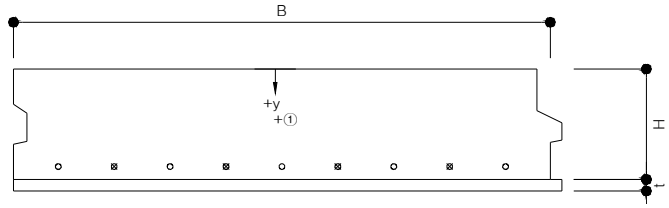
= 4,843,274,582 − 138.85 × 26,557,945 = 1,155,592,870 mm^4

$$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{1,155,592,870}{138.85} = 8,322,348.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1}' = \frac{I_{vc1}'}{e_{pc1}'} = \frac{1,155,592,870}{-59.48} = -19,428,536.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{1,155,592,870}{-131.15} = -8,811,511.4 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	215.0
Ap2	Φ15.2mm	2	165.0
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			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	6	4,993.20	215.0	1,073,538	46,225	0	46,225	230,810,670
Ap2	138.7	2	1,664.40	165.0	274,626	27,225	0	27,225	45,313,290
합계		8	187,936.20		25,925,473				4,721,024,402

N_c' = 7.00

A_{v1}' = 187,936.20 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,925,473 / 187,936 = 137.95 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 137.95 − 270.00 = -132.05 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (6 ×215.0 + 2 ×165.0) / 8

= 137.95 − 202.50 = -64.55 ㎜

I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

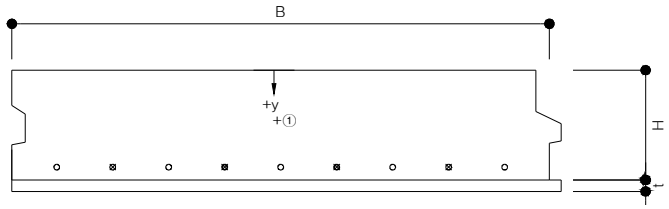
= 4,721,024,402 − 137.95 × 25,925,473 = 1,144,650,344 ㎜⁴

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{1,144,650,344}{137.95} = 8,297,678.3$ ㎣

$Z_{e1}' = \frac{I_{v1}'}{ep_1'} = \frac{1,144,650,344}{-64.55} = -17,732,294.4$ ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{1,144,650,344}{-132.05} = -8,668,196.3$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	215.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	165.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	4	3,328.80	215.0	715,692	46,225	0	46,225	153,873,780
Ap2	138.7	0	0.00	165.0	0	27,225	0	27,225	0
합계		4	184,607.40		25,293,001				4,598,774,222

N_c' = 7.00

A_{va1}' = 184,607.40 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 25,293,001 / 184,607 = 137.01 ㎜

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 137.01 − 270.00 = -132.99 ㎜

e_{pa1}' = Y_{ta1}' − (4 ×215.0+ 0 ×165.0) / 4

= 137.01 − 215.00 = -77.99 ㎜

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

= 4,598,774,222 − 137.01 × 25,293,001 = 1,133,388,222 ㎜⁴

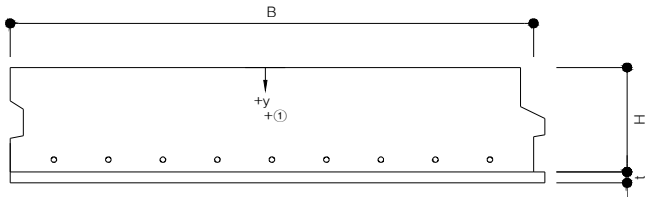
$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{1,133,388,222}{137.01} = 8,272,322.2$ ㎣

$Z_{ea1}' = \frac{I_{va1}'}{ep_{a1}'} = \frac{1,133,388,222}{-77.99} = -14,532,421.9$ ㎣

$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{1,133,388,222}{-132.99} = -8,522,336.3$ ㎣

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	8	215.0
Ap2	Φ15.2mm	4	165.0
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			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	8	5,548.00	215.0	1,192,820	46,225	0	46,225	256,456,300
Ap2	138.7	4	2,774.00	165.0	457,710	27,225	0	27,225	75,522,150
합계		12	189,600.60		26,227,839				4,776,878,892

N_c = 6.00

A_{vc1} = 189,600.60 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 26,227,839 / 189,601 = 138.33 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 138.33 − 270.00 = −131.67 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (8 \times 215.0 + 4 \times 165.0) / 12$

= 138.33 − 198.33 = −60.00 mm

I_{vc1} = $\sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

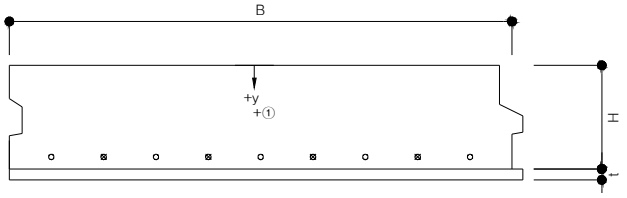
= 4,776,878,892 − 138.33 × 26,227,839 = 1,148,728,250 mm^4

$$Z_{tc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \frac{1,148,728,250}{138.33} = 8,304,136.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ec1} = \frac{I_{vc1}}{ep_{c1}} = \frac{1,148,728,250}{-60.00} = -19,145,060.2 \text{ ㎣}$$

$$Z_{bc1} = \frac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \frac{1,148,728,250}{-131.67} = -8,724,433.1 \text{ ㎣}$$

2) 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	Φ15.2mm	6	215.0
Ap2	Φ15.2mm	2	165.0
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			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	6	4,161.00	215.0	894,615	46,225	0	46,225	192,342,225
Ap2	138.7	2	1,387.00	165.0	228,855	27,225	0	27,225	37,761,075
합계		8	186,826.60		25,700,779				4,675,003,742

N_c = 6.00

A_{vb1} = 186,826.60 ㎟

Y_{tb1} = $\sum Q / \sum A$ = 25,700,779 / 186,827 = 137.56 ㎜

Y_{bb1} = $Y_{tb1} - H$ = 137.56 − 270.00 = -132.44 ㎜

e_{pb1} = Y_{tb1} − (6 ×215.0+2 ×165.0) / 8

= 137.56 − 202.50 = -64.94 ㎜

I_{vb1} = $\sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

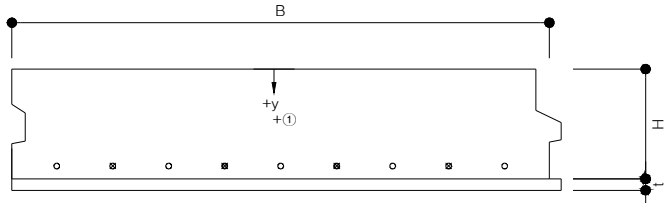
= 4,675,003,742 − 137.56 × 25,700,779 = 1,139,479,137 $㎜^4$

$Z_{tb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \frac{1,139,479,137}{137.56} = 8,283,212.5$ ㎣

$Z_{eb1} = \frac{I_{vb1}}{ep_{b1}} = \frac{1,139,479,137}{-64.94} = -17,547,964.1$ ㎣

$Z_{bb1} = \frac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \frac{1,139,479,137}{-132.44} = -8,604,055.7$ ㎣

3) 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터터 1.600m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap1	Φ15.2㎜	4	215.0
Ap2	Φ15.2㎜	0	165.0
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{ca0}=AK
Con'c			181,278.60		24,577,309				4,444,900,442
Ap1	138.7	4	2,774.00	215.0	596,410	46,225	0	46,225	128,228,150
Ap2	138.7	0	0.00	165.0	0	27,225	0	27,225	0
합계		4	184,052.60		25,173,719				4,573,128,592

N_c = 6.00

A_{va1} = 184,052.60 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q / \sum A$ = 25,173,719 / 184,053 = 136.77 ㎜

Y_{ba1} = $Y_{ta1} - H$ = 136.77 − 270.00 = -133.23 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} − (4 ×215.0+0 ×165.0) / 4

= 136.77 − 215.00 = -78.23 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 4,573,128,592 − 136.77 × 25,173,719 = 1,130,003,484 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{1,130,003,484}{136.77} = 8,261,793.9$ ㎣

$Z_{ea1} = \frac{I_{va1}}{ep_{a1}} = \frac{1,130,003,484}{-78.23} = -14,445,478.7$ ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{1,130,003,484}{-133.23} = -8,481,891.6$ ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci}' = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	181,278.6	A_{vc1}'	191,265.0	mm^2
Y_{tc0}	135.6	Y_{tc1}'	138.9	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	-59.5	mm
Y_{bc0}	-134.4	Y_{bc1}'	-131.1	mm
I_{vc0}	1,112,769,028.7	I_{vc1}'	1,155,592,870.4	mm^4
Z_{tc0}	8,207,619.9	Z_{tc1}'	8,322,348.4	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	-19,428,536.4	mm^3
Z_{bc0}	-8,278,148.9	Z_{bc1}'	-8,811,511.4	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	181,278.6	A_{vb1}'	187,936.2	mm^2
Y_{tb0}	135.6	Y_{tb1}'	137.9	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	-64.6	mm
Y_{bb0}	-134.4	Y_{bb1}'	-132.1	mm
I_{vb0}	1,112,769,028.7	I_{vb1}'	1,144,650,344.1	mm^4
Z_{tb0}	8,207,619.9	Z_{tb1}'	8,297,678.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	-17,732,294.4	mm^3
Z_{bb0}	-8,278,148.9	Z_{bb1}'	-8,668,196.3	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	181,278.6	A_{va1}'	184,607.4	mm^2
Y_{ta0}	135.6	Y_{ta1}'	137.0	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	-78.0	mm
Y_{ba0}	-134.4	Y_{ba1}'	-133.0	mm
I_{va0}	1,112,769,028.7	I_{va1}'	1,133,388,221.6	mm^4
Z_{ta0}	8,207,619.9	Z_{ta1}'	8,272,322.2	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	-14,532,421.9	mm^3
Z_{ba0}	-8,278,148.9	Z_{ba1}'	-8,522,336.3	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 6.020m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	181,278.6	A_{vc1}	189,600.6	mm^2
Y_{tc0}	135.6	Y_{tc1}	138.3	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	-60.0	mm
Y_{bc0}	-134.4	Y_{bc1}	-131.7	mm
I_{vc0}	1,112,769,028.7	I_{vc1}	1,148,728,250.3	mm^4
Z_{tc0}	8,207,619.9	Z_{tc1}	8,304,136.9	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	-19,145,060.2	mm^3
Z_{bc0}	-8,278,148.9	Z_{bc1}	-8,724,433.1	mm^3

② 2차 비부착구간 단면 (지점으로부터 2.500m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	181,278.6	A_{vb1}	186,826.6	mm^2
Y_{tb0}	135.6	Y_{tb1}	137.6	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	-64.9	mm
Y_{bb0}	-134.4	Y_{bb1}	-132.4	mm
I_{vb0}	1,112,769,028.7	I_{vb1}	1,139,479,137.1	mm^4
Z_{tb0}	8,207,619.9	Z_{tb1}	8,283,212.5	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	-17,547,964.1	mm^3
Z_{bb0}	-8,278,148.9	Z_{bb1}	-8,604,055.7	mm^3

③ 1차 비부착구간 단면 (지점으로부터 1.600m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	181,278.6	A_{va1}	184,052.6	mm^2
Y_{ta0}	135.6	Y_{ta1}	136.8	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	-78.2	mm
Y_{ba0}	-134.4	Y_{ba1}	-133.2	mm
I_{va0}	1,112,769,028.7	I_{va1}	1,130,003,484.1	mm^4
Z_{ta0}	8,207,619.9	Z_{ta1}	8,261,793.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	-14,445,478.7	mm^3
Z_{ba0}	-8,278,148.9	Z_{ba1}	-8,481,891.6	mm^3

제5장 응력검토

* 응력산정 결과는 슬래브 1장(단위폭원 0.7m) 에 작용하는 응력임.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{120,734,112}{8,322,348} \times 0.985 = 14.294$ MPa (압축)

· $f_{ec1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = \frac{120,734,112}{-19,428,536} \times 0.985 = -6.123$ MPa (인장)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{120,734,112}{-8,811,511} \times 0.985 = -13.500$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}} = \frac{120,734,112}{8,304,137} \times 0.985 = 14.325$ MPa (압축)

· $f_{ec1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}} = \frac{120,734,112}{-19,145,060} \times 0.985 = -6.214$ MPa (인장)

· $f_{bc1w} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}} = \frac{120,734,112}{-8,724,433} \times 0.985 = -13.635$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Mortar)

· $f_{tc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{2,661,184}{8,304,137} \times 0.985 = 0.316$ MPa (압축)

· $f_{ec2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{2,661,184}{-19,145,060} \times 0.985 = -0.137$ MPa (인장)

· $f_{bc2w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{2,661,184}{-8,724,433} \times 0.985 = -0.301$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{0}{8,304,137} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{ec3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{0}{-19,145,060} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{bc3w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{0}{-8,724,433} \times 0.985 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{tc1}} = \frac{92,106,000}{8,304,137} \times 0.985 = 10.929$ MPa (압축)

· $f_{ec4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{ec1}} = \frac{92,106,000}{-19,145,060} \times 0.985 = -4.740$ MPa (인장)

· $f_{bc4w} = \frac{M_{CIPc}}{Z_{bc1}} = \frac{92,106,000}{-8,724,433} \times 0.985 = -10.402$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 12 \times \left(\frac{1}{191,265} + \frac{-59.48}{-19,428,536}\right)$

$= 18.903$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' = -6.123$ MPa (인장)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (18.903 + -6.123)$

$= 12.780$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 12.780 = 91.940$ MPa (압축)

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

- f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -(-0.137 + 0.000)
  = 0.137 MPa (압축)
- f_{cir} = 12.780 MPa (압축)
- Δf_{pcr} = $12f_{cir} - 7f_{cds}$ = 12 × 12.780 - 7 × 0.137
  = 152.397 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

Δf_{psh} = $119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))
= 119 - 1.05 × 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)
= 45.500 MPa (압축)

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = $35 - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$
= 35 - 0.1 × 91.940 - 0.05 × (45.500 + 152.397)
= 15.911 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = $f_{pi} - \Delta f_{pel}$ = 1,370.0 - 91.940 = 1,278.06 MPa

P_t = $N \times A_{p1} \times f_{pt}$ = 12 × 138.7 × 1,278.1
= 2,127.20 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = $f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= $f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
= 1,278.06 - 152.40 - 45.50 - 15.91
= 1,064.25 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,064.25}{1,278.06} = 0.833$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = $\eta \times P_t$ = 0.833 × 2,127.20 = 1,771.34 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = $P_t \times e_{pc1}'$ = 2,127.20 × -59.48 / 1,000 = -126.524 kN·m

M_{pe} = $P_e \times e_{pc1}$ = 1,771.34 × -60.00 / 1,000 = -106.283 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{2,127,203}{191,265} + \frac{-126,524,225}{8,322,348} =$ -4.081 MPa (인장)

· $f_{ect} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{ec1}'} = \frac{2,127,203}{191,265} + \frac{-126,524,225}{-19,428,536} =$ 17.634 MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{2,127,203}{191,265} + \frac{-126,524,225}{-8,811,511} =$ 25.481 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{1,771,340}{189,601} + \frac{-106,282,683}{8,304,137} =$ -3.456 MPa (인장)

· $f_{ece} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{ec1}} = \frac{1,771,340}{189,601} + \frac{-106,282,683}{-19,145,060} =$ 14.894 MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{1,771,340}{189,601} + \frac{-106,282,683}{-8,724,433} =$ 21.525 MPa (압축)

5.2 2차 비부착 지점

5.2.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{78,976,725}{8,297,678} \times 0.985 =$ 9.378 MPa (압축)

· $f_{eb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = \frac{78,976,725}{-17,732,294} \times 0.985 =$ -4.388 MPa (인장)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{78,976,725}{-8,668,196} \times 0.985 =$ -8.977 MPa (인장)

5.2.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{tb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}} = \frac{78,976,725}{8,283,212} \times 0.985 =$ 9.394 MPa (압축)

· $f_{eb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}} = \frac{78,976,725}{-17,547,964} \times 0.985 =$ -4.434 MPa (인장)

· $f_{bb1w} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}} = \frac{78,976,725}{-8,604,056} \times 0.985 =$ -9.044 MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{tb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,740,780}{8,283,212} \times 0.985 = 0.207$ MPa (압축)

· $f_{eb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,740,780}{-17,547,964} \times 0.985 = -0.098$ MPa (인장)

· $f_{bb2w} = \frac{M_{CIPb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,740,780}{-8,604,056} \times 0.985 = -0.199$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{0}{8,283,212} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{eb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{0}{-17,547,964} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{0}{-8,604,056} \times 0.985 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{60,250,000}{8,283,212} \times 0.985 = 7.167$ MPa (압축)

· $f_{eb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{eb1}} = \frac{60,250,000}{-17,547,964} \times 0.985 = -3.383$ MPa (인장)

· $f_{bb4w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{60,250,000}{-8,604,056} \times 0.985 = -6.900$ MPa (인장)

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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_p \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{187,936} + \frac{-64.55}{-17,732,294} \right)$

$= 13.623$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' =$ -4.388 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (13.623 + -4.388)$
  $=$ 9.234 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times 9.234 =$ 66.433 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(-0.098 + 0.000)$
  $=$ 0.098 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 9.234 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 9.234 - 7 \times 0.098$
  $=$ 110.126 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δf_{psh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times 66.433 - 0.05 \times (45.500 + 110.126)$
$=$ 20.575 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,370.0 - 66.433 =$ 1,303.57 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 8 \times 138.7 \times 1,303.6$
$=$ 1,446.44 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= 1,303.57 - 110.13 - 45.50 - 20.58$
$=$ 1,127.37 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,127.37}{1,303.57} =$ 0.865

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.865 $\times$ 1,446.44 $=$ 1,250.92 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 1,446.44 \times -64.55 / 1,000 = -93.370$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 1,250.92 \times -64.94 / 1,000 = -81.229$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,446,438}{187,936} + \frac{-93,370,081}{8,297,678} = -3.556$ MPa (인장)

· $f_{ebt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{eb1}'} = \frac{1,446,438}{187,936} + \frac{-93,370,081}{-17,732,294} = 12.962$ MPa (압축)

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,446,438}{187,936} + \frac{-93,370,081}{-8,668,196} = 18.468$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{1,250,925}{186,827} + \frac{-81,228,963}{8,283,212} = -3.111$ MPa (인장)

· $f_{ebe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{eb1}} = \frac{1,250,925}{186,827} + \frac{-81,228,963}{-17,547,964} = 11.325$ MPa (압축)

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{1,250,925}{186,827} + \frac{-81,228,963}{-8,604,056} = 16.136$ MPa (압축)

5.3 1차 비부착 지점

5.3.1 가설전 고정하중(wd1)

1) 프리스트레스 도입시 (풍도슬래브 자중)

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{55,264,045}{8,272,322} \times 0.985 = 6.582$ MPa (압축)

· $f_{ea1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = \frac{55,264,045}{-14,532,422} \times 0.985 = -3.747$ MPa (인장)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{55,264,045}{-8,522,336} \times 0.985 = -6.389$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 고정하중 (wd1)

1) 풍도슬래브 가설시

· $f_{ta1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}} = \frac{55,264,045}{8,261,794} \times 0.985 = 6.591$ MPa (압축)

· $f_{ea1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}} = \frac{55,264,045}{-14,445,479} \times 0.985 = -3.769$ MPa (인장)

· $f_{ba1w} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}} = \frac{55,264,045}{-8,481,892} \times 0.985 = -6.420$ MPa (인장)

2) 현장타설 접합 몰탈(CIP Martar)

· $f_{ta2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ta1}} = \frac{1,218,113}{8,261,794} \times 0.985 = 0.145$ MPa (압축)

· $f_{ea2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ea1}} = \frac{1,218,113}{-14,445,479} \times 0.985 = -0.083$ MPa (인장)

· $f_{ba2w} = \frac{M_{CIPa}}{Z_{ba1}} = \frac{1,218,113}{-8,481,892} \times 0.985 = -0.142$ MPa (인장)

3) 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{0}{8,261,794} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{0}{-14,445,479} \times 0.985 = 0.000$ MPa

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{0}{-8,481,892} \times 0.985 = 0.000$ MPa

4) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{42,160,000}{8,261,794} \times 0.985 = 5.028$ MPa (압축)

· $f_{ea3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ea1}} = \frac{42,160,000}{-14,445,479} \times 0.985 = -2.876$ MPa (인장)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{42,160,000}{-8,481,892} \times 0.985 = -4.898$ MPa (인장)

5.3.3 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_{pel})

· 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

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,370.0 \times 138.7 \times 4 \times (\frac{1}{184,607} + \frac{-77.99}{-14,532,422})$

$= 8.196$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' =$ -3.747 MPa (인장)
- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 8.196 + -3.747 $)$
  $=$ 4.449 MPa (압축)
- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{27,800} \times$ 4.449 $=$ 32.010 MPa (압축)

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

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -($ -0.083 + 0.000 $)$
  $=$ 0.083 MPa (압축)
- $f_{cir} =$ 4.449 MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 4.449 $- 7 \times$ 0.083
  $=$ 52.811 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δ_{fpsh})

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

③ PS강재의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 35 - 0.1 \times \Delta fpel - 0.05 \times (\Delta fpsh + \Delta fpcr)$
$= 35 - 0.1 \times$ 32.010 $- 0.05 \times ($ 45.500 + 52.811 $)$
$=$ 26.883 MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,370.0 $-$ 32.010 $=$ 1,337.99 MPa
$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times$ 138.7 $\times$ 1,338.0
$=$ 742.32 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$
$=$ 1,337.99 $-$ 52.81 $-$ 45.50 $-$ 26.88
$=$ 1,212.80 MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{1,212.80}{1,337.99} =$ 0.906

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t =$ 0.906 $\times$ 742.32 $=$ 672.86 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 742.32 \times -77.99 / 1,000 = -57.894$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 672.86 \times -78.23 / 1,000 = -52.635$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{742,317}{184,607} + \frac{-57,893,524}{8,272,322} = -2.977$ MPa (인장)

· $f_{eat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ea1}'} = \frac{742,317}{184,607} + \frac{-57,893,524}{-14,532,422} = 8.005$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{742,317}{184,607} + \frac{-57,893,524}{-8,522,336} = 10.814$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{672,859}{184,053} + \frac{-52,634,654}{8,261,794} = -2.715$ MPa (인장)

· $f_{eae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ea1}} = \frac{672,859}{184,053} + \frac{-52,634,654}{-14,445,479} = 7.299$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{672,859}{184,053} + \frac{-52,634,654}{-8,481,892} = 9.861$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강재의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 비부착 지점	1차 비부착 지점
초기 긴장응력	1,278.06	1,303.57	1,337.99
유효 긴장응력	1,064.25	1,127.37	1,212.80

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강재의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 비부착지점	2차 비부착지점	$0.80f_{py}$	
1,064.3	1,127.4	1,212.8	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	-4.081	25.481	-3.556	18.468	-2.977	10.814
풍도슬래브	14.294	-13.500	9.378	-8.977	6.582	-6.389

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		-3.456	21.525	-3.111	16.136	-2.715	9.861
고정 하중	풍도슬래브	14.325	-13.635	9.394	-9.044	6.591	-6.420
	CIP 몰탈	0.316	-0.301	0.207	-0.199	0.145	-0.142
	격벽하중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
활하중	작업하중 또는 풍하중	10.929	-10.402	7.167	-6.900	5.028	-4.898

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 비부착 지점		1차 비부착 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장시	10.213	11.980	5.822	9.491	3.605	4.425
	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	10.869	7.889	6.284	7.092	3.876	3.442
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
CIP 콘크리트 타설시	11.185	7.589	6.491	6.893	4.021	3.300
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
격벽하중 작용시	11.185	7.589	6.491	6.893	4.021	3.300
	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K
작업하중 또는 풍하중 작용시	22.113	-2.813	13.657	-0.007	9.049	-1.597
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

$= (\quad 2,280,228.000 \quad \times \quad 12240 \quad) / (\quad 1664.400 \quad \times \quad 200,000 \quad)$

$= \quad 83.844 \quad mm$

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 ×(Σ고정하중)	145.898	1.6 ×(Σ작업하중)	145.203	291.101

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u = 291.101 kN · m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck} = 50 MPa
유 효 깊 이	d_P = 198 mm	철 근 항 복 강 도	f_y = 400 MPa
인 장 피 복	d' = 72 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ = 0.85
부 재 폭	b = 700 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.400$ (fpy/fpu= 0.851)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1664.40}{700.0 \times 198.3} = 0.0120$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.400}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,393 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1664.40 \times 1,393 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 700}$$

$$= 77.9 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.85 \times 1,664.40 \times 1,393 \times 198.33 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{16.70}{50}\right)$$

$$= 314 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

ΦM_n = 314 kN·m > 291.10 (M_u) --> O.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(㎣)

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

= (4.45 + 21.525)× 8,724,433 / 1.0E+06

= 226.66 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

ΦM_n = 313.83 kN·m

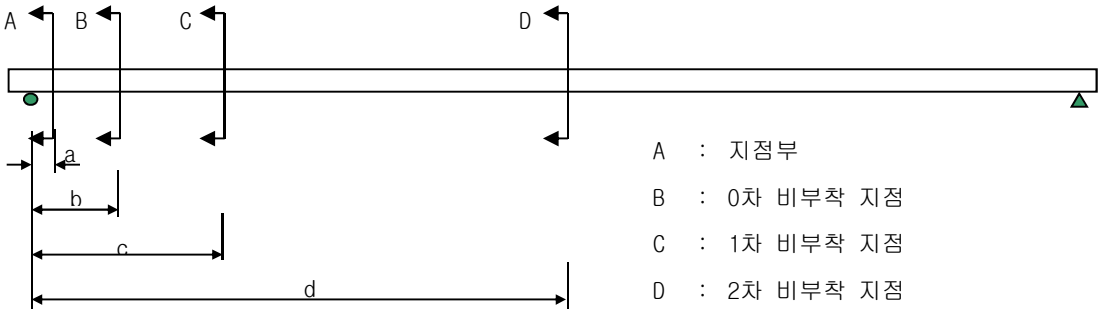
$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 226.66 = 271.99 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.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(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	38.876	0.857	39.732	29.658	69.390
B	33.709	0.743	34.452	25.716	60.169
C	28.543	0.629	29.172	21.775	50.947
D	22.731	0.501	23.232	17.341	40.574
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	29.292	0.646	29.938	22.347	52.285
C	54.452	1.200	55.652	41.540	97.192
D	77.816	1.715	79.531	59.364	138.895
E	118.959	2.622	121.581	90.752	212.333

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.2Vd + 1.6Vws$ (ULC-2)

단면 \ 하중	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	46.651	1.028	47.679	47.452	95.131
B	40.451	0.892	41.343	41.146	82.489
C	34.252	0.755	35.007	34.840	69.847
D	27.277	0.601	27.879	27.746	55.625
E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

M_u = 1.2MD + 1.6Mws (ULC-2)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Ws)	합 계
	풍도슬래브	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
B	35.151	0.775	35.926	35.755	71.680
C	65.342	1.440	66.782	66.464	133.247
D	93.379	2.058	95.437	94.983	190.420
E	142.751	3.146	145.898	145.203	291.101

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	7.299	0.000	1,130,003,484	133.2	91.901
B	50.0	7.299	3.530	1,130,003,484	133.2	61.963
C	50.0	7.299	6.561	1,130,003,484	133.2	36.249
D	50.0	11.325	9.243	1,139,479,137	132.4	48.327
E	50.0	14.894	13.936	1,148,728,250	131.7	39.205

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	700	216.0	69.390	25.741	91.901	0.000	∞
B	50.0	700	216.0	60.169	22.320	61.963	19.396	184.933
C	50.0	700	216.0	50.947	18.900	36.249	36.055	123.406
D	50.0	700	216.0	40.574	15.051	48.327	51.525	108.148
E	50.0	700	216.0	0.000	0.000	39.205	78.768	53.457

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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	3.656	700.0	216.0	0.00	475.879
B	50.0	3.656	700.0	216.0	0.00	475.879
C	50.0	3.656	700.0	216.0	0.00	475.879
D	50.0	6.696	700.0	216.0	0.00	613.767
E	50.0	9.342	700.0	216.0	0.00	733.827

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	∞	475.879	475.879
B	184.933	475.879	184.933
C	123.406	475.879	123.406
D	108.148	613.767	108.148
E	53.457	733.827	53.457

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

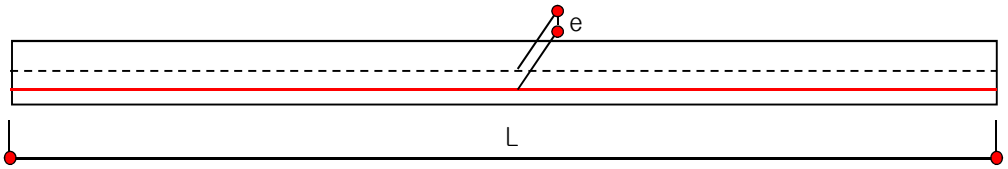
1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	95.131	475.879	0.750	356.909	-261.78	0.267	전단보강 불필요
B	82.489	184.933	0.750	138.700	-56.21	0.595	전단보강 불필요
C	69.847	123.406	0.750	92.555	-22.71	0.755	전단보강 불필요
D	55.625	108.148	0.750	81.111	-25.49	0.686	전단보강 불필요
E	0.000	53.457	0.750	40.093	-40.09	0.000	전단보강 불필요

제7장 처짐검토

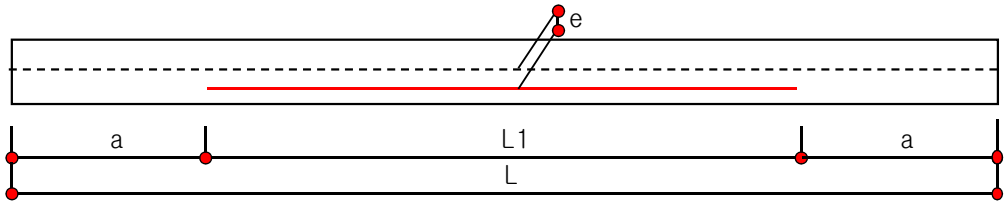
7.1 프리스트레스력에 의한 솟음

(1) 프리스트레스에 의한 모멘트



1) 전구간 배치:

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



2) 일부구간 배치:

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

3) 프레스트레스에 의한 솟음 산정

$$\delta_p = \frac{P \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot EI} - \frac{P1 \cdot e_1 \cdot x_1^2}{2 \cdot EI} - \frac{P \cdot e_2 \cdot x_2^2}{2 \cdot EI}$$

$$= \frac{2{,}127 \times 60.0 \times 12.04^2}{8 \times 32{,}300 \times 1148728250} - \frac{681 \times 64.9 \times 2.5^2}{2 \times 32{,}300 \times 1148728250}$$

$$- \frac{704 \times 78.2 \times 1.6^2}{2 \times 32{,}300 \times 1148728250}$$

$$= 62.33 - 3.723 - 1.900 = 56.7 \text{ mm} \quad (\text{솟음})$$

여기서, M : 모멘트

L : 지간장 (12,040 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	127.635	1,155,592,870	-56.71	
풍도슬래브 자중	120.734	1,155,592,870	55.00	
접합 몰탈	2.661	1,155,592,870	1.15	
격벽 하중(집중하중)	0.000	1,155,592,870	0.00	
합 계(고정하중)			-0.56	
작업하중 및 풍하중	92.106	1,155,592,870	39.85	

3. 풍도슬래브 브라켓 변경 구조계산서_#58
횡갱접속구간 풍도슬래브 브라켓변경

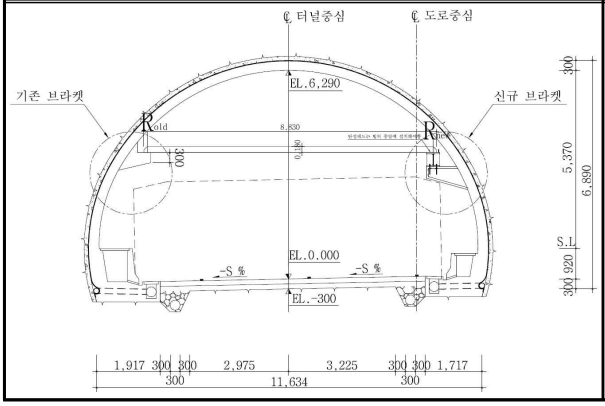
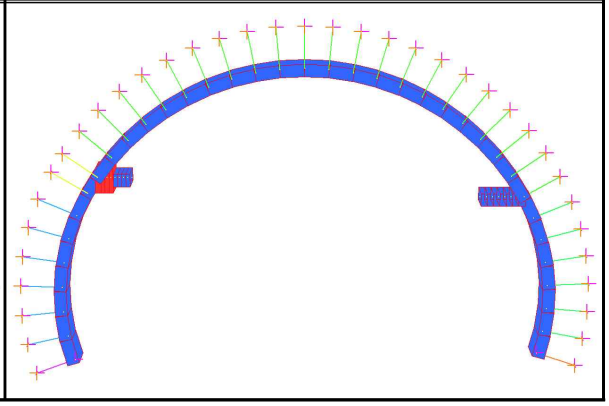
서울제물포터널 2공구
터널라이닝 구조계산서

2019. 07

1. 콘크리트 라이닝 설계

1.1 RP-2

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	1,000	4.81	207,763	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
61.77	23.4	좌 : 42.04 우 : 259.24	자중, 건조수축

라. 단면제원

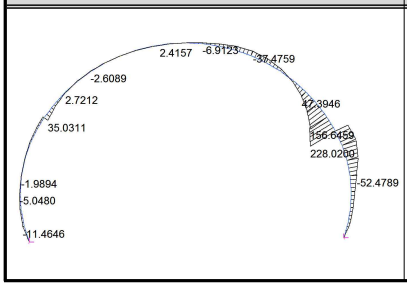
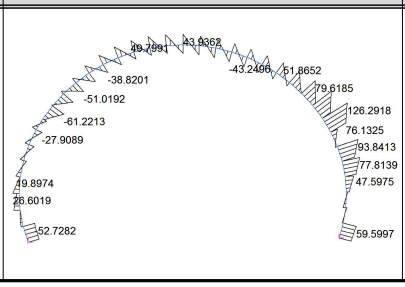
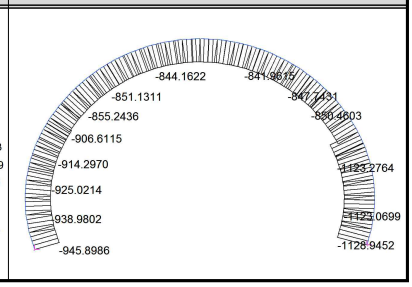
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 7	29.22	840.98	55.94
어 깨 부	LC 3	228.02	550.64	126.29
측 벽 부	LC 5	94.94	1104.85	92.63

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	-	1.13	0.53	1.00	55.94	88.92	O.K
어 깨 부	13.37		1.59		126.29		N.G
측 벽 부	2.65		1.03		92.63		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
어 깨 부	228.02	240.99	550.64	581.96	H22@150	H22@150	필요없음
측 벽 부	94.94	225.04	1104.85	2618.84	H22@150	H22@150	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
어 깨 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
어 깨 부	138.03	16.00	251.12	251.12	191.10	150.00	O.K
측 벽 부	70.20	8.14	127.71	127.71	493.29	150.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H22@150	H13@200	H13@400
어 깨 부	H22@150	H13@200	H13@400
측 벽 부	H22@150	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 228.020 KN·m 극 한 축 력 Pu = 550.640 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 414.100 mm

인장측 철근 Ast = 2580.667㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 2580.667㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 850,587.7 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,032,267.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,315,281.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 391,186,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 168.959 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
−−−> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 79.851 mm로 가정하면.. a = k1·c = 67.874 mm
εsc = 0.0007 fs = 149.16 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 684,652.9 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 283,514,400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 414.100 mm ≒ e = 414.100 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00602
0.005 ≤ εt = 0.00602 −−−−−−−−> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 581.955 KN ≥ Pu = 550.640 KN ∴O.K
ØMn = 240.987 KN·m ≥ Mu = 228.020 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 126.290 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 166.238 KN
Øv·Vc = 166.238 KN ≥ Vu = 126.290 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 94.940 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1104.850 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 85.930 mm

인장측 철근 Ast = 2580.667㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 2580.667㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 850,587.7 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,032,267.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,315,281.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 391,186,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 168.959 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.778 mm < e = 85.930 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 195.938 mm로 가정하면.. a = k1·c = 166.547 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 134.93 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 4,028,981.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 346,211,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 85.930 mm ≒ e = 85.930 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00067
εt = 0.00067 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2618.837 KN ≥ Pu = 1104.850 KN ∴O.K
ØMn = 225.037 KN·m ≥ Mu = 94.940 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 92.630 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 185.631 KN
Øv·Vc = 185.631 KN ≥ Vu = 92.630 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 138.030 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 138.030 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 150.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2580.667 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01075
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.338 (j = 0.887)
x = k·d = 81.021 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 15.997 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 251.117 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 251.117 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 191.10 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 191.10 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 70.200 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

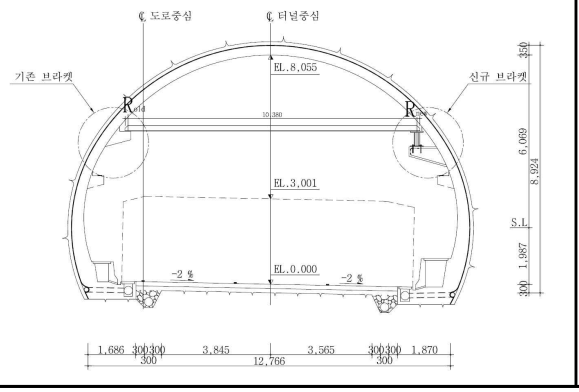
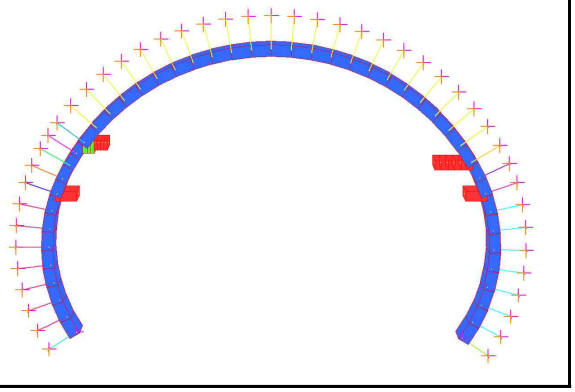
▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 70.200 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 150.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2580.667 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01075
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.338 (j = 0.887)
x = k·d = 81.021 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 8.136 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 127.714 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 127.714 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 493.29 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 493.29 mm ..... ∴ O.K

1. 콘크리트 라이닝 설계

1.1 EV-C

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링도
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	5,000	5.830	857,633	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
56.37	29.40	좌 : 50.70 우 : 391.97	자중(프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

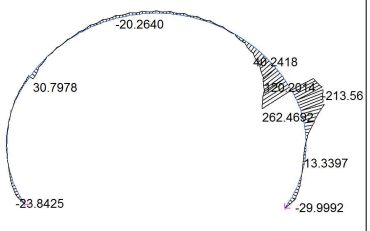
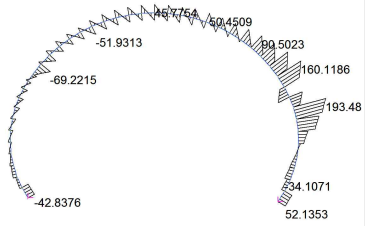
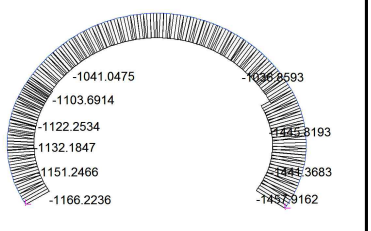
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.0	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.0	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.0	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 8	32.33	480.27	75.51
어 깨 부	LC 5	262.47	1437.13	193.49
측 벽 부	LC 5	30.00	1454.84	52.14

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	0.21	1.13	0.31	1.00	75.51	103.74	O.K
어 깨 부	8.75		1.66		193.49		N.G
측 벽 부	-		0.66		52.14		O.K

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 어깨부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
어 깨 부	262.47	372.97	1437.13	2042.16	H22@125	H22@125	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
어 깨 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
어 깨 부	232.95	18.54	292.18	292.18	147.03	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H22@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H22@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H22@125	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 262.470 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1437.130 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 182.635 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,154,188.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,932,628.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 580,068,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 197.798 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.419 mm < e = 182.635 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 179.480 mm로 가정하면.. a = k1·c = 152.558 mm
fsc = 399.42 MPa, fst = 369.47 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 3,141,778.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 573,798,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 182.635 mm ≒ e = 182.635 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00185
εt = 0.00185 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2042.155 KN ≥ Pu = 1437.130 KN ∴O.K
ØMn = 372.969 KN·m ≥ Mu = 262.470 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 193.490 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 229.673 KN
Øv·Vc = 229.673 KN ≥ Vu = 193.490 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

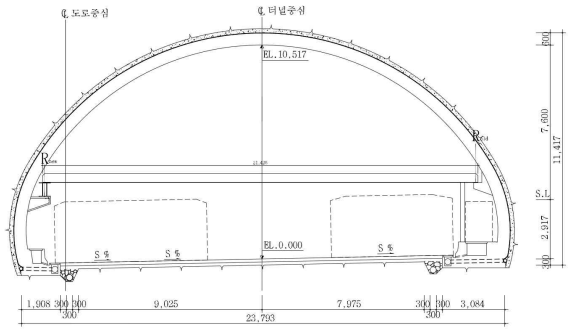
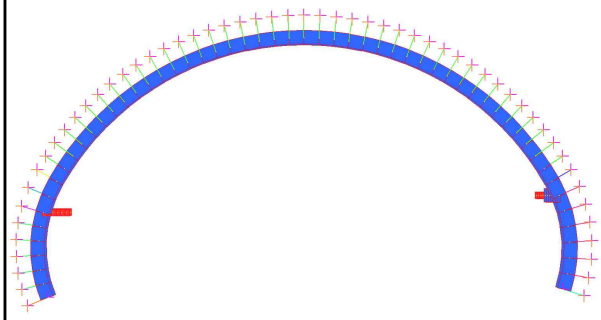
사용 모멘트 Mo = 232.950 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 232.950 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01068
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.337 (j = 0.888)
x = k·d = 97.630 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 18.535 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 292.177 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 292.177 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 147.03 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 147.03 mm ..... ∴ O.K

1.2 WRP-2

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	5,000	9.098	549,562	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
232.13	41.40	좌 : 910.14 우 : 168.92	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

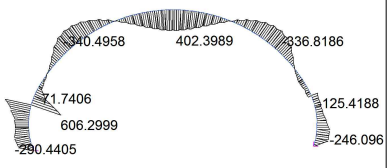
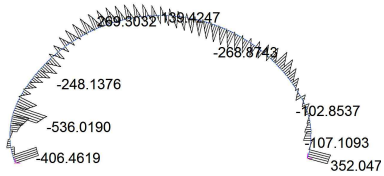
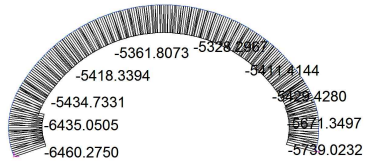
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.60	$6.00\text{x}10^{-2}$	$1.80\text{x}10^{-2}$
어 깨 부	1.00	0.60	$6.00\text{x}10^{-2}$	$1.80\text{x}10^{-2}$
측 벽 부	1.00	0.60	$6.00\text{x}10^{-2}$	$1.80\text{x}10^{-2}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 5	402.40	5315.72	268.87
어 깨 부	LC 5	340.50	5418.34	248.14
측 벽 부	LC 3	692.63	1716.01	536.02

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	-	1.13	1.72	1.00	268.87	177.83	N.G
어 깨 부	-		1.65		248.14		N.G
측 벽 부	8.68		1.39		536.02		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	402.40	631.38	5315.72	8340.52	H25@125	H25@125	필요없음.
어 깨 부	340.50	549.08	5418.34	8737.42	H25@125	H25@125	필요없음.
측 벽 부	692.63	1344.36	1716.01	3330.68	H25@125	H25@125	H13@200

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	600	0.002	1,200	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	600	0.002	1,200	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	600	0.002	1,200	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	268.87	7.36	135.27	135.27	463.42	125.00	O.K
어 깨 부	248.14	6.79	124.84	124.84	504.64	125.00	O.K
측 벽 부	536.02	14.68	269.68	269.68	173.27	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H25@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H25@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H25@125	H13@200	H13@200

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 402.400 KN·m 극 한 축 력 Pu = 5315.720 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 540.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 75.700 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 324.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 275.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13,770,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 300.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6,320,430.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,528,410.0 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6,227,400.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1,781,770,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 286.118 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 62.442 mm < e = 75.700 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 576.335 mm로 가정하면.. a = k1·c = 489.885 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = −37.83 MPa
εst = −0.0002 < 0 −−−> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 12,831,570.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 971,349,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 75.700 mm ≒ e = 75.700 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.00019
εt = −0.00019 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 8340.523 KN ≥ Pu = 5315.720 KN ∴O.K
ØMn = 631.377 KN·m ≥ Mu = 402.400 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 268.870 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 572.697 KN
Øv·Vc = 572.697 KN ≥ Vu = 268.870 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 340.500 KN·m 극 한 축 력 Pu = 5418.340 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 540.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 62.842 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 324.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 275.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13,770,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 300.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6,320,430.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,528,410.0 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6,227,400.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1,781,770,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 286.118 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 62.442 mm < e = 62.842 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 602.554 mm로 가정하면.. a = k1·c = 512.171 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = −62.29 MPa
εst = −0.0003 < 0 −−−> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 13,442,190.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 844,733,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 62.842 mm ≒ e = 62.842 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.00031
εt = −0.00031 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 8737.424 KN ≥ Pu = 5418.340 KN ∴O.K
ØMn = 549.077 KN·m ≥ Mu = 340.500 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 248.140 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 576.982 KN
Øv·Vc = 576.982 KN ≥ Vu = 248.140 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 692.630 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1716.010 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 540.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 403.628 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 324.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 275.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 13,770,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 300.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 6,320,430.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,528,410.0 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 6,227,400.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 1,781,770,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 286.118 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 210.612 mm로 가정하면.. a = k1·c = 179.021 mm
εsc = 0.0021　　fs = 400.00 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 4,015,491.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 1,620,765,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 403.628 mm ≒ e = 403.628 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00469
εy = 0.002 < εt = 0.00469 < 0.005 −−−−−−−−> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.82946
ØPn = 3330.677 KN ≥ Pu = 1716.010 KN　　∴O.K
ØMn = 1344.355 KN·m ≥ Mu = 692.630 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 536.020 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 422.392 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.701 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 200.0 mm)
s = 200.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 270.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 274.014 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 696.406 KN ≥ Vu = 536.020 KN... ∴ O.K

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 268.870 KN·m
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 540.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 268.870 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 4053.600 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00751
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.276 (j = 0.908)
x = k·d = 148.967 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 7.362 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 135.270 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 135.270 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 463.42 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 463.42 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 248.140 KN·m
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 540.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 248.140 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 4053.600 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00751
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.276 (j = 0.908)
x = k·d = 148.967 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 6.794 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 124.840 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 124.840 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 504.64 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 504.64 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 536.020 KN·m

단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 540.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 536.020 KN·m (사용하중 모멘트)

Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)

= 4053.600 ㎟

n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 7

ρ = As/(B·D) = 0.00751

k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.276 (j = 0.908)

x = k·d = 148.967 mm

fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 14.676 MPa

fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 269.674 MPa

fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 269.674 MPa

최외단철근 소요중심간격

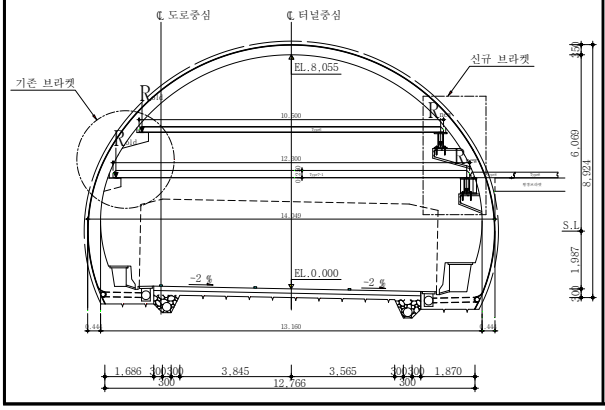
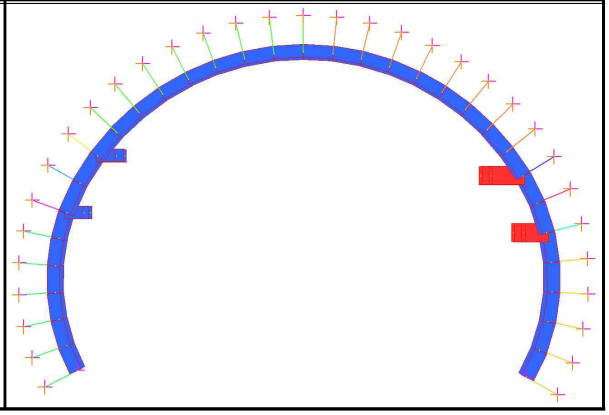
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 173.27 mm

...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 173.27 mm ..... ∴ O.K

1.3 EV-A

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	5,000	5.670	881,804	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
56.37	29.40	1층 좌 : 71.29 1층 우 : 502.94 2층 좌 : 52.81 2층 우 : 354.64	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

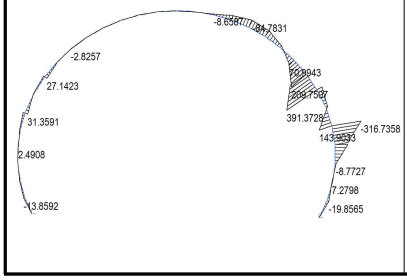
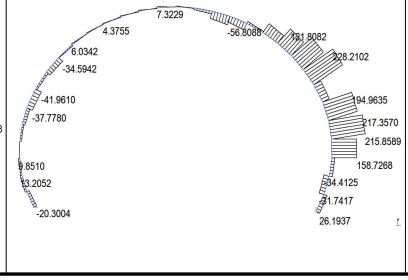
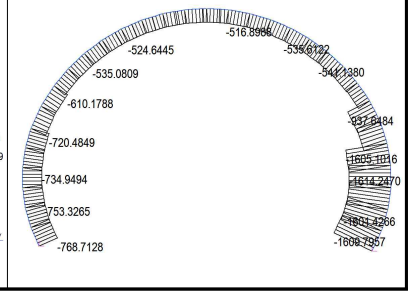
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	84.78	535.61	76.39
어 깨 부	LC 3	391.37	937.65	228.21
측 벽 부	LC 3	316.74	1605.10	267.14

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	2.62	1.13	0.56	1.00	76.39	103.74	N.G
어 깨 부	16.49		2.05		228.21		N.G
측 벽 부	10.93		1.96		267.14		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	84.78	400.44	535.61	2529.84	H25@125	H25@125	필요없음
어 깨 부	391.37	463.01	937.65	1109.30	H25@125	H25@125	H13@145
측 벽 부	316.74	421.89	1605.10	2137.93	H25@125	H25@125	H13@145

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	49.84	3.62	48.44	48.44	1300.63	125.00	O.K
어 깨 부	266.71	19.37	259.21	259.21	185.06	125.00	O.K
측 벽 부	256.75	18.65	249.53	249.53	196.85	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H25@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H25@125	H13@200	H13@145
측 벽 부	H25@125	H13@200	H13@145

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 84.780 KN·m 극 한 축 력 Pu = 535.610 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 158.287 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,510,791.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,906,511.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 665,090,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 228.828 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 32.919 mm < e = 158.287 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 199.423 mm로 가정하면.. a = k1·c = 169.509 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 272.52 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 3,892,056.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 616,061,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 158.287 mm ≒ e = 158.287 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00136
εt = 0.00136 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2529.836 KN ≥ Pu = 535.610 KN ∴O.K
ØMn = 400.440 KN·m ≥ Mu = 84.780 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 76.390 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 197.000 KN
Øv·Vc = 197.000 KN ≥ Vu = 76.390 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 391.370 KN·m 극 한 축 력 Pu = 937.650 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 417.395 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,510,791.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,906,511.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 665,090,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 228.828 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0020 < εy = 0.0020
−−−> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 110.257 mm로 가정하면.. a = k1·c = 93.718 mm
εsc = 0.0014 fs = 273.49 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,316,342.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 549,433,900.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 417.394 mm ≒ e = 417.395 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00489
εy = 0.002 < εt = 0.00489 < 0.005 −−−−−−−−> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.84271
ØPn = 1109.295 KN ≥ Pu = 937.650 KN ∴O.K
ØMn = 463.014 KN·m ≥ Mu = 391.370 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 228.210 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 211.571 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.191 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 145.0 mm)
s = 145.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 145.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 414.544 KN ≥ Vu = 228.210 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 316.740 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1605.100 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 197.334 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,510,791.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,906,511.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 665,090,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 228.828 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 32.919 mm < e = 197.334 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 182.980 mm로 가정하면.. a = k1·c = 155.533 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 350.92 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 3,289,119.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 649,053,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 197.334 mm ≒ e = 197.334 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00175
εt = 0.00175 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2137.927 KN ≥ Pu = 1605.100 KN ∴O.K
ØMn = 421.885 KN·m ≥ Mu = 316.740 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 267.140 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·√(fck)·B·D/1000 = 235.761 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.361 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 145.0 mm)
s = 145.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 145.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 438.734 KN ≥ Vu = 267.140 KN... ∴ O.K

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 49.840 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 49.840 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 4053.600 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01398
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.374 (j = 0.875)
x = k·d = 108.498 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 3.619 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 48.438 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 48.438 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 1300.63 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1300.63 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 266.710 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 266.710 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 4053.600 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01398
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.374 (j = 0.875)
x = k·d = 108.498 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 19.369 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 259.208 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 259.208 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 185.06 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 185.06 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

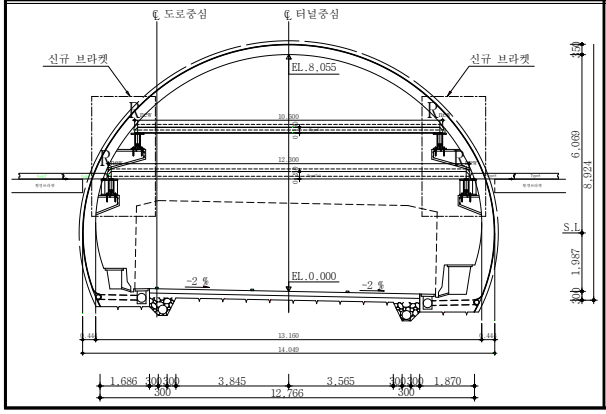
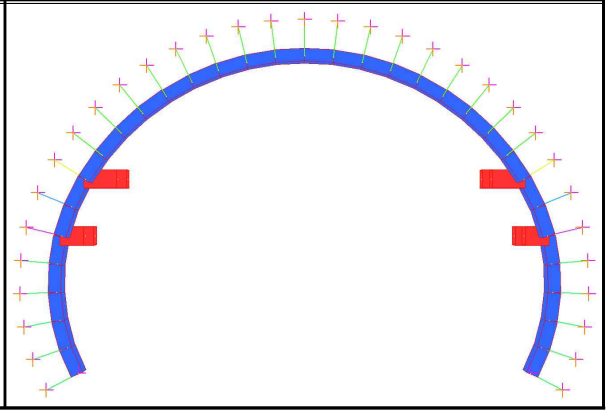
사용 모멘트 Mo = 256.750 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 256.750 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H25 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 4053.600 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01398
k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.374 (j = 0.875)
x = k·d = 108.498 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 18.645 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 249.528 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 249.528 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 196.85 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 47.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 196.85 mm ..... ∴ O.K

1.4 EV-B

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 II	12,000	5.670	2,116,336	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
56.37	29.4	1층 좌,우 : 502.94 2층 좌,우 : 354.64	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

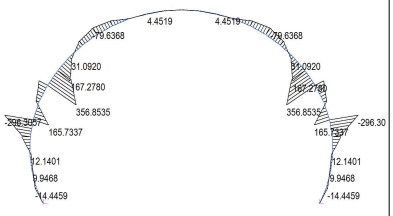
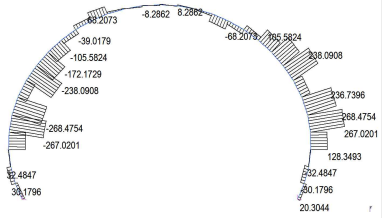
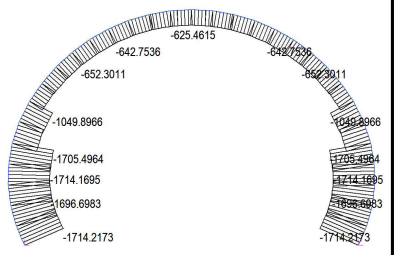
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	79.64	647.21	90.80
어 깨 부	LC 3	356.85	1049.90	238.09
측 벽 부	LC 3	296.31	1705.50	268.48

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	2.05	1.13	0.58	1.00	90.80	103.74	N.G
어 깨 부	14.48		1.94		238.09		N.G
측 벽 부	9.64		1.91		268.48		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	79.64	339.38	647.21	2758.01	H22@125	H22@125	필요없음
어 깨 부	356.85	400.22	1049.90	1177.51	H22@125	H22@125	H13@145
측 벽 부	296.31	369.37	1705.50	2126.01	H22@125	H22@125	H13@145

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	50.56	4.02	63.42	63.42	993.46	125.00	O.K
어 깨 부	249.22	19.83	312.58	312.58	129.43	125.00	O.K
측 벽 부	233.51	18.58	292.88	292.88	146.38	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H22@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H22@125	H13@200	H13@145
측 벽 부	H22@125	H13@200	H13@145

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 79.640 KN·m 극 한 축 력 Pu = 647.210 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 123.051 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,154,188.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,932,628.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 580,068,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 197.798 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.419 mm < e = 123.051 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 214.573 mm로 가정하면.. a = k1·c = 182.387 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 210.91 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 4,243,094.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 522,118,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 123.051 mm ≒ e = 123.051 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00105
εt = 0.00105 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2758.011 KN ≥ Pu = 647.210 KN ∴O.K
ØMn = 339.377 KN·m ≥ Mu = 79.640 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 70.800 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 201.045 KN
Øv·Vc = 201.045 KN ≥ Vu = 70.800 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 356.850 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1049.900 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 339.890 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,154,188.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,932,628.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 580,068,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 197.798 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0020 < εy = 0.0020
−−−> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 107.579 mm로 가정하면.. a = k1·c = 91.442 mm
εsc = 0.0013 fs = 265.36 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,385,310.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 470,852,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 339.890 mm ≒ e = 339.890 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00509
0.005 ≤ εt = 0.00509 −−−−−−−−> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 1177.513 KN ≥ Pu = 1049.900 KN ∴O.K
ØMn = 400.224 KN·m ≥ Mu = 356.850 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 238.090 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 215.639 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.258 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 145.0 mm)
s = 145.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 145.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 418.612 KN ≥ Vu = 238.090 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 296.310 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1705.500 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 173.738 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,154,188.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,932,628.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 580,068,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 197.798 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 33.419 mm < e = 173.738 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 183.253 mm로 가정하면.. a = k1·c = 155.765 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 349.51 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 3,270,788.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 568,260,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 173.738 mm ≒ e = 173.738 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00175
εt = 0.00175 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2126.012 KN ≥ Pu = 1705.500 KN ∴O.K
ØMn = 369.369 KN·m ≥ Mu = 296.310 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 268.480 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 239.400 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.334 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 145.0 mm)
s = 145.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 145.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 442.373 KN ≥ Vu = 268.480 KN... ∴ O.K

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 50.560 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 50.560 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01068
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.337 (j = 0.888)
x = k·d = 97.630 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 4.023 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 63.415 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 63.415 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 993.46 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 993.46 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 249.220 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 249.220 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01068
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.337 (j = 0.888)
x = k·d = 97.630 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 19.830 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 312.583 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 312.583 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 129.43 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 129.43 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

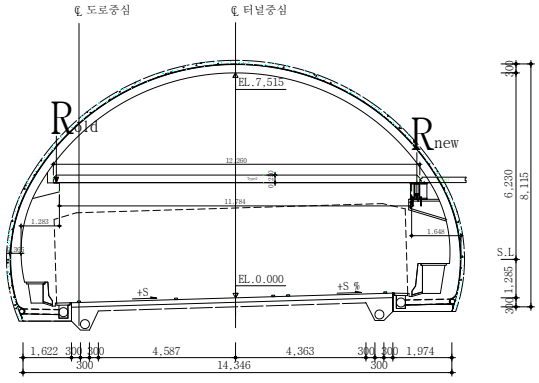
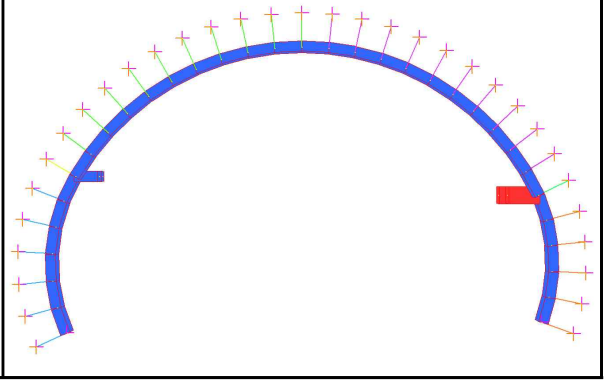
사용 모멘트 Mo = 233.510 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 233.510 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H22 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 3096.800 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.01068
k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.337 (j = 0.888)
x = k·d = 97.630 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 18.580 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 292.879 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 292.879 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 146.38 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 49.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 146.38 mm ..... ∴ O.K

1.5 TRP-2

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	5,000	5.656	883,975	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
66.19	25.70	좌 : 70.88 우 : 435.07	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

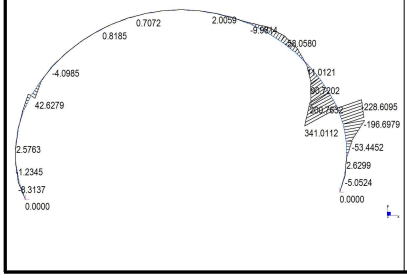
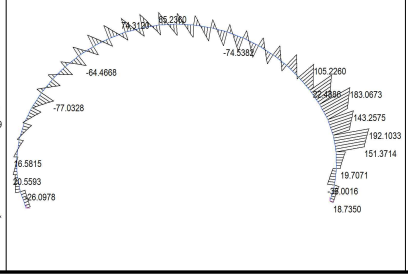
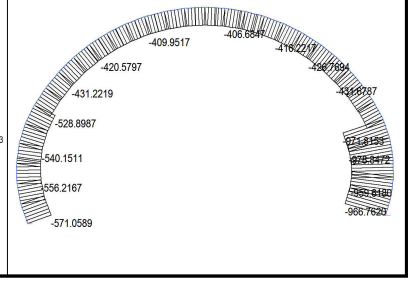
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	48.31	426.77	74.54
어 깨 부	LC 3	341.01	971.82	183.07
측 벽 부	LC 3	196.70	978.85	192.10

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	1.80	1.13	0.47	1.00	74.54	88.92	N.G
어 깨 부	19.49		2.44		183.07		N.G
측 벽 부	9.85		1.58		192.10		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	48.31	315.15	426.77	2784.07	H29@125	H29@125	필요없음
어 깨 부	341.01	372.64	971.82	1061.96	H29@125	H29@125	H13@120
측 벽 부	196.70	352.08	978.85	1752.09	H29@125	H29@125	H13@120

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	21.00	1.95	19.94	19.94	3159.28	125.00	O.K
어 깨 부	206.58	19.16	196.17	196.17	287.70	125.00	O.K
측 벽 부	157.04	14.56	149.12	149.12	414.34	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H29@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H29@125	H13@200	H13@120
측 벽 부	H29@125	H13@200	H13@120

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 48.310 KN·m 극 한 축 력 Pu = 426.770 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 113.199 mm

인장측 철근 Ast = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,693,880.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 2,055,680.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,135,161.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 559,190,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 261.896 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.160 mm < e = 113.199 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 186.060 mm로 가정하면.. a = k1·c = 158.151 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 173.95 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 4,283,178.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 484,852,400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 113.199 mm ≒ e = 113.199 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00087
εt = 0.00087 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 2784.065 KN ≥ Pu = 426.770 KN ∴O.K
ØMn = 315.154 KN·m ≥ Mu = 48.310 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 74.540 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 161.903 KN
Øv·Vc = 161.903 KN ≥ Vu = 74.540 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 341.010 KN·m 극 한 축 력 Pu = 971.820 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 350.898 mm

인장측 철근 Ast = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,693,880.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 2,055,680.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,135,161.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 559,190,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 261.896 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
−−−> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 120.851 mm로 가정하면.. a = k1·c = 102.723 mm
εsc = 0.0015 fs = 302.11 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,487,645.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 522,012,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 350.899 mm ≒ e = 350.898 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00296
εy = 0.002 < εt = 0.00296 < 0.005 −−−−−−−−> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.71385
ØPn = 1061.957 KN ≥ Pu = 971.820 KN ∴O.K
ØMn = 372.639 KN·m ≥ Mu = 341.010 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 183.070 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 180.976 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.029 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 120.0 mm)
s = 120.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 120.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 383.949 KN ≥ Vu = 183.070 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 196.700 KN·m 극 한 축 력 Pu = 978.850 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 200.950 mm

인장측 철근 Ast = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 5139.200㎟
1단 (dc = 60mm) : H 29 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,693,880.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 2,055,680.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,135,161.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 559,190,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 261.896 mm
e < eb −−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.160 mm < e = 200.950 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 153.466 mm로 가정하면.. a = k1·c = 130.446 mm
fsc = 365.42 MPa, fst = 338.32 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 2,695,517.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 541,664,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 200.950 mm ≒ e = 200.950 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00169
εt = 0.00169 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 1752.086 KN ≥ Pu = 978.850 KN ∴O.K
ØMn = 352.082 KN·m ≥ Mu = 196.700 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 192.100 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 181.222 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.151 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×2.67 ea/m = 338.289 ㎟ (간격 s = 120.0 mm)
s = 120.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 120.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 202.973 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 384.195 KN ≥ Vu = 192.100 KN... ∴ O.K

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 21.000 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 21.000 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H29 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 5139.200 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.02141
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.439 (j = 0.854)
x = k·d = 105.259 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 1.947 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 19.941 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 19.941 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 3159.28 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 45.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 3159.28 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 206.580 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 206.580 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H29 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 5139.200 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.02141
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.439 (j = 0.854)
x = k·d = 105.259 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 19.155 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 196.165 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 196.165 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 287.70 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 45.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 287.70 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

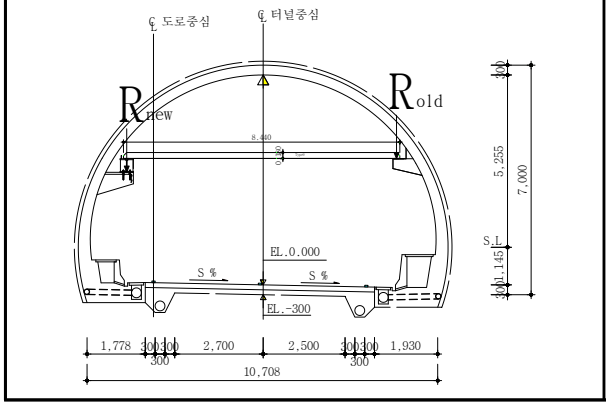
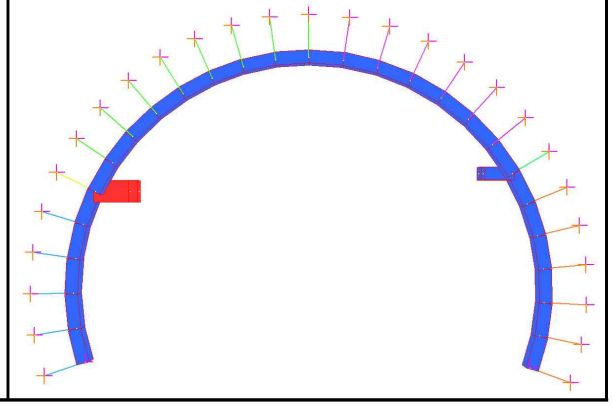
사용 모멘트 Mo = 157.040 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 157.040 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H29 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 5139.200 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.02141
k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.439 (j = 0.854)
x = k·d = 105.259 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 14.562 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 149.123 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 149.123 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 414.34 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 45.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 414.34 mm ..... ∴ O.K

1.6 DRP-2

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 III	5,000	4.568	1,094,504	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
33.30	25.90	좌 : 259.24 우 : 42.04	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

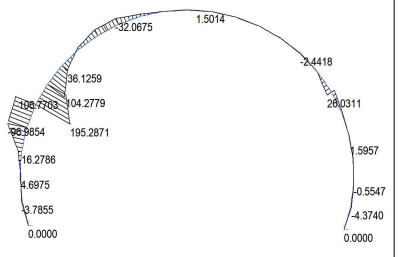
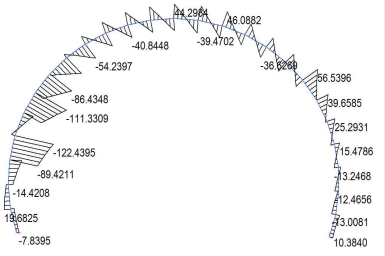
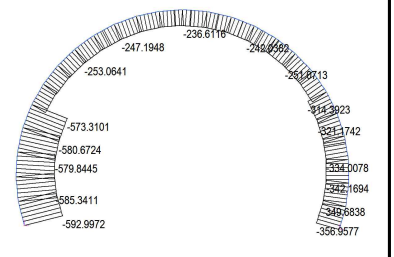
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	32.07	247.19	46.09
어 깨 부	LC 3	195.29	573.31	119.57
측 벽 부	LC 3	96.99	580.67	122.44

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	1.31	1.13	0.29	1.00	46.09	88.92	N.G
어 깨 부	11.11		1.40		119.57		N.G
측 벽 부	4.53		0.82		122.44		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	32.07	236.75	247.19	1824.83	H19@125	H19@125	필요없음
어 깨 부	195.29	232.11	573.31	681.41	H19@125	H19@125	필요없음
측 벽 부	96.99	243.96	580.67	1460.55	H19@125	H19@125	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	18.80	2.27	38.29	38.29	1645.57	125.00	O.K
어 깨 부	130.04	15.71	264.82	264.82	171.13	125.00	O.K
측 벽 부	81.91	9.90	166.80	166.80	345.86	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H19@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H19@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H19@125	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 32.070 KN·m 극 한 축 력 Pu = 247.190 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 129.738 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.998 mm < e = 129.738 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 157.270 mm로 가정하면.. a = k1·c = 133.679 mm
fsc = 371.09 MPa, fst = 315.63 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 2,807,433.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 364,231,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 129.738 mm ≒ e = 129.738 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00158
εt = 0.00158 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 1824.831 KN ≥ Pu = 247.190 KN ∴O.K
ØMn = 236.750 KN·m ≥ Mu = 32.070 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 46.090 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 155.619 KN
Øv·Vc = 155.619 KN ≥ Vu = 46.090 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 195.290 KN·m 극 한 축 력 Pu = 573.310 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 340.636 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 81.138 mm로 가정하면.. a = k1·c = 68.968 mm
εsc = 0.0008 fs = 156.31 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 801,654.8 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 273,072,700.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 340.636 mm ≒ e = 340.636 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00587
0.005 ≤ εt = 0.00587 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 681.407 KN ≥ Pu = 573.310 KN ∴O.K
ØMn = 232.112 KN·m ≥ Mu = 195.290 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 119.570 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 167.031 KN
Øv·Vc = 167.031 KN ≥ Vu = 119.570 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 96.990 KN·m 극 한 축 력 Pu = 580.670 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 167.031 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 137.351 mm로 가정하면.. a = k1·c = 116.748 mm
εsc = 0.0017 fs = 337.90 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 2,192,573.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 366,227,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 167.031 mm ≒ e = 167.031 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00224
εy = 0.002 < εt = 0.00224 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.66614
ØPn = 1460.552 KN ≥ Pu = 580.670 KN ∴O.K
ØMn = 243.958 KN·m ≥ Mu = 96.990 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 122.440 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 167.289 KN
Øv·Vc = 167.289 KN ≥ Vu = 122.440 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 18.800 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 18.800 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 2.272 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 38.285 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 38.285 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 1645.57 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1645.57 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 130.040 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 130.040 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 15.713 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 264.816 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 264.816 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 171.13 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 171.13 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

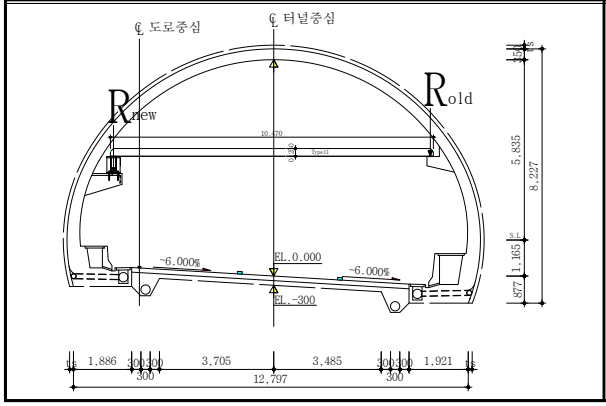
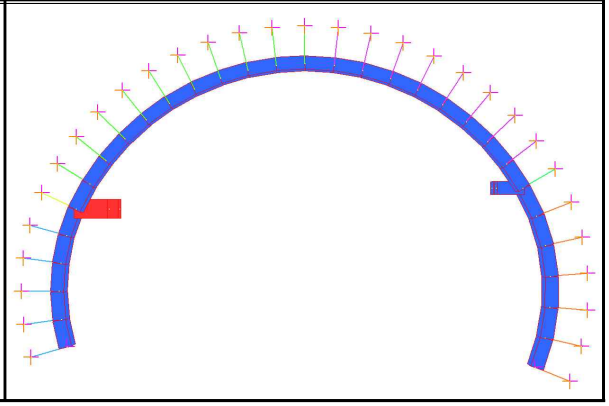
사용 모멘트 Mo = 81.910 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 81.910 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.898 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 166.803 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 166.803 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 345.86 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 345.86 mm ..... ∴ O.K

1.7 DRP-3(비주대)

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 IV	1,000	5.168	193,507	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
68.30	25.9	좌 : 344.31 우 : 59.06	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

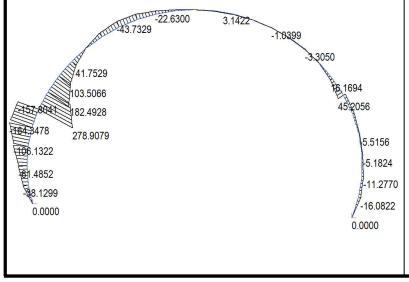
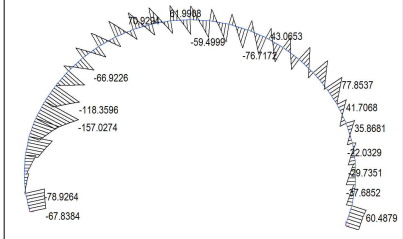
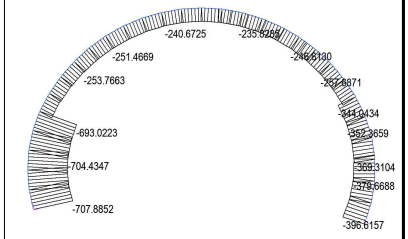
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.35	$2.04\text{x}10^{-2}$	$3.57\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	43.73	247.96	76.72
어 깨 부	LC 3	278.91	693.02	157.03
측 벽 부	LC 3	164.35	700.96	101.50

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	1.43	1.13	0.28	1.00	76.72	103.74	N.G
어 깨 부	11.68		1.47		157.03		N.G
측 벽 부	6.05		0.97		101.50		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	43.73	332.65	247.96	1886.24	H19@125	H19@125	필요없음
어 깨 부	278.91	293.28	693.02	728.73	H19@125	H19@125	필요없음
측 벽 부	164.35	348.78	700.96	1487.57	H19@125	H19@125	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	350	0.002	700	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	19.29	1.71	32.22	32.22	1955.21	125.00	O.K
어 깨 부	164.55	14.58	274.86	274.86	160.26	125.00	O.K
측 벽 부	122.25	10.83	204.20	204.20	259.39	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H19@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H19@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H19@125	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 43.730 KN·m 극 한 축 력 Pu = 247.960 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 176.359 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 854,236.3 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,954,597.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 508,553,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 172.123 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0020 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 169.409 mm로 가정하면.. a = k1·c = 143.998 mm
εsc = 0.0019 fs = 387.50 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 2,862,136.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 504,762,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 176.359 mm ≒ e = 176.359 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00214
εy = 0.002 < εt = 0.00214 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.65903
ØPn = 1886.243 KN ≥ Pu = 247.960 KN ∴O.K
ØMn = 332.655 KN·m ≥ Mu = 43.730 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 76.720 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 186.575 KN
Øv·Vc = 186.575 KN ≥ Vu = 76.720 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 278.910 KN·m 극 한 축 력 Pu = 693.020 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 402.456 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 854,236.3 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,954,597.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 508,553,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 172.123 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0020 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 83.020 mm로 가정하면.. a = k1·c = 70.567 mm
εsc = 0.0008 fs = 166.37 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 857,332.3 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 345,038,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 402.456 mm ≒ e = 402.456 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00748
0.005 ≤ εt = 0.00748 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 728.733 KN ≥ Pu = 693.020 KN ∴O.K
ØMn = 293.283 KN·m ≥ Mu = 278.910 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 157.030 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 202.705 KN
Øv·Vc = 202.705 KN ≥ Vu = 157.030 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 164.350 KN·m 극 한 축 력 Pu = 700.960 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 234.464 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 854,236.3 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,954,597.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 508,553,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 172.123 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0020 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 124.003 mm로 가정하면.. a = k1·c = 105.403 mm
εsc = 0.0015 fs = 309.68 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,896,455.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 444,650,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 234.464 mm ≒ e = 234.464 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00402
εy = 0.002 < εt = 0.00402 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.7844
ØPn = 1487.573 KN ≥ Pu = 700.960 KN ∴O.K
ØMn = 348.782 KN·m ≥ Mu = 164.350 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 101.500 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 202.993 KN
Øv·Vc = 202.993 KN ≥ Vu = 101.500 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 19.290 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 19.290 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00790
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.298 (j = 0.901)
x = k·d = 86.407 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 1.709 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 32.222 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 32.222 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 1955.21 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 1955.21 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 164.550 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 164.550 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00790
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.298 (j = 0.901)
x = k·d = 86.407 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 14.582 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 274.862 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 274.862 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 160.26 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 160.26 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

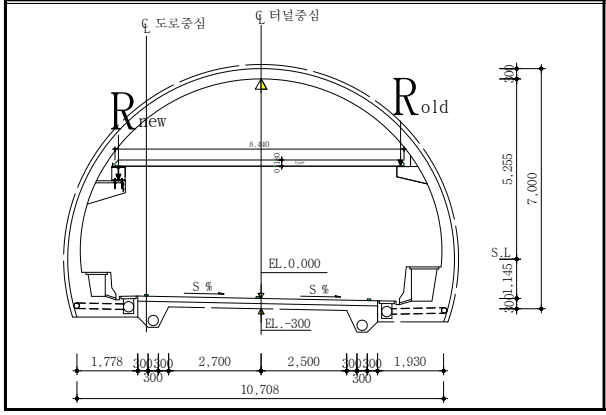
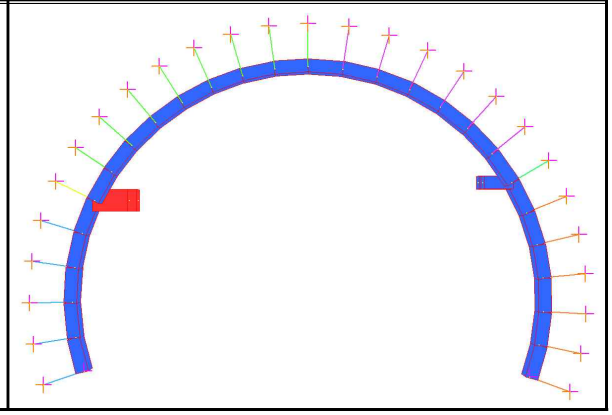
사용 모멘트 Mo = 122.250 KN·m
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 122.250 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00790
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.298 (j = 0.901)
x = k·d = 86.407 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 10.833 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 204.204 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 204.204 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 259.39 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 259.39 mm ..... ∴ O.K

1.8 DRP-4

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 V	400	4.568	87,560	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
180.95	35.80	좌 : 259.24 우 : 42.04	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

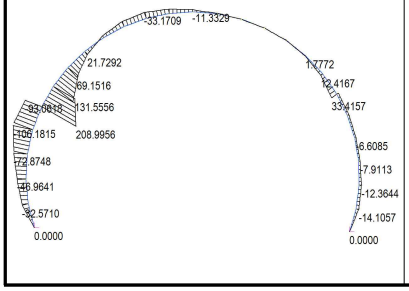
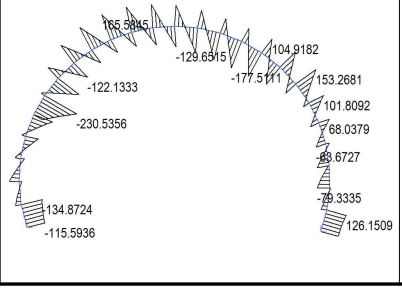
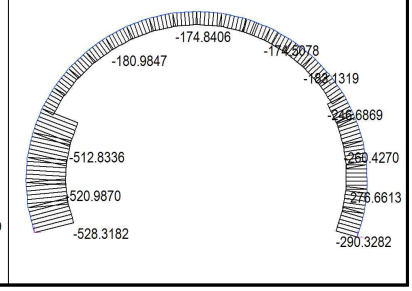
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 5	76.01	1811.71	165.58
어 깨 부	LC 3	209.00	505.47	230.54
측 벽 부	LC 5	100.04	2142.42	134.87

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	-	1.13	1.21	1.00	165.58	88.92	N.G
어 깨 부	12.25		1.45		230.54		N.G
측 벽 부	-		1.50		134.87		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	76.01	153.50	1811.71	3658.72	H19@125	H19@125	필요없음
어 깨 부	209.00	221.36	505.47	556.56	H19@125	H19@125	H13@120
측 벽 부	100.04	158.38	2142.42	3391.76	H19@125	H19@125	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	42.15	5.09	85.84	85.84	733.97	125.00	O.K
어 깨 부	109.29	13.21	222.56	222.56	227.59	125.00	O.K
측 벽 부	66.80	8.07	136.03	136.03	452.65	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H19@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H19@125	H13@200	H13@120
측 벽 부	H19@125	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 76.010 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1811.710 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 41.955 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.998 mm < e = 41.955 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 268.671 mm로 가정하면.. a = k1·c = 228.371 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = −64.03 MPa
εst = −0.0003 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,628,805.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 236,155,900.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 41.955 mm ≒ e = 41.955 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.00032
εt = −0.00032 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3658.723 KN ≥ Pu = 1811.710 KN ∴O.K
ØMn = 153.501 KN·m ≥ Mu = 76.010 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 165.580 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 210.366 KN
Øv·Vc = 210.366 KN ≥ Vu = 165.580 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 209.000 KN·m 극 한 축 력 Pu = 525.470 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 397.739 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 76.348 mm로 가정하면.. a = k1·c = 64.896 mm
εsc = 0.0006 fs = 128.47 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 654,773.4 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 260,429,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 397.739 mm ≒ e = 397.739 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00643
0.005 ≤ εt = 0.00643 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 556.557 KN ≥ Pu = 525.470 KN ∴O.K
ØMn = 221.365 KN·m ≥ Mu = 209.000 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 230.540 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 165.357 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

필요 Av/s = (Vu − Øv·Vc)*1000/(Øv·fy·D) = 0.905 ㎟/mm
사용 Av = H13 ×3.33 ea/m = 421.911 ㎟ (간격 s = 120.0 mm)
s = 120.0 mm ≤ Min(600,0.5D) = 120.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 253.147 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 418.504 KN ≥ Vu = 230.540 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 100.040 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2142.420 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 46.695 mm

인장측 철근 Ast = 1910.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1910.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 629,536.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 764,000.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,362,496.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 347,148,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 146.941 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.302 mm < e = 46.695 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 256.992 mm로 가정하면.. a = k1·c = 218.444 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = −39.67 MPa
εst = −0.0002 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,218,095.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 243,658,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 46.695 mm ≒ e = 46.695 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.0002
εt = −0.0002 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3391.761 KN ≥ Pu = 2142.420 KN ∴O.K
ØMn = 158.378 KN·m ≥ Mu = 100.040 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 134.870 KN
ØVc = Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 221.939 KN
Øv·Vc = 221.939 KN ≥ Vu = 134.870 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 42.150 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 42.150 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 5.093 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 85.835 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 85.835 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 733.97 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 733.97 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 109.290 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 109.290 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 13.206 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 222.560 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 222.560 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 227.59 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 227.59 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

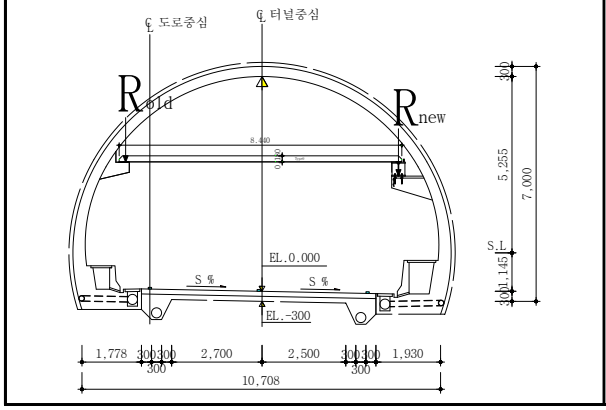
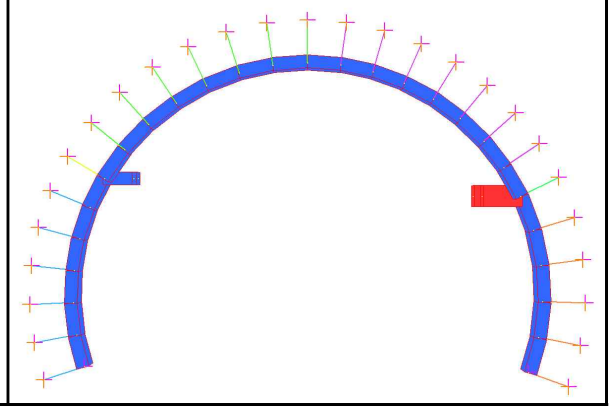
사용 모멘트 Mo = 66.800 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 66.800 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * $\sqrt[3]{(Fck + \Delta f)}$} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = $-n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)}$ = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 8.072 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 136.033 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 136.033 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 452.65 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 452.65 mm ..... ∴ O.K

1.9 DRP-3

가. 해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

나. 지반스프링계수

구 분	암반 변형계수 (E_d,MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	E_d/R (kN/m^3)	비 고
암반등급 IV	1,000	4.568	218,901	$K_s=E_d/R\times L$

다. 적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m)	기타
68.30	25.90	좌 : 42.04 우 : 259.24	자중 (프로그램 내 자동계산)

라. 단면제원

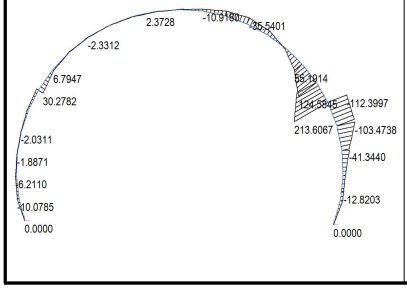
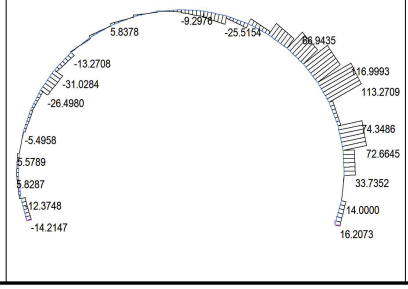
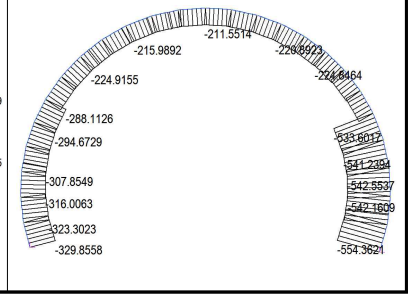
검토위치	B (m)	T (m)	Z (m^3)	I (m^4)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
어 깨 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50\text{x}10^{-2}$	$2.25\text{x}10^{-3}$

마. 단면력검토

1) 단면력

구 분	하중조합	모멘트 (kN·m)	축 력 (kN)	전단력 (kN)
천 단 부	LC 3	35.54	220.89	72.28
어 깨 부	LC 3	213.61	533.60	136.53
측 벽 부	LC 3	103.47	541.24	95.74

2) 단면력도

모멘트도	전단력도	축력도
		

3) 응력검토

구 분	인장면(MPa)		압축면		전단력(kN)		검토결과
	발생응력	허용응력	강도비	허용	V_u	ΦV_n	
천 단 부	1.63	1.13	0.30	1.00	72.28	88.92	N.G
어 깨 부	12.46		1.49		136.53		N.G
측 벽 부	5.09		0.84		95.74		N.G

바. 검토결과

■ 강도설계법으로 무근콘크리트 검토결과 천단부, 어깨부, 측벽부에서 허용강도 초과로 철근보강 필요.

사. 철근량산정

1) 주철근 및 전단철근 검토

구 분	모멘트(kN·m)		축력(kN)		주철근		전단철근
	M_u	ΦM_n	P_u	ΦP_n	인장면	압축면	
천 단 부	35.54	242.38	220.89	1506.47	H19@125	H19@125	필요없음
어 깨 부	213.61	220.96	533.60	551.97	H19@125	H19@125	필요없음
측 벽 부	103.47	248.03	541.24	1297.42	H19@125	H19@125	필요없음

2) 배력철근 검토

구 분	B (mm)	T (mm)	최소 철근비	필요철근량 (mm^2/m)	사용철근량 (mm^2/m)	사용철근	검토 결과
천 단 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
어 깨 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	1,267	H13@200	O.K

3) 사용성 검토

구 분	사용하중 모멘트 (kN·m)	f_c (MPa)	f_s (MPa)	f_{st} (MPa)	소요철근간격 (mm)	적용간격 (mm)	검토 결과
천 단 부	13.34	1.61	27.17	27.17	2319.09	125.00	O.K
어 깨 부	132.25	15.98	269.32	269.32	166.16	125.00	O.K
측 벽 부	83.00	10.03	169.12	169.12	339.66	125.00	O.K

4) 철근량 산정결과

구 분	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H19@125	H13@200	H13@400
어 깨 부	H19@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H19@125	H13@200	H13@400

5) 철근량 산정

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 35.540 KN·m 극 한 축 력 Pu = 220.890 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 160.895 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 142.625 mm로 가정하면.. a = k1·c = 121.232 mm
εsc = 0.0017 fs = 347.59 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 2,306,245.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 371,063,100.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 160.895 mm ≒ e = 160.895 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00205
εy = 0.002 < εt = 0.00205 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.65321
ØPn = 1506.468 KN ≥ Pu = 220.890 KN ∴O.K
ØMn = 242.383 KN·m ≥ Mu = 35.540 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 72.280 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 154.699 KN
Øv·Vc = 154.699 KN ≥ Vu = 72.280 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 213.610 KN·m 극 한 축 력 Pu = 533.600 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 400.319 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 76.177 mm로 가정하면.. a = k1·c = 64.750 mm
εsc = 0.0006 fs = 127.41 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 649,377.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 259,957,800.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 400.319 mm ≒ e = 400.319 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00645
0.005 ≤ εt = 0.00645 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 551.971 KN ≥ Pu = 533.600 KN ∴O.K
ØMn = 220.964 KN·m ≥ Mu = 213.610 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 136.530 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 165.642 KN
Øv·Vc = 165.642 KN ≥ Vu = 136.530 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 103.470 KN·m 극 한 축 력 Pu = 541.240 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 191.172 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 755,443.2 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 916,800.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,335,603.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 372,231,900.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 159.373 mm
e ≥eb −−−−−−−−> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
−−−> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 120.376 mm로 가정하면.. a = k1·c = 102.320 mm
εsc = 0.0015 fs = 300.94 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,813,508.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 346,692,100.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 191.172 mm ≒ e = 191.172 mm −−−> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00298
εy = 0.002 < εt = 0.00298 < 0.005 −−−−−−−−> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.71542
ØPn = 1297.416 KN ≥ Pu = 541.240 KN ∴O.K
ØMn = 248.030 KN·m ≥ Mu = 103.470 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 95.740 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 165.909 KN
Øv·Vc = 165.909 KN ≥ Vu = 95.740 KN.. ∴전단철근 필요없음.

6) 사용성 검토(균열 검토)

◈ 천단부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 13.340 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 13.340 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 1.612 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 27.166 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 27.166 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 2319.09 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2319.09 mm ..... ∴ O.K

◈ 어깨부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 132.250 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 132.250 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 15.980 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 269.317 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 269.317 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 166.16 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 166.16 mm ..... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 83.000 KN·m
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 83.000 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H19 @ 125.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 2292.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 8
ρ = As/(B·D) = 0.00955
k = −nρ+ √((nρ)²+ 2nρ) = 0.322 (j = 0.893)
x = k·d = 77.254 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 10.029 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 169.023 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 169.023 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 339.66 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 50.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 339.66 mm ..... ∴ O.K

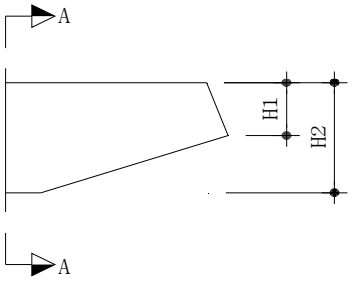
서울제물포터널 2공구
풍도슬라브 변경브라켓 구조계산서

2019. 07

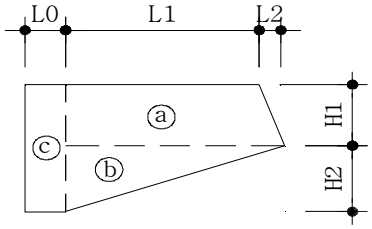
1. 브라켓 검토 (차량대피통로 RP-2)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.687 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.088 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.088 m
H1	0.350 m
H2	0.337 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.088	0.350	0.381	0.544	0.512	0.207	0.195	X=0.480
ⓑ	1.088	0.337	0.183	0.363	0.225	0.066	0.041	Y=0.420
ⓒ		0.687			0.344			
단면 A-A 단면적			0.564			0.273	0.236	

Du1 = 1.2 x .564 x 1.000 x 25.000 = 16.920 kN

X1 = 0.480 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.886	128.30	113.68	153.96	136.41
계		128.30	113.68	153.96	136.4

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	16.92	8.12	14.10	6.77
상부(D2)	153.96	136.41	128.30	113.68
합 계	170.88	144.53	142.40	120.44

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.886	209.50	185.62				
계		209.50	185.62	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN · m)	Va(kN)	Ma(kN · m)
고정하중	170.88	144.53	142.40	120.44
활하중	209.50	185.62	130.94	116.01
합 계	380.38	330.15	273.34	236.45

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 380.38 x 0.2 = 76.077 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 76.077 x 0.060 = 4.565 kN · m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	380.38		273.34
N(kN)		76.08	
M(kN · m)	330.15	4.56	236.45

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	330.15	380.38

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	687.000	627.000	627.000	60.000	0.000	0.000	1.772

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.772 m

Ln / d = 1.772 / 0.627 = 2.826 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.886 / 2 = 0.443 < 0.627 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 627.00 / 1000

= 1535.830 kN > Vu (= 380.38 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 627.0 / 1000

= 383.958 kN > Vu (= 380.38 kN) ⇒ ∴ O.K

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 125.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 125.400 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 125 = 312.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 125.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 125.400 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 125 = 187.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1652.838 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot$ (Ss + Sc) = 0.75 x(1652.838 + 511.943)

= 1623.586 kN > Vu(= 380.38 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.886 / 0.627 = 1.413 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	334.71	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	627.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 213180×As = 334714815

• $As = \dfrac{213180 - \sqrt{(213180^2 - 4 \times 3.33 \times 334714815)}}{2 \times 3.33} = 1610.67$ mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	19111	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2195	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 1610.67	=	2148	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1254	mm²
∴ req. As=	Max { 1,611 , Min(2,195,2,148) , 1,254 }	=	2148	mm²
use. As=	H 22 @ 125	=	3097	mm²
use. As=	H	=	0	mm²
∴ As =		=	3097	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 628.21 kN · m > Mu = 334.71 kN · m 0.K

$\phi_f M_n / M_u$ = 1.88

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 687 = 1374 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 125 = 1014 mm²

H 13 @ 125 = 1014 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 383.958\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	383.958 kN	191.979 kN	380.383 kN

∴ ϕVc/2 < Vu 이므로 최소전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 109.4\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 0.0\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 109.375\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 125 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 314 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{} fck \cdot b \cdot d = 2047.773\ kN$

철근설계전단강도 $\phi Vs = \phi \cdot Av \cdot fy \cdot d / s = 1839.468\ kN$

설계전단강도 $\phi Vn = \phi \cdot (Vc + Vs) = 2223.425\ kN > Vu = 380.383\ kN$ ..... OK

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 241.02 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0049 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2306
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9231
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 134.5 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 463.0$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 468.4$ mm

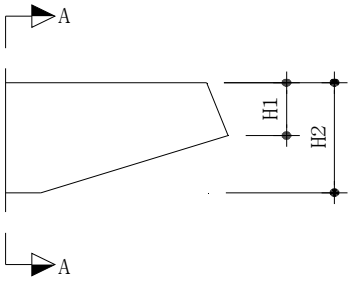
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 463.002 mm > s = 125.00 mm 0.K

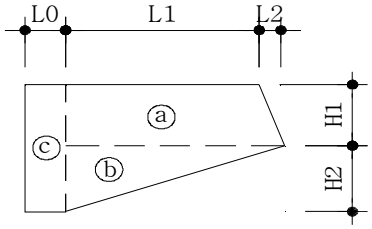
1. 브라켓 검토 (축류팬실 1층 EV)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.651 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	0.752 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	0.752 m
H1	0.350 m
H2	0.301 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	0.752	0.350	0.263	0.376	0.476	0.099	0.125	X=0.340
ⓑ	0.752	0.301	0.113	0.251	0.201	0.028	0.023	Y=0.390
ⓒ		0.651			0.326			
단면 A-A 단면적			0.376			0.127	0.148	

Du1 = 1.2 x .376 x 1.000 x 25.000 = 11.280 kN

X1 = 0.340 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.477	296.69	141.52	356.03	169.82
계		296.69	141.52	356.03	169.8

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	11.28	3.84	9.40	3.20
상부(D2)	356.03	169.82	296.69	141.52
합 계	367.31	173.66	306.09	144.72

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.477	330.00	157.41				
계		330.00	157.41	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN · m)	Va(kN)	Ma(kN · m)
고정하중	367.31	173.66	306.09	144.72
활하중	330.00	157.41	206.25	98.38
합 계	697.31	331.07	512.34	243.10

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 697.31 x 0.2 = 139.461 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 139.461 x 0.060 = 8.368 kN · m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	697.31		512.34
N(kN)		139.46	
M(kN · m)	331.07	8.37	243.10

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	331.07	697.31

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	651.000	591.000	591.000	60.000	0.000	0.000	0.954

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 0.954 m

Ln / d = 0.954 / 0.591 = 1.614 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.477 / 2 = 0.239 < 0.591 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 591.00 / 1000

= 1447.648 kN > Vu (= 697.31 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 591.0 / 1000

= 361.912 kN < Vu (= 697.31 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 118.200 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.200 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 100 = 250.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 118.200 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.200 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 100 = 150.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

$Vs = [Av/s \cdot (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \cdot (11-Ln/d)/12] \cdot fy \cdot d$ = 1947.339 kN

∴ $\phi Vn = \phi \cdot (Ss + Sc)$ = 0.75 x(1947.339 + 482.549)

= 1822.416 kN > Vu(= 697.31 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

· 코벨 여부의 판단

a/d = 0.477 / 0.591 = 0.807 < 1.0 ⇒ 코벨로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Nu (kN)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.75	0.75	339.44	139.46	697.31

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)
1000.000	651.000	591.000	591.000	60.000	0.000	0.000

· 지압면 외단에서의 깊이

= 0.350 m > 0.5d = 0.296 m ⇒ ∴ O.K

· 휨 철근

$\phi f\ Mn = \phi f\ fy\ Af\ (d - a/2) \geq Mu$ 여기서, $a = \frac{Af\ fy}{k1\ fck\ b}$

$a = \frac{Af \times 400.0}{0.85 \times 24.0 \times 1000.0} = 0.01961\ Af$

$0.75 \times 400.0 \times Af \times (591.0 - 0.01961\ Af / 2) = 339.44 \times 1000000$

$2.94\ Af^2 - 177300.00\ Af + 339437341 = 0$

$Af = 1979.480\ mm^2$

· 전단마찰 철근

$Avf = \frac{Sn}{fy\ \mu} = \frac{Su}{\Phi v\ fy\ \mu}$ (여기서, μ = 1.4 전단마찰 설계를 위한 마찰계수)

$Avf = \frac{697.31 \times 1000}{0.75 \times 400.00 \times 1.4} = 1660.253\ mm^2$

· 최대 전단 강도

Sn = Su / φv ≤ MIN (0.2 fck Ac, 56 Ac) (여기서, Ac = bo d = 591000 mm²)

697.31 / 0.75 ≤ MIN (0.2 x 24.0 x 591000 , 5.6 x 591000)

929.742 ≤ MIN (2836.80 , 3309.60)

929.742 kN ≤ 2836.800 kN ⇒ ∴ O.K

· 축방향 인장 철근

An = Nuc / φv fy = 139.46 x 1000 / (0.75 x 400) = 464.87076 mm²

· 주인장 철근

As = MAX [(Af + An), ((2/3)Avf + An), As_min]

As,req = MAX [(1979.480 + 464.87076) , (2/3 x 1660.253 + 464.87076) ,

(0.04 x 24.0 / 400.0 x 1000.0 x 591.0)]

= MAX [2444.351 , 1571.706 , 1418.400]

= 2444.351 mm²

· 사용 철근량 및 철근량 검토

1단 배근	H 22	x	10 EA	=	3871.000	mm²
2단 배근	H 0	x	0 EA	=	0.000	mm²
3단 배근	D 0	x	0 EA	=	0.000	mm²
		∴	As,use	=	3871.000	mm²

따라서, As,req < As,use ⇒ ∴ O.K

* 수평 스터럽 계산

Ah,req = Af / 2 = 989.740 mm²

Sv = 100 mm (여기서, Sv는 수평스터럽의 수직간격)

Ah,use = H 16 x 4 EA x 2 단 = 198.600 x 4 x 2 = 1588.800 mm²

따라서, Ah,req < Ah,use ⇒ ∴ O.K

철근배치 범위 : 2/3 · d = 2 / 3 x 591.000 = 394.000 mm

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 251.47 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0065 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2604
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9132
- fs = $M_{max} / \rho b j d^2$ = 120.4 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 531.6 \text{ mm}$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 523.3 \text{ mm}$$

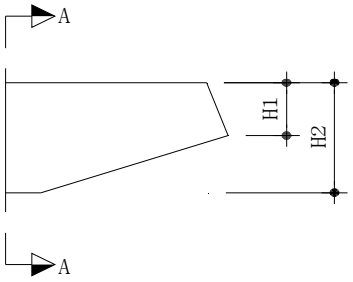
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 523.256 mm > s = 100.00 mm O.K

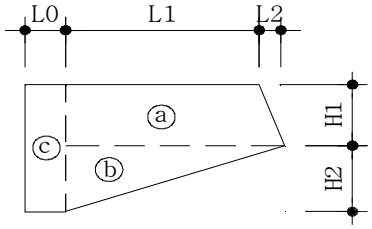
2. 브라켓 검토 (축류팬실 2층 EV)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.330 m
브라켓 높이 H2	=	0.652 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.150 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.150 m
H1	0.330 m
H2	0.322 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.150	0.330	0.380	0.575	0.487	0.219	0.185	X=0.510
ⓑ	1.150	0.322	0.185	0.383	0.215	0.071	0.040	Y=0.400
ⓒ		0.652			0.326			
단면 A-A 단면적			0.565			0.290	0.225	

Du1 = 1.2 x .565 x 1.000 x 25.000 = 16.950 kN

X1 = 0.510 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.900	193.39	174.05	232.07	208.87
계		193.39	174.05	232.07	208.9

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	16.95	8.64	14.13	7.20
상부(D2)	232.07	208.87	193.39	174.05
합 계	249.02	217.51	207.52	181.26

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.900	258.00	232.20				
계		258.00	232.20	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN · m)	Va(kN)	Ma(kN · m)
고정하중	249.02	217.51	207.52	181.26
활하중	258.00	232.20	161.25	145.13
합 계	507.02	449.71	368.77	326.38

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 507.02 x 0.2 = 101.405 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 101.405 x 0.060 = 6.084 kN · m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	507.02		368.77
N(kN)		101.40	
M(kN · m)	449.71	6.08	326.38

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	449.71	507.02

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	652.000	592.000	592.000	60.000	0.000	0.000	1.800

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.800 m

Ln / d = 1.800 / 0.592 = 3.041 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.900 / 2 = 0.450 < 0.592 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 592.00 / 1000

= 1450.098 kN > Vu (= 507.02 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 592.0 / 1000

= 362.524 kN < Vu (= 507.02 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 118.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.400 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 100 = 250.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 118.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.400 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 100 = 150.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1950.733 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot$ (Ss + Sc) = 0.75 x(1950.733 + 483.366)

= 1825.574 kN > Vu(= 507.02 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.900 / 0.592 = 1.520 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	455.79	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	592.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 201280×As = 455794695

• $As = \dfrac{201280 - \sqrt{(201280^2 - 4\times 3.33 \times 455794695)}}{2 \times 3.33}$ = 2356.44 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	18044	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2072	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 2356.44	=	3142	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1184	mm²
∴ req. As=	Max { 2,356 , Min(2,072,3,142) , 1,184 }	=	2356	mm²
use. As=	H 22 @ 100	=	3871	mm²
use. As=	H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =		=	3871	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 729.21 kN · m > Mu = 455.79 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.60

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 652 = 1304 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 100 = 1267 mm²

H 13 @ 100 = 1267 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 212.493\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	212.493 kN	106.247 kN	507.023 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 87.5\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 165.8\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 165.839\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 100 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 296 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{}fck \cdot b \cdot d$ = 1933.464 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 2170.982 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2383.476 kN > Vu = 507.023 kN ..... OK

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 332.47 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0065 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2602
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9133
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 158.9 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 373.1$ mm

$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 396.5$ mm

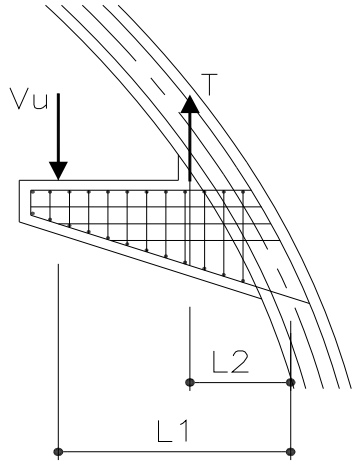
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 373.095 mm > s = 100.00 mm 0.K

(8) 인장철근 검토

1) 설계조건

fck (MPa)	fy (MPa)	Φv	Vu (kN)	L1 (m)	L2 (m)
24	400	0.75	507.02	1.254	0.589



2) 인장철근 검토

· T = Vu x L1 / L2 = 507.02 x 1.254 / 0.589 = 1079.469 kN

· At = T / Φ fy = 1079.469 /(0.75 x 400.0)= 3598.2 mm^2

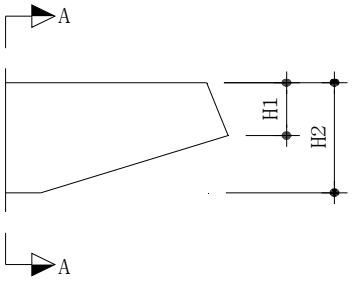
∴ use. At= H 22 @ 100 = 3871.0 mm^2

= 3871.0 mm^2 O.K

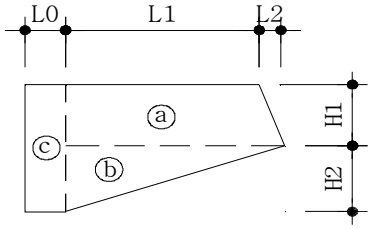
3. 브라켓 검토 (전기실 2층 EV)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.330 m
브라켓 높이 H2	=	0.652 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.150 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.150 m
H1	0.330 m
H2	0.322 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (ϴ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.150	0.330	0.380	0.575	0.487	0.219	0.185	X=0.510
ⓑ	1.150	0.322	0.185	0.383	0.215	0.071	0.040	Y=0.400
ⓒ		0.652			0.326			
단면 A-A 단면적			0.565			0.290	0.225	

Du1 = 1.2 x .565 x 1.000 x 25.000 = 16.950 kN

X1 = 0.510 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.900	204.54	184.09	245.45	220.91
계		204.54	184.09	245.45	220.9

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	16.95	8.64	14.13	7.20
상부(D2)	245.45	220.91	204.54	184.09
합 계	262.40	229.55	218.67	191.29

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.900	299.88	269.89				
계		299.88	269.89	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
고정하중	262.40	229.55	218.67	191.29
활하중	299.88	269.89	187.43	168.68
합 계	562.28	499.44	406.09	359.97

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 562.28 x 0.2 = 112.456 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 112.456 x 0.060 = 6.747 kN·m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	562.28		406.09
N(kN)		112.46	
M(kN·m)	499.44	6.75	359.97

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	499.44	562.28

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	652.000	592.000	592.000	60.000	0.000	0.000	1.800

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.800 m

Ln / d = 1.800 / 0.592 = 3.041 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.900 / 2 = 0.450 < 0.592 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 592.00 / 1000

= 1450.098 kN > Vu (= 562.28 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 592.0 / 1000

= 362.524 kN < Vu (= 562.28 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 118.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.400 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 100 = 250.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 118.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 118.400 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 100 = 150.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1950.733 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot$ (Ss + Sc) = 0.75 x(1950.733 + 483.366)

= 1825.574 kN > Vu(= 562.28 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.900 / 0.592 = 1.520 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	506.19	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	592.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 201280×As = 506189520

• $As = \dfrac{201280 - \sqrt{(201280^2 - 4\times 3.33 \times 506189520)}}{2 \times 3.33} = 2629.34$ mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	18044	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2072	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 2629.34	=	3506	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1184	mm²
∴ req. As=	Max { 2,629 , Min(2,072,3,506) , 1,184 }	=	2629	mm²
use. As=	H 22 @ 100	=	3871	mm²
use. As=	H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =		=	3871	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 729.21 kN · m > Mu = 506.19 kN · m 0.K

$\phi_f M_n / M_u$ = 1.44

4) 배력철근량 산정

• As_req.=	0.002	×	1000	×	652	=	1304	mm² (온도 및 건조수축)
• As_use.=	H	13 @	100			=	1267	mm²
	H	13 @	100			=	1267	mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 212.493\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	212.493 kN	106.247 kN	562.281 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 87.5\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 197.0\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 196.952\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 100 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 296 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{}fck \cdot b \cdot d$ = 1933.464 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 2170.982 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2383.476 kN > Vu = 562.281 kN .... OK

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 366.72 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0065 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2602
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9133
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 175.2 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토
  - C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 327.0\ mm$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 359.6\ mm$$

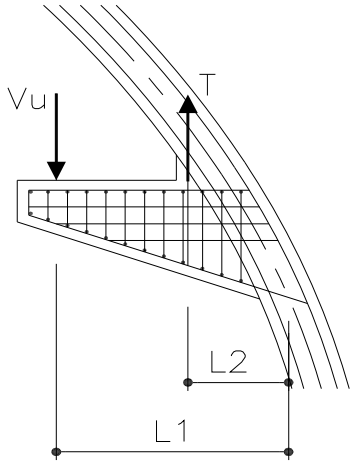
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 326.986 mm > s = 100.00 mm 0.K

(8) 인장철근 검토

1) 설계조건

fck (MPa)	fy (MPa)	Φv	Vu (kN)	L1 (m)	L2 (m)
24	400	0.75	562.28	1.254	0.589



2) 인장철근 검토

· T = Vu x L1 / L2 = 562.28 x 1.254 / 0.589 = 1197.114 kN

· At = T / Φ fy = 1197.114 /(0.75 x 400.0)= 3990.4 mm^2

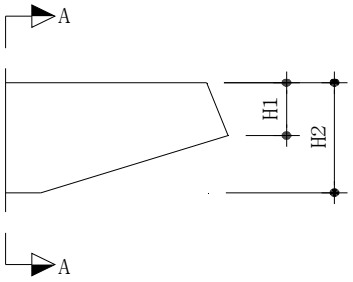
∴ use. At= H 25 @ 100 = 5067.0 mm^2

= 5067.0 mm^2 O.K

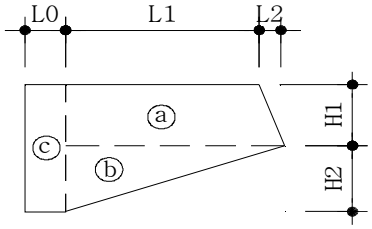
4. 브라켓 검토 (3차로확폭 WRP-2)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.590 m
브라켓 높이 H2	=	0.905 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.051 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.051 m
H1	0.590 m
H2	0.315 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (ϴ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.051	0.590	0.620	0.526	0.610	0.326	0.378	X=0.490
ⓑ	1.051	0.315	0.166	0.350	0.210	0.058	0.035	Y=0.530
ⓒ		0.905			0.453			
단면 A-A 단면적			0.786			0.384	0.413	

Du1 = 1.2 x .786 x 1.000 x 25.000 = 23.580 kN

X1 = 0.490 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.741	625.67	463.62	750.80	556.34
계		625.67	463.62	750.80	556.3

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	23.58	11.55	19.65	9.63
상부(D2)	750.80	556.34	625.67	463.62
합 계	774.38	567.90	645.32	473.25

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.741	455.16	337.27				
계		455.16	337.27	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
고정하중	774.38	567.90	645.32	473.25
활하중	455.16	337.27	284.48	210.80
합 계	1229.54	905.17	929.79	684.04

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 1229.54 x 0.2 = 245.908 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 245.908 x 0.060 = 14.755 kN·m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	1229.54		929.79
N(kN)		245.91	
M(kN·m)	905.17	14.75	684.04

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
27	400	400	0.85	0.85	0.75	905.17	1229.54

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	905.000	845.000	845.000	60.000	0.000	0.000	1.482

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.482 m

Ln / d = 1.482 / 0.845 = 1.754 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.741 / 2 = 0.371 < 0.845 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = ϕ · 2 / 3 · √fck · b · d

= 0.750 × 2 / 3 × √27.0 × 1000.00 × 845.00 / 1000

= 2195.374 kN > Vu (= 1229.54 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

ϕVc = ϕ · 1/6 · √fck · b · d

= 0.75 x 1/6 x √ 27.0 x 1000.0 x 845.0 / 1000

= 548.844 kN < Vu (= 1229.54 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 169.000 mm < 300.000 mm ⇒ s = 169.000 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 100 = 250.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 169.000 mm < 300.000 mm ⇒ s = 169.000 mm

Avh = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 150 = 225.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 150 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 2690.105 kN

∴ ϕVn = ϕ · (Ss + Sc) = 0.75 x(2690.105 + 731.791)

= 2566.423 kN > Vu(= 1229.54 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

· 코벨 여부의 판단

a/d = 0.741 / 0.795 = 0.932 < 1.0 ⇒ 코벨로 검토

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Nu (kN)	Vu (kN)
27	400	400	0.85	0.75	0.75	919.93	245.91	1229.54

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)
1000.000	905.000	795.000	795.000	60.000	100.000	0.000

· 지압면 외단에서의 깊이

= 0.590 m > 0.5d = 0.398 m ⇒ ∴ O.K

· 휨 철근

$\phi f\ Mn = \phi f\ fy\ Af\ (d - a/2) \geq Mu$ 여기서, $a = \frac{Af\ fy}{k1\ fck\ b}$

$a = \frac{Af \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 0.01743\ Af$

$0.75 \times 400.0 \times Af \times (795.0 - 0.01743\ Af / 2) = 919.93 \times 1000000$

$2.61\ Af^2 - 238500.00\ Af + 919926662 = 0$

$Af = 4035.664\ mm^2$

· 전단마찰 철근

$Avf = \frac{Sn}{fy\ \mu} = \frac{Su}{\Phi v\ fy\ \mu}$ (여기서, μ = 1.4 전단마찰 설계를 위한 마찰계수)

$Avf = \frac{1229.54 \times 1000}{0.75 \times 400.00 \times 1.4} = 2927.481\ mm^2$

· 최대 전단 강도

Sn = Su / φv ≤ MIN (0.2 fck Ac, 56 Ac) (여기서, Ac = bo d = 795000 mm²)

1229.54 / 0.75 ≤ MIN (0.2 x 27.0 x 795000 , 5.6 x 795000)

1639.390 ≤ MIN (4293.00 , 4452.00)

1639.390 kN ≤ 4293.000 kN ⇒ ∴ O.K

· 축방향 인장 철근

An = Nuc / φv fy = 245.91 x 1000 / (0.75 x 400) = 819.69477 mm²

· 주인장 철근

As = MAX [(Af + An), ((2/3)Avf + An), As_min]

As,req = MAX [(4035.664 + 819.69477) , (2/3 x 2927.481 + 819.69477) ,

(0.04 x 27.0 / 400.0 x 1000.0 x 795.0)]

= MAX [4855.359 , 2771.349 , 2146.500]

= 4855.359 mm²

· 사용 철근량 및 철근량 검토

1단 배근	H 22	x	10 EA	=	3871.000	mm²
2단 배근	H 22	x	10 EA	=	3871.000	mm²
3단 배근	H 0	x	0 EA	=	0.000	mm²
		∴	As,use	=	7742.000	mm²

따라서, As,req < As,use ⇒ ∴ O.K

* 수평 스터럽 계산

Ah,req = Af / 2 = 2017.832 mm²

Sv = 150 mm (여기서, Sv는 수평스터럽의 수직간격)

Ah,use = H 19 x 4 EA x 2 단 = 286.500 x 4 x 2 = 2292.000 mm²

따라서, Ah,req < Ah,use ⇒ ∴ O.K

철근배치 범위 : 2/3 · d = 2 / 3 x 795.000 = 530.000 mm

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 698.80 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0097 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.3073
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.8976
- fs = $M_{max} / \rho b j d^2$ = 126.5 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 500.0 \text{ mm}$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 498.0 \text{ mm}$$

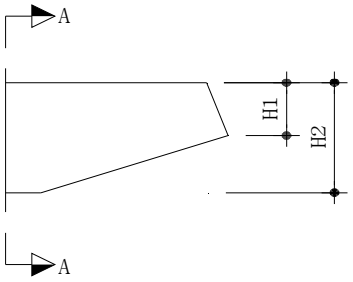
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 498.024 mm > s = 100.00 mm O.K

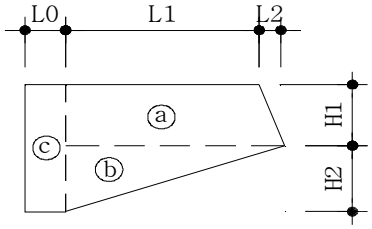
5. 브라켓 검토 (3차로 TRP-2)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.220 m
브라켓 높이 H2	=	0.629 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.128 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.128 m
H1	0.220 m
H2	0.409 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.128	0.220	0.248	0.564	0.519	0.140	0.129	X=0.470
ⓑ	1.128	0.409	0.231	0.376	0.273	0.087	0.063	Y=0.400
ⓒ		0.629			0.315			
단면 A-A 단면적			0.479			0.227	0.192	

Du1 = 1.2 x .479 x 1.000 x 25.000 = 14.370 kN

X1 = 0.470 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.793	254.82	202.07	305.79	242.49
계		254.82	202.07	305.79	242.5

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	14.37	6.75	11.98	5.63
상부(D2)	305.79	242.49	254.82	202.07
합 계	320.16	249.24	266.80	207.70

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.793	288.40	228.70				
계		288.40	228.70	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN · m)	Va(kN)	Ma(kN · m)
고정하중	320.16	249.24	266.80	207.70
활하중	288.40	228.70	180.25	142.94
합 계	608.56	477.94	447.05	350.64

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 608.56 x 0.2 = 121.711 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 121.711 x 0.060 = 7.303 kN · m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	608.56		447.05
N(kN)		121.71	
M(kN · m)	477.94	7.30	350.64

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	477.94	608.56

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	629.000	569.000	569.000	60.000	0.000	0.000	1.586

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.586 m

Ln / d = 1.586 / 0.569 = 2.787 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.793 / 2 = 0.397 < 0.569 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 569.00 / 1000

= 1393.760 kN > Vu (= 608.56 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 569.0 / 1000

= 348.440 kN < Vu (= 608.56 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 113.800 mm < 300.000 mm ⇒ s = 113.800 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 100 = 250.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 113.800 mm < 300.000 mm ⇒ s = 113.800 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 100 = 150.000 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 100 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1874.927 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot$ (Ss + Sc) = 0.75 x(1874.927 + 464.587)

= 1754.635 kN > Vu(= 608.56 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.793 / 0.569 = 1.394 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	485.25	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	569.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= $-3.333\times As^2 + 193460\times As = 485245710$

• $As = \dfrac{193460 - \sqrt{(193460^2 - 4\times 3.33 \times 485245710)}}{2 \times 3.33}$ = 2627.17 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	17343	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	1992	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 2627.17	=	3503	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1138	mm²
∴ req. As=	Max { 2,627 , Min(1,992,3,503) , 1,138 }	=	2627	mm²
use. As=	H 22 @ 100	=	3871	mm²
use. As=	H 0 @ 0	=	0	mm²
∴ As =		=	3871	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 698.93 kN · m > Mu = 485.25 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.44

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 629 = 1258 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 100 = 1267 mm²

H 13 @ 100 = 1267 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 172.689\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	172.689 kN	86.345 kN	608.556 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 87.5\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 255.3\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 255.341\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 100 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 285 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$ = 1858.346 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 2086.637 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2259.326 kN > Vu = 608.556 kN ..... OK

(8) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 357.94 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0068 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2646
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9118
- fs = Mmax / ρbjd² = 178.2 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 319.4\ mm$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 353.5\ mm$$

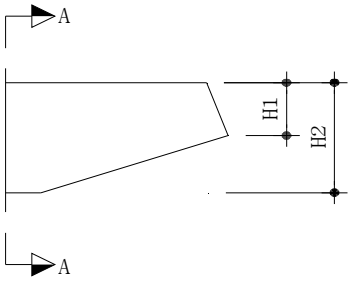
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 319.419 mm > s = 100.00 mm 0.K

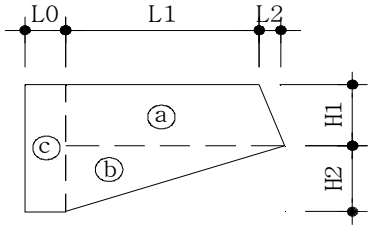
6. 교차부 DRP-2, 3, 4

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.697 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	0.992 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	0.992 m
H1	0.350 m
H2	0.347 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	0.992	0.350	0.347	0.496	0.522	0.172	0.181	X=0.440
ⓑ	0.992	0.347	0.172	0.331	0.231	0.057	0.040	Y=0.430
ⓒ		0.697			0.349			
단면 A-A 단면적			0.519			0.229	0.221	

Du1 = 1.2 x .519 x 1.000 x 25.000 = 15.570 kN

X1 = 0.440 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.789	127.12	100.30	152.55	120.36
계		127.12	100.30	152.55	120.4

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	15.57	6.85	12.98	5.71
상부(D2)	152.55	120.36	127.12	100.30
합 계	168.12	127.21	140.10	106.01

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.789	207.40	163.64				
계		207.40	163.64	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN · m)	Va(kN)	Ma(kN · m)
고정하중	168.12	127.21	140.10	106.01
활하중	207.40	163.64	129.63	102.27
합 계	375.52	290.85	269.72	208.28

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 375.52 x 0.2 = 75.103 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 75.103 x 0.060 = 4.506 kN · m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	375.52		269.72
N(kN)		75.10	
M(kN · m)	290.85	4.51	208.28

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	290.85	375.52

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	697.000	637.000	637.000	60.000	0.000	0.000	1.578

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.578 m

Ln / d = 1.578 / 0.637 = 2.477 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.789 / 2 = 0.395 < 0.637 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 637.00 / 1000

= 1560.325 kN > Vu (= 375.52 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 637.0 / 1000

= 390.081 kN > Vu (= 375.52 kN) ⇒ ∴ O.K

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 127.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 127.400 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 125 = 312.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 127.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 127.400 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 125 = 187.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1679.178033 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot (Ss + Sc)$ = 0.75 x(1679.178033 + 520.108)

= 1649.465 kN > Vu(= 375.52 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.789 / 0.637 = 1.239 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	295.35	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	637.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 216580×As = 295354343

• $As = \dfrac{216580 - \sqrt{(216580^2 - 4\times 3.33 \times 295354343)}}{2 \times 3.33}$ = 1393.61 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85× β_1 ×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	19416	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2230	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 1393.61	=	1858	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1274	mm²
∴ req. As=	Max { 1,394 , Min(2,230,1,858) , 1,274 }	=	1858	mm²
use. As=	H 22 @ 125	=	3097	mm²
use. As=	H	=	0	mm²
∴ As =		=	3097	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 638.74 kN · m > Mu = 295.35 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 2.16

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 697 = 1394 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 125 = 1014 mm²

H 13 @ 125 = 1014 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 220.454\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	220.454 kN	110.227 kN	375.516 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 109.4\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 101.4\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 109.375\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 125 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 319 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{}fck \cdot b \cdot d$ = 2080.433 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 1868.805 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2089.259 kN > Vu = 375.516 kN ..... OK

6) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 212.79 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0049 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2291
- β_c= 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9236
- fs = Mmax / ρbjd^2 = 116.8 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토
  - C_c= 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 551.7\ mm$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 539.4\ mm$$

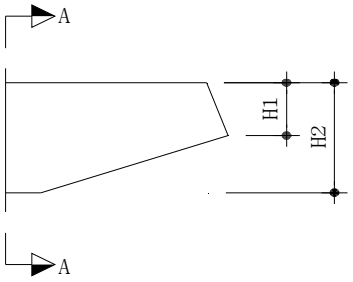
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 539.384 mm > s = 125.00 mm 0.K

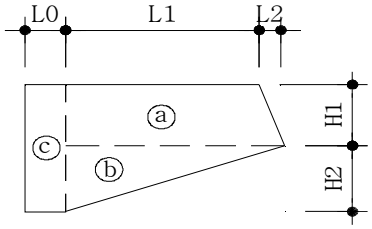
7. 교차부 DRP-3 비주대

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.695 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.011 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.011 m
H1	0.350 m
H2	0.345 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.011	0.350	0.354	0.506	0.520	0.179	0.184	X=0.450
ⓑ	1.011	0.345	0.174	0.337	0.230	0.059	0.040	Y=0.420
ⓒ		0.695			0.348			
단면 A-A 단면적			0.528			0.238	0.224	

Du1 = 1.2 x .528 x 1.000 x 25.000 = 15.840 kN

X1 = 0.450 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.761	203.31	154.72	243.97	185.66
계		203.31	154.72	243.97	185.7

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	15.84	7.13	13.20	5.94
상부(D2)	243.97	185.66	203.31	154.72
합 계	259.81	192.79	216.51	160.66

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.761	225.60	171.68				
계		225.60	171.68	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
고정하중	259.81	192.79	216.51	160.66
활하중	225.60	171.68	141.00	107.30
합 계	485.41	364.47	357.51	267.96

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 485.41 x 0.2 = 97.082 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 97.082 x 0.060 = 5.825 kN·m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	485.41		357.51
N(kN)		97.08	
M(kN·m)	364.47	5.82	267.96

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	364.47	485.41

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	695.000	635.000	635.000	60.000	0.000	0.000	1.522

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.522 m

Ln / d = 1.522 / 0.635 = 2.397 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.761 / 2 = 0.381 < 0.635 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = $\phi \cdot 2 / 3 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 635.00 / 1000

= 1555.426 kN > Vu (= 485.41 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

$\phi Vc = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot b \cdot d$

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 635.0 / 1000

= 388.856 kN < Vu (= 485.41 kN) ⇒ ∴ 전단보강 필요

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 127.000 mm < 300.000 mm ⇒ s = 127.000 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 125 = 312.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 127.000 mm < 300.000 mm ⇒ s = 127.000 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 125 = 187.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1673.901 kN

∴ ϕVn = $\phi \cdot (Ss + Sc)$ = 0.75 x(1673.901 + 518.475)

= 1644.282 kN > Vu(= 485.41 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.761 / 0.635 = 1.198 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	370.29	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	635.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 215900×As = 370294446

• $As = \dfrac{215900 - \sqrt{(215900^2 - 4\times 3.33 \times 370294446)}}{2 \times 3.33}$ = 1763.11 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	19355	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2223	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 1763.11	=	2351	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1270	mm²
∴ req. As=	Max { 1,763 , Min(2,223,2,351) , 1,270 }	=	2223	mm²
use. As=	H 22 @ 125	=	3097	mm²
use. As=	H	=	0	mm²
∴ As =		=	3097	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 636.63 kN · m > Mu = 370.29 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.72

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 695 = 1390 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 125 = 1014 mm²

H 13 @ 125 = 1014 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\varphi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d = 229.640\ kN$: 콘크리트 공칭전단강도

구 분	φV_c	$\varphi V_c/2$	V_u
보	229.640 kN	114.820 kN	485.408 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v = 0.35 \cdot b \cdot s / fy = 109.4\ mm^2$ $_{req}A_v = (Vu - \phi \cdot Vc) \cdot s / (\phi \cdot fy \cdot d) = 167.8\ mm^2$

필요철근량 $_{applied}A_v = \max [_{req}A_v, _{min}A_v] = 167.827\ mm^2$

사용철근량 A_v = H19 - 4 ea = 1146.000 mm^2 > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 125 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 318 mm ..... OK

최대철근전단강도 $V_{smax} = 2 / 3 \cdot \sqrt{}fck \cdot b \cdot d = 2073.901\ kN$

철근설계전단강도 $\phi Vs = \phi \cdot Av \cdot fy \cdot d / s = 1862.938\ kN$

설계전단강도 $\phi Vn = \phi \cdot (Vc + Vs) = 2092.577\ kN > Vu = 485.408\ kN$ ..... OK

6) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 273.78 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0049 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2294
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9235
- fs = Mmax / ρbjd² = 150.8 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토
  - C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 399.7\ mm$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 417.8\ mm$$

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 399.715 mm > s = 125.00 mm 0.K

서울제물포터널 2공구
강재거더 구조계산서

2019. 07

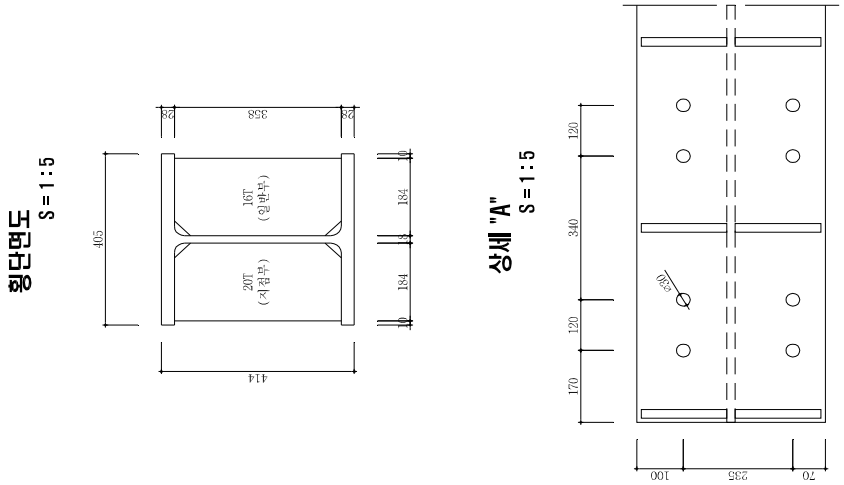
1. 개요

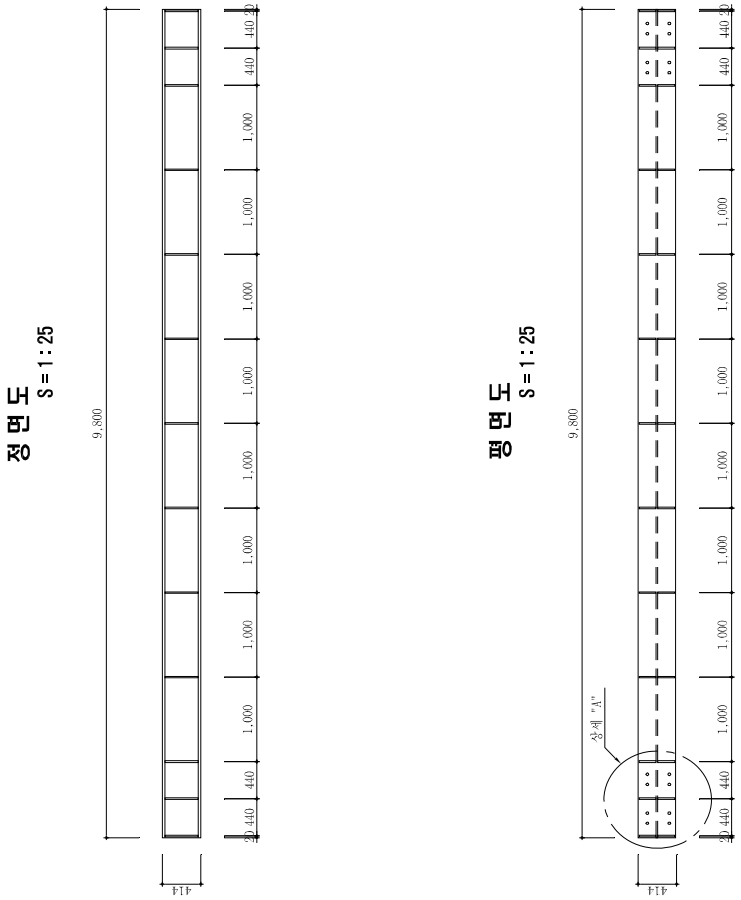
본 구조검토서는 제물포터널 풍도슬래브 지지용 강재거더의 구조안정성을 평가함에 목적이 있다.

2. 설계 조건

2.1 강재거더 Layout

- 차량대피통로 RP-2





2.2 사용 재료 제원

- 강종

Steel Frame	=	SM490	
SM490 허용휨응력	=	190	MPa
SM490 허용전단응력	=	110	MPa

2.3 적용하중

- 자중은 해석프로그램의 Selfweight 기능으로 적용 (부가하중 15~20% 고려)
  - Steel : 76.98 kN/m^3 (강재거더)
  - 철근 콘크리트 : 24.52 kN/m^3 (풍도슬래브)

- 활하중 (작업하중 및 풍하중)
  - 5.0 kN/m^2

- 격벽하중
  - 10.0 kN/m^3

2.4 하중조합 및 하중계수

- 사용하중 조합 (허용응력 설계법)

Case	Dead	Live
SLC-1	1.0	1

2.5 하중산정

(1) 차량대피로 강재거더 RP-2

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.18 x 8.85 x 8.0 x 25 = 318.6 kN Type1

-> 강재거더 부담 :

318.6 / 2 = 159.3 kN

-> 강재거더 등분포하중 :

159.3 / 8 = 19.9125 kN => 20 kN/m 적용

- 활하중 :

8.85 x 8.0 x 5 = 354 kN Type1

-> 강재거더 부담 :

354 / 2 = 177 kN

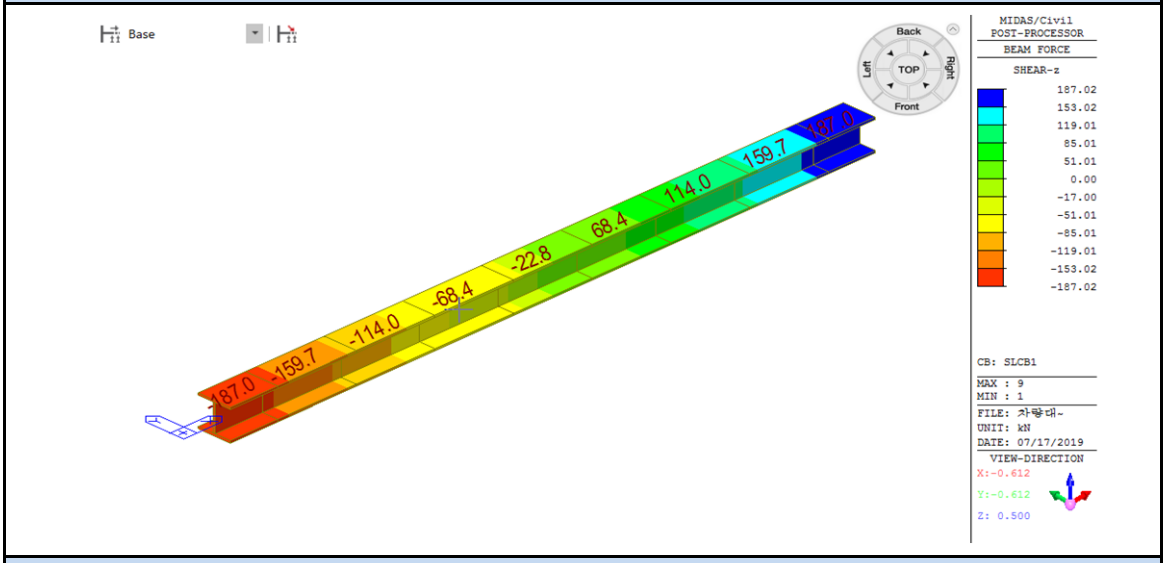
-> 강재거더 등분포하중 :

177 / 8 = 22.125 kN.m => 23 kN/m 적용

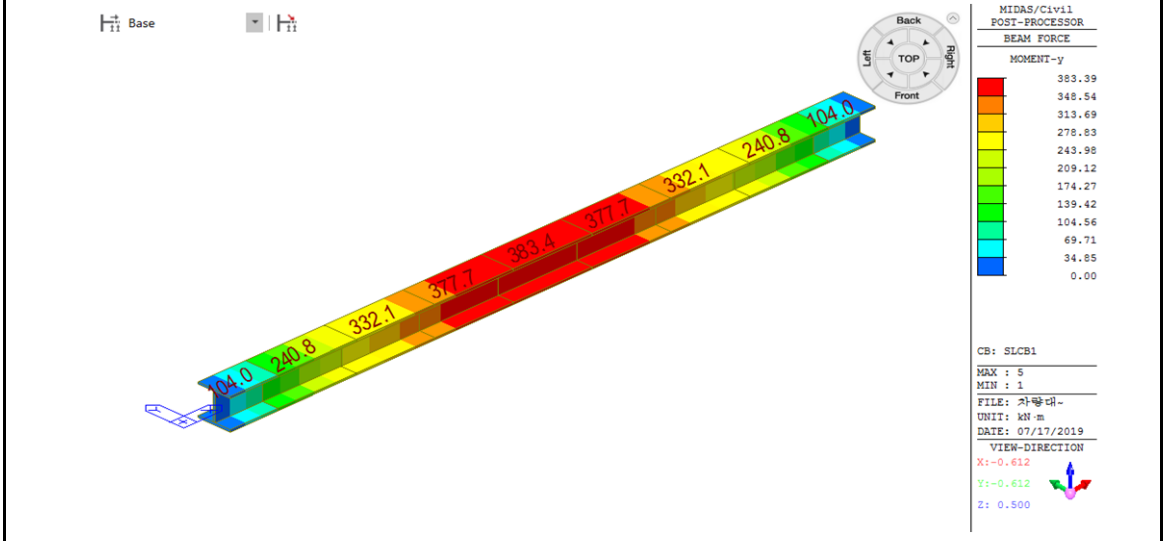
3. 단면검토

3.1 강재거더 (차량대피로 RP-2)

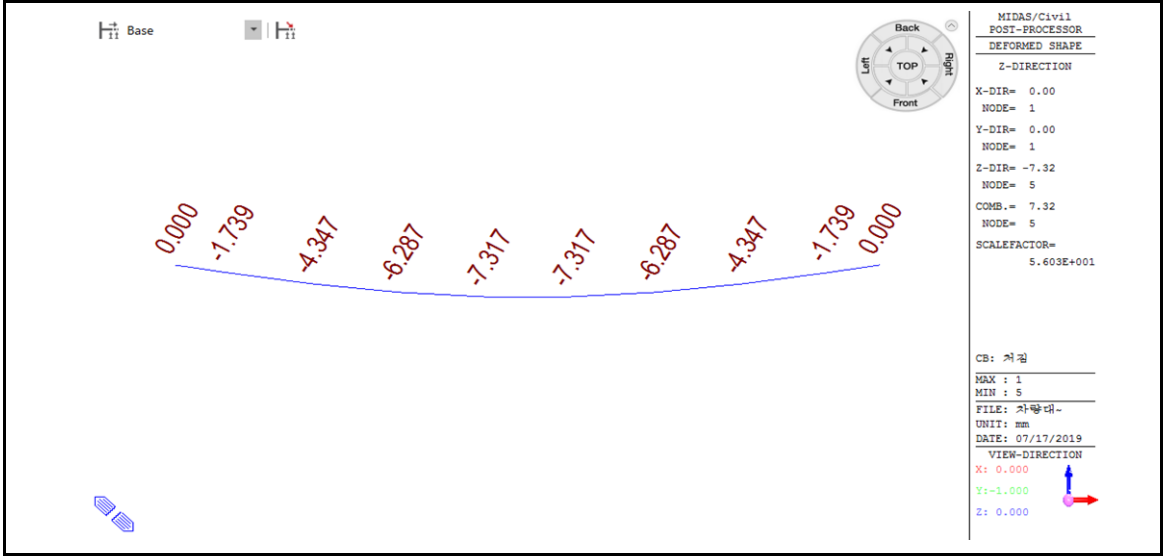
Shear Force-z (kN)



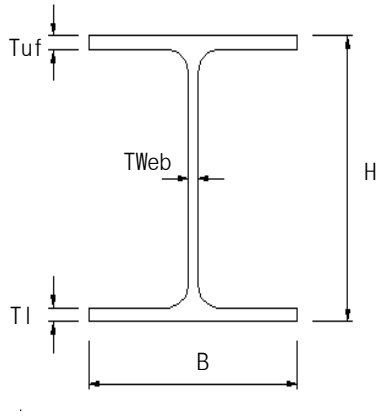
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	H-414x405x18x28		
H(mm)	414.0	Iyy(mm^4)	928,000,000
B(mm)	405.0	Izz(mm^4)	310,000,000
Tuf(mm)	28.0	Zy(mm^3)	4,483,092
Tlf(mm)	28.0	Zz(mm^3)	1,530,864
Tweb(mm)	18.0	ry(mm)	177.2
A(mm^2)	29,540	rz(mm)	102.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	6,444
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	384.0
ℓ (mm)	8,000	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	188.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,000 mm
- ℓ /b = 8000 / 405 = 19.75
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 128.4 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 128.4 MPa
- fbcy = 384.0 x 1.0E+06 / 4,483,092 = 85.7 MPa
- fbagy = 128.4 MPa > fbcy = 85.7 MPa ------- 0.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,000 mm
- ℓ /b = 8000 / 414 = 19.32
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 130.1 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 130.1 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 1,530,864 = 0.00 MPa
- fbaz = 130.1 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- 0.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 188.00 x 1000 / 6,444 = 29.2 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 29.2 MPa ------- 0.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{85.7}{128.4}\right]^2 + \left[\frac{29.2}{110.0}\right]^2 = 0.52$

- 0.52 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,000 mm
- ℓ / r_z = 8000 / 102.4 = 78.09 (약축)
- fcag = [190 - 1.29 x (ℓ /r-16.0)] x 1.0 = 109.9 MPa : 16.0 < ℓ /r ≤ 80.1
- 허용응력(fcag) : 109.9 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 29,540 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 193.5 / 16 = 12.09 ⇒ 12.09 < t = 28.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 193.5 / 12.9 = 15.00 ⇒ 15.00 ≤ t = 28.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 358.0 / 216.2 = 1.66 ⇒ 1.66 < t = 18.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 358.0 / 151.7 = 2.4

⇒ 2.36 ≤ t = 18.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (85.7 - -85.7) / 85.7 = 2.00$

* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 85.7 = 85.7 MPa

f2 = 0.0 - 85.7 = -85.7 MPa

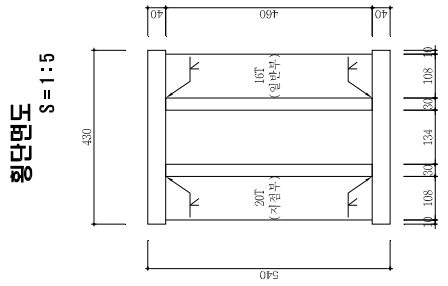
1. 개요

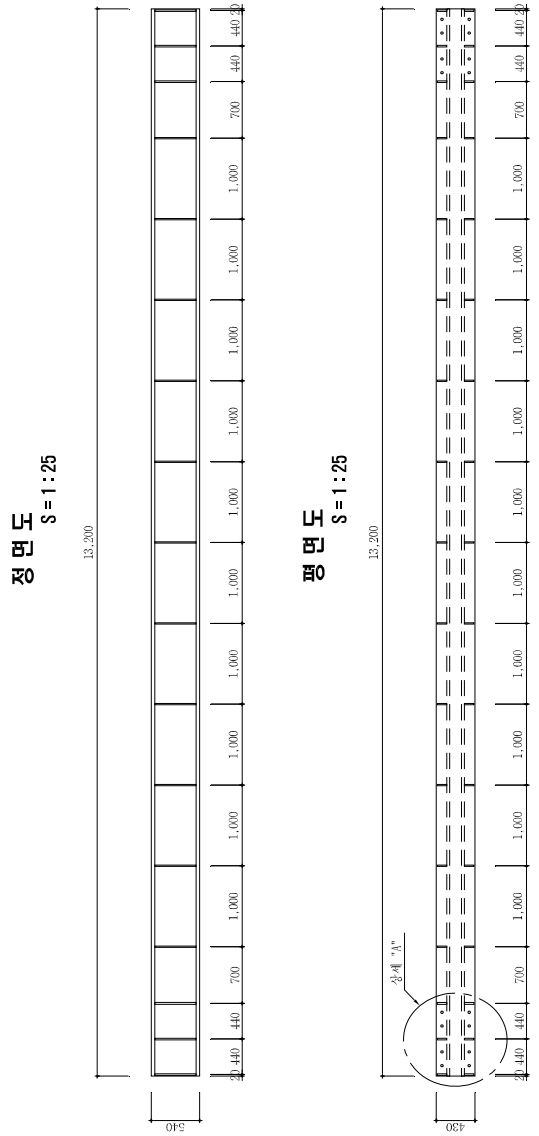
본 구조검토서는 제물포터널 풍도슬래브 지지용 강재거더의 구조안정성을 평가함에 목적이 있다.

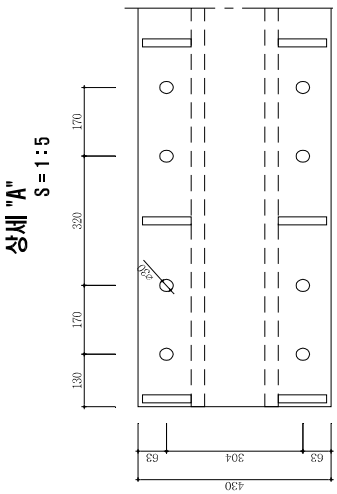
2. 설계 조건

2.1 강재거더 Layout

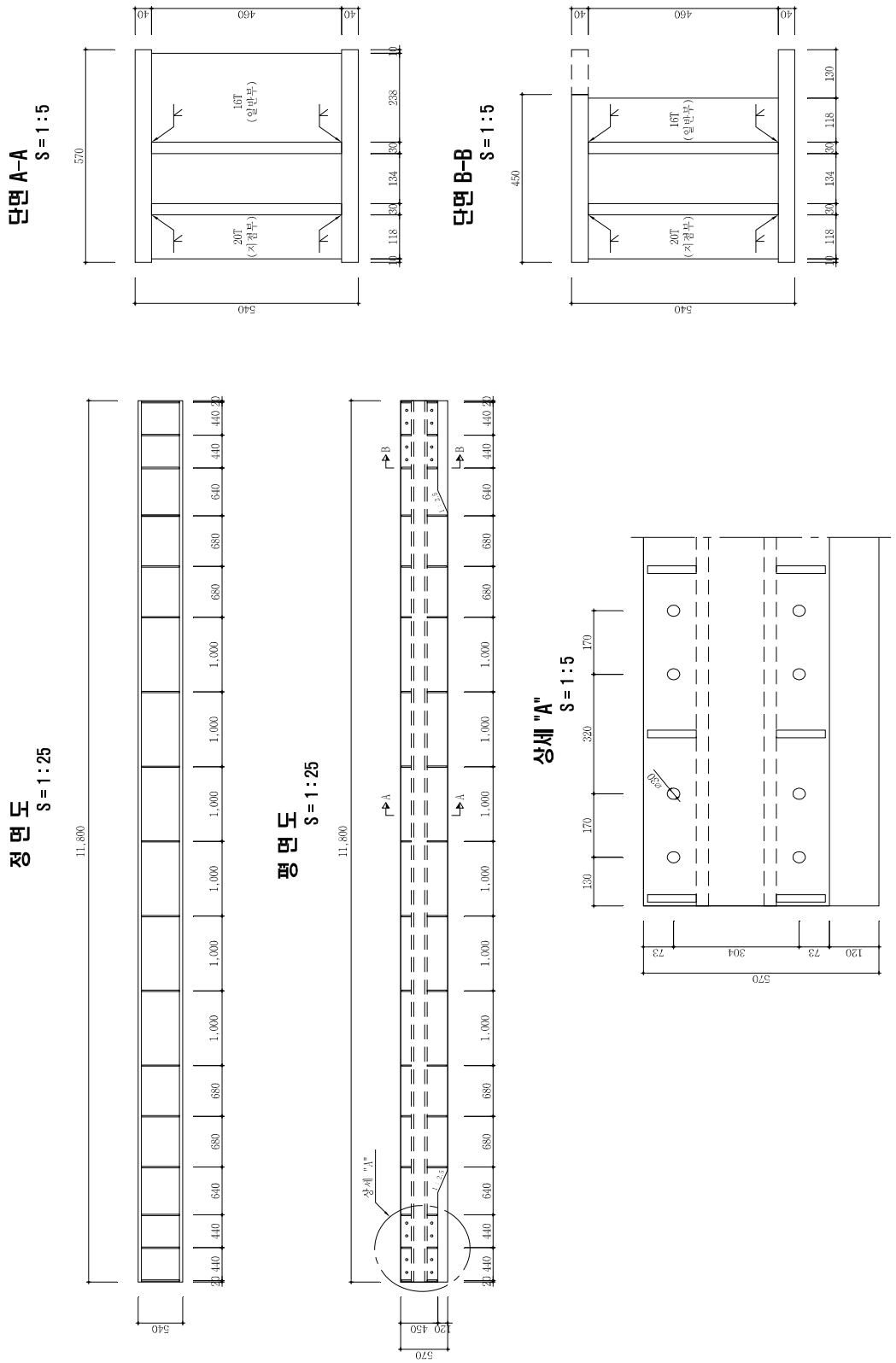
- 전기실 EV-c



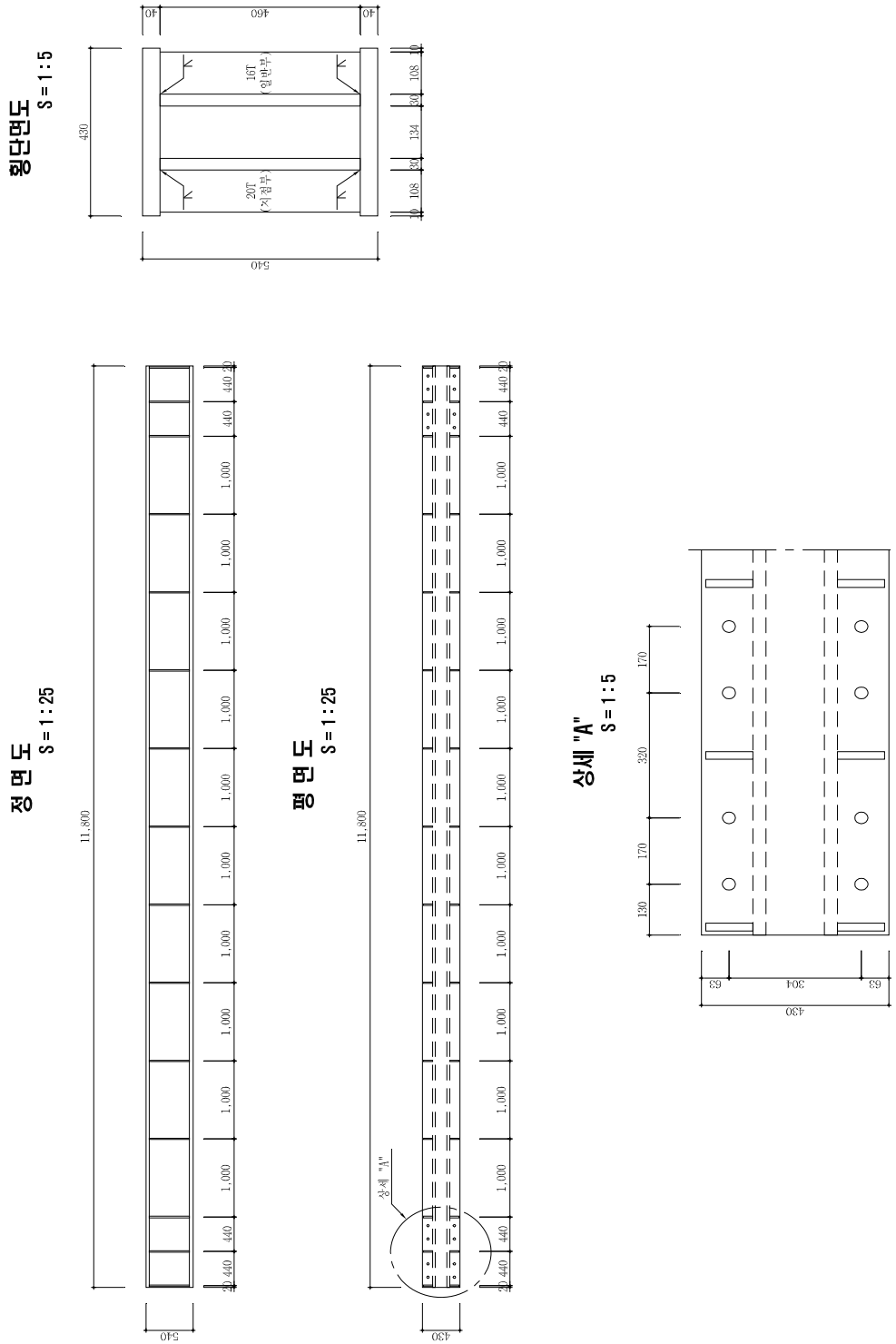




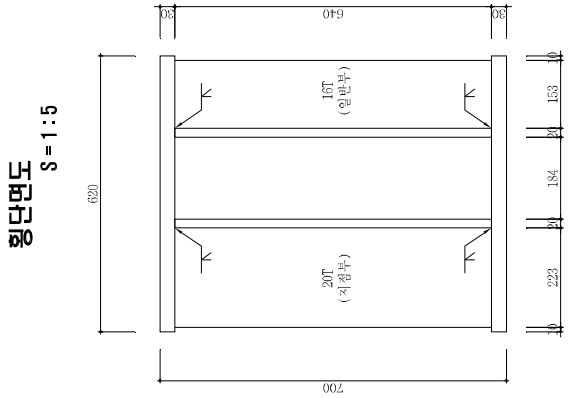
- 공기정화시설 1층 EV-a, b

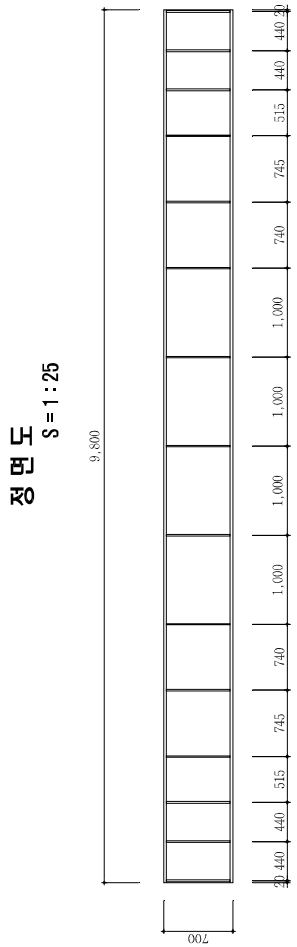


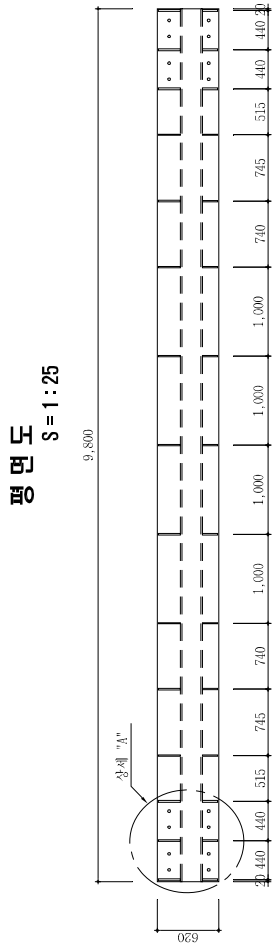
- 공기정화시설 2층 EV-a, b

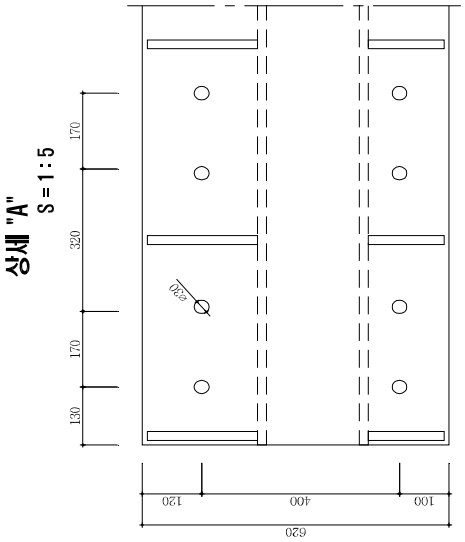


- 3차로확폭 WRP-2

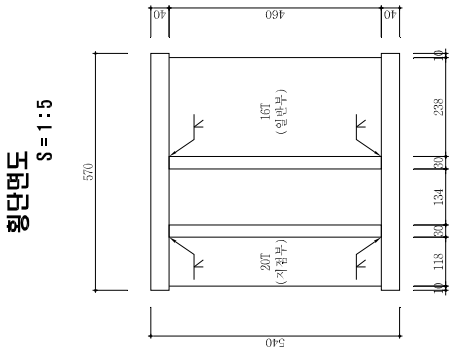

횡단면도
S = 1 : 5
640
30
30
620
700
16T
(일반부)
20T
(지점부)
10
153
20
184
20
223
10

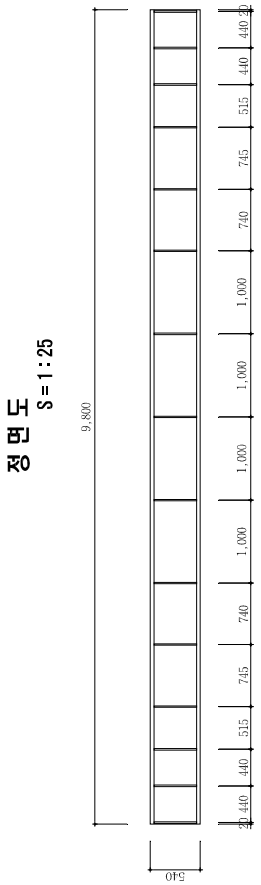

정 면 도
S = 1 : 25
9,800
700
440
440
515
745
740
1,000
1,000
1,000
740
745
515
440
440

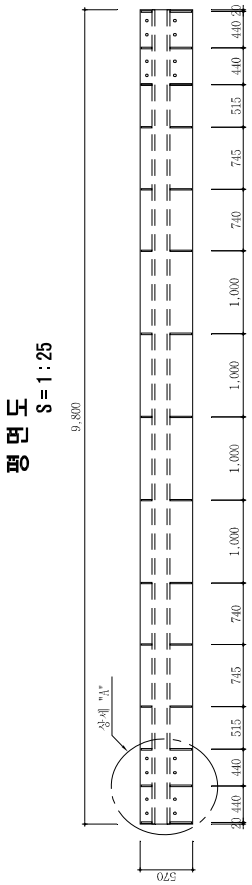

평 면 도
S = 1 : 25
9,800
620
상세 "A"
440
440
515
745
740
1,000
1,000
1,000
740
745
515
440
440

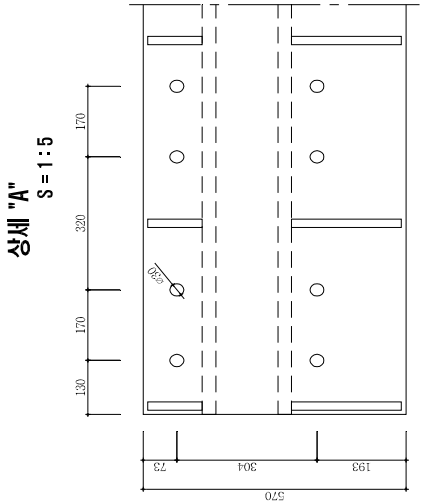

상세 "A"
S = 1 : 5
170
320
170
130
620
620
120
400
100

- 3차로 TRP-2

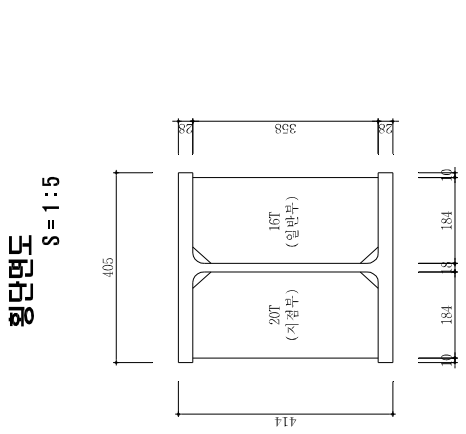

횡단면도
S = 1 : 5
40
460
40
570
16T
(원반부)
20T
(직립부)
540

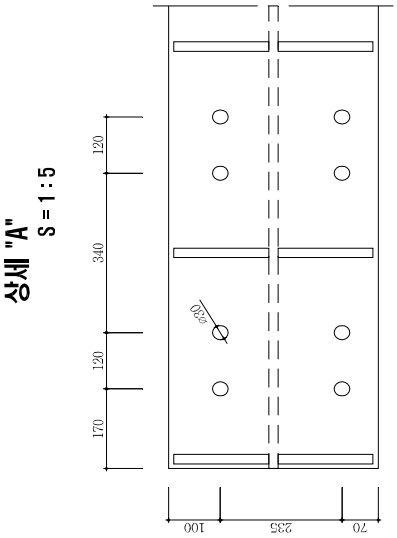

정 면 도
S = 1 : 25
9,800
440
515
745
740
1,000
540

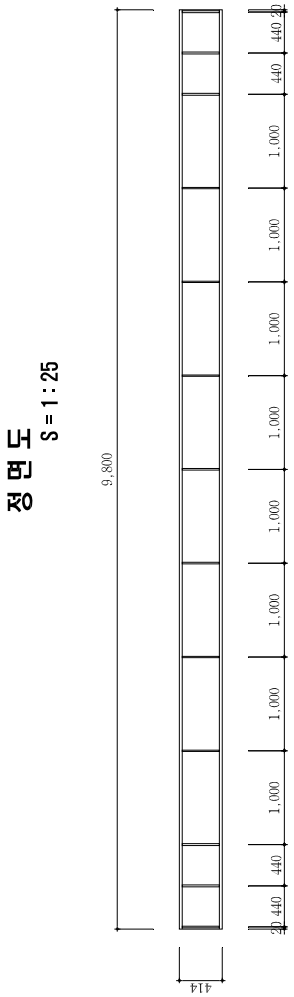

평 면 도
S = 1 : 25
9,800
상세 "A"
570

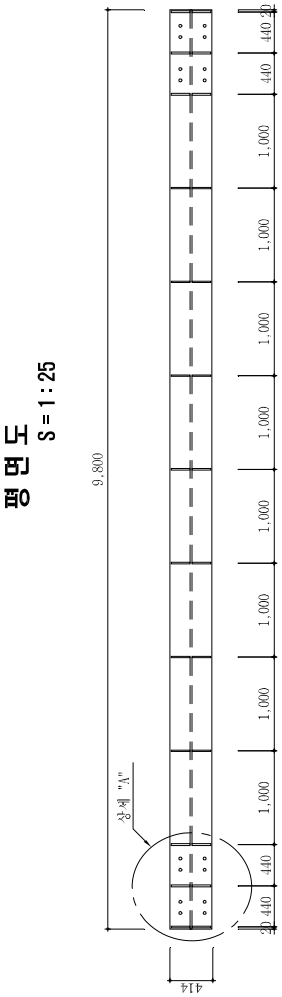

상세 "A"
S = 1 : 5
170
220
170
130
Ø30
73
304
193
570

- 교차부 DRP-2, 3, 4

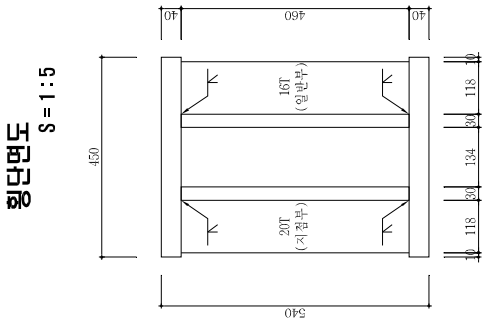

횡단면도
S=1:5
405
16T
(일반부)
20T
(지점부)
414

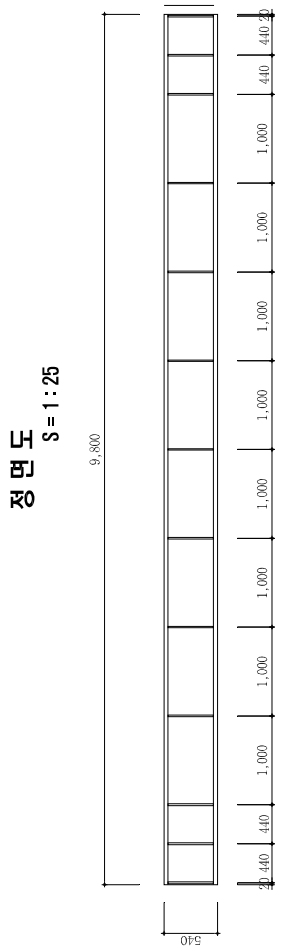

상세 "A"
S=1:5
120
340
120
170
100
235
70

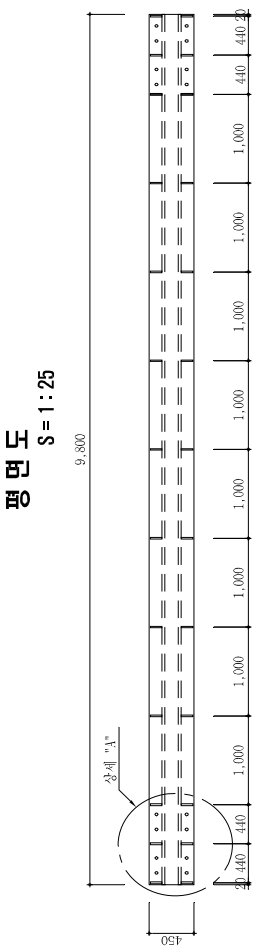

정 면 도
S=1:25
9,800
1,000
440
414

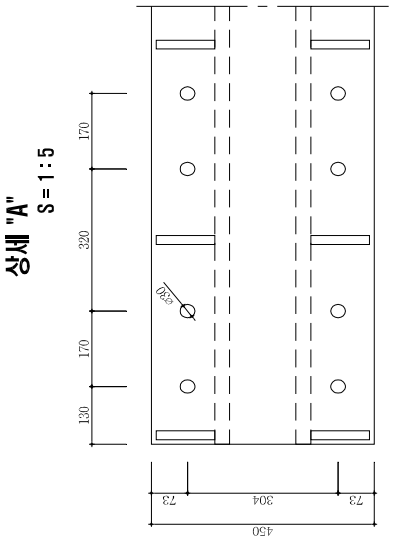

평 면 도
S=1:25
9,800
상세 "A"
1,000
440
414

- 교차부 DRP-3 비주대


횡단면도
S=1:5
40
460
40
450
16T
(일반부)
20T
(지점부)
118
80
134
20
118
10
10
540


정 면 도
S=1:25
9,800
1,000
440
20
540


평 면 도
S=1:25
9,800
상세 "A"
1,000
440
20
450


상세 "A"
S=1:5
170
220
170
130
Ø22
73
304
73
450

2.2 사용 재료 제원

- 강종

Steel Frame	=	SM490	
SM490 허용휨응력	=	190	MPa
SM490 허용전단응력	=	110	MPa

2.3 적용하중

- 자중은 해석프로그램의 Selfweight 기능으로 적용 (부가하중 15~20% 고려)
  - Steel : 76.98 kN/m^3 (강재거더)
  - 철근 콘크리트 : 24.52 kN/m^3 (풍도슬래브)

- 활하중 (작업하중 및 풍하중)
  - 5.0 kN/m^2

- 격벽하중
  - 10.0 kN/m^3

2.4 하중조합 및 하중계수

- 사용하중 조합 (허용응력 설계법)

Case	Dead	Live
SLC-1	1.0	1.0

2.5 하중산정

(1) 전기실 (2층) EV-c

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.19	x	10.50	x	12.28	x	25	=	612.465	kN	Type6		
0	x	0.00	x	0	x	25	=	0	kN			

-> 강재거더 부담 :

612.465	/	2	=	306.233	kN	

-> 강재거더 등분포하중 :

306.233	/	12.28	=	24.94	kN.m	=>	25	kN/m 적용

- 활하중 :

10.50	x	12.28	x	5	=	644.7	kN	Type6				
0.00	x	0	x	5	=	0	kN					

-> 강재거더 부담 :

644.7	/	2	=	322.35	kN	

-> 강재거더 등분포하중 :

322.35	/	12.28	=	26.25	kN	=>	26	kN/m 적용

(2) 공기정화시설 (1층) EV-a,b

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.25	x	12.30	x	10.88	x	25	=	836.4	kN	Type7-1
0.19	x	8.92	x	1.5	x	25	=	63.555	kN	Type8
0.1	x	1.50	x	13.0	x	10	=	19.5	kN	격벽

-> 강재거더 부담 :

919.455	/	2			=	459.728	kN

-> 강재거더 등분포하중 :

459.728	/	10.88			=	42.2544	kN.m	=>	43 kN/m 적용

- 활하중 :

12.30	x	10.88	x	5	=	669.12	kN	Type7-1
8.92	x	1.5	x	5	=	66.9	kN	Type8

-> 강재거더 부담 :

736.02	/	2			=	368.01	kN

-> 강재거더 등분포하중 :

368.01	/	10.88			=	33.8244	kN	=>	34 kN/m 적용

(3) 공기정화시설 (2층) EV-a,b

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.19	x	10.50	x	10.88	x	25	=	542.64	kN	Type6	
0.1	x	2.50	x	13.0	x	10	=	32.5	kN	격벽	

-> 강재거더 부담 :

575.14	/	2					=	287.57	kN		

-> 강재거더 등분포하중 :

287.57	/	10.88					=	26.43	kN.m	=>	27	kN/m	적용

- 활하중 :

10.50	x	10.88	x	5	=	571.2	kN	Type6			
0.00	x	0	x	5	=	0	kN				

-> 강재거더 부담 :

571.2	/	2					=	285.6	kN		

-> 강재거더 등분포하중 :

285.6	/	10.88					=	26.25	kN	=>	27	kN/m	적용

(4) 3차로 확폭 WRP-2

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.20 적용 (부가하중 20%)

- Slab :

0.43	x	21.45	x	8.88	x	25	=	2047.62	kN	Type4	
0.18	x	7.20	x	1.5	x	25	=	48.6	kN	Type5	

-> 강재거더 부담 :

2096.22	/	2	=	1048.11	kN		

-> 강재거더 등분포하중 :

1048.11	/	8.88	=	118.03	kN.m	=>	119	kN/m 적용

- 활하중 :

21.450	x	8.88	x	5	=	952.38	kN	Type4			
7.20	x	1.5	x	5	=	54	kN	Type5			

-> 강재거더 부담 :

1006.38	/	2	=	503.19	kN		

-> 강재거더 등분포하중 :

503.19	/	8.88	=	56.6655	kN	=>	57	kN/m 적용

(5) 3차로 TRP-2

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.25	x	12.26	x	8.88	x	25	=	680.43	kN	Type2
0.18	x	7.20	x	1.5	x	25	=	48.6	kN	Type5

-> 강재거더 부담 :

729.03	/	2			=	364.515	kN

-> 강재거더 등분포하중 :

364.515	/	8.88			=	41.049	kN.m	=>	42 kN/m 적용

- 활하중 :

12.260	x	8.88	x	5	=	544.344	kN	Type2
7.20	x	1.5	x	5	=	54	kN	Type5

-> 강재거더 부담 :

598.344	/	2			=	299.172	kN

-> 강재거더 등분포하중 :

299.172	/	8.88			=	33.6905	kN	=>	34 kN/m 적용

(6) 교차부 DRP-2, 3, 4

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.18	x	8.50	x	8.88	x	25	=	339.66	kN	Type9	
0	x	0.00	x	0	x	25	=	0	kN		

-> 강재거더 부담 :

339.66	/	2	=	169.83	kN	

-> 강재거더 등분포하중 :

169.83	/	8.88	=	19.125	kN.m	=>	20	kN/m 적용

- 활하중 :

8.50	x	8.88	x	5	=	377.4	kN	Type9			
0.00	x	0	x	5	=	0	kN				

-> 강재거더 부담 :

377.4	/	2	=	188.7	kN	

-> 강재거더 등분포하중 :

188.7	/	8.88	=	21.25	kN	=>	22	kN/m 적용

(7) 교차부 DRP-3 비주대

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.20 적용 (부가하중 20%)

- Slab :

0.25	x	10.50	x	8.88	x	25	=	582.75	kN	Type9
0	x	0.00	x	0	x	25	=	0	kN	

-> 강재거더 부담 :

582.75	/	2			=	291.375	kN

-> 강재거더 등분포하중 :

291.375	/	8.9			=	32.8125	kN.m	=>	33 kN/m 적용

- 활하중 :

10.50	x	8.88	x	5	=	466.2	kN	Type9
0.00	x	0	x	5	=	0	kN	

-> 강재거더 부담 :

466.2	/	2			=	233.1	kN

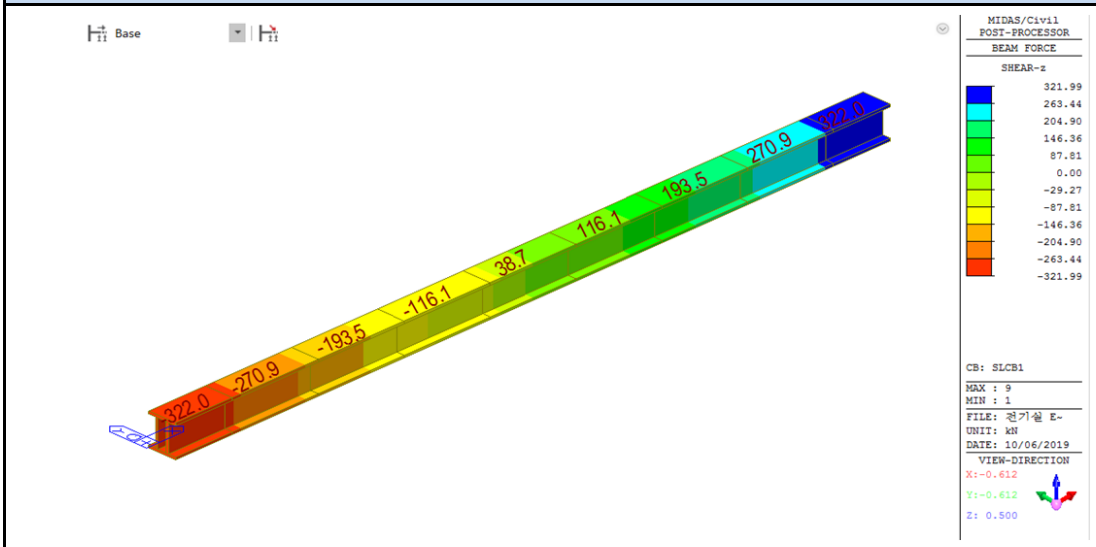
-> 강재거더 등분포하중 :

233.1	/	8.88			=	26.25	kN	=>	27 kN/m 적용

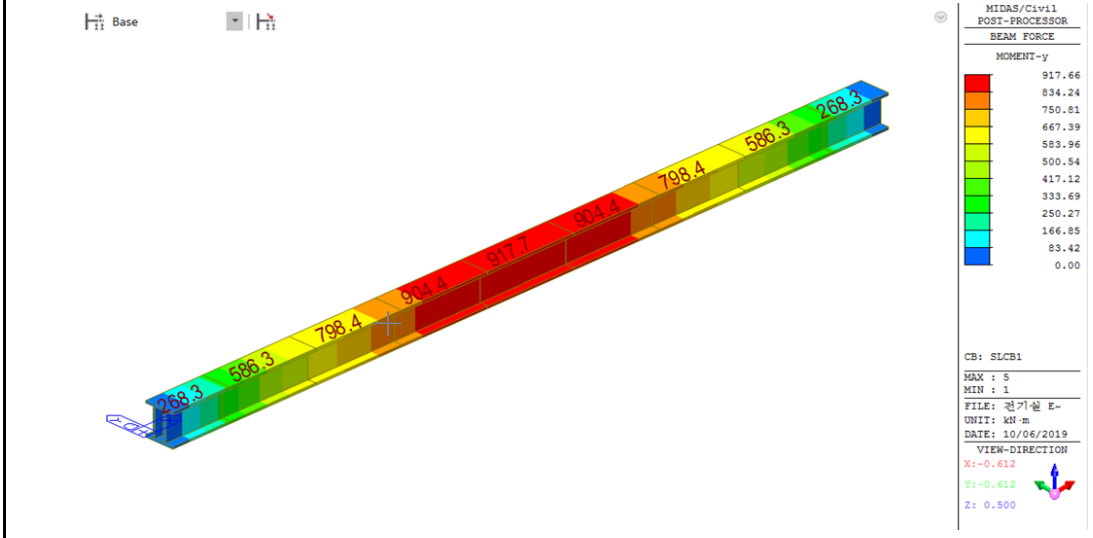
3. 단면 검토

3.1 강재거더 (전기실 2층 EV)

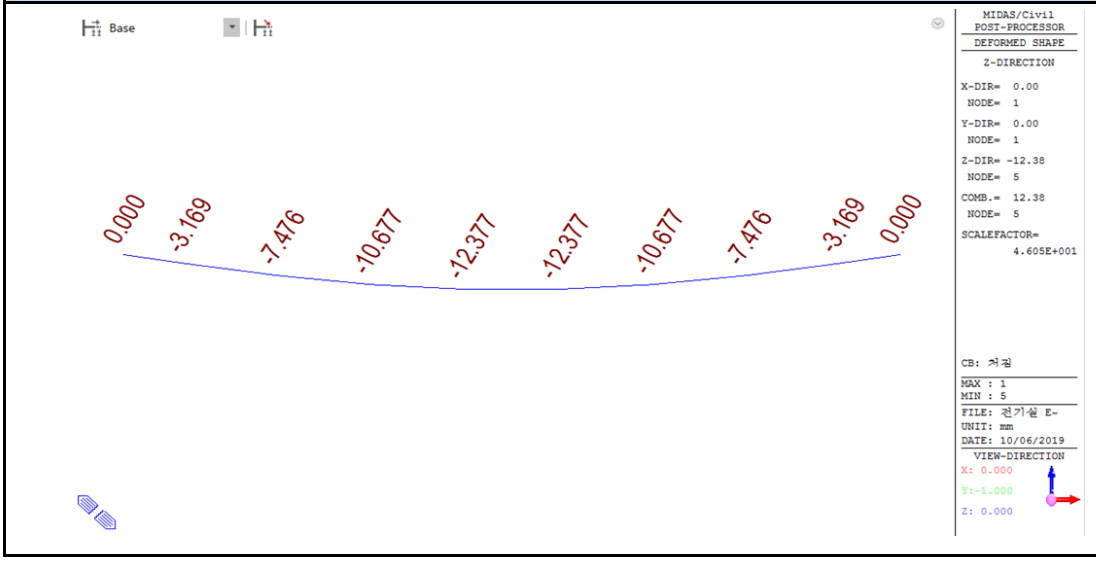
Shear Force-z (kN)



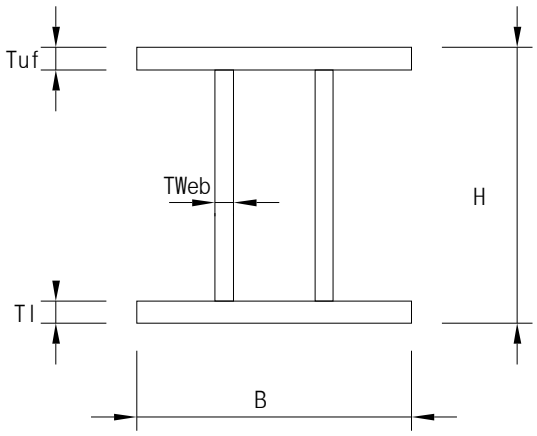
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	B-540x430x30x40		
H(mm)	540.0	Iyy(mm^4)	2,641,000,000
B(mm)	430.0	Izz(mm^4)	717,600,000
Tuf(mm)	40.0	Zy(mm^3)	9,781,481
Tlf(mm)	40.0	Zz(mm^3)	3,337,674
Tweb(mm)	30.0	ry(mm)	206.4
A(mm^2)	62,000	rz(mm)	107.6
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	27,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	**918.0**
ℓ (mm)	12,280	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	**322.0**

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 12,280 mm
- ℓ /b = 12280 / 430 = 28.56
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 94.0 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 94.0 MPa
- fbcy = 918.0 x 1.0E+06 / 9,781,481 = 93.9 MPa
- fbagy = 94.0 MPa > fbcy = 93.9 MPa ------- **O.K**

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 12,280 mm
- ℓ /b = 12280 / 540 = 22.74
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 116.7 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 116.7 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 3,337,674 = 0.00 MPa
- fbaz = 116.7 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- **O.K**

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 322.00 x 1000 / 27,600 = 11.7 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 11.7 MPa ------- **O.K**

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{93.9}{94.0}\right]^2 + \left[\frac{11.7}{110.0}\right]^2 = 1.01$

- 1.01 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 12,280 mm
- ℓ / r_z = 12280 / 107.6 = 114.14 (약축)
- fcag = [1,200,000 / (5,000 + ($\ell / r)^2$)] x = 66.6 MPa : 80.1 < ℓ / r
- 허용응력(fcag) : 66.6 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 62,000 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 200.0 / 16 = 12.50 ⇒ 12.50 < t = 40.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 200.0 / 12.9 = 15.50 ⇒ 15.50 ≤ t = 40.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 460.0 / 216.2 = 2.13 ⇒ 2.13 < t = 30.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 460.0 / 151.7 = 3.0

⇒ 3.03 ≤ t = 30.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (93.9 - -93.9) / 93.9 = 2.00$

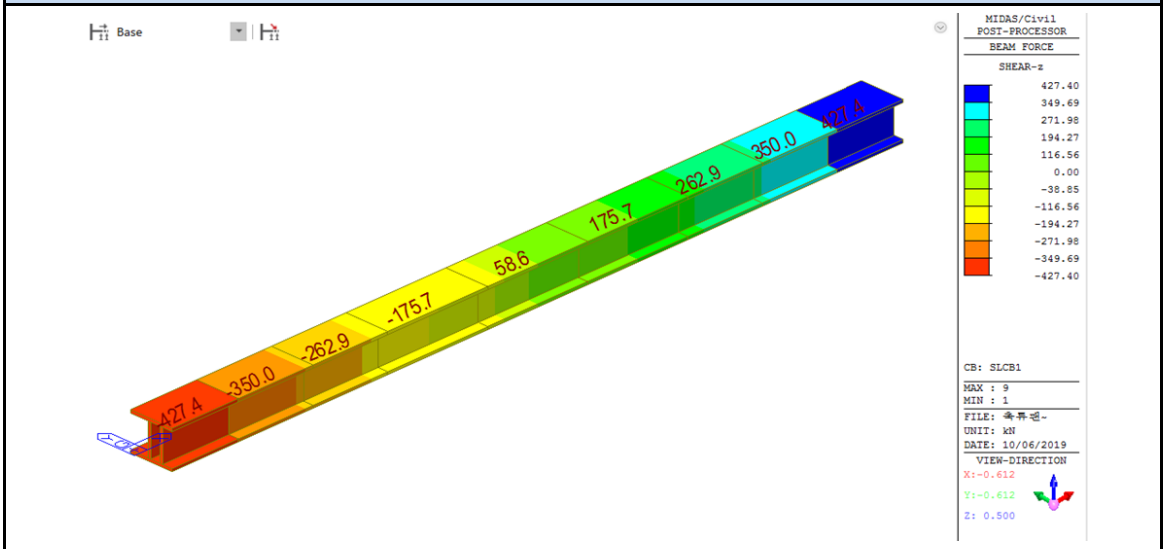
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 93.9 = 93.9 MPa

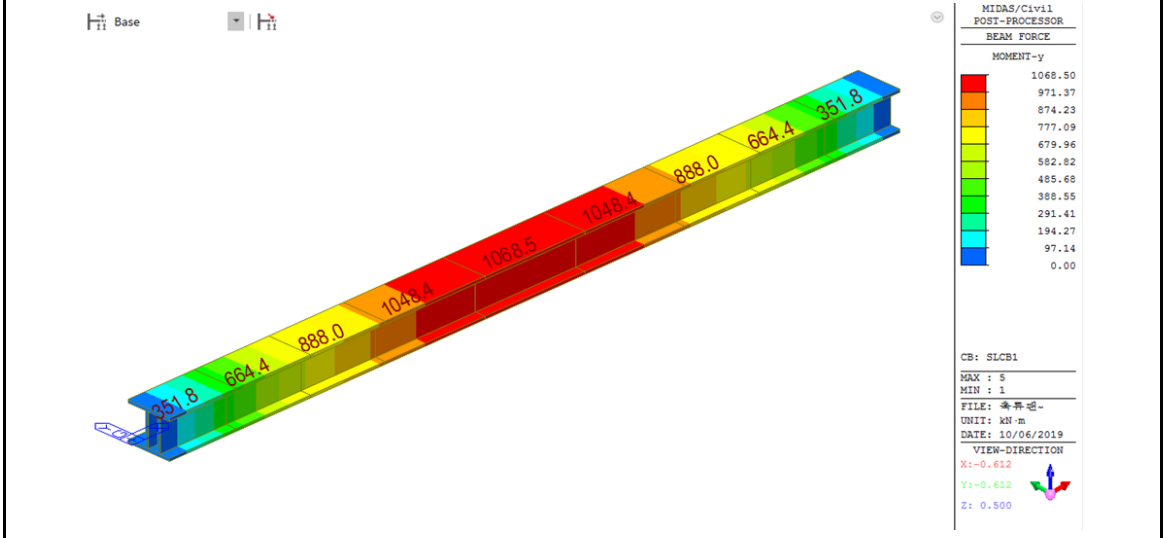
f2 = 0.0 - 93.9 = -93.9 MPa

3.2 강재거더 (공기정화시설 1층 EV)

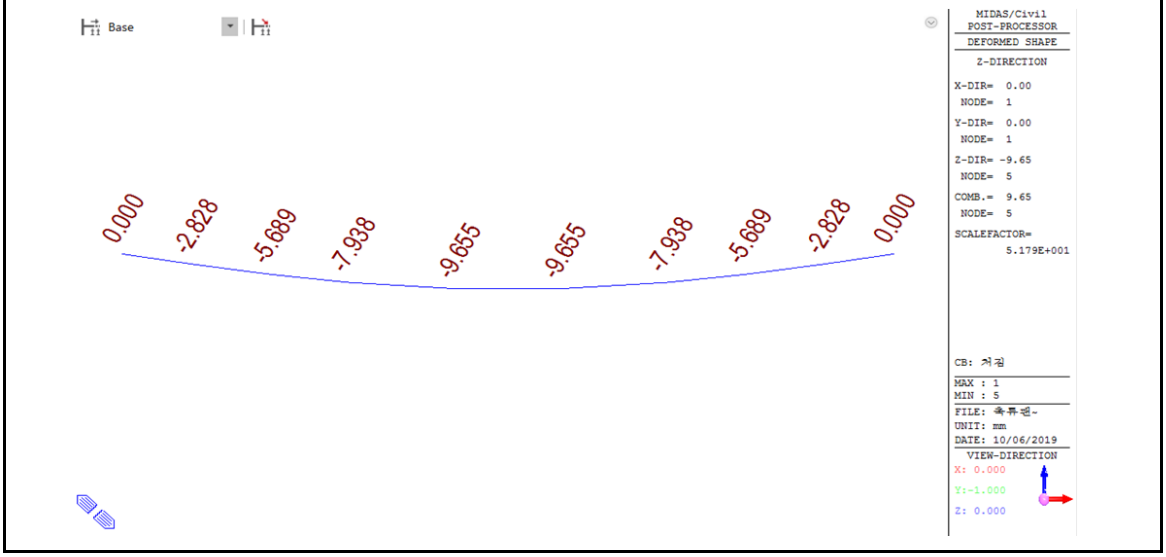
Shear Force-z (kN)



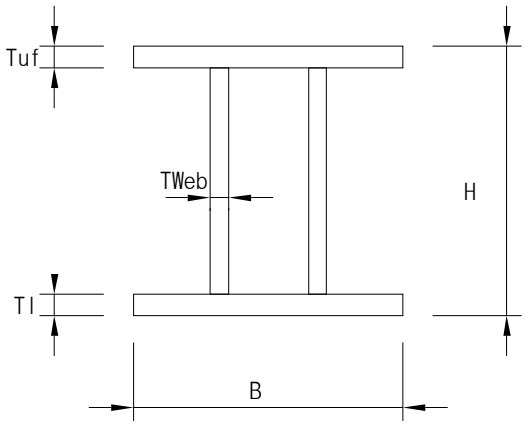
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	B-540x570x30x40		
H(mm)	540.0	Iyy(mm^4)	3,342,000,000
B(mm)	570.0	Izz(mm^4)	1,484,000,000
Tuf(mm)	40.0	Zy(mm^3)	12,377,778
Tlf(mm)	40.0	Zz(mm^3)	5,207,018
Tweb(mm)	30.0	ry(mm)	213.7
A(mm^2)	73,200	rz(mm)	142.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	27,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	1,069.0
ℓ (mm)	10,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	428.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 10,880 mm
- ℓ /b = 10880 / 570 = 19.09
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 131.0 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 131.0 MPa
- fbcy = 1069.0 x 1.0E+06 / 12,377,778 = 86.4 MPa
- fbagy = 131.0 MPa > fbcy = 86.4 MPa ------- 0.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 10,880 mm
- ℓ /b = 10880 / 540 = 20.15
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 126.9 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 126.9 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 5,207,018 = 0.00 MPa
- fbaz = 126.9 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- 0.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 428.00 x 1000 / 27,600 = 15.5 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 15.5 MPa ------- 0.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{86.4}{126.9}\right]^2 + \left[\frac{15.5}{110.0}\right]^2 = 0.48$

- 0.48 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 10,880 mm
- ℓ / r_z = 10880 / 142.4 = 76.41 (약축)
- fcag = [190 - 1.29 x (ℓ /r-16.0)] x 1.0 = 112.1 MPa : 16.0 < ℓ /r ≤ 80.1
- 허용응력(fcag) : 112.1 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 73,200 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 270.0 / 16 = 16.88 ⇒ 16.88 < t = 40.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 270.0 / 12.9 = 20.93 ⇒ 20.93 ≤ t = 40.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 460.0 / 216.2 = 2.13 ⇒ 2.13 < t = 30.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 460.0 / 151.7 = 3.0

⇒ 3.03 ≤ t = 30.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (86.4 - -86.4) / 86.4 = 2.00$

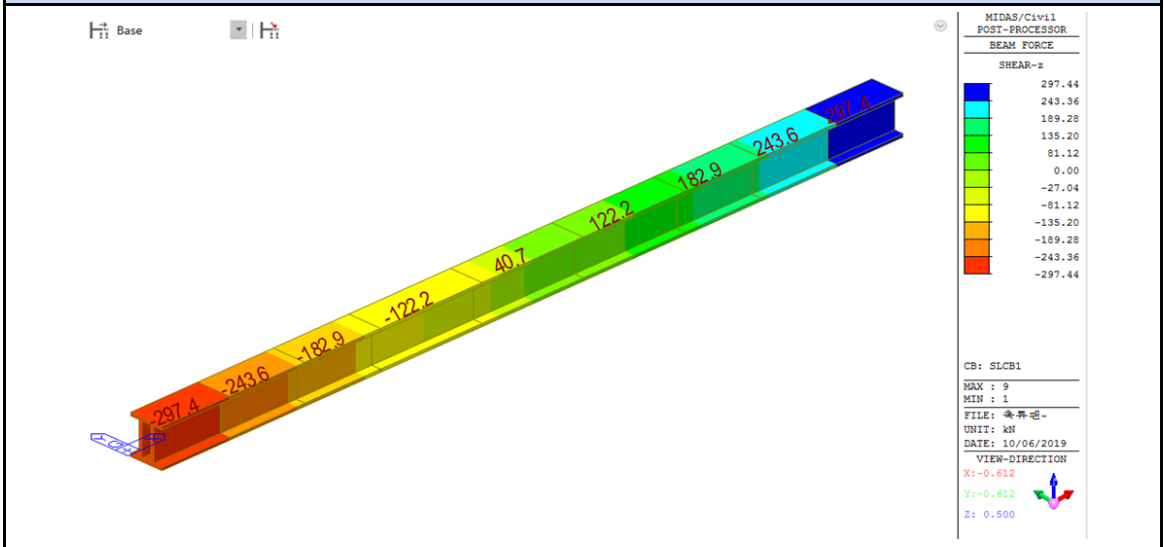
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 86.4 = 86.4 MPa

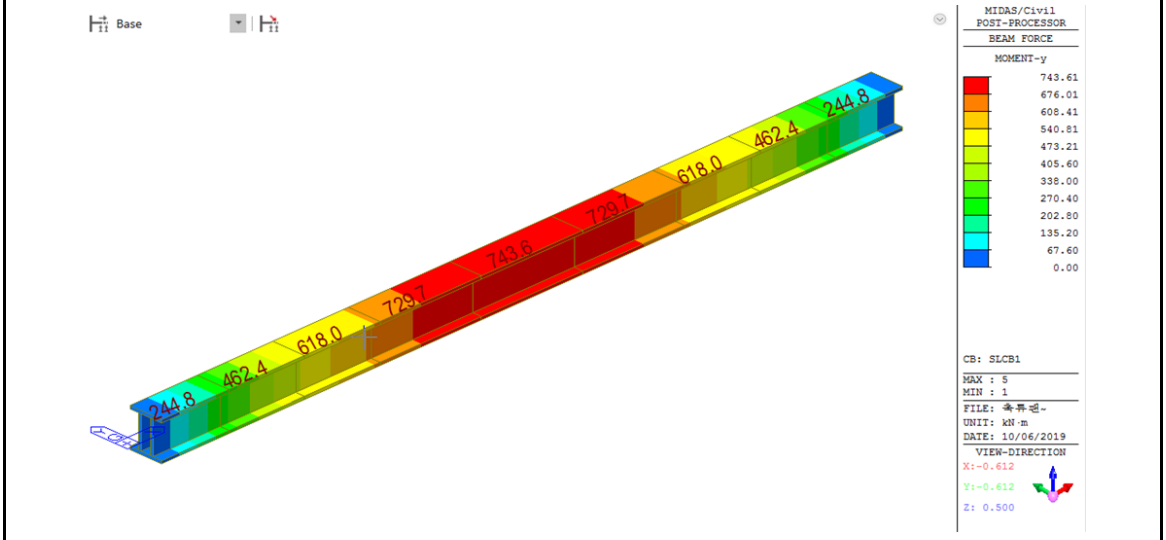
f2 = 0.0 - 86.4 = -86.4 MPa

3.3 강재거더 (공기정화시설 2층 EV)

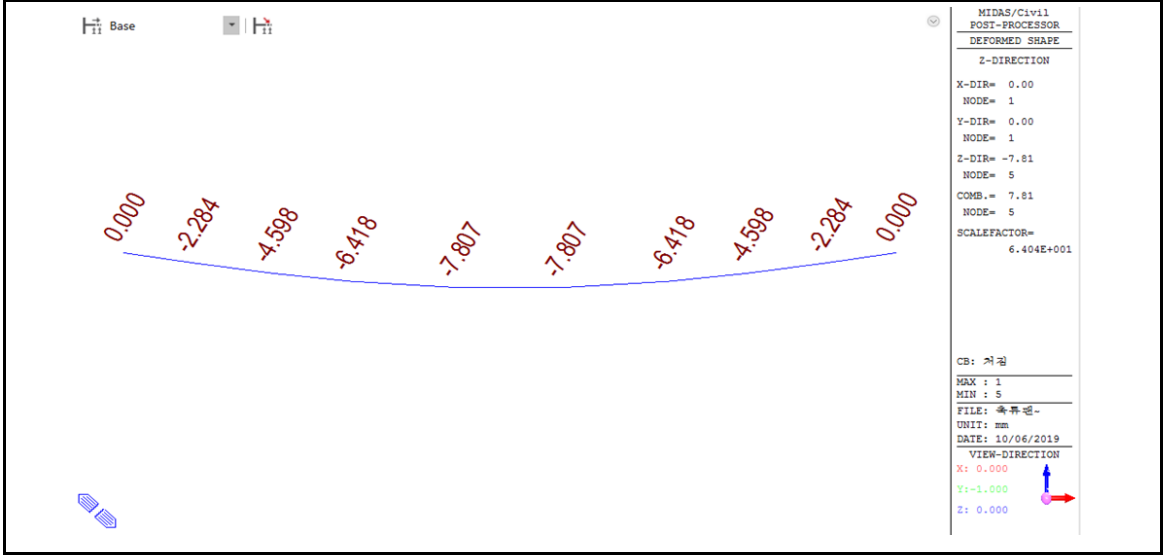
Shear Force-z (kN)



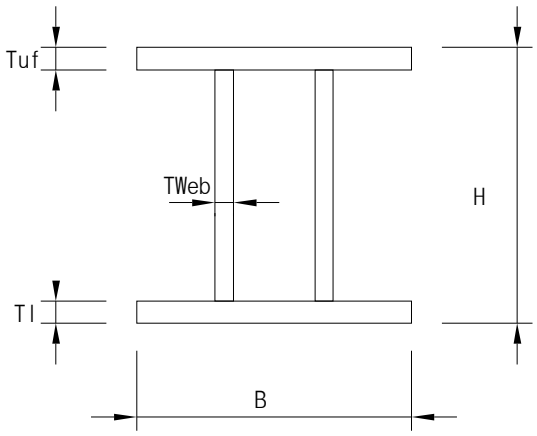
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	B-540x430x30x40		
H(mm)	540.0	Iyy(mm^4)	2,641,000,000
B(mm)	430.0	Izz(mm^4)	717,600,000
Tuf(mm)	40.0	Zy(mm^3)	9,781,481
Tlf(mm)	40.0	Zz(mm^3)	3,337,674
Tweb(mm)	30.0	ry(mm)	206.4
A(mm^2)	62,000	rz(mm)	107.6
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	27,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	**744.0**
ℓ (mm)	10,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	**298.0**

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 10,880 mm
- ℓ /b = 10880 / 430 = 25.30
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 106.7 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 106.7 MPa
- fbcy = 744.0 x 1.0E+06 / 9,781,481 = 76.1 MPa
- fbagy = 106.7 MPa > fbcy = 76.1 MPa ------- **O.K**

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 10,880 mm
- ℓ /b = 10880 / 540 = 20.15
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 126.9 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 126.9 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 3,337,674 = 0.00 MPa
- fbaz = 126.9 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- **O.K**

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 298.00 x 1000 / 27,600 = 10.8 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 10.8 MPa ------- **O.K**

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{76.1}{106.7}\right]^2 + \left[\frac{10.8}{110.0}\right]^2 = 0.52$

- 0.52 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 10,880 mm

- ℓ / r_z = 10880 / 107.6 = 101.13 (약축)

- fcag = [1,200,000 / (5,000 + ($\ell / r)^2$)] x = 78.8 MPa : 80.1 < ℓ / r

- 허용응력(fcag) : 78.8 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 62,000 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상

- b / 16 = 200.0 / 16 = 12.50 ⇒ 12.50 < t = 40.0 --- 0.K

- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / 12.9 = 200.0 / 12.9 = 15.50 ⇒ 15.50 ≤ t = 40.0 이므로

- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 460.0 / 216.2 = 2.13 ⇒ 2.13 < t = 30.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 460.0 / 151.7 = 3.0

⇒ 3.03 ≤ t = 30.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (76.1 - -76.1) / 76.1 = 2.00$

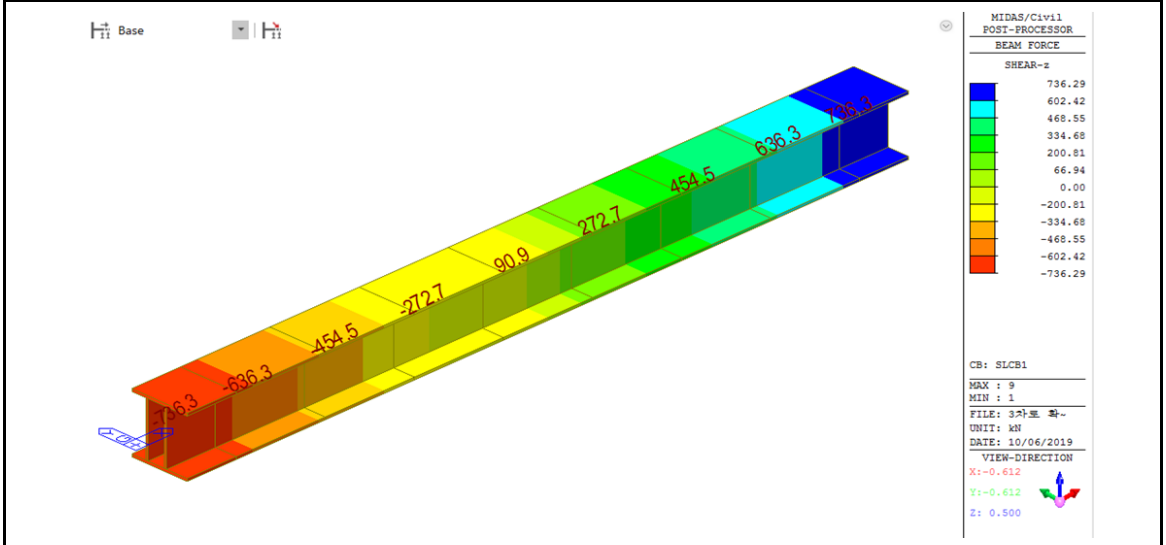
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 76.1 = 76.1 MPa

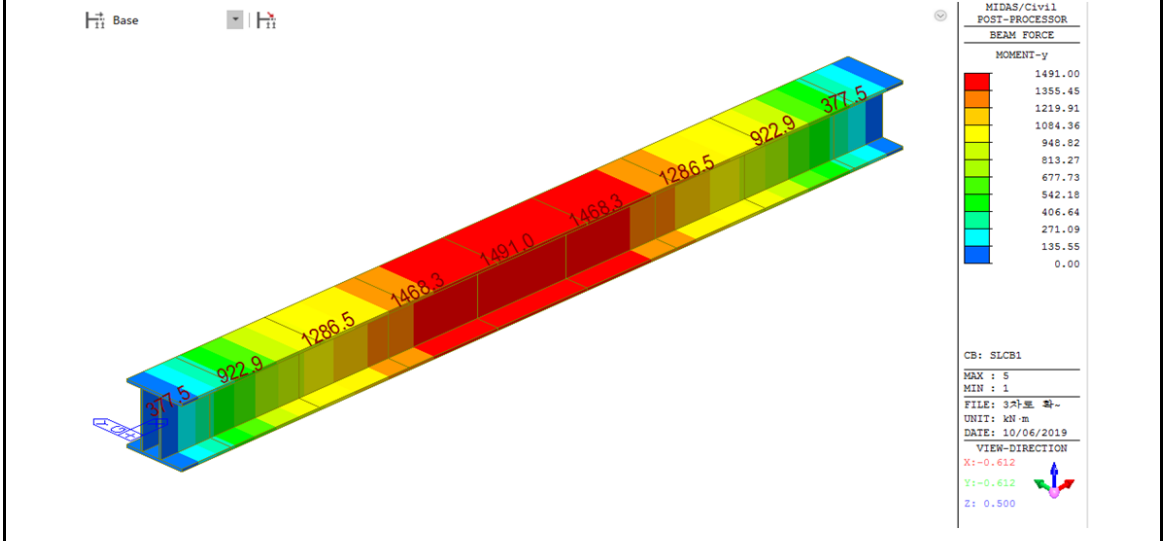
f2 = 0.0 - 76.1 = -76.1 MPa

3.4 강재거더 (3차로확폭 WRP-2)

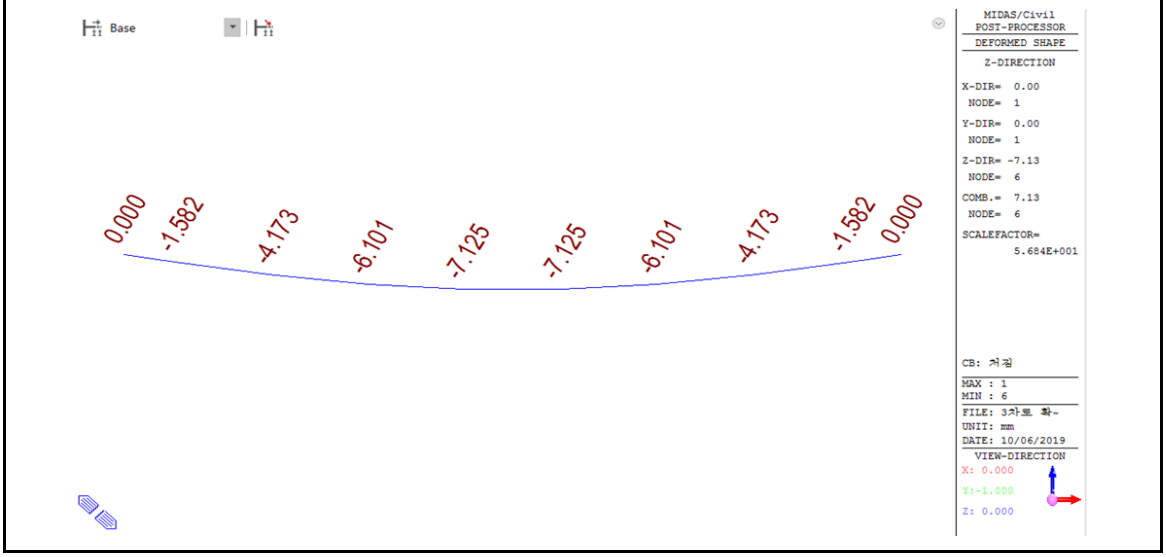
Shear Force-z (kN)



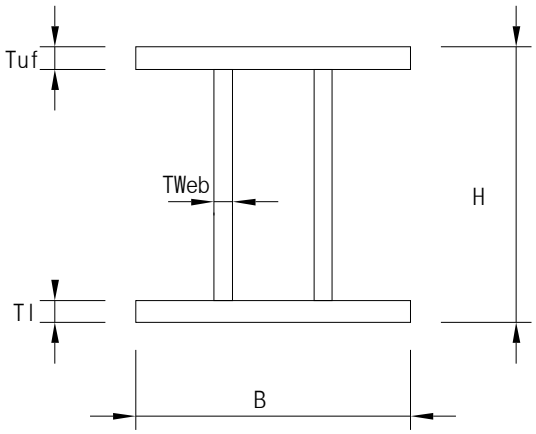
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	Box-700x620x20x30		
H(mm)	700.0	Iyy(mm^4)	5,051,373,000
B(mm)	620.0	Izz(mm^4)	1,477,412,000
Tuf(mm)	30.0	Zy(mm^3)	14,432,494
Tlf(mm)	30.0	Zz(mm^3)	4,765,845
Tweb(mm)	20.0	ry(mm)	283.6
A(mm^2)	62,800	rz(mm)	153.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	25,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	**1,491.0**
ℓ (mm)	8,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	**737.0**

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 620 = 14.32
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 149.6 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 149.6 MPa
- fbcy = 1491.0 x 1.0E+06 / 14,432,494 = 103.3 MPa
- fbagy = 149.6 MPa > fbcy = 103.3 MPa ------- **O.K**

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 700 = 12.69
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 156.0 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 156.0 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 4,765,845 = 0.00 MPa
- fbaz = 156.0 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- **O.K**

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 737.00 x 1000 / 25,600 = 28.8 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 28.8 MPa ------- **O.K**

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{103.3}{149.6}\right]^2 + \left[\frac{28.8}{110.0}\right]^2 = 0.55$

- 0.55 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ / r_z = 8880 / 153.4 = 57.90 (약축)
- fcag = [190 - 1.29 x (ℓ /r-16.0)] x 1.0 = 136.0 MPa : 16.0 < ℓ /r ≤ 80.1
- 허용응력(fcag) : 136.0 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 62,800 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 300.0 / 16 = 18.75 ⇒ 18.75 < t = 30.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 300.0 / 12.9 = 23.26 ⇒ 23.26 ≤ t = 30.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 640.0 / 216.2 = 2.96 ⇒ 2.96 < t = 20.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 640.0 / 151.7 = 4.2

⇒ 4.22 ≤ t = 20.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (103.3 - -103.3) / 103.3 = 2.00$

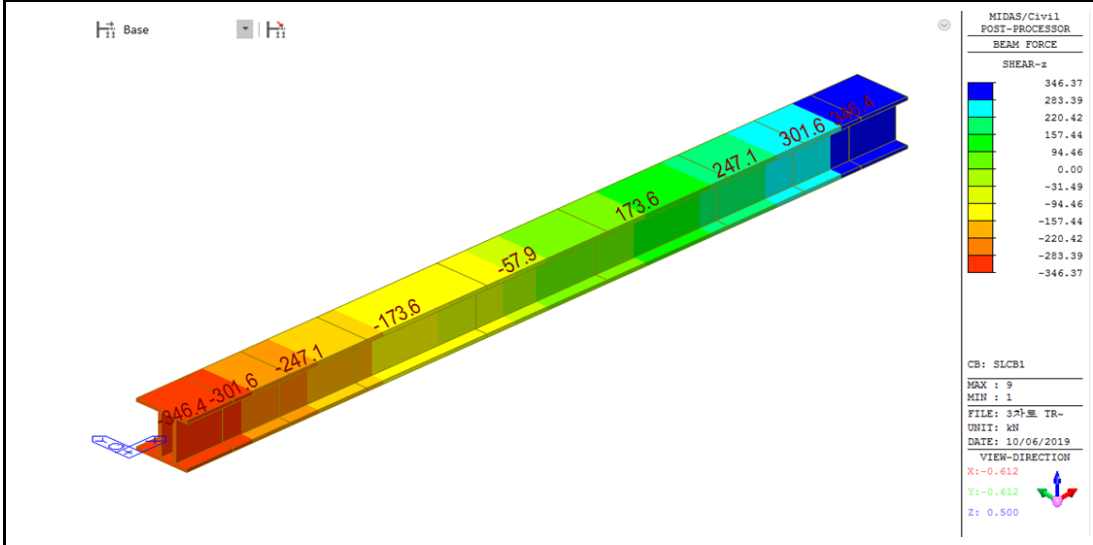
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 103.3 = 103.3 MPa

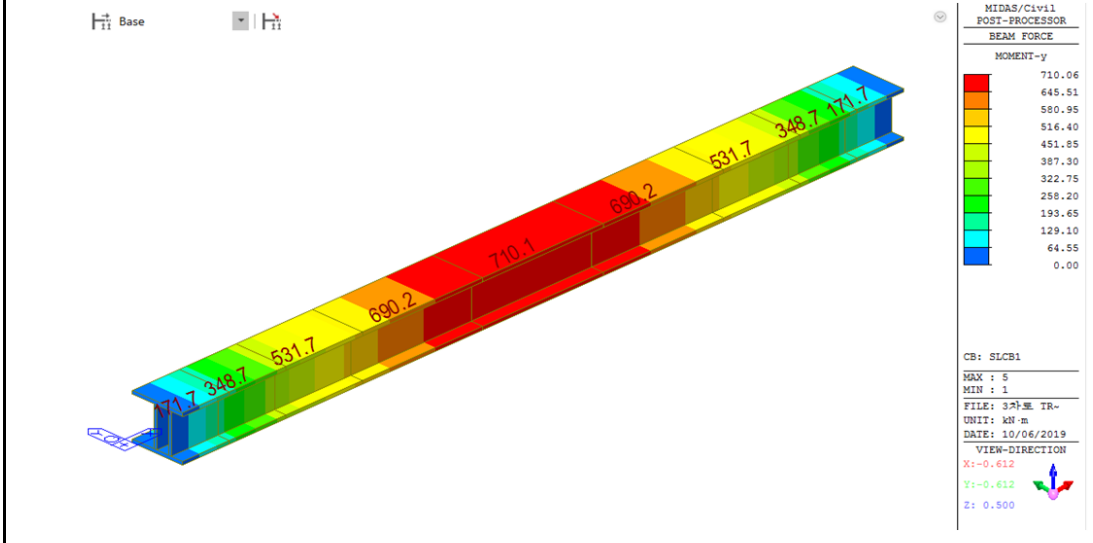
f2 = 0.0 - 103.3 = -103.3 MPa

3.5 강재거더 (3차로 TRP-2)

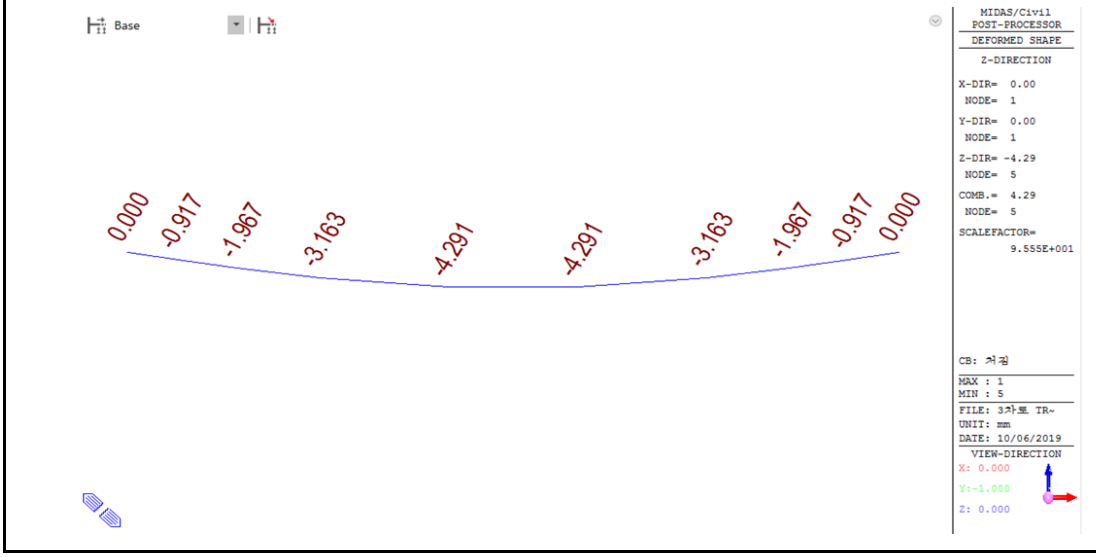
Shear Force-z (kN)



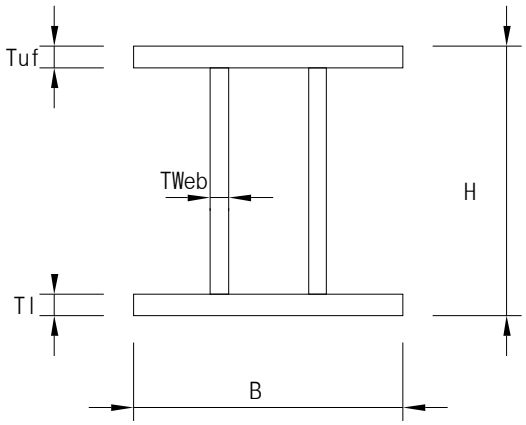
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	B-540x570x30x40		
H(mm)	540.0	Iyy(mm^4)	3,342,000,000
B(mm)	570.0	Izz(mm^4)	1,484,000,000
Tuf(mm)	40.0	Zy(mm^3)	12,377,778
Tlf(mm)	40.0	Zz(mm^3)	5,207,018
Tweb(mm)	30.0	ry(mm)	213.7
A(mm^2)	73,200	rz(mm)	142.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	27,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	711.0
ℓ (mm)	8,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	347.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 570 = 15.58
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 144.7 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 144.7 MPa
- fbcy = 711.0 x 1.0E+06 / 12,377,778 = 57.4 MPa
- fbagy = 144.7 MPa > fbcy = 57.4 MPa ------- 0.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 540 = 16.44
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 141.3 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 141.3 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 5,207,018 = 0.00 MPa
- fbaz = 141.3 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- 0.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 347.00 x 1000 / 27,600 = 12.6 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 12.6 MPa ------- 0.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{57.4}{141.3}\right]^2 + \left[\frac{12.6}{110.0}\right]^2 = 0.18$

- 0.18 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ / r_z = 8880 / 142.4 = 62.37 (약축)
- fcag = [190 - 1.29 x (ℓ /r-16.0)] x 1.0 = 130.2 MPa : 16.0 < ℓ /r ≤ 80.1
- 허용응력(fcag) : 130.2 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 73,200 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 270.0 / 16 = 16.88 ⇒ 16.88 < t = 40.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 270.0 / 12.9 = 20.93 ⇒ 20.93 ≤ t = 40.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 460.0 / 216.2 = 2.13 ⇒ 2.13 < t = 30.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 460.0 / 151.7 = 3.0

⇒ 3.03 ≤ t = 30.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (57.4 - -57.4) / 57.4 = 2.00$

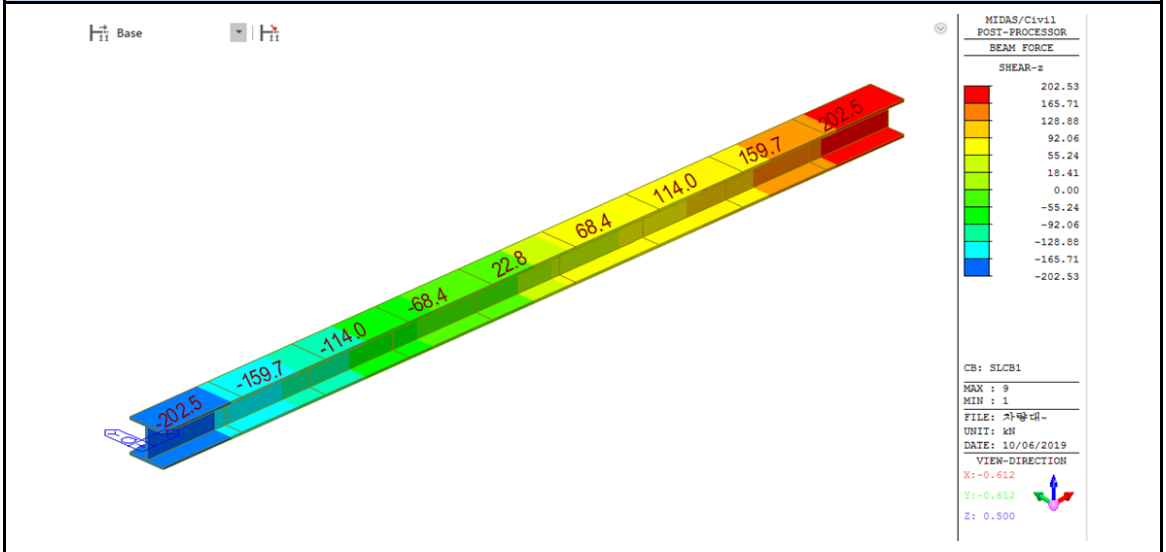
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 57.4 = 57.4 MPa

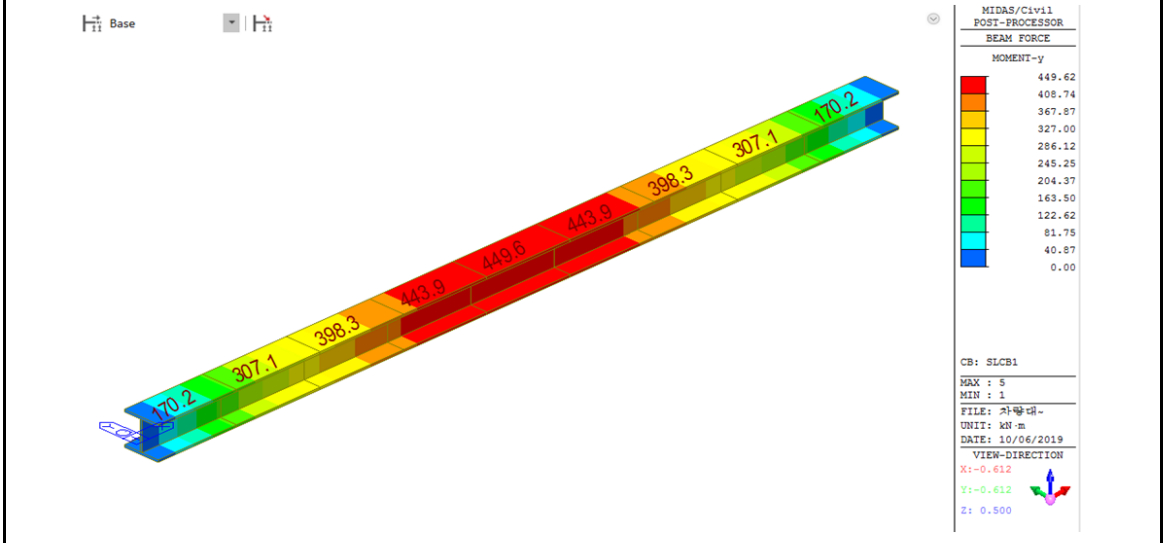
f2 = 0.0 - 57.4 = -57.4 MPa

3.6 강재거더 (차량대피로 DRP-2, 3, 4)

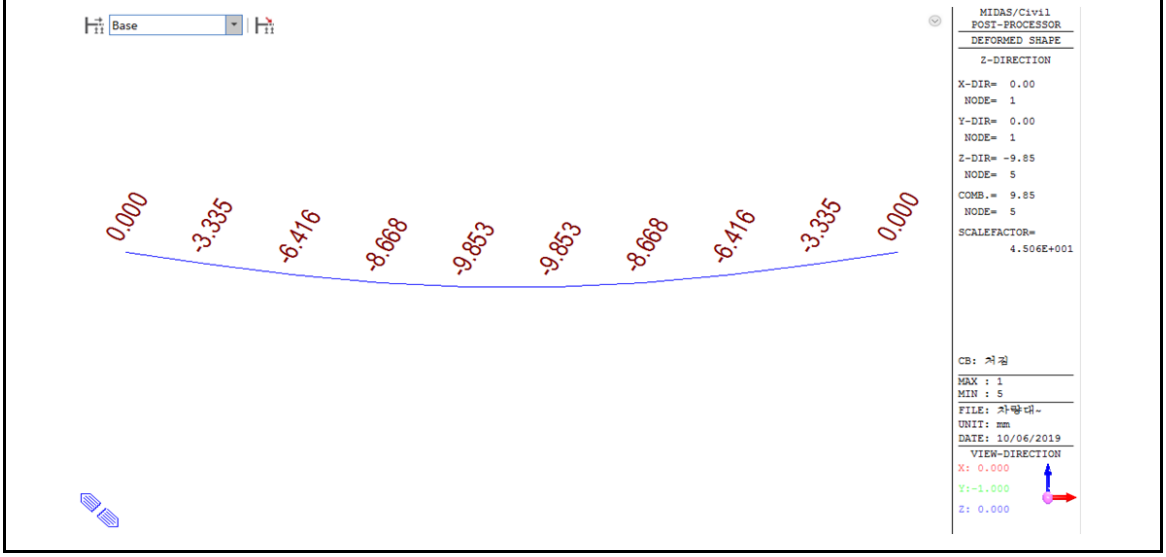
Shear Force-z (kN)



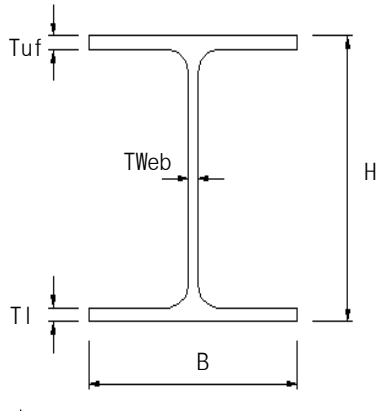
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	H-414x405x18x28		
H(mm)	414.0	Iyy(mm^4)	928,000,000
B(mm)	405.0	Izz(mm^4)	310,000,000
Tuf(mm)	28.0	Zy(mm^3)	4,483,092
Tlf(mm)	28.0	Zz(mm^3)	1,530,864
Tweb(mm)	18.0	ry(mm)	177.2
A(mm^2)	29,540	rz(mm)	102.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	6,444
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	450.0
ℓ (mm)	8,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	203.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 405 = 21.93
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 119.9 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 119.9 MPa
- fbcy = 450.0 x 1.0E+06 / 4,483,092 = 100.4 MPa
- fbagy = 119.9 MPa > fbcy = 100.4 MPa ------- O.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 414 = 21.45
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 121.8 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 121.8 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 1,530,864 = 0.00 MPa
- fbaz = 121.8 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- O.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 203.00 x 1000 / 6,444 = 31.5 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 31.5 MPa ------- O.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{100.4}{119.9}\right]^2 + \left[\frac{31.5}{110.0}\right]^2 = 0.78$

- 0.78 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ / r_z = 8880 / 102.4 = 86.68 (약축)
- fcag = [1,200,000 / (5,000 + ($\ell / r)^2$)] x = 95.9 MPa : 80.1 < ℓ / r
- 허용응력(fcag) : 95.9 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 29,540 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 193.5 / 16 = 12.09 ⇒ 12.09 < t = 28.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 193.5 / 12.9 = 15.00 ⇒ 15.00 ≤ t = 28.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 358.0 / 216.2 = 1.66 ⇒ 1.66 < t = 18.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 358.0 / 151.7 = 2.4

⇒ 2.36 ≤ t = 18.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , i = 0.65 Φ² + 0.13 Φ + 1.0

i = 0.65 x 4.00 + 0.13 x 2.00 + 1.0 = 3.86

* Φ : 응력구배 , Φ = (f1 - f2) / f1

Φ = (100.4 - -100.4)/ 100.4 = 2.00

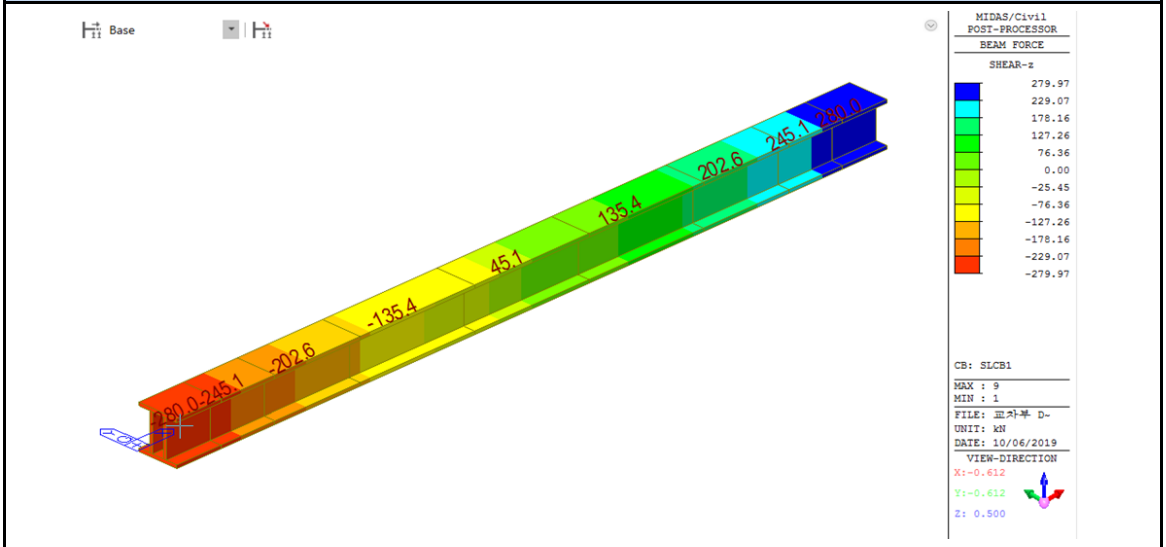
* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 100.4 = 100.4 MPa

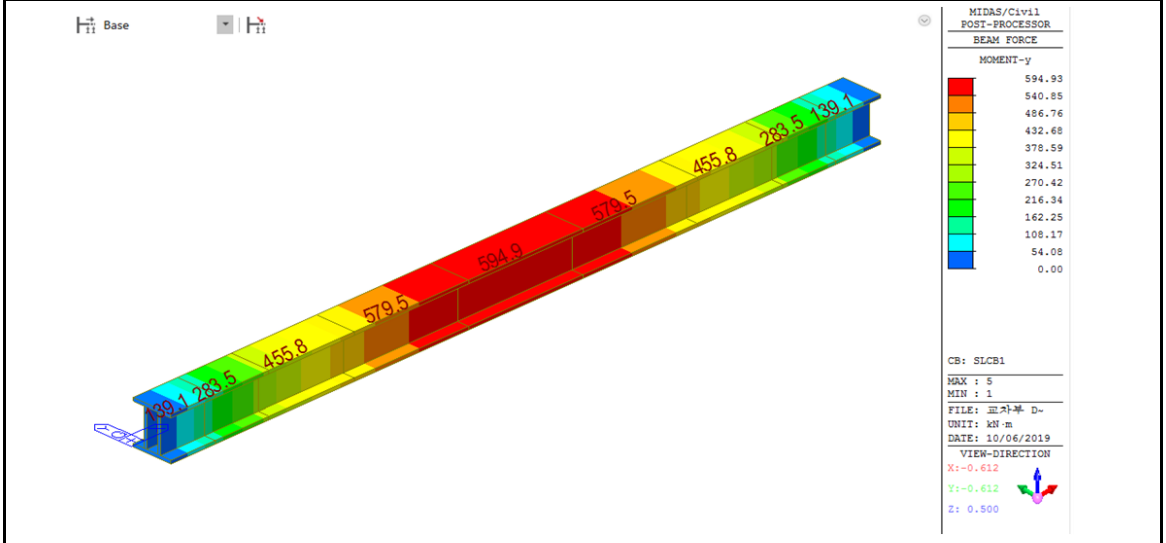
f2 = 0.0 - 100.4 = -100.4 MPa

3.7 강재거더 (교차부 DRP-3 비주대)

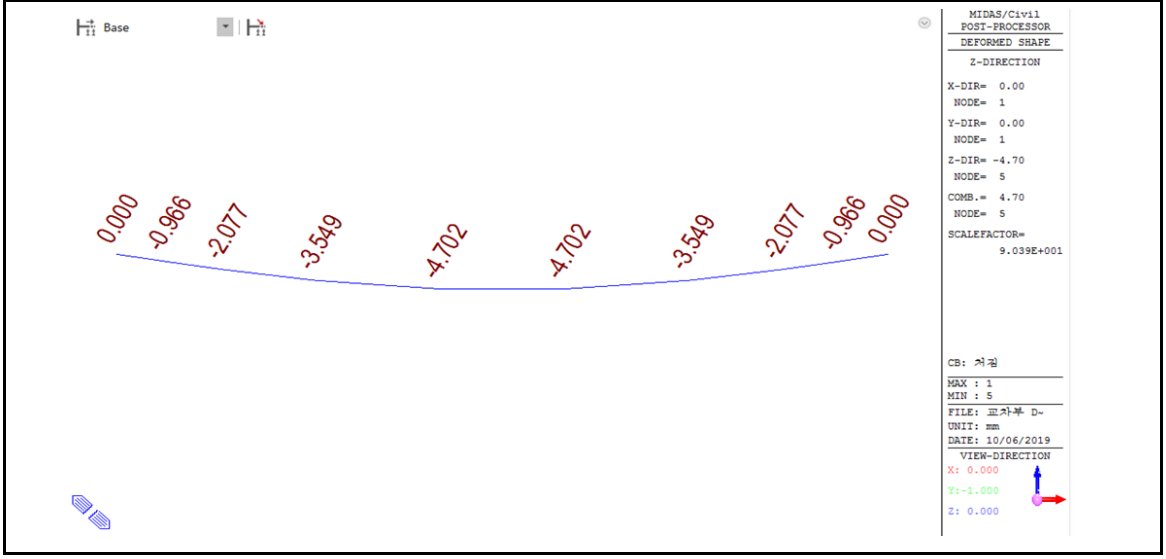
Shear Force-z (kN)



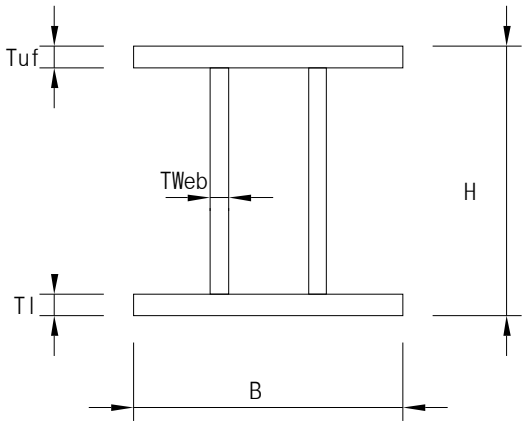
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	B-540x450x30x40		
H(mm)	540.0	Iyy(mm^4)	2,741,000,000
B(mm)	450.0	Izz(mm^4)	795,100,000
Tuf(mm)	40.0	Zy(mm^3)	10,151,852
Tlf(mm)	40.0	Zz(mm^3)	3,533,778
Tweb(mm)	30.0	ry(mm)	207.6
A(mm^2)	63,600	rz(mm)	111.8
W(kN/m)	-	전단유효면적(mm^2)	27,600
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	595.0
ℓ (mm)	8,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	280.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 450 = 19.73
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 128.5 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbagy) : 128.5 MPa
- fbcy = 595.0 x 1.0E+06 / 10,151,852 = 58.6 MPa
- fbagy = 128.5 MPa > fbcy = 58.6 MPa ------- O.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ /b = 8880 / 540 = 16.44
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ /b-4.0)] x 1.0 = 141.3 MPa : 4.0 < ℓ /b < 30
- 허용응력(fbaz) : 141.3 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 3,533,778 = 0.00 MPa
- fbaz = 141.3 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- O.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 280.00 x 1000 / 27,600 = 10.1 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 10.1 MPa ------- O.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{58.6}{128.5}\right]^2 + \left[\frac{10.1}{110.0}\right]^2 = 0.22$

- 0.22 < 1.2 ------- 0.K

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,880 mm
- ℓ / r_z = 8880 / 111.8 = 79.42 (약축)
- fcag = [190 - 1.29 x (ℓ /r-16.0)] x 1.0 = 108.2 MPa : 16.0 < ℓ /r ≤ 80.1
- 허용응력(fcag) : 108.2 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 63,600 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상
- b / 16 = 210.0 / 16 = 13.13 ⇒ 13.13 < t = 40.0 --- 0.K
- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa
- b / 12.9 = 210.0 / 12.9 = 16.28 ⇒ 16.28 ≤ t = 40.0 이므로
- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 460.0 / 216.2 = 2.13 ⇒ 2.13 < t = 30.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 460.0 / 151.7 = 3.0

⇒ 3.03 ≤ t = 30.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , $i = 0.65 \Phi^2 + 0.13 \Phi + 1.0$

$i = 0.65 \times 4.00 + 0.13 \times 2.00 + 1.0 = 3.86$

* Φ : 응력구배 , $\Phi = (f1 - f2) / f1$

$\Phi = (58.6 - -58.6) / 58.6 = 2.00$

* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 58.6 = 58.6 MPa

f2 = 0.0 - 58.6 = -58.6 MPa

4. 보강재의 설계

4.1 일반부

- 차량대피통로 DRP-2,3,4

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 184 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 358 mm

복부판의 두께 : t = 18 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 358 = 2.793 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2] =$ 0.003 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0\ (358/1000)^2 =$ 1.025

$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$ (358 × 18³ / 10.92) × 1.025 = 195,975 mm⁴

$I_{(used)} = 1/3 \times 16 \times 184^3$

= 33,224,021 mm⁴ > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

b_{min} = 358/30 + 50 = 61.9 mm < b_{vs} = 184.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 184 / 13 = 14.2 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

- 전기실 EV

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 108 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 460 mm

복부판의 두께 : t = 30 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 460 = 2.174 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2]$ = 0.001 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0 (460/1000)^2 =$ 1.693

$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$ (460 ×30³ / 10.92) ×1.693 = 1,925,555 mm⁴

$I_{(used)} = ⅓ \times 16 \times 108^3$

= 6,718,464 mm⁴ > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

b_{min} = 460/30 + 50 = 65.3 mm < b_{vs} = 108.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 108 / 13 = 8.3 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

- 공기정화시설 1층 EV (DRP-3 비주대 동일)

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 118 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 460 mm

복부판의 두께 : t = 30 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 460 = 2.174 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2]$ = 0.001 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0\ (460/1000)^2 =$ 1.693

$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$ (460 × 30^3 / 10.92) × 1.693 = 1,925,555 mm^4

$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 118^3$

= 8,762,837 mm^4 > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

b_{min} = 460/30 + 50 = 65.3 mm < b_{vs} = 118.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 118 / 13 = 9.1 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

- 공기정화시설 2층 EV (3차로 TRP-2 동일)

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 108 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 460 mm

복부판의 두께 : t = 30 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 460 = 2.174 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2]$ = 0.001 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0\ (460/1000)^2 =$ 1.693

$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$ (460 ×30³ / 10.92) ×1.693 = 1,925,555 mm⁴

$I_{(used)} = \frac{1}{3} \times 16 \times 108^3$

= 6,718,464 mm⁴ > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

b_{min} = 460/30 + 50 = 65.3 mm < b_{vs} = 108.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 108 / 13 = 8.3 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

- 3차로확폭 WRP-2

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 153 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 640 mm

복부판의 두께 : t = 20 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 640 = 1.563 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2]$ = 0.014 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0\ (640/1000)^2 =$ 3.277

$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$ (640 ×20³ / 10.92) ×3.277 = 1,536,469 mm⁴

$I_{(used)} = ⅓ \times 16 \times 153^3$

= 19,101,744 mm⁴ > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

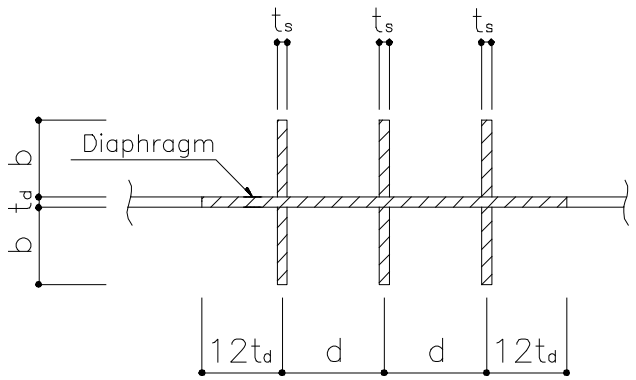
b_{min} = 640/30 + 50 = 71.3 mm < b_{vs} = 153.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 153 / 13 = 11.8 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

4.2 지점부

- 차량대피통로 DRP-2,3,4



사용 강종 : SM490

최대지점반력 : R_{max} = 2000.0 kN

보강재의 폭 : b = 184.0 mm 보강재 각도 α = 90.0 °

보강재의 길이 : l = 358.0 mm 계산 각도 Θ = 0.000 °

보강재의 두께 : t_s= 20.0 mm > ts_{min} = b / 16 = 11.5 mm 0.K

보강재의 설치간격 : d = 440.0 mm (☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수 : n = 3 EA

복부판의 두께 : t_d= 18.0 mm

d = 440.0 mm > $24t_d$ = 432.0 mm 이므로

단면유효폭 Be = 2 · 12td + 2 · 24 td = 1296.0 mm

보강재의 단면적 As = 184 × 20 × 6 = 22080 mm^2

유효단면적 Ae = 1296 × 18 + 22080 = 45408 mm^2 > 1.7As = 37536 mm^2

따라서, 유효단면적 Ae = 37536 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 1296 \times 18^3 / 12 + \{ 20 \times 184 / 12 \times ((184 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 184 \times (184/2 \times \cos 0.000 + 18/2)^2 \} \times 6 = 288162976 \ mm^4$$

단면2차반경 $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 87.618 mm

유효좌굴길이 le = 1/2 · l = 179.0 mm

허용축방향 압축응력 (☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r = 2.043 ⇒ fcag = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

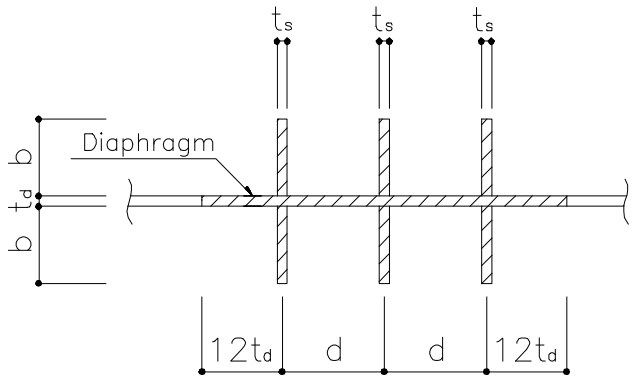
b/10.4 ≤ t ⇒ fcal = 190.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 190.0 MPa : 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae = 53.282 MPa < fca ---------- 0.K

- 전기실 EV



사용 강종 : SM490

최대지점반력 : R_{max} = 2000.0 kN

보강재의 폭 : b = 108.0 mm 보강재 각도 α = 90.0 °

보강재의 길이 : l = 460.0 mm 계산 각도 Θ = 0.000 °

보강재의 두께 : t_s= 20.0 mm > ts_{min} = b / 16 = 6.8 mm O.K

보강재의 설치간격 : d = 440.0 mm (☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수 : n = 3 EA

복부판의 두께 : t_d= 30.0 mm

d = 440.0 mm < $24t_d$ = 720.0 mm 이므로

단면유효폭 Be = 2 · 12td + 2 · d = 1600.0 mm

보강재의 단면적 As = 108 ×20 ×6 = 12960 mm^2

유효단면적 Ae = 1600 ×30 + 12960 = 60960 mm^2 > 1.7As = 22032 mm^2

따라서, 유효단면적 Ae = 22032 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 1600 \times 30^3 / 12 + \{ 20 \times 108 / 12 \times ((108 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 108 \times (108/2 \times \cos 0.000 + 30/2)^2 \} \times 6 = 77899680 \ mm^4$$

단면2차반경 $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 59.462 mm

유효좌굴길이 le = 1/2 · l = 230.0 mm

허용축방향 압축응력 (☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r = 3.868 ⇒ fcag = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

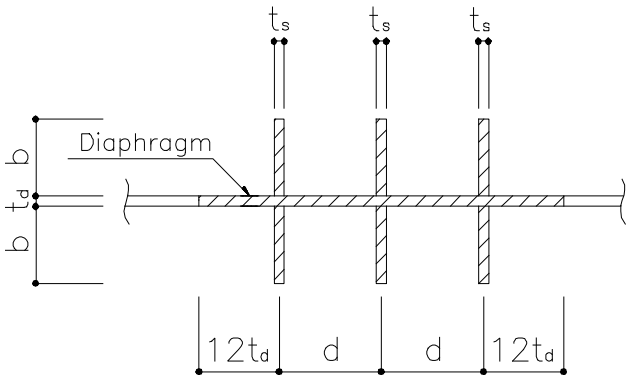
b/10.4 ≤ t ⇒ fcal = 190.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 190.0 MPa : 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae = 90.777 MPa < fca ---------- O.K

- 공기정화시설 1층 EV (DRP-3 비주대 동일)



사용 강종 : SM490

최대지점반력 : R_{max} = 2000.0 kN

보강재의 폭 : b = 118.0 mm 보강재 각도 α = 90.0 °

보강재의 길이 : l = 460.0 mm 계산 각도 Θ = 0.000 °

보강재의 두께 : t_s= 20.0 mm > ts_{min} = b / 16 = 7.4 mm O.K

보강재의 설치간격 : d = 440.0 mm (☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수 : n = 3 EA

복부판의 두께 : t_d= 30.0 mm

d = 440.0 mm < $24t_d$ = 720.0 mm 이므로

단면유효폭 Be = 2 · 12td + 2 · d = 1600.0 mm

보강재의 단면적 As = 118 ×20 ×6 = 14160 mm^2

유효단면적 Ae = 1600 ×30 + 14160 = 62160 mm^2 > 1.7As = 24072 mm^2

따라서, 유효단면적 Ae = 24072 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 1600 \times 30^3 / 12 + \{ 20 \times 118 / 12 \times ((118 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 118 \times (118 / 2 \times \cos 0.000 + 30 / 2)^2 \} \times 6 = 97570480 \ mm^4$$

단면2차반경 $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 63.665 mm

유효좌굴길이 le = 1/2 · l = 230.0 mm

허용축방향 압축응력 (☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r = 3.613 ⇒ fcag = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

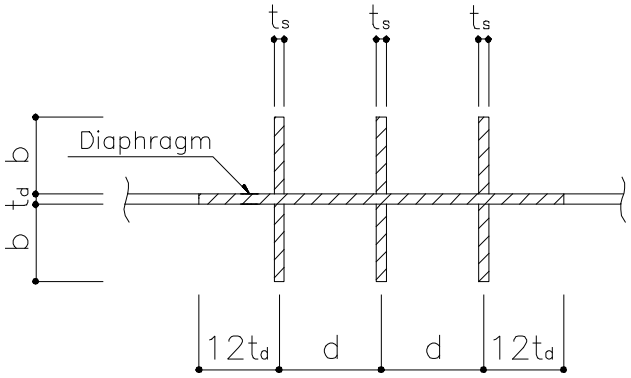
b/10.4 ≤ t ⇒ fcal = 190.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 190.0 MPa : 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae = 83.084 MPa < fca ---------- O.K

- 공기정화시설 2층 EV　　(3차로 TRP-2 동일)



사용 강종　　:　　SM490

최대지점반력　　:　R_{max} =　2000.0　kN

보강재의 폭　　:　b =　108.0　mm　　보강재 각도 α : 90.0 °

보강재의 길이　　:　l =　460.0　mm　　계산 각도　Θ : 0.000 °

보강재의 두께　　:　t_s=　20.0　mm　>　ts_{min} = b / 16 = 6.8 mm　　O.K

보강재의 설치간격　　:　d =　440.0　mm　　(☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수　　:　n =　3　EA

복부판의 두께　　:　t_d=　30.0　mm

d = 440.0 mm　　<　　$24t_d$ = 720.0 mm　　이므로

단면유효폭　　Be = 2 · 12td + 2 · d =　　1600.0 mm

보강재의 단면적　　As = 108 ×20 ×6 =　　12960 mm^2

유효단면적　　Ae = 1600 ×30 + 12960 : 60960 mm^2　　>　　1.7As = 22032 mm^2

따라서, 유효단면적　　Ae : 22032 mm^2　　(☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$

$= 1600 \times 30^3 / 12 + \{ 20 \times 108 / 12 \times ((108 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2)$

$+ 20 \times 108 \times (108/2 \times \cos 0.000 + 30/2)^2 \} \times 6 = 77899680\ mm^4$

단면2차반경　　$r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 59.462 mm

유효좌굴길이　　le = 1/2 · l =　230.0　mm

허용축방향 압축응력　　(☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r =　3.868　⇒　fcag =　190.0　MPa　: 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

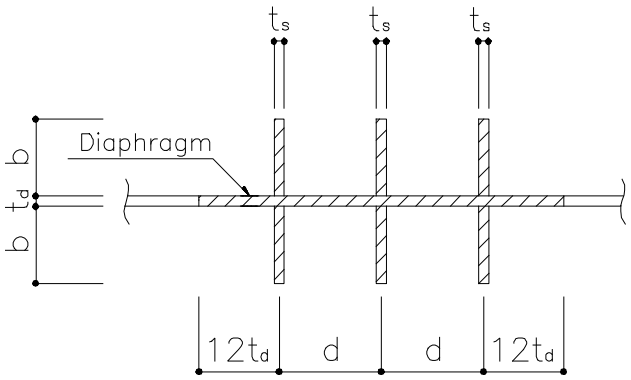
b/10.4 ≤ t　⇒　fcal =　190.0　MPa　: 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao =　190.0　MPa　: 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao =　190.0　MPa　: 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae =　90.777　MPa　　<　fca　----------　O.K

- 3차로확폭 WRP-2



사용 강종 : SM490

최대지점반력 : R_{max} = 2000.0 kN

보강재의 폭 : b = 153.0 mm 보강재 각도 α = 90.0 °

보강재의 길이 : l = 640.0 mm 계산 각도 Θ = 0.000 °

보강재의 두께 : t_s= 20.0 mm > ts_{min} = b / 16 = 9.6 mm O.K

보강재의 설치간격 : d = 440.0 mm (☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수 : n = 3 EA

복부판의 두께 : t_d= 20.0 mm

d = 440.0 mm < $24t_d$ = 480.0 mm 이므로

단면유효폭 Be = 2 · 12td + 2 · d = 1360.0 mm

보강재의 단면적 As = 153 ×20 ×6 = 18360 mm^2

유효단면적 Ae = 1360 ×20 + 18360 = 45560 mm^2 > 1.7As = 31212 mm^2

따라서, 유효단면적 Ae = 31212 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$$I = Be \cdot t_d^3 / 12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 1360 \times 20^3 / 12 + \{ 20 \times 153 / 12 \times ((153 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 153 \times (153/2 \times \cos 0.000 + 20/2)^2 \} \times 6 = 174096547 \ mm^4$$

단면2차반경 $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 74.685 mm

유효좌굴길이 le = 1/2 · l = 320.0 mm

허용축방향 압축응력 (☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r = 4.285 ⇒ fcag = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

b/10.4 ≤ t ⇒ fcal = 190.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 190.0 MPa : 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae = 64.078 MPa < fca ---------- O.K

제 8장 풍도슬래브 설계 및 브라켓 설계

8.1 풍도슬래브 설계

8.1.1 풍도슬래브개요

• 터널내 횡류식 또는 반횡류식 환기방식의 풍도 슬래브 설치공법에 관한 것으로, 공장에서 프리텐션 방식에 의한 프리캐스트 콘크리트 슬래브를 미리 제작 후 현장으로 이동하여 브라켓 위에 거치 후 마감하는 풍도슬래브 공법임. 구조해석에 의한 최소의 두께로 최적의 단면을 산정하여 환기면적을 최대한 확보하며 장지간이 가능한 풍도슬래브 길이의 제약이 없는 공법임. 프리텐션 공법을 적용하여 대량생산이 가능하며 비부착 구간을 두어 각 위치별 도입응력에 차등을 두어 제작되며, 강연선 커플러 포켓을 적용하여 강선을 효율적으로 활용한다. 또한 배기구 댐퍼 설치 구간은 강재프래임을 이용하여 제작 후 같은 공법을 적용하여 일괄 시공하는 공법임

8.1.2 특징

- 거푸집이 필요없는 거치식 방식으로 공기단축 및 공사비 절감
- 공기단축 및 타공정에 간섭을 최소화 시킬수 있음
- 슬래브의 단면두께 감소로 터널굴착 단면 감소
- 손상 및 결함부위의 부분교체가 가능
- 조명 등 Utility의 설치를 위한 임의 형상이 가능
- 급기, 배기 장치가 설치되는 부분은 강재프래임를 적용한 일괄 시공
- 광폭원의 단면에 적용 가능하여 길이의 제약이 없음
- 비부착강연선과 강연선커플러포켓을 적용한 효율적 강연선 배치

8.1.3 재료특성

구 분	규 격
콘크리트	풍도슬래브 본체 f_{ck} = 40 MPa
강재	SWPC 7B Φ15.2mm
환기 댐퍼 프래임	용융아연도금 SM490
철 근	SD 400

8.1.4 풍도슬래브 제원

•각 구간별 프리캐스트 콘크리트 풍도슬래브의 규격 및 적용 크레인 중량은 다음과 같다.

구분	길이	폭	두께	강연선	중량	응력비	
						인장	압축
본선 2차로	8.73m	1.8m	0.18m	11ea	7.07ton	0.92/3.98	13.21/24.0
본선 3차로	12.27m	1.5m	0.26m	15ea	11.96ton	1.23/3.98	12.97/24.0
본선3차로확폭 상부	16.85m	1.0m	0.40m	19ea	16.85ton	−1.77/3.98	12.53/24.0
본선3차로확폭 하부	21.25m	1.0m	0.53m	26ea	28.16ton	−1.57/3.98	13.27/24.0
본선 3차로 풍도연결횡갱	7.17m	1.5m	0.16m	7ea	4.31ton	2.37/3.98	11.51/24.0
공기정화시설 EV 상부	10.26m	1.5m	0.22m	11ea	8.46ton	2.16/3.98	12.52/24.0
공기정화시설 EV 하부	12.24m	1.5m	0.26m	15ea	11.93ton	1.04/3.98	12.88/24.0
공기정화시설 풍도연결횡갱	8.92m	1.5m	0.19m	11ea	6.36ton	0.21/3.98	12.18/24.0
Ramp A,B	8.33m	1.5m	0.18m	11ea	5.62ton	−0.67/3.98	11.76/24.0
Ramp C,D	6.95m	1.5m	0.15m	7ea	3.91ton	2.77/3.98	12.51/24.0
Ramp A,B 비상주차대	10.34m	1.5m	0.22m	11ea	8.53ton	2.40/3.98	12.78/24.0

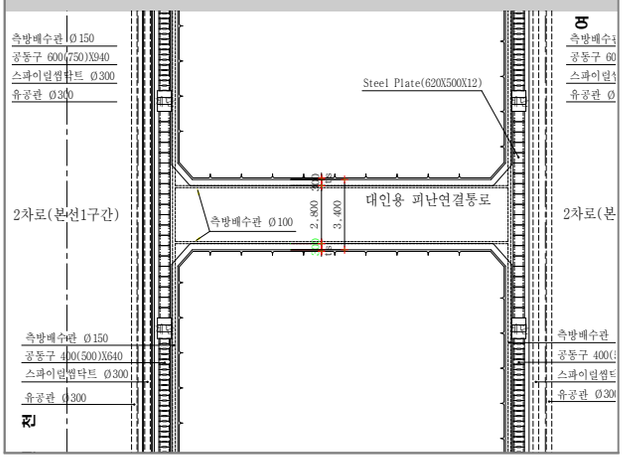
8.2 브라켓 설계

8.2.1 대인용 피난연결통로 접속부 구간

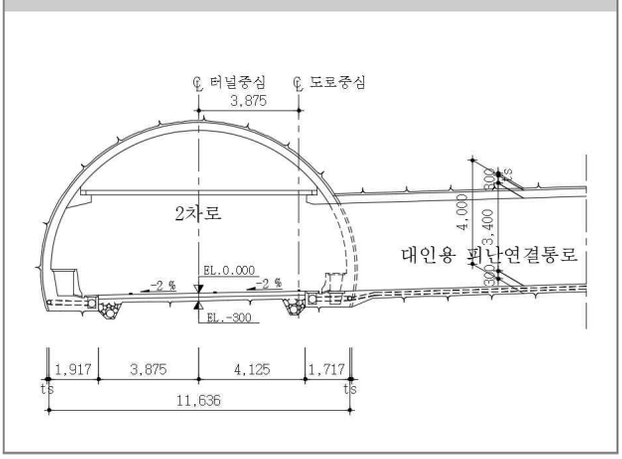
RP-5 ~ RMP-4 브라켓

해석단면 및 모델링

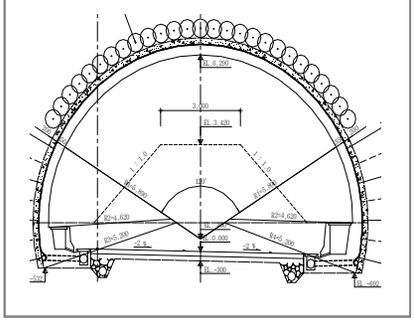
일반도



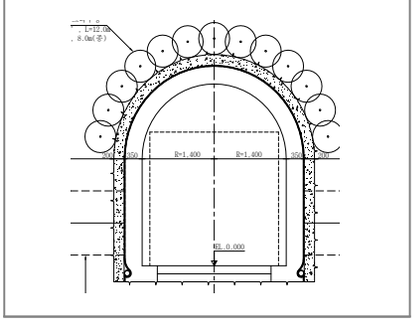
단면도



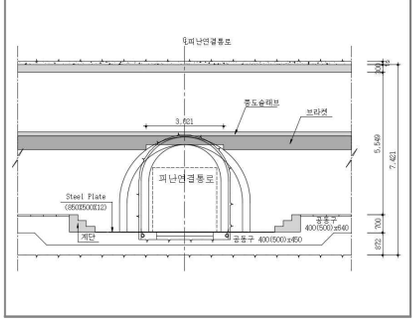
본선 (RP-5)



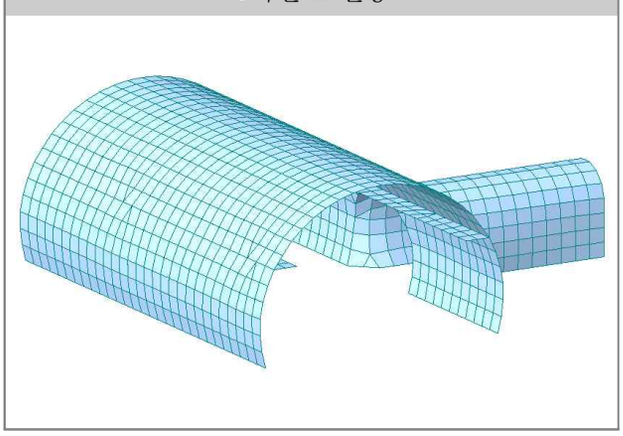
대인용 피난연결통로(RMP-4)



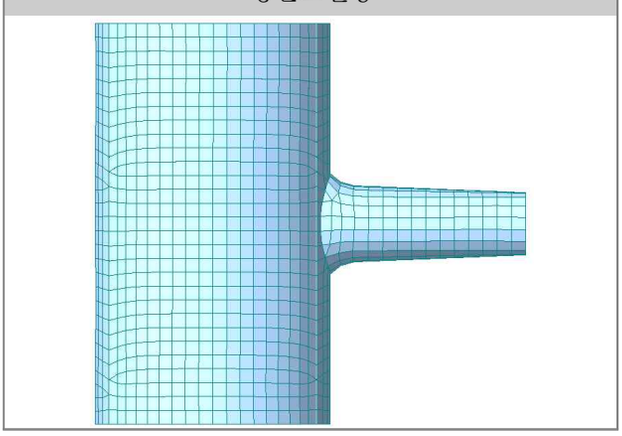
측면 접속부



3차원 모델링



평면모델링



지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
본 선 터 널	350	4.91	71,329	Ks = E/R×L
피 난 연 결 통 로	350	2.18	160,497	

적용하중

구 분	이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
본 선 터 널	278.0	35.30	71.0	자중, 건조수축(−15℃), 내·외면 온도차(±5℃)
피 난 연 결 통 로	108.0	21.30	–	

단면제원

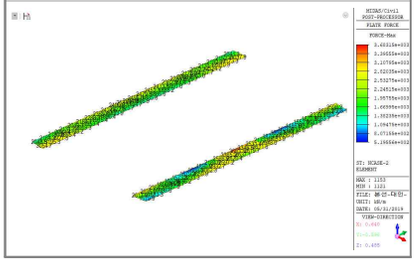
검토위치	단위 폭 (B, m)	구조물 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
브 라 켓	1.0	0.33 (평균)	2.99×10^{-3}	1.82×10^{-2}
	1.0	0.42 (평균)	6.17×10^{-3}	2.94×10^{-2}

단면력검토

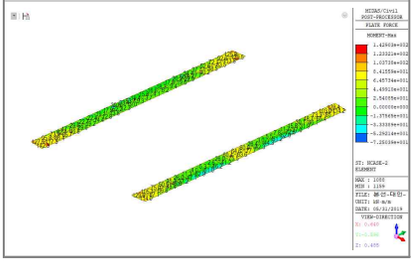
검토위치	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	비고
브라켓(330mm)	77.69	2,013.57	166.39	M max
	55.97	3,683.15	166.39	P max
브라켓(420mm)	142.90	3,054.75	208.10	M max
	117.30	3,195.28	208.10	P max

단면력도

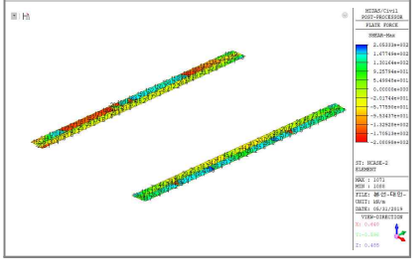
축력도



모멘트도



전단력도



철근량검토

휨 및 전단검토 (330mm)

구 분	M_u(kN·m)	ϕM_n(kN·m)	P_u(kN)	ϕP_n(kN)	주철근	V_u(kN)	ϕV_n(kN)	전단철근	판 정
브 라 켓 (Mmax)	77.69	161.58	2,013.57	4,187.90	D22@125	166.39	515.88	D19@250	O.K
브 라 켓 (Pmax)	55.97	139.08	3,683.15	4,401.14	D22@125	166.39	575.63	D19@250	O.K

◉ 휨 및 전단검토 (420mm)

구 분	M_u(kN·m)	ϕM_n(kN·m)	P_u(kN)	ϕP_n(kN)	주철근	V_u(kN)	ϕV_n(kN)	전단철근	판 정
브 라 켓 (M m a x)	142.90	233.36	3,054.75	4,988.51	D19@125	208.10	706.29	D19@250	O.K
브 라 켓 (P m a x)	117.30	215.11	3,195.28	5,121.84	D19@125	208.10	711.56	D19@250	O.K

◉ 균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (f_{st}, MPa)	높이 (mm)	철근간격(mm) S = MIN[375(210/f_{st})−2.5Cc, 300(210/f_{st})]	적용간격 (mm)	결 과
브 라 켓	58.80	79.50	330	792.43	125	O.K
	106.13	141.46	420	430.44	125	O.K

◉ 배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
브 라 켓	1,000	330	0.0025	825	1,986(D16@200×2)	O.K
	1,000	420	0.0025	1,050	1,267(D13@200×2)	O.K

◉ 철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
브라켓(330mm)	D22@125	D16@200	D19@250
브라켓(420mm)	D19@125	D13@200	D19@250

◉ 브라켓 전단 검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	소요철근량 (mm^2/m)		사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
브 라 켓	1,000	330	주인장철근	941	3,097(D33@125)	O.K
			띠철근	118	287(D19×1)	O.K

◉ 인장철근 검토

검토위치	인장력 (kN)	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
브 라 켓	121.909	542	3,097(D22@125)	O.K

검토결과

- 접속부 특성을 고려한 3차원 검토 수행결과 접속부 브라켓(330mm)에 발생하는 부재력은 모멘트와 전단력은 비접속부(420mm)보다 감소하나, 축력은 다소 증가하는 것으로 나타났음.
- 하부 라이닝 부재에 따른 안정성을 고려하여 접속부 브라켓(330mm)에 대하여 주철근 D22@125, 배력철근 D16@200, 전단철근 D19@250으로 상향 배근하였음.

단면력검토서

• 접속부 브라켓(330mm) 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80
극한 모멘트 Mu = 77.690 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2013.570 KN
단면의 두께 H = 330.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 38.583 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 180.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 153.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,732,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 165.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,121,200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865,865.3 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 3,058,025.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 464,691,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 151.958 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 31.600 mm < e = 38.583 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 311.113 mm로 가정하면.. a = k1·c = 264.446 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = −79.29 MPa
εst = −0.0004 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 6,442,925.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 248,590,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 38.583 mm ≒ e = 38.583 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.0004
εt = −0.0004 ≤ εy = 0.0015 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4187.901 KN ≥ Pu = 2013.570 KN ∴O.K
ØMn = 161.584 KN·m ≥ Mu = 77.690 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 166.390 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 237.402 KN
Øv·Vc = 237.402 KN ≥ Vu = 166.390 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 접속부 브라켓(330mm) 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 55.970 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3683.150 KN
단면의 두께 H = 330.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 270.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 15.196 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : D 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 180.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 153.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,732,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 165.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,121,200.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 865,865.3 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 929,040.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 3,058,025.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 464,691,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 151.958 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 31.600 mm ≥e = 15.196 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 8463731.0 N
Mn = Pn · e_min = 267455800.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 4401.140 KN ≥ Pu = 3683.150 KN ∴O.K
ØMn = 139.077 KN·m ≥ Mu = 55.970 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 166.390 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 297.153 KN
Øv·Vc = 297.153 KN ≥ Vu = 166.390 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 접속부 브라켓(420mm) 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 142.900 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3054.750 KN
단면의 두께 H = 420.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 360.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 46.780 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 240.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 204.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,568,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 210.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4,161,600.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4,114,843.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 648,719,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 157.654 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 41.999 mm < e = 46.780 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 400.344 mm로 가정하면.. a = k1·c = 340.292 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = −60.46 MPa
εst = −0.0003 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 7,674,631.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 359,016,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 46.780 mm ≒ e = 46.780 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.0003
εt = −0.0003 ≤ εy = 0.0015 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4988.510 KN ≥ Pu = 3054.750 KN ∴O.K
ØMn = 233.361 KN·m ≥ Mu = 142.900 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 208.100 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 334.983 KN
Øv·Vc = 334.983 KN ≥ Vu = 208.100 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 접속부 브라켓(420mm) 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 117.300 KN·m 극 한 축 력 Pu = 3195.280 KN
단면의 두께 H = 420.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 360.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 36.710 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 240.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 204.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,568,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 210.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4,161,600.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4,114,843.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 648,719,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 157.654 mm
e < eb −−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 41.999 mm ≥e = 36.710 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 9849686.0 N
Mn = Pn · e_min = 413680600.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 5121.836 KN ≥ Pu = 3195.280 KN ∴O.K
ØMn = 215.114 KN·m ≥ Mu = 117.300 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

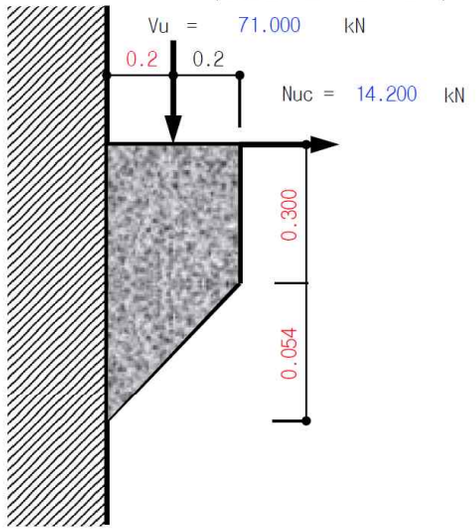
작용전단력 Vu = 208.100 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 340.252 KN
Øv·Vc = 340.252 KN ≥ Vu = 208.100 KN.. ∴전단철근 필요없음.

브라켓 전단검토

1. 검토단면

1.1 단면제원

(풍도슬래브 지점부 반력)



fck	24 MPa
fy	300 MPa
Øf	0.750
Øv	0.750
전단경간 (a)	0.200 m
부재높이 (h)	0.354 m
피복 (d')	0.060 m
부재폭 (b)	1.000 m
유효높이 (d)	0.294 m

□ a / d = 0.68 ≤ 1

⇒ ∴ Bracket 으로 설계

□ 지압면의 외단에서의 깊이는 0.5d 이상

0.300 ≥ 0.147 ⇒ ∴ O.K

1.2 단면검토

fck (MPa)	fy (MPa)	B (mm)	H (mm)	d (mm)	d' (mm)
24	300	1000.000	354.000	294.000	60.000
Vu (kN)	Mu (kN.m)	a (mm)	β1	Øf	Øv
71.000	15.052	200.000	0.850	0.75	0.75

□ 설계 단면력 산정

· Vu = 71.000 kN

· Nuc = 0.2 × 71.000 = 14.200 kN

· Mu = Vu × a + Nuc × (h − d)

= 71.000 × 0.200 + 14.200 × (0.354 − 0.294)

= 15.052 kN.m

□ 전단마찰철근(Avf) 산정

· Vn_max ≤ 0.2 × fck × bw × d or 5.6 × bw × d

≤ 0.2 × 24 × 1000.000 × 294.000 = 1411.200 kN

≤ 5.6 × 1000.000 × 294.000 = 1646.400 kN

· ØVn_max = 0.75 × 1411.200 = 1058.400 kN > Vu = 71.000 kN ∴ O.K

$$\therefore \ Avf = \frac{Vu}{Øv \times fy \times \mu} = \frac{71000.000}{0.75 \times 300 \times 1.4} = 225.397 \ mm^2$$

□ 수평인장철근(An) 산정

· Nuc = 0.2 × 71.000 = 14.200 kN

∴ An = Nuc / (Ø × fy) = 14.200 / (0.75 × 300) = 63.111 ㎟

□ 휨모멘트철근(Af) 산정

· Mu = 15.052 kN.m

· a = Af × fy / (0.85 × fck × B) = 0.094 Af = 22.258 mm

· Mu = Øf × Af × fy × (d − a/2)

⇒ − 10.588 Af^2 + 66150.000 Af − 15052000 = 0

∴ Af = 236.496 ㎟

□ 주인장철근(As) 산정

· 주인장철근의 단면적은 (Af + An)과 (2/3 Avf + An) 중 큰값을 취한다. ⇒ As = 299.607 ㎟

· As(min) = 0.04 × (fck / fy) × b × d)

= 0.04 × (24 / 300) × 1000.000 × 294.000

= 940.800 ㎟

∴ USE As =	1단	D	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8.00	EA/M]
	2단	D	0	@	0	=	0.000	㎟	[0.0	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	O.K

□ 폐쇄스터럽, 띠철근(Ah) 산정

· Ah = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (299.607 - 63.111)

= 118.248 ㎟

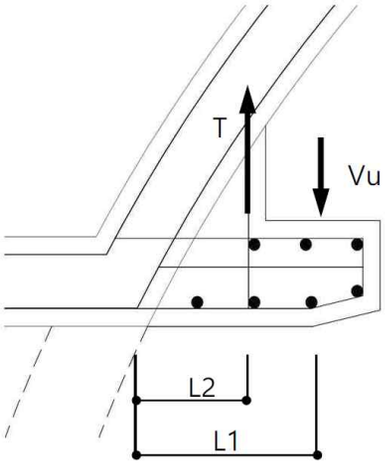
· 철근의 배치범위 = 2/3 × d = 196.000 mm

∴ USE Ah =	1단	D	19	×	1.00	EA	=	286.500	㎟
	2단	D	0	×	0	EA	=	0.000	㎟
						TOTAL	=	286.500	㎟ ∴ O.K

인장철근 검토

2. 검토단면

2.1 단면제원



fck	24 MPa
fy	300 MPa
Ø f	0.750
Ø v	0.750
하중 (P)	71.000 kN
하중거리 (L1)	0.625 m
인장거리 (L2)	0.364 m

□ 본철근은 가외철근 개념으로 구조검토시 제외하여도 안정성에는 문제가 없으나 하중재하시 인장력이 집중될 우려가 있어 인장력에 대한 추가검토 수행

2.2 단면검토

fck (MPa)	fy (MPa)	Vu (kN)	L1 (m)	L2 (m)	Ø f
24	300	71.000	0.625	0.364	0.75

□ 인장철근(At) 산정

· Vu = 71.000 kN

· T = 0.625 × 71.000 ÷ 0.364 = 121.909 kN

∴ At = T / (Ø × fy) = 121.909 / (0.75 × 300) = 541.819 ㎟

∴ USE As =	1단	D	22	@	125	=	3096.800	㎟	[8.00	EA/M]
					TOTAL	=	3096.800	㎟	∴	O.K

RP-5 ~ RMP-4 접속부 본선

단면제원

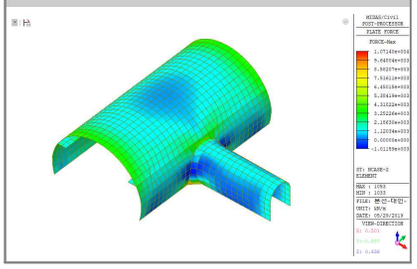
검토위치	단위 폭 (B, m)	구조물 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
어 깨 부	1.0	0.35	3.57×10^{-3}	2.04×10^{-2}
측 벽 부	1.0	0.42	6.17×10^{-3}	2.94×10^{-2}

단면력검토

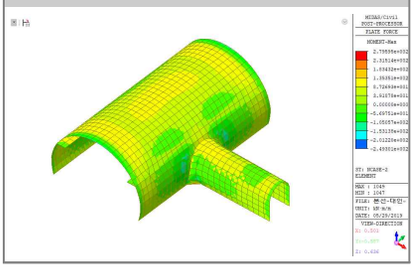
검토위치	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)	비고
어 깨 부	67.74	1,570.51	99.76	M max
	43.16	2,749.65	99.76	P max
측 벽 부	156.24	1,673.43	262.68	M max
	110.35	4,883.57	262.68	P max

단면력도

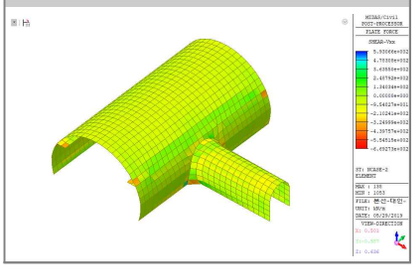
축력도



모멘트도



전단력도



휨 및 전단검토

구 분	M_u(kN·m)	ϕM_n(kN·m)	P_u(kN)	ϕP_n(kN)	주철근	V_u(kN)	ϕV_n(kN)	전단철근	판 정
어 깨 부 (Mmax)	67.74	177.80	1,570.51	4,122.24	D19@125	99.76	317.18	D13@400	O.K
어 깨 부 (Pmax)	43.16	149.77	2,749.65	4,379.28	D19@125	99.76	359.91	D13@400	O.K
측 벽 부 (Mmax)	156.24	354.88	1,673.43	3,800.97	D19@125	262.68	385.82	D13@400	O.K
측 벽 부 (Pmax)	110.35	215.11	4,883.57	5,121.84	D19@125	262.68	506.18	D13@400	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (f_{st}, MPa)	높이 (mm)	철근간격(mm) $S = MIN[375(210/f_{st})-2.5Cc,\ 300(210/f_{st})]$	적용간격 (mm)	결 과
어 깨 부	47.59	79.49	350	792.52	125	O.K
측 벽 부	119.61	159.43	420	367.70	125	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
어 깨 부	1,000	350	0.0025	875	1,267(D13@200×2)	O.K
측 벽 부	1,000	420	0.0025	1,050	1,267(D13@200×2)	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
어 깨 부	D19@125	D13@200	D13@400
측 벽 부	D19@125	D13@200	D13@400

검토결과

- 본선과 대인용 피난연결통로 접속부 3차원 검토를 실시한 결과, 본선구간은 주철근 D19@125 전단철근 D13@400, 배력철근 D13@200 으로 배근하여 공칭강도를 만족하며 균열에 대한 안정성 확보

단면력검토서

• 어깨부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 67.740 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1570.510 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 43.132 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 193.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 164.33 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,352,400.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 3,305,644.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 463,985,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 140.362 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.199 mm < e = 43.132 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 323.307 mm로 가정하면.. a = k1·c = 274.811 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = −61.81 MPa
εst = −0.0003 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 6,341,907.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 273,541,600.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 43.132 mm ≒ e = 43.132 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.00031
εt = −0.00031 ≤ εy = 0.0015 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4122.239 KN ≥ Pu = 1570.510 KN ∴O.K
ØMn = 177.802 KN·m ≥ Mu = 67.740 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 99.760 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 234.507 KN
Øv·Vc = 234.507 KN ≥ Vu = 99.760 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 어깨부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 43.160 KN·m 극 한 축 력 Pu = 2749.650 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 15.697 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 193.333 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 164.33 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,352,400.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 3,305,644.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 463,985,500.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 140.362 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.199 mm ≥e = 15.697 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 8421686.0 N
Mn = Pn · e_min = 288014200.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 4379.276 KN ≥ Pu = 2749.650 KN ∴O.K
ØMn = 149.767 KN·m ≥ Mu = 43.160 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 99.760 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 277.242 KN
Øv·Vc = 277.242 KN ≥ Vu = 99.760 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 측벽부 모멘트 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 156.240 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1673.430 KN
단면의 두께 H = 420.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 360.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 93.365 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 240.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 204.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,568,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 210.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4,161,600.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4,114,843.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 648,719,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 157.654 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 41.999 mm < e = 93.365 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 312.370 mm로 가정하면.. a = k1·c = 265.514 mm
fsc = 300.00 MPa, fst = 91.49 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,847,643.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 545,965,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 93.365 mm ≒ e = 93.365 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00046
εt = 0.00046 ≤ εy = 0.0015 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3800.968 KN ≥ Pu = 1673.430 KN ∴O.K
ØMn = 354.878 KN·m ≥ Mu = 156.240 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 262.680 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 283.195 KN
Øv·Vc = 283.195 KN ≥ Vu = 262.680 KN.. ∴전단철근 필요없음.

• 측벽부 축력 최대

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 300.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 110.350 KN·m 극 한 축 력 Pu = 4883.570 KN
단면의 두께 H = 420.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 360.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 22.596 mm

인장측 철근 Ast = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 2292.000㎟
1단 (dc = 60mm) : D 19 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 240.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 204.00 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,568,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 210.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 4,161,600.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 640,843.2 N
(εsc > εy −−> fs = fy = 300.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 687,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 4,114,843.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 648,719,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 157.654 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 41.999 mm ≥e = 22.596 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag − As) + fy·As = 9849686.0 N
Mn = Pn · e_min = 413680600.0 N·mm
Ø = 0.650 α = 0.800
αØPn = 5121.836 KN ≥ Pu = 4883.570 KN ∴O.K
ØMn = 215.114 KN·m ≥ Mu = 110.350 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 262.680 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 403.550 KN
Øv·Vc = 403.550 KN ≥ Vu = 262.680 KN.. ∴전단철근 필요없음.

4. 라이닝변경 구조계산서_#80 터널굴착패턴변경

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

라 이 닝 구 조 검 토

2020. 05

(주)삼보기술단
SAMBO ENGINEERING

제 1 장 설계 개요

1.1 검토개요 및 내용

1.1.1 검토 개요

•콘크리트 라이닝 및 슬래브의 역학적 특성 및 영구 구조물로서의 기능에 맞는 검토
•설계기준, 설계하중 검토 및 터널 패턴별 구조해석을 통한 구조물 안정성 검토
•화재로 인한 구조물 성능검토 및 유지관리를 위한 내구성 증대 계획 수립

1.1.2 설계 개요

•터널의 콘크리트 라이닝은 쾌적한 터널내 공간을 보장하고 터널완공 후 주변지반 조건 및 시간경과에 따라 발생할 수 있는 지반의 변화 또는 외적인 변화요인에 의해 발생하는 하중을 고려하여 합리적이고 안정적 설계를 도모
•본 터널은 종방향으로 연속되는 구조로서 평면변형 조건이 2차원 보요소 모델링이 가능하여 이를 기본단면으로 안정성을 검토 특별히 3차원적 거동으로 구조계산의 안정성이 불명확한 구간은 3차원 모델로 해석하여 설계의 합리성 부여

1.1.3 설계중점 고려사항

구 분	검 토 내 용
예 비 해 석	•주변현황과 지반상태, 환경조건 등을 고려한 최적의 설계가 되도록 다양한 해석 수행 •잔류수압의 하중적용에 의한 구조물의 응력변화 분석, 합리적인 콘크리트 라이닝의 이완하중계획 수립
구 조 해 석	•본선 터널 콘크리트 라이닝 2차원 Beam 구조해석 •피난연결통로, 연결로. 공기정화시설, 연직갱 라이닝 2차원 Beam 구조해석 •본선-피난연결통로 3차원 구조해석 수행 •공기정화시설 접속부 구간 3차원 구조해석 수행 •연직갱 접속부 구간 3차원 구조해석 수행
구 조 물 품 질 확 보	•거푸집 제거시기 검토 •콘크리트 설계기준 및 내화를 고려한 피복두께 검토 •철근 처짐량 검토
내 구 성 및 내 화	•내구성지수 검토를 통한 구조물의 장기적인 안정성 및 내구성 확보 •터널구조물의 내화성능평가를 통한 구조물 안정성 검토

1.2 설계기준 및 방법

1.2.1 설계 기준

구 분	적 용 기 준	발 행 처
관 련 기 준 및 시 방 서	•터널표준시방서(2009)	국토교통부
	•터널설계기준(2007)	국토교통부
	•도로설계편람(터널편, 2013)	국토교통부
	•도로교 설계기준(2010)	국토교통부
	•도로공사 실무자료집(2013	국토교통부
	•콘크리트 표준시방서(2009)	국토교통부
	•콘크리트 구조기준(2012)	한국콘크리트학회
	•국도건설공사 설계실무요령(2013)	국토교통부

1.2.2 설계 방법

단면설계방법

구 분	검 토 내 용
강 도 설 계 법	• 무근콘크리트 단면설계 – 압축면 $P_u/\Phi P_n + M/\Phi M_n \le 1$ $\Rightarrow P_u/(0.6\cdot\Phi f_{ck}[1-(l_c/32h)]^2 A_1) + M_u/(0.85\cdot\Phi f_{ck}\cdot S) \le 1$ – 인장면 $M_u/S - P_u/A_g \le 0.42\cdot\Phi\sqrt{f_{ck}}$ – 전단력 $\Phi Vn \ge Vu, \quad V_n = 0.11\cdot b\cdot h\sqrt{f_{ck}}$
	• 철근콘크리트 단면설계 – 축 력 : 공칭 축하중(øPn) ≥ 극한 축력(Pu) – 모멘트 : 공칭 모멘트(øMn) ≥ 극한 휨모멘트(Mu) – 전단력 : 공칭 전단력(øVn) ≥ 극한 전단력(Vu) (øVc/2 < Vu < øVc ⇒ 최소전단철근 보강, Vu > øVc ➡ 전단철근 보강) 사용철근량(Av) ≥ 최소철근량(Av.min) 수평간격(s) ≤ min[0.5d, 600mm]

해석 프로그램

프 로 그 램 명	설계방법	비 고
MIDAS/CIVIL	• 2차원 및 3차원 Frame, Solid, Planar, Shell, Axisymmetric 등을 이용한 선형 정적 및 동적 해석이 가능한 범용 구조해석 프로그램	• 콘크리트 라이닝 및 풍도슬래브 단면력 및 변위 산정

1.3 설계조건

1.3.1 설계하중

설계하중

구 분	적 용 내 용
자 중	•콘크리트 단위중량
이완하중	•발파이완하중 및 RMR식 이용
수압(잔류수압)	•잔류수압 및 침투수압 검토한 결과값 적용
온도하중	•건조수축 영향(−15℃), 내외면 온도하중(±5℃) 고려
풍도하중	•풍도작업(기계 및 인력), 풍압, 슬래브 및 격벽 자중 고려
제트팬하중	•풍도슬래브없는 구간(RAMP) 제트팬 자중 고려

적용설계하중

암반등급	단위중량 (kN/m^3)	이완하중고(m)	잔류수압(kPa)	온도하중(℃)			비고
				내· 외면	건조수축	계절별	
Ⅰ	27.0	0.5	23.40	갱구부 및 단층대 (±5)	갱구부 및 단층대 (−15)	갱구부 및 단층대 (±15)	
Ⅱ	26.0	0.5	23.40				
Ⅲ	24.0	0.5	23.40				
Ⅳ	22.0	3.87	23.40				
Ⅴ	21.0	11.68~15.13	35.30				
토 사 (연결로)	20.0	10.77~11.12	43.50				

1.3.2 지반조건

구 분	변형계수 (MPa)	단위중량 (kN/m^3)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	포아송비
1 등 급	20,000	27.0	2,500	45	0.21
2 등 급	12,000	26.0	1,300	40	0.23
3 등 급	5,000	24.0	600	37	0.26
4 등 급	1,000	22.0	400	34	0.28
5 등 급	400	21.0	100	33	0.30
파 쇄 대	300	21.0	80.0	17	0.32
풍 화 암	300	21.0	30.0	33	0.30
토 사	60	20.0	21.0	29	0.32

1.3.3 풍도슬래브하중

구 분		자 중(kN)	활 하 중(kN)	적용하중(kN)	비 고
본 선 2 차 로		34	37	71	
연 결 로 A , B	1차로	27	30	57	
	비상주차대	41	37	78	
연 결 로 C , D		18	25	43	
분 기 부	3차로	58	45	103	
	3차로 확폭	82	41	123	
공기정화시설EV	상 부	41	37	78	
	하 부	58	44	102	

1. 본선 2차로 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 8.73 x 0.18 x 1.75 x 25 /2 = 34kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 8.33 x 5.0 x 1.8 / 2 = 37kN

2. 연결로 A,B 1차로 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 8.33 x 0.18 x 1.45 x 25 /2 = 27kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 7.93 x 5.0 x 1.5 / 2 = 30kN

3. 연결로 A,B 비상주차대 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 10.34 x 0.22 x 1.45 x 25 /2 = 41kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 9.94 x 5.0 x 1.5 / 2 = 37kN

4. 연결로 C,D (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 6.95 x 0.15 x 1.4 x 25 /2 = 18kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 6.55 x 5.0 x 1.5 / 2 = 25kN

5. 분기부 3차로 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 12.27 x 0.26 x 1.45 x 25 /2 = 58kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 11.87 x 5.0 x 1.5 / 2 = 45kN

6. 분기부 3차로 확폭 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 16.85 x 0.40 x 0.97 x 25 /2 = 82kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 16.45 x 5.0 x 1.0 / 2 = 41kN

7. 공기정화시설 EV 상부 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 10.26 x 0.22 x 1.45 x 25 /2 = 41kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 9.86 x 5.0 x 1.5 / 2 = 37kN

8. 공기정화시설 EV 하부 (일방향 측점)
 - 자중 : 폭 x 두께 x 세그먼트(연결부고려) x 단위중량 / 2 = 12.24 x 0.26 x 1.45 x 25 /2 = 58kN
 - 활하중 : 풍도슬래브폭(작업공간 고려) x 작업하중 x 세그먼트 = 11.84 x 5.0 x 1.5 / 2 = 44kN

1.3.4 사용재료 및 강도특성

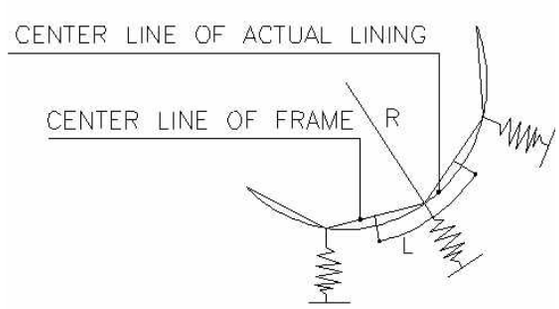
구 분	단위중량 (kN/m^3)	재료강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	비 고
무 근 콘 크 리 트	23.0	fck=24	2.4×10^4	
철 근 콘 크 리 트	24.5	fck=24~27	2.6×10^4~2.8×10^4	
철 근	78.5	fy=300~400	2.0×10^5	

1.3.5 설계적용 하중조합 및 하중계수

하중조합

CASE	자 중	이완하중		잔류수압	제트팬 하중	계절별 온도하중		내·외면 온도하중		건조수축
		연 직	수 평			+15 ℃	−15 ℃	+5 ℃	−5 ℃	−15 ℃
사 용 하 중	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	−	−	−	−	−
C A S E 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	−
C A S E 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	−	1.0	−	1.0	1.0
C A S E 3	1.4	−	−	−	1.4	−	−	−	−	−
C A S E 4	1.2	1.4	1.6	1.6	1.2	1.2	−	1.2	−	−
C A S E 5	1.2	1.4	1.6	1.6	1.2	−	1.2	−	1.2	1.2
C A S E 6	1.2	1.4	0.8	1.6	1.2	1.2	−	1.2	−	−
C A S E 7	1.2	1.4	0.8	1.6	1.2	−	1.2	−	1.2	1.2
C A S E 8	0.9	0.9	1.6	−	0.9	−	−	−	−	−
C A S E 9	0.9	0.9	0.8	−	0.9	−	−	−	−	−

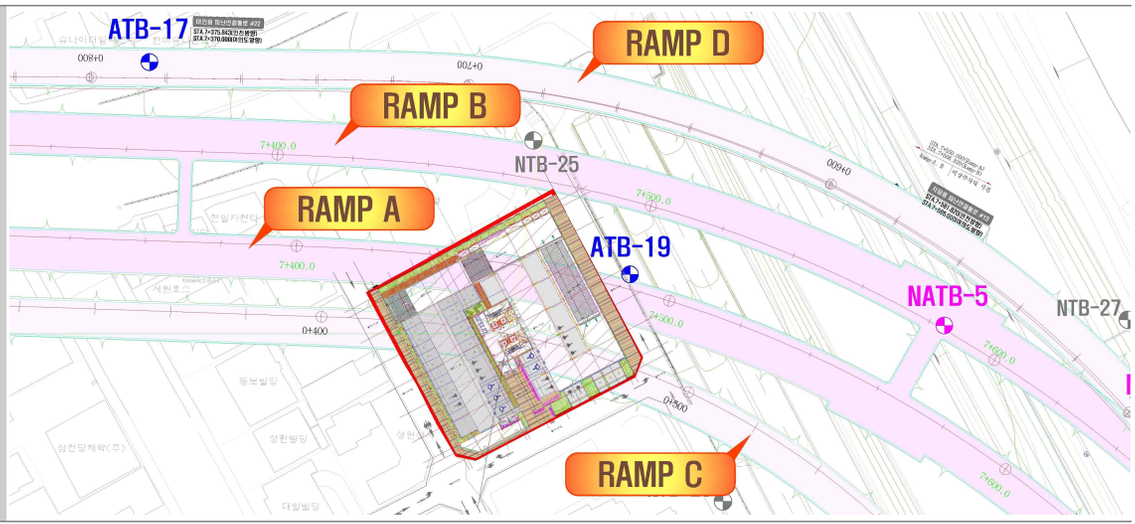
지반스프링계수

구 분	검 토 내 용
	· 터널주변의 지반스프링계수는 Wőelfer 공식에 의해 산정 $K_S = \frac{E_S}{R}L$ K_S : 단위접선길이당 스프링계수 E_S : 주변 지반의 변형계수 R : 콘크리트 라이닝의 등가반경 ($R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$)

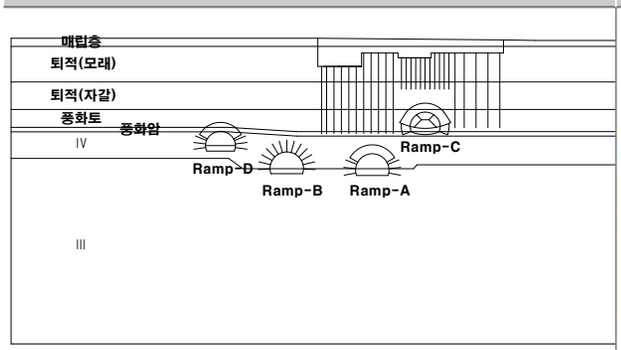
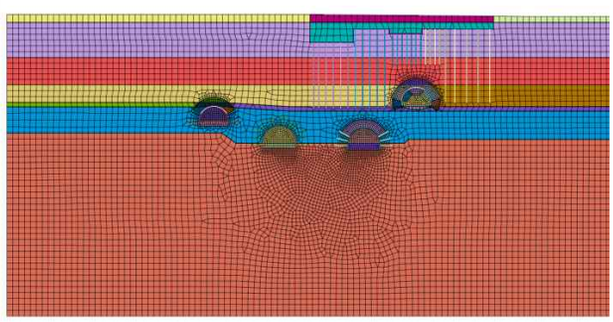
1.4 신출건물 설치에 따른 응력 증감검토

1.4.1 검토 현황

평 면
현 황



1.4.2 검토 단면 및 모델링

검토 단면	모델링도
	

1.4.3 검토 결과

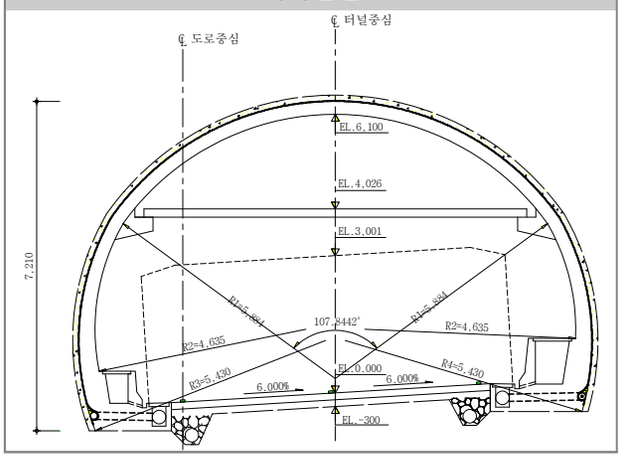
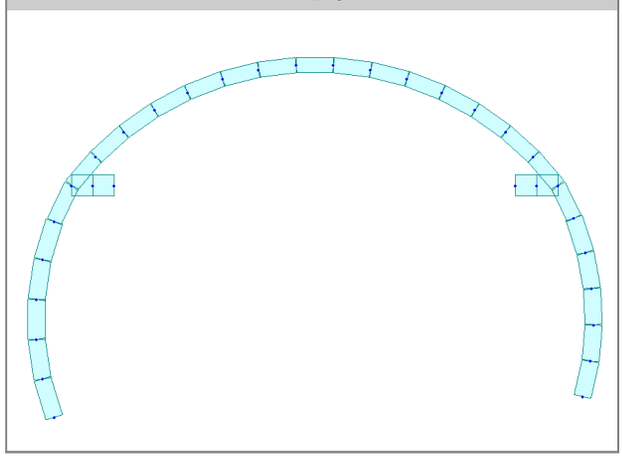
구 분			건축물 재하전		건축물 재하시		증감	
			K_0=0.5	K_0=1.0	K_0=0.5	K_0=1.0	K_0=0.5	K_0=1.0
Ramp-B	천단부	연직응력(kN/m²)	27.20	207.24	66.98	248.84	39.78	41.60
		수평응력(kN/m²)	262.08	1170.8	423.41	1215.4	161.33	44.60
	측벽부	연직응력(kN/m²)	–	–	–	–	–	–
		수평응력(kN/m²)	177.33	176.88	647.31	668.23	469.98	491.34

응력증가분(kN/m²)	연직응력		수평응력	
	천단부	측벽부	천단부	측벽부
R a m p – B	41.60	–	161.33	491.34

1.5 라이닝 검토

PD-1~PD-4(무근구간)

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
Ⅳ	1,000	4.44	225,225	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중(kN/m^2)	잔류수압(kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
• 이완하중고 H_P = 3.87m • 이완하중 $P_v = \gamma_t \times (H_p - H_w) + \gamma_{sub} \times H_w$ $= 22 \times (3.87-2.2) + (22-10) \times 2.2$ $= 63.14\ kN/m^2$	• $P_w = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma_w = 22.0\ kN/m^2$ - P_w : 수압 (kN/m^2) - H_t : 터널의 높이 (m) - γ_w : 물의 단위중량 (kN/m^3)	57.0	자중(프로그램 자동계산)

단면제원

검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.0	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
아 치 부	1.0	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
측 벽 부	1.0	0.34	$3.28x10^{-3}$	$1.93x10^{-2}$

단면력검토

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	사용하중	22.1	511.3	43.7
아 치 부	사용하중	33.7	598.5	55.7
측 벽 부	사용하중	21.8	624.7	30.5

단면력 및 응력검토

• 천단부

- 압축면

Mu = 22.1 kN·m　　ΦMn = 306.0 kN·m

Pu = 511.3 kN　　ΦPn = 2278.1 kN

$P_u/\Phi P_n + M_u/\Phi M_n \leq 1$

$= 0.408 + 0.131 = 0.539 \leq 1$　　∴ O.K.

- 인장면

$M_u/S - P_u/A_g \leq 0.42 \cdot \Phi \sqrt{f_{ck}}$

$= 1473.33 - 1704.30 = -230.97 \leq 1131.66$　　∴ O.K.

- 전단력

Vu = 43.7 kN

ΦVn = 88.92 kN ≥ 43.7　　∴ O.K.

• 아치부

- 압축면

Mu = 33.7 kN·m　　ΦMn = 306.0 kN·m

Pu = 598.5 kN　　ΦPn = 2278.1 kN

$P_u/\Phi P_n + M_u/\Phi M_n \leq 1$

$= 0.478 + 0.200 = 0.678 \leq 1$　　∴ O.K.

- 인장면

$M_u/S - P_u/A_g \leq 0.42 \cdot \Phi \sqrt{f_{ck}}$

$= 2246.67 - 1995.0 = 251.67 \leq 1131.66$　　∴ O.K.

- 전단력

Vu = 55.7 kN

ΦVn = 88.92 kN ≥ 55.7　　∴ O.K.

• 측벽부

- 압축면

Mu = 21.8 kN·m　　ΦMn = 306.0 kN·m

Pu = 624.7 kN　　ΦPn = 2278.1 kN

$P_u/\Phi P_n + M_u/\Phi M_n \leq 1$

$= 0.499 + 0.130 = 0.63 \leq 1$　　∴ O.K.

- 인장면

$M_u/S - P_u/A_g \leq 0.42 \cdot \Phi \sqrt{f_{ck}}$

$= 1453.33 - 2082.3 = -628.97 \leq 1131.66$　　∴ O.K.

- 전단력

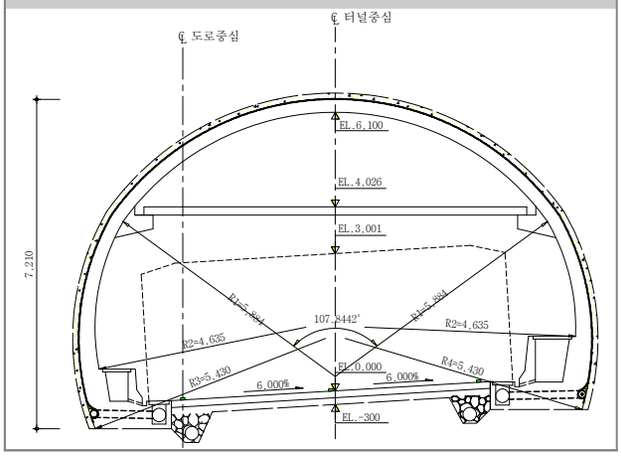
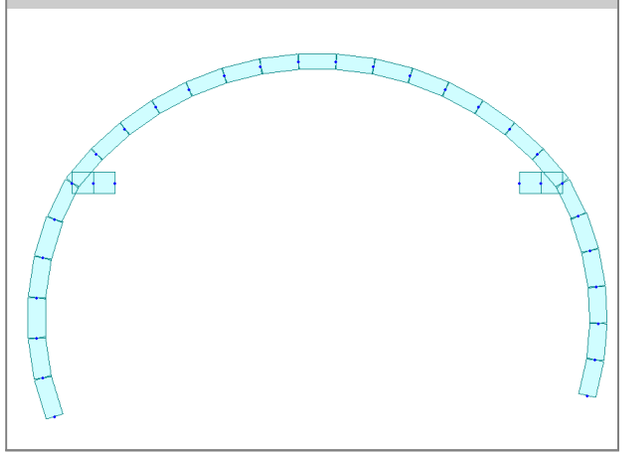
Vu = 30.5 kN

ΦVn = 88.92 kN ≥ 30.5　　∴ O.K.

검토결과	• 지보패턴 P-4 이하 구간 검토결과 허용치 이내로 무근 콘크리트 라이닝으로 설계반영

PD-5

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
V	400	4.44	90,090	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중(kN/m^2)	잔류수압(kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
• 이완하중고 H_P = 11.26m • 이완하중 $P_v = \gamma_t \times (H_p - H_w) + \gamma_{sub} \times H_w$ $= 21 \times (11.26-3.33) + (21-10) \times 3.33$ $= 203.16\ kN/m^2$	• $P_w = \frac{1}{2} \times H_t \times \gamma_w = 33.0\ kN/m^2$ – P_w : 수압 (kN/m^2) – H_t : 터널의 높이 (m) – γ_w : 물의 단위중량 (kN/m^3)	57.0	자중(프로그램내 계산)

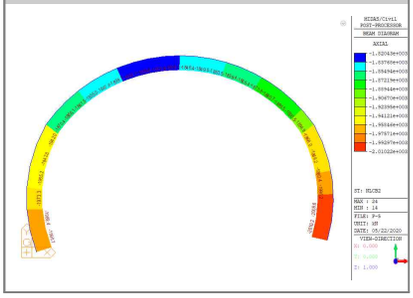
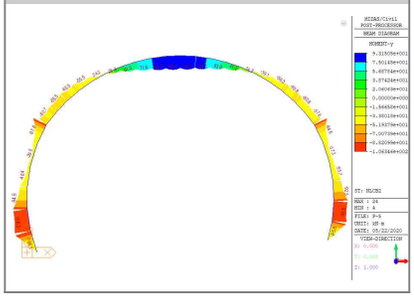
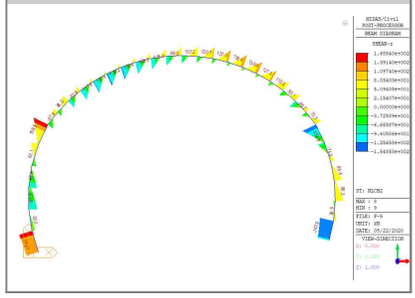
단면제원

검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.0	0.30	2.25×10^{-3}	1.50×10^{-2}
아 치 부	1.0	0.30	2.25×10^{-3}	1.50×10^{-2}
측 벽 부	1.0	0.37	4.22×10^{-3}	2.28×10^{-2}

단면력검토

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	CASE5	81.05	1,820.43	138.21
아 치 부	CASE5	97.77	1,934.66	168.54
측 벽 부	CASE5	106.35	1,989.42	147.86

단면력도

축력도	모멘트도	전단력도
		

철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
천 단 부	81.05	144.93	1,820.43	3,255.12	H16@150	138.21	261.30	H13@400	O.K
아 치 부	97.77	156.15	1,934.66	3,089.91	H16@150	168.54	265.30	H13@400	O.K
측 벽 부	106.35	212.95	1,989.42	3,983.49	H16@150	147.86	328.14	H13@400	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm)			적용간격 (mm)	결과
				S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S		
천 단 부	57.89	199.19	30	265.35	316.28	265.35	150	O.K
아 치 부	69.84	240.31	30	197.70	262.16	197.70	150	O.K
측 벽 부	75.96	200.39	37	262.98	314.39	262.98	150	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
천 단 부	1000	300	0.0025	750	1,327(H13@200×2)	O.K
아 치 부	1000	300	0.0025	750	1,327(H13@200×2)	O.K
측 벽 부	1000	370	0.0025	925	1,327(H13@200×2)	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H16@150	H13@200	H13@400
아 치 부	H16@150	H13@200	H13@400
측 벽 부	H16@150	H13@200	H13@400

◈ 천단

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 81.050 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1820.430 KN

단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 44.522 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 122.40 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 150.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 436,390.4 N

(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 350.00 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 529,600.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,403,751.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 308,669,200.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 128.412 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.795 mm < e = 44.522 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 258.156 mm로 가정하면.. a = k1·c = 219.433 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = -42.20 MPa

εst = -0.0002 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 5,007,875.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 222,962,800.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 44.522 mm ≒ e = 44.522 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00021

εt = -0.00021 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 3255.118 KN ≥ Pu = 1820.430 KN　　∴O.K

ØMn = 144.926 KN·m ≥ Mu = 81.050 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 138.210 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 210.671 KN

Øv·Vc = 210.671 KN ≥ Vu = 138.210 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 97.770 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1934.660 KN

단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 50.536 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 122.40 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 150.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 436,390.4 N

(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 350.00 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 529,600.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,403,751.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 308,669,200.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 128.412 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 28.795 mm < e = 50.536 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 245.664 mm로 가정하면.. a = k1·c = 208.814 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = -13.83 MPa

εst = -0.0001 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,753,705.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 240,232,800.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 50.536 mm ≒ e = 50.536 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00007

εt = -0.00007 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 3089.908 KN ≥ Pu = 1934.660 KN ∴O.K

ØMn = 156.151 KN·m ≥ Mu = 97.770 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 168.540 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 214.668 KN

Øv·Vc = 214.668 KN ≥ Vu = 168.540 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 벽체

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 106.350 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1989.420 KN

단면의 두께 H = 370.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 310.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 53.458 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 1324.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 186.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 158.10 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 7,548,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 185.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,225,240.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 502,590.4 N

(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 529,600.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,198,231.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 470,738,000.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 147.187 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 36.599 mm < e = 53.458 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 324.019 mm로 가정하면.. a = k1·c = 275.416 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = -25.96 MPa

εst = -0.0001 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,128,443.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 327,612,700.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 53.458 mm ≒ e = 53.458 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00013

εt = -0.00013 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 3983.488 KN ≥ Pu = 1989.420 KN　　∴O.K

ØMn = 212.948 KN·m ≥ Mu = 106.350 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

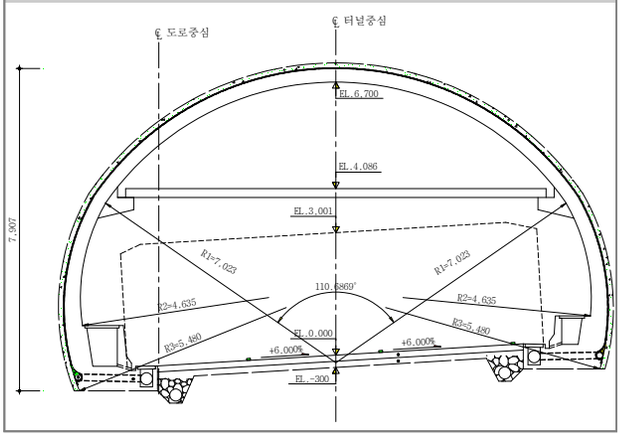
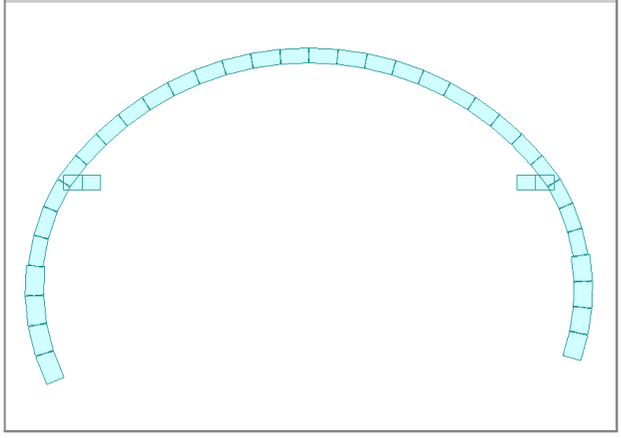
작용전단력 Vu = 147.860 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 262.743 KN

Øv·Vc = 262.743 KN ≥ Vu = 147.860 KN.. ∴전단철근 필요없음.

DRP-3(비상주차대)

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
Ⅲ	5,000	5.04	992,063	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중(kN/m^2)	잔류수압(kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
• 이완하중고 H_P = 4.28m • 이완하중 $P_v = \gamma_t \times (H_p - H_w) + \gamma_{sub} \times H_w$ $= 24\times(4.28-2.43)+(24-10)\times2.43$ $= 78.42\ kN/m^2$	• $P_w = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma_w = 24.3\ kN/m^2$ – P_w : 수압 (kN/m^2) – H_t : 터널의 높이 (m) – γ_w : 물의 단위중량 (kN/m^3)	78.0	자중 (프로그램내 자동계산)

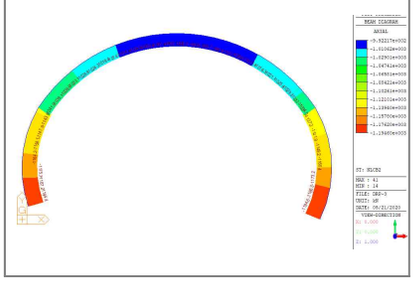
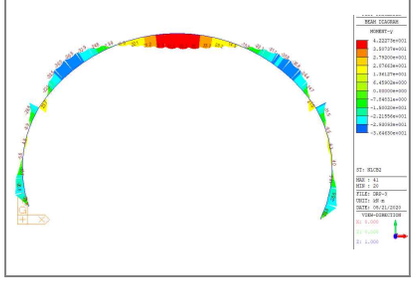
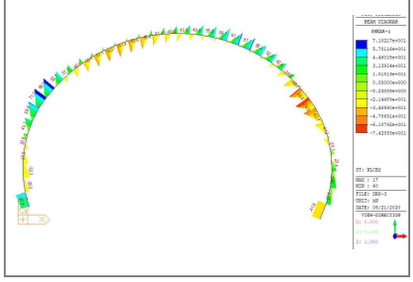
단면제원

검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.0	0.35	3.57×10^{-3}	2.04×10^{-2}
아 치 부	1.0	0.35	3.57×10^{-3}	2.04×10^{-2}
측 벽 부	1.0	0.44	7.10×10^{-3}	3.23×10^{-2}

단면력검토

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	CASE5	37.38	999.83	61.44
아 치 부	CASE5	37.38	992.22	74.29
측 벽 부	CASE5	28.58	1,184.86	47.73

단면력도

축력도	모멘트도	전단력도
		

철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
천 단 부	37.38	150.53	999.83	4,026.33	H16@200	61.44	282.72	H13@400	O.K
아 치 부	37.38	151.39	992.22	4,018.39	H16@200	74.29	282.44	H13@400	O.K
측 벽 부	28.58	223.86	1,184.86	5,059.54	H16@200	47.73	367.74	H13@400	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm)			적용간격 (mm)	결과
				S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S		
천 단 부	26.70	99.64	35	686.35	632.28	632.28	150	O.K
아 치 부	26.70	99.64	35	686.35	632.28	632.28	150	O.K
측 벽 부	20.42	57.67	44	1,261.53	1,092.42	1,092.42	150	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
천 단 부	1000	350	0.0025	875	1,327(H13@200×2)	O.K
아 치 부	1000	350	0.0025	875	1,327(H13@200×2)	O.K
측 벽 부	1000	440	0.0025	1,100	1,327(H13@200×2)	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H16@200	H13@200	H13@400
아 치 부	H16@200	H13@200	H13@400
측 벽 부	H16@200	H13@200	H13@400

◈ 천단

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 37.380 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 999.830 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 37.386 mm

인장측 철근 Ast = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm
압축측 철근 Asc = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 370,094.5 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397,200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,990,055.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 393,122,800.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 131.477 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.557 mm < e = 37.386 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 332.286 mm로 가정하면.. a = k1·c = 282.443 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = -76.35 MPa
εst = -0.0004 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,194,348.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 231,584,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 37.386 mm ≒ e = 37.386 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00038
εt = -0.00038 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4026.326 KN ≥ Pu = 999.830 KN ∴O.K
ØMn = 150.530 KN·m ≥ Mu = 37.380 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 61.440 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 213.824 KN
Øv·Vc = 213.824 KN ≥ Vu = 61.440 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 37.380 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 992.220 KN
단면의 두께 H = 350.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 290.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 37.673 mm

인장측 철근 Ast = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm
압축측 철근 Asc = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 174.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 147.90 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 7,140,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 175.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,017,160.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 370,094.5 N
(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 393.10 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397,200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,990,055.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 393,122,800.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 131.477 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 34.557 mm < e = 37.673 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 331.641 mm로 가정하면.. a = k1·c = 281.895 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = -75.34 MPa
εst = -0.0004 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 6,182,141.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)
= 232,900,400.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 37.673 mm ≒ e = 37.673 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = -0.00038
εt = -0.00038 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 4018.391 KN ≥ Pu = 992.220 KN ∴O.K
ØMn = 151.385 KN·m ≥ Mu = 37.380 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 74.290 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 213.549 KN
Øv·Vc = 213.549 KN ≥ Vu = 74.290 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 벽체

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 28.580 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 1184.860 KN
단면의 두께 H = 440.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 380.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 24.121 mm

인장측 철근 Ast = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm
압축측 철근 Asc = 993.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 200 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 228.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1·c = 193.80 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,976,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 220.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,953,520.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 376,942.8 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 397,200.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,933,263.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 610,541,200.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 155.225 mm
e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

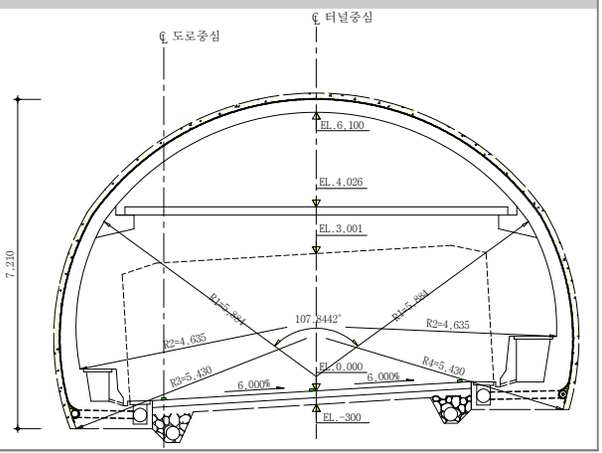
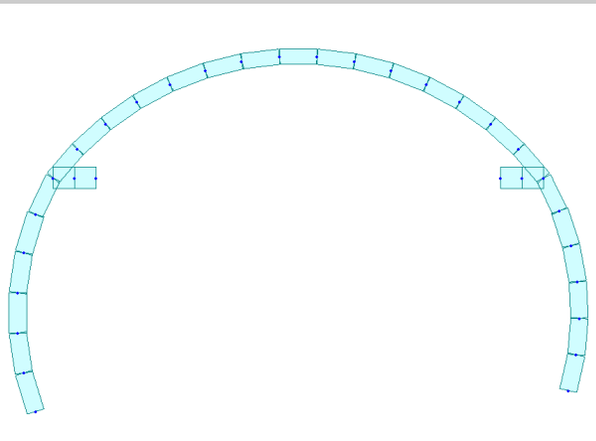
e_min = 44.245 mm ≥e = 24.121 mm
편심이 최소편심보다 작으므로..
Pn = 0.85·fck·(Ag - As) + fy·As = 9729886.0 N
Mn = Pn · e_min = 430495100.0 N·mm
Ø = 0.650　　α = 0.800
αØPn = 5059.541 KN ≥ Pu = 1184.860 KN　　∴O.K
ØMn = 223.857 KN·m ≥ Mu = 28.580 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 47.730 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 277.461 KN
Øv·Vc = 277.461 KN ≥ Vu = 47.730 KN.. ∴전단철근 필요없음.

PD-4B(응력 변화구간)

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
Ⅳ	1,000	4.44	225,225	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중(kN/m^2)	잔류수압(kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
• 이완하중고 H_P = 3.87m • 이완하중 $P_v = \gamma_t \times (H_p - H_w) + \gamma_{sub} \times H_w$ $= 22 \times (3.87-2.2) + (22-10) \times 2.2$ $= 63.14\ kN/m^2$	• $P_w = \frac{1}{3} \times H_t \times \gamma_w = 22.0\ kN/m^2$ – P_w : 수압 (kN/m^2) – H_t : 터널의 높이 (m) – γ_w : 물의 단위중량 (kN/m^3)	57.0	자중(프로그램 자동계산)

응력증감분	연직응력		수평응력	
	천단부	측벽부	천단부	측벽부
R a m p – B	41.60	–	161.33	491.34

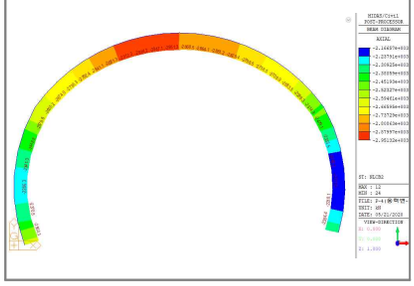
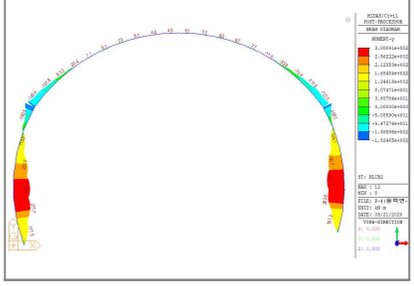
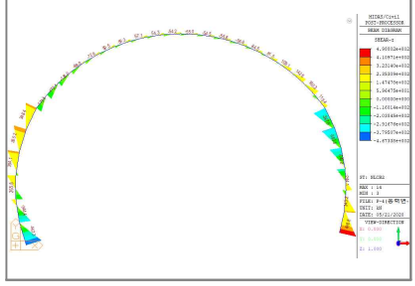
단면제원

검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.0	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
아 치 부	1.0	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
측 벽 부	1.0	0.34	$3.28x10^{-3}$	$1.93x10^{-2}$

단면력검토

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	CASE5	11.86	2,707.5	81.45
아 치 부	CASE5	182.47	2,579.8	385.23
측 벽 부	CASE5	273.16	2,166.6	498.80

단면력도

축력도	모멘트도	전단력도
		

철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
천 단 부	11.86	122.89	2,707.50	4,515.98	H25@150	81.45	479.79	H16@200	O.K
아 치 부	182.47	225.88	2,579.80	3,193.54	H25@150	385.23	475.33	H16@200	O.K
측 벽 부	273.16	336.03	2,166.60	2,665.24	H25@150	498.80	527.27	H16@200	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm)			적용간격 (mm)	결과
				S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S		
천 단 부	8.47	11.94	30	6,500.48	5,276.38	5,276.38	150	O.K
아 치 부	130.33	183.73	30	333.62	642.89	333.62	150	O.K
측 벽 부	195.12	218.03	34	266.19	288.95	266.19	150	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
천 단 부	1000	300	0.0025	750	1,327(H13@200×2)	O.K
아 치 부	1000	300	0.0025	750	1,327(H13@200×2)	O.K
측 벽 부	1000	340	0.0025	850	1,327(H13@200×2)	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H25@150	H13@200	H16@200
아 치 부	H25@150	H13@200	H16@200
측 벽 부	H25@150	H13@200	H16@200

◈ 천단

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 11.860 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2707.500 KN

단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 4.380 mm

인장측 철근 Ast = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 122.40 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 150.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,113,389.0 N

(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 350.00 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 1,351,200.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,259,149.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 443,543,000.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 196.332 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.212 mm ≥e = 4.380 mm

편심이 최소편심보다 작으므로..

Pn = 0.85·fck·(Ag - As) + fy·As = 8684578.0 N

Mn = Pn · e_min = 236322600.0 N·mm

Ø = 0.650　　α = 0.800

αØPn = 4515.980 KN ≥ Pu = 2707.500 KN　　∴O.K

ØMn = 122.888 KN·m ≥ Mu = 11.860 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 81.450 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 241.712 KN

Øv·Vc = 241.712 KN ≥ Vu = 81.450 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 아치부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 182.470 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2579.800 KN

단면의 두께 H = 300.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 240.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 70.730 mm

인장측 철근 Ast = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 122.40 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 150.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,113,389.0 N

(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 350.00 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 1,351,200.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,259,149.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 443,543,000.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 196.332 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.212 mm < e = 70.730 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 220.011 mm로 가정하면.. a = k1·c = 187.009 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = 54.51 MPa

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,913,135.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 347,508,200.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 70.730 mm ≒ e = 70.730 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00027

εt = 0.00027 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 3193.537 KN ≥ Pu = 2579.800 KN ∴O.K

ØMn = 225.880 KN·m ≥ Mu = 182.470 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 385.230 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 237.244 KN

Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 238.082 KN

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 475.325 KN ≥ Vu = 385.230 KN... ∴ O.K

◈ 측벽

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00

Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 273.160 KN·m　　극 한 축 력 Pu = 2166.600 KN

단면의 두께 H = 340.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm

유 효 깊 이 D = 280.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

작 용 편 심 e = 126.078 mm

인장측 철근 Ast = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

압축측 철근 Asc = 3378.000㎟

1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 168.000 mm

k1 = 0.850　　a = k1·c = 142.80 mm

Cck = 0.85·fck·B·H = 6,936,000.0 N

소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)

= 170.00 mm

콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,913,120.0 N

압축철근 Cs = (fs-0.85·fck)·Asc = 1,234,032.0 N

(εsc < εy --> fs = Es· εsc = 385.71 MPa)

인장철근 Ts = fy·Ast = 1,351,200.0 N

평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 2,795,952.0 N

평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 571,609,100.0 N·mm

평형편심 eb = Mb / Pb = 204.442 mm

e < eb -------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 32.063 mm < e = 126.078 mm

---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.

c = 205.159 mm로 가정하면.. a = k1·c = 174.385 mm

fsc = 400.00 MPa, fst = 218.88 MPa

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc - Ast·fst = 4,100,376.0 N

Mn = 0.85 fck·a·B·(x-a/2) + Asc·fsc·(x-dcc) - Ast·fst·(d-x)

= 516,966,100.0 N·mm

e' = Mn/Pn = 126.078 mm ≒ e = 126.078 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00109

εt = 0.00109 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.

ØPn = 2665.244 KN ≥ Pu = 2166.600 KN　　∴O.K

ØMn = 336.028 KN·m ≥ Mu = 273.160 KN·m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 498.800 KN

ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 249.509 KN

Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

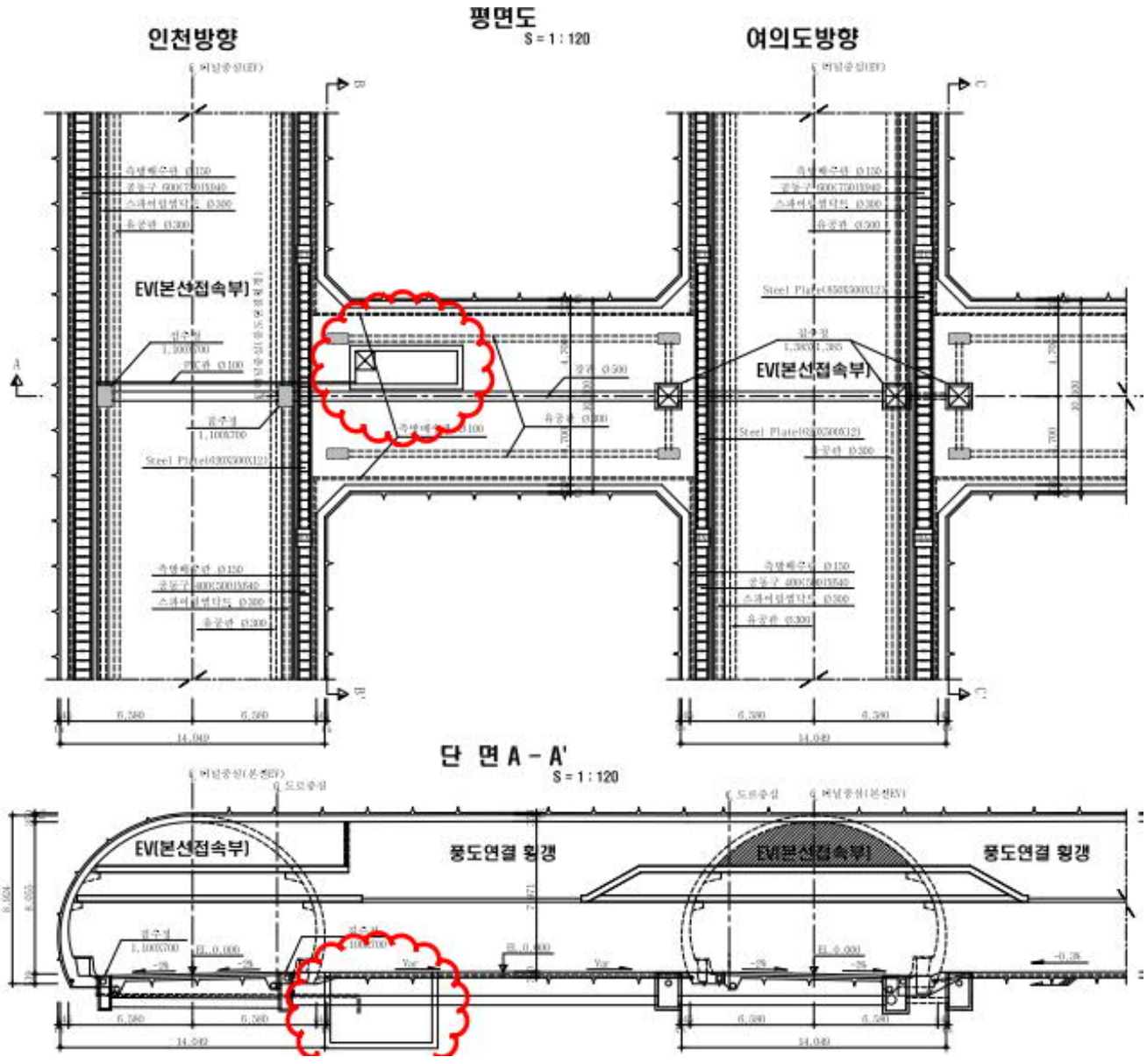
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 277.762 KN

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 527.271 KN ≥ Vu = 498.800 KN... ∴ O.K

5. 환기소 세척수 집수정 구조계산서_#80
터널굴착 패턴변경

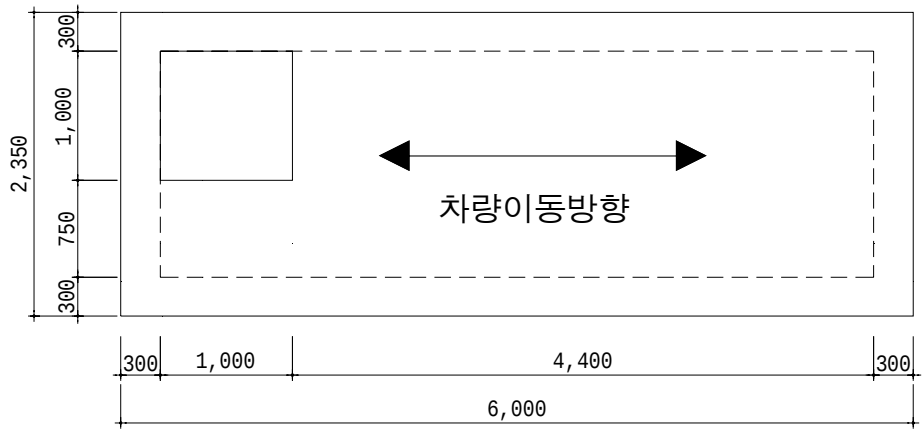
1. 검토 개요

본 검토서는 차량하중에 대한 집수정 구조물의 구조안전성을 검토하고자 작성되었다. <그림 1>과 같이, 터널 내 차량용 피난연결통로 지하에 매설되는 집수정은 직접적으로 공사차량의 하중을 지지해야 한다. 집수정 구조 상세는 <그림 2>와 같다.

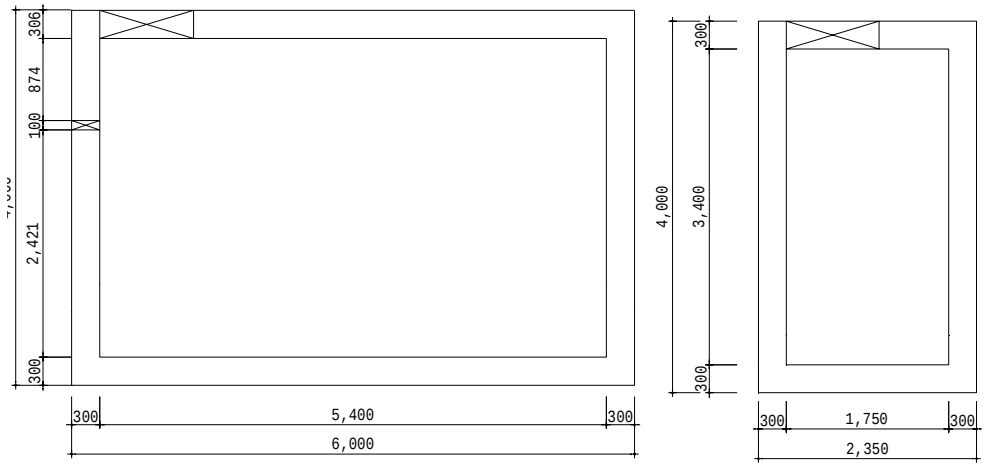


<그림 1 세척수 집수정 위치도>

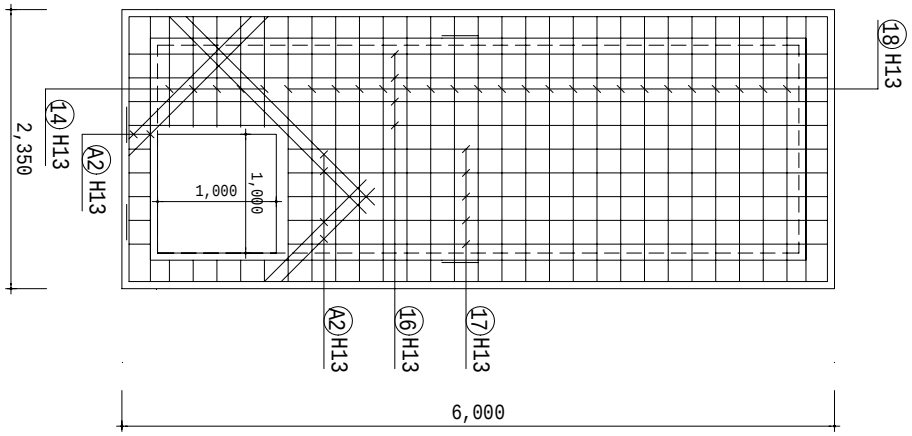
이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894



(a) 평면도



(b) 측면도 및 정면도



(c) 철근상세도

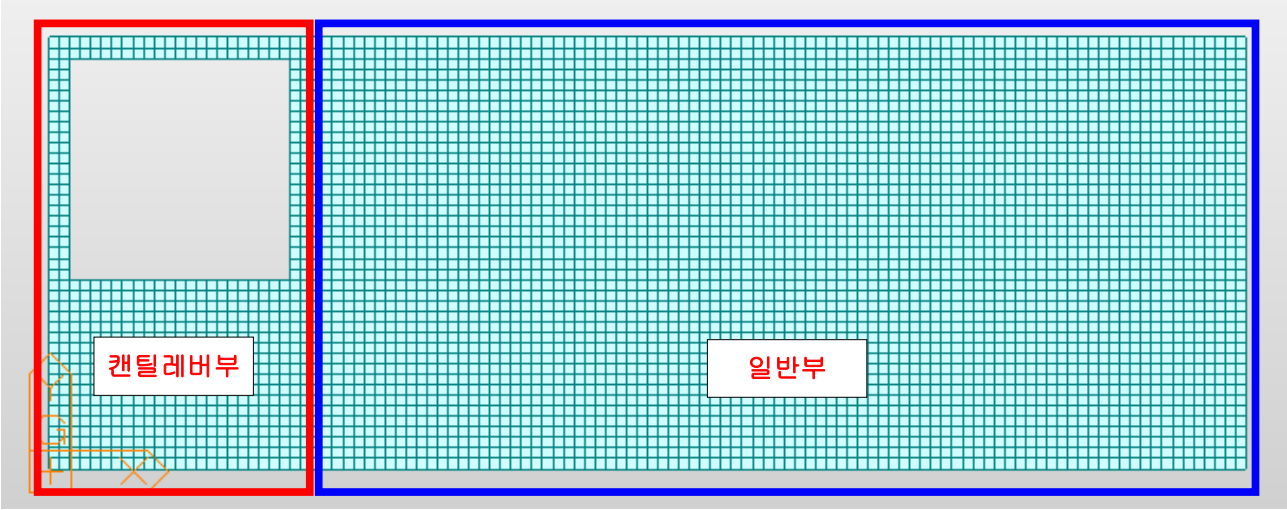
<그림 2 세척수 집수정 상세도>

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

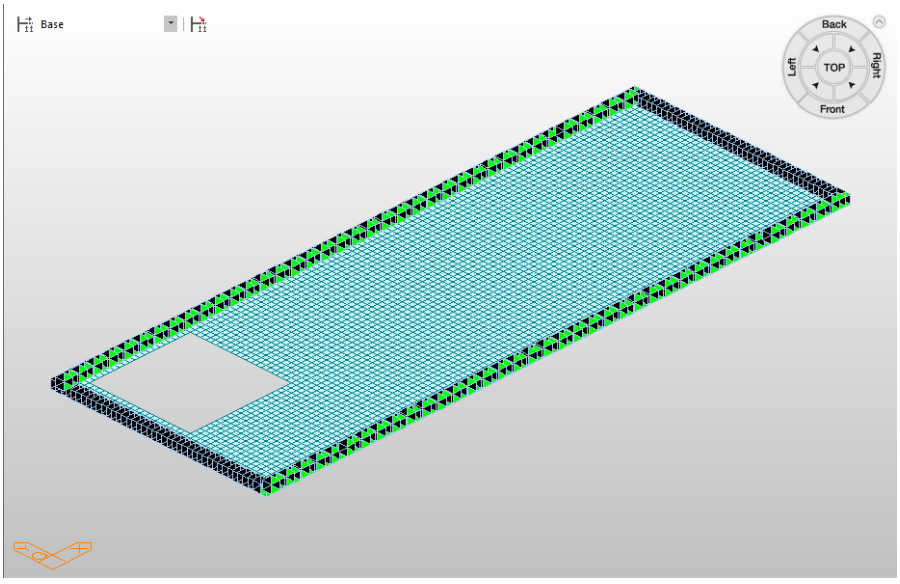
2. 구조 검토

2.1 모델링

개구부를 가지는 구조물의 특성상 일반부와 캔틸레버부로 구분하여 검토한다. 가설시 이동하중은 상부 슬래브에 영향을 미치게 되므로 다음과 같이 집수정의 슬래브를 전체모델링 하여 검토하였다. 지지조건은 암거의 특성상 종방향으로는 Y,Z방향 고정 횡방향으로는 X,Z방향 고정으로 적용하였다<그림 2>.



<그림 1 집수정 슬래브 구분>



<그림 2 지지조건 상세>

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

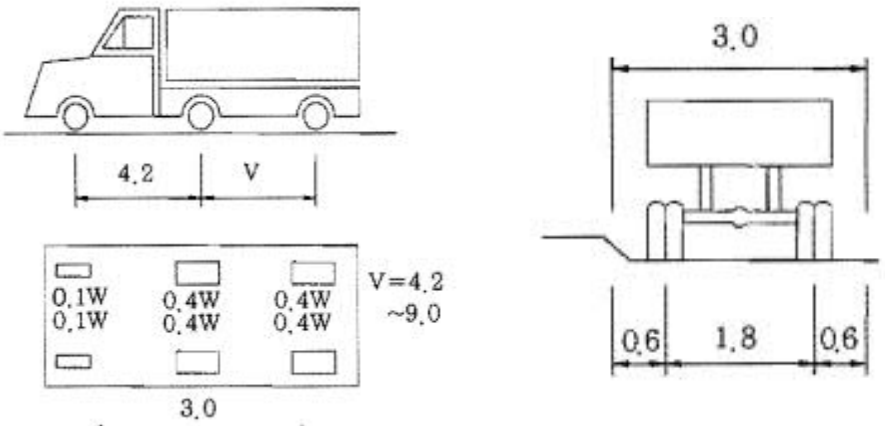
2.2 활하중 산정

집수정 구조물 시공이 완료되면 구조물 상부로 포장에 해당하는 안정처리필터층(t=15cm)과 포장콘크리트(t=15cm)가 설치된다. 현장 여건상 포장 이전에 공사차량이 통행하게 된다. 따라서 본 검토에서는 상재하중을 제외하였으며, 차량하중을 차륜폭으로 적용하여 구조검토를 수행한다.

차량하중은 ‘도로교설계기준해설(2008) 2.1.3 활하중‘의 DB-24하중을 적용하였다<그림 3>. 운행될 차량 중 가장 무거울 것으로 예상되는 것은 최대적재하중 25.5ton의 일반적인 덤프트럭이기 때문에 검토에 적용한 차량하중의 크기는 적정하다고 판단된다.

<표 2.1. 활하중-DB24>

하중등급	중량W (kN)	총하중1.8W (kN)	전륜하중0.1W(kN)	후륜하중0.4W(kN)
DB24	240	432	24	96



<그림 3 활하중 분포(도로교설계기준해설(2011)>

재하하중은 후륜하중(0.4W)을 적용, 충격계수는 I=0.3(최대값)으로 하여 차륜당 적용되는 활하중은 다음과 같이 적용한다.

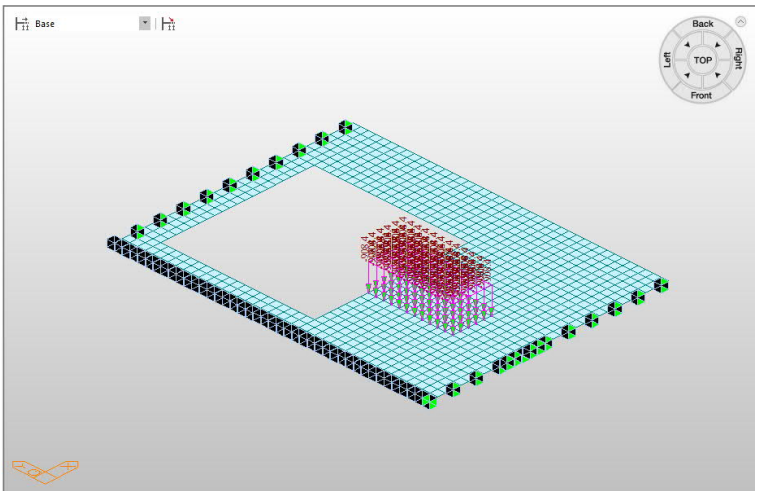
- 차륜당 활하중 : $P = (0.4W) * (1+I) = 96\,kN * (1+0.3) = 124.8\,kN$ (1)

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

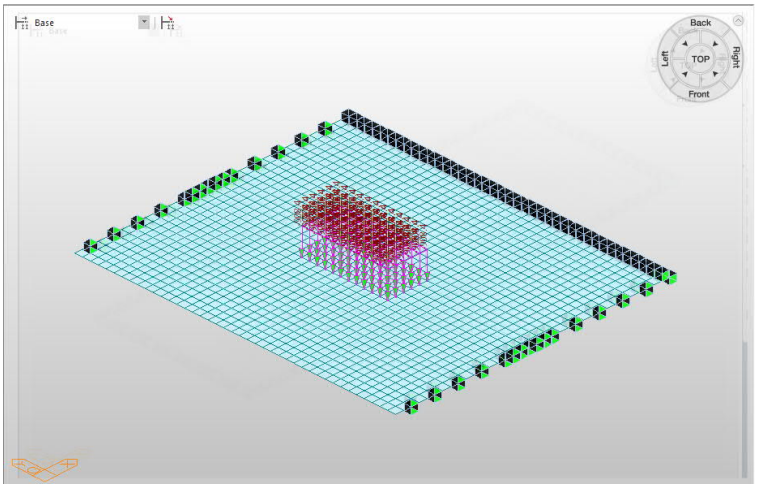
2.3 모델링 하중 적용

차륜의 접지면적은 도로교설계기준에 따라 $\frac{12500P}{9}$mm² 인 하나의 직사각형으로 간주하고, 직사각형의 폭과 길이의 비는 2.5:1로 접지면에 균일하게 분포하는 것으로 한다. 본 검토에 적용하는 차륜의 접지면은 폭 575mm에 길이 230mm로 산정되며, 모델링 Node 간격에 맞추어 폭 550mm에 길이 250mm 면적에 단위제곱미터당 하중인 p=124.9kN / (0.25 * 0.55) = 908.4 kN/m²으로 적용하였다.

구조검토는 개구부가 존재하는 캔틸레버부와 나머지 구간인 일반부로 검토한다. 캔틸레버부는 개구부에 가장 가까이 차량하중이 작용되는 경우 최대 단면력이 발생하게 되므로 <그림 4>와 같이 하중을 재하한다. 일반부는 슬래브의 중앙에 하중이 작용하는 경우가 가장 불리한 조건이므로 <그림 5>와 같이 슬래브 중앙에 재하한다.



<그림 4. 캔틸레버부 차륜하중 재하>



<그림 5. 일반부 차륜하중 재하>

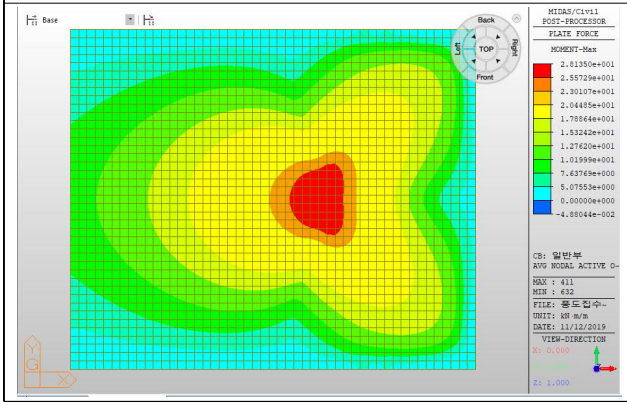
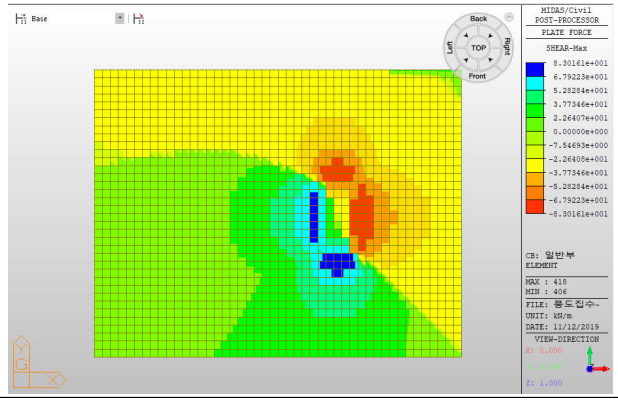
이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

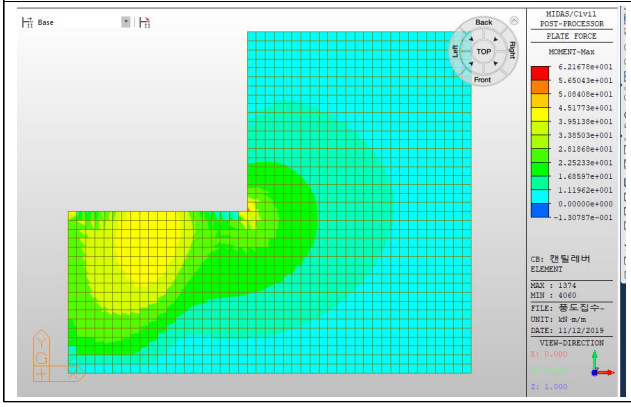
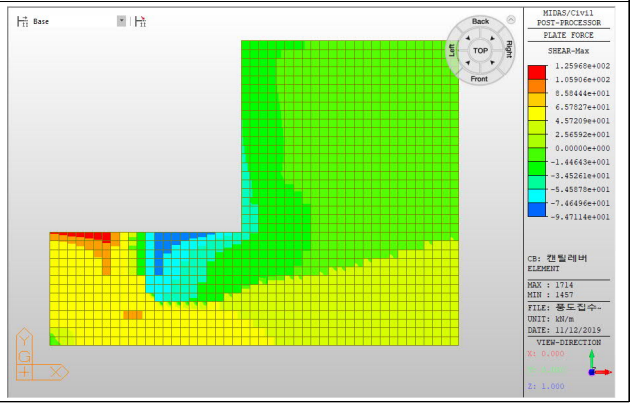
2.4 구조 검토

본 검토는 가설 중 임시 이동차량하중에 대한 검토이며 최대 충격계수를 고려하였으므로 충분한 하중이 적용되었다고 판단된다. 따라서, 자중과의 하중조합에 대하여 하중계수를 1.0 적용한 사용하중에 대해 검토한다. 콘크리트 슬래브의 자중 및 차륜하중의 조합에 대한 발생된 소요 휨 및 전단강도는 <표 2.2>와 같다.

<표 2.2. 단면 소요강도>

	휨강도 Mu(kN.m)	전단강도 Vu (kN)
일반부	28.1	83.0
캔틸레버부	62.2	126.0

일반부	
휨강도 Mu(kN.m)	전단강도 Vu (kN)
	

캔틸레버부	
휨강도 Mu(kN.m)	전단강도 Vu (kN)
	

<그림 6. 단면 소요강도>

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

2.5 강도검토

<표 2.2>의 값에 대하여 일반부와 캔틸레버부로 구분하여 휨 및 전단강도를 검토하였다.

2.5.1 원설계 검토

<일반부>

▷ 검토조건

- 콘크리트 강도 : fck = 16.0 MPa
- 철근의 강도 : fy = 400.0 MPa
- 단면의 두께 : H = 300 mm (유효깊이 : D = 240 mm)
- 단면폭: B = 1000 mm
- 피복두께 : dc = 60 mm

▷ 휨강도 검토

- 사용철근량 : As.use = H13 @ 200.00 mm = 633.5 ㎟
- 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 18.6 mm
- 휨설계강도 :

$$\varnothing Mn = \varnothing f_y A_s (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 633.5 \times (240 - \frac{18.6}{2}) \times 10^6 = 49.7\,kN.m$$

ØMn = 49.7KN · m > Mu = 28.1 KN · m - - - - - OK

▷ 전단강도 검토

- 전단설계강도 :

$$\varnothing Vn = \varnothing \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} B \bullet d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{16} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 120\,kN$$

ØVn = 120 kN > Vu = 83.0 kN - - - - - OK

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

<캔틸레버부>

▷ 검토조건

- 콘크리트 강도 : fck = 16.0 MPa
- 철근의 강도 : fy = 400.0 MPa
- 단면의 두께 : H = 300 mm (유효깊이 : D = 240 mm)
- 단면폭: B = 1000 mm
- 피복두께 : dc = 60 mm

▷ 휨강도 검토

- 사용철근량 : As.use = H13 @ 200.00 mm = 633.5 ㎟
- 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 18.6 mm
- 휨설계강도 :

$$\varnothing Mn = \varnothing f_y A_s (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 633.5 \times (240 - \frac{18.6}{2}) \times 10^6 = 49.7 kN.m$$

ØMn = 49.7 kN · m < Mu = 62.2 kN · m - - - - - NG

▷ 전단강도 검토

- 전단설계강도 :

$$\varnothing Vn = \varnothing \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} B \bullet d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{16} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 120 kN$$

ØVn = 120 kN < Vu = 126.0 kN - - - - - NG

검토결과, 집수정 구조물 일반부는 구조적으로 안전하나, 캔틸레버부는 소요 강도가 설계강도를 초과하므로 단면보강이 필요하다.

<표 2.3. 구조검토>

	휨강도(kN.m)			전단강도(kN)		
	소요강도(Mu)	설계강도(ØMn)	판정	소요강도(Vu)	설계강도 (ØVn)	판정
일반부	28.1	49.7	OK	83.0	120.0	OK
캔틸레버부	62.2	49.7	NG	126.0	120.0	NG

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

2.6 변경 검토

집수정 구조물의 이동하중에 의한 구조안전성 확보가 가능하도록 <표 2.4>와 같이 철근 규격 및 콘크리트 강도를 변경한다. 캔틸레버부의 철근은 H13에서 H16으로 변경 적용하고 콘크리트 강도는 21MPa로 적용한다. 일반부의 경우 철근은 변경이 없고 콘크리트 강도를 캔틸러버부에 맞추어 21MPa로 변경하도록 한다.

<표 2.4 집수정 변경>

	당초		변경	
	철근(mm)	fck (MPa)	철근(mm)	fck (MPa)
일반부	H13@200	16.0	변동없음	21.0
캔틸레버부			H16@200	21.0

<캔틸레버부>

▷ 검토조건

- 콘크리트 강도 : fck = 21.0 MPa
- 철근의 강도 : fy = 400.0 MPa
- 단면의 두께 : H = 300 mm (유효깊이 : D = 240 mm)
- 단면폭: B = 1000 mm
- 피복두께 : dc = 60 mm

▷ 휨강도 검토

- 사용철근량 : As.use = H16 @ 200 mm = 993.0mm^2
- 등가응력깊이 : a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 22.2mm
- 휨설계강도 :

$$\varnothing Mn = \varnothing f_y A_s (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 400 \times 993.0 \times (240 - \frac{22.2}{2}) \times 10^6 = 77.3\,kN.m$$

ØMn = 77.3 kN · m ≥ Mu = 62.2 kN · m (S.F = 1.24) - - - - OK

▷ 전단강도 검토

- 전단설계강도 :

$$\varnothing Vn = \varnothing \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f_{ck}} B \bullet d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 240 \times 10^{-3} = 147.0\,kN$$

ØVn = 137.5 kN ≥ Vu = 126.0 kN , 전단철근 필요없음 - - - - - OK

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

변경에 대한 구조검토 결과 소요강도는 설계강도 이하로 확인되었으므로 구조 안전성을 확보하였다.

<표 2.3. 변경 설계 강도검토 결과>

	휨강도 (kN.m)			전단강도 (kN)		
	소요강도(Mu)	설계강도(ØMn)	판정	소요강도(Vu)	설계강도(ØVn)	판정
일반부	28.1	49.7	OK	83.0	137.5	OK
캔틸레버부	62.2	77.3	OK	126.0	137.5	OK

3. 결론

제물포터널2공구현장 지하에 매설되는 세척수 집수정의 차량이동에 대한 구조안전성 확보를 위하여 다음과 같이 변경하여 시공 하도록 한다.

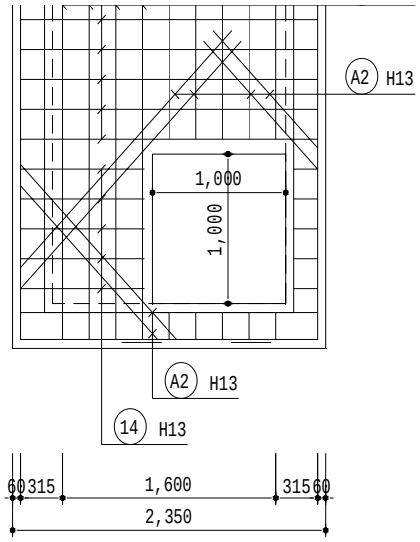
<표 1. 집수정 변경>

	당초		변경	
	철근(mm)	fck (MPa)	철근(mm)	fck (MPa)
일반부	H13@200	16.0	변경없음	21.0
캔틸레버부			H16@200	21.0

1) 전체슬래브(일반부 및 캔틸레버부)에 콘크리트 강도는 당초 16MPa에서 21MPa로 변경하도록 한다.

2) 캔틸레버부의 철근(**14, A2**) 규격은 당초 H13에서 H16으로 변경 적용하도록 한다.

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894



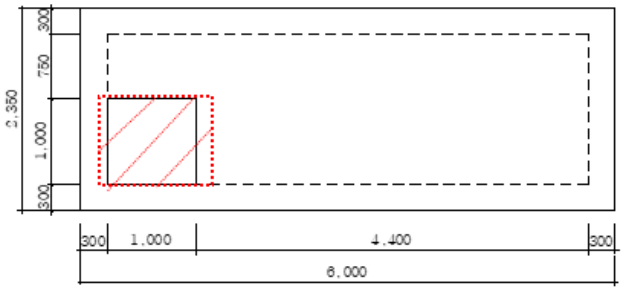
<그림. 캔틸레버부 철근 상세>

3) 변경안에 대한 검토 결과 소요강도는 모두 설계강도 이내로 구조안전성을 확보하였다.

<표 2. 변경 설계 강도검토 결과>

	휨강도 (kN.m)			전단강도 (kN)		
	소요강도(Mu)	설계강도(ØMn)	판정	소요강도(Vu)	설계강도(ØVn)	판정
일반부	28.1	49.7	OK	83.0	137.5	OK
캔틸레버부	62.2	77.3	OK	126.0	137.5	OK

4) 아래 그림에 표시된 집수정의 개구부 구역은 반드시 차량하중이 재하되지 않도록 해야하며, 접근금지 구역 표시 등의 조치를 하도록 한다.



<그림. 개구부 주변 하중재하 불가 위치>

이보베20110117BOBE LEE {2}20191113174259HQ0894

6. 램프CD PS-6-2, PS-6-2C 브라켓
구조계산서_#80 터널굴착 패턴변경

1. 서론

1.1. 현장 현황

○ 연결로(Ramp) C, D 라이닝 철근조립 및 콘크리트 타설 진행중

○ 동일한 풍도 슬래브(Type 10)를 적용한 라이닝에 대해 브래킷의 주철근이 다르게 계획됨

1.2. 검토 범위

○ 본 보고서에서는 검토하고자 하는 항목은 아래와 같음

- PS-6-1C, PS-6-2, PS-6-2C 라이닝의 브래킷 철근 변경 시 구조 안전성 검토 (H22->H19)

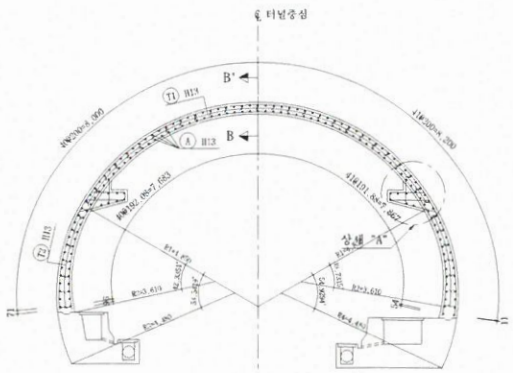
1.3. 적용 기준

○ 도로교설계기준 해설 (2008)

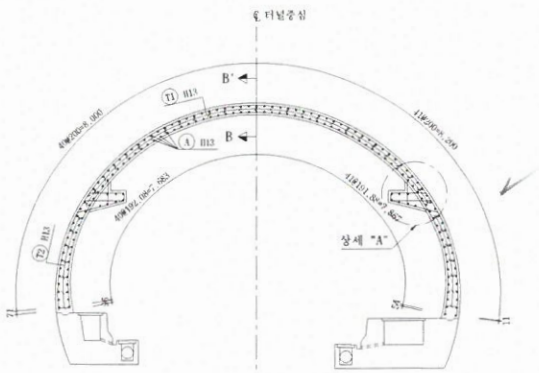
- 당초 현장 구조계산서 참조

2. 연결로 C, D 라이닝 현황

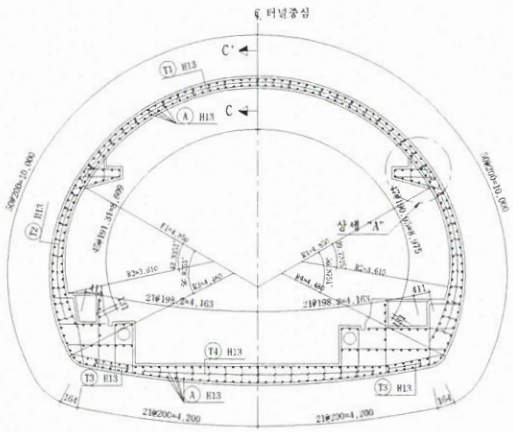
2.1. 라이닝 현황



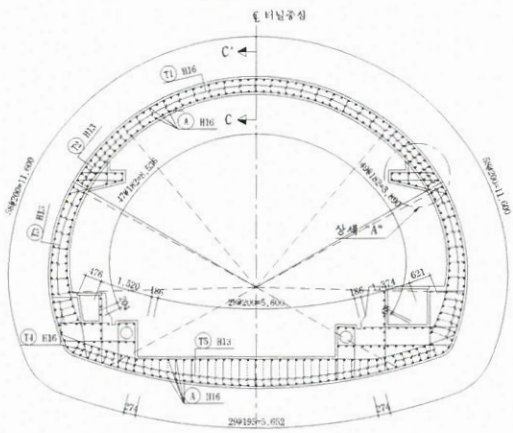
PS-6, 6-1



PS-6-1C

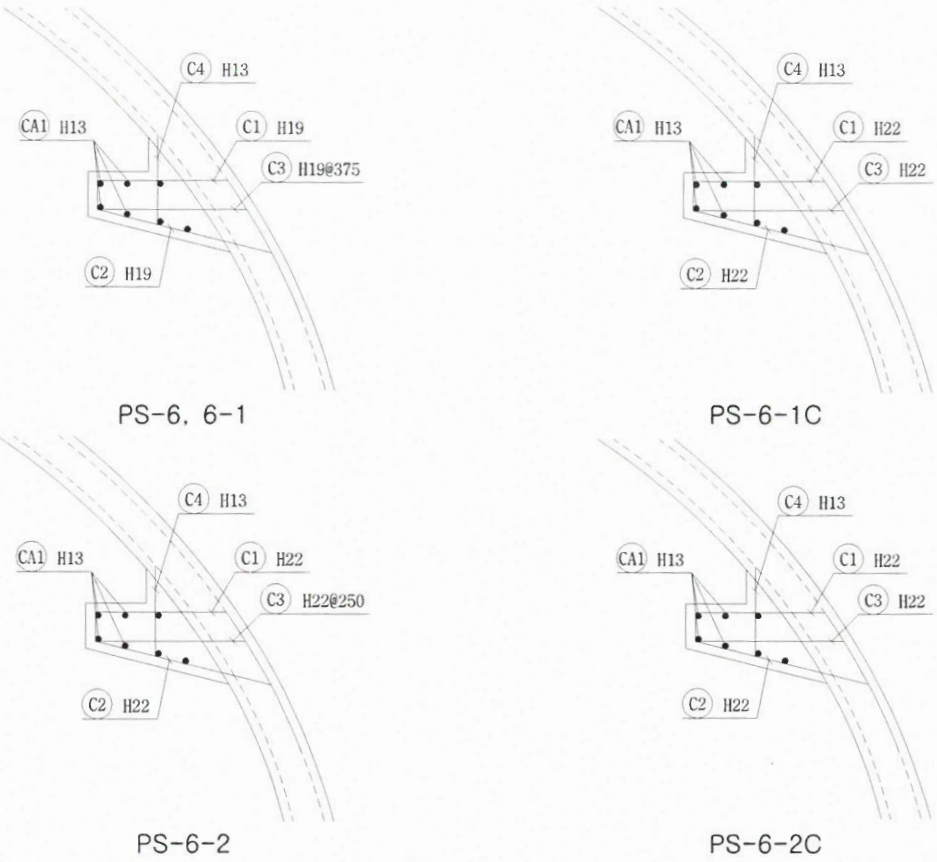


PS-6-2



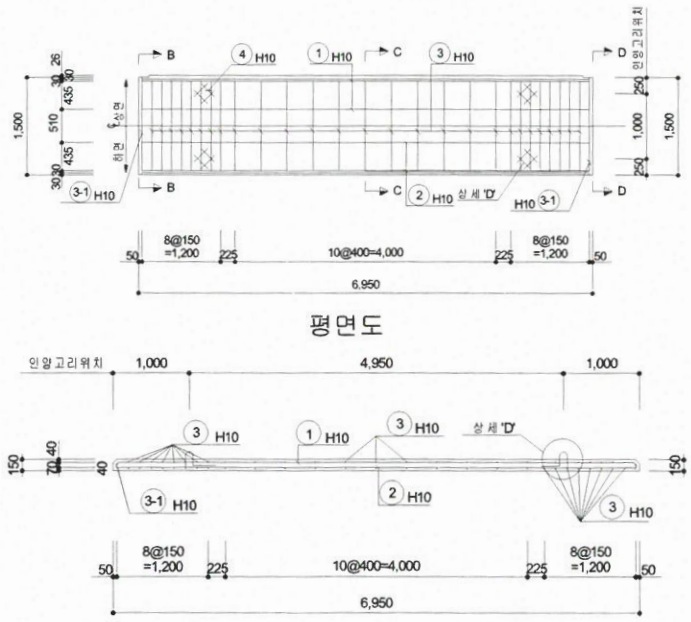
PS-6-2C

<라이닝 단면도>



<브래킷 상세>

2.2. 풍도슬래브 현황



<풍도슬래브 상세도 (Type 10)>

3. 현장 철근 변경 계획

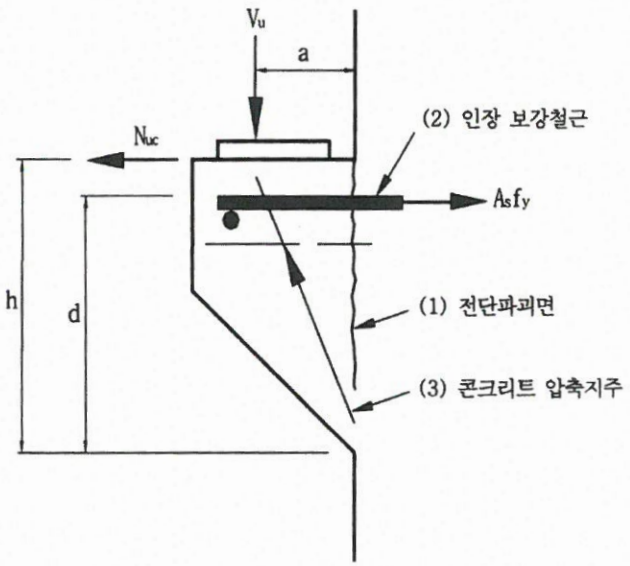
구 분	풍도 슬래브		라이닝				브래킷				구조계산 유무
							주철근 (400 MPa)		전단철근 (400 MPa)		
	Type	작용하중 (kN/m^2)	등가반경 (m)	콘크리트 (MPa)	두께 (mm)	주철근 (400 MPa)	당초	변경안	당초	변경안	
PS-6	Type 10	43.2	4.320	27	300	H19@125	H19@125	변경 없음	H19@375	변경 없음	O
PS-6-1	Type 10	43.2	4.320	27	300	H19@125	H19@125	변경 없음	H19@375	변경 없음	-
PS-6-1C	Type 10	43.2	4.320	27	300	H22@125	H22@125	H19@125	H22@125	H19@125	-
PS-6-2	Type 10	43.2	4.703	27	300	H22@125	H22@125	H19@125	H22@250	H19@250	-
PS-6-2C	Type 10	43.2	4.703	27	450	H25@100	H22@100	H19@100	H22@100	H19@100	-

○ 연결로 C, D의 라이닝에 동일한 풍도 슬래브 적용 (Type 10 : 폭 6.95 m, 두께 0.15 m)

○ 당초 브래킷 주철근은 라이닝 주철근과 동일한 규격을 적용

• 동일한 풍도 슬래브에 대해 브래킷의 주철근을 다르게 적용

4. 브래킷 구조검토



브래킷 설계 개념

4.1. 작용 하중

○ 터널 외부에서 작용하는 이완하중, 잔류수압은 콘크리트 라이닝이 지지

○ 터널 내부에서 작용하는 풍도 슬래브에 의한 하중은 브래킷이 지지

• 풍도 슬래브에 의한 하중을 브래킷 구조검토에 적용

○ 동일한 풍도 슬래브를 갖는 경우 브래킷 작용 하중 동일

4.2. 브래킷 철근량 검토

○ 브래킷 발생 단면력

구 분	Mu (kN.m)	Nu (kN)	Vu (kN)	비고
PS-6	31.00	0.00	70.54	PS-6 구조계산서 참조 (전체계 해석 단면력)
PS-6-1				
PS-6-1C				
PS-6-2				
PS-6-2C				

- PS-6-1, PS-6-1C, PS-6-2, PS-6-2C의 브래킷이 동일한 단면력을 갖는 것으로 가정할 수 있음

○ 전단경간-깊이의 비 a/d가 0.833으로 1을 넘지 않는 캔틸레버이므로 브래킷으로 설계

- 전단경간(a) : 200 mm
- 깊이(d) : 240 mm (최소 값을 적용해 안전측 설계)

○ 주인장 철근(As) 검토

구 분	주철근 변경안 (fy = 400 MPa)	사용 철근량 As.used (mm^2)	필요 철근량 As.req (mm^2)	최소 철근량 As.min (mm^2)	검토 결과
PS-6	H19@125	2,292.0	453.8	648.0	O.K
PS-6-1					O.K
PS-6-1C					O.K
PS-6-2					O.K
PS-6-2C	H19@100	2,865.0			O.K

- 검토 결과 PS-6-1C, PS-6-2, PS-6-2C 의 브래킷 주철근을 기존 H22에서 H19로 변경 시 구조적으로 안전한 것으로 판단됨

○ 수평 전단철근량(Ah) 검토

구 분	전단철근 변경안 (fy = 400 MPa)	사용 철근량 Ah.used (mm^2)	필요 철근량 Ah.req (mm^2)	검토 결과
PS-6	H19@375	764.0	204.9	O.K
PS-6-1				O.K
PS-6-1C	H19@125	2292.0		O.K
PS-6-2	H19@250	1146.0		O.K
PS-6-2C	H19@100	2,865.0		O.K

- 검토 결과 PS-6-1C, PS-6-2, PS-6-2C 의 브래킷 수평 전단철근을 기존 H22에서 H19로 변경 시 구조적으로 안전한 것으로 판단됨

○ 철근량 검토 상세 첨부 참조

5. 결론

5.1. 브래킷 주철근 변경 시 구조 안전성 검토

○ PS-6-1C, PS-6-2, PS-6-2C 라이닝의 브래킷 주철근 및 수평 전단철근을 기존 H22에서 PS-6 및 PS-6-1과 동일한 H19로 변경할 경우 브래킷이 풍도 슬래브에 의한 하중을 안전하게 지지하는 것으로 판단됨

5.2. 철근 변경 요약

구 분	브래킷				검토 결과
	주철근 (400 MPa)		전단철근 (400 MPa)		
	당초	변경안	당초	변경안	
PS-6	H19@125	변경 없음	H19@375	변경 없음	O.K
PS-6-1	H19@125	변경 없음	H19@375	변경 없음	O.K
PS-6-1C	H22@125	H19@125	H22@125	H19@125	O.K
PS-6-2	H22@125	H19@125	H22@250	H19@250	O.K
PS-6-2C	H22@100	H19@100	H22@100	H19@100	O.K

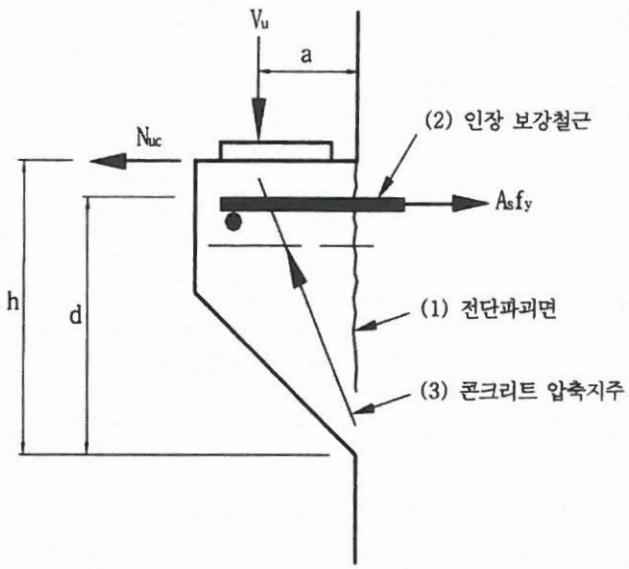
○ PS6-1C, PS6-2, PS6-2C 라이닝의 브래킷 철근 규격을 당초 H22에서 H19로 변경 가능함

○ 철근 간격은 검토 조건과 같이 당초 계획과 동일하게 설치해야 함

※첨부자료

– 브래킷 단면 검토

첨부. 브래킷 단면 검토



브래킷 설계 개념

1. 브래킷 판정

가. 위험단면에서의 작용력

- V_u = 70.54 kN
- M_u = 31.00 kN.m
- N_u = 0.00 kN

나. 브래킷 판정

- a = 200 mm
- d = 300 – 60 = 240 mm
- a / d = 200 / 240 = 0.833 ≤ 1.000 ∴ 브래킷으로 검토

2. 브래킷 단면 검토

가. 단면제원 및 설계조건

- f_{ck} = 27 MPa
- f_y = 400 MPa
- β_1 = 0.85
- $\varnothing_f$ = 0.80
- $\varnothing_v$ = 0.80

B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)
1,000	300	240	60

나. 설계단면적 산정

- V_u = 70.54 kN
- N_{uc} = 0.20 x 70.54 kN = 14.11 kN
- M_u = max (M_u(해석 결과), V_u x a + N_{uc} x (h − d)) = max (31.00 , 14.95) = 31.00 kN.m

다. 전단마찰철근(A_{vf})의 설계 : 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

- $V_{n.max} \le$ 0.2 x f_{ck} x b_o x d, 5.6 x b_o x d
  $\le$ 0.2 x 27 x 1,000 x 240 / 1,000 = 1,296 kN
  $\le$ 5.6 x 1,000 x 240 / 1,000 = 1,344 kN
- $\varnothing V_{n.max}$ = 0.80 x 1,296 = 1,037 kN $\ge V_u$ (=70.54 kN) ∴ **OK**
- A_{vf} = V_u / ($\varnothing_v$ x f_y x μ) ($\varnothing_v$ = 0.80, μ = 1.4 λ, λ = 1.0 ; 일체로 친 보통 콘크리트)
  = (70.54 x 1,000) / (0.80 x 400 x 1.4) = 157.5 mm^2

라. 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

- M_u = 31.00 kN.m
- a = (A_f x f_y) / (0.85 x f_{ck} x b)
- M_n = M_u / Ø = A_f x f_y x (d − a / 2) → 위의 a를 대입하여 A_f를 이차방정식으로 푼다.
- A_f = $\dfrac{d-\sqrt{\left[d^2-4\times M_u/(1.7\times f_{ck}\times b\times \Phi)\right]}}{2\times f_y/(1.7\times f_{ck}\times b)}$ = 409.7 mm^2

마. 수평인장철근(A_n)의 설계

- N_{uc} = 14.11 kN
- A_n = N_{uc} / (Ø x f_y) = 44.1 mm^2

바. 주인장철근(A_s)의 산정

- 주인장철근의 단면적은 (A_f + A_n)과 (2/3 A_{vf} + A_n) 중 큰 값을 취한다. → 453.8 mm^2
- $A_{s.min}$ = 0.04 x (f_{ck} / f_y) x b x d
  = 0.04 x (27 / 400) x 1,000 x 240
  = 648.0 mm^2

라. 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 산정

- A_h = 0.5 x (A_s − A_n) = 0.5 x (453.8 − 44.1) = 204.9 mm^2

7. 공기정화시설#2 수직구 슬립폼 #81
공기정화시설#2 수직구 Slip Form

구 조 계 산 서

STRUCTURAL DESIGN AND ANALYSIS

수직구 SLIP FORM(17m이하)

서울제물포 현장

2020.03.

대림산업㈜

㈜ 한틀엔지니어링 서울특별시 강서구 화곡로31길 18-3 4층

대표이사 : 이 문 일

구조검토 : 토목구조기술사 김택성

No. 011640100100

국가기술자격증 – 토목구조기술사

01-1-188697

주 의 사 항

1. 국가기술자격증은 관계자의 요청이 있을 때에는 이를 제시하여야 합니다.
2. 국가기술자격취득자는 인적사항 및 주소와 자격취득사항 및 취업중인 사업체에 변경이 있을 때에는 변경내용을 정정 신청하여야 합니다.
3. 국가기술자격증은 타인에게 대여하거나 이중취업을 하게되면 국가기술자격법 제18조의 규정에 의하여 1년이하의 징역 또는 500만원 이하의 벌금형을 받게 되며, 동법 시행령 제33조의 규정에 의하여 기술자격이 취소되거나 ###### 3년이하의 기간동안 기술자격이 정지됩니다.
4. 기술자격이 취소, 정지된 자는 지체없이 기술자격증을 주무부장관에게 반납하여야 합니다.

국가기술자격증



자격증 번 호 011640100100

성 명 김택성

자격종목 및 등급 0400

토목구조기술사

주민등록번호 670419-

주소 경기 안양시 동안구 관양동 1472-12 21/6 진주빌라 1-102

합격년월일 2001년 09월 24일

교부년월일 2001년 09월 24일

한국산업인력공단 이사장

소정의 직인 및 철인(천공)이 없는 것은 무효임.

제물포 수직구 SLIP FORM 17m이하 구조계산서

1.검토 조건

(1) 일반사항

1) 현 장 명 : 서울제물포터널

2) 시 공 사 : 대림산업(주)

3) 제 품 명 : 수직구 SLIP FORM 17m이하

(2) 참고문헌

1) 가설공사표준시방서

(3) 재료의 규격 및 강도

1) 강재 SS400

① 허용 휨 응력 : fb = 160 MPa

② 허용 인장 응력 : ft = 160 MPa

③ 허용 전단 응력 : fs = 92.4 MPa

④ 탄성 계수 : E = 210,000 MPa

⑤ 허용 압축 응력 : 아래 표에 근거하여 허용응력값을 산출

국부 좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력(MPa)		
구 분		허용축방향 압축응력(MPa)
단주	(a) $\frac{l}{r} \leq 18.6$	$f = 140$ MPa
중간주	(b) $18.6 < \frac{l}{r} \leq 92.8$	$f = 140 - 0.82 \left(\frac{l}{r} - 18.6 \right)$ MPa
장주	(c) $92.8 < \frac{l}{r}$	$f = \frac{1{,}200{,}000}{6{,}700 + (l/r)^2}$ MPa
ℓ : 부재의 유효 좌굴 길이 (mm) r : 부재의 총단면의 단면 2차 반경 (mm)		

2) BOLT HIGH TENSION (A325, HIGH TENSION)

① 항복 강도 : ys = 836 MPa

② 인장 강도 : ts = 925 MPa

③ 허용 인장 응력 : ft = 308 MPa (safe modulus : 3)

④ 허용 전단 응력 : fs = 110 MPa (허용 인장 응력 / √3)

3) INFORMATION

① A	=	area	mm^2
② Z	=	section modulus	mm^3
③ I	=	moment of inertia	mm^4
④ i	=	radius gyration	mm
⑤ ω	=	uniform load	N/mm

4) MEMBER LIST

① V-YOKE (수직요크)	:	H-150X150X7X10
② H-YOKE (수평요크)	:	H-150X150X7X10
③ FORM 장선재	:	H-100X100X6X8
④ ROD	:	Φ32
⑤ OIL JACK	:	10 ton
⑥ 무늬철판	:	3.2t
⑦ CHANNEL	:	CH-100X50X5X7.5
	:	CH-125X65X6X8
	:	CH-75X40X5X7
⑧ SQ. PIPE	:	SQ-60X30X2.3t
	:	SQ-50X50X2.3t

2. 하중

(1) 구조물 자중

*프로그램 내 자동계산

(2) 상부 작업대 적용하중 (V-YOKE 작용)

* DEAD LOAD = 1.0 kN/m^2

* LIVE LOAD = 2.50 kN/m^2

1) DEAD LOAD

DL = 상부작업대 면적 * DEAD LOAD

= 136.85 m^2 * 1.0 kN/m^2

= 137 kN

DL / V-YOKE = 137 kN / 65 EA = 2.1 kN

2) LIVE LOAD

LL = 상부작업대 면적 * LIVE LOAD

= 136.85 m^2 * 2.5 kN/m^2 = 342.1 kN

LL / V-YOKE = 342 kN / 65 EA = 5.3 kN

(3) 중부 작업대 적용하중

1) DEAD LOAD

DL = 중부발판 평균중량 = 0.36 kN/m^2

하중폭1 : 2 m

1-1) DL1 = 2.00 m * 0.4 kN/m^2 = 0.7 kN/m

하중폭2 : 1.6 m

1-2) DL2 = 1.60 m * 0.4 kN/m^2 = 0.6 kN/m

2) LIVE LOAD

LL = 3.75 kN/m^2

하중폭1 : 2 m

2-1) LL1 = 2.00 m * 3.75 kN/m^2 = 7.5 kN/m

하중폭1 : 1.6 m

2-2) LL2 = 1.60 m * 3.75 kN/m^2 = 6.0 kN/m

(4) 하부 작업대 적용하중

1) DEAD LOAD (V-YOKE)

DL = 하부발판 평균중량 * 하부발판 폭 * V-YOKE 최대하중폭

= 0.27 kN/m^2 * 1.3 m * 2.0 m = 0.70 kN

2) LIVE LOAD (V-YOKE)

LL = 하부작업하중 * 하부발판 폭 * V-YOKE 최대하중폭

= 1.25 kN/m^2 * 1.3 m * 2.0 m = 3.25 kN

(5) 슬립폼 측압 (판넬 장선 BEAM에 적용)

$$LTL = 4.8 + \frac{520R}{T + 18} = 11.3 \text{ kN/m}^2$$

LTL = 11.3 kN/m² * 1.5 m / 2 EA = 8.5 kN/m

P : 콘크리트 측압 [Concrete Lateral Pressure] (kN/m2)

R : 0.35 (콘크리트 타설속도 m/hr)

T : 10 (타설되는 콘크리트의 온도)

판넬 높이 : 1.5 m

판넬 장선 BEAM 수량 : 2 EA

(6) 마찰하중 (판넬 장선 BEAM에 적용)

Slip form System을 Jack을 통하여 인상시 발생하는 concrete와의 마찰력으로 form 높이에 대하여 단위길이당 3kN/m^2 를 적용한다.

FL = 3.0 kN/m² * 1.5 m / 2 EA = 2.25 kN/m

판넬 높이 : 1.5 m

판넬 장선 BEAM 수량 : 2 EA

(7) FORM 하중 (판넬 장선 BEAM에 적용)

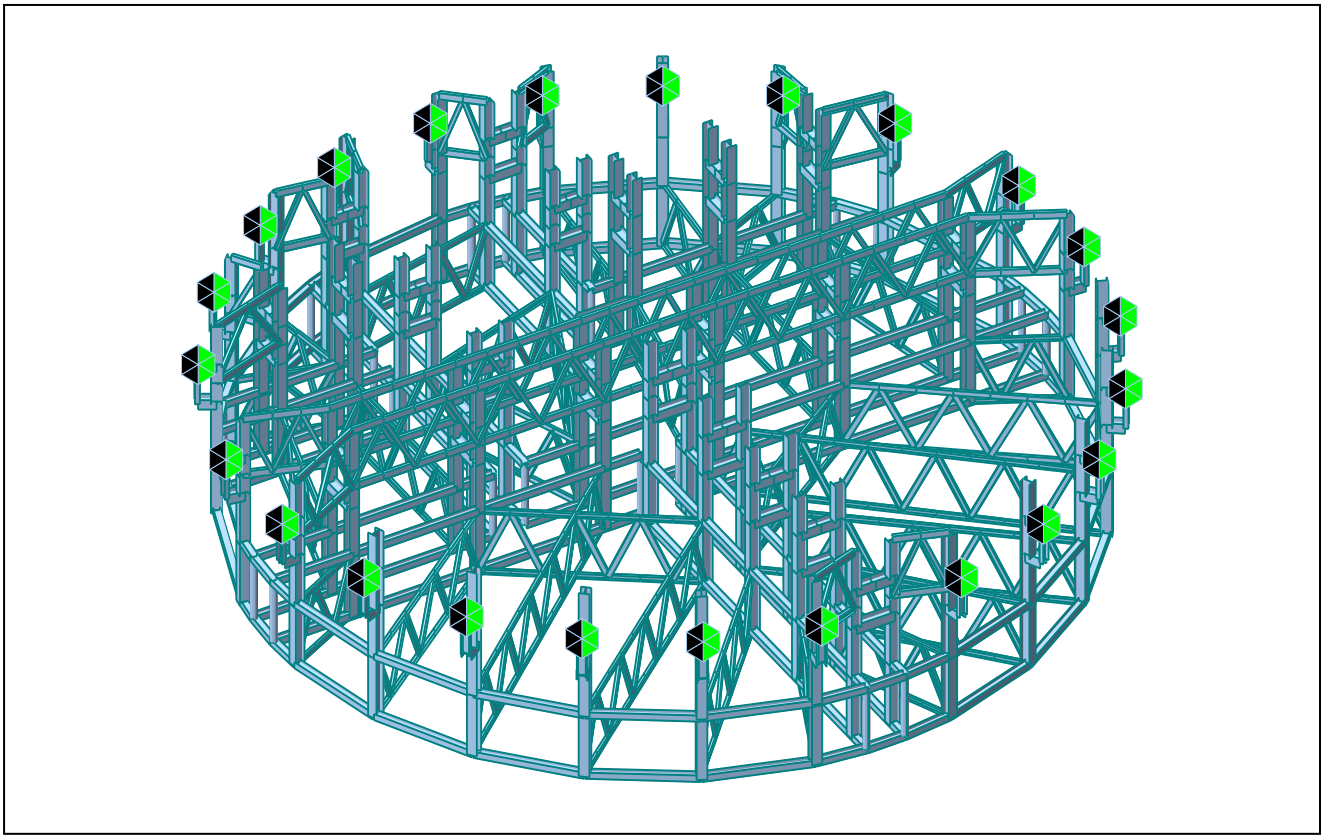
DL = 판넬평균중량 - 프로그램내 자중

= 1.26 kN/m - 0.34 kN/m = 0.92 kN/m

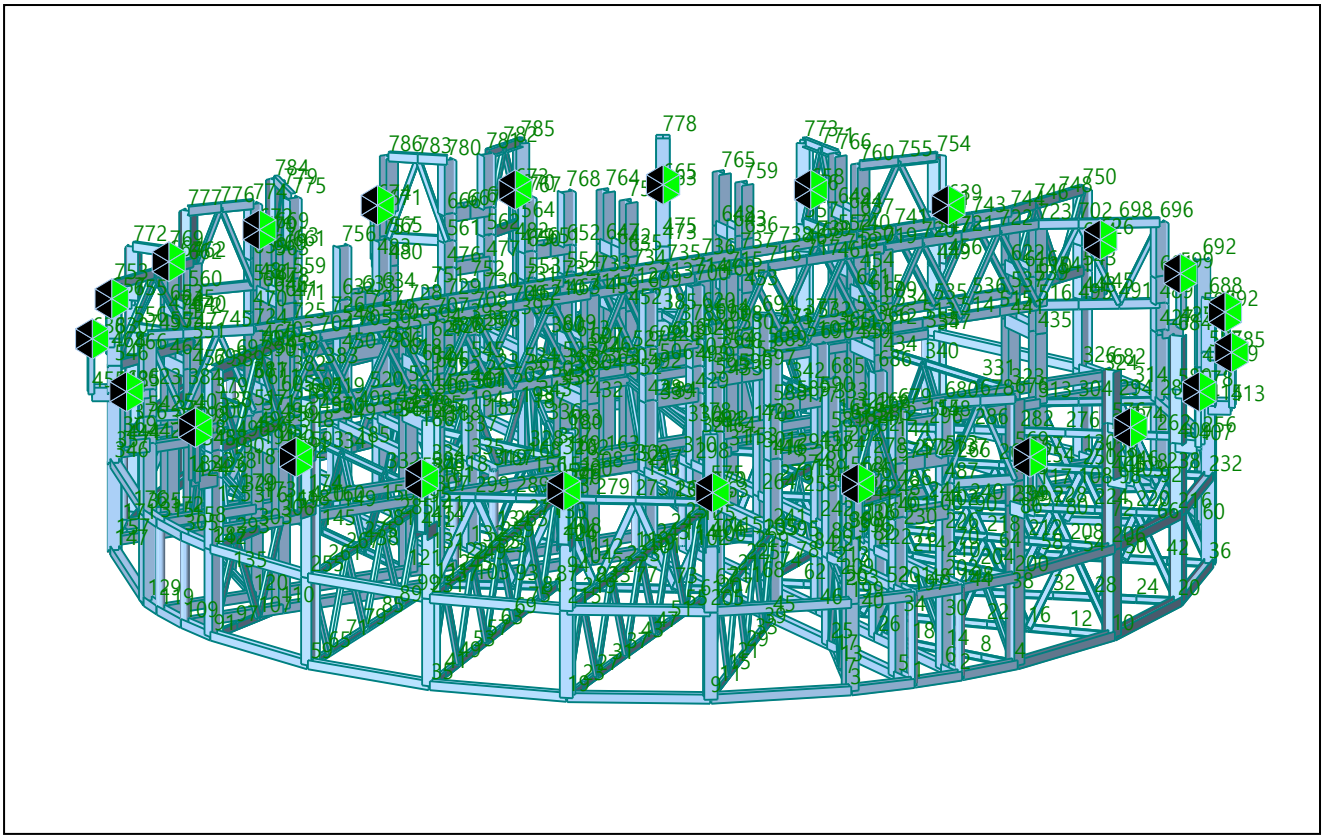
3. 전 산 해 석

(1) MODELING

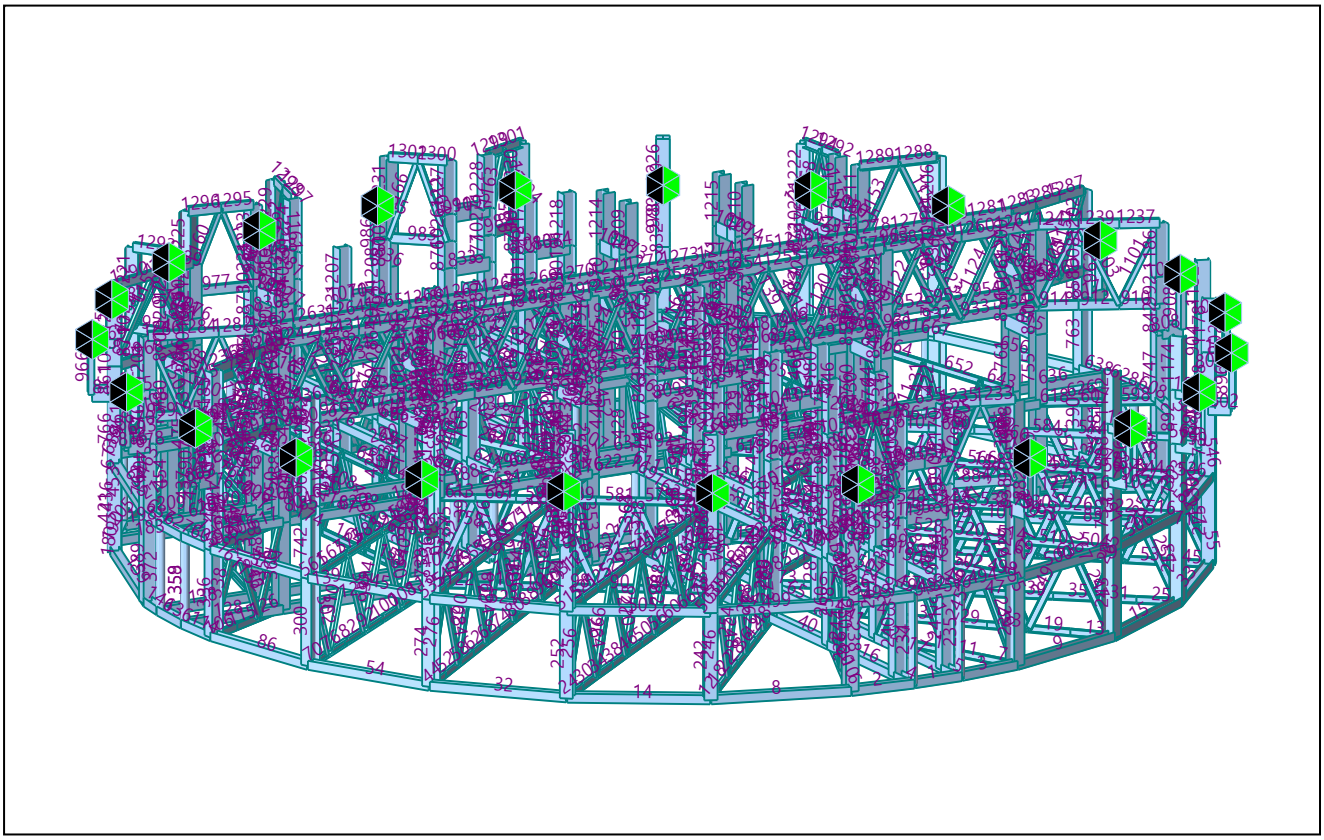
1) MIDAS MODELING



2) 절점 번호



3) 부재 번호

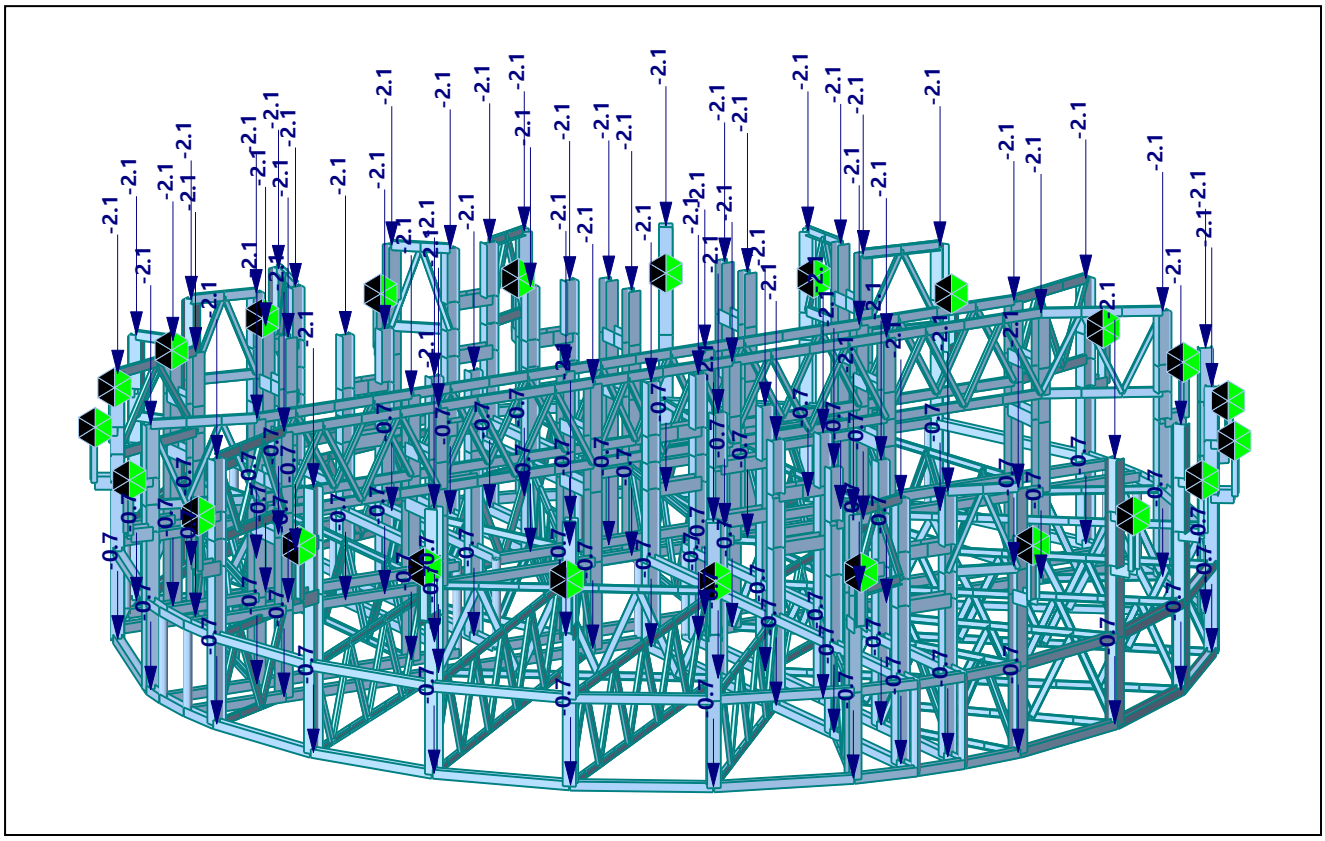


(2) LOAD

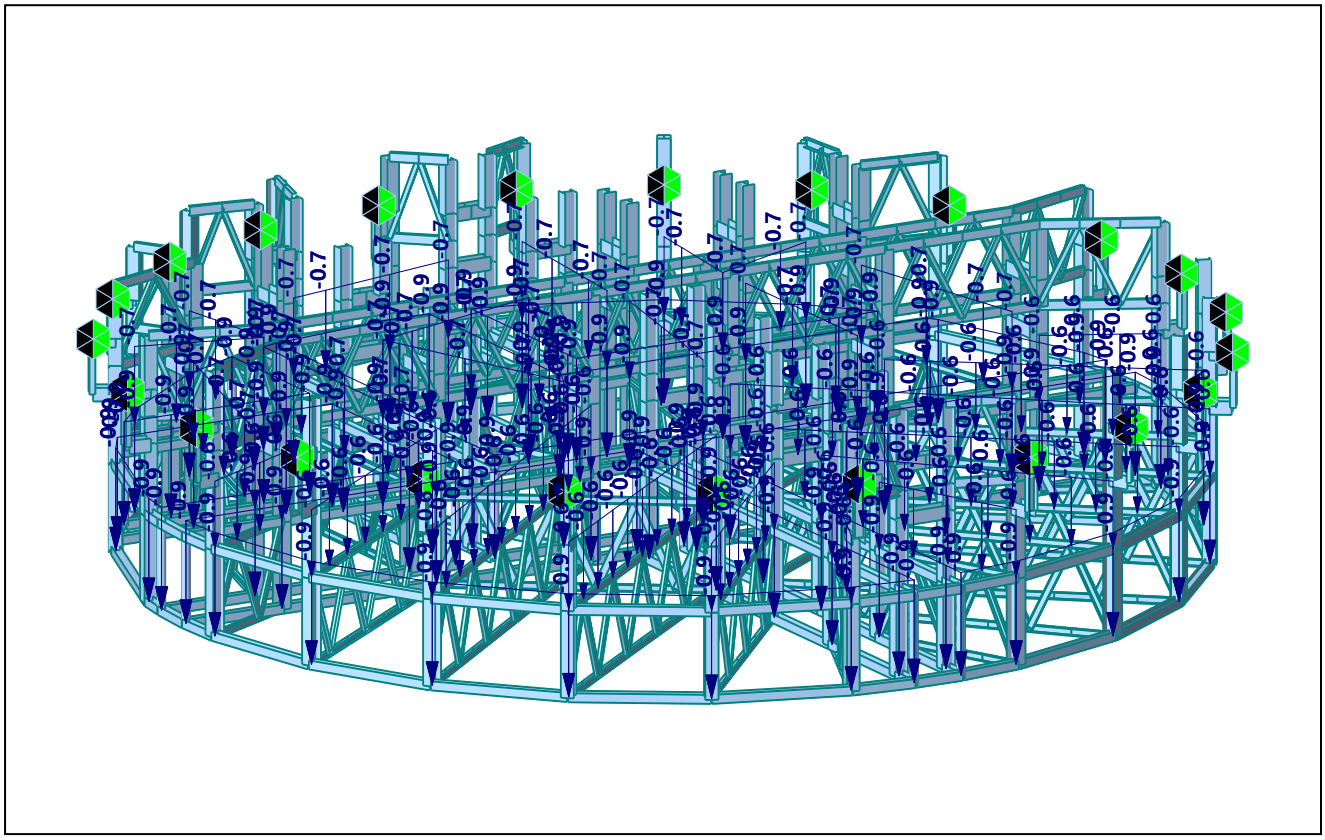
1) 자중 - 프로그램 내 자동 처리 (SELF WEIGHT)

2) DEAD LOAD

2-1) NODAL LOAD

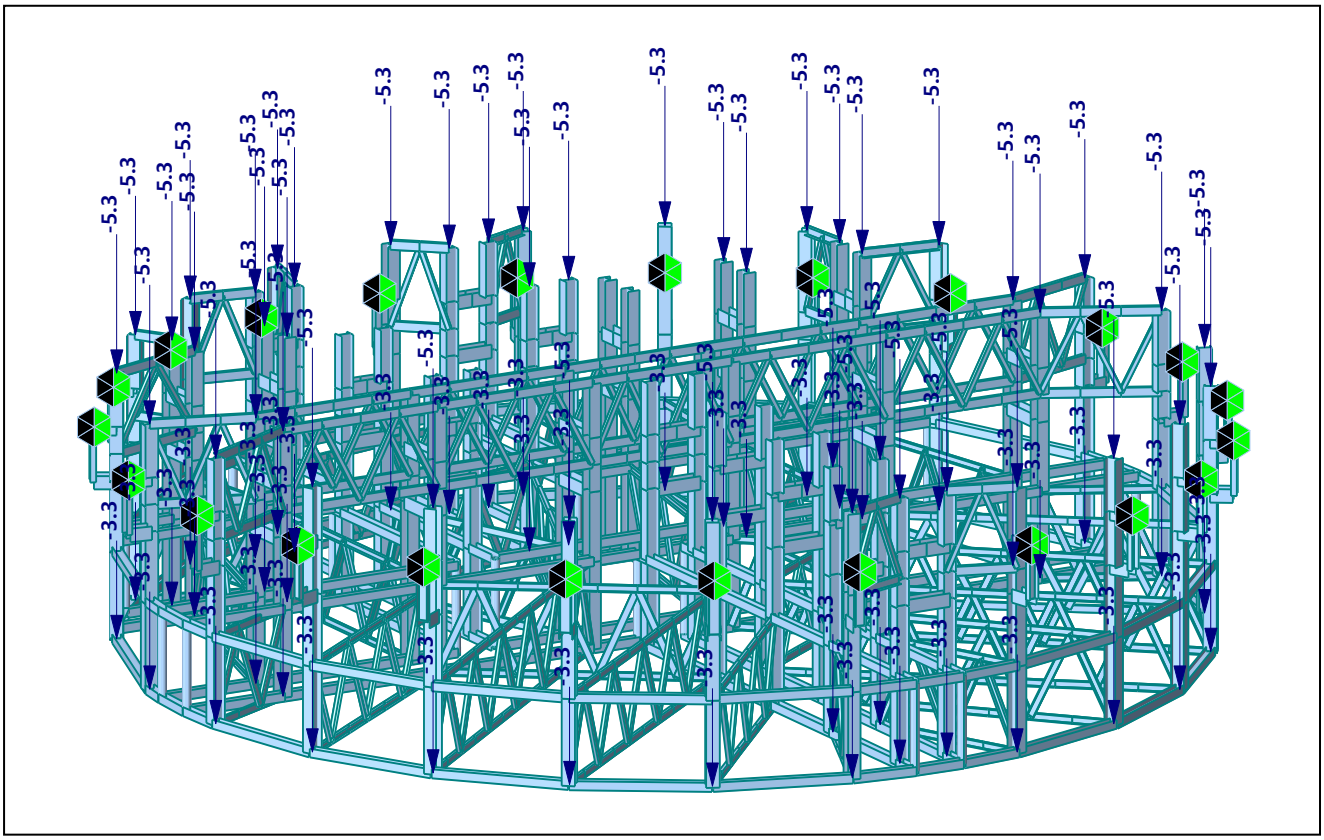


2-2) UNIFORM LOAD

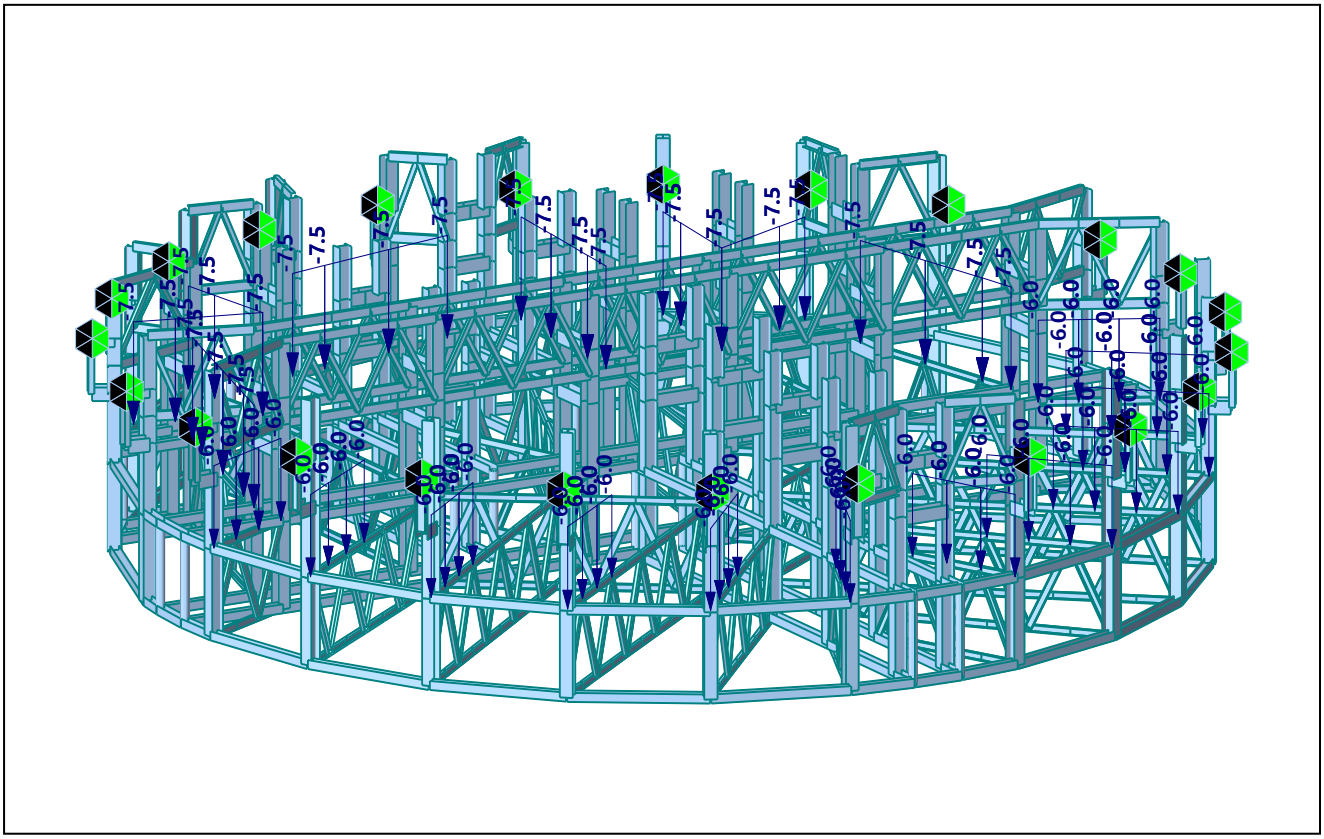


3) LIVE LOAD

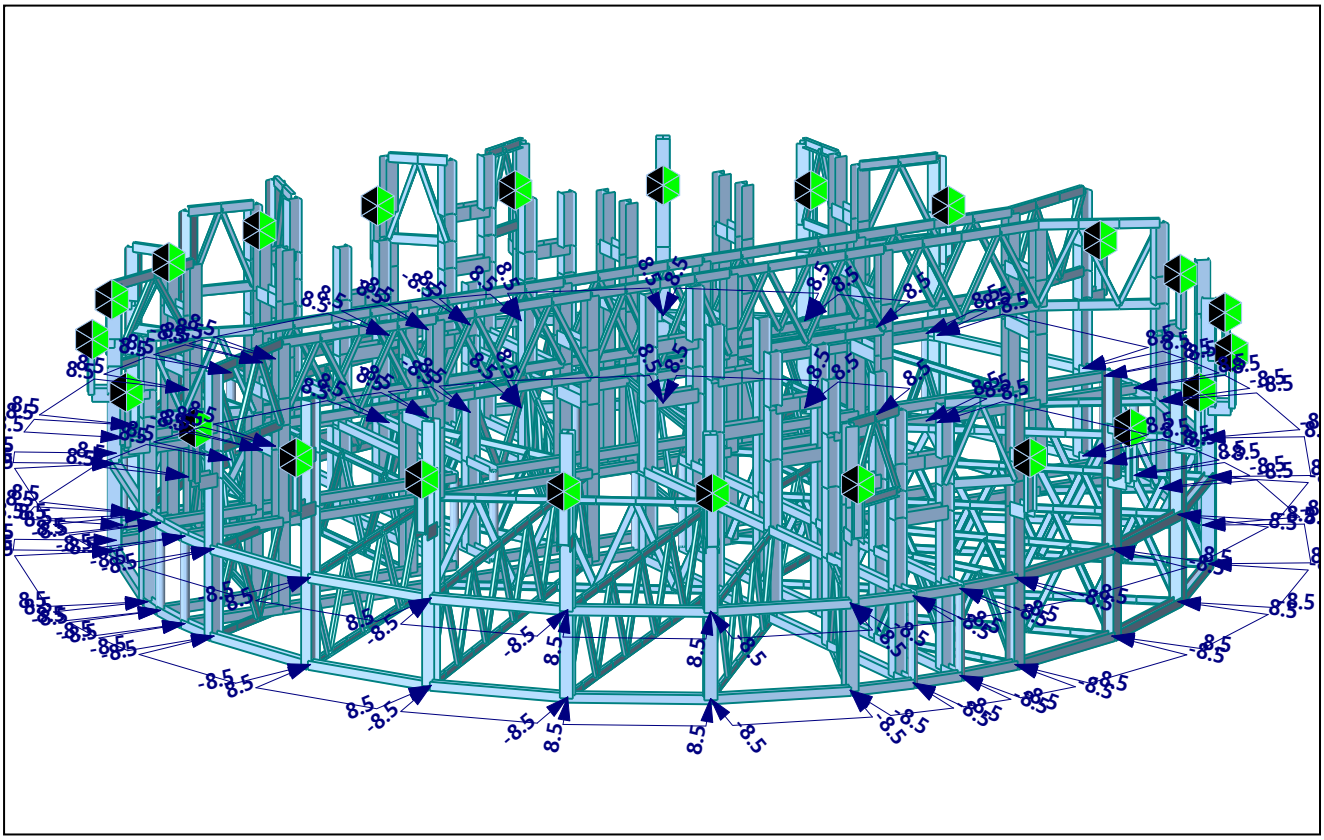
3-1) NODAL LOAD



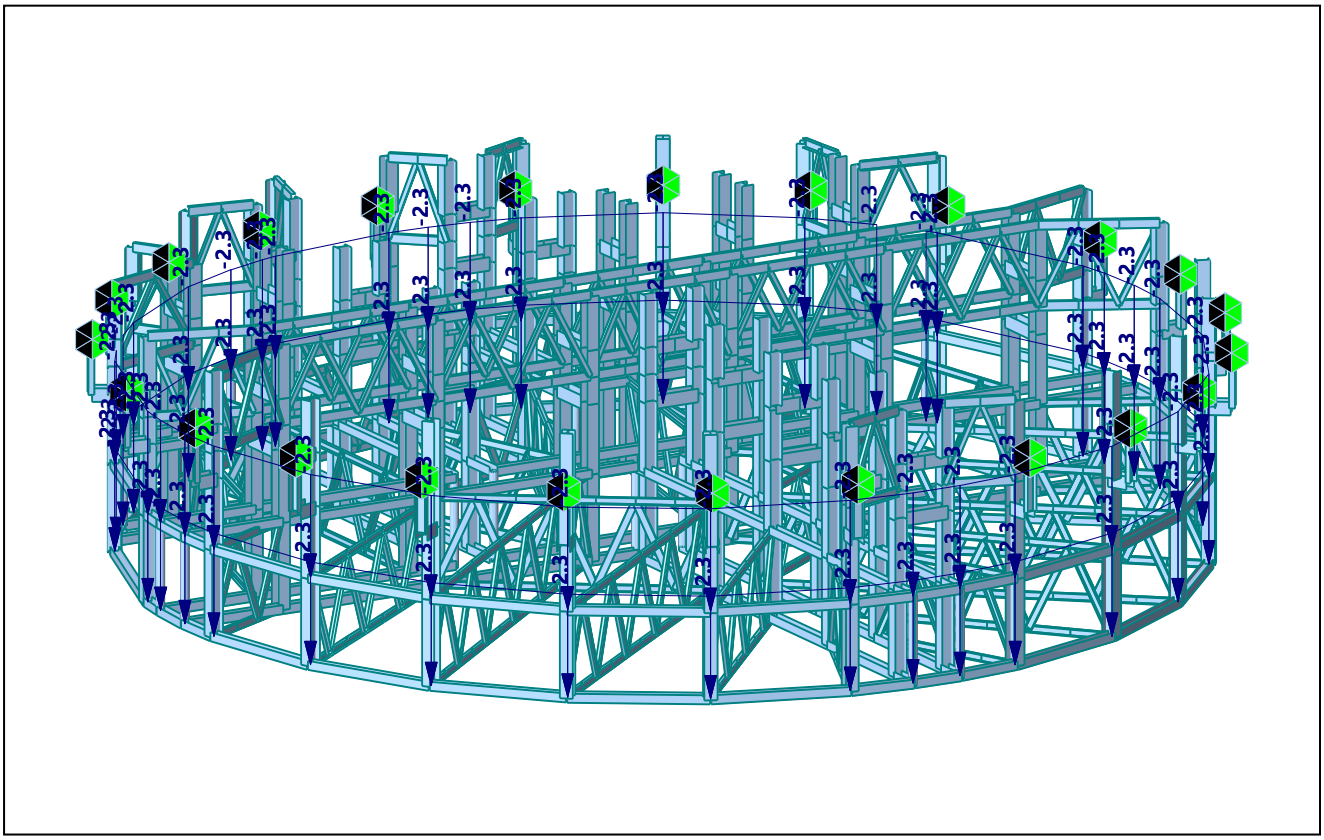
3-2) UNIFORM LOAD



4) LATERAL PRESSURE LOAD

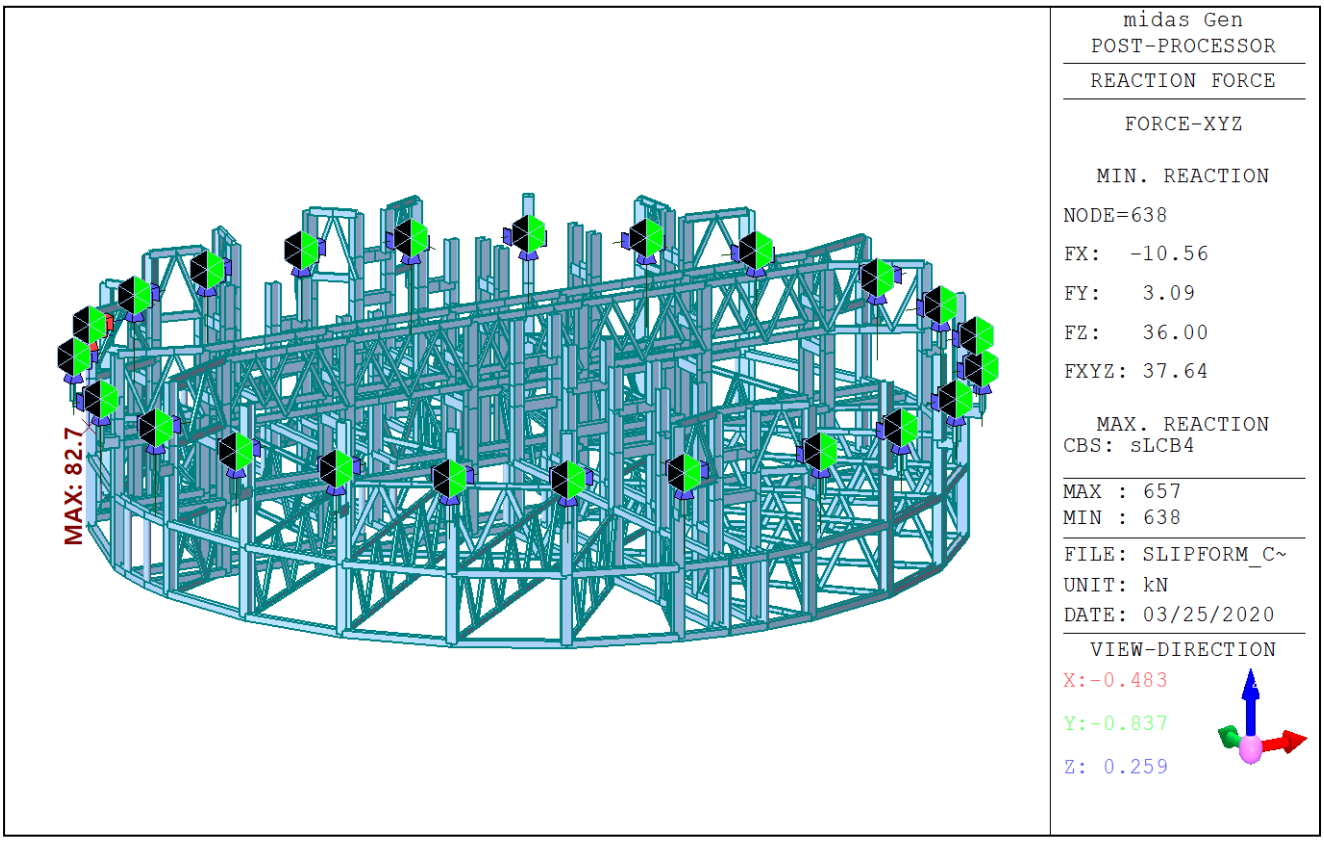


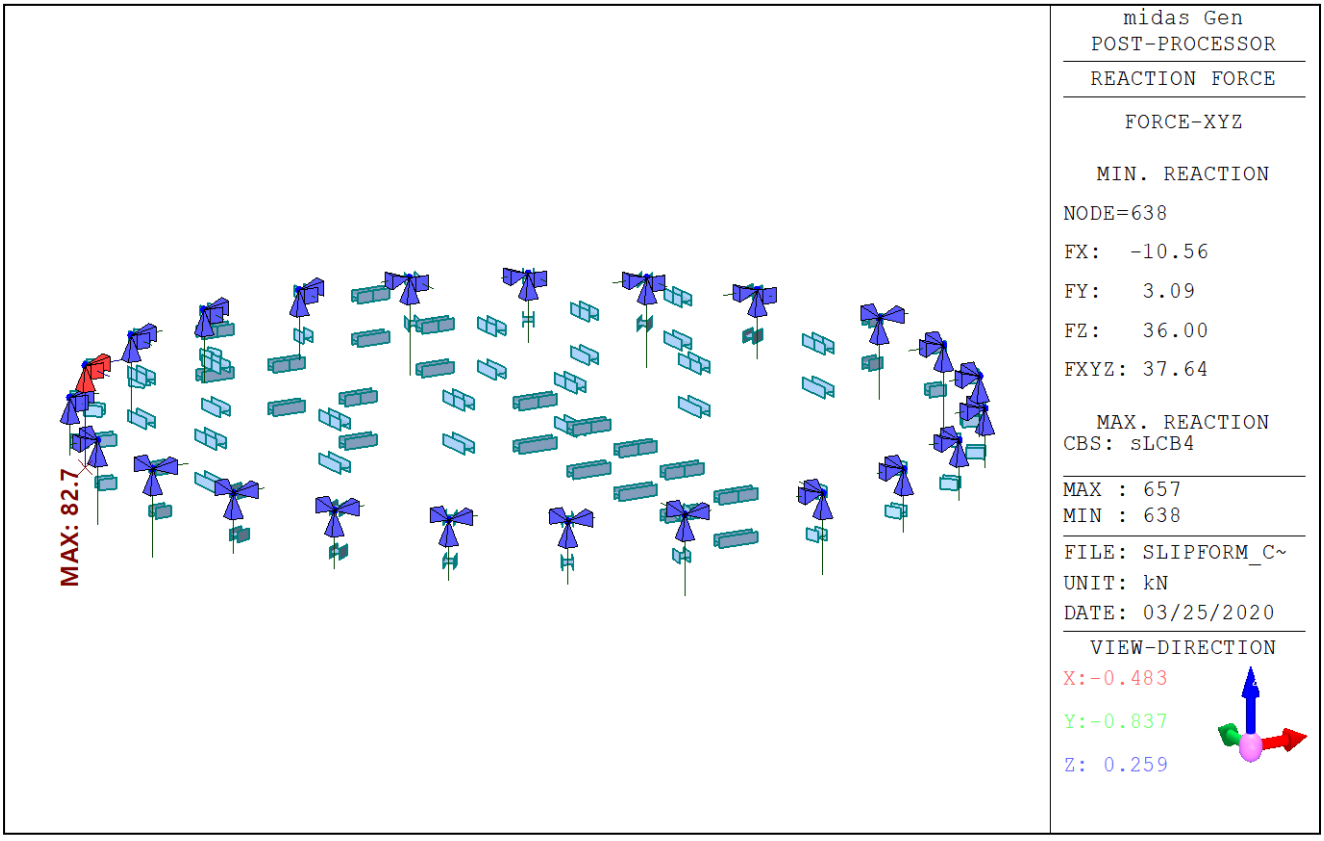
5) FRICTION LOAD



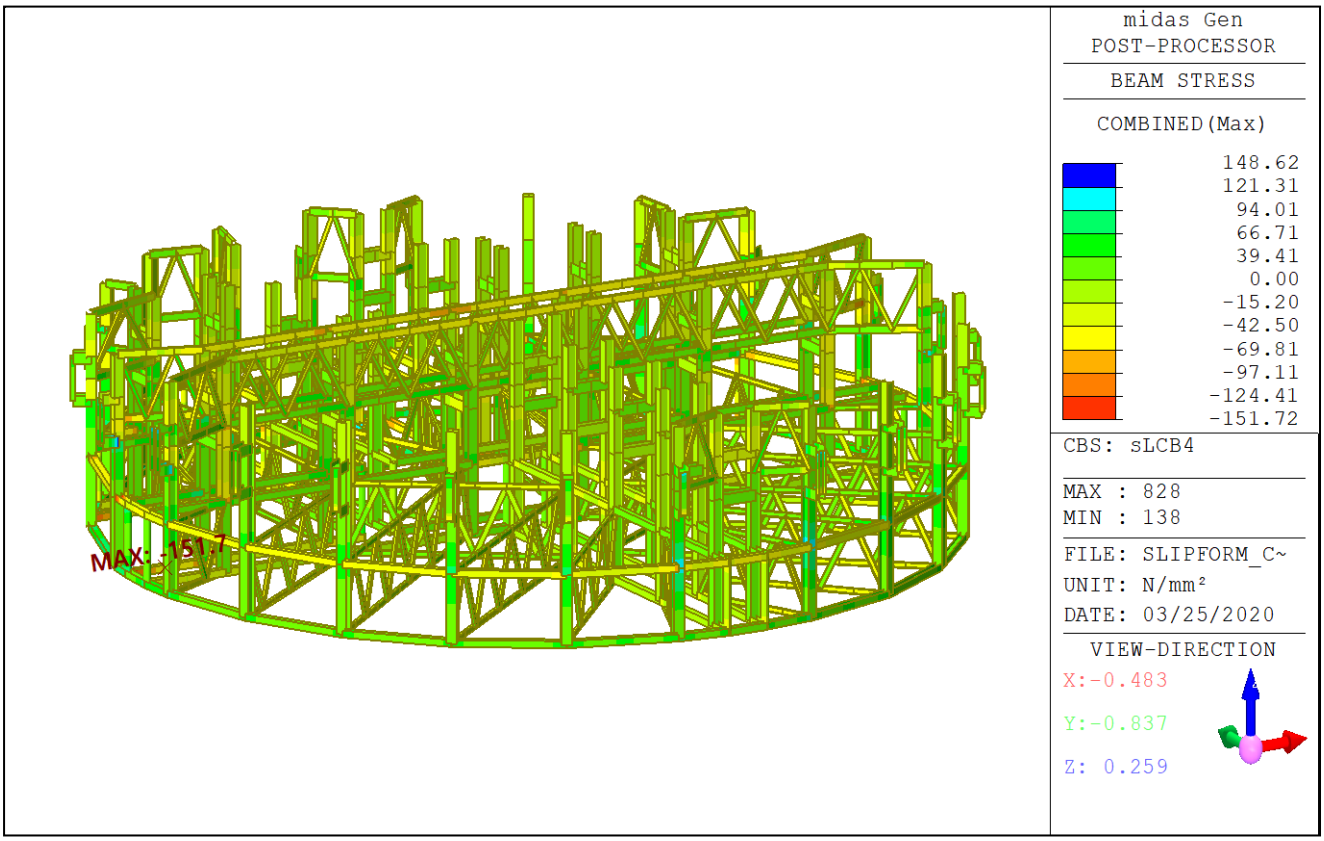
(3) OUTPUT RESULT

1) REACTION

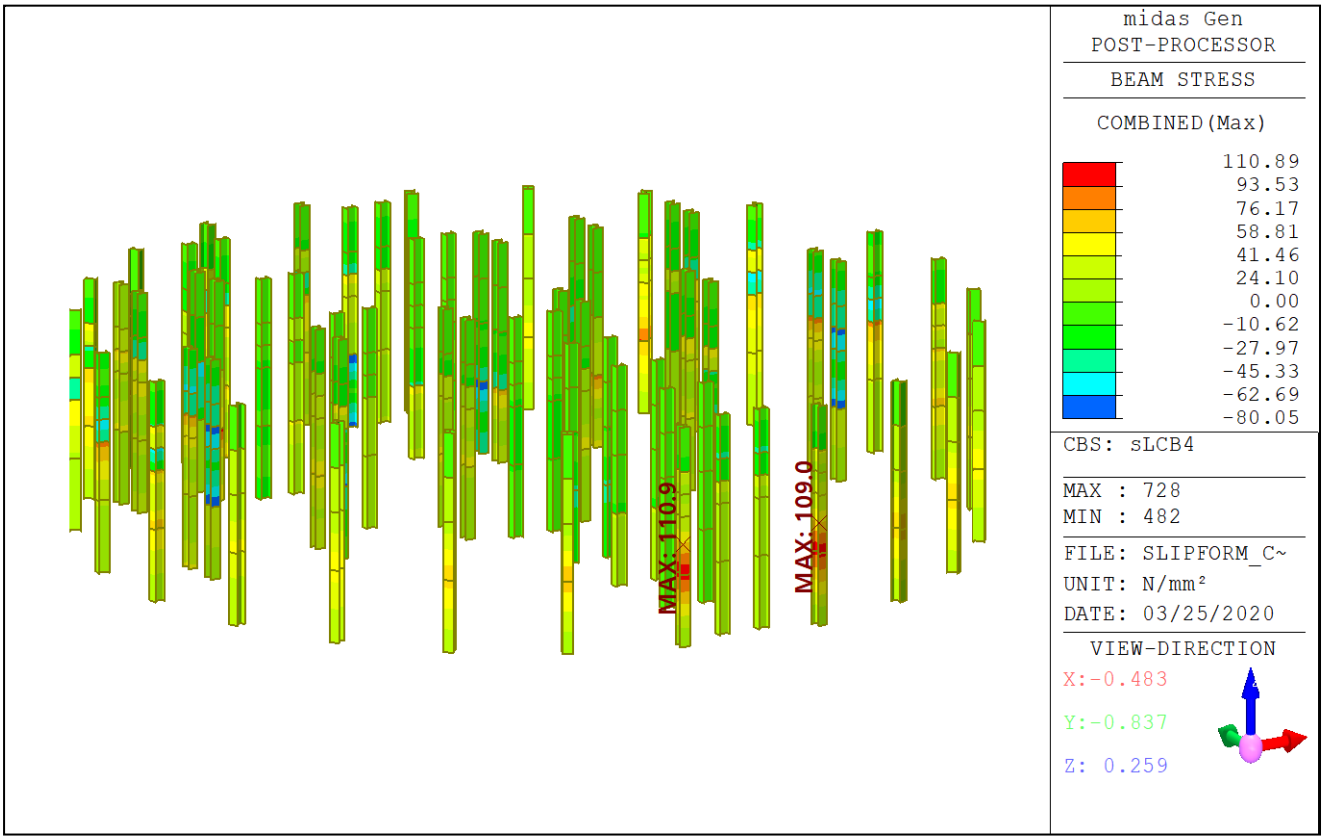




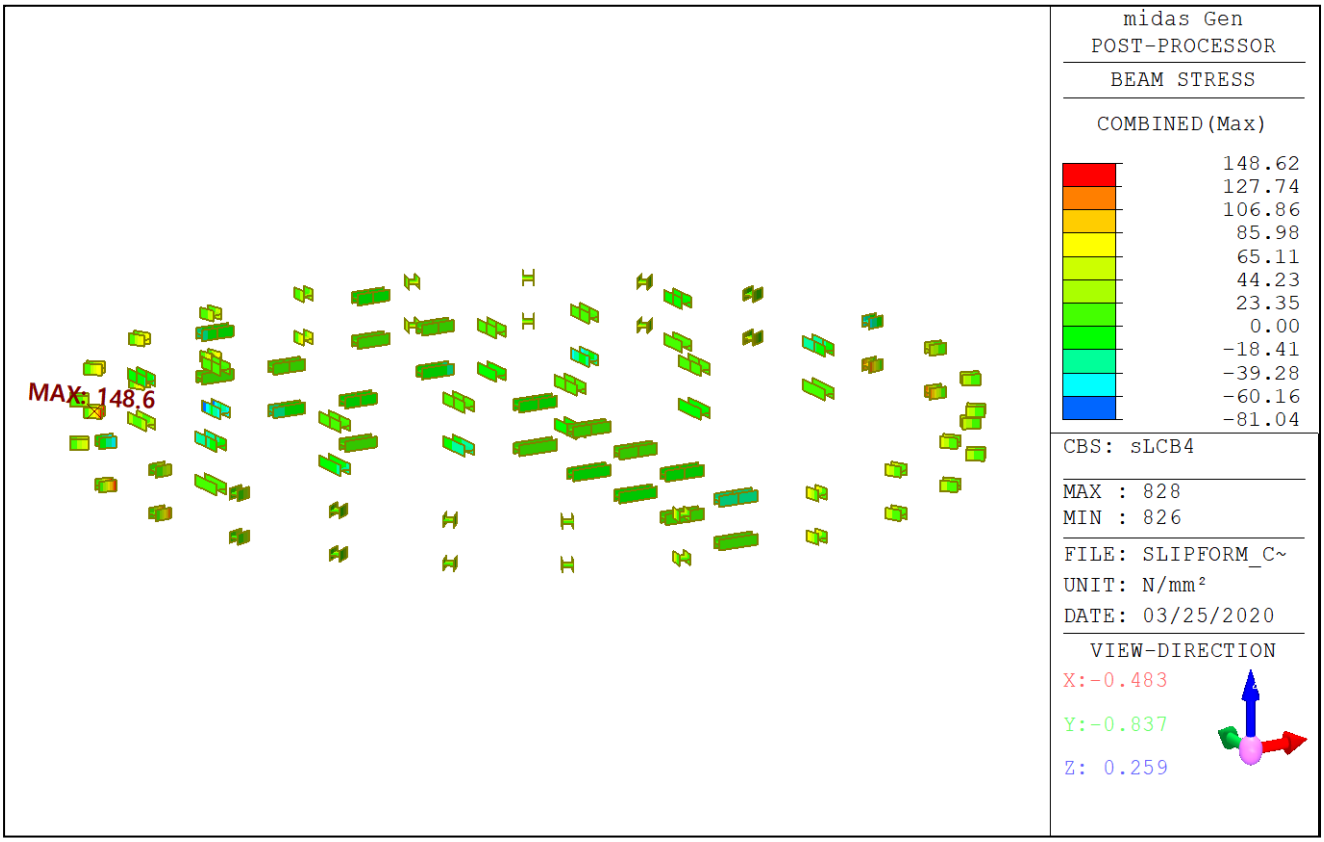
2) STRESS



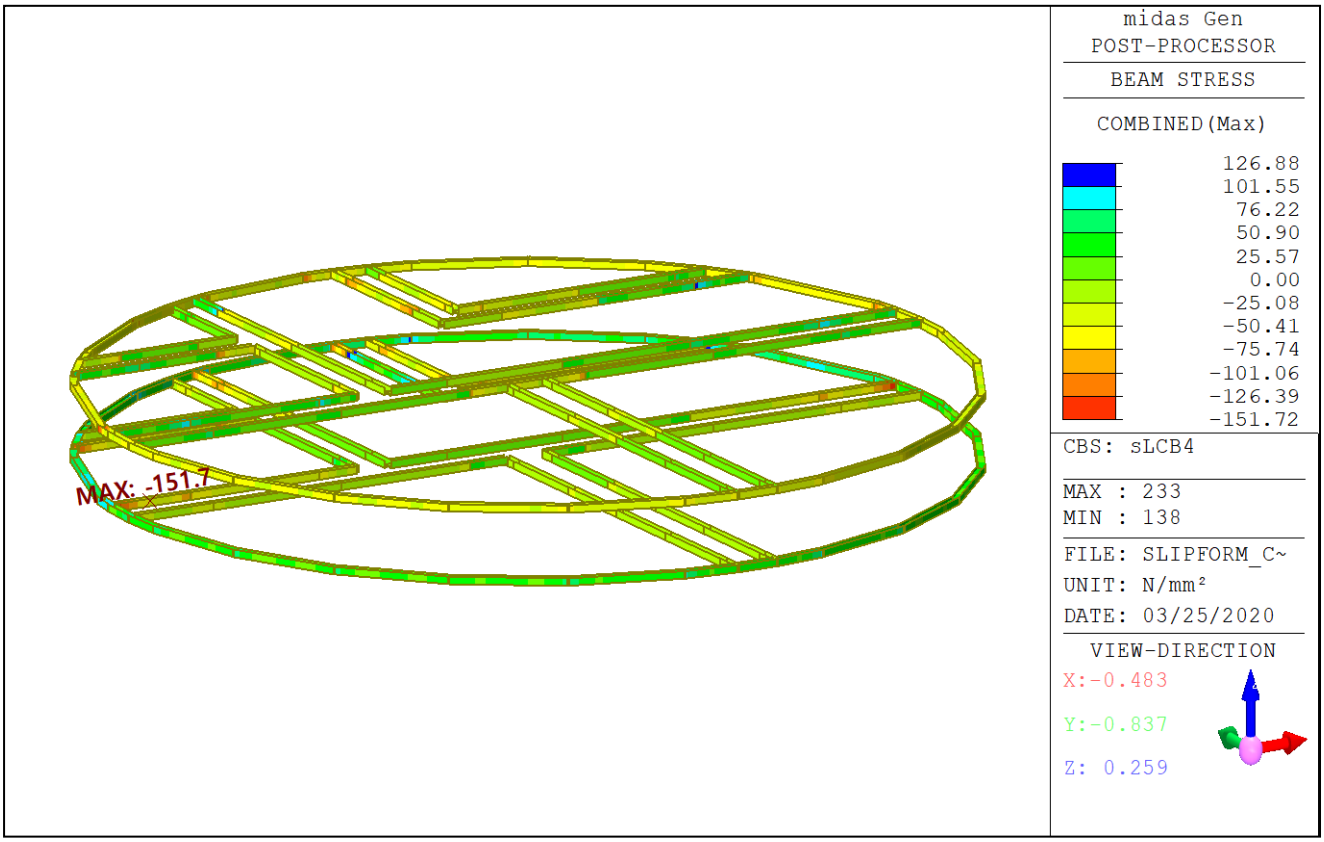
2-1) V-YOKE



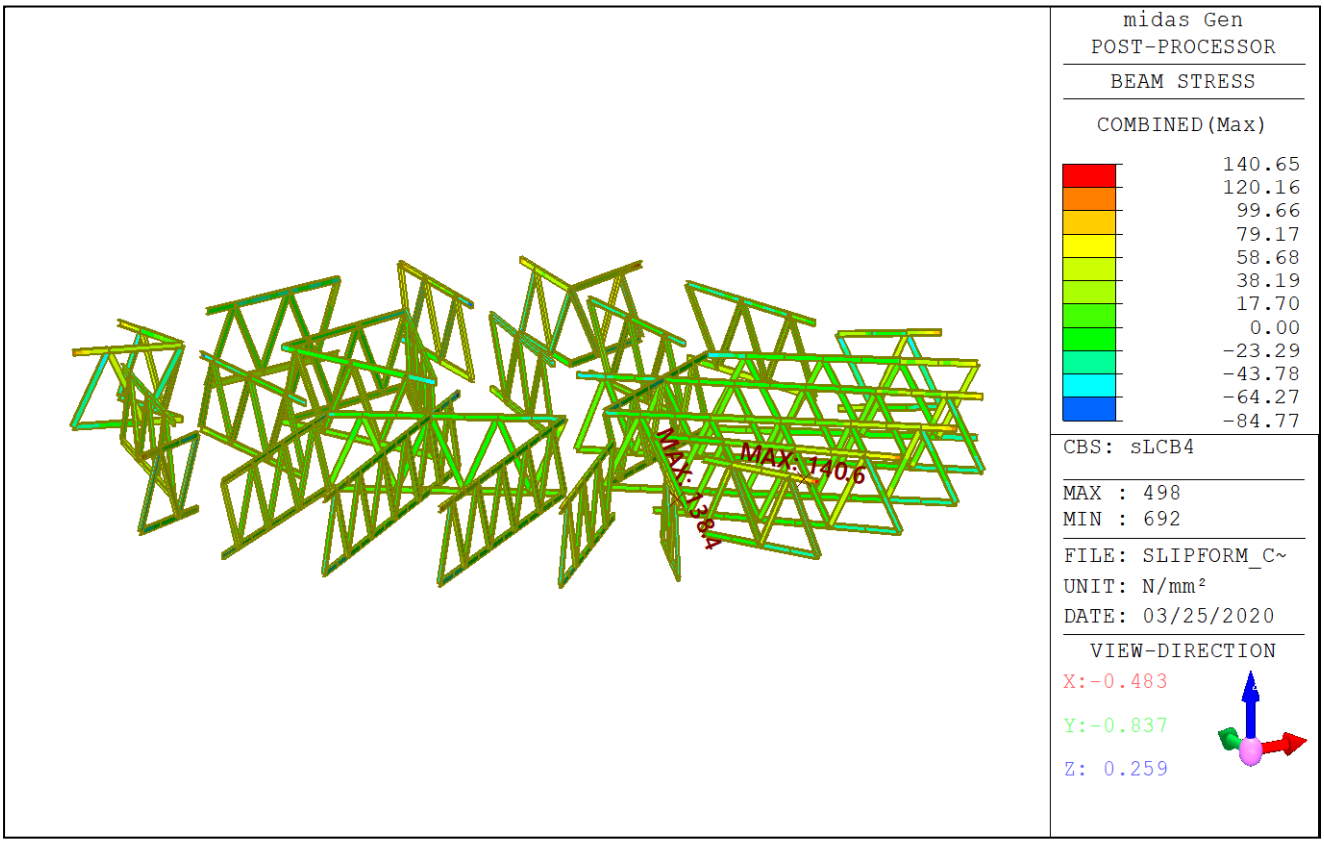
2-2) H-YOKE



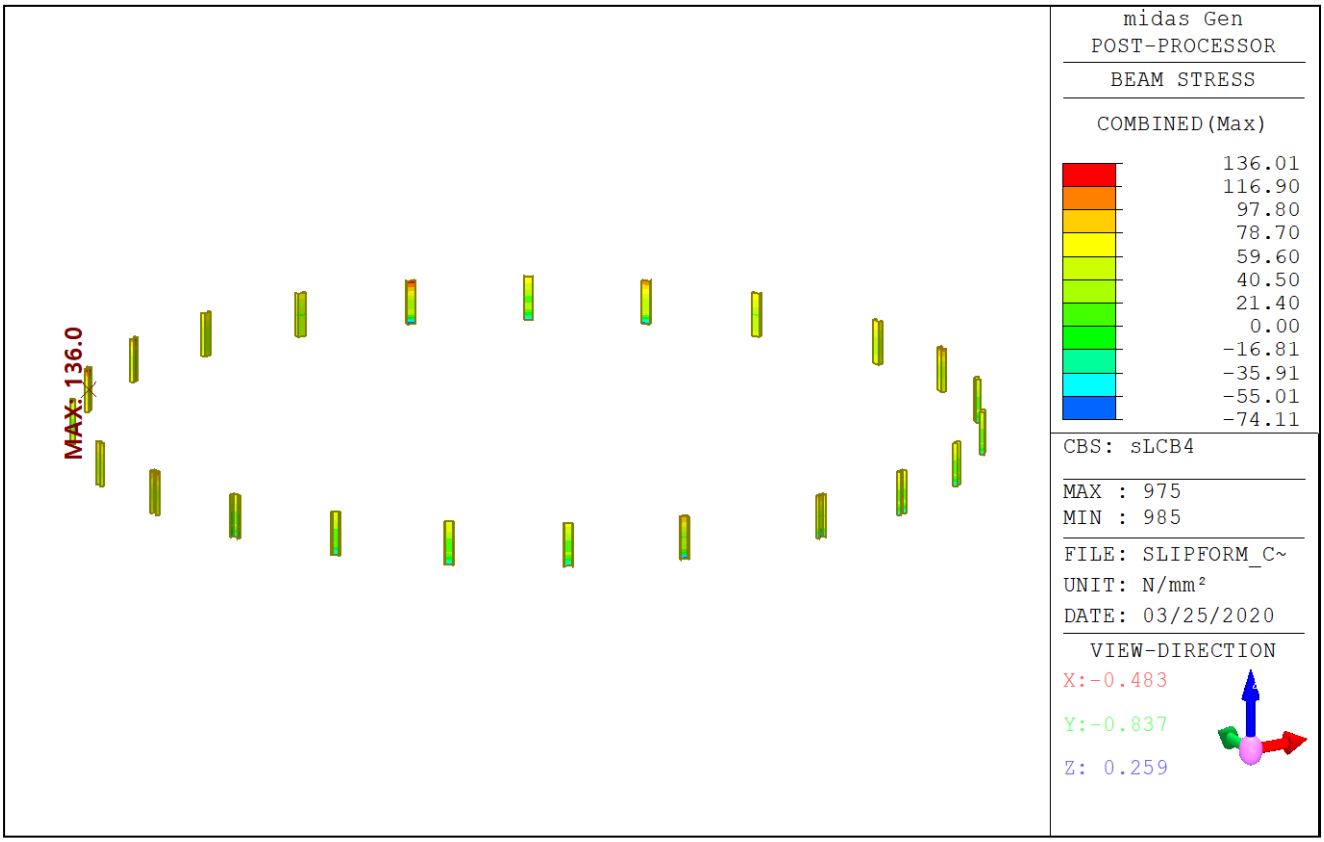
2-3) FORM 장선재 H-100X100



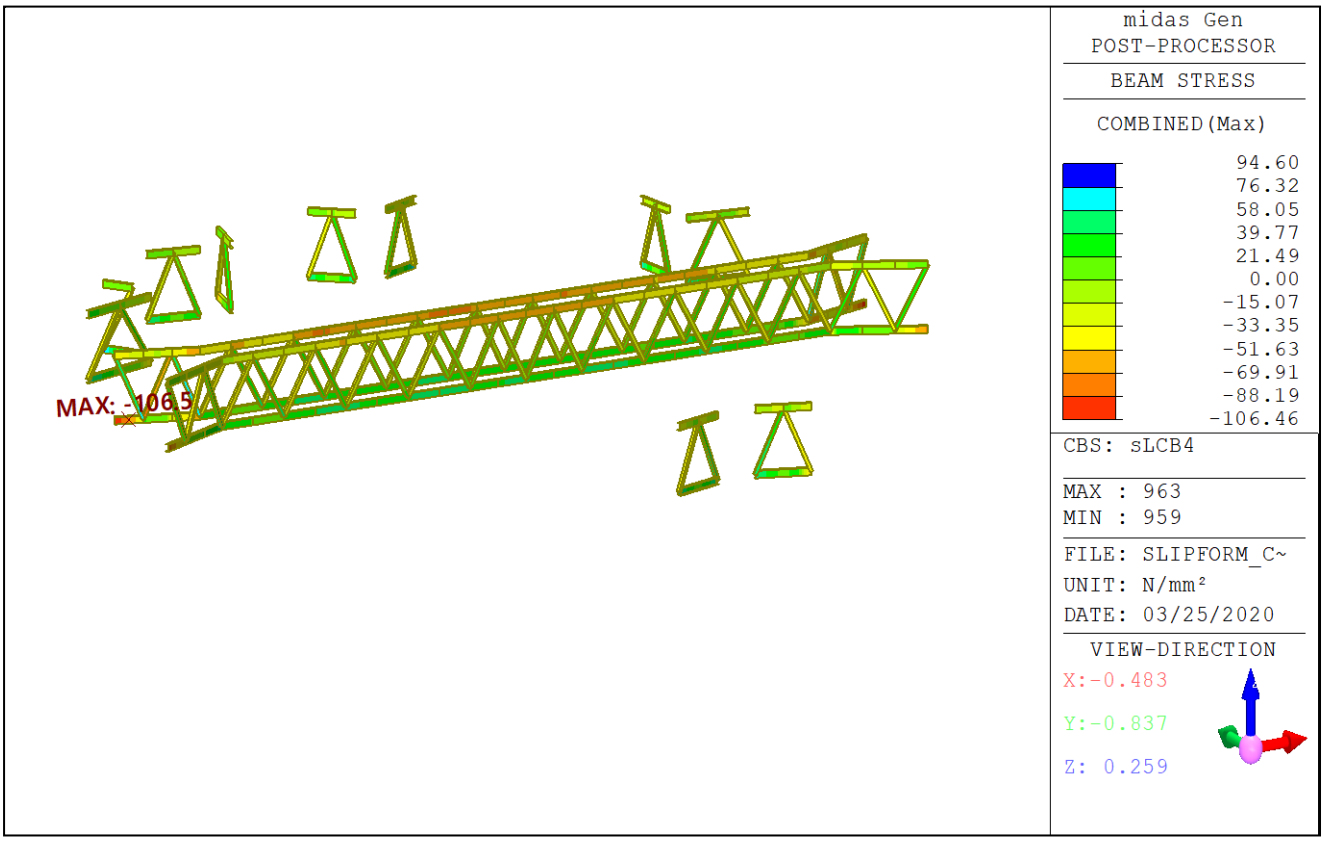
2-4) MIDDLE DECK



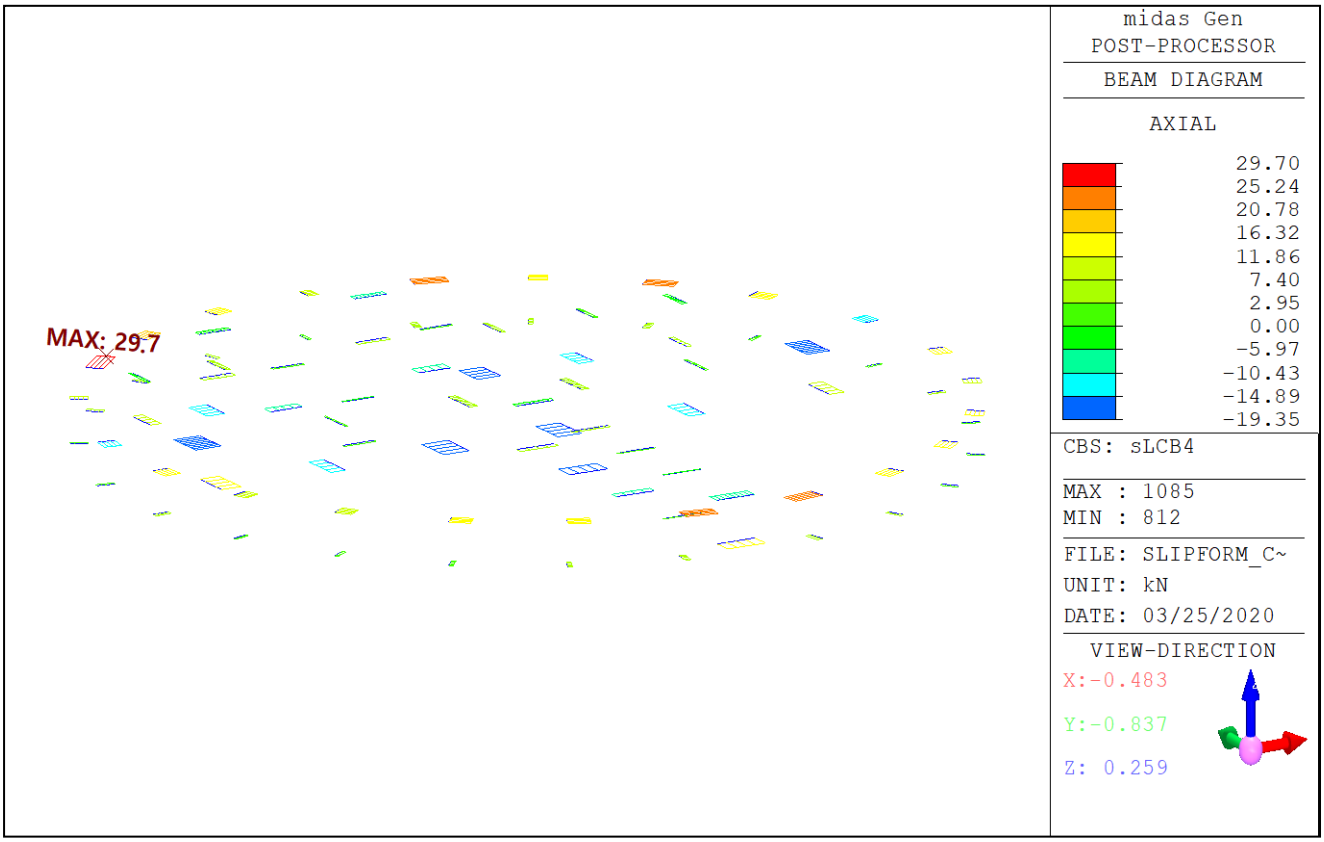
2-5) YOKE BRACE



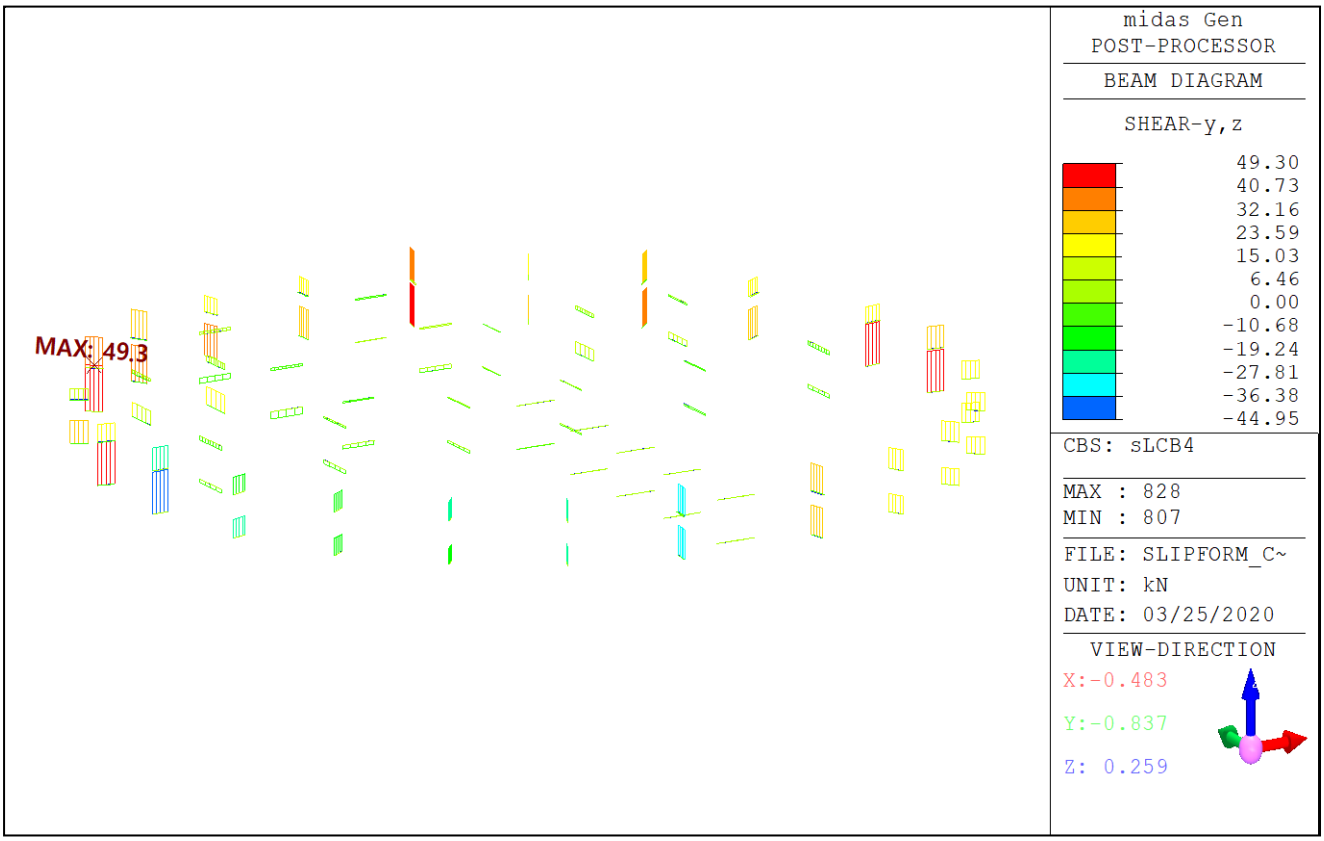
2-6) TOP TRUSS



3) AXIAL FORCE



4) SHEAR FORCE



(4) INPUT DATA

1) NORDAL LOAD

NODE	LOAD CASE	P	UNIT
3	DL	-0.7	kN
3	LL	-3.25	kN
4	DL	-0.7	kN
4	LL	-3.25	kN
5	LL	-3.25	kN
5	DL	-0.7	kN
6	LL	-3.25	kN
6	DL	-0.7	kN
9	LL	-3.25	kN
9	DL	-0.7	kN
10	LL	-3.25	kN
10	DL	-0.7	kN
19	LL	-3.25	kN
19	DL	-0.7	kN
20	LL	-3.25	kN
20	DL	-0.7	kN
25	DL	-0.7	kN
25	LL	-3.25	kN
26	LL	-3.25	kN
26	DL	-0.7	kN
35	DL	-0.7	kN
35	LL	-3.25	kN
36	LL	-3.25	kN
36	DL	-0.7	kN
45	DL	-0.7	kN
46	DL	-0.7	kN
59	DL	-0.7	kN
59	LL	-3.25	kN
60	DL	-0.7	kN
60	LL	-3.25	kN
67	DL	-0.7	kN
68	DL	-0.7	kN
91	LL	-3.25	kN
91	DL	-0.7	kN

92	LL	-3.25	kN
92	DL	-0.7	kN
101	DL	-0.7	kN
102	DL	-0.7	kN
110	DL	-0.7	kN
110	LL	-3.25	kN
111	DL	-0.7	kN
112	DL	-0.7	kN
115	DL	-0.7	kN
116	DL	-0.7	kN
117	LL	-3.25	kN
117	DL	-0.7	kN
120	DL	-0.7	kN
120	LL	-3.25	kN
121	DL	-0.7	kN
124	DL	-0.7	kN
125	DL	-0.7	kN
126	DL	-0.7	kN
127	LL	-3.25	kN
127	DL	-0.7	kN
129	DL	-0.7	kN
129	LL	-3.25	kN
130	DL	-0.7	kN
130	LL	-3.25	kN
131	DL	-0.7	kN
132	DL	-0.7	kN
147	DL	-0.7	kN
147	LL	-3.25	kN
148	DL	-0.7	kN
148	LL	-3.25	kN
149	DL	-0.7	kN
150	DL	-0.7	kN
152	DL	-0.7	kN
153	LL	-3.25	kN
153	DL	-0.7	kN
154	DL	-0.7	kN
154	LL	-3.25	kN

158	LL	-3.25	kN
158	DL	-0.7	kN
159	LL	-3.25	kN
159	DL	-0.7	kN
163	DL	-0.7	kN
164	DL	-0.7	kN
164	LL	-3.25	kN
165	DL	-0.7	kN
165	LL	-3.25	kN
168	LL	-3.25	kN
168	DL	-0.7	kN
169	LL	-3.25	kN
169	DL	-0.7	kN
172	DL	-0.7	kN
172	LL	-3.25	kN
173	DL	-0.7	kN
173	LL	-3.25	kN
176	LL	-3.25	kN
176	DL	-0.7	kN
177	LL	-3.25	kN
177	DL	-0.7	kN
181	LL	-3.25	kN
181	DL	-0.7	kN
182	LL	-3.25	kN
182	DL	-0.7	kN
183	LL	-3.25	kN
183	DL	-0.7	kN
184	LL	-3.25	kN
184	DL	-0.7	kN
188	LL	-3.25	kN
188	DL	-0.7	kN
189	LL	-3.25	kN
189	DL	-0.7	kN
192	DL	-0.7	kN
192	LL	-3.25	kN
193	DL	-0.7	kN
193	LL	-3.25	kN

196	DL	-0.7	kN
196	LL	-3.25	kN
675	DL	-2.1	kN
675	LL	-5.3	kN
676	DL	-2.1	kN
676	LL	-5.3	kN
679	LL	-5.3	kN
679	DL	-2.1	kN
680	LL	-5.3	kN
680	DL	-2.1	kN
681	LL	-5.3	kN
681	DL	-2.1	kN
682	LL	-5.3	kN
682	DL	-2.1	kN
683	DL	-2.1	kN
683	LL	-5.3	kN
684	DL	-2.1	kN
684	LL	-5.3	kN
685	DL	-2.1	kN
685	LL	-5.3	kN
686	LL	-5.3	kN
686	DL	-2.1	kN
687	DL	-2.1	kN
687	LL	-5.3	kN
688	DL	-2.1	kN
688	LL	-5.3	kN
689	DL	-2.1	kN
690	DL	-2.1	kN
691	DL	-2.1	kN
691	LL	-5.3	kN
692	DL	-2.1	kN
692	LL	-5.3	kN
693	DL	-2.1	kN
694	DL	-2.1	kN
695	LL	-5.3	kN
695	DL	-2.1	kN
696	LL	-5.3	kN

696	DL	-2.1	kN
699	DL	-2.1	kN
700	DL	-2.1	kN
703	LL	-5.3	kN
703	DL	-2.1	kN
707	DL	-2.1	kN
711	DL	-2.1	kN
715	DL	-2.1	kN
719	DL	-2.1	kN
723	LL	-5.3	kN
723	DL	-2.1	kN
724	LL	-5.3	kN
724	DL	-2.1	kN
728	DL	-2.1	kN
732	DL	-2.1	kN
736	DL	-2.1	kN
740	DL	-2.1	kN
744	LL	-5.3	kN
744	DL	-2.1	kN
749	LL	-5.3	kN
749	DL	-2.1	kN
750	LL	-5.3	kN
750	DL	-2.1	kN
751	DL	-2.1	kN
752	DL	-2.1	kN
753	DL	-2.1	kN
753	LL	-5.3	kN
754	LL	-5.3	kN
754	DL	-2.1	kN
756	DL	-2.1	kN
757	DL	-2.1	kN
758	DL	-2.1	kN
759	DL	-2.1	kN
759	LL	-5.3	kN
760	DL	-2.1	kN
760	LL	-5.3	kN
762	LL	-5.3	kN

762	DL	-2.1	kN
763	LL	-5.3	kN
763	DL	-2.1	kN
764	DL	-2.1	kN
765	DL	-2.1	kN
765	LL	-5.3	kN
766	DL	-2.1	kN
766	LL	-5.3	kN
767	DL	-2.1	kN
767	LL	-5.3	kN
768	LL	-5.3	kN
768	DL	-2.1	kN
769	LL	-5.3	kN
769	DL	-2.1	kN
770	LL	-5.3	kN
770	DL	-2.1	kN
772	DL	-2.1	kN
772	LL	-5.3	kN
773	DL	-2.1	kN
773	LL	-5.3	kN
774	DL	-2.1	kN
774	LL	-5.3	kN
775	LL	-5.3	kN
775	DL	-2.1	kN
777	LL	-5.3	kN
777	DL	-2.1	kN
778	LL	-5.3	kN
778	DL	-2.1	kN
780	DL	-2.1	kN
780	LL	-5.3	kN
781	DL	-2.1	kN
781	LL	-5.3	kN
784	DL	-2.1	kN
784	LL	-5.3	kN
785	LL	-5.3	kN
785	DL	-2.1	kN
786	LL	-5.3	kN

786	DL	-2.1	kN

2) UNIFORM LOAD

ELEMENT	LOAD CASE	P1	P2	UNIT
1	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
1	FL	-2.25	-2.25	kN/m
2	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
2	FL	-2.25	-2.25	kN/m
2	DL	-0.92	-0.92	kN/m
3	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
3	FL	-2.25	-2.25	kN/m
3	DL	-0.92	-0.92	kN/m
4	DL	-0.92	-0.92	kN/m
5	DL	-0.92	-0.92	kN/m
8	DL	-0.92	-0.92	kN/m
8	FL	-2.25	-2.25	kN/m
8	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
9	FL	-2.25	-2.25	kN/m
9	DL	-0.92	-0.92	kN/m
9	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
14	LTL	8.5	8.5	kN/m
14	FL	-2.25	-2.25	kN/m
14	DL	-0.92	-0.92	kN/m
15	DL	-0.92	-0.92	kN/m
15	LTL	8.5	8.5	kN/m
15	FL	-2.25	-2.25	kN/m
16	DL	-0.92	-0.92	kN/m
17	DL	-0.92	-0.92	kN/m
32	FL	-2.25	-2.25	kN/m
32	DL	-0.92	-0.92	kN/m
32	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
33	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
33	FL	-2.25	-2.25	kN/m
33	DL	-0.92	-0.92	kN/m
40	DL	-0.92	-0.92	kN/m
41	DL	-0.92	-0.92	kN/m
54	LTL	8.5	8.5	kN/m
54	FL	-2.25	-2.25	kN/m
54	DL	-0.92	-0.92	kN/m

55	DL	-0.92	-0.92	kN/m
55	LTL	8.5	8.5	kN/m
55	FL	-2.25	-2.25	kN/m
64	DL	-0.92	-0.92	kN/m
65	DL	-0.92	-0.92	kN/m
86	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
86	FL	-2.25	-2.25	kN/m
86	DL	-0.92	-0.92	kN/m
87	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
87	FL	-2.25	-2.25	kN/m
87	DL	-0.92	-0.92	kN/m
94	DL	-0.92	-0.92	kN/m
95	DL	-0.92	-0.92	kN/m
114	FL	-2.25	-2.25	kN/m
114	DL	-0.92	-0.92	kN/m
114	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
117	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
117	FL	-2.25	-2.25	kN/m
117	DL	-0.92	-0.92	kN/m
120	DL	-0.92	-0.92	kN/m
121	DL	-0.92	-0.92	kN/m
128	DL	-0.92	-0.92	kN/m
129	DL	-0.92	-0.92	kN/m
130	DL	-0.92	-0.92	kN/m
131	DL	-0.92	-0.92	kN/m
132	DL	-0.92	-0.92	kN/m
133	DL	-0.92	-0.92	kN/m
134	DL	-0.92	-0.92	kN/m
135	DL	-0.92	-0.92	kN/m
136	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
136	FL	-2.25	-2.25	kN/m
137	LTL	8.5	8.5	kN/m
137	FL	-2.25	-2.25	kN/m
138	DL	-0.92	-0.92	kN/m
139	DL	-0.92	-0.92	kN/m
140	DL	-0.92	-0.92	kN/m
141	DL	-0.92	-0.92	kN/m

142	DL	-0.92	-0.92	kN/m
143	DL	-0.92	-0.92	kN/m
144	DL	-0.92	-0.92	kN/m
145	DL	-0.92	-0.92	kN/m
146	FL	-2.25	-2.25	kN/m
146	DL	-0.92	-0.92	kN/m
146	LTL	8.5	8.5	kN/m
147	FL	-2.25	-2.25	kN/m
147	DL	-0.92	-0.92	kN/m
147	LTL	8.5	8.5	kN/m
148	DL	-0.92	-0.92	kN/m
149	DL	-0.92	-0.92	kN/m
159	LTL	8.5	8.5	kN/m
159	FL	-2.25	-2.25	kN/m
159	DL	-0.92	-0.92	kN/m
160	LTL	8.5	8.5	kN/m
160	FL	-2.25	-2.25	kN/m
160	DL	-0.92	-0.92	kN/m
166	DL	-0.92	-0.92	kN/m
167	DL	-0.92	-0.92	kN/m
175	FL	-2.25	-2.25	kN/m
175	DL	-0.92	-0.92	kN/m
175	LTL	8.5	8.5	kN/m
176	DL	-0.92	-0.92	kN/m
177	DL	-0.92	-0.92	kN/m
178	DL	-0.92	-0.92	kN/m
179	DL	-0.92	-0.92	kN/m
180	LTL	8.5	8.5	kN/m
180	FL	-2.25	-2.25	kN/m
180	DL	-0.92	-0.92	kN/m
181	DL	-0.92	-0.92	kN/m
183	DL	-0.92	-0.92	kN/m
184	DL	-0.92	-0.92	kN/m
185	DL	-0.92	-0.92	kN/m
187	DL	-0.92	-0.92	kN/m
191	DL	-0.92	-0.92	kN/m
192	DL	-0.92	-0.92	kN/m

193	DL	-0.92	-0.92	kN/m
194	DL	-0.92	-0.92	kN/m
195	DL	-0.92	-0.92	kN/m
198	DL	-0.92	-0.92	kN/m
199	DL	-0.92	-0.92	kN/m
200	DL	-0.92	-0.92	kN/m
202	LTL	8.5	8.5	kN/m
202	FL	-2.25	-2.25	kN/m
202	DL	-0.92	-0.92	kN/m
205	FL	-2.25	-2.25	kN/m
205	DL	-0.92	-0.92	kN/m
205	LTL	8.5	8.5	kN/m
208	DL	-0.92	-0.92	kN/m
210	DL	-0.92	-0.92	kN/m
211	DL	-0.92	-0.92	kN/m
212	DL	-0.92	-0.92	kN/m
213	LTL	8.5	8.5	kN/m
213	FL	-2.25	-2.25	kN/m
213	DL	-0.92	-0.92	kN/m
214	LTL	8.5	8.5	kN/m
214	FL	-2.25	-2.25	kN/m
214	DL	-0.92	-0.92	kN/m
219	DL	-0.92	-0.92	kN/m
221	FL	-2.25	-2.25	kN/m
221	DL	-0.92	-0.92	kN/m
221	LTL	8.5	8.5	kN/m
222	DL	-0.92	-0.92	kN/m
223	DL	-0.92	-0.92	kN/m
223	LTL	8.5	8.5	kN/m
223	FL	-2.25	-2.25	kN/m
225	FL	-2.25	-2.25	kN/m
225	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
227	DL	-0.92	-0.92	kN/m
228	LTL	8.5	8.5	kN/m
228	FL	-2.25	-2.25	kN/m
228	DL	-0.92	-0.92	kN/m
229	DL	-0.92	-0.92	kN/m

230	FL	-2.25	-2.25	kN/m
230	DL	-0.92	-0.92	kN/m
230	LTL	8.5	8.5	kN/m
231	FL	-2.25	-2.25	kN/m
231	DL	-0.92	-0.92	kN/m
231	LTL	8.5	8.5	kN/m
232	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
232	FL	-2.25	-2.25	kN/m
233	DL	-0.92	-0.92	kN/m
233	LTL	8.5	8.5	kN/m
233	FL	-2.25	-2.25	kN/m
492	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
492	FL	-2.25	-2.25	kN/m
493	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
493	FL	-2.25	-2.25	kN/m
494	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
494	FL	-2.25	-2.25	kN/m
497	LL	-6	-6	kN/m
497	DL	-0.6	-0.6	kN/m
498	LL	-6	-6	kN/m
498	DL	-0.6	-0.6	kN/m
499	FL	-2.25	-2.25	kN/m
499	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
500	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
500	FL	-2.25	-2.25	kN/m
501	DL	-0.6	-0.6	kN/m
501	LL	-6	-6	kN/m
502	LL	-6	-6	kN/m
502	DL	-0.6	-0.6	kN/m
503	DL	-0.6	-0.6	kN/m
503	LL	-6	-6	kN/m
504	DL	-0.6	-0.6	kN/m
504	LL	-6	-6	kN/m
505	LTL	8.5	8.5	kN/m
505	FL	-2.25	-2.25	kN/m
506	LTL	8.5	8.5	kN/m
506	FL	-2.25	-2.25	kN/m

509	DL	-0.6	-0.6	kN/m
509	LL	-6	-6	kN/m
510	DL	-0.6	-0.6	kN/m
510	LL	-6	-6	kN/m
511	DL	-0.6	-0.6	kN/m
511	LL	-6	-6	kN/m
512	DL	-0.6	-0.6	kN/m
512	LL	-6	-6	kN/m
513	LL	-6	-6	kN/m
513	DL	-0.6	-0.6	kN/m
514	LL	-6	-6	kN/m
514	DL	-0.6	-0.6	kN/m
515	DL	-0.6	-0.6	kN/m
515	LL	-6	-6	kN/m
516	LL	-6	-6	kN/m
516	DL	-0.6	-0.6	kN/m
517	DL	-0.6	-0.6	kN/m
518	DL	-0.6	-0.6	kN/m
519	DL	-0.6	-0.6	kN/m
520	DL	-0.6	-0.6	kN/m
521	DL	-0.6	-0.6	kN/m
521	LL	-6	-6	kN/m
522	DL	-0.6	-0.6	kN/m
522	LL	-6	-6	kN/m
523	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
523	FL	-2.25	-2.25	kN/m
524	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
524	FL	-2.25	-2.25	kN/m
525	DL	-0.6	-0.6	kN/m
525	LL	-6	-6	kN/m
526	LL	-6	-6	kN/m
526	DL	-0.6	-0.6	kN/m
527	DL	-0.6	-0.6	kN/m
528	DL	-0.6	-0.6	kN/m
529	DL	-0.6	-0.6	kN/m
530	DL	-0.6	-0.6	kN/m
533	DL	-0.6	-0.6	kN/m

534	DL	-0.6	-0.6	kN/m
535	DL	-0.6	-0.6	kN/m
535	LL	-6	-6	kN/m
536	LL	-6	-6	kN/m
536	DL	-0.6	-0.6	kN/m
537	DL	-0.6	-0.6	kN/m
538	DL	-0.6	-0.6	kN/m
539	DL	-0.6	-0.6	kN/m
540	DL	-0.6	-0.6	kN/m
541	DL	-0.6	-0.6	kN/m
542	DL	-0.6	-0.6	kN/m
543	DL	-0.6	-0.6	kN/m
543	LL	-6	-6	kN/m
544	LL	-6	-6	kN/m
544	DL	-0.6	-0.6	kN/m
545	LTL	8.5	8.5	kN/m
545	FL	-2.25	-2.25	kN/m
546	LTL	8.5	8.5	kN/m
546	FL	-2.25	-2.25	kN/m
547	DL	-0.6	-0.6	kN/m
548	DL	-0.6	-0.6	kN/m
549	LL	-6	-6	kN/m
549	DL	-0.6	-0.6	kN/m
550	LL	-6	-6	kN/m
550	DL	-0.6	-0.6	kN/m
551	DL	-0.6	-0.6	kN/m
552	DL	-0.6	-0.6	kN/m
553	DL	-0.6	-0.6	kN/m
554	DL	-0.6	-0.6	kN/m
557	DL	-0.6	-0.6	kN/m
558	DL	-0.6	-0.6	kN/m
559	DL	-0.6	-0.6	kN/m
560	DL	-0.6	-0.6	kN/m
561	LL	-6	-6	kN/m
561	DL	-0.6	-0.6	kN/m
562	DL	-0.6	-0.6	kN/m
562	LL	-6	-6	kN/m

563	DL	-0.6	-0.6	kN/m
564	DL	-0.6	-0.6	kN/m
565	DL	-0.6	-0.6	kN/m
566	DL	-0.6	-0.6	kN/m
567	DL	-0.6	-0.6	kN/m
567	LL	-6	-6	kN/m
568	DL	-0.6	-0.6	kN/m
568	LL	-6	-6	kN/m
571	DL	-0.6	-0.6	kN/m
572	DL	-0.6	-0.6	kN/m
573	DL	-0.6	-0.6	kN/m
573	LL	-6	-6	kN/m
574	DL	-0.6	-0.6	kN/m
574	LL	-6	-6	kN/m
577	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
577	FL	-2.25	-2.25	kN/m
578	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
578	FL	-2.25	-2.25	kN/m
579	DL	-0.6	-0.6	kN/m
580	DL	-0.6	-0.6	kN/m
583	DL	-0.6	-0.6	kN/m
584	DL	-0.6	-0.6	kN/m
587	DL	-0.6	-0.6	kN/m
588	DL	-0.6	-0.6	kN/m
591	DL	-0.6	-0.6	kN/m
592	DL	-0.6	-0.6	kN/m
594	DL	-0.6	-0.6	kN/m
595	DL	-0.6	-0.6	kN/m
597	DL	-0.6	-0.6	kN/m
597	LL	-6	-6	kN/m
598	LL	-6	-6	kN/m
598	DL	-0.6	-0.6	kN/m
599	DL	-0.6	-0.6	kN/m
600	DL	-0.6	-0.6	kN/m
602	DL	-0.6	-0.6	kN/m
603	DL	-0.6	-0.6	kN/m
605	LTL	-8.5	-8.5	kN/m

605	FL	-2.25	-2.25	kN/m
606	DL	-0.6	-0.6	kN/m
606	LL	-6	-6	kN/m
607	DL	-0.6	-0.6	kN/m
607	LL	-6	-6	kN/m
608	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
608	FL	-2.25	-2.25	kN/m
609	DL	-0.6	-0.6	kN/m
610	DL	-0.6	-0.6	kN/m
614	DL	-0.6	-0.6	kN/m
615	DL	-0.6	-0.6	kN/m
617	LL	-6	-6	kN/m
617	DL	-0.6	-0.6	kN/m
618	LL	-6	-6	kN/m
618	DL	-0.6	-0.6	kN/m
627	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
627	FL	-2.25	-2.25	kN/m
628	LTL	8.5	8.5	kN/m
628	FL	-2.25	-2.25	kN/m
637	FL	-2.25	-2.25	kN/m
637	LTL	8.5	8.5	kN/m
638	LTL	8.5	8.5	kN/m
638	FL	-2.25	-2.25	kN/m
639	DL	-0.7	-0.7	kN/m
640	DL	-0.7	-0.7	kN/m
641	DL	-0.7	-0.7	kN/m
641	LL	-7.5	-7.5	kN/m
642	DL	-0.7	-0.7	kN/m
643	DL	-0.7	-0.7	kN/m
643	LL	-7.5	-7.5	kN/m
644	DL	-0.7	-0.7	kN/m
645	DL	-0.7	-0.7	kN/m
648	DL	-0.7	-0.7	kN/m
649	DL	-0.7	-0.7	kN/m
650	DL	-0.7	-0.7	kN/m
650	LL	-7.5	-7.5	kN/m
651	DL	-0.7	-0.7	kN/m

652	LL	-7.5	-7.5	kN/m
652	DL	-0.7	-0.7	kN/m
653	DL	-0.7	-0.7	kN/m
654	DL	-0.7	-0.7	kN/m
655	FL	-2.25	-2.25	kN/m
655	LTL	8.5	8.5	kN/m
656	FL	-2.25	-2.25	kN/m
656	LTL	8.5	8.5	kN/m
659	DL	-0.7	-0.7	kN/m
660	DL	-0.7	-0.7	kN/m
661	LL	-7.5	-7.5	kN/m
661	DL	-0.7	-0.7	kN/m
662	DL	-0.7	-0.7	kN/m
663	DL	-0.7	-0.7	kN/m
664	DL	-0.7	-0.7	kN/m
664	LL	-7.5	-7.5	kN/m
665	DL	-0.7	-0.7	kN/m
666	DL	-0.7	-0.7	kN/m
667	FL	-2.25	-2.25	kN/m
667	LTL	8.5	8.5	kN/m
672	LL	-7.5	-7.5	kN/m
672	DL	-0.7	-0.7	kN/m
673	LTL	8.5	8.5	kN/m
673	FL	-2.25	-2.25	kN/m
674	DL	-0.7	-0.7	kN/m
675	DL	-0.7	-0.7	kN/m
677	DL	-0.7	-0.7	kN/m
682	DL	-0.7	-0.7	kN/m
689	DL	-0.7	-0.7	kN/m
691	DL	-0.7	-0.7	kN/m
691	LL	-7.5	-7.5	kN/m
692	LL	-7.5	-7.5	kN/m
692	DL	-0.7	-0.7	kN/m
696	LTL	8.5	8.5	kN/m
696	FL	-2.25	-2.25	kN/m
697	DL	-0.7	-0.7	kN/m
697	LL	-7.5	-7.5	kN/m

698	FL	-2.25	-2.25	kN/m
698	LTL	8.5	8.5	kN/m
700	DL	-0.7	-0.7	kN/m
700	LL	-7.5	-7.5	kN/m
701	LL	-7.5	-7.5	kN/m
701	DL	-0.7	-0.7	kN/m
702	DL	-0.7	-0.7	kN/m
702	LL	-7.5	-7.5	kN/m
703	DL	-0.7	-0.7	kN/m
703	LL	-7.5	-7.5	kN/m
705	LL	-7.5	-7.5	kN/m
705	DL	-0.7	-0.7	kN/m
708	LTL	8.5	8.5	kN/m
708	FL	-2.25	-2.25	kN/m
709	LTL	8.5	8.5	kN/m
709	FL	-2.25	-2.25	kN/m
710	DL	-0.7	-0.7	kN/m
710	LL	-7.5	-7.5	kN/m
711	LL	-7.5	-7.5	kN/m
711	DL	-0.7	-0.7	kN/m
712	LL	-7.5	-7.5	kN/m
712	DL	-0.7	-0.7	kN/m
713	DL	-0.7	-0.7	kN/m
713	LL	-7.5	-7.5	kN/m
715	FL	-2.25	-2.25	kN/m
715	LTL	8.5	8.5	kN/m
717	LL	-7.5	-7.5	kN/m
717	DL	-0.7	-0.7	kN/m
718	LL	-7.5	-7.5	kN/m
718	DL	-0.7	-0.7	kN/m
719	LTL	8.5	8.5	kN/m
719	FL	-2.25	-2.25	kN/m
720	FL	-2.25	-2.25	kN/m
720	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
722	FL	-2.25	-2.25	kN/m
722	LTL	8.5	8.5	kN/m
724	FL	-2.25	-2.25	kN/m

724	LTL	8.5	8.5	kN/m
725	FL	-2.25	-2.25	kN/m
725	LTL	8.5	8.5	kN/m
726	FL	-2.25	-2.25	kN/m
726	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
727	LTL	8.5	8.5	kN/m
727	FL	-2.25	-2.25	kN/m

(5) OUTPUT DATA

Elem	Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
1	sLCB4	41.86	-0.78	-2.62	0	-0.2	0.33
1	sLCB4	41.86	-0.04	-0.03	0	0.2	0.46
1	sLCB4	41.86	0.7	2.56	0	-0.19	0.36
2	sLCB4	41.48	-1.33	-2.09	0	-0.37	-0.72
2	sLCB4	41.48	-2.61	1.17	0	-0.19	0.04
2	sLCB4	41.48	-3.89	4.43	0	-1.27	1.28
3	sLCB4	41.6	1.24	-2.04	0	-0.36	0.7
3	sLCB4	41.6	2.52	1.22	0	-0.21	-0.02
3	sLCB4	41.6	3.8	4.48	0	-1.3	-1.23
4	sLCB4	-9.46	-0.94	-0.12	0	0.11	-0.27
4	sLCB4	-9.46	-0.75	-0.12	0	0.13	-0.12
4	sLCB4	-9.46	-0.57	-0.12	0	0.15	-0.01
5	sLCB4	-9.35	-0.93	0.08	0	-0.12	-0.27
5	sLCB4	-9.35	-0.75	0.08	0	-0.14	-0.13
5	sLCB4	-9.35	-0.56	0.08	0	-0.15	-0.01
6	sLCB4	-23.3	0.02	-0.08	0	-0.02	0.02
6	sLCB4	-23.3	0.02	-0.07	0	0	0.02
6	sLCB4	-23.3	0.02	-0.05	0	0.01	0.01
7	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.09	0	-0.02	-0.02
7	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.07	0	0	-0.02
7	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.06	0	0.01	-0.01
8	sLCB4	31.45	2.53	-6.43	0	-1.29	0.52
8	sLCB4	31.45	-0.15	0.39	0	1.13	-0.44
8	sLCB4	31.45	-2.83	7.21	0	-1.92	0.76
9	sLCB4	31.79	-2.57	-6.44	0	-1.33	-0.55
9	sLCB4	31.79	0.11	0.38	0	1.11	0.44
9	sLCB4	31.79	2.78	7.19	0	-1.93	-0.72
10	sLCB4	-23.3	0.02	-0.05	0	0.01	0.01
10	sLCB4	-23.3	0.02	-0.03	0	0.02	0.01
10	sLCB4	-23.3	0.02	-0.02	0	0.03	0
11	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.06	0	0.01	-0.01
11	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.04	0	0.02	-0.01
11	sLCB4	-23.31	-0.02	-0.02	0	0.03	0

12	sLCB4	-27.71	-0.01	-0.03	0	0.01	-0.01
12	sLCB4	-27.71	-0.01	-0.01	0	0.01	0
12	sLCB4	-27.71	-0.01	0	0	0.01	0
13	sLCB4	-28.06	0	-0.03	0	0.01	0
13	sLCB4	-28.06	0	-0.01	0	0.01	0
13	sLCB4	-28.06	0	0.01	0	0.01	0
14	sLCB4	20.71	2.7	6.44	0	1.3	0.68
14	sLCB4	20.71	0.02	-0.38	0	-1.13	-0.41
14	sLCB4	20.71	-2.65	-7.2	0	1.91	0.65
15	sLCB4	21.13	-2.65	6.4	0	1.25	-0.64
15	sLCB4	21.13	0.03	-0.42	0	-1.15	0.41
15	sLCB4	21.13	2.7	-7.24	0	1.92	-0.69
16	sLCB4	-10.53	-0.98	-0.14	0	-0.11	-0.33
16	sLCB4	-10.53	-0.16	-0.14	0	0	0.1
16	sLCB4	-10.53	0.65	-0.14	0	0.11	-0.08
17	sLCB4	-10.41	-0.95	0.19	0	0.16	-0.31
17	sLCB4	-10.41	-0.14	0.19	0	0.02	0.1
17	sLCB4	-10.41	0.67	0.19	0	-0.12	-0.1
18	sLCB4	-27.71	-0.01	0	0	0.01	0
18	sLCB4	-27.71	-0.01	0.02	0	0.01	0
18	sLCB4	-27.71	-0.01	0.04	0	0	0
19	sLCB4	-28.06	0	0.01	0	0.01	0
19	sLCB4	-28.06	0	0.02	0	0.01	0
19	sLCB4	-28.06	0	0.04	0	0	0
20	sLCB4	-5.09	0.01	-0.4	0	-0.17	0
20	sLCB4	-5.09	0.01	-0.38	0	-0.08	0
20	sLCB4	-5.09	0.01	-0.37	0	0.01	0
21	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.4	0	-0.17	0
21	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.38	0	-0.08	0
21	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.36	0	0.01	0
22	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.19	0	-0.11	0
22	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.17	0	-0.06	0
22	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.15	0	-0.02	0
23	sLCB4	-14.32	0	-0.19	0	-0.11	0
23	sLCB4	-14.32	0	-0.17	0	-0.07	0
23	sLCB4	-14.32	0	-0.15	0	-0.03	0
24	sLCB4	-24.31	-0.01	0.03	0	0.04	-0.01

24	sLCB4	-24.31	-0.01	0.05	0	0.04	-0.01
24	sLCB4	-24.31	-0.01	0.06	0	0.02	-0.01
25	sLCB4	-24.94	0.01	0.04	0	0.05	0.01
25	sLCB4	-24.94	0.01	0.06	0	0.04	0.01
25	sLCB4	-24.94	0.01	0.07	0	0.02	0.01
26	sLCB4	-5.09	0.01	-0.37	0	0.01	0
26	sLCB4	-5.09	0.01	-0.35	0	0.09	0
26	sLCB4	-5.09	0.01	-0.33	0	0.18	-0.01
27	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.36	0	0.01	0
27	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.35	0	0.09	0.01
27	sLCB4	-4.98	-0.01	-0.33	0	0.17	0.01
28	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.15	0	-0.02	0
28	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.14	0	0.01	0
28	sLCB4	-14.09	-0.01	-0.12	0	0.04	0
29	sLCB4	-14.32	0	-0.15	0	-0.03	0
29	sLCB4	-14.32	0	-0.14	0	0.01	0
29	sLCB4	-14.32	0	-0.12	0	0.04	0
30	sLCB4	-24.31	-0.01	0.06	0	0.02	-0.01
30	sLCB4	-24.31	-0.01	0.08	0	0.01	-0.01
30	sLCB4	-24.31	-0.01	0.1	0	-0.02	-0.01
31	sLCB4	-24.94	0.01	0.07	0	0.02	0.01
31	sLCB4	-24.94	0.01	0.09	0	0	0.01
31	sLCB4	-24.94	0.01	0.11	0	-0.02	0.01
32	sLCB4	14.81	2.7	-6.21	0	-1.28	0.68
32	sLCB4	14.81	0.02	0.61	0	0.97	-0.41
32	sLCB4	14.81	-2.66	7.43	0	-2.26	0.64
33	sLCB4	15.37	-2.78	-6.19	0	-1.22	-0.74
33	sLCB4	15.37	-0.1	0.63	0	1.01	0.41
33	sLCB4	15.37	2.57	7.44	0	-2.23	-0.58
34	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.17	0	-0.1	-0.01
34	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.15	0	-0.06	-0.01
34	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.13	0	-0.03	-0.01
35	sLCB4	-14.42	0.01	-0.17	0	-0.1	0.01
35	sLCB4	-14.42	0.01	-0.15	0	-0.06	0.01
35	sLCB4	-14.42	0.01	-0.14	0	-0.03	0.01
36	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.11	0	-0.04	0
36	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.09	0	-0.01	0

36	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.07	0	0.01	0
37	sLCB4	-5	0	-0.11	0	-0.04	0
37	sLCB4	-5	0	-0.09	0	-0.01	0
37	sLCB4	-5	0	-0.08	0	0.01	0
38	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.13	0	-0.03	-0.01
38	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.12	0	0	0
38	sLCB4	-13.84	-0.01	-0.1	0	0.03	0
39	sLCB4	-14.42	0.01	-0.14	0	-0.03	0.01
39	sLCB4	-14.42	0.01	-0.12	0	0	0
39	sLCB4	-14.42	0.01	-0.1	0	0.03	0
40	sLCB4	-9	-0.58	0.25	0	0.22	-0.11
40	sLCB4	-9	0.12	0.25	0	0.05	0.04
40	sLCB4	-9	0.83	0.25	0	-0.11	-0.27
41	sLCB4	-8.62	-0.54	-0.29	0	-0.22	-0.08
41	sLCB4	-8.62	0.17	-0.29	0	-0.02	0.04
41	sLCB4	-8.62	0.87	-0.29	0	0.17	-0.3
42	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.07	0	0.01	0
42	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.06	0	0.02	0
42	sLCB4	-4.88	-0.01	-0.04	0	0.04	0
43	sLCB4	-5	0	-0.08	0	0.01	0
43	sLCB4	-5	0	-0.06	0	0.02	0
43	sLCB4	-5	0	-0.04	0	0.04	0
44	sLCB4	-21.52	-0.01	-0.05	0	0	-0.02
44	sLCB4	-21.52	-0.01	-0.03	0	0.01	-0.02
44	sLCB4	-21.52	-0.01	-0.02	0	0.01	-0.02
45	sLCB4	-22.15	0.01	-0.04	0	0	0.03
45	sLCB4	-22.15	0.01	-0.02	0	0.01	0.02
45	sLCB4	-22.15	0.01	0	0	0.01	0.02
46	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.08	0	-0.03	0
46	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.07	0	-0.01	0
46	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.05	0	0	0
47	sLCB4	-8.03	0.01	-0.08	0	-0.03	0
47	sLCB4	-8.03	0.01	-0.07	0	-0.02	0
47	sLCB4	-8.03	0.01	-0.05	0	0	0
48	sLCB4	3.62	0	-0.04	0	-0.02	0.01
48	sLCB4	3.62	0	-0.03	0	-0.02	0.01
48	sLCB4	3.62	0	-0.01	0	-0.01	0.01

49	sLCB4	3.62	0	-0.04	0	-0.02	-0.01
49	sLCB4	3.62	0	-0.02	0	-0.02	-0.01
49	sLCB4	3.62	0	-0.01	0	-0.01	-0.01
50	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.05	0	0	0
50	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.04	0	0.01	0
50	sLCB4	-7.5	-0.01	-0.02	0	0.02	0
51	sLCB4	-8.03	0.01	-0.05	0	0	0
51	sLCB4	-8.03	0.01	-0.04	0	0.01	0
51	sLCB4	-8.03	0.01	-0.02	0	0.02	0
52	sLCB4	-21.52	-0.01	-0.02	0	0.01	-0.02
52	sLCB4	-21.52	-0.01	0	0	0.02	-0.01
52	sLCB4	-21.52	-0.01	0.01	0	0.01	-0.01
53	sLCB4	-22.15	0.01	0	0	0.01	0.02
53	sLCB4	-22.15	0.01	0.01	0	0.01	0.02
53	sLCB4	-22.15	0.01	0.03	0	0.01	0.01
54	sLCB4	17.24	2.93	6.49	0	1.71	0.87
54	sLCB4	17.24	0.26	-0.33	0	-0.77	-0.41
54	sLCB4	17.24	-2.42	-7.14	0	2.23	0.46
55	sLCB4	18.21	-2.81	6.54	0	1.75	-0.77
55	sLCB4	18.21	-0.14	-0.28	0	-0.76	0.41
55	sLCB4	18.21	2.54	-7.09	0	2.2	-0.55
56	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.14	0	-0.05	0
56	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.12	0	-0.02	0
56	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.11	0	0.01	0
57	sLCB4	-2.13	0.01	-0.14	0	-0.05	0
57	sLCB4	-2.13	0.01	-0.12	0	-0.02	0
57	sLCB4	-2.13	0.01	-0.11	0	0.01	0
58	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.14	0	-0.07	-0.01
58	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.12	0	-0.04	-0.01
58	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.1	0	-0.01	-0.01
59	sLCB4	-12.37	0.01	-0.14	0	-0.07	0.01
59	sLCB4	-12.37	0.01	-0.12	0	-0.04	0.01
59	sLCB4	-12.37	0.01	-0.1	0	-0.02	0.01
60	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.11	0	0.01	0
60	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.09	0	0.03	0.01
60	sLCB4	-1.64	-0.01	-0.07	0	0.05	0.01
61	sLCB4	-2.13	0.01	-0.11	0	0.01	0

61	sLCB4	-2.13	0.01	-0.09	0	0.03	-0.01
61	sLCB4	-2.13	0.01	-0.08	0	0.05	-0.01
62	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.1	0	-0.01	-0.01
62	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.09	0	0.01	0
62	sLCB4	-11.59	-0.01	-0.07	0	0.03	0
63	sLCB4	-12.37	0.01	-0.1	0	-0.02	0.01
63	sLCB4	-12.37	0.01	-0.09	0	0.01	0.01
63	sLCB4	-12.37	0.01	-0.07	0	0.03	0
64	sLCB4	-4.29	0.69	-0.14	0	0.04	0.74
64	sLCB4	-4.29	1.4	-0.14	0	0.13	0.07
64	sLCB4	-4.29	2.1	-0.14	0	0.23	-1.07
65	sLCB4	-3.81	0.73	0.07	0	-0.13	0.77
65	sLCB4	-3.81	1.44	0.07	0	-0.18	0.07
65	sLCB4	-3.81	2.14	0.07	0	-0.22	-1.1
66	sLCB4	3.44	-0.01	0.09	0	0.02	0.01
66	sLCB4	3.44	-0.01	0.11	0	0	0.01
66	sLCB4	3.44	-0.01	0.12	0	-0.03	0.01
67	sLCB4	3	0.01	0.09	0	0.02	-0.01
67	sLCB4	3	0.01	0.11	0	0	-0.01
67	sLCB4	3	0.01	0.12	0	-0.03	-0.01
68	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.08	0	-0.02	0
68	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.06	0	0	0
68	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.05	0	0.01	0
69	sLCB4	-6.74	0.01	-0.08	0	-0.02	0.01
69	sLCB4	-6.74	0.01	-0.06	0	0	0
69	sLCB4	-6.74	0.01	-0.05	0	0.01	0
70	sLCB4	-26.07	-0.03	-0.1	0	-0.05	0.01
70	sLCB4	-26.07	-0.03	-0.09	0	-0.02	0.02
70	sLCB4	-26.07	-0.03	-0.07	0	0	0.03
71	sLCB4	-26.33	0.03	-0.08	0	-0.04	-0.02
71	sLCB4	-26.33	0.03	-0.06	0	-0.02	-0.02
71	sLCB4	-26.33	0.03	-0.05	0	-0.01	-0.03
72	sLCB4	3.44	-0.01	0.12	0	-0.03	0.01
72	sLCB4	3.44	-0.01	0.14	0	-0.06	0.01
72	sLCB4	3.44	-0.01	0.15	0	-0.09	0.01
73	sLCB4	3	0.01	0.12	0	-0.03	-0.01
73	sLCB4	3	0.01	0.14	0	-0.06	-0.01

73	sLCB4	3	0.01	0.16	0	-0.09	-0.02
74	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.05	0	0.01	0
74	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.03	0	0.02	0
74	sLCB4	-5.81	-0.01	-0.02	0	0.03	0.01
75	sLCB4	-6.74	0.01	-0.05	0	0.01	0
75	sLCB4	-6.74	0.01	-0.03	0	0.02	0
75	sLCB4	-6.74	0.01	-0.01	0	0.02	-0.01
76	sLCB4	-12.79	-0.02	0.05	0	0.01	0.01
76	sLCB4	-12.79	-0.02	0.07	0	-0.01	0.01
76	sLCB4	-12.79	-0.02	0.08	0	-0.03	0.02
77	sLCB4	-12.28	0.02	0.06	0	0.01	-0.01
77	sLCB4	-12.28	0.02	0.07	0	-0.01	-0.02
77	sLCB4	-12.28	0.02	0.09	0	-0.03	-0.02
78	sLCB4	2.97	0	-0.45	0	-0.09	0.02
78	sLCB4	2.97	0	-0.43	0	0.01	0.02
78	sLCB4	2.97	0	-0.42	0	0.11	0.02
79	sLCB4	3.14	0	-0.44	0	-0.08	-0.02
79	sLCB4	3.14	0	-0.42	0	0.01	-0.02
79	sLCB4	3.14	0	-0.41	0	0.11	-0.02
80	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.1	0	-0.03	0
80	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.08	0	-0.01	0.01
80	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.07	0	0.01	0.01
81	sLCB4	-1.62	0.01	-0.1	0	-0.03	0
81	sLCB4	-1.62	0.01	-0.08	0	-0.01	-0.01
81	sLCB4	-1.62	0.01	-0.06	0	0.01	-0.01
82	sLCB4	-12.79	-0.02	0.01	0	0.02	0
82	sLCB4	-12.79	-0.02	0.03	0	0.02	0
82	sLCB4	-12.79	-0.02	0.05	0	0.01	0.01
83	sLCB4	-12.28	0.02	0.02	0	0.03	0
83	sLCB4	-12.28	0.02	0.04	0	0.02	-0.01
83	sLCB4	-12.28	0.02	0.06	0	0.01	-0.01
84	sLCB4	4.01	0.03	-0.06	0	-0.01	0.01
84	sLCB4	4.01	0.03	-0.04	0	0	0.01
84	sLCB4	4.01	0.03	-0.03	0	0.01	0
85	sLCB4	4.1	-0.03	-0.05	0	0	-0.01
85	sLCB4	4.1	-0.03	-0.04	0	0.01	-0.01
85	sLCB4	4.1	-0.03	-0.02	0	0.01	0

86	sLCB4	24.17	2.37	-6.32	0	-1.68	0.43
86	sLCB4	24.17	-0.31	0.49	0	0.66	-0.4
86	sLCB4	24.17	-2.99	7.31	0	-2.47	0.92
87	sLCB4	25.61	-2.47	-6.25	0	-1.72	-0.51
87	sLCB4	25.61	0.21	0.56	0	0.56	0.4
87	sLCB4	25.61	2.88	7.38	0	-2.63	-0.84
88	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.07	0	0.01	0.01
88	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.05	0	0.03	0.01
88	sLCB4	-0.53	-0.01	-0.03	0	0.04	0.01
89	sLCB4	-1.62	0.01	-0.06	0	0.01	-0.01
89	sLCB4	-1.62	0.01	-0.05	0	0.02	-0.01
89	sLCB4	-1.62	0.01	-0.03	0	0.03	-0.02
90	sLCB4	4.01	0.03	-0.03	0	0.01	0
90	sLCB4	4.01	0.03	-0.01	0	0.02	-0.01
90	sLCB4	4.01	0.03	0.01	0	0.02	-0.01
91	sLCB4	4.1	-0.03	-0.02	0	0.01	0
91	sLCB4	4.1	-0.03	-0.01	0	0.02	0
91	sLCB4	4.1	-0.03	0.01	0	0.02	0.01
92	sLCB4	-5.27	-0.02	0.08	0	0.01	0
92	sLCB4	-5.27	-0.02	0.1	0	-0.01	0
92	sLCB4	-5.27	-0.02	0.12	0	-0.04	0
93	sLCB4	-4	0.02	0.09	0	0.01	0
93	sLCB4	-4	0.02	0.11	0	-0.01	0
93	sLCB4	-4	0.02	0.13	0	-0.05	-0.01
94	sLCB4	-0.15	-0.3	0.29	0	0.48	0.22
94	sLCB4	-0.15	0.52	0.29	0	0.26	0.14
94	sLCB4	-0.15	1.33	0.29	0	0.04	-0.55
95	sLCB4	0.09	-0.26	-0.22	0	-0.46	0.26
95	sLCB4	0.09	0.56	-0.22	0	-0.3	0.14
95	sLCB4	0.09	1.37	-0.22	0	-0.13	-0.58
96	sLCB4	3.86	-0.01	-0.09	0	-0.01	0.02
96	sLCB4	3.86	-0.01	-0.07	0	0.01	0.02
96	sLCB4	3.86	-0.01	-0.06	0	0.02	0.02
97	sLCB4	2.63	0.01	-0.07	0	-0.01	-0.02
97	sLCB4	2.63	0.01	-0.06	0	0	-0.02
97	sLCB4	2.63	0.01	-0.04	0	0.01	-0.02
98	sLCB4	4	0.01	-0.04	0	0.02	-0.01

98	sLCB4	4	0.01	-0.03	0	0.02	-0.02
98	sLCB4	4	0.01	-0.01	0	0.03	-0.02
99	sLCB4	3.98	-0.01	-0.07	0	0.02	0.01
99	sLCB4	3.98	-0.01	-0.05	0	0.03	0.02
99	sLCB4	3.98	-0.01	-0.03	0	0.04	0.02
100	sLCB4	-5.27	-0.02	0.05	0	0.04	-0.01
100	sLCB4	-5.27	-0.02	0.07	0	0.03	-0.01
100	sLCB4	-5.27	-0.02	0.08	0	0.01	0
101	sLCB4	-4	0.02	0.06	0	0.05	0.01
101	sLCB4	-4	0.02	0.08	0	0.03	0.01
101	sLCB4	-4	0.02	0.09	0	0.01	0
102	sLCB4	3.96	-0.01	0.05	0	0.03	0
102	sLCB4	3.96	-0.01	0.07	0	0.02	0
102	sLCB4	3.96	-0.01	0.08	0	0	0
103	sLCB4	3.83	0.02	-0.12	0	0.02	0
103	sLCB4	3.83	0.02	-0.11	0	0.04	0
103	sLCB4	3.83	0.02	-0.1	0	0.07	0
104	sLCB4	2.6	-0.02	-0.16	0	0.01	-0.01
104	sLCB4	2.6	-0.02	-0.15	0	0.04	0
104	sLCB4	2.6	-0.02	-0.14	0	0.07	0
105	sLCB4	3.95	0.01	0.09	0	0.04	0
105	sLCB4	3.95	0.01	0.1	0	0.02	0
105	sLCB4	3.95	0.01	0.12	0	-0.01	0
106	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.39	0	-0.2	-0.08
106	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.37	0	-0.11	-0.05
106	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.35	0	-0.03	-0.03
107	sLCB4	-11.72	0.13	-0.38	0	-0.19	0.09
107	sLCB4	-11.72	0.13	-0.36	0	-0.11	0.06
107	sLCB4	-11.72	0.13	-0.35	0	-0.03	0.03
108	sLCB4	0.73	-0.02	-0.08	0	-0.01	-0.02
108	sLCB4	0.73	-0.02	-0.06	0	0	-0.01
108	sLCB4	0.73	-0.02	-0.04	0	0.02	-0.01
109	sLCB4	2.76	0.02	-0.08	0	-0.01	0.02
109	sLCB4	2.76	0.02	-0.06	0	0	0.02
109	sLCB4	2.76	0.02	-0.04	0	0.02	0.01
110	sLCB4	3.5	0	-0.07	0	0	0
110	sLCB4	3.5	0	-0.06	0	0.02	0

110	sLCB4	3.5	0	-0.04	0	0.03	0
111	sLCB4	7.12	0	0.12	0	0.04	0.01
111	sLCB4	7.12	0	0.13	0	0.01	0.01
111	sLCB4	7.12	0	0.15	0	-0.01	0.01
112	sLCB4	6.54	-0.01	0.13	0	0.04	-0.01
112	sLCB4	6.54	-0.01	0.15	0	0.01	-0.01
112	sLCB4	6.54	-0.01	0.16	0	-0.02	-0.01
113	sLCB4	2.5	0	-0.05	0	0.01	0
113	sLCB4	2.5	0	-0.03	0	0.02	0
113	sLCB4	2.5	0	-0.02	0	0.02	0
114	sLCB4	29.67	1.33	-4.08	0	-2.39	-0.04
114	sLCB4	29.67	0.31	-1.47	0	-1.54	-0.29
114	sLCB4	29.67	-0.72	1.13	0	-1.49	-0.22
115	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.35	0	-0.03	-0.03
115	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.34	0	0.05	0
115	sLCB4	-12.12	-0.12	-0.32	0	0.12	0.03
116	sLCB4	-11.72	0.13	-0.35	0	-0.03	0.03
116	sLCB4	-11.72	0.13	-0.33	0	0.05	0
116	sLCB4	-11.72	0.13	-0.32	0	0.12	-0.03
117	sLCB4	31.35	-1.66	-3.54	0	-2.53	-0.1
117	sLCB4	31.35	-0.64	-0.94	0	-1.85	0.25
117	sLCB4	31.35	0.38	1.66	0	-1.96	0.29
118	sLCB4	0.73	-0.02	-0.11	0	-0.06	-0.03
118	sLCB4	0.73	-0.02	-0.09	0	-0.04	-0.02
118	sLCB4	0.73	-0.02	-0.08	0	-0.01	-0.02
119	sLCB4	2.76	0.02	-0.11	0	-0.06	0.03
119	sLCB4	2.76	0.02	-0.09	0	-0.04	0.03
119	sLCB4	2.76	0.02	-0.08	0	-0.01	0.02
120	sLCB4	-0.22	-1.78	-2.27	0	-0.14	-0.16
120	sLCB4	-0.22	-1.63	-2.27	0	0.17	0.07
120	sLCB4	-0.22	-1.48	-2.27	0	0.49	0.29
121	sLCB4	-0.03	-2.11	2.1	0	0.11	-0.2
121	sLCB4	-0.03	-1.96	2.1	0	-0.18	0.08
121	sLCB4	-0.03	-1.81	2.1	0	-0.47	0.34
122	sLCB4	3.5	0	-0.04	0	0.03	0
122	sLCB4	3.5	0	-0.03	0	0.03	0
122	sLCB4	3.5	0	-0.01	0	0.04	0

123	sLCB4	7.12	0	0.15	0	-0.01	0.01
123	sLCB4	7.12	0	0.16	0	-0.04	0.01
123	sLCB4	7.12	0	0.17	0	-0.07	0.01
124	sLCB4	6.54	-0.01	0.16	0	-0.02	-0.01
124	sLCB4	6.54	-0.01	0.17	0	-0.05	0
124	sLCB4	6.54	-0.01	0.19	0	-0.09	0
125	sLCB4	2.5	0	-0.02	0	0.02	0
125	sLCB4	2.5	0	0	0	0.02	0
125	sLCB4	2.5	0	0.02	0	0.02	0
126	sLCB4	10.12	-0.12	-0.1	0	-0.08	0.01
126	sLCB4	10.12	-0.12	-0.09	0	-0.06	0.04
126	sLCB4	10.12	-0.12	-0.07	0	-0.04	0.07
127	sLCB4	10.31	0.13	-0.14	0	-0.08	-0.02
127	sLCB4	10.31	0.13	-0.13	0	-0.05	-0.05
127	sLCB4	10.31	0.13	-0.11	0	-0.02	-0.08
128	sLCB4	-9.35	-1.71	0.24	0	-0.55	-0.82
128	sLCB4	-9.35	-1.03	0.24	0	-0.7	0.03
128	sLCB4	-9.35	-0.36	0.24	0	-0.85	0.46
129	sLCB4	-0.77	-1.32	-0.57	0	-0.92	-0.55
129	sLCB4	-0.77	-0.24	-0.57	0	-0.35	0.22
129	sLCB4	-0.77	0.85	-0.57	0	0.23	-0.08
130	sLCB4	-3.38	-0.77	0.26	0	0.18	-0.05
130	sLCB4	-3.38	0.32	0.26	0	-0.08	0.17
130	sLCB4	-3.38	1.4	0.26	0	-0.34	-0.69
131	sLCB4	2.28	-2.1	-0.57	0	-0.34	-1.06
131	sLCB4	2.28	-1.78	-0.57	0	-0.17	-0.48
131	sLCB4	2.28	-1.45	-0.57	0	0	0
132	sLCB4	2.11	-2.4	0.45	0	0.27	-1.23
132	sLCB4	2.11	-2.07	0.45	0	0.13	-0.57
132	sLCB4	2.11	-1.75	0.45	0	0	0
133	sLCB4	-3.7	-0.83	-0.22	0	-0.17	-0.12
133	sLCB4	-3.7	0.26	-0.22	0	0.05	0.17
133	sLCB4	-3.7	1.34	-0.22	0	0.27	-0.63
134	sLCB4	-4.37	-1.32	0.64	0	1.06	-0.56
134	sLCB4	-4.37	-0.23	0.64	0	0.41	0.22
134	sLCB4	-4.37	0.85	0.64	0	-0.23	-0.1
135	sLCB4	-13.14	-1.59	-0.14	0	0.81	-0.75

135	sLCB4	-13.14	-0.91	-0.14	0	0.89	0.03
135	sLCB4	-13.14	-0.24	-0.14	0	0.98	0.38
136	sLCB4	28.81	-3.14	1.84	0	0.42	-0.45
136	sLCB4	28.81	-2.4	4.43	0	-0.53	0.4
136	sLCB4	28.81	-1.66	7.02	0	-2.28	1.01
137	sLCB4	30.99	-2.67	-4.75	0	-1.42	-0.31
137	sLCB4	30.99	-1.94	-7.35	0	0.43	0.39
137	sLCB4	30.99	-1.2	-9.94	0	3.06	0.87
138	sLCB4	-10.76	2.25	-6.85	0	-1.87	1.81
138	sLCB4	-10.76	2.9	-6.85	0	2.27	0.26
138	sLCB4	-10.76	3.56	-6.85	0	6.4	-1.69
139	sLCB4	-8.57	-0.11	1.06	0	0.32	0.63
139	sLCB4	-8.57	0.97	1.06	0	-0.74	0.2
139	sLCB4	-8.57	2.06	1.06	0	-1.8	-1.32
140	sLCB4	-4.03	-5.68	0.35	-0.01	-0.3	-1.97
140	sLCB4	-4.03	-5.36	0.35	-0.01	-0.4	-0.33
140	sLCB4	-4.03	-5.03	0.35	-0.01	-0.51	1.22
141	sLCB4	1.15	-1.25	0.49	0	-0.15	-0.49
141	sLCB4	1.15	-0.76	0.49	0	-0.37	-0.05
141	sLCB4	1.15	-0.27	0.49	0	-0.59	0.19
142	sLCB4	3.85	-1.25	0.22	0	0.19	-0.51
142	sLCB4	3.85	-0.28	0.22	0	-0.01	0.18
142	sLCB4	3.85	0.7	0.22	0	-0.2	-0.01
143	sLCB4	0.81	-1.92	-0.06	0	0.06	-1.16
143	sLCB4	0.81	-0.84	-0.06	0	0.11	0.22
143	sLCB4	0.81	0.25	-0.06	0	0.17	0.51
144	sLCB4	-2.41	-2.3	-0.64	0	-1.21	-1.54
144	sLCB4	-2.41	-1.22	-0.64	0	-0.57	0.22
144	sLCB4	-2.41	-0.13	-0.64	0	0.07	0.9
145	sLCB4	-6.34	-3.77	5.79	0	5.71	-1.81
145	sLCB4	-6.34	-3.12	5.79	0	2.21	0.27
145	sLCB4	-6.34	-2.46	5.79	0	-1.28	1.96
146	sLCB4	21.57	6.52	14.65	-0.02	6.22	0.77
146	sLCB4	21.57	7.16	13.02	-0.02	3.55	-0.55
146	sLCB4	21.57	7.8	11.38	-0.02	1.2	-1.99
147	sLCB4	24.68	-7.5	-9.8	0.03	0.14	-1.86
147	sLCB4	24.68	-6.86	-11.44	0.03	2.19	-0.47

147	sLCB4	24.68	-6.22	-13.08	0.03	4.55	0.79
148	sLCB4	1.69	4.97	-1.47	-0.01	-0.17	1.69
148	sLCB4	1.69	5.25	-1.47	-0.01	0.21	0.39
148	sLCB4	1.69	5.52	-1.47	-0.01	0.58	-0.99
149	sLCB4	0.54	-0.2	-1.5	0	-0.6	-0.02
149	sLCB4	0.54	0.08	-1.5	0	-0.21	0
149	sLCB4	0.54	0.35	-1.5	0	0.17	-0.06
150	sLCB4	-0.37	0.01	-0.25	0	-0.14	0.01
150	sLCB4	-0.37	0.01	-0.22	0	-0.03	0.01
150	sLCB4	-0.37	0.01	-0.18	0	0.07	0
151	sLCB4	9.27	0.02	0.07	0	0.04	0
151	sLCB4	9.27	0.02	0.11	0	0	-0.01
151	sLCB4	9.27	0.02	0.14	0	-0.06	-0.02
152	sLCB4	14.11	-0.05	-0.11	0	0	-0.07
152	sLCB4	14.11	-0.05	-0.08	0	0.04	-0.05
152	sLCB4	14.11	-0.05	-0.04	0	0.07	-0.02
153	sLCB4	7.48	0.02	-0.27	0	-0.13	0.02
153	sLCB4	7.48	0.02	-0.24	0	-0.01	0.01
153	sLCB4	7.48	0.02	-0.21	0	0.1	0
154	sLCB4	12.47	0.05	0.08	0	0.08	-0.02
154	sLCB4	12.47	0.05	0.11	0	0.03	-0.04
154	sLCB4	12.47	0.05	0.15	0	-0.03	-0.07
155	sLCB4	7.64	0	-0.23	0	-0.12	0.01
155	sLCB4	7.64	0	-0.2	0	-0.02	0.01
155	sLCB4	7.64	0	-0.17	0	0.07	0
156	sLCB4	6.58	0.01	-0.22	0	-0.11	0.01
156	sLCB4	6.58	0.01	-0.19	0	-0.01	0
156	sLCB4	6.58	0.01	-0.16	0	0.08	0
157	sLCB4	3.82	0.01	-0.07	0	0	0
157	sLCB4	3.82	0.01	-0.04	0	0.02	0
157	sLCB4	3.82	0.01	0	0	0.03	0
158	sLCB4	6.07	0.02	0.04	0	0.06	0
158	sLCB4	6.07	0.02	0.08	0	0.03	-0.01
158	sLCB4	6.07	0.02	0.11	0	-0.02	-0.02
159	sLCB4	21.97	-3.32	9.87	0	1.22	-0.99
159	sLCB4	21.97	0.24	0.8	0	-4.47	0.65
159	sLCB4	21.97	3.8	-8.27	0	-0.49	-1.51

160	sLCB4	25.54	-3.61	9.85	0	1.82	-1.3
160	sLCB4	25.54	-0.05	0.78	0	-3.85	0.65
160	sLCB4	25.54	3.51	-8.29	0	0.16	-1.19
161	sLCB4	18.42	-0.03	-0.06	0	0.01	-0.02
161	sLCB4	18.42	-0.03	-0.03	0	0.03	-0.01
161	sLCB4	18.42	-0.03	0	0	0.04	0.01
162	sLCB4	10.08	0.02	-0.01	0	0.04	0
162	sLCB4	10.08	0.02	0.03	0	0.03	0
162	sLCB4	10.08	0.02	0.06	0	0.01	-0.01
163	sLCB4	16.48	0.04	0	0	0.04	0.02
163	sLCB4	16.48	0.04	0.04	0	0.03	0
163	sLCB4	16.48	0.04	0.07	0	0.01	-0.02
164	sLCB4	8.36	0.01	-0.05	0	0.03	0.01
164	sLCB4	8.36	0.01	-0.02	0	0.04	0
164	sLCB4	8.36	0.01	0.01	0	0.05	0
165	sLCB4	7.36	0.01	0.01	0	0.04	0
165	sLCB4	7.36	0.01	0.04	0	0.02	-0.01
165	sLCB4	7.36	0.01	0.07	0	0	-0.01
166	sLCB4	5.71	-1.03	-0.02	0	-0.2	-0.22
166	sLCB4	5.71	0.05	-0.02	0	-0.18	0.27
166	sLCB4	5.71	1.14	-0.02	0	-0.16	-0.33
167	sLCB4	0.76	-1	-0.2	0	0.17	-0.24
167	sLCB4	0.76	0.08	-0.2	0	0.37	0.22
167	sLCB4	0.76	1.17	-0.2	0	0.57	-0.41
168	sLCB4	1.95	0.02	-0.01	0	0.04	0.03
168	sLCB4	1.95	0.02	0.02	0	0.04	0.02
168	sLCB4	1.95	0.02	0.04	0	0.03	0.01
169	sLCB4	10.99	0.02	-0.52	0	-0.16	0.02
169	sLCB4	10.99	0.02	-0.5	0	0	0.02
169	sLCB4	10.99	0.02	-0.48	0	0.15	0.01
170	sLCB4	10.77	0.05	-0.59	0	-0.24	0.04
170	sLCB4	10.77	0.05	-0.57	0	-0.06	0.02
170	sLCB4	10.77	0.05	-0.55	0	0.12	0.01
171	sLCB4	7.19	0.01	-0.01	0	0.01	0
171	sLCB4	7.19	0.01	0.02	0	0.01	-0.01
171	sLCB4	7.19	0.01	0.05	0	-0.01	-0.01
172	sLCB4	6.38	0.02	-0.7	0	-0.24	0.02

172	sLCB4	6.38	0.02	-0.68	0	-0.04	0.01
172	sLCB4	6.38	0.02	-0.67	0	0.15	0
173	sLCB4	13.9	-0.02	0.34	0	0.14	0.01
173	sLCB4	13.9	-0.02	0.37	0	-0.02	0.02
173	sLCB4	13.9	-0.02	0.4	0	-0.2	0.02
174	sLCB4	8.37	0.02	0.36	0	0.11	0.01
174	sLCB4	8.37	0.02	0.38	0	-0.04	0
174	sLCB4	8.37	0.02	0.41	0	-0.21	-0.01
175	sLCB4	25.83	9.68	17.39	-0.05	4.19	-0.66
175	sLCB4	25.83	9.92	16.78	-0.05	2.97	-1.35
175	sLCB4	25.83	10.16	16.18	-0.05	1.8	-2.07
176	sLCB4	2.11	0.45	1.88	0	0.96	0.35
176	sLCB4	2.11	0.94	1.88	0	0.11	0.04
176	sLCB4	2.11	1.43	1.88	0	-0.74	-0.5
177	sLCB4	-0.56	1.8	-0.86	0	-0.71	1.79
177	sLCB4	-0.56	2.62	-0.86	0	-0.07	0.13
177	sLCB4	-0.56	3.43	-0.86	0	0.58	-2.14
178	sLCB4	-7.78	1.12	0.86	0	0.6	1.28
178	sLCB4	-7.78	1.93	0.86	0	-0.05	0.14
178	sLCB4	-7.78	2.75	0.86	0	-0.69	-1.61
179	sLCB4	-17.19	4.74	-6.41	0	-0.65	2.48
179	sLCB4	-17.19	5.2	-6.41	0	2.07	0.37
179	sLCB4	-17.19	5.66	-6.41	0	4.79	-1.94
180	sLCB4	20.8	-5.88	-11.56	0.02	-0.52	-1.62
180	sLCB4	20.8	-5.15	-13.43	0.02	2.23	-0.41
180	sLCB4	20.8	-4.41	-15.3	0.02	5.39	0.64
181	sLCB4	2.8	-7.29	0.35	0.02	-0.11	-0.54
181	sLCB4	2.8	-7.15	0.35	0.02	-0.15	0.36
181	sLCB4	2.8	-7.02	0.35	0.02	-0.2	1.24
182	sLCB4	4.76	0.03	0.18	0	0.07	-0.01
182	sLCB4	4.76	0.03	0.22	0	-0.02	-0.02
182	sLCB4	4.76	0.03	0.25	0	-0.13	-0.03
183	sLCB4	-20	-3.35	5.72	0	5.01	-1.29
183	sLCB4	-20	-2.81	5.72	0	2.19	0.23
183	sLCB4	-20	-2.28	5.72	0	-0.64	1.49
184	sLCB4	-12.31	-2.73	-1.29	0	-0.68	-1.41
184	sLCB4	-12.31	-2.08	-1.29	0	0.1	0.04

184	sLCB4	-12.31	-1.43	-1.29	0	0.87	1.09
185	sLCB4	-3.93	-8.23	1.68	0	0.87	-2.95
185	sLCB4	-3.93	-7.9	1.68	0	0.37	-0.55
185	sLCB4	-3.93	-7.58	1.68	0	-0.13	1.76
186	sLCB4	41.39	-5.02	2.71	0	1.32	-2.21
186	sLCB4	41.39	-5.02	2.76	0	0.47	-0.67
186	sLCB4	41.39	-5.02	2.81	0	-0.38	0.88
187	sLCB4	1.92	-0.02	-2.84	0	-0.98	0.23
187	sLCB4	1.92	0.36	-2.84	0	0.01	0.17
187	sLCB4	1.92	0.74	-2.84	0	1	-0.03
188	sLCB4	6.14	0.03	-0.07	0	-0.01	0.02
188	sLCB4	6.14	0.03	-0.04	0	0.02	0.01
188	sLCB4	6.14	0.03	-0.01	0	0.03	-0.01
189	sLCB4	8.96	0.02	-0.39	0	-0.01	0
189	sLCB4	8.96	0.02	-0.37	0	0.11	-0.01
189	sLCB4	8.96	0.02	-0.35	0	0.21	-0.01
190	sLCB4	37.5	2.56	0.39	0	0.96	1.77
190	sLCB4	37.5	2.56	0.44	0	0.83	0.95
190	sLCB4	37.5	2.56	0.5	0	0.68	0.13
191	sLCB4	-1.1	-8.26	-13.42	0.01	-3.2	-2.08
191	sLCB4	-1.1	-8.04	-13.42	0.01	-0.54	-0.47
191	sLCB4	-1.1	-7.83	-13.42	0.01	2.11	1.1
192	sLCB4	-9.46	-2.42	2.9	0	1.25	-1.44
192	sLCB4	-9.46	-1.61	2.9	0	-0.93	0.07
192	sLCB4	-9.46	-0.79	2.9	0	-3.1	0.97
193	sLCB4	-15.88	-0.88	-1.01	0	-0.39	-0.27
193	sLCB4	-15.88	-0.07	-1.01	0	0.36	0.08
193	sLCB4	-15.88	0.75	-1.01	0	1.12	-0.17
194	sLCB4	-17.29	-2.88	-1.44	0	-1.12	-0.53
194	sLCB4	-17.29	-2.61	-1.44	0	-0.75	0.16
194	sLCB4	-17.29	-2.34	-1.44	0	-0.39	0.78
195	sLCB4	-12.89	-7.42	-1.1	0.02	1.82	-0.27
195	sLCB4	-12.89	-7.32	-1.1	0.02	1.93	0.44
195	sLCB4	-12.89	-7.22	-1.1	0.02	2.03	1.13
196	sLCB4	5.82	0	-0.42	0	-0.09	0.02
196	sLCB4	5.82	0	-0.41	0	0	0.02
196	sLCB4	5.82	0	-0.39	0	0.09	0.02

197	sLCB4	5.13	0.02	0.52	0	0.14	0.03
197	sLCB4	5.13	0.02	0.54	0	-0.02	0.03
197	sLCB4	5.13	0.02	0.56	0	-0.19	0.02
198	sLCB4	-10.6	1.72	-0.89	0	-0.53	0.6
198	sLCB4	-10.6	2.05	-0.89	0	-0.26	0.03
198	sLCB4	-10.6	2.37	-0.89	0	0.01	-0.64
199	sLCB4	-10.89	-0.56	-0.65	0	-1.3	-0.02
199	sLCB4	-10.89	0.09	-0.65	0	-0.91	0.12
199	sLCB4	-10.89	0.74	-0.65	0	-0.52	-0.13
200	sLCB4	-1.28	-0.76	4.84	0	1.43	-0.08
200	sLCB4	-1.28	-0.43	4.84	0	-0.01	0.09
200	sLCB4	-1.28	-0.11	4.84	0	-1.45	0.17
201	sLCB4	9.67	0.1	-1.04	0	-0.22	-0.03
201	sLCB4	9.67	0.1	-1.02	0	0.06	-0.05
201	sLCB4	9.67	0.1	-1.01	0	0.32	-0.08
202	sLCB4	54.12	-3.85	4.48	0	1.75	-0.99
202	sLCB4	54.12	-2.44	0.87	0	0.62	0.35
202	sLCB4	54.12	-1.02	-2.74	0	1.01	1.08
203	sLCB4	-5	0.13	-0.49	0	-0.14	0
203	sLCB4	-5	0.13	-0.47	0	0.01	-0.05
203	sLCB4	-5	0.13	-0.45	0	0.16	-0.09
204	sLCB4	-22.77	0	-0.3	0	-0.16	-0.01
204	sLCB4	-22.77	0	-0.27	0	-0.02	-0.01
204	sLCB4	-22.77	0	-0.24	0	0.11	-0.02
205	sLCB4	44.11	3.17	3.17	0	1.74	1.15
205	sLCB4	44.11	4.05	0.92	0	1.2	0.19
205	sLCB4	44.11	4.94	-1.34	0	1.25	-1
206	sLCB4	0.68	0.07	1.89	0	0.49	0.06
206	sLCB4	0.68	0.07	1.91	0	0.1	0.05
206	sLCB4	0.68	0.07	1.92	0	-0.29	0.03
207	sLCB4	15.02	-0.04	-0.27	0	-0.11	0.01
207	sLCB4	15.02	-0.04	-0.24	0	0.01	0.03
207	sLCB4	15.02	-0.04	-0.21	0	0.12	0.05
208	sLCB4	-3.49	0.67	0.91	0	0.65	1.47
208	sLCB4	-3.49	1.75	0.91	0	-0.26	0.26
208	sLCB4	-3.49	2.84	0.91	0	-1.17	-2.04
209	sLCB4	-13.04	0.09	-0.33	0	-0.19	0.06

209	sLCB4	-13.04	0.09	-0.3	0	-0.03	0.01
209	sLCB4	-13.04	0.09	-0.27	0	0.11	-0.04
210	sLCB4	-5.74	-1.6	-1.44	0	-0.47	-0.74
210	sLCB4	-5.74	-0.93	-1.44	0	0.42	0.04
210	sLCB4	-5.74	-0.25	-1.44	0	1.31	0.41
211	sLCB4	7.66	-3.96	0.92	0	0.66	-2.9
211	sLCB4	7.66	-2.98	0.92	0	-0.18	0.23
211	sLCB4	7.66	-2	0.92	0	-1.01	2.47
212	sLCB4	-13.69	0.97	2.06	0	2.02	1.5
212	sLCB4	-13.69	1.95	2.06	0	0.16	0.18
212	sLCB4	-13.69	2.93	2.06	0	-1.7	-2.01
213	sLCB4	55.83	-2.44	6.11	0	1.31	-0.44
213	sLCB4	55.83	0.23	-0.71	0	-0.86	0.44
213	sLCB4	55.83	2.91	-7.53	0	2.45	-0.82
214	sLCB4	66.68	-2.65	6.31	0	0.96	-0.6
214	sLCB4	66.68	0.03	-0.51	0	-1.37	0.45
214	sLCB4	66.68	2.71	-7.33	0	1.77	-0.65
215	sLCB4	-26.62	0.1	0.21	0	0.08	0.02
215	sLCB4	-26.62	0.1	0.24	0	-0.02	-0.03
215	sLCB4	-26.62	0.1	0.27	0	-0.15	-0.07
216	sLCB4	-21.27	0.07	0.27	0	0.11	0.03
216	sLCB4	-21.27	0.07	0.31	0	-0.03	0
216	sLCB4	-21.27	0.07	0.34	0	-0.19	-0.04
217	sLCB4	-11.94	-0.03	-0.31	0	-0.12	-0.02
217	sLCB4	-11.94	-0.03	-0.28	0	0.03	0
217	sLCB4	-11.94	-0.03	-0.25	0	0.15	0.02
218	sLCB4	16.19	0.01	-0.4	0	-0.21	0.01
218	sLCB4	16.19	0.01	-0.37	0	-0.02	0
218	sLCB4	16.19	0.01	-0.34	0	0.15	0
219	sLCB4	-8.78	-3.42	-1.25	0	-1.1	-0.68
219	sLCB4	-8.78	-3.15	-1.25	0	-0.79	0.15
219	sLCB4	-8.78	-2.87	-1.25	0	-0.47	0.9
220	sLCB4	19.27	0.02	0.03	0	0.06	0
220	sLCB4	19.27	0.02	0.06	0	0.04	-0.01
220	sLCB4	19.27	0.02	0.09	0	0	-0.02
221	sLCB4	43.07	-4.41	7.31	0	2.5	-1.33
221	sLCB4	43.07	-2.99	3.68	0	0.15	0.25

221	sLCB4	43.07	-1.56	0.05	0	-0.65	1.22
222	sLCB4	-14.75	6.17	-7.33	0	-1.14	2.66
222	sLCB4	-14.75	6.54	-7.33	0	1.35	0.49
222	sLCB4	-14.75	6.91	-7.33	0	3.85	-1.8
223	sLCB4	50.99	-2.51	8.49	0	3.54	-0.5
223	sLCB4	50.99	0.17	1.67	0	-0.54	0.44
223	sLCB4	50.99	2.85	-5.15	0	0.86	-0.77
224	sLCB4	14.25	-0.03	-0.22	0	0.01	0.03
224	sLCB4	14.25	-0.03	-0.21	0	0.06	0.03
224	sLCB4	14.25	-0.03	-0.2	0	0.1	0.04
225	sLCB4	38.33	-3.33	-0.51	0	0.41	-0.28
225	sLCB4	38.33	-2.67	1.79	0	0.23	0.53
225	sLCB4	38.33	-2.02	4.08	0	-0.56	1.16
226	sLCB4	-36.95	-0.06	-1.38	0	-0.3	-0.04
226	sLCB4	-36.95	-0.06	-1.37	0	-0.09	-0.03
226	sLCB4	-36.95	-0.06	-1.36	0	0.11	-0.02
227	sLCB4	-17.16	0.2	3.65	0	-1.7	-0.11
227	sLCB4	-17.16	0.4	3.65	0	-2.37	-0.17
227	sLCB4	-17.16	0.6	3.65	0	-3.04	-0.26
228	sLCB4	25.14	11.34	12.87	-0.03	3.59	0.18
228	sLCB4	25.14	11.69	11.96	-0.03	2.26	-1.05
228	sLCB4	25.14	12.05	11.05	-0.03	1.04	-2.31
229	sLCB4	-0.32	-9.14	13.12	0.01	6.26	-1.47
229	sLCB4	-0.32	-8.9	13.12	0.01	3.44	0.47
229	sLCB4	-0.32	-8.67	13.12	0.01	0.62	2.35
230	sLCB4	45.16	2.69	-2.71	0.01	0.43	0.92
230	sLCB4	45.16	3.69	-5.26	0.01	1.62	-0.04
230	sLCB4	45.16	4.69	-7.81	0.01	3.58	-1.29
231	sLCB4	22.62	-2.71	8.03	0	1.05	-0.77
231	sLCB4	22.62	-0.03	1.21	0	-2.65	0.33
231	sLCB4	22.62	2.64	-5.61	0	-0.89	-0.72
232	sLCB4	40.36	-1.85	-15.58	0	-3.67	0.47
232	sLCB4	40.36	-1.23	-13.4	0	0.04	0.87
232	sLCB4	40.36	-0.61	-11.22	0	3.2	1.1
233	sLCB4	26.2	-10.3	-6.26	0.02	-0.9	-2.76
233	sLCB4	26.2	-9.48	-8.36	0.02	0.91	-0.31
233	sLCB4	26.2	-8.65	-10.47	0.02	3.25	1.93

234	sLCB4	-1.06	0.75	0.12	0.02	0.05	0.35
234	sLCB4	-1.09	0.75	0.12	0.02	-0.01	-0.01
234	sLCB4	-1.12	0.75	0.12	0.02	-0.07	-0.38
235	sLCB4	-1.04	-0.67	0.11	-0.02	0.04	-0.31
235	sLCB4	-1.07	-0.67	0.11	-0.02	-0.01	0.01
235	sLCB4	-1.1	-0.67	0.11	-0.02	-0.06	0.34
236	sLCB4	29.08	3.04	14.69	0	14.09	2.25
236	sLCB4	28.93	3.04	14.69	0	6.97	0.78
236	sLCB4	28.78	3.04	14.69	0	-0.15	-0.7
237	sLCB4	29.14	-2.8	14.62	0	14.04	-2.1
237	sLCB4	28.99	-2.8	14.62	0	6.94	-0.74
237	sLCB4	28.84	-2.8	14.62	0	-0.15	0.62
238	sLCB4	-20.78	-0.01	0.69	0	0.33	0
238	sLCB4	-20.75	-0.01	0.7	0	-0.05	0
238	sLCB4	-20.71	-0.01	0.72	0	-0.43	0.01
239	sLCB4	-20.89	0.01	0.69	0	0.33	0
239	sLCB4	-20.86	0.01	0.7	0	-0.05	0
239	sLCB4	-20.83	0.01	0.72	0	-0.43	-0.01
240	sLCB4	5.84	-1.07	-0.03	0	-0.03	-0.86
240	sLCB4	5.69	-1.07	-0.03	0	-0.02	-0.34
240	sLCB4	5.54	-1.07	-0.03	0	0	0.18
241	sLCB4	5.85	-1.06	0.11	0	0.11	-0.86
241	sLCB4	5.7	-1.06	0.11	0	0.06	-0.34
241	sLCB4	5.55	-1.06	0.11	0	0	0.17
242	sLCB4	24.18	0.37	13.14	0	12.63	0.33
242	sLCB4	24.03	0.37	13.14	0	6.25	0.15
242	sLCB4	23.88	0.37	13.14	0	-0.12	-0.03
243	sLCB4	24.22	-0.2	13.38	0	12.85	-0.24
243	sLCB4	24.07	-0.2	13.38	0	6.36	-0.14
243	sLCB4	23.92	-0.2	13.38	0	-0.13	-0.04
244	sLCB4	20.55	-0.01	0.46	0	0.31	-0.01
244	sLCB4	20.52	-0.01	0.47	0	0.06	0
244	sLCB4	20.49	-0.01	0.49	0	-0.2	0
245	sLCB4	20.68	0.01	0.46	0	0.31	0.01
245	sLCB4	20.65	0.01	0.47	0	0.06	0
245	sLCB4	20.61	0.01	0.49	0	-0.2	0
246	sLCB4	-16.49	-0.02	0.64	0	0.31	-0.01

246	sLCB4	-16.46	-0.02	0.66	0	-0.04	0
246	sLCB4	-16.43	-0.02	0.68	0	-0.41	0
247	sLCB4	-16.54	0.02	0.65	0	0.31	0.01
247	sLCB4	-16.5	0.02	0.67	0	-0.04	0
247	sLCB4	-16.47	0.02	0.68	0	-0.41	0
248	sLCB4	15.12	0	0.37	0	0.26	-0.01
248	sLCB4	15.09	0	0.38	0	0.06	0
248	sLCB4	15.06	0	0.4	0	-0.16	0
249	sLCB4	15.25	0	0.37	0	0.26	0.01
249	sLCB4	15.22	0	0.39	0	0.06	0
249	sLCB4	15.18	0	0.4	0	-0.16	0
250	sLCB4	-19.81	0	-0.04	0	0	0
250	sLCB4	-19.77	0	-0.02	0	0.01	0
250	sLCB4	-19.74	0	0	0	0.02	0
251	sLCB4	-19.94	0	-0.04	0	0	0
251	sLCB4	-19.91	0	-0.02	0	0.01	0
251	sLCB4	-19.87	0	0	0	0.02	0
252	sLCB4	21.02	0.28	12.88	0	12.32	0.31
252	sLCB4	20.87	0.28	12.88	0	6.07	0.18
252	sLCB4	20.72	0.28	12.88	0	-0.17	0.04
253	sLCB4	20.94	-0.04	13.4	0	12.81	-0.18
253	sLCB4	20.79	-0.04	13.4	0	6.31	-0.17
253	sLCB4	20.64	-0.04	13.4	0	-0.18	-0.15
254	sLCB4	-14.53	0	-0.14	0	-0.05	0
254	sLCB4	-14.5	0	-0.12	0	0.02	0
254	sLCB4	-14.47	0	-0.1	0	0.08	0.01
255	sLCB4	-14.65	0	-0.14	0	-0.05	0
255	sLCB4	-14.62	0	-0.12	0	0.02	0
255	sLCB4	-14.59	0	-0.1	0	0.08	-0.01
256	sLCB4	-12.99	-0.02	0.62	0	0.31	-0.02
256	sLCB4	-12.96	-0.02	0.64	0	-0.03	-0.01
256	sLCB4	-12.92	-0.02	0.65	0	-0.38	0
257	sLCB4	-12.89	0.02	0.64	0	0.32	0.02
257	sLCB4	-12.86	0.02	0.65	0	-0.03	0.01
257	sLCB4	-12.82	0.02	0.67	0	-0.39	0
258	sLCB4	14.46	0	-0.09	0	-0.05	0
258	sLCB4	14.43	0	-0.07	0	0	0

258	sLCB4	14.4	0	-0.06	0	0.03	0
259	sLCB4	14.61	0	-0.09	0	-0.05	0
259	sLCB4	14.58	0	-0.07	0	-0.01	0
259	sLCB4	14.54	0	-0.05	0	0.03	0
260	sLCB4	-7.22	0.41	-0.08	0	-0.16	0.26
260	sLCB4	-7.37	0.41	-0.08	0	-0.12	0.06
260	sLCB4	-7.52	0.41	-0.08	0	-0.08	-0.14
261	sLCB4	-7.33	0.5	0.06	0	0.14	0.31
261	sLCB4	-7.48	0.5	0.06	0	0.11	0.06
261	sLCB4	-7.63	0.5	0.06	0	0.08	-0.18
262	sLCB4	10.12	0	-0.11	0	-0.1	-0.01
262	sLCB4	10.09	0	-0.09	0	-0.05	0
262	sLCB4	10.06	0	-0.07	0	0	0
263	sLCB4	10.24	0	-0.11	0	-0.1	0.01
263	sLCB4	10.21	0	-0.09	0	-0.05	0
263	sLCB4	10.17	0	-0.07	0	0	0
264	sLCB4	12.06	0	0.34	0	0.24	0
264	sLCB4	12.02	0	0.35	0	0.05	0
264	sLCB4	11.99	0	0.37	0	-0.14	0
265	sLCB4	12.13	0	0.34	0	0.24	0
265	sLCB4	12.1	0	0.36	0	0.05	0
265	sLCB4	12.06	0	0.37	0	-0.14	0
266	sLCB4	-11.45	0	-0.15	0	-0.06	0
266	sLCB4	-11.42	0	-0.13	0	0.02	0
266	sLCB4	-11.38	0	-0.12	0	0.09	0
267	sLCB4	-11.5	0	-0.15	0	-0.06	0
267	sLCB4	-11.47	0	-0.13	0	0.02	0
267	sLCB4	-11.44	0	-0.12	0	0.09	0
268	sLCB4	-10.18	0	0.14	0	0.08	0
268	sLCB4	-10.15	0	0.16	0	0	0
268	sLCB4	-10.11	0	0.17	0	-0.09	0
269	sLCB4	-10.3	0	0.14	0	0.08	0
269	sLCB4	-10.26	0	0.16	0	0	0
269	sLCB4	-10.23	0	0.18	0	-0.09	-0.01
270	sLCB4	7.22	0	-0.1	0	-0.09	0
270	sLCB4	7.19	0	-0.08	0	-0.04	0
270	sLCB4	7.16	0	-0.07	0	0	0

271	sLCB4	7.27	0	-0.1	0	-0.09	0
271	sLCB4	7.24	0	-0.08	0	-0.04	0
271	sLCB4	7.21	0	-0.07	0	0	0
272	sLCB4	9.43	-0.01	0.08	0	0.06	0
272	sLCB4	9.4	-0.01	0.1	0	0.01	0
272	sLCB4	9.36	-0.01	0.12	0	-0.05	0
273	sLCB4	9.55	0.01	0.08	0	0.06	0.01
273	sLCB4	9.52	0.01	0.1	0	0.01	0
273	sLCB4	9.49	0.01	0.12	0	-0.05	0
274	sLCB4	21.22	0.52	9.16	0	8.79	0.29
274	sLCB4	21.07	0.52	9.16	0	4.34	0.04
274	sLCB4	20.92	0.52	9.16	0	-0.1	-0.21
275	sLCB4	21.02	-0.16	9.53	0	9.13	-0.1
275	sLCB4	20.87	-0.16	9.53	0	4.51	-0.02
275	sLCB4	20.72	-0.16	9.53	0	-0.11	0.06
276	sLCB4	-13.47	0	0.52	0	0.25	0
276	sLCB4	-13.43	0	0.53	0	-0.04	0
276	sLCB4	-13.4	0	0.55	0	-0.33	0
277	sLCB4	-13.23	0.01	0.53	0	0.25	0.01
277	sLCB4	-13.19	0.01	0.55	0	-0.04	0
277	sLCB4	-13.16	0.01	0.56	0	-0.34	0
278	sLCB4	-7.26	0	0.1	0	0.06	0
278	sLCB4	-7.23	0	0.12	0	0	0
278	sLCB4	-7.19	0	0.13	0	-0.07	0
279	sLCB4	-7.31	0	0.1	0	0.06	0
279	sLCB4	-7.28	0	0.12	0	0	0
279	sLCB4	-7.24	0	0.13	0	-0.07	0
280	sLCB4	-9.28	-0.02	-0.04	0	0.01	0
280	sLCB4	-9.25	-0.02	-0.03	0	0.03	0.01
280	sLCB4	-9.22	-0.02	-0.01	0	0.04	0.01
281	sLCB4	-9.41	0.02	-0.04	0	0.01	0
281	sLCB4	-9.38	0.02	-0.02	0	0.03	0
281	sLCB4	-9.35	0.02	-0.01	0	0.04	-0.01
282	sLCB4	6.7	0	0.05	0	0.03	0
282	sLCB4	6.66	0	0.07	0	0	0
282	sLCB4	6.63	0	0.08	0	-0.04	0
283	sLCB4	6.75	0	0.05	0	0.03	0

283	sLCB4	6.72	0	0.07	0	0	0
283	sLCB4	6.68	0	0.08	0	-0.04	0
284	sLCB4	11.26	0	0.3	0	0.22	0
284	sLCB4	11.23	0	0.31	0	0.05	0
284	sLCB4	11.2	0	0.33	0	-0.12	0
285	sLCB4	11.11	0	0.3	0	0.22	0
285	sLCB4	11.08	0	0.31	0	0.05	0
285	sLCB4	11.04	0	0.33	0	-0.12	0
286	sLCB4	3.68	2	-2.8	0	-2.71	0.99
286	sLCB4	3.53	2	-2.8	0	-1.35	0.02
286	sLCB4	3.38	2	-2.8	0	0.01	-0.95
287	sLCB4	3.68	2.11	2.77	0	2.68	1.04
287	sLCB4	3.53	2.11	2.77	0	1.34	0.02
287	sLCB4	3.38	2.11	2.77	0	-0.01	-1
288	sLCB4	-6.48	0	0.04	0	0.03	0
288	sLCB4	-6.45	0	0.06	0	0	0
288	sLCB4	-6.42	0	0.08	0	-0.04	0
289	sLCB4	-6.53	0	0.04	0	0.03	0
289	sLCB4	-6.5	0	0.06	0	0	0
289	sLCB4	-6.47	0	0.07	0	-0.04	0
290	sLCB4	-10.8	0	-0.13	0	-0.04	0
290	sLCB4	-10.77	0	-0.11	0	0.03	0
290	sLCB4	-10.73	0	-0.1	0	0.08	0
291	sLCB4	-10.63	0	-0.13	0	-0.04	0
291	sLCB4	-10.6	0	-0.12	0	0.03	0
291	sLCB4	-10.56	0	-0.1	0	0.08	0
292	sLCB4	5.7	0	0	0	0.01	0
292	sLCB4	5.67	0	0.02	0	0.01	0
292	sLCB4	5.63	0	0.03	0	-0.01	0
293	sLCB4	5.75	0	0	0	0.01	0
293	sLCB4	5.72	0	0.02	0	0.01	0
293	sLCB4	5.68	0	0.03	0	-0.01	0
294	sLCB4	6.53	0	-0.13	0	-0.1	0
294	sLCB4	6.5	0	-0.11	0	-0.04	0
294	sLCB4	6.47	0	-0.1	0	0.02	0
295	sLCB4	6.36	0	-0.13	0	-0.11	0
295	sLCB4	6.33	0	-0.11	0	-0.04	0

295	sLCB4	6.29	0	-0.1	0	0.02	0
296	sLCB4	-5.82	0	0.04	0	0.02	0
296	sLCB4	-5.79	0	0.06	0	0	0
296	sLCB4	-5.75	0	0.07	0	-0.04	0
297	sLCB4	-5.87	0	0.04	0	0.02	0
297	sLCB4	-5.84	0	0.06	0	0	0
297	sLCB4	-5.8	0	0.07	0	-0.04	0
298	sLCB4	-6.56	0	0.11	0	0.06	0
298	sLCB4	-6.52	0	0.12	0	0	0
298	sLCB4	-6.49	0	0.14	0	-0.07	0
299	sLCB4	-6.39	0	0.11	0	0.06	0
299	sLCB4	-6.35	0	0.12	0	0	0
299	sLCB4	-6.32	0	0.14	0	-0.07	0
300	sLCB4	9.48	0.82	6.79	0	6.75	0.36
300	sLCB4	9.33	0.82	6.79	0	3.46	-0.04
300	sLCB4	9.18	0.82	6.79	0	0.17	-0.44
301	sLCB4	9.49	-0.42	6.74	0	6.71	-0.15
301	sLCB4	9.34	-0.42	6.74	0	3.44	0.06
301	sLCB4	9.19	-0.42	6.74	0	0.18	0.26
302	sLCB4	14.38	0.01	0.47	0	0.12	0.01
302	sLCB4	14.41	0.01	0.48	0	-0.14	0
302	sLCB4	14.44	0.01	0.5	0	-0.41	-0.01
303	sLCB4	15.17	-0.01	0.45	0	0.11	-0.01
303	sLCB4	15.2	-0.01	0.47	0	-0.14	0
303	sLCB4	15.23	-0.01	0.49	0	-0.4	0.01
304	sLCB4	3.86	0	0.21	0	0.1	0
304	sLCB4	3.82	0	0.23	0	-0.02	0
304	sLCB4	3.79	0	0.24	0	-0.14	0
305	sLCB4	3.93	0	0.21	0	0.1	0
305	sLCB4	3.9	0	0.23	0	-0.02	0
305	sLCB4	3.87	0	0.24	0	-0.15	0
306	sLCB4	5.97	0	0.02	0	0.03	0
306	sLCB4	5.93	0	0.04	0	0.01	0
306	sLCB4	5.9	0	0.06	0	-0.02	0
307	sLCB4	5.8	0	0.02	0	0.02	0
307	sLCB4	5.76	0	0.04	0	0.01	0
307	sLCB4	5.73	0	0.06	0	-0.02	0

308	sLCB4	-1.06	2.45	-6.13	0	-5.69	1.17
308	sLCB4	-1.21	2.45	-6.13	0	-2.72	-0.01
308	sLCB4	-1.36	2.45	-6.13	0	0.26	-1.2
309	sLCB4	-1.14	2.56	6.1	0	5.66	1.23
309	sLCB4	-1.29	2.56	6.1	0	2.7	-0.01
309	sLCB4	-1.44	2.56	6.1	0	-0.26	-1.25
310	sLCB4	-14.43	0	-0.2	0	-0.1	0
310	sLCB4	-14.46	0	-0.18	0	0	0
310	sLCB4	-14.5	0	-0.17	0	0.1	-0.01
311	sLCB4	-15.24	0	-0.21	0	-0.11	0
311	sLCB4	-15.27	0	-0.19	0	0	0
311	sLCB4	-15.3	0	-0.17	0	0.1	0
312	sLCB4	0.75	0.03	-0.44	0	-0.13	0.01
312	sLCB4	0.79	0.03	-0.42	0	0.1	-0.01
312	sLCB4	0.82	0.03	-0.41	0	0.32	-0.03
313	sLCB4	0.67	-0.03	-0.44	0	-0.13	-0.01
313	sLCB4	0.7	-0.03	-0.42	0	0.1	0.01
313	sLCB4	0.74	-0.03	-0.41	0	0.32	0.03
314	sLCB4	-5.8	0	0.05	0	0.03	0
314	sLCB4	-5.77	0	0.06	0	0	0
314	sLCB4	-5.74	0	0.08	0	-0.03	0
315	sLCB4	-5.63	0	0.05	0	0.03	0
315	sLCB4	-5.6	0	0.06	0	0	0
315	sLCB4	-5.56	0	0.08	0	-0.03	0
316	sLCB4	8.01	0	-0.1	0	-0.05	0.01
316	sLCB4	8.04	0	-0.08	0	0	0
316	sLCB4	8.07	0	-0.07	0	0.05	0
317	sLCB4	8.81	0	-0.11	0	-0.05	-0.01
317	sLCB4	8.84	0	-0.09	0	0	0
317	sLCB4	8.87	0	-0.07	0	0.05	0
318	sLCB4	-0.85	0	0.04	0	0.04	0
318	sLCB4	-0.89	0	0.06	0	0.01	0
318	sLCB4	-0.92	0	0.07	0	-0.02	-0.01
319	sLCB4	-0.76	0	0.04	0	0.04	0
319	sLCB4	-0.79	0	0.06	0	0.02	0
319	sLCB4	-0.83	0	0.07	0	-0.02	0.01
320	sLCB4	4.96	0	0.01	0	0.01	0

320	sLCB4	4.93	0	0.02	0	0.01	0
320	sLCB4	4.9	0	0.04	0	-0.01	0
321	sLCB4	4.8	0	0	0	0.01	0
321	sLCB4	4.76	0	0.02	0	0.01	0
321	sLCB4	4.73	0	0.04	0	-0.01	0
322	sLCB4	0.03	0	0.05	0	0.03	0
322	sLCB4	0.06	0	0.06	0	0	0
322	sLCB4	0.09	0	0.08	0	-0.04	0
323	sLCB4	-0.08	0	0.05	0	0.03	0
323	sLCB4	-0.04	0	0.07	0	0	0
323	sLCB4	-0.01	0	0.08	0	-0.04	0
324	sLCB4	-7.77	0	-0.03	0	0	0
324	sLCB4	-7.8	0	-0.01	0	0.01	0
324	sLCB4	-7.83	0	0	0	0.02	-0.01
325	sLCB4	-8.56	0	-0.04	0	0	0
325	sLCB4	-8.6	0	-0.02	0	0.02	0
325	sLCB4	-8.63	0	0	0	0.02	0.01
326	sLCB4	-4.83	0	0.04	0	0.04	0
326	sLCB4	-4.8	0	0.06	0	0.01	0
326	sLCB4	-4.77	0	0.07	0	-0.03	0
327	sLCB4	-4.69	0	0.04	0	0.04	0
327	sLCB4	-4.65	0	0.06	0	0.01	0
327	sLCB4	-4.62	0	0.08	0	-0.03	0
328	sLCB4	0.06	0.02	-0.05	0	-0.01	0.02
328	sLCB4	0.03	0.02	-0.04	0	0.01	0.01
328	sLCB4	-0.01	0.02	-0.02	0	0.03	0
329	sLCB4	0.19	-0.02	-0.05	0	-0.01	-0.01
329	sLCB4	0.16	-0.02	-0.03	0	0.01	-0.01
329	sLCB4	0.12	-0.02	-0.02	0	0.03	0
330	sLCB4	6.25	0	0.04	0	0.02	0
330	sLCB4	6.29	0	0.06	0	-0.01	0
330	sLCB4	6.32	0	0.07	0	-0.04	0
331	sLCB4	7.05	0	0.03	0	0.02	0
331	sLCB4	7.09	0	0.05	0	0	0
331	sLCB4	7.12	0	0.07	0	-0.04	0
332	sLCB4	-0.45	0	0	0	0.01	0
332	sLCB4	-0.42	0	0.02	0	0.01	0

332	sLCB4	-0.39	0	0.03	0	0	-0.01
333	sLCB4	4.26	-0.02	-0.02	0	0	0
333	sLCB4	4.22	-0.02	-0.01	0	0.01	0.01
333	sLCB4	4.19	-0.02	0.01	0	0.01	0.02
334	sLCB4	5.09	0.01	-0.01	0	0.01	0
334	sLCB4	5.06	0.01	0	0	0.01	-0.01
334	sLCB4	5.02	0.01	0.01	0	0.01	-0.01
335	sLCB4	-1.59	0	0.01	0	0.02	0
335	sLCB4	-1.56	0	0.03	0	0.01	0
335	sLCB4	-1.52	0	0.04	0	-0.01	0
336	sLCB4	33.94	2.71	6.75	0	6.65	1.67
336	sLCB4	33.79	2.71	6.75	0	3.38	0.36
336	sLCB4	33.64	2.71	6.75	0	0.1	-0.96
337	sLCB4	34.05	-2.27	6.52	0	6.41	-1.46
337	sLCB4	33.9	-2.27	6.52	0	3.25	-0.36
337	sLCB4	33.76	-2.27	6.52	0	0.09	0.74
338	sLCB4	-27.87	-0.01	0.56	0	0.22	0
338	sLCB4	-27.84	-0.01	0.57	0	-0.08	0
338	sLCB4	-27.81	-0.01	0.59	0	-0.4	0.01
339	sLCB4	-27.75	0.01	0.56	0	0.22	0.01
339	sLCB4	-27.72	0.01	0.57	0	-0.08	0
339	sLCB4	-27.69	0.01	0.59	0	-0.39	-0.01
340	sLCB4	-6.36	0	-0.13	0	-0.08	0
340	sLCB4	-6.39	0	-0.11	0	-0.01	0
340	sLCB4	-6.43	0	-0.1	0	0.05	0
341	sLCB4	-7.17	0	-0.14	0	-0.08	0
341	sLCB4	-7.21	0	-0.12	0	-0.01	0
341	sLCB4	-7.24	0	-0.1	0	0.05	0
342	sLCB4	0.69	0	-0.02	0	0	0
342	sLCB4	0.66	0	-0.01	0	0.01	0
342	sLCB4	0.63	0	0.01	0	0.01	0
343	sLCB4	-4.45	0	0.07	0	0.04	-0.02
343	sLCB4	-4.41	0	0.08	0	0	-0.01
343	sLCB4	-4.38	0	0.09	0	-0.05	-0.01
344	sLCB4	-5.34	0	0.07	0	0.04	0.01
344	sLCB4	-5.31	0	0.09	0	0	0.01
344	sLCB4	-5.27	0	0.1	0	-0.05	0.01

345	sLCB4	1.84	0.01	-0.01	0	0.01	0.01
345	sLCB4	1.81	0.01	0	0	0.01	0
345	sLCB4	1.77	0.01	0.02	0	0	0
346	sLCB4	26.11	0	0.62	0	0.4	-0.01
346	sLCB4	26.08	0	0.64	0	0.06	-0.01
346	sLCB4	26.05	0	0.65	0	-0.29	-0.01
347	sLCB4	25.89	0	0.61	0	0.39	0.01
347	sLCB4	25.85	0	0.63	0	0.06	0.01
347	sLCB4	25.82	0	0.64	0	-0.28	0.01
348	sLCB4	-0.18	-0.07	-2.56	0	-2.49	0
348	sLCB4	-0.33	-0.07	-2.56	0	-1.24	0.03
348	sLCB4	-0.48	-0.07	-2.56	0	0	0.06
349	sLCB4	-0.55	-0.12	2.32	0	2.25	-0.03
349	sLCB4	-0.7	-0.12	2.32	0	1.13	0.03
349	sLCB4	-0.85	-0.12	2.32	0	0	0.09
350	sLCB4	3.76	-0.01	-0.23	0	-0.13	-0.02
350	sLCB4	3.79	-0.01	-0.22	0	0	-0.01
350	sLCB4	3.83	-0.01	-0.2	0	0.11	0
351	sLCB4	4.47	0.01	-0.25	0	-0.14	0.01
351	sLCB4	4.5	0.01	-0.23	0	0	0.01
351	sLCB4	4.54	0.01	-0.22	0	0.12	0
352	sLCB4	-0.46	-0.02	0.06	0	0.05	-0.02
352	sLCB4	-0.43	-0.02	0.07	0	0.01	-0.01
352	sLCB4	-0.4	-0.02	0.09	0	-0.03	0
353	sLCB4	1.98	0.02	0.19	0	0.09	0.01
353	sLCB4	1.95	0.02	0.2	0	-0.01	0
353	sLCB4	1.92	0.02	0.21	0	-0.11	0
354	sLCB4	2.83	-0.01	0.22	0	0.11	-0.01
354	sLCB4	2.8	-0.01	0.23	0	-0.01	0
354	sLCB4	2.76	-0.01	0.24	0	-0.13	0
355	sLCB4	-1.68	0.02	0.06	0	0.05	0.02
355	sLCB4	-1.65	0.02	0.08	0	0.01	0.01
355	sLCB4	-1.61	0.02	0.09	0	-0.03	0
356	sLCB4	-25.78	0	-0.43	0	-0.09	0.01
356	sLCB4	-25.75	0	-0.42	0	0.14	0.01
356	sLCB4	-25.71	0	-0.4	0	0.36	0.01
357	sLCB4	-25.52	0	-0.42	0	-0.08	-0.01

357	sLCB4	-25.48	0	-0.4	0	0.14	-0.01
357	sLCB4	-25.45	0	-0.39	0	0.35	-0.01
358	sLCB4	0.45	-0.77	0.84	0.12	0.44	-0.35
358	sLCB4	0.41	-0.77	0.84	0.12	0.03	0.02
358	sLCB4	0.38	-0.77	0.84	0.12	-0.38	0.39
359	sLCB4	0.45	-0.77	0.84	0.12	0.44	-0.35
359	sLCB4	0.41	-0.77	0.84	0.12	0.03	0.02
359	sLCB4	0.38	-0.77	0.84	0.12	-0.38	0.39
360	sLCB4	5.14	-0.52	3.61	0	3.48	-1.48
360	sLCB4	4.99	-0.52	3.61	0	1.73	-1.23
360	sLCB4	4.84	-0.52	3.61	0	-0.02	-0.98
361	sLCB4	-0.1	-2.12	4.29	0	4.09	-1.78
361	sLCB4	-0.25	-2.12	4.29	0	2.01	-0.75
361	sLCB4	-0.4	-2.12	4.29	0	-0.07	0.28
362	sLCB4	2.97	-0.38	4.46	0.01	4.21	-0.6
362	sLCB4	2.82	-0.38	4.46	0.01	2.04	-0.41
362	sLCB4	2.67	-0.38	4.46	0.01	-0.12	-0.23
363	sLCB4	0.23	-0.18	0	-0.07	0	-0.09
363	sLCB4	0.19	-0.18	0	-0.07	0	0
363	sLCB4	0.16	-0.18	0	-0.07	0	0.08
364	sLCB4	0.23	-0.18	0	-0.07	0	-0.09
364	sLCB4	0.19	-0.18	0	-0.07	0	0
364	sLCB4	0.16	-0.18	0	-0.07	0	0.08
365	sLCB4	0.24	-0.21	0	0.06	0	-0.1
365	sLCB4	0.21	-0.21	0	0.06	0	0
365	sLCB4	0.18	-0.21	0	0.06	0	0.1
366	sLCB4	0.24	-0.21	0	0.06	0	-0.1
366	sLCB4	0.21	-0.21	0	0.06	0	0
366	sLCB4	0.18	-0.21	0	0.06	0	0.1
367	sLCB4	2.45	0.05	4.47	-0.01	4.19	0.49
367	sLCB4	2.3	0.05	4.47	-0.01	2.02	0.46
367	sLCB4	2.15	0.05	4.47	-0.01	-0.14	0.44
368	sLCB4	0.48	1.99	4.91	0	4.67	1.72
368	sLCB4	0.33	1.99	4.91	0	2.29	0.75
368	sLCB4	0.18	1.99	4.91	0	-0.09	-0.21
369	sLCB4	5.22	0.51	3.72	0	3.59	1.42
369	sLCB4	5.07	0.51	3.72	0	1.79	1.17

369	sLCB4	4.92	0.51	3.72	0	-0.01	0.92
370	sLCB4	0.45	-0.55	-0.77	-0.15	-0.4	-0.24
370	sLCB4	0.42	-0.55	-0.77	-0.15	-0.03	0.02
370	sLCB4	0.39	-0.55	-0.77	-0.15	0.34	0.29
371	sLCB4	0.45	-0.55	-0.77	-0.15	-0.4	-0.24
371	sLCB4	0.42	-0.55	-0.77	-0.15	-0.03	0.02
371	sLCB4	0.39	-0.55	-0.77	-0.15	0.34	0.29
372	sLCB4	0.24	-2.52	3.2	0.24	1.58	-1.24
372	sLCB4	0.21	-2.52	3.2	0.24	0.02	-0.01
372	sLCB4	0.18	-2.52	3.2	0.24	-1.53	1.21
373	sLCB4	14.12	4.68	-0.6	-0.01	-0.69	1.45
373	sLCB4	13.97	4.68	-0.6	-0.01	-0.4	-0.82
373	sLCB4	13.82	4.68	-0.6	-0.01	-0.11	-3.09
374	sLCB4	10.11	4.49	-7.03	0	-6.57	1.79
374	sLCB4	9.96	4.49	-7.03	0	-3.16	-0.39
374	sLCB4	9.81	4.49	-7.03	0	0.25	-2.57
375	sLCB4	0.49	2.04	-2.56	-0.07	-1.21	0.98
375	sLCB4	0.52	2.04	-2.56	-0.07	0.03	-0.01
375	sLCB4	0.56	2.04	-2.56	-0.07	1.27	-0.99
376	sLCB4	-0.01	0.04	-0.35	-0.01	-0.16	0.02
376	sLCB4	-0.04	0.04	-0.35	-0.01	0.01	0
376	sLCB4	-0.07	0.04	-0.35	-0.01	0.18	-0.02
377	sLCB4	8.51	-1.86	-6.64	0	-6.07	-1.33
377	sLCB4	8.36	-1.86	-6.64	0	-2.85	-0.43
377	sLCB4	8.21	-1.86	-6.64	0	0.37	0.47
378	sLCB4	7.04	-1.97	-5.7	0	-5.3	-0.94
378	sLCB4	6.89	-1.97	-5.7	0	-2.54	0.02
378	sLCB4	6.74	-1.97	-5.7	0	0.23	0.97
379	sLCB4	5.78	-3.18	-5.98	0	-5.59	-1.06
379	sLCB4	5.63	-3.18	-5.98	0	-2.69	0.48
379	sLCB4	5.48	-3.18	-5.98	0	0.21	2.03
380	sLCB4	13.87	-5.41	-0.85	0.01	-0.89	-1.77
380	sLCB4	13.72	-5.41	-0.85	0.01	-0.48	0.85
380	sLCB4	13.57	-5.41	-0.85	0.01	-0.07	3.47
381	sLCB4	0.3	-2.28	-3.45	-0.27	-1.7	-1.12
381	sLCB4	0.26	-2.28	-3.45	-0.27	-0.03	-0.01
381	sLCB4	0.23	-2.28	-3.45	-0.27	1.65	1.09

382	sLCB4	-6.31	0.02	-0.12	0	-0.08	0.02
382	sLCB4	-6.27	0.02	-0.1	0	-0.02	0.01
382	sLCB4	-6.24	0.02	-0.09	0	0.03	0
383	sLCB4	0.69	0.01	-0.2	0	-0.11	0.01
383	sLCB4	0.72	0.01	-0.19	0	0	0
383	sLCB4	0.75	0.01	-0.17	0	0.1	0
384	sLCB4	-11.24	0.02	0.24	0	0.12	0.01
384	sLCB4	-11.21	0.02	0.26	0	-0.01	-0.01
384	sLCB4	-11.17	0.02	0.27	0	-0.16	-0.02
385	sLCB4	-4.68	-0.01	-0.17	0	-0.1	0
385	sLCB4	-4.65	-0.01	-0.15	0	-0.01	0
385	sLCB4	-4.61	-0.01	-0.13	0	0.06	0
386	sLCB4	-10.88	-0.03	0.2	0	0.1	-0.01
386	sLCB4	-10.85	-0.03	0.22	0	-0.02	0
386	sLCB4	-10.81	-0.03	0.24	0	-0.14	0.02
387	sLCB4	-3.35	0.04	-0.2	0	-0.12	0.04
387	sLCB4	-3.32	0.04	-0.18	0	-0.01	0.01
387	sLCB4	-3.28	0.04	-0.17	0	0.08	-0.01
388	sLCB4	-3	-0.04	-0.18	0	-0.1	-0.03
388	sLCB4	-2.96	-0.04	-0.16	0	-0.01	-0.01
388	sLCB4	-2.93	-0.04	-0.14	0	0.07	0.01
389	sLCB4	15.37	-2	2.85	0.03	2.5	-0.92
389	sLCB4	15.22	-2	2.85	0.03	1.12	0.05
389	sLCB4	15.07	-2	2.85	0.03	-0.26	1.02
390	sLCB4	15.26	-1.26	-3.59	-0.02	-3.19	-0.54
390	sLCB4	15.11	-1.26	-3.59	-0.02	-1.45	0.07
390	sLCB4	14.96	-1.26	-3.59	-0.02	0.29	0.69
391	sLCB4	-2.83	4.02	1.45	-0.01	1.4	1.88
391	sLCB4	-2.98	4.02	1.45	-0.01	0.7	-0.07
391	sLCB4	-3.13	4.02	1.45	-0.01	-0.01	-2.02
392	sLCB4	2.36	0.23	1.3	0	1.27	0.04
392	sLCB4	2.21	0.23	1.3	0	0.63	-0.07
392	sLCB4	2.06	0.23	1.3	0	0	-0.18
393	sLCB4	4.57	0	0.03	0	0.02	0
393	sLCB4	4.54	0	0.05	0	0	0
393	sLCB4	4.51	0	0.06	0	-0.03	0
394	sLCB4	-3.53	0	-0.09	0	-0.05	0

394	sLCB4	-3.57	0	-0.07	0	0	0
394	sLCB4	-3.6	0	-0.06	0	0.03	0.01
395	sLCB4	4.78	0.02	0.21	0	0.17	0.02
395	sLCB4	4.75	0.02	0.23	0	0.05	0.01
395	sLCB4	4.71	0.02	0.24	0	-0.08	0
396	sLCB4	2.72	0	-0.03	0	-0.01	0
396	sLCB4	2.68	0	-0.02	0	0.01	0
396	sLCB4	2.65	0	0	0	0.01	0
397	sLCB4	4.37	-0.02	0.19	0	0.16	-0.02
397	sLCB4	4.34	-0.02	0.2	0	0.05	-0.01
397	sLCB4	4.3	-0.02	0.22	0	-0.07	0
398	sLCB4	0.75	0.01	-0.03	0	-0.02	0.01
398	sLCB4	0.72	0.01	-0.02	0	0	0.01
398	sLCB4	0.69	0.01	0	0	0	0
399	sLCB4	0.74	-0.01	-0.06	0	-0.02	-0.01
399	sLCB4	0.71	-0.01	-0.04	0	0	-0.01
399	sLCB4	0.68	-0.01	-0.02	0	0.02	0
400	sLCB4	-4.63	0	0.05	0	0.04	0
400	sLCB4	-4.6	0	0.06	0	0.01	0
400	sLCB4	-4.56	0	0.08	0	-0.03	0
401	sLCB4	3.44	0	0	0	0.02	0
401	sLCB4	3.47	0	0.02	0	0.01	0
401	sLCB4	3.5	0	0.03	0	0	0
402	sLCB4	-4.54	0	-0.06	0	-0.02	0
402	sLCB4	-4.51	0	-0.04	0	0.01	0
402	sLCB4	-4.48	0	-0.02	0	0.03	0
403	sLCB4	-2.93	0	0.12	0	0.07	0
403	sLCB4	-2.9	0	0.14	0	0	0
403	sLCB4	-2.87	0	0.15	0	-0.08	0
404	sLCB4	-4.21	-0.01	0.01	0	0.01	0
404	sLCB4	-4.17	-0.01	0.02	0	0	0
404	sLCB4	-4.14	-0.01	0.04	0	-0.02	0
405	sLCB4	-0.84	0	0.05	0	0.05	0
405	sLCB4	-0.81	0	0.06	0	0.02	0
405	sLCB4	-0.77	0	0.08	0	-0.02	0
406	sLCB4	-0.92	-0.01	0.1	0	0.06	0
406	sLCB4	-0.89	-0.01	0.11	0	0	0.01

406	sLCB4	-0.85	-0.01	0.13	0	-0.07	0.01
407	sLCB4	3.76	0	-0.01	0	0.01	0
407	sLCB4	3.73	0	0	0	0.01	0
407	sLCB4	3.7	0	0.02	0	0	0
408	sLCB4	-4.34	0	-0.06	0	-0.02	0
408	sLCB4	-4.38	0	-0.04	0	0.01	0
408	sLCB4	-4.41	0	-0.03	0	0.03	0
409	sLCB4	-4.83	0	0.01	0	0.03	0
409	sLCB4	-4.86	0	0.02	0	0.02	0
409	sLCB4	-4.9	0	0.04	0	0	0
410	sLCB4	1.28	0	0.08	0	0.07	0
410	sLCB4	1.24	0	0.1	0	0.03	0
410	sLCB4	1.21	0	0.11	0	-0.03	0
411	sLCB4	-5.69	-0.01	0.04	0	0.06	0
411	sLCB4	-5.72	-0.01	0.06	0	0.03	0
411	sLCB4	-5.76	-0.01	0.08	0	-0.01	0.01
412	sLCB4	-0.05	0	-0.08	0	-0.02	0.01
412	sLCB4	-0.08	0	-0.06	0	0.02	0.01
412	sLCB4	-0.11	0	-0.05	0	0.05	0.01
413	sLCB4	-0.7	-0.01	0.06	0	0.06	-0.01
413	sLCB4	-0.73	-0.01	0.08	0	0.02	0
413	sLCB4	-0.77	-0.01	0.09	0	-0.02	0
414	sLCB4	-3.7	0	0.05	0	0.03	0
414	sLCB4	-3.67	0	0.06	0	0	0
414	sLCB4	-3.64	0	0.08	0	-0.04	0
415	sLCB4	4.6	0	-0.07	0	-0.02	0
415	sLCB4	4.63	0	-0.05	0	0.01	0
415	sLCB4	4.67	0	-0.04	0	0.04	-0.01
416	sLCB4	4.69	-0.01	-0.3	0	-0.11	0
416	sLCB4	4.73	-0.01	-0.28	0	0.05	0
416	sLCB4	4.76	-0.01	-0.26	0	0.2	0.01
417	sLCB4	-0.28	-0.01	-0.03	0	-0.01	-0.01
417	sLCB4	-0.25	-0.01	-0.01	0	0	0
417	sLCB4	-0.22	-0.01	0.01	0	0	0.01
418	sLCB4	-1.37	0	-0.56	0	-0.17	0
418	sLCB4	-1.33	0	-0.54	0	0.14	0
418	sLCB4	-1.3	0	-0.51	0	0.45	0

419	sLCB4	5.63	-0.02	-0.21	0	-0.08	-0.01
419	sLCB4	5.66	-0.02	-0.19	0	0.03	0
419	sLCB4	5.69	-0.02	-0.17	0	0.14	0.01
420	sLCB4	0.48	-0.03	-0.55	0	-0.18	0
420	sLCB4	0.51	-0.03	-0.53	0	0.13	0.01
420	sLCB4	0.55	-0.03	-0.52	0	0.42	0.03
421	sLCB4	13.93	1	1.15	-0.03	0.78	0.83
421	sLCB4	13.78	1	1.15	-0.03	0.22	0.35
421	sLCB4	13.63	1	1.15	-0.03	-0.34	-0.14
422	sLCB4	18.02	2.58	1.74	0.02	1.98	1.71
422	sLCB4	17.87	2.58	1.74	0.02	1.14	0.46
422	sLCB4	17.72	2.58	1.74	0.02	0.29	-0.79
423	sLCB4	-5.88	0.03	-0.23	0	-0.1	0
423	sLCB4	-5.91	0.03	-0.22	0	0.02	-0.01
423	sLCB4	-5.94	0.03	-0.22	0	0.13	-0.02
424	sLCB4	2.37	-0.01	0.1	0	0.06	0
424	sLCB4	2.34	-0.01	0.11	0	0.01	0.01
424	sLCB4	2.31	-0.01	0.13	0	-0.06	0.01
425	sLCB4	-4.99	-2.9	0.36	0	0.33	-1.35
425	sLCB4	-5.14	-2.9	0.36	0	0.15	0.06
425	sLCB4	-5.29	-2.9	0.36	0	-0.02	1.47
426	sLCB4	10.13	-3.42	4.69	0	4.37	-1.7
426	sLCB4	9.98	-3.42	4.69	0	2.09	-0.04
426	sLCB4	9.83	-3.42	4.69	0	-0.19	1.62
427	sLCB4	0.29	0.04	0.73	-0.05	0.35	0.03
427	sLCB4	0.32	0.04	0.73	-0.05	-0.01	0.01
427	sLCB4	0.36	0.04	0.73	-0.05	-0.36	-0.01
428	sLCB4	1.15	-4.8	8.05	0	7.65	-2.34
428	sLCB4	1	-4.8	8.05	0	3.74	-0.01
428	sLCB4	0.85	-4.8	8.05	0	-0.16	2.32
429	sLCB4	7.27	-7.19	8.1	0	7.62	-3.56
429	sLCB4	7.12	-7.19	8.1	0	3.69	-0.07
429	sLCB4	6.97	-7.19	8.1	0	-0.24	3.42
430	sLCB4	2.85	-7.27	3.28	0	2.95	-3
430	sLCB4	2.7	-7.27	3.28	0	1.36	0.52
430	sLCB4	2.55	-7.27	3.28	0	-0.23	4.04
431	sLCB4	-1.14	-0.44	-3.71	0.28	-1.82	-0.21

431	sLCB4	-1.18	-0.44	-3.71	0.28	-0.02	0.01
431	sLCB4	-1.21	-0.44	-3.71	0.28	1.78	0.22
432	sLCB4	-10.84	-0.05	-0.06	0	-0.1	-0.01
432	sLCB4	-10.87	-0.05	-0.04	0	-0.07	0.02
432	sLCB4	-10.9	-0.05	-0.03	0	-0.05	0.04
433	sLCB4	-2.89	0.03	-0.16	0	-0.11	0.03
433	sLCB4	-2.86	0.03	-0.15	0	-0.02	0.01
433	sLCB4	-2.83	0.03	-0.13	0	0.05	0
434	sLCB4	-4.41	-0.05	0.26	0	0.1	-0.01
434	sLCB4	-4.44	-0.05	0.27	0	-0.03	0.02
434	sLCB4	-4.47	-0.05	0.28	0	-0.17	0.05
435	sLCB4	1.41	0	0	0	0.01	0
435	sLCB4	1.38	0	0.01	0	0	0
435	sLCB4	1.34	0	0.03	0	-0.01	0
436	sLCB4	-0.5	0	2.49	-0.25	1.22	-0.01
436	sLCB4	-0.53	0	2.49	-0.25	0.01	-0.01
436	sLCB4	-0.56	0	2.49	-0.25	-1.2	-0.01
437	sLCB4	14.99	5.04	1.9	0	1.62	2.09
437	sLCB4	14.84	5.04	1.9	0	0.69	-0.35
437	sLCB4	14.69	5.04	1.9	0	-0.23	-2.79
438	sLCB4	15.78	8.35	10.15	0	9.46	4.1
438	sLCB4	15.63	8.35	10.15	0	4.54	0.05
438	sLCB4	15.48	8.35	10.15	0	-0.38	-3.99
439	sLCB4	-0.22	-1.13	3.59	0.02	1.75	-0.55
439	sLCB4	-0.26	-1.13	3.59	0.02	0.01	-0.01
439	sLCB4	-0.29	-1.13	3.59	0.02	-1.73	0.54
440	sLCB4	-1.57	0	0.07	0	0.04	0
440	sLCB4	-1.54	0	0.08	0	0	0
440	sLCB4	-1.51	0	0.1	0	-0.05	0
441	sLCB4	-1.66	-0.01	-0.28	0	-0.06	-0.01
441	sLCB4	-1.63	-0.01	-0.26	0	0.09	0
441	sLCB4	-1.6	-0.01	-0.24	0	0.24	0.01
442	sLCB4	0.03	0	0.06	0	0.05	0
442	sLCB4	-0.01	0	0.08	0	0.01	0
442	sLCB4	-0.04	0	0.1	0	-0.03	0
443	sLCB4	-0.34	0.53	-2.2	-0.29	-1.06	0.26
443	sLCB4	-0.37	0.53	-2.2	-0.29	0.01	0

443	sLCB4	-0.4	0.53	-2.2	-0.29	1.07	-0.26
444	sLCB4	-8.42	-6.25	-7.23	-0.01	-6.98	-3.07
444	sLCB4	-8.57	-6.25	-7.23	-0.01	-3.48	-0.04
444	sLCB4	-8.72	-6.25	-7.23	-0.01	0.03	2.99
445	sLCB4	6.45	-2.4	-1.04	0.01	-1.23	-0.9
445	sLCB4	6.3	-2.4	-1.04	0.01	-0.73	0.26
445	sLCB4	6.15	-2.4	-1.04	0.01	-0.22	1.42
446	sLCB4	2.79	-1.41	-0.44	0	-0.42	-0.31
446	sLCB4	2.64	-1.41	-0.44	0	-0.21	0.37
446	sLCB4	2.49	-1.41	-0.44	0	0	1.06
447	sLCB4	-0.78	0.53	-1.19	0.08	-0.59	0.24
447	sLCB4	-0.81	0.53	-1.19	0.08	-0.01	-0.01
447	sLCB4	-0.84	0.53	-1.19	0.08	0.56	-0.27
448	sLCB4	-0.05	0.03	-0.46	0	-0.14	0
448	sLCB4	-0.02	0.03	-0.44	0	0.1	-0.01
448	sLCB4	0.01	0.03	-0.43	0	0.34	-0.03
449	sLCB4	-28.26	-0.01	-0.03	0	0.02	0
449	sLCB4	-28.22	-0.01	-0.01	0	0.03	0.01
449	sLCB4	-28.19	-0.01	0.01	0	0.03	0.02
450	sLCB4	2.34	-4.18	-5.36	-0.01	-5.18	-1.98
450	sLCB4	2.19	-4.18	-5.36	-0.01	-2.59	0.05
450	sLCB4	2.04	-4.18	-5.36	-0.01	0.01	2.07
451	sLCB4	-3.94	-0.8	3.16	-0.02	3.09	-0.41
451	sLCB4	-4.09	-0.8	3.16	-0.02	1.56	-0.02
451	sLCB4	-4.24	-0.8	3.16	-0.02	0.02	0.37
452	sLCB4	18.77	-0.07	-0.26	0	-0.14	-0.07
452	sLCB4	18.81	-0.07	-0.24	0	0	-0.03
452	sLCB4	18.84	-0.07	-0.23	0	0.13	0.01
453	sLCB4	-1.12	-0.21	0.99	-0.03	0.52	-0.12
453	sLCB4	-1.15	-0.21	0.99	-0.03	0.04	-0.02
453	sLCB4	-1.18	-0.21	0.99	-0.03	-0.44	0.08
454	sLCB4	3.27	-0.29	0.24	0	0.24	-1.01
454	sLCB4	3.12	-0.29	0.24	0	0.12	-0.87
454	sLCB4	2.97	-0.29	0.24	0	0	-0.73
455	sLCB4	1.81	0.09	2.39	0.01	1.75	-0.09
455	sLCB4	1.66	0.09	2.39	0.01	0.59	-0.13
455	sLCB4	1.51	0.09	2.39	0.01	-0.57	-0.18

456	sLCB4	0.57	-0.9	-0.15	0.12	-0.07	-0.46
456	sLCB4	0.53	-0.9	-0.15	0.12	0.01	-0.02
456	sLCB4	0.5	-0.9	-0.15	0.12	0.08	0.41
457	sLCB4	-23.59	0	0.02	0	0.05	-0.01
457	sLCB4	-23.55	0	0.04	0	0.04	-0.01
457	sLCB4	-23.52	0	0.05	0	0.01	-0.01
458	sLCB4	-21.44	-0.03	-0.09	0	-0.01	-0.02
458	sLCB4	-21.41	-0.03	-0.07	0	0.04	0
458	sLCB4	-21.37	-0.03	-0.05	0	0.07	0.02
459	sLCB4	27.51	0	0.63	0	0.42	0
459	sLCB4	27.47	0	0.64	0	0.08	0
459	sLCB4	27.44	0	0.66	0	-0.28	-0.01
460	sLCB4	24.39	0.01	0.58	0	0.37	0.02
460	sLCB4	24.36	0.01	0.59	0	0.06	0.01
460	sLCB4	24.33	0.01	0.61	0	-0.27	0.01
461	sLCB4	-23.89	0	-0.27	0	-0.12	0
461	sLCB4	-23.92	0	-0.26	0	0.02	0
461	sLCB4	-23.95	0	-0.24	0	0.15	0
462	sLCB4	-30.18	-0.01	0.72	0	0.31	-0.01
462	sLCB4	-30.15	-0.01	0.74	0	-0.09	0
462	sLCB4	-30.11	-0.01	0.75	0	-0.49	0
463	sLCB4	-27.72	0.02	0.51	0	0.2	0.01
463	sLCB4	-27.69	0.02	0.53	0	-0.08	0
463	sLCB4	-27.65	0.02	0.55	0	-0.38	-0.02
464	sLCB4	36.52	-2.26	-5.93	0	-5.84	-1.62
464	sLCB4	36.37	-2.26	-5.93	0	-2.96	-0.53
464	sLCB4	36.22	-2.26	-5.93	0	-0.09	0.57
465	sLCB4	37.78	-1.8	10.25	0	9.95	-1.35
465	sLCB4	37.63	-1.8	10.25	0	4.98	-0.48
465	sLCB4	37.48	-1.8	10.25	0	0.01	0.39
466	sLCB4	-29.38	0	-0.13	0	-0.05	0
466	sLCB4	-29.41	0	-0.11	0	0.01	0
466	sLCB4	-29.44	0	-0.09	0	0.07	0
467	sLCB4	20.57	0	0.54	0	0.36	0.02
467	sLCB4	20.54	0	0.55	0	0.07	0.02
467	sLCB4	20.51	0	0.57	0	-0.24	0.02
468	sLCB4	26.76	0	0.51	0	0.33	0

468	sLCB4	26.72	0	0.53	0	0.05	0
468	sLCB4	26.69	0	0.54	0	-0.25	0
469	sLCB4	29.67	0	-0.49	0	-0.2	0
469	sLCB4	29.71	0	-0.48	0	0.06	0
469	sLCB4	29.74	0	-0.46	0	0.31	0
470	sLCB4	-29.17	0.01	0.52	0	0.21	0.01
470	sLCB4	-29.14	0.01	0.53	0	-0.07	0
470	sLCB4	-29.1	0.01	0.55	0	-0.37	0
471	sLCB4	-25.03	0.05	0.61	0	0.25	0.03
471	sLCB4	-25	0.05	0.63	0	-0.09	0.01
471	sLCB4	-24.97	0.05	0.64	0	-0.43	-0.02
472	sLCB4	2.98	-3.04	0.19	0	0.18	-1.31
472	sLCB4	2.83	-3.04	0.19	0	0.09	0.17
472	sLCB4	2.68	-3.04	0.19	0	0	1.64
473	sLCB4	10.39	-8.7	3.18	0	2.81	-3.85
473	sLCB4	10.24	-8.7	3.18	0	1.27	0.37
473	sLCB4	10.09	-8.7	3.18	0	-0.28	4.59
474	sLCB4	-10.12	0.06	-0.04	0	-0.09	0.05
474	sLCB4	-10.08	0.06	-0.03	0	-0.07	0.01
474	sLCB4	-10.05	0.06	-0.01	0	-0.06	-0.02
475	sLCB4	37.77	1.64	-6.99	0	-6.96	1.05
475	sLCB4	37.62	1.64	-6.99	0	-3.57	0.26
475	sLCB4	37.47	1.64	-6.99	0	-0.18	-0.53
476	sLCB4	32.13	0	8.41	0.01	8.24	-0.18
476	sLCB4	31.98	0	8.41	0.01	4.16	-0.18
476	sLCB4	31.83	0	8.41	0.01	0.08	-0.18
477	sLCB4	3.19	0.02	0.24	0	0.18	0.02
477	sLCB4	3.16	0.02	0.25	0	0.05	0.01
477	sLCB4	3.12	0.02	0.27	0	-0.09	0
478	sLCB4	-35.34	-0.01	-0.68	0	-0.4	-0.01
478	sLCB4	-35.38	-0.01	-0.67	0	-0.04	0
478	sLCB4	-35.41	-0.01	-0.65	0	0.32	0
479	sLCB4	-3.36	0.01	-0.06	0	0	0
479	sLCB4	-3.33	0.01	-0.05	0	0.03	0
479	sLCB4	-3.3	0.01	-0.03	0	0.05	-0.01
480	sLCB4	-5.72	0.02	-0.02	0	0	0.01
480	sLCB4	-5.76	0.02	0	0	0.01	-0.01

480	sLCB4	-5.79	0.02	0.01	0	0	-0.02
481	sLCB4	5.63	0.07	-0.3	0	-0.09	0.02
481	sLCB4	5.66	0.07	-0.29	0	0.06	-0.02
481	sLCB4	5.7	0.07	-0.27	0	0.21	-0.05
482	sLCB4	-0.24	-11	-1.73	0.01	-1.7	-5.42
482	sLCB4	-0.39	-11	-1.73	0.01	-0.86	-0.09
482	sLCB4	-0.54	-11	-1.73	0.01	-0.02	5.25
483	sLCB4	6.97	-3.46	1.58	0	1.54	-1.46
483	sLCB4	6.82	-3.46	1.58	0	0.77	0.22
483	sLCB4	6.67	-3.46	1.58	0	0	1.9
484	sLCB4	-0.1	-1.11	0.02	0.11	0.02	-0.55
484	sLCB4	-0.13	-1.11	0.02	0.11	0.01	-0.01
484	sLCB4	-0.16	-1.11	0.02	0.11	0	0.54
485	sLCB4	31.52	0.01	0.75	0	0.1	0
485	sLCB4	31.55	0.01	0.76	0	-0.29	-0.01
485	sLCB4	31.58	0.01	0.77	0	-0.67	-0.02
486	sLCB4	-1.04	-3.96	-0.93	0.14	-0.46	-1.93
486	sLCB4	-1.07	-3.96	-0.93	0.14	-0.01	-0.01
486	sLCB4	-1.1	-3.96	-0.93	0.14	0.44	1.91
487	sLCB4	19.01	-3.95	0.29	0.01	0.11	-2.28
487	sLCB4	18.86	-3.95	0.29	0.01	-0.03	-0.37
487	sLCB4	18.71	-3.95	0.29	0.01	-0.17	1.55
488	sLCB4	12.82	1.83	11.29	-0.01	11.37	1.03
488	sLCB4	12.68	1.83	11.29	-0.01	5.89	0.14
488	sLCB4	12.53	1.83	11.29	-0.01	0.41	-0.75
489	sLCB4	-0.17	-0.28	-0.89	-0.21	-0.44	-0.14
489	sLCB4	-0.21	-0.28	-0.89	-0.21	0	0
489	sLCB4	-0.24	-0.28	-0.89	-0.21	0.43	0.13
490	sLCB4	-0.06	-2.87	1.71	-0.19	0.83	-1.39
490	sLCB4	-0.09	-2.87	1.71	-0.19	0	0.01
490	sLCB4	-0.13	-2.87	1.71	-0.19	-0.83	1.4
491	sLCB4	17.2	4.73	3.32	-0.01	3	2.55
491	sLCB4	17.05	4.73	3.32	-0.01	1.39	0.25
491	sLCB4	16.9	4.73	3.32	-0.01	-0.22	-2.05
492	sLCB4	-54.05	-0.79	-2.34	0	0.3	0.26
492	sLCB4	-54.05	-0.06	0.25	0	0.62	0.39
492	sLCB4	-54.05	0.68	2.83	0	0.15	0.3

493	sLCB4	-53.2	-0.76	-0.33	-0.01	0.51	-0.63
493	sLCB4	-53.2	-1.69	2.93	-0.01	0.01	-0.16
493	sLCB4	-53.2	-2.62	6.19	-0.01	-1.74	0.67
494	sLCB4	-53.43	0.74	-0.49	0.01	0.38	0.62
494	sLCB4	-53.43	1.66	2.77	0.01	-0.06	0.16
494	sLCB4	-53.43	2.59	6.03	0.01	-1.75	-0.66
495	sLCB4	3.39	0.97	0.39	0	-0.06	0.31
495	sLCB4	3.39	1	0.39	0	-0.12	0.14
495	sLCB4	3.39	1.03	0.39	0	-0.19	-0.03
496	sLCB4	2.76	1.04	-0.22	0	0.12	0.33
496	sLCB4	2.76	1.07	-0.22	0	0.16	0.15
496	sLCB4	2.76	1.09	-0.22	0	0.2	-0.03
497	sLCB4	35.41	0.02	-6.34	0	-1.96	0.01
497	sLCB4	35.41	0.02	-4.75	0	-0.63	0.01
497	sLCB4	35.41	0.02	-3.16	0	0.31	0
498	sLCB4	35.62	-0.02	-6.36	0	-1.96	-0.02
498	sLCB4	35.62	-0.02	-4.76	0	-0.64	-0.01
498	sLCB4	35.62	-0.02	-3.17	0	0.31	0
499	sLCB4	-40.93	2.3	-6.71	0	-1.75	0.91
499	sLCB4	-40.93	0.36	0.11	0	0.9	-0.16
499	sLCB4	-40.93	-1.58	6.93	0	-1.92	0.33
500	sLCB4	-41.5	-2.32	-6.71	0	-1.76	-0.91
500	sLCB4	-41.5	-0.38	0.11	0	0.88	0.17
500	sLCB4	-41.5	1.56	6.93	0	-1.94	-0.31
501	sLCB4	16.12	0.02	-3.19	0	-0.43	0.01
501	sLCB4	16.12	0.02	-1.59	0	0.14	0.01
501	sLCB4	16.12	0.02	0	0	0.33	0
502	sLCB4	16.23	-0.02	-3.19	0	-0.43	-0.01
502	sLCB4	16.23	-0.02	-1.6	0	0.14	-0.01
502	sLCB4	16.23	-0.02	0	0	0.33	0
503	sLCB4	27.89	0.02	-5.57	0	-1.73	0.01
503	sLCB4	27.89	0.02	-3.93	0	-0.57	0.01
503	sLCB4	27.89	0.02	-2.29	0	0.2	0
504	sLCB4	28.47	-0.02	-5.64	0	-1.76	-0.01
504	sLCB4	28.47	-0.02	-4	0	-0.58	-0.01
504	sLCB4	28.47	-0.02	-2.36	0	0.21	0
505	sLCB4	-32.29	1.78	6.35	0	1.22	0.42

505	sLCB4	-32.29	-0.16	-0.47	0	-1.14	-0.23
505	sLCB4	-32.29	-2.1	-7.29	0	1.97	0.67
506	sLCB4	-32.92	-1.75	6.31	0	1.17	-0.39
506	sLCB4	-32.92	0.19	-0.51	0	-1.16	0.23
506	sLCB4	-32.92	2.13	-7.32	0	1.98	-0.7
507	sLCB4	7.15	-0.11	-0.03	0	-0.1	-0.08
507	sLCB4	7.15	0.02	-0.03	0	-0.08	-0.05
507	sLCB4	7.15	0.15	-0.03	0	-0.05	-0.11
508	sLCB4	6.54	-0.08	0	0	0.12	-0.06
508	sLCB4	6.54	0.04	0	0	0.12	-0.05
508	sLCB4	6.54	0.17	0	0	0.12	-0.13
509	sLCB4	12.69	0.01	-3.31	0	-0.47	0.01
509	sLCB4	12.69	0.01	-1.67	0	0.14	0
509	sLCB4	12.69	0.01	-0.03	0	0.35	0
510	sLCB4	13.18	-0.01	-3.31	0	-0.47	-0.01
510	sLCB4	13.18	-0.01	-1.67	0	0.14	0
510	sLCB4	13.18	-0.01	-0.03	0	0.35	0
511	sLCB4	16.12	0.02	0	0	0.33	0
511	sLCB4	16.12	0.02	1.59	0	0.14	0
511	sLCB4	16.12	0.02	3.18	0	-0.43	-0.01
512	sLCB4	16.23	-0.02	0	0	0.33	0
512	sLCB4	16.23	-0.02	1.59	0	0.14	0
512	sLCB4	16.23	-0.02	3.18	0	-0.43	0.01
513	sLCB4	12.69	0.01	-0.03	0	0.35	0
513	sLCB4	12.69	0.01	1.61	0	0.16	0
513	sLCB4	12.69	0.01	3.25	0	-0.44	0
514	sLCB4	13.18	-0.01	-0.03	0	0.35	0
514	sLCB4	13.18	-0.01	1.61	0	0.16	0
514	sLCB4	13.18	-0.01	3.25	0	-0.44	0
515	sLCB4	26.01	0.01	-5.66	0	-1.73	0
515	sLCB4	26.01	0.01	-4.09	0	-0.58	-0.01
515	sLCB4	26.01	0.01	-2.51	0	0.2	-0.01
516	sLCB4	27.21	-0.01	-5.82	0	-1.79	0
516	sLCB4	27.21	-0.01	-4.24	0	-0.6	0.01
516	sLCB4	27.21	-0.01	-2.67	0	0.22	0.01
517	sLCB4	1.09	0.02	-1.51	0	-0.36	-0.01
517	sLCB4	1.09	0.02	-1.35	0	-0.02	-0.01

517	sLCB4	1.09	0.02	-1.2	0	0.29	-0.02
518	sLCB4	1.08	-0.02	-1.5	0	-0.36	0.01
518	sLCB4	1.08	-0.02	-1.34	0	-0.02	0.01
518	sLCB4	1.08	-0.02	-1.18	0	0.28	0.02
519	sLCB4	1.76	0.01	-0.62	0	-0.25	0
519	sLCB4	1.76	0.01	-0.46	0	-0.12	0
519	sLCB4	1.76	0.01	-0.3	0	-0.03	0
520	sLCB4	2.14	-0.01	-0.63	0	-0.26	0
520	sLCB4	2.14	-0.01	-0.46	0	-0.12	0
520	sLCB4	2.14	-0.01	-0.3	0	-0.03	0
521	sLCB4	14.18	0	-3.15	0	-0.42	-0.01
521	sLCB4	14.18	0	-1.58	0	0.14	-0.01
521	sLCB4	14.18	0	0	0	0.33	-0.01
522	sLCB4	15.37	0	-3.15	0	-0.42	0.01
522	sLCB4	15.37	0	-1.57	0	0.14	0.01
522	sLCB4	15.37	0	0	0	0.33	0.01
523	sLCB4	-27.07	2.12	-6.2	0	-1.27	0.69
523	sLCB4	-27.07	0.18	0.62	0	0.97	-0.23
523	sLCB4	-27.07	-1.76	7.44	0	-2.26	0.41
524	sLCB4	-27.77	-2.18	-6.17	0	-1.21	-0.75
524	sLCB4	-27.77	-0.24	0.65	0	1.01	0.22
524	sLCB4	-27.77	1.7	7.47	0	-2.25	-0.36
525	sLCB4	14.18	0	0	0	0.33	-0.01
525	sLCB4	14.18	0	1.57	0	0.14	-0.01
525	sLCB4	14.18	0	3.15	0	-0.42	-0.01
526	sLCB4	15.37	0	0	0	0.33	0.01
526	sLCB4	15.37	0	1.58	0	0.14	0.01
526	sLCB4	15.37	0	3.16	0	-0.42	0.01
527	sLCB4	1.76	0.01	-0.3	0	-0.03	0
527	sLCB4	1.76	0.01	-0.13	0	0.02	0
527	sLCB4	1.76	0.01	0.03	0	0.04	0
528	sLCB4	2.14	-0.01	-0.3	0	-0.03	0
528	sLCB4	2.14	-0.01	-0.13	0	0.02	0
528	sLCB4	2.14	-0.01	0.03	0	0.04	0.01
529	sLCB4	6.22	0	-0.6	0	-0.24	0
529	sLCB4	6.22	0	-0.44	0	-0.11	0
529	sLCB4	6.22	0	-0.28	0	-0.03	0

530	sLCB4	7.37	0	-0.6	0	-0.24	0
530	sLCB4	7.37	0	-0.44	0	-0.12	0
530	sLCB4	7.37	0	-0.28	0	-0.03	0
531	sLCB4	7.76	-0.07	0.07	0	-0.03	-0.03
531	sLCB4	7.76	0.04	0.07	0	-0.07	-0.02
531	sLCB4	7.76	0.15	0.07	0	-0.11	-0.08
532	sLCB4	7.03	-0.03	-0.07	0	0.05	0
532	sLCB4	7.03	0.08	-0.07	0	0.09	-0.02
532	sLCB4	7.03	0.19	-0.07	0	0.14	-0.11
533	sLCB4	-7.31	0.01	-0.53	0	-0.12	0
533	sLCB4	-7.31	0.01	-0.37	0	0	0
533	sLCB4	-7.31	0.01	-0.21	0	0.07	-0.01
534	sLCB4	-7.04	-0.02	-0.53	0	-0.11	0
534	sLCB4	-7.04	-0.02	-0.37	0	0	0
534	sLCB4	-7.04	-0.02	-0.2	0	0.07	0.01
535	sLCB4	16.17	0	-4.62	0	-1.35	-0.01
535	sLCB4	16.17	0	-3.02	0	-0.43	-0.01
535	sLCB4	16.17	0	-1.42	0	0.1	-0.01
536	sLCB4	17.05	0	-4.7	0	-1.38	0.01
536	sLCB4	17.05	0	-3.1	0	-0.44	0.02
536	sLCB4	17.05	0	-1.5	0	0.11	0.02
537	sLCB4	6.22	0	-0.28	0	-0.03	0
537	sLCB4	6.22	0	-0.12	0	0.02	0
537	sLCB4	6.22	0	0.04	0	0.03	0
538	sLCB4	7.37	0	-0.28	0	-0.03	0
538	sLCB4	7.37	0	-0.12	0	0.02	0
538	sLCB4	7.37	0	0.03	0	0.03	0
539	sLCB4	-7.31	0.01	-0.21	0	0.07	-0.01
539	sLCB4	-7.31	0.01	-0.04	0	0.1	-0.01
539	sLCB4	-7.31	0.01	0.12	0	0.09	-0.01
540	sLCB4	-7.04	-0.02	-0.2	0	0.07	0.01
540	sLCB4	-7.04	-0.02	-0.04	0	0.09	0.01
540	sLCB4	-7.04	-0.02	0.13	0	0.08	0.02
541	sLCB4	-0.03	0	-0.37	0	-0.08	0
541	sLCB4	-0.03	0	-0.22	0	-0.01	0
541	sLCB4	-0.03	0	-0.06	0	0.03	0
542	sLCB4	1.08	0	-0.38	0	-0.08	0

542	sLCB4	1.08	0	-0.22	0	-0.01	0
542	sLCB4	1.08	0	-0.06	0	0.03	0
543	sLCB4	4.48	0	-3.23	0	-0.44	-0.01
543	sLCB4	4.48	0	-1.63	0	0.14	-0.01
543	sLCB4	4.48	0	-0.03	0	0.34	-0.01
544	sLCB4	5.53	0.01	-3.22	0	-0.44	0.01
544	sLCB4	5.53	0.01	-1.63	0	0.14	0.01
544	sLCB4	5.53	0.01	-0.03	0	0.34	0.01
545	sLCB4	-28.02	2.16	6.37	0	1.61	0.71
545	sLCB4	-28.02	0.22	-0.45	0	-0.77	-0.25
545	sLCB4	-28.02	-1.72	-7.27	0	2.33	0.35
546	sLCB4	-29.21	-2.06	6.4	0	1.62	-0.63
546	sLCB4	-29.21	-0.12	-0.42	0	-0.78	0.25
546	sLCB4	-29.21	1.82	-7.24	0	2.29	-0.43
547	sLCB4	-0.03	0	-0.06	0	0.03	0
547	sLCB4	-0.03	0	0.1	0	0.02	0
547	sLCB4	-0.03	0	0.26	0	-0.02	0
548	sLCB4	1.08	0	-0.06	0	0.03	0
548	sLCB4	1.08	0	0.1	0	0.02	0
548	sLCB4	1.08	0	0.26	0	-0.02	0
549	sLCB4	4.48	0	-0.03	0	0.34	-0.01
549	sLCB4	4.48	0	1.57	0	0.16	-0.01
549	sLCB4	4.48	0	3.17	0	-0.41	-0.01
550	sLCB4	5.53	0.01	-0.03	0	0.34	0.01
550	sLCB4	5.53	0.01	1.57	0	0.15	0.01
550	sLCB4	5.53	0.01	3.17	0	-0.42	0.01
551	sLCB4	-5.4	0	-0.35	0	-0.07	0
551	sLCB4	-5.4	0	-0.2	0	0	0
551	sLCB4	-5.4	0	-0.04	0	0.03	0
552	sLCB4	-4.34	0	-0.36	0	-0.07	0
552	sLCB4	-4.34	0	-0.2	0	0	0
552	sLCB4	-4.34	0	-0.04	0	0.02	0
553	sLCB4	-2.97	0	-0.59	0	-0.22	-0.01
553	sLCB4	-2.97	0	-0.43	0	-0.1	0
553	sLCB4	-2.97	0	-0.27	0	-0.02	0
554	sLCB4	-1.77	0.01	-0.59	0	-0.23	0.01
554	sLCB4	-1.77	0.01	-0.43	0	-0.1	0.01

554	sLCB4	-1.77	0.01	-0.27	0	-0.02	0
555	sLCB4	-2.8	1.29	0.37	0	0.45	0.88
555	sLCB4	-2.8	1.4	0.37	0	0.2	0.01
555	sLCB4	-2.8	1.51	0.37	0	-0.04	-0.94
556	sLCB4	-3.49	1.33	-0.48	0	-0.56	0.91
556	sLCB4	-3.49	1.44	-0.48	0	-0.25	0.01
556	sLCB4	-3.49	1.55	-0.48	0	0.06	-0.96
557	sLCB4	-5.4	0	-0.04	0	0.03	0
557	sLCB4	-5.4	0	0.12	0	0.02	0
557	sLCB4	-5.4	0	0.28	0	-0.03	0
558	sLCB4	-4.34	0	-0.04	0	0.02	0
558	sLCB4	-4.34	0	0.12	0	0.02	0
558	sLCB4	-4.34	0	0.27	0	-0.03	0
559	sLCB4	-2.97	0	-0.27	0	-0.02	0
559	sLCB4	-2.97	0	-0.11	0	0.03	0
559	sLCB4	-2.97	0	0.05	0	0.03	0
560	sLCB4	-1.77	0.01	-0.27	0	-0.02	0
560	sLCB4	-1.77	0.01	-0.11	0	0.02	0
560	sLCB4	-1.77	0.01	0.05	0	0.03	0
561	sLCB4	9.4	0	0.84	0	0.14	0.01
561	sLCB4	9.4	0	2.56	0	-0.3	0.01
561	sLCB4	9.4	0	4.28	0	-1.18	0.01
562	sLCB4	9.65	0.01	0.85	0	0.14	-0.01
562	sLCB4	9.65	0.01	2.56	0	-0.3	-0.02
562	sLCB4	9.65	0.01	4.28	0	-1.18	-0.02
563	sLCB4	-9.87	0	-1.49	0	-0.17	0
563	sLCB4	-9.87	0	-1.33	0	0.16	0
563	sLCB4	-9.87	0	-1.17	0	0.46	0
564	sLCB4	-8.86	0	-1.47	0	-0.17	0
564	sLCB4	-8.86	0	-1.31	0	0.16	0
564	sLCB4	-8.86	0	-1.15	0	0.45	0
565	sLCB4	-8.64	0	-0.37	0	-0.06	0
565	sLCB4	-8.64	0	-0.21	0	0.01	0
565	sLCB4	-8.64	0	-0.05	0	0.04	0
566	sLCB4	-7.28	0.01	-0.37	0	-0.06	0
566	sLCB4	-7.28	0.01	-0.21	0	0	0
566	sLCB4	-7.28	0.01	-0.05	0	0.03	0

567	sLCB4	9.4	0	-2.59	0	-0.31	0.01
567	sLCB4	9.4	0	-0.88	0	0.14	0.01
567	sLCB4	9.4	0	0.84	0	0.14	0.01
568	sLCB4	9.65	0.01	-2.59	0	-0.31	-0.01
568	sLCB4	9.65	0.01	-0.87	0	0.14	-0.01
568	sLCB4	9.65	0.01	0.85	0	0.14	-0.01
569	sLCB4	-14.32	0.05	0.51	0	0.37	0.05
569	sLCB4	-14.32	0.05	0.53	0	0.25	0.03
569	sLCB4	-14.32	0.05	0.55	0	0.13	0.02
570	sLCB4	-15.36	-0.05	0.52	0	0.37	-0.05
570	sLCB4	-15.36	-0.05	0.53	0	0.26	-0.04
570	sLCB4	-15.36	-0.05	0.55	0	0.14	-0.02
571	sLCB4	-8.64	0	-0.05	0	0.04	0
571	sLCB4	-8.64	0	0.11	0	0.03	0
571	sLCB4	-8.64	0	0.27	0	-0.02	0
572	sLCB4	-7.28	0.01	-0.05	0	0.03	0
572	sLCB4	-7.28	0.01	0.12	0	0.03	-0.01
572	sLCB4	-7.28	0.01	0.28	0	-0.02	-0.01
573	sLCB4	-1.39	0	-0.48	0	0.18	0
573	sLCB4	-1.39	0	1.24	0	0.08	0
573	sLCB4	-1.39	0	2.96	0	-0.46	0
574	sLCB4	-1.9	0.01	-0.47	0	0.18	0
574	sLCB4	-1.9	0.01	1.25	0	0.08	0
574	sLCB4	-1.9	0.01	2.97	0	-0.46	-0.01
575	sLCB4	-14.32	0.05	0.55	0	0.13	0.02
575	sLCB4	-14.32	0.05	0.56	0	0.01	0.01
575	sLCB4	-14.32	0.05	0.58	0	-0.12	0
576	sLCB4	-15.36	-0.05	0.55	0	0.14	-0.02
576	sLCB4	-15.36	-0.05	0.56	0	0.01	-0.01
576	sLCB4	-15.36	-0.05	0.58	0	-0.12	0
577	sLCB4	-31.54	1.78	-6.52	0	-1.69	0.33
577	sLCB4	-31.54	-0.16	0.3	0	0.81	-0.31
577	sLCB4	-31.54	-2.1	7.12	0	-2.17	0.6
578	sLCB4	-33.39	-1.87	-6.32	0	-1.68	-0.41
578	sLCB4	-33.39	0.07	0.5	0	0.66	0.32
578	sLCB4	-33.39	2.01	7.31	0	-2.47	-0.51
579	sLCB4	-13.46	0	-0.39	0	-0.07	0.01

579	sLCB4	-13.46	0	-0.23	0	0.01	0.01
579	sLCB4	-13.46	0	-0.07	0	0.04	0.01
580	sLCB4	-11.95	0	-0.38	0	-0.07	-0.01
580	sLCB4	-11.95	0	-0.22	0	0	-0.01
580	sLCB4	-11.95	0	-0.06	0	0.04	-0.01
581	sLCB4	-14.61	0.06	-0.1	0	-0.03	0
581	sLCB4	-14.61	0.06	-0.09	0	-0.01	-0.01
581	sLCB4	-14.61	0.06	-0.07	0	0.01	-0.02
582	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.1	0	-0.03	0
582	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.09	0	-0.01	0.01
582	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.07	0	0.01	0.02
583	sLCB4	-1.39	0	-0.82	0	-0.16	0
583	sLCB4	-1.39	0	-0.65	0	0.03	0
583	sLCB4	-1.39	0	-0.48	0	0.18	0
584	sLCB4	-1.9	0.01	-0.81	0	-0.15	0
584	sLCB4	-1.9	0.01	-0.64	0	0.04	0
584	sLCB4	-1.9	0.01	-0.47	0	0.18	0
585	sLCB4	-3.76	0.38	-0.36	0	-0.15	0.38
585	sLCB4	-3.76	0.5	-0.36	0	0.12	0.05
585	sLCB4	-3.76	0.63	-0.36	0	0.39	-0.38
586	sLCB4	-3.33	0.42	0.4	0	0.1	0.41
586	sLCB4	-3.33	0.54	0.4	0	-0.2	0.05
586	sLCB4	-3.33	0.67	0.4	0	-0.5	-0.41
587	sLCB4	-13.46	0	-0.07	0	0.04	0.01
587	sLCB4	-13.46	0	0.09	0	0.04	0.01
587	sLCB4	-13.46	0	0.25	0	0	0.01
588	sLCB4	-11.95	0	-0.06	0	0.04	-0.01
588	sLCB4	-11.95	0	0.1	0	0.03	-0.01
588	sLCB4	-11.95	0	0.26	0	-0.01	-0.01
589	sLCB4	-14.61	0.06	-0.07	0	0.01	-0.02
589	sLCB4	-14.61	0.06	-0.06	0	0.02	-0.04
589	sLCB4	-14.61	0.06	-0.04	0	0.03	-0.05
590	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.07	0	0.01	0.02
590	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.06	0	0.02	0.03
590	sLCB4	-15.56	-0.05	-0.04	0	0.03	0.05
591	sLCB4	-7.97	0	0.06	0	0.01	0
591	sLCB4	-7.97	0	0.24	0	-0.03	0

591	sLCB4	-7.97	0	0.41	0	-0.11	0
592	sLCB4	-9.24	0.01	0.07	0	0.01	0.01
592	sLCB4	-9.24	0.01	0.24	0	-0.03	0.01
592	sLCB4	-9.24	0.01	0.41	0	-0.11	0
593	sLCB4	-14.25	0.03	-0.03	0	0.02	0.02
593	sLCB4	-14.25	0.03	-0.01	0	0.02	0.01
593	sLCB4	-14.25	0.03	0.01	0	0.02	0.01
594	sLCB4	-17.2	-0.18	-0.31	0	-0.04	-0.08
594	sLCB4	-17.2	-0.18	-0.18	0	0	-0.04
594	sLCB4	-17.2	-0.18	-0.05	0	0.03	0
595	sLCB4	-15.94	0.15	-0.33	0	-0.05	0.06
595	sLCB4	-15.94	0.15	-0.2	0	0	0.03
595	sLCB4	-15.94	0.15	-0.07	0	0.02	0
596	sLCB4	-14.69	-0.03	0	0	0.03	-0.02
596	sLCB4	-14.69	-0.03	0.01	0	0.03	-0.01
596	sLCB4	-14.69	-0.03	0.03	0	0.02	-0.01
597	sLCB4	24.66	-0.05	-5.32	0	-1.53	-0.04
597	sLCB4	24.66	-0.05	-3.8	0	-0.49	-0.03
597	sLCB4	24.66	-0.05	-2.28	0	0.2	-0.02
598	sLCB4	22.8	0.06	-5.21	0	-1.49	0.05
598	sLCB4	22.8	0.06	-3.69	0	-0.47	0.04
598	sLCB4	22.8	0.06	-2.17	0	0.2	0.02
599	sLCB4	-7.97	0	-0.28	0	-0.05	0
599	sLCB4	-7.97	0	-0.11	0	0	0
599	sLCB4	-7.97	0	0.06	0	0.01	0
600	sLCB4	-9.24	0.01	-0.28	0	-0.04	0.01
600	sLCB4	-9.24	0.01	-0.1	0	0.01	0.01
600	sLCB4	-9.24	0.01	0.07	0	0.01	0.01
601	sLCB4	-14.25	0.03	0.01	0	0.02	0.01
601	sLCB4	-14.25	0.03	0.02	0	0.02	0
601	sLCB4	-14.25	0.03	0.04	0	0.01	-0.01
602	sLCB4	-17.2	-0.18	-0.05	0	0.03	0
602	sLCB4	-17.2	-0.18	0.08	0	0.02	0.03
602	sLCB4	-17.2	-0.18	0.21	0	-0.01	0.07
603	sLCB4	-15.94	0.15	-0.07	0	0.02	0
603	sLCB4	-15.94	0.15	0.06	0	0.02	-0.03
603	sLCB4	-15.94	0.15	0.19	0	0	-0.06

604	sLCB4	-14.69	-0.03	0.03	0	0.02	-0.01
604	sLCB4	-14.69	-0.03	0.04	0	0.01	0
604	sLCB4	-14.69	-0.03	0.06	0	0	0.01
605	sLCB4	-34.56	2.48	-6.46	0.01	-2.16	0.58
605	sLCB4	-34.56	1.73	-3.85	0.01	-0.58	-0.06
605	sLCB4	-34.56	0.99	-1.25	0.01	0.2	-0.48
606	sLCB4	0.64	-0.06	-3.83	0	-0.59	-0.01
606	sLCB4	0.64	-0.06	-2.31	0	0.11	0
606	sLCB4	0.64	-0.06	-0.79	0	0.46	0.02
607	sLCB4	-1.06	0.08	-3.82	0	-0.59	0.02
607	sLCB4	-1.06	0.08	-2.3	0	0.11	0
607	sLCB4	-1.06	0.08	-0.78	0	0.46	-0.02
608	sLCB4	-36.18	-2.8	-7.51	0	-2.44	-0.72
608	sLCB4	-36.18	-2.06	-4.91	0	-0.54	0.03
608	sLCB4	-36.18	-1.32	-2.31	0	0.56	0.54
609	sLCB4	-13.04	0.02	1.64	0	0.7	0.01
609	sLCB4	-13.04	0.02	1.82	0	0.26	0
609	sLCB4	-13.04	0.02	1.99	0	-0.23	0
610	sLCB4	-15.04	-0.01	1.75	0	0.74	0.01
610	sLCB4	-15.04	-0.01	1.92	0	0.27	0.01
610	sLCB4	-15.04	-0.01	2.09	0	-0.24	0.01
611	sLCB4	-3.69	-2.01	1.04	0.01	0.14	-0.17
611	sLCB4	-3.69	-1.98	1.04	0.01	0	0.11
611	sLCB4	-3.69	-1.96	1.04	0.01	-0.15	0.38
612	sLCB4	-3.21	-2.36	-0.76	0	-0.11	-0.2
612	sLCB4	-3.21	-2.34	-0.76	0	-0.01	0.12
612	sLCB4	-3.21	-2.32	-0.76	0	0.1	0.44
613	sLCB4	-13.73	0.05	0.35	0	0.04	-0.01
613	sLCB4	-13.73	0.05	0.37	0	-0.04	-0.02
613	sLCB4	-13.73	0.05	0.38	0	-0.12	-0.03
614	sLCB4	-19.82	-0.2	-2.05	0	-0.14	0.06
614	sLCB4	-19.82	-0.2	-1.92	0	0.24	0.09
614	sLCB4	-19.82	-0.2	-1.79	0	0.6	0.13
615	sLCB4	-19.25	0.17	-2.12	0	-0.16	-0.05
615	sLCB4	-19.25	0.17	-1.99	0	0.24	-0.08
615	sLCB4	-19.25	0.17	-1.86	0	0.62	-0.11
616	sLCB4	-13.16	-0.05	0.3	0	0.04	0

616	sLCB4	-13.16	-0.05	0.32	0	-0.03	0.02
616	sLCB4	-13.16	-0.05	0.33	0	-0.1	0.03
617	sLCB4	0.64	-0.06	-0.79	0	0.46	0.02
617	sLCB4	0.64	-0.06	0.72	0	0.47	0.03
617	sLCB4	0.64	-0.06	2.24	0	0.13	0.04
618	sLCB4	-1.06	0.08	-0.78	0	0.46	-0.02
618	sLCB4	-1.06	0.08	0.74	0	0.46	-0.04
618	sLCB4	-1.06	0.08	2.26	0	0.12	-0.05
619	sLCB4	0.56	-2.01	0.41	0	-0.08	-0.98
619	sLCB4	0.56	-1.91	0.41	0	-0.34	0.24
619	sLCB4	0.56	-1.8	0.41	0	-0.6	1.4
620	sLCB4	0.9	-1.09	-0.65	0	-0.66	-0.99
620	sLCB4	0.9	-0.92	-0.65	0	0	0.02
620	sLCB4	0.9	-0.75	-0.65	0	0.65	0.85
621	sLCB4	10.33	-0.25	1.26	0	0.69	-0.18
621	sLCB4	10.33	-0.08	1.26	0	-0.57	-0.02
621	sLCB4	10.33	0.09	1.26	0	-1.83	-0.02
622	sLCB4	-1.05	-2.56	-3.34	-0.01	-1.99	-1.49
622	sLCB4	-1.05	-2.51	-3.34	-0.01	-1	-0.74
622	sLCB4	-1.05	-2.46	-3.34	-0.01	0	0
623	sLCB4	-0.76	-2.95	2.79	0.01	1.66	-1.73
623	sLCB4	-0.76	-2.9	2.79	0.01	0.83	-0.86
623	sLCB4	-0.76	-2.85	2.79	0.01	0	0
624	sLCB4	9.99	-0.33	-1.07	0	-0.62	-0.26
624	sLCB4	9.99	-0.16	-1.07	0	0.46	-0.02
624	sLCB4	9.99	0.01	-1.07	0	1.53	0.06
625	sLCB4	2.67	-1.06	0.77	0	0.95	-0.96
625	sLCB4	2.67	-0.89	0.77	0	0.18	0.01
625	sLCB4	2.67	-0.72	0.77	0	-0.59	0.82
626	sLCB4	4.18	-1.85	-0.93	0	-0.26	-0.9
626	sLCB4	4.18	-1.75	-0.93	0	0.31	0.22
626	sLCB4	4.18	-1.64	-0.93	0	0.89	1.28
627	sLCB4	-32.46	-3.38	-2.87	0	0.18	-0.43
627	sLCB4	-32.46	-2.65	-0.28	0	0.66	0.49
627	sLCB4	-32.46	-1.91	2.32	0	0.35	1.19
628	sLCB4	-34.11	-2.91	5.14	0	0.43	-0.29
628	sLCB4	-34.11	-2.17	2.55	0	-0.74	0.48

628	sLCB4	-34.11	-1.43	-0.05	0	-1.12	1.03
629	sLCB4	3.31	3.38	-0.86	0	-0.28	2.46
629	sLCB4	3.31	3.48	-0.86	0	0.24	0.39
629	sLCB4	3.31	3.59	-0.86	0	0.76	-1.75
630	sLCB4	4.76	1.22	0.02	0	-0.23	1.31
630	sLCB4	4.76	1.39	0.02	0	-0.25	0
630	sLCB4	4.76	1.56	0.02	0	-0.26	-1.48
631	sLCB4	4.79	6.15	-0.3	0	-0.4	1.27
631	sLCB4	4.79	6.2	-0.3	0	-0.31	-0.57
631	sLCB4	4.79	6.25	-0.3	0	-0.22	-2.42
632	sLCB4	0.38	-0.33	-0.57	0	-0.36	-0.07
632	sLCB4	0.38	-0.25	-0.57	0	-0.1	0.06
632	sLCB4	0.38	-0.18	-0.57	0	0.15	0.16
633	sLCB4	-0.3	-0.25	0.21	0	0.03	-0.16
633	sLCB4	-0.3	-0.1	0.21	0	-0.16	0
633	sLCB4	-0.3	0.05	0.21	0	-0.35	0.02
634	sLCB4	3.98	-1.18	0	0	0	-1.08
634	sLCB4	3.98	-1.01	0	0	0	0.01
634	sLCB4	3.98	-0.84	0	0	0	0.94
635	sLCB4	2.22	-1.85	0.12	0	0.2	-1.74
635	sLCB4	2.22	-1.68	0.12	0	0.08	0.03
635	sLCB4	2.22	-1.51	0.12	0	-0.04	1.62
636	sLCB4	0.2	-3.82	-0.25	0	-0.1	-1.86
636	sLCB4	0.2	-3.72	-0.25	0	0.05	0.41
636	sLCB4	0.2	-3.62	-0.25	0	0.2	2.63
637	sLCB4	-31.87	7.21	-6.91	-0.02	0.33	0.82
637	sLCB4	-31.87	7.68	-8.55	-0.02	1.83	-0.62
637	sLCB4	-31.87	8.15	-10.19	-0.02	3.63	-2.14
638	sLCB4	-32.43	-7.96	9.62	0.02	3.15	-2.05
638	sLCB4	-32.43	-7.49	7.98	0.02	1.45	-0.56
638	sLCB4	-32.43	-7.02	6.34	0.02	0.07	0.84
639	sLCB4	-2.02	-0.01	0.73	0	0.35	0
639	sLCB4	-2.02	-0.01	0.91	0	0.15	0
639	sLCB4	-2.02	-0.01	1.1	0	-0.1	0
640	sLCB4	-18.64	-0.01	-2.14	0	-0.2	0
640	sLCB4	-18.64	-0.01	-1.95	0	0.29	0
640	sLCB4	-18.64	-0.01	-1.76	0	0.74	0

641	sLCB4	3.34	-0.03	-2.18	0	-0.27	-0.02
641	sLCB4	3.34	-0.03	-0.17	0	0.02	-0.01
641	sLCB4	3.34	-0.03	1.83	0	-0.18	-0.01
642	sLCB4	-18.38	0.03	1.02	0	0.48	0.03
642	sLCB4	-18.38	0.03	1.21	0	0.2	0.02
642	sLCB4	-18.38	0.03	1.4	0	-0.11	0.02
643	sLCB4	0.43	0.03	-2.06	0	-0.22	0.02
643	sLCB4	0.43	0.03	-0.06	0	0.04	0.01
643	sLCB4	0.43	0.03	1.95	0	-0.19	0
644	sLCB4	-16.34	-0.04	1.52	0	0.66	-0.01
644	sLCB4	-16.34	-0.04	1.71	0	0.27	0
644	sLCB4	-16.34	-0.04	1.9	0	-0.17	0.01
645	sLCB4	-15.37	0.07	1.28	0	0.57	0.04
645	sLCB4	-15.37	0.07	1.47	0	0.23	0.03
645	sLCB4	-15.37	0.07	1.66	0	-0.15	0.01
646	sLCB4	-1.73	5.51	2.23	-0.01	0.66	1.84
646	sLCB4	-1.73	5.55	2.23	-0.01	0.09	0.43
646	sLCB4	-1.73	5.59	2.23	-0.01	-0.48	-0.99
647	sLCB4	-0.61	-0.19	-0.03	0	0.16	-0.02
647	sLCB4	-0.61	-0.15	-0.03	0	0.17	0.02
647	sLCB4	-0.61	-0.1	-0.03	0	0.17	0.06
648	sLCB4	-6.81	0	-0.44	0	-0.09	0
648	sLCB4	-6.81	0	-0.07	0	0.04	0
648	sLCB4	-6.81	0	0.3	0	-0.02	0
649	sLCB4	-16.49	0	-0.36	0	-0.04	0
649	sLCB4	-16.49	0	0.02	0	0.04	0
649	sLCB4	-16.49	0	0.39	0	-0.06	0
650	sLCB4	-4.23	-0.02	-3.86	0	-0.51	-0.03
650	sLCB4	-4.23	-0.02	0.15	0	0.39	-0.01
650	sLCB4	-4.23	-0.02	4.16	0	-0.66	0
651	sLCB4	-21.51	0.03	-0.34	0	-0.04	0.02
651	sLCB4	-21.51	0.03	0.03	0	0.04	0.01
651	sLCB4	-21.51	0.03	0.4	0	-0.07	-0.01
652	sLCB4	-6.75	0.02	-3.79	0	-0.49	0.02
652	sLCB4	-6.75	0.02	0.22	0	0.37	0.01
652	sLCB4	-6.75	0.02	4.23	0	-0.7	0
653	sLCB4	-17.97	-0.01	-0.43	0	-0.07	0

653	sLCB4	-17.97	-0.01	-0.05	0	0.04	0
653	sLCB4	-17.97	-0.01	0.32	0	-0.02	0.01
654	sLCB4	-16.84	0.03	-0.34	0	-0.05	0.02
654	sLCB4	-16.84	0.03	0.03	0	0.03	0.01
654	sLCB4	-16.84	0.03	0.4	0	-0.08	-0.01
655	sLCB4	-30.39	-2.2	10.2	0	3.66	-0.52
655	sLCB4	-30.39	0.38	1.13	0	-2.39	0.46
655	sLCB4	-30.39	2.96	-7.94	0	1.24	-1.32
656	sLCB4	-31.94	-2.84	8.68	0	2.34	-1.21
656	sLCB4	-31.94	-0.26	-0.39	0	-2.09	0.44
656	sLCB4	-31.94	2.32	-9.46	0	3.17	-0.66
657	sLCB4	-5.72	-0.11	-0.56	0	-0.47	0.07
657	sLCB4	-5.72	0.06	-0.56	0	0.1	0.1
657	sLCB4	-5.72	0.23	-0.56	0	0.66	-0.05
658	sLCB4	-0.87	-0.12	0.01	0	0.16	0.03
658	sLCB4	-0.87	0.05	0.01	0	0.15	0.06
658	sLCB4	-0.87	0.22	0.01	0	0.14	-0.07
659	sLCB4	-10.59	0.01	-0.37	0	-0.05	0
659	sLCB4	-10.59	0.01	0	0	0.04	-0.01
659	sLCB4	-10.59	0.01	0.37	0	-0.06	-0.01
660	sLCB4	-12.95	0	-0.39	0	-0.04	0.01
660	sLCB4	-12.95	0	-0.02	0	0.06	0.01
660	sLCB4	-12.95	0	0.35	0	-0.03	0.01
661	sLCB4	-4.05	-0.02	-4.17	0	-0.66	-0.01
661	sLCB4	-4.05	-0.02	-0.17	0	0.4	0.01
661	sLCB4	-4.05	-0.02	3.84	0	-0.5	0.02
662	sLCB4	-18.29	0	-0.34	0	-0.02	0
662	sLCB4	-18.29	0	0.03	0	0.05	0
662	sLCB4	-18.29	0	0.4	0	-0.05	0.01
663	sLCB4	-23.57	0.03	-0.99	0	-0.22	0
663	sLCB4	-23.57	0.03	-0.57	0	0.21	-0.02
663	sLCB4	-23.57	0.03	-0.14	0	0.41	-0.03
664	sLCB4	-6.13	0.03	-4.57	0	-0.78	0
664	sLCB4	-6.13	0.03	0	0	0.48	-0.02
664	sLCB4	-6.13	0.03	4.56	0	-0.78	-0.03
665	sLCB4	-17.07	0.03	-0.95	0	-0.2	0
665	sLCB4	-17.07	0.03	-0.55	0	0.19	-0.02

665	sLCB4	-17.07	0.03	-0.14	0	0.38	-0.04
666	sLCB4	-9.2	-0.02	0.92	0	0.33	0
666	sLCB4	-9.2	-0.02	1.01	0	0.22	0.01
666	sLCB4	-9.2	-0.02	1.1	0	0.09	0.01
667	sLCB4	-34.61	6.94	-11.4	-0.05	0.68	-0.3
667	sLCB4	-34.61	7.11	-12.01	-0.05	1.51	-0.8
667	sLCB4	-34.61	7.28	-12.61	-0.05	2.39	-1.31
668	sLCB4	-0.91	0.77	-0.95	0	-0.71	0.36
668	sLCB4	-0.91	0.84	-0.95	0	-0.28	0
668	sLCB4	-0.91	0.92	-0.95	0	0.15	-0.4
669	sLCB4	-0.67	2.45	0.23	0	0.21	1.94
669	sLCB4	-0.67	2.57	0.23	0	0.03	0.05
669	sLCB4	-0.67	2.7	0.23	0	-0.14	-1.93
670	sLCB4	6.57	2.07	-0.04	0	-0.1	1.57
670	sLCB4	6.57	2.2	-0.04	0	-0.07	-0.04
670	sLCB4	6.57	2.33	-0.04	0	-0.04	-1.74
671	sLCB4	8.79	5.81	-0.11	0	-0.01	3
671	sLCB4	8.79	5.88	-0.11	0	0.04	0.51
671	sLCB4	8.79	5.95	-0.11	0	0.09	-2
672	sLCB4	2.92	0.02	-1.83	0	-0.2	0.03
672	sLCB4	2.92	0.02	0.03	0	0	0.02
672	sLCB4	2.92	0.02	1.88	0	-0.21	0.02
673	sLCB4	-31.28	-4.35	5.38	0.02	1.29	-1.12
673	sLCB4	-31.28	-3.81	3.51	0.02	0.31	-0.22
673	sLCB4	-31.28	-3.28	1.64	0.02	-0.25	0.56
674	sLCB4	-7.78	0.01	-0.99	0	-0.08	-0.02
674	sLCB4	-7.78	0.01	-0.81	0	0.13	-0.02
674	sLCB4	-7.78	0.01	-0.62	0	0.31	-0.02
675	sLCB4	-17.2	0.04	-4.04	0	-0.16	0.01
675	sLCB4	-17.2	0.04	-3.91	0	0.51	0.01
675	sLCB4	-17.2	0.04	-3.78	0	1.15	0
676	sLCB4	-2.81	-8.01	4.77	0.02	0.73	-0.55
676	sLCB4	-2.81	-7.99	4.77	0.02	0.13	0.45
676	sLCB4	-2.81	-7.97	4.77	0.02	-0.47	1.45
677	sLCB4	-13.44	0.01	-0.76	0	-0.16	-0.01
677	sLCB4	-13.44	0.01	-0.35	0	0.14	-0.02
677	sLCB4	-13.44	0.01	0.06	0	0.21	-0.03

678	sLCB4	6.98	-3.26	0.39	0	0.84	-1.3
678	sLCB4	6.98	-3.17	0.39	0	0.64	0.29
678	sLCB4	6.98	-3.09	0.39	0	0.45	1.83
679	sLCB4	7.12	-2.46	0.61	0	0.45	-1.54
679	sLCB4	7.12	-2.36	0.61	0	0.09	-0.1
679	sLCB4	7.12	-2.26	0.61	0	-0.27	1.29
680	sLCB4	-1.18	-7.89	-1.68	0	-0.25	-2.9
680	sLCB4	-1.18	-7.84	-1.68	0	0.25	-0.56
680	sLCB4	-1.18	-7.79	-1.68	0	0.75	1.77
681	sLCB4	-40.41	2.86	2.03	0	1.25	0.89
681	sLCB4	-40.41	2.86	2.08	0	0.62	0.01
681	sLCB4	-40.41	2.86	2.13	0	-0.03	-0.87
682	sLCB4	-9.56	0.03	-0.41	0	-0.08	0.01
682	sLCB4	-9.56	0.03	-0.04	0	0.03	0
682	sLCB4	-9.56	0.03	0.33	0	-0.04	-0.02
683	sLCB4	-0.99	0.29	1.64	0	0.4	0.23
683	sLCB4	-0.99	0.35	1.64	0	-0.18	0.12
683	sLCB4	-0.99	0.41	1.64	0	-0.75	-0.02
684	sLCB4	-36.41	3.42	0.42	0	0.92	1.34
684	sLCB4	-36.41	3.42	0.47	0	0.78	0.25
684	sLCB4	-36.41	3.42	0.53	0	0.62	-0.84
685	sLCB4	-8.69	-7.74	-0.3	0	0.73	-1.96
685	sLCB4	-8.69	-7.71	-0.3	0	0.79	-0.43
685	sLCB4	-8.69	-7.67	-0.3	0	0.85	1.09
686	sLCB4	-0.65	-1.88	-0.22	0	0.3	-1.43
686	sLCB4	-0.65	-1.76	-0.22	0	0.47	-0.06
686	sLCB4	-0.65	-1.63	-0.22	0	0.63	1.21
687	sLCB4	8.52	-0.57	-0.76	0	-0.78	-0.4
687	sLCB4	8.52	-0.44	-0.76	0	-0.2	-0.02
687	sLCB4	8.52	-0.32	-0.76	0	0.37	0.26
688	sLCB4	9.39	-3.8	3.85	0	1.15	-0.58
688	sLCB4	9.39	-3.75	3.85	0	0.18	0.37
688	sLCB4	9.39	-3.71	3.85	0	-0.79	1.31
689	sLCB4	-10.39	0.03	0.17	0	0.33	0.04
689	sLCB4	-10.39	0.03	0.53	0	0.16	0.03
689	sLCB4	-10.39	0.03	0.9	0	-0.18	0.01
690	sLCB4	-0.83	-8.01	10.89	0.03	1.14	-0.27

690	sLCB4	-0.83	-8	10.89	0.03	0.1	0.5
690	sLCB4	-0.83	-7.98	10.89	0.03	-0.94	1.26
691	sLCB4	8.34	-0.03	-4.54	0	-0.73	-0.02
691	sLCB4	8.34	-0.03	-0.01	0	0.52	-0.01
691	sLCB4	8.34	-0.03	4.52	0	-0.72	0.01
692	sLCB4	-21.38	0.09	1.54	0	1.01	0.05
692	sLCB4	-21.38	0.09	3.54	0	0.39	0.03
692	sLCB4	-21.38	0.09	5.55	0	-0.71	0.01
693	sLCB4	-1.8	3.94	-2.91	0	-1.49	1.65
693	sLCB4	-1.8	3.99	-2.91	0	-0.61	0.45
693	sLCB4	-1.8	4.04	-2.91	0	0.27	-0.76
694	sLCB4	4.28	0.93	2.18	0	1.09	0.51
694	sLCB4	4.28	1.03	2.18	0	-0.21	-0.08
694	sLCB4	4.28	1.14	2.18	0	-1.52	-0.73
695	sLCB4	-0.48	-0.25	-1.72	0	0.02	-0.06
695	sLCB4	-0.48	-0.2	-1.72	0	0.53	0
695	sLCB4	-0.48	-0.15	-1.72	0	1.04	0.05
696	sLCB4	-50.02	-3.04	4.68	0	1.24	-0.66
696	sLCB4	-50.02	-2.02	1.07	0	0.02	0.41
696	sLCB4	-50.02	-0.99	-2.54	0	0.34	1.05
697	sLCB4	7.81	0.01	-4.16	0	-0.6	0.01
697	sLCB4	7.81	0.01	0.02	0	0.45	0
697	sLCB4	7.81	0.01	4.21	0	-0.62	0
698	sLCB4	-38.02	2.51	2.48	-0.01	1.64	1.17
698	sLCB4	-38.02	3.15	0.22	-0.01	1.29	0.42
698	sLCB4	-38.02	3.79	-2.03	-0.01	1.53	-0.51
699	sLCB4	-3.84	1.7	0.18	0	0.16	1.84
699	sLCB4	-3.84	1.87	0.18	0	-0.01	0.06
699	sLCB4	-3.84	2.04	0.18	0	-0.19	-1.89
700	sLCB4	35.34	-0.01	-6.26	0	-1.87	-0.02
700	sLCB4	35.34	-0.01	-4.25	0	-0.6	-0.01
700	sLCB4	35.34	-0.01	-2.25	0	0.19	-0.01
701	sLCB4	4.55	-0.03	-4.72	0	-0.8	-0.01
701	sLCB4	4.55	-0.03	0	0	0.55	0.01
701	sLCB4	4.55	-0.03	4.72	0	-0.8	0.03
702	sLCB4	32.09	0	-5.29	0	-1.46	0.02
702	sLCB4	32.09	0	-3.28	0	-0.42	0.02

702	sLCB4	32.09	0	-1.28	0	0.13	0.02
703	sLCB4	-0.47	0.01	-3.7	0	-0.48	-0.01
703	sLCB4	-0.47	0.01	0	0	0.35	-0.01
703	sLCB4	-0.47	0.01	3.69	0	-0.48	-0.02
704	sLCB4	2.62	-1.02	-0.33	0	-0.27	-0.68
704	sLCB4	2.62	-0.92	-0.33	0	-0.06	-0.08
704	sLCB4	2.62	-0.82	-0.33	0	0.14	0.46
705	sLCB4	0.5	0.02	-3.92	0	-0.53	0.01
705	sLCB4	0.5	0.02	0.09	0	0.4	0
705	sLCB4	0.5	0.02	4.1	0	-0.61	-0.01
706	sLCB4	-12.52	-3.11	-0.03	0	0.27	-2.61
706	sLCB4	-12.52	-2.96	-0.03	0	0.3	0.12
706	sLCB4	-12.52	-2.81	-0.03	0	0.33	2.72
707	sLCB4	-0.08	1.89	-0.42	0	-0.94	1.79
707	sLCB4	-0.08	2.04	-0.42	0	-0.56	0.03
707	sLCB4	-0.08	2.19	-0.42	0	-0.19	-1.88
708	sLCB4	-49.9	-1.83	6.87	0	1.54	-0.5
708	sLCB4	-49.9	0.11	0.06	0	-1.23	0.19
708	sLCB4	-49.9	2.05	-6.76	0	1.45	-0.67
709	sLCB4	-59.94	-1.54	7.32	0	2.08	-0.2
709	sLCB4	-59.94	0.4	0.51	0	-1.07	0.25
709	sLCB4	-59.94	2.34	-6.31	0	1.26	-0.85
710	sLCB4	25.45	0.01	1.61	0	0.22	0.01
710	sLCB4	25.45	0.01	3.62	0	-0.42	0
710	sLCB4	25.45	0.01	5.62	0	-1.54	0
711	sLCB4	25.97	-0.08	-4.85	0	-1.39	-0.03
711	sLCB4	25.97	-0.08	-2.85	0	-0.45	-0.01
711	sLCB4	25.97	-0.08	-0.84	0	0	0.01
712	sLCB4	-3.38	-0.04	-1.64	0	-0.09	0.01
712	sLCB4	-3.38	-0.04	0.36	0	0.06	0.01
712	sLCB4	-3.38	-0.04	2.37	0	-0.27	0.02
713	sLCB4	-9.51	0.01	-3.88	0	-0.51	0.01
713	sLCB4	-9.51	0.01	0.13	0	0.4	0
713	sLCB4	-9.51	0.01	4.14	0	-0.63	0
714	sLCB4	4.44	-3.73	2.15	0	0.81	-0.7
714	sLCB4	4.44	-3.69	2.15	0	0.27	0.23
714	sLCB4	4.44	-3.65	2.15	0	-0.27	1.15

715	sLCB4	-42.08	-3.86	5.75	0	1.47	-1.17
715	sLCB4	-42.08	-2.83	2.12	0	-0.21	0.25
715	sLCB4	-42.08	-1.79	-1.52	0	-0.34	1.24
716	sLCB4	0.84	7.12	0.54	0	-0.17	3.06
716	sLCB4	0.84	7.18	0.54	0	-0.36	0.63
716	sLCB4	0.84	7.23	0.54	0	-0.54	-1.83
717	sLCB4	30.63	0.03	-0.82	0	0.1	-0.01
717	sLCB4	30.63	0.03	2.43	0	-0.21	-0.02
717	sLCB4	30.63	0.03	5.67	0	-1.8	-0.03
718	sLCB4	-8.38	-0.01	-3.93	0	-0.58	-0.01
718	sLCB4	-8.38	-0.01	-0.25	0	0.35	0
718	sLCB4	-8.38	-0.01	3.42	0	-0.36	0
719	sLCB4	-49.29	-1.77	5.98	0	0.78	-0.41
719	sLCB4	-49.29	0.17	-0.84	0	-1.28	0.23
719	sLCB4	-49.29	2.11	-7.66	0	2.13	-0.68
720	sLCB4	-38.12	-3.15	-5.85	0	-0.66	-0.18
720	sLCB4	-38.12	-2.49	-3.56	0	0.61	0.58
720	sLCB4	-38.12	-1.84	-1.26	0	1.26	1.16
721	sLCB4	1.23	1.42	-4.96	0	-0.19	0.25
721	sLCB4	1.23	1.46	-4.96	0	0.72	-0.01
721	sLCB4	1.23	1.49	-4.96	0	1.63	-0.28
722	sLCB4	-35.67	9.34	-7.72	-0.03	-0.02	0.29
722	sLCB4	-35.67	9.6	-8.63	-0.03	0.85	-0.72
722	sLCB4	-35.67	9.86	-9.53	-0.03	1.82	-1.76
723	sLCB4	-4.92	-8.61	-2.09	0.01	-0.64	-1.45
723	sLCB4	-4.92	-8.58	-2.09	0.01	-0.19	0.39
723	sLCB4	-4.92	-8.54	-2.09	0.01	0.26	2.23
724	sLCB4	-43.6	3.01	3.86	0	1.52	0.97
724	sLCB4	-43.6	3.73	1.31	0	0.75	-0.04
724	sLCB4	-43.6	4.46	-1.24	0	0.74	-1.27
725	sLCB4	-31.53	-2.07	7.07	0	1.8	-0.73
725	sLCB4	-31.53	-0.13	0.26	0	-1.14	0.15
725	sLCB4	-31.53	1.81	-6.56	0	1.39	-0.53
726	sLCB4	-39.55	-1.69	0.9	0	0.31	0.51
726	sLCB4	-39.55	-1.07	3.08	0	-0.2	0.87
726	sLCB4	-39.55	-0.45	5.26	0	-1.27	1.06
727	sLCB4	-36.13	-9.3	4.01	0.01	1.39	-2.42

727	sLCB4	-36.13	-8.7	1.91	0.01	0.66	-0.19
727	sLCB4	-36.13	-8.1	-0.2	0.01	0.45	1.89
728	sLCB4	40.59	-0.73	-23.91	0.01	-2.48	1.45
728	sLCB4	40.47	-0.73	-23.91	0.01	6.84	1.73
728	sLCB4	40.35	-0.73	-23.91	0.01	16.17	2.02
729	sLCB4	40.65	0.58	-23.94	0	-2.56	-1.44
729	sLCB4	40.53	0.58	-23.94	0	6.78	-1.67
729	sLCB4	40.4	0.58	-23.94	0	16.11	-1.89
730	sLCB4	5.25	2.69	-0.45	0	-0.38	0.82
730	sLCB4	5.13	2.69	-0.45	0	-0.21	-0.22
730	sLCB4	5.01	2.69	-0.45	0	-0.03	-1.27
731	sLCB4	5.23	2.72	0.33	0	0.37	0.81
731	sLCB4	5.11	2.72	0.33	0	0.24	-0.25
731	sLCB4	4.99	2.72	0.33	0	0.11	-1.31
732	sLCB4	33.67	-0.13	-18.1	0.03	0.3	0.08
732	sLCB4	33.54	-0.13	-18.1	0.03	7.36	0.13
732	sLCB4	33.42	-0.13	-18.1	0.03	14.42	0.18
733	sLCB4	33.8	0.08	-18.31	-0.02	0.39	-0.05
733	sLCB4	33.68	0.08	-18.31	-0.02	7.53	-0.08
733	sLCB4	33.56	0.08	-18.31	-0.02	14.67	-0.12
734	sLCB4	30.82	-0.2	-17.4	0.05	0.6	0.12
734	sLCB4	30.7	-0.2	-17.4	0.05	7.38	0.2
734	sLCB4	30.58	-0.2	-17.4	0.05	14.17	0.27
735	sLCB4	30.93	0.16	-17.82	-0.04	0.82	-0.09
735	sLCB4	30.81	0.16	-17.82	-0.04	7.77	-0.15
735	sLCB4	30.69	0.16	-17.82	-0.04	14.72	-0.21
736	sLCB4	-7.92	0	-0.4	0	-0.59	0
736	sLCB4	-8.04	0	-0.4	0	-0.43	0
736	sLCB4	-8.16	0	-0.4	0	-0.28	0
737	sLCB4	-8	0	0.4	0	0.57	0
737	sLCB4	-8.12	0	0.4	0	0.41	0
737	sLCB4	-8.24	0	0.4	0	0.25	0
738	sLCB4	29.56	-0.27	-14.31	0.07	-0.94	0.16
738	sLCB4	29.44	-0.27	-14.31	0.07	4.64	0.27
738	sLCB4	29.32	-0.27	-14.31	0.07	10.22	0.38
739	sLCB4	29.48	0.23	-14.57	-0.06	-0.76	-0.14
739	sLCB4	29.36	0.23	-14.57	-0.06	4.92	-0.23

739	sLCB4	29.24	0.23	-14.57	-0.06	10.61	-0.32
740	sLCB4	-2.6	0	5.14	0	1.21	0
740	sLCB4	-2.72	0	5.14	0	-0.8	0
740	sLCB4	-2.84	0	5.14	0	-2.8	0
741	sLCB4	-2.71	0	-5.14	0	-1.24	0
741	sLCB4	-2.84	0	-5.14	0	0.76	0
741	sLCB4	-2.96	0	-5.14	0	2.77	0
742	sLCB4	30.92	-0.32	-13.25	0.08	-1.92	0.19
742	sLCB4	30.8	-0.32	-13.25	0.08	3.25	0.32
742	sLCB4	30.68	-0.32	-13.25	0.08	8.41	0.45
743	sLCB4	31.62	0.28	-13.34	-0.07	-2.04	-0.17
743	sLCB4	31.5	0.28	-13.34	-0.07	3.16	-0.28
743	sLCB4	31.38	0.28	-13.34	-0.07	8.36	-0.39
744	sLCB4	-2.59	0	11.93	0	2.67	0
744	sLCB4	-2.71	0	11.93	0	-1.98	0
744	sLCB4	-2.83	0	11.93	0	-6.63	0
745	sLCB4	-2.73	0	-11.93	0	-2.72	0
745	sLCB4	-2.85	0	-11.93	0	1.94	0
745	sLCB4	-2.97	0	-11.93	0	6.59	0
746	sLCB4	44.08	-3.68	-23.87	0.03	-10.43	-0.65
746	sLCB4	43.96	-3.68	-23.87	0.03	-1.12	0.79
746	sLCB4	43.84	-3.68	-23.87	0.03	8.19	2.22
747	sLCB4	44.31	3.62	-23.29	-0.03	-10.26	0.61
747	sLCB4	44.19	3.62	-23.29	-0.03	-1.18	-0.8
747	sLCB4	44.07	3.62	-23.29	-0.03	7.91	-2.21
748	sLCB4	-2.27	0	-1.16	-0.01	-3.4	0
748	sLCB4	-2.39	0	-1.16	-0.01	-2.95	0
748	sLCB4	-2.51	0	-1.16	-0.01	-2.49	0
749	sLCB4	-3.04	0	1.16	0.01	3.17	0
749	sLCB4	-3.16	0	1.16	0.01	2.71	0
749	sLCB4	-3.28	0	1.16	0.01	2.26	0
750	sLCB4	-16.53	8.67	-1.95	0	2.17	2.45
750	sLCB4	-16.65	8.67	-1.95	0	2.93	-0.93
750	sLCB4	-16.77	8.67	-1.95	0	3.69	-4.32
751	sLCB4	-1.62	6.42	-9.46	0	-2.94	1.54
751	sLCB4	-1.75	6.42	-9.46	0	0.75	-0.96
751	sLCB4	-1.87	6.42	-9.46	0	4.44	-3.47

752	sLCB4	4.08	3.05	-13.31	-0.02	-5.77	-0.14
752	sLCB4	3.96	3.05	-13.31	-0.02	-0.58	-1.33
752	sLCB4	3.84	3.05	-13.31	-0.02	4.61	-2.52
753	sLCB4	3.79	-3.6	-12.17	0.01	-4.89	-0.07
753	sLCB4	3.67	-3.6	-12.17	0.01	-0.15	1.33
753	sLCB4	3.55	-3.6	-12.17	0.01	4.6	2.74
754	sLCB4	-1.09	-6.49	-9.8	0	-2.58	-1.58
754	sLCB4	-1.21	-6.49	-9.8	0	1.24	0.95
754	sLCB4	-1.33	-6.49	-9.8	0	5.06	3.48
755	sLCB4	-16.06	-8.26	-3.21	-0.01	1.29	-2.36
755	sLCB4	-16.18	-8.26	-3.21	-0.01	2.54	0.86
755	sLCB4	-16.3	-8.26	-3.21	-0.01	3.8	4.08
756	sLCB4	14.71	7.09	-2.93	-0.01	-2.72	2.96
756	sLCB4	14.59	7.09	-2.93	-0.01	-1.58	0.2
756	sLCB4	14.47	7.09	-2.93	-0.01	-0.44	-2.57
757	sLCB4	13.85	4.57	8.99	0	-0.22	1.63
757	sLCB4	13.73	4.57	8.99	0	-3.72	-0.15
757	sLCB4	13.61	4.57	8.99	0	-7.23	-1.93
758	sLCB4	6.64	2.93	13.55	-0.01	3.48	0.93
758	sLCB4	6.52	2.93	13.55	-0.01	-1.81	-0.21
758	sLCB4	6.4	2.93	13.55	-0.01	-7.09	-1.35
759	sLCB4	5.67	-1.31	12.11	0	3.68	-0.77
759	sLCB4	5.55	-1.31	12.11	0	-1.05	-0.26
759	sLCB4	5.42	-1.31	12.11	0	-5.77	0.25
760	sLCB4	4.4	-5.01	9.51	0	1.26	-2.26
760	sLCB4	4.28	-5.01	9.51	0	-2.45	-0.31
760	sLCB4	4.16	-5.01	9.51	0	-6.16	1.64
761	sLCB4	14.41	-7.54	-1.63	0	-1.94	-3.25
761	sLCB4	14.29	-7.54	-1.63	0	-1.31	-0.31
761	sLCB4	14.16	-7.54	-1.63	0	-0.67	2.63
762	sLCB4	25.96	-1.52	16.81	0.05	15.43	-0.47
762	sLCB4	25.84	-1.52	16.81	0.05	8.87	0.12
762	sLCB4	25.72	-1.52	16.81	0.05	2.32	0.71
763	sLCB4	25.79	-1.64	-15.95	-0.04	-15.42	-0.43
763	sLCB4	25.67	-1.64	-15.95	-0.04	-9.2	0.21
763	sLCB4	25.55	-1.64	-15.95	-0.04	-2.98	0.85
764	sLCB4	-7.87	0.03	-1.35	0	0.35	0.01

764	sLCB4	-7.99	0.03	-1.35	0	0.87	0
764	sLCB4	-8.11	0.03	-1.35	0	1.4	-0.01
765	sLCB4	2.61	-0.03	1.35	-0.01	2.32	-0.01
765	sLCB4	2.49	-0.03	1.35	-0.01	1.79	0
765	sLCB4	2.37	-0.03	1.35	-0.01	1.27	0.01
766	sLCB4	21.48	0.85	7.95	0.03	6.69	1.68
766	sLCB4	21.36	0.85	7.95	0.03	3.59	1.35
766	sLCB4	21.24	0.85	7.95	0.03	0.49	1.02
767	sLCB4	28.38	0.79	-13.47	-0.03	-8.25	2.2
767	sLCB4	28.26	0.79	-13.47	-0.03	-2.99	1.89
767	sLCB4	28.14	0.79	-13.47	-0.03	2.26	1.59
768	sLCB4	-12.61	0.01	5.7	0	4.75	0.03
768	sLCB4	-12.73	0.01	5.7	0	2.53	0.02
768	sLCB4	-12.85	0.01	5.7	0	0.31	0.02
769	sLCB4	7.36	-0.01	-5.7	0	0.33	-0.03
769	sLCB4	7.24	-0.01	-5.7	0	2.55	-0.02
769	sLCB4	7.12	-0.01	-5.7	0	4.78	-0.02
770	sLCB4	-1.65	0.11	-14.14	0.03	-2.55	-0.09
770	sLCB4	-1.77	0.11	-14.14	0.03	2.97	-0.13
770	sLCB4	-1.89	0.11	-14.14	0.03	8.48	-0.18
771	sLCB4	8.2	0.05	-8.52	0.02	1.78	-0.05
771	sLCB4	8.08	0.05	-8.52	0.02	5.1	-0.07
771	sLCB4	7.96	0.05	-8.52	0.02	8.43	-0.09
772	sLCB4	8.88	-5.6	0.35	0.01	2.6	-2.77
772	sLCB4	8.76	-5.6	0.35	0.01	2.47	-0.59
772	sLCB4	8.64	-5.6	0.35	0.01	2.33	1.59
773	sLCB4	16.48	4.37	4.92	0.03	5.25	2.19
773	sLCB4	16.36	4.37	4.92	0.03	3.33	0.48
773	sLCB4	16.24	4.37	4.92	0.03	1.41	-1.22
774	sLCB4	17.87	0.08	-9.34	0.02	3.33	-0.02
774	sLCB4	17.75	0.08	-9.34	0.02	6.98	-0.05
774	sLCB4	17.63	0.08	-9.34	0.02	10.62	-0.08
775	sLCB4	-3.6	-0.11	14.14	0.03	3.05	0.09
775	sLCB4	-3.72	-0.11	14.14	0.03	-2.47	0.13
775	sLCB4	-3.84	-0.11	14.14	0.03	-7.99	0.18
776	sLCB4	-24.06	-0.05	8.52	0.01	6.43	0.05
776	sLCB4	-24.18	-0.05	8.52	0.01	3.11	0.07

776	sLCB4	-24.3	-0.05	8.52	0.01	-0.22	0.09
777	sLCB4	-0.11	-0.55	4.17	0.01	2.83	0.97
777	sLCB4	-0.23	-0.55	4.17	0.01	1.2	1.19
777	sLCB4	-0.35	-0.55	4.17	0.01	-0.42	1.4
778	sLCB4	-2.29	0.05	8.15	-0.02	0.36	-0.08
778	sLCB4	-2.41	0.05	8.15	-0.02	-2.81	-0.1
778	sLCB4	-2.53	0.05	8.15	-0.02	-5.99	-0.12
779	sLCB4	-13.57	-0.05	-8.15	-0.01	-3.23	0.08
779	sLCB4	-13.69	-0.05	-8.15	-0.01	-0.06	0.1
779	sLCB4	-13.81	-0.05	-8.15	-0.01	3.12	0.12
780	sLCB4	0.71	5.79	5.33	0.03	4.39	1.13
780	sLCB4	0.58	5.79	5.33	0.03	2.31	-1.13
780	sLCB4	0.46	5.79	5.33	0.03	0.23	-3.39
781	sLCB4	-33.73	-0.08	9.34	0.02	9.8	0.02
781	sLCB4	-33.85	-0.08	9.34	0.02	6.16	0.05
781	sLCB4	-33.97	-0.08	9.34	0.02	2.51	0.08
782	sLCB4	47.68	1.42	22.59	0	10.42	-1.24
782	sLCB4	47.56	1.42	22.59	0	1.61	-1.79
782	sLCB4	47.44	1.42	22.59	0	-7.2	-2.34
783	sLCB4	49.67	0.91	-22.36	0	-5.58	-1.5
783	sLCB4	49.55	0.91	-22.36	0	3.14	-1.85
783	sLCB4	49.43	0.91	-22.36	0	11.86	-2.21
784	sLCB4	0.6	-1.22	2.67	0.01	2.27	-0.43
784	sLCB4	0.48	-1.22	2.67	0.01	1.23	0.05
784	sLCB4	0.36	-1.22	2.67	0.01	0.18	0.52
785	sLCB4	7.19	-4.77	0.25	0.01	2.91	-2.63
785	sLCB4	7.07	-4.77	0.25	0.01	2.82	-0.77
785	sLCB4	6.95	-4.77	0.25	0.01	2.72	1.09
786	sLCB4	49.54	-0.24	19.48	0.02	6.65	0.96
786	sLCB4	49.42	-0.24	19.48	0.02	-0.95	1.05
786	sLCB4	49.3	-0.24	19.48	0.02	-8.55	1.15
787	sLCB4	40.87	0.07	-15.96	-0.02	-2.82	-0.04
787	sLCB4	40.75	0.07	-15.96	-0.02	3.4	-0.07
787	sLCB4	40.63	0.07	-15.96	-0.02	9.62	-0.1
788	sLCB4	3.15	-2.19	2.02	-0.01	0.02	-2.3
788	sLCB4	3.03	-2.19	2.02	-0.01	-0.76	-1.45
788	sLCB4	2.91	-2.19	2.02	-0.01	-1.55	-0.59

789	sLCB4	7.98	-2.15	-2.95	-0.01	-0.76	-1.01
789	sLCB4	7.86	-2.15	-2.95	-0.01	0.39	-0.17
789	sLCB4	7.74	-2.15	-2.95	-0.01	1.54	0.66
790	sLCB4	31.18	-0.3	12.11	-0.01	9.4	-1.48
790	sLCB4	31.06	-0.3	12.11	-0.01	4.68	-1.37
790	sLCB4	30.93	-0.3	12.11	-0.01	-0.05	-1.25
791	sLCB4	55.37	0.94	-25.91	0	-6.29	1.33
791	sLCB4	55.25	0.94	-25.91	0	3.82	0.96
791	sLCB4	55.13	0.94	-25.91	0	13.92	0.59
792	sLCB4	28.55	0.58	8.27	-0.01	9.27	1.1
792	sLCB4	28.43	0.58	8.27	-0.01	6.04	0.87
792	sLCB4	28.31	0.58	8.27	-0.01	2.82	0.65
793	sLCB4	4.25	-31.83	-0.31	0.09	-0.1	-6.87
793	sLCB4	4.25	-31.87	-0.31	0.09	-0.06	-2.82
793	sLCB4	4.25	-31.91	-0.31	0.09	-0.02	1.24
794	sLCB4	4.26	32.01	-0.35	-0.1	-0.12	6.91
794	sLCB4	4.26	32.05	-0.35	-0.1	-0.07	2.84
794	sLCB4	4.26	32.09	-0.35	-0.1	-0.03	-1.24
795	sLCB4	13.99	-0.05	0.01	0	0.15	-0.09
795	sLCB4	13.99	0.05	0.01	0	0.15	-0.09
795	sLCB4	13.99	0.14	0.01	0	0.14	-0.12
796	sLCB4	2.98	-19.37	0.05	-0.02	0.02	-4.07
796	sLCB4	2.98	-19.41	0.05	-0.02	0.01	-1.6
796	sLCB4	2.98	-19.45	0.05	-0.02	0	0.87
797	sLCB4	3	19.36	0.03	0.01	0.01	4.06
797	sLCB4	3	19.4	0.03	0.01	0.01	1.59
797	sLCB4	3	19.44	0.03	0.01	0	-0.88
798	sLCB4	2.81	-17.75	0.08	-0.02	0.03	-3.7
798	sLCB4	2.81	-17.79	0.08	-0.02	0.02	-1.44
798	sLCB4	2.81	-17.83	0.08	-0.02	0.01	0.82
799	sLCB4	2.84	17.61	0.06	0.02	0.02	3.66
799	sLCB4	2.84	17.65	0.06	0.02	0.01	1.42
799	sLCB4	2.84	17.69	0.06	0.02	0	-0.83
800	sLCB4	1.18	-0.07	0	0	0	0.14
800	sLCB4	1.18	0.03	0	0	0	0.14
800	sLCB4	1.18	0.12	0	0	0	0.12
801	sLCB4	2.55	-18.48	0.11	-0.03	0.04	-3.97

801	sLCB4	2.55	-18.52	0.11	-0.03	0.02	-1.61
801	sLCB4	2.55	-18.56	0.11	-0.03	0.01	0.75
802	sLCB4	2.57	18.28	0.09	0.03	0.03	3.91
802	sLCB4	2.57	18.32	0.09	0.03	0.02	1.58
802	sLCB4	2.57	18.36	0.09	0.03	0.01	-0.75
803	sLCB4	-6.67	-0.05	0	0	0	-0.29
803	sLCB4	-6.67	0.04	0	0	0	-0.29
803	sLCB4	-6.67	0.14	0	0	0	-0.32
804	sLCB4	2.54	-19.99	0.13	-0.04	0.04	-4.35
804	sLCB4	2.54	-20.03	0.13	-0.04	0.03	-1.81
804	sLCB4	2.54	-20.07	0.13	-0.04	0.01	0.74
805	sLCB4	2.58	20.43	0.11	0.03	0.04	4.46
805	sLCB4	2.58	20.47	0.11	0.03	0.02	1.85
805	sLCB4	2.58	20.51	0.11	0.03	0.01	-0.75
806	sLCB4	-15.34	-0.04	0	0	0	-0.65
806	sLCB4	-15.34	0.05	0	0	0	-0.65
806	sLCB4	-15.34	0.14	0	0	0	-0.68
807	sLCB4	4.12	-44.87	0.22	-0.06	0.07	-10.24
807	sLCB4	4.12	-44.91	0.22	-0.06	0.05	-4.53
807	sLCB4	4.12	-44.95	0.22	-0.06	0.02	1.19
808	sLCB4	4.03	44.07	0.19	0.05	0.06	10.06
808	sLCB4	4.03	44.11	0.19	0.05	0.04	4.45
808	sLCB4	4.03	44.15	0.19	0.05	0.01	-1.17
809	sLCB4	5.45	0.19	0	0	0.01	0.86
809	sLCB4	5.45	0.28	0	0	0.01	0.78
809	sLCB4	5.45	0.38	0	0	0.01	0.68
810	sLCB4	14.49	-3.98	0.02	0	0.01	-0.74
810	sLCB4	14.49	-3.88	0.02	0	0	0.46
810	sLCB4	14.49	-3.79	0.02	0	0	1.63
811	sLCB4	-10.85	-4.23	0.06	0	0.02	-1.61
811	sLCB4	-10.85	-4.14	0.06	0	0	-0.33
811	sLCB4	-10.85	-4.05	0.06	0	-0.02	0.91
812	sLCB4	-19.35	-2.69	0.1	-0.01	0.04	-1.91
812	sLCB4	-19.35	-2.6	0.1	-0.01	0.01	-1.11
812	sLCB4	-19.35	-2.51	0.1	-0.01	-0.02	-0.33
813	sLCB4	-17.62	-1.58	0.02	0	0	-1.49
813	sLCB4	-17.62	-1.48	0.02	0	-0.01	-1.03

813	sLCB4	-17.62	-1.39	0.02	0	-0.01	-0.59
814	sLCB4	-12.01	-1.87	-0.02	0	0	-1.02
814	sLCB4	-12.01	-1.78	-0.02	0	0	-0.46
814	sLCB4	-12.01	-1.69	-0.02	0	0.01	0.06
815	sLCB4	10.79	-3.94	0.08	0	0.02	-0.9
815	sLCB4	10.79	-3.84	0.08	0	-0.01	0.29
815	sLCB4	10.79	-3.75	0.08	0	-0.03	1.45
816	sLCB4	2.9	45.82	-0.3	-0.09	-0.1	10.85
816	sLCB4	2.9	45.86	-0.3	-0.09	-0.06	5.02
816	sLCB4	2.9	45.9	-0.3	-0.09	-0.02	-0.82
817	sLCB4	2.71	44.72	0.28	0.09	0.09	10.63
817	sLCB4	2.71	44.76	0.28	0.09	0.06	4.94
817	sLCB4	2.71	44.8	0.28	0.09	0.02	-0.76
818	sLCB4	2.58	-4.02	0.04	0	0.01	-0.74
818	sLCB4	2.58	-3.94	0.04	0	-0.01	0.27
818	sLCB4	2.58	-3.86	0.04	0	-0.02	1.26
819	sLCB4	2	23.91	-0.38	-0.1	-0.13	5.52
819	sLCB4	2	23.95	-0.38	-0.1	-0.08	2.47
819	sLCB4	2	23.99	-0.38	-0.1	-0.03	-0.58
820	sLCB4	2.88	32.08	0.45	0.12	0.15	7.34
820	sLCB4	2.88	32.12	0.45	0.12	0.09	3.25
820	sLCB4	2.88	32.16	0.45	0.12	0.04	-0.83
821	sLCB4	-8.41	-7.59	0.04	-0.01	0.01	-2.52
821	sLCB4	-8.41	-7.51	0.04	-0.01	0	-0.6
821	sLCB4	-8.41	-7.43	0.04	-0.01	-0.01	1.3
822	sLCB4	-17.55	0.65	-0.04	-0.02	-0.01	-0.6
822	sLCB4	-17.55	0.73	-0.04	-0.02	0	-0.77
822	sLCB4	-17.55	0.81	-0.04	-0.02	0.01	-0.97
823	sLCB4	-11.37	12.05	-0.01	-0.01	-0.01	2.44
823	sLCB4	-11.37	12.13	-0.01	-0.01	0	-0.64
823	sLCB4	-11.37	12.2	-0.01	-0.01	0	-3.73
824	sLCB4	3.74	6.53	-0.13	0.01	0.06	1.56
824	sLCB4	3.74	6.61	-0.13	0.01	0.09	-0.11
824	sLCB4	3.74	6.69	-0.13	0.01	0.13	-1.8
825	sLCB4	7.7	14.9	-0.38	-0.02	-0.14	3.81
825	sLCB4	7.7	14.98	-0.38	-0.02	-0.04	0.01
825	sLCB4	7.7	15.06	-0.38	-0.02	0.06	-3.82

826	sLCB4	-13.31	19.32	-0.07	0	-0.01	4.05
826	sLCB4	-13.31	19.4	-0.07	0	0	-0.88
826	sLCB4	-13.31	19.48	-0.07	0	0.02	-5.83
827	sLCB4	-10.33	4.16	-0.02	0.02	0	0.58
827	sLCB4	-10.33	4.24	-0.02	0.02	0	-0.49
827	sLCB4	-10.33	4.32	-0.02	0.02	0.01	-1.58
828	sLCB4	5.13	49.22	0.13	0.03	0.04	11.05
828	sLCB4	5.13	49.26	0.13	0.03	0.03	4.78
828	sLCB4	5.13	49.3	0.13	0.03	0.01	-1.49
829	sLCB4	4.52	38.52	-0.2	-0.05	-0.07	8.5
829	sLCB4	4.52	38.56	-0.2	-0.05	-0.04	3.59
829	sLCB4	4.52	38.59	-0.2	-0.05	-0.02	-1.32
830	sLCB4	5.96	-5.59	-0.06	0	-0.09	-1.42
830	sLCB4	5.96	-5.51	-0.06	0	-0.07	-0.01
830	sLCB4	5.96	-5.43	-0.06	0	-0.06	1.38
831	sLCB4	4.25	38.55	-0.28	-0.08	-0.09	8.58
831	sLCB4	4.25	38.59	-0.28	-0.08	-0.06	3.68
831	sLCB4	4.25	38.63	-0.28	-0.08	-0.02	-1.24
832	sLCB4	3.15	25.54	0.03	0.01	0.01	5.59
832	sLCB4	3.15	25.58	0.03	0.01	0.01	2.34
832	sLCB4	3.15	25.62	0.03	0.01	0	-0.92
833	sLCB4	4.98	0.26	0.07	-0.01	-0.07	-0.11
833	sLCB4	4.98	0.34	0.07	-0.01	-0.09	-0.19
833	sLCB4	4.98	0.42	0.07	-0.01	-0.1	-0.28
834	sLCB4	2.95	34.25	0.24	0.06	0.08	7.88
834	sLCB4	2.95	34.29	0.24	0.06	0.05	3.51
834	sLCB4	2.95	34.33	0.24	0.06	0.02	-0.85
835	sLCB4	5.03	43.28	0.29	0.08	0.1	9.56
835	sLCB4	5.03	43.32	0.29	0.08	0.06	4.05
835	sLCB4	5.03	43.36	0.29	0.08	0.02	-1.47
836	sLCB4	2.59	31.69	-0.18	-0.05	-0.06	7.33
836	sLCB4	2.59	31.73	-0.18	-0.05	-0.04	3.29
836	sLCB4	2.59	31.77	-0.18	-0.05	-0.01	-0.75
837	sLCB4	8.85	-1.04	-19.66	0.11	-1.51	1.22
837	sLCB4	8.81	-1.04	-19.66	0.11	1.44	1.38
837	sLCB4	8.76	-1.04	-19.66	0.11	4.39	1.54
838	sLCB4	8.72	0.93	-19.68	-0.12	-1.55	-1.26

838	sLCB4	8.68	0.93	-19.68	-0.12	1.41	-1.4
838	sLCB4	8.63	0.93	-19.68	-0.12	4.36	-1.54
839	sLCB4	5.39	2.68	13.54	0.15	3.59	1.63
839	sLCB4	5.35	2.68	13.54	0.15	1.56	1.23
839	sLCB4	5.3	2.68	13.54	0.15	-0.47	0.82
840	sLCB4	5.46	2.73	-13.66	-0.14	-3.61	1.63
840	sLCB4	5.42	2.73	-13.66	-0.14	-1.56	1.22
840	sLCB4	5.37	2.73	-13.66	-0.14	0.49	0.81
841	sLCB4	-0.69	-3.46	-19.75	-0.04	-6.12	-1.74
841	sLCB4	-0.74	-3.46	-19.75	-0.04	-3.15	-1.22
841	sLCB4	-0.79	-3.46	-19.75	-0.04	-0.19	-0.7
842	sLCB4	0.34	3.43	-19.26	0.04	-5.98	1.68
842	sLCB4	0.29	3.43	-19.26	0.04	-3.09	1.17
842	sLCB4	0.24	3.43	-19.26	0.04	-0.2	0.65
843	sLCB4	-2.37	0	4.29	0	-1.26	0
843	sLCB4	-2.42	0	4.29	0	-1.9	0
843	sLCB4	-2.46	0	4.29	0	-2.54	0
844	sLCB4	-2.57	0	-4.29	0	1.2	0
844	sLCB4	-2.62	0	-4.29	0	1.84	0
844	sLCB4	-2.67	0	-4.29	0	2.48	0
845	sLCB4	-12.46	8.69	-16.45	0.01	-2.03	5.05
845	sLCB4	-12.51	8.69	-16.45	0.01	0.44	3.75
845	sLCB4	-12.55	8.69	-16.45	0.01	2.9	2.45
846	sLCB4	2.7	6.48	1.39	0.01	-0.91	3.48
846	sLCB4	2.66	6.48	1.39	0.01	-1.12	2.51
846	sLCB4	2.61	6.48	1.39	0.01	-1.33	1.54
847	sLCB4	6.86	3.15	6.04	0.01	-2.05	0.81
847	sLCB4	6.82	3.15	6.04	0.01	-2.95	0.34
847	sLCB4	6.77	3.15	6.04	0.01	-3.86	-0.13
848	sLCB4	5.46	-3.58	5.45	0.01	-1.77	-1.14
848	sLCB4	5.41	-3.58	5.45	0.01	-2.58	-0.61
848	sLCB4	5.37	-3.58	5.45	0.01	-3.4	-0.07
849	sLCB4	0.88	-6.51	2.21	0	-0.9	-3.54
849	sLCB4	0.83	-6.51	2.21	0	-1.23	-2.56
849	sLCB4	0.78	-6.51	2.21	0	-1.56	-1.59
850	sLCB4	-12.03	-8.18	-14	0.01	-2.01	-4.81
850	sLCB4	-12.08	-8.18	-14	0.01	0.09	-3.59

850	sLCB4	-12.12	-8.18	-14	0.01	2.19	-2.36
851	sLCB4	11.02	7.07	11.57	0	2.38	5.09
851	sLCB4	10.97	7.07	11.57	0	0.64	4.02
851	sLCB4	10.92	7.07	11.57	0	-1.09	2.96
852	sLCB4	9.9	4.51	-1.85	0.02	0.14	2.99
852	sLCB4	9.85	4.51	-1.85	0.02	0.42	2.31
852	sLCB4	9.81	4.51	-1.85	0.02	0.7	1.63
853	sLCB4	4.23	2.83	-5.8	0.01	1.41	1.77
853	sLCB4	4.18	2.83	-5.8	0.01	2.28	1.35
853	sLCB4	4.13	2.83	-5.8	0.01	3.15	0.92
854	sLCB4	4.37	-1.33	-5.52	0.01	1.43	-1.17
854	sLCB4	4.32	-1.33	-5.52	0.01	2.26	-0.97
854	sLCB4	4.28	-1.33	-5.52	0.01	3.09	-0.77
855	sLCB4	2.81	-4.99	-2.5	-0.01	0.58	-3.76
855	sLCB4	2.76	-4.99	-2.5	-0.01	0.95	-3.01
855	sLCB4	2.71	-4.99	-2.5	-0.01	1.33	-2.26
856	sLCB4	10.75	-7.62	9.16	0.02	2.25	-5.53
856	sLCB4	10.7	-7.62	9.16	0.02	0.88	-4.39
856	sLCB4	10.65	-7.62	9.16	0.02	-0.49	-3.25
857	sLCB4	-19.77	-1.82	13.91	-0.05	8.75	-0.92
857	sLCB4	-19.81	-1.82	13.91	-0.05	6.66	-0.65
857	sLCB4	-19.86	-1.82	13.91	-0.05	4.57	-0.38
858	sLCB4	-18.84	-1.92	-13.25	0.05	-8.77	-0.91
858	sLCB4	-18.89	-1.92	-13.25	0.05	-6.78	-0.63
858	sLCB4	-18.93	-1.92	-13.25	0.05	-4.8	-0.34
859	sLCB4	-3.76	-0.01	1.24	0	-0.02	0.01
859	sLCB4	-3.8	-0.01	1.24	0	-0.21	0.01
859	sLCB4	-3.85	-0.01	1.24	0	-0.39	0.01
860	sLCB4	-1.16	0.01	-1.24	0	0.68	-0.01
860	sLCB4	-1.2	0.01	-1.24	0	0.87	-0.01
860	sLCB4	-1.25	0.01	-1.24	0	1.05	-0.01
861	sLCB4	-2.34	0.47	5.94	-0.1	2.95	1.92
861	sLCB4	-2.38	0.47	5.94	-0.1	2.06	1.85
861	sLCB4	-2.43	0.47	5.94	-0.1	1.17	1.78
862	sLCB4	-3.61	0.33	-10.59	0.12	-4.08	2.42
862	sLCB4	-3.65	0.33	-10.59	0.12	-2.5	2.37
862	sLCB4	-3.7	0.33	-10.59	0.12	-0.91	2.32

863	sLCB4	-4.93	-0.03	-2.71	0.01	1.42	0.01
863	sLCB4	-4.98	-0.03	-2.71	0.01	1.82	0.02
863	sLCB4	-5.03	-0.03	-2.71	0.01	2.23	0.02
864	sLCB4	0.02	0.03	2.71	0.01	-0.16	-0.01
864	sLCB4	-0.03	0.03	2.71	0.01	-0.56	-0.02
864	sLCB4	-0.07	0.03	2.71	0.01	-0.97	-0.02
865	sLCB4	2.44	-5.73	-3.39	0.07	0.02	-4.5
865	sLCB4	2.4	-5.73	-3.39	0.07	0.53	-3.64
865	sLCB4	2.35	-5.73	-3.39	0.07	1.04	-2.78
866	sLCB4	1.67	4	-2.78	-0.11	0.6	3.41
866	sLCB4	1.62	4	-2.78	-0.11	1.02	2.81
866	sLCB4	1.58	4	-2.78	-0.11	1.44	2.21
867	sLCB4	6.67	-0.42	7.91	-0.11	3.41	0.86
867	sLCB4	6.62	-0.42	7.91	-0.11	2.22	0.92
867	sLCB4	6.58	-0.42	7.91	-0.11	1.03	0.98
868	sLCB4	-6.36	0.07	-2.18	-0.02	0.28	-0.04
868	sLCB4	-6.4	0.07	-2.18	-0.02	0.61	-0.05
868	sLCB4	-6.45	0.07	-2.18	-0.02	0.94	-0.06
869	sLCB4	-9.16	-0.07	2.18	-0.02	-1	0.04
869	sLCB4	-9.2	-0.07	2.18	-0.02	-1.32	0.05
869	sLCB4	-9.25	-0.07	2.18	-0.02	-1.65	0.06
870	sLCB4	15.86	6.17	13.04	-0.03	4.49	2.96
870	sLCB4	15.81	6.17	13.04	-0.03	2.53	2.04
870	sLCB4	15.77	6.17	13.04	-0.03	0.58	1.11
871	sLCB4	-1.45	1.55	17.46	0.04	4.61	-0.81
871	sLCB4	-1.49	1.55	17.46	0.04	1.99	-1.04
871	sLCB4	-1.54	1.55	17.46	0.04	-0.63	-1.27
872	sLCB4	11.24	1.11	-17.84	-0.07	-2.43	-1.22
872	sLCB4	11.2	1.11	-17.84	-0.07	0.24	-1.39
872	sLCB4	11.15	1.11	-17.84	-0.07	2.92	-1.55
873	sLCB4	6.28	-1.16	8.64	-0.08	3.44	-0.77
873	sLCB4	6.23	-1.16	8.64	-0.08	2.14	-0.6
873	sLCB4	6.18	-1.16	8.64	-0.08	0.84	-0.43
874	sLCB4	1.85	-4.83	-5.72	0.06	-0.18	-4.09
874	sLCB4	1.8	-4.83	-5.72	0.06	0.67	-3.36
874	sLCB4	1.76	-4.83	-5.72	0.06	1.53	-2.64
875	sLCB4	11.08	-0.51	15.23	-0.07	2.63	0.88

875	sLCB4	11.04	-0.51	15.23	-0.07	0.35	0.96
875	sLCB4	10.99	-0.51	15.23	-0.07	-1.94	1.04
876	sLCB4	2.98	-2.26	7	-0.07	2.01	-2.99
876	sLCB4	2.94	-2.26	7	-0.07	0.96	-2.65
876	sLCB4	2.89	-2.26	7	-0.07	-0.09	-2.31
877	sLCB4	8.49	-2.08	-7.94	0.1	-2.86	-1.63
877	sLCB4	8.45	-2.08	-7.94	0.1	-1.67	-1.32
877	sLCB4	8.4	-2.08	-7.94	0.1	-0.48	-1
878	sLCB4	-2.99	-0.06	9.16	0.07	4.27	-1.56
878	sLCB4	-3.03	-0.06	9.16	0.07	2.9	-1.56
878	sLCB4	-3.08	-0.06	9.16	0.07	1.52	-1.55
879	sLCB4	12.18	0.65	-20.88	0.09	-2.99	1.6
879	sLCB4	12.13	0.65	-20.88	0.09	0.14	1.5
879	sLCB4	12.09	0.65	-20.88	0.09	3.27	1.41
880	sLCB4	-3.05	0.4	5.67	-0.07	3.64	1.27
880	sLCB4	-3.1	0.4	5.67	-0.07	2.79	1.21
880	sLCB4	-3.14	0.4	5.67	-0.07	1.94	1.15
881	sLCB4	31.99	-4.25	-0.31	-0.02	-0.1	-1.31
881	sLCB4	31.95	-4.25	-0.31	-0.02	-0.01	-0.03
881	sLCB4	31.91	-4.25	-0.31	-0.02	0.09	1.24
882	sLCB4	32.17	-4.26	0.35	0.03	0.11	-1.31
882	sLCB4	32.13	-4.26	0.35	0.03	0.01	-0.03
882	sLCB4	32.09	-4.26	0.35	0.03	-0.1	1.24
883	sLCB4	7.14	0.46	3.59	-0.01	1.58	0.14
883	sLCB4	7.14	0.46	3.62	-0.01	0.13	-0.04
883	sLCB4	7.14	0.46	3.66	-0.01	-1.33	-0.23
884	sLCB4	7.2	-0.5	3.64	0.01	1.59	-0.14
884	sLCB4	7.2	-0.5	3.67	0.01	0.13	0.06
884	sLCB4	7.2	-0.5	3.71	0.01	-1.36	0.27
885	sLCB4	19.53	-2.98	0.05	0	0.02	-0.92
885	sLCB4	19.49	-2.98	0.05	0	0	-0.02
885	sLCB4	19.45	-2.98	0.05	0	-0.02	0.87
886	sLCB4	19.52	-3	-0.03	0	-0.01	-0.92
886	sLCB4	19.48	-3	-0.03	0	0	-0.02
886	sLCB4	19.44	-3	-0.03	0	0.01	0.88
887	sLCB4	14.48	-0.08	-15.12	0.02	-4.71	0.02
887	sLCB4	14.38	-0.08	-15.12	0.02	-0.17	0.04

887	sLCB4	14.29	-0.08	-15.12	0.02	4.37	0.06
888	sLCB4	14.62	0.05	-15.31	-0.01	-4.74	-0.01
888	sLCB4	14.53	0.05	-15.31	-0.01	-0.15	-0.03
888	sLCB4	14.44	0.05	-15.31	-0.01	4.45	-0.04
889	sLCB4	17.91	-2.81	0.08	0.01	0.02	-0.86
889	sLCB4	17.87	-2.81	0.08	0.01	0	-0.02
889	sLCB4	17.83	-2.81	0.08	0.01	-0.02	0.82
890	sLCB4	17.77	-2.84	-0.06	0	-0.02	-0.87
890	sLCB4	17.73	-2.84	-0.06	0	0	-0.02
890	sLCB4	17.69	-2.84	-0.06	0	0.02	0.83
891	sLCB4	13.26	-0.12	-14.58	0.02	-4.45	0.02
891	sLCB4	13.16	-0.12	-14.58	0.02	-0.07	0.06
891	sLCB4	13.07	-0.12	-14.58	0.02	4.3	0.09
892	sLCB4	13.51	0.09	-14.97	-0.02	-4.5	-0.02
892	sLCB4	13.42	0.09	-14.97	-0.02	-0.01	-0.05
892	sLCB4	13.32	0.09	-14.97	-0.02	4.48	-0.07
893	sLCB4	-7.67	0	0.78	0	0.01	0
893	sLCB4	-7.76	0	0.78	0	-0.22	0
893	sLCB4	-7.85	0	0.78	0	-0.45	0
894	sLCB4	-7.69	0	-0.78	0	-0.02	0
894	sLCB4	-7.78	0	-0.78	0	0.21	0
894	sLCB4	-7.87	0	-0.78	0	0.45	0
895	sLCB4	18.64	-2.55	0.11	0.01	0.03	-0.79
895	sLCB4	18.6	-2.55	0.11	0.01	0	-0.02
895	sLCB4	18.56	-2.55	0.11	0.01	-0.03	0.75
896	sLCB4	18.44	-2.57	-0.09	-0.01	-0.03	-0.79
896	sLCB4	18.4	-2.57	-0.09	-0.01	0	-0.02
896	sLCB4	18.36	-2.57	-0.09	-0.01	0.03	0.75
897	sLCB4	11.27	-0.16	-11.75	0.03	-4.02	0.03
897	sLCB4	11.17	-0.16	-11.75	0.03	-0.5	0.08
897	sLCB4	11.08	-0.16	-11.75	0.03	3.03	0.13
898	sLCB4	11.38	0.14	-12	-0.03	-4.05	-0.03
898	sLCB4	11.29	0.14	-12	-0.03	-0.45	-0.07
898	sLCB4	11.2	0.14	-12	-0.03	3.16	-0.11
899	sLCB4	-2.36	0	-1.53	0	-0.01	0
899	sLCB4	-2.46	0	-1.53	0	0.45	0
899	sLCB4	-2.55	0	-1.53	0	0.91	0

900	sLCB4	-2.39	0	1.53	0	0	0
900	sLCB4	-2.49	0	1.53	0	-0.46	0
900	sLCB4	-2.58	0	1.53	0	-0.92	0
901	sLCB4	20.14	-2.54	0.13	0.01	0.04	-0.78
901	sLCB4	20.1	-2.54	0.13	0.01	0	-0.02
901	sLCB4	20.07	-2.54	0.13	0.01	-0.04	0.74
902	sLCB4	20.59	-2.58	-0.11	-0.01	-0.03	-0.79
902	sLCB4	20.55	-2.58	-0.11	-0.01	0	-0.02
902	sLCB4	20.51	-2.58	-0.11	-0.01	0.03	0.75
903	sLCB4	11.12	-0.19	-10.7	0.04	-3.99	0.04
903	sLCB4	11.03	-0.19	-10.7	0.04	-0.78	0.1
903	sLCB4	10.94	-0.19	-10.7	0.04	2.43	0.15
904	sLCB4	11.38	0.17	-10.76	-0.03	-4.04	-0.03
904	sLCB4	11.29	0.17	-10.76	-0.03	-0.81	-0.08
904	sLCB4	11.19	0.17	-10.76	-0.03	2.41	-0.13
905	sLCB4	-2.36	0	-3.41	0	-0.02	0
905	sLCB4	-2.45	0	-3.41	0	1	0
905	sLCB4	-2.55	0	-3.41	0	2.02	0
906	sLCB4	-2.4	0	3.41	0	0.01	0
906	sLCB4	-2.49	0	3.41	0	-1.01	0
906	sLCB4	-2.58	0	3.41	0	-2.03	0
907	sLCB4	45.02	-4.12	0.22	0.02	0.08	-1.28
907	sLCB4	44.98	-4.12	0.22	0.02	0.01	-0.04
907	sLCB4	44.95	-4.12	0.22	0.02	-0.06	1.19
908	sLCB4	44.23	-4.03	-0.19	-0.01	-0.07	-1.25
908	sLCB4	44.19	-4.03	-0.19	-0.01	-0.01	-0.04
908	sLCB4	44.15	-4.03	-0.19	-0.01	0.05	1.17
909	sLCB4	-9.9	-0.25	-4.43	0	-2.08	-0.21
909	sLCB4	-9.9	-0.25	-4.41	0	-1.07	-0.16
909	sLCB4	-9.9	-0.25	-4.39	0	-0.07	-0.1
910	sLCB4	-10.05	0.24	4.16	0	-0.07	-0.08
910	sLCB4	-10.05	0.24	4.18	0	-1.02	-0.13
910	sLCB4	-10.05	0.24	4.2	0	-1.97	-0.19
911	sLCB4	4.55	-0.21	-2.05	0	-0.3	-0.12
911	sLCB4	4.55	-0.21	-2.03	0	0.16	-0.07
911	sLCB4	4.55	-0.21	-2.01	0	0.62	-0.02
912	sLCB4	3.1	0.21	1.88	0	0.58	0

912	sLCB4	3.1	0.21	1.91	0	0.15	-0.05
912	sLCB4	3.1	0.21	1.93	0	-0.28	-0.09
913	sLCB4	4.55	-0.21	-2.01	0	0.62	-0.02
913	sLCB4	4.55	-0.21	-1.99	0	1.08	0.03
913	sLCB4	4.55	-0.21	-1.97	0	1.53	0.07
914	sLCB4	3.1	0.21	1.84	0	1.43	0.1
914	sLCB4	3.1	0.21	1.86	0	1.01	0.05
914	sLCB4	3.1	0.21	1.88	0	0.58	0
915	sLCB4	7.94	0.05	-1.47	0	-1.17	0.06
915	sLCB4	7.94	0.05	-1.45	0	-0.81	0.05
915	sLCB4	7.94	0.05	-1.42	0	-0.45	0.03
916	sLCB4	7.94	0.05	-1.42	0	-0.45	0.03
916	sLCB4	7.94	0.05	-1.4	0	-0.09	0.02
916	sLCB4	7.94	0.05	-1.38	0	0.25	0.01
917	sLCB4	25.54	0.06	-1.08	0	0.02	0.01
917	sLCB4	25.54	0.06	-1.06	0	0.29	-0.01
917	sLCB4	25.54	0.06	-1.03	0	0.55	-0.02
918	sLCB4	25.54	0.06	-1.03	0	0.55	-0.02
918	sLCB4	25.54	0.06	-1.01	0	0.81	-0.04
918	sLCB4	25.54	0.06	-0.99	0	1.06	-0.05
919	sLCB4	30.28	-0.01	-1.06	0	-0.68	-0.02
919	sLCB4	30.28	-0.01	-1.03	0	-0.42	-0.02
919	sLCB4	30.28	-0.01	-1.01	0	-0.17	-0.02
920	sLCB4	30.28	-0.01	-1.01	0	-0.17	-0.02
920	sLCB4	30.28	-0.01	-0.99	0	0.08	-0.01
920	sLCB4	30.28	-0.01	-0.97	0	0.33	-0.01
921	sLCB4	40.04	-0.01	-0.34	0	0.2	0
921	sLCB4	40.04	-0.01	-0.32	0	0.28	0
921	sLCB4	40.04	-0.01	-0.29	0	0.36	0
922	sLCB4	40.04	-0.01	-0.29	0	0.36	0
922	sLCB4	40.04	-0.01	-0.27	0	0.43	0.01
922	sLCB4	40.04	-0.01	-0.25	0	0.5	0.01
923	sLCB4	40.56	0.03	-0.26	0	0.06	0.03
923	sLCB4	40.56	0.03	-0.24	0	0.11	0.02
923	sLCB4	40.56	0.03	-0.22	0	0.16	0.02
924	sLCB4	40.56	0.03	-0.22	0	0.16	0.02
924	sLCB4	40.56	0.03	-0.2	0	0.21	0.01

924	sLCB4	40.56	0.03	-0.18	0	0.26	0
925	sLCB4	39.2	0.03	0.36	0	0.27	0.01
925	sLCB4	39.2	0.03	0.38	0	0.19	0
925	sLCB4	39.2	0.03	0.4	0	0.1	-0.01
926	sLCB4	39.2	0.03	0.4	0	0.1	-0.01
926	sLCB4	39.2	0.03	0.42	0	0.01	-0.02
926	sLCB4	39.2	0.03	0.44	0	-0.09	-0.02
927	sLCB4	37.26	0	0.35	0	0.57	-0.01
927	sLCB4	37.26	0	0.37	0	0.48	-0.01
927	sLCB4	37.26	0	0.39	0	0.38	-0.01
928	sLCB4	37.26	0	0.39	0	0.38	-0.01
928	sLCB4	37.26	0	0.42	0	0.28	-0.01
928	sLCB4	37.26	0	0.44	0	0.17	-0.01
929	sLCB4	26.24	0.01	1.01	0	0.31	-0.01
929	sLCB4	26.24	0.01	1.03	0	0.06	-0.01
929	sLCB4	26.24	0.01	1.05	0	-0.2	-0.01
930	sLCB4	26.24	0.01	1.05	0	-0.2	-0.01
930	sLCB4	26.24	0.01	1.08	0	-0.47	-0.01
930	sLCB4	26.24	0.01	1.1	0	-0.74	-0.01
931	sLCB4	21.76	-0.04	0.96	0	1.01	-0.02
931	sLCB4	21.76	-0.04	0.98	0	0.77	-0.01
931	sLCB4	21.76	-0.04	1	0	0.52	0
932	sLCB4	21.76	-0.04	1	0	0.52	0
932	sLCB4	21.76	-0.04	1.03	0	0.27	0.01
932	sLCB4	21.76	-0.04	1.05	0	0.01	0.02
933	sLCB4	5.9	-0.04	1.28	0	0.22	0.02
933	sLCB4	5.9	-0.04	1.31	0	-0.1	0.03
933	sLCB4	5.9	-0.04	1.33	0	-0.43	0.03
934	sLCB4	5.9	-0.04	1.33	0	-0.43	0.03
934	sLCB4	5.9	-0.04	1.35	0	-0.76	0.04
934	sLCB4	5.9	-0.04	1.38	0	-1.11	0.05
935	sLCB4	9.24	0.06	-1.38	0	-1.05	0.09
935	sLCB4	9.24	0.06	-1.35	0	-0.7	0.07
935	sLCB4	9.24	0.06	-1.33	0	-0.37	0.06
936	sLCB4	9.24	0.06	-1.33	0	-0.37	0.06
936	sLCB4	9.24	0.06	-1.31	0	-0.04	0.04
936	sLCB4	9.24	0.06	-1.29	0	0.29	0.03

937	sLCB4	26.13	0.05	-0.99	0	0.07	0
937	sLCB4	26.13	0.05	-0.96	0	0.31	-0.01
937	sLCB4	26.13	0.05	-0.94	0	0.55	-0.02
938	sLCB4	26.13	0.05	-0.94	0	0.55	-0.02
938	sLCB4	26.13	0.05	-0.92	0	0.78	-0.03
938	sLCB4	26.13	0.05	-0.89	0	1.01	-0.05
939	sLCB4	30.63	-0.01	-0.77	0	-0.45	-0.03
939	sLCB4	30.63	-0.01	-0.75	0	-0.26	-0.03
939	sLCB4	30.63	-0.01	-0.73	0	-0.08	-0.02
940	sLCB4	30.63	-0.01	-0.73	0	-0.08	-0.02
940	sLCB4	30.63	-0.01	-0.7	0	0.1	-0.02
940	sLCB4	30.63	-0.01	-0.68	0	0.28	-0.02
941	sLCB4	35.6	-0.02	-0.42	0	0.19	-0.01
941	sLCB4	35.6	-0.02	-0.4	0	0.29	0
941	sLCB4	35.6	-0.02	-0.38	0	0.39	0
942	sLCB4	35.6	-0.02	-0.38	0	0.39	0
942	sLCB4	35.6	-0.02	-0.35	0	0.48	0.01
942	sLCB4	35.6	-0.02	-0.33	0	0.57	0.01
943	sLCB4	33.12	0.03	-0.53	0	-0.13	0.03
943	sLCB4	33.12	0.03	-0.51	0	-0.02	0.02
943	sLCB4	33.12	0.03	-0.49	0	0.1	0.02
944	sLCB4	33.12	0.03	-0.49	0	0.1	0.02
944	sLCB4	33.12	0.03	-0.47	0	0.2	0.01
944	sLCB4	33.12	0.03	-0.45	0	0.31	0
945	sLCB4	31.62	0.03	0.43	0	0.32	0.01
945	sLCB4	31.62	0.03	0.45	0	0.22	0
945	sLCB4	31.62	0.03	0.47	0	0.11	-0.01
946	sLCB4	31.62	0.03	0.47	0	0.11	-0.01
946	sLCB4	31.62	0.03	0.49	0	0	-0.01
946	sLCB4	31.62	0.03	0.52	0	-0.11	-0.02
947	sLCB4	28.72	0.01	0.26	0	0.51	0
947	sLCB4	28.72	0.01	0.28	0	0.44	-0.01
947	sLCB4	28.72	0.01	0.3	0	0.37	-0.01
948	sLCB4	28.72	0.01	0.3	0	0.37	-0.01
948	sLCB4	28.72	0.01	0.33	0	0.29	-0.01
948	sLCB4	28.72	0.01	0.35	0	0.2	-0.02
949	sLCB4	20.1	0.01	1	0	0.32	-0.02

949	sLCB4	20.1	0.01	1.02	0	0.07	-0.02
949	sLCB4	20.1	0.01	1.05	0	-0.19	-0.02
950	sLCB4	20.1	0.01	1.05	0	-0.19	-0.02
950	sLCB4	20.1	0.01	1.07	0	-0.45	-0.02
950	sLCB4	20.1	0.01	1.09	0	-0.72	-0.02
951	sLCB4	16.52	-0.04	0.94	0	1.02	-0.02
951	sLCB4	16.52	-0.04	0.96	0	0.79	-0.01
951	sLCB4	16.52	-0.04	0.98	0	0.54	0
952	sLCB4	16.52	-0.04	0.98	0	0.54	0
952	sLCB4	16.52	-0.04	1	0	0.3	0.01
952	sLCB4	16.52	-0.04	1.03	0	0.04	0.02
953	sLCB4	2.76	-0.05	1.27	0	0.24	0.04
953	sLCB4	2.76	-0.05	1.29	0	-0.08	0.05
953	sLCB4	2.76	-0.05	1.31	0	-0.4	0.06
954	sLCB4	2.76	-0.05	1.31	0	-0.4	0.06
954	sLCB4	2.76	-0.05	1.34	0	-0.74	0.08
954	sLCB4	2.76	-0.05	1.36	0	-1.07	0.09
955	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.15	0	0.86	-0.02
955	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.13	0	1.49	0.05
955	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.11	0	2.12	0.11
956	sLCB4	-4.27	0.33	3.09	0	2.1	0.14
956	sLCB4	-4.27	0.33	3.11	0	1.47	0.08
956	sLCB4	-4.27	0.33	3.13	0	0.84	0.01
957	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.19	0	-0.43	-0.14
957	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.17	0	0.22	-0.08
957	sLCB4	-1.45	-0.31	-3.15	0	0.86	-0.02
958	sLCB4	-4.27	0.33	3.13	0	0.84	0.01
958	sLCB4	-4.27	0.33	3.14	0	0.21	-0.06
958	sLCB4	-4.27	0.33	3.16	0	-0.43	-0.12
959	sLCB4	-24.34	-0.33	-6.19	0	-2.58	-0.28
959	sLCB4	-24.34	-0.33	-6.17	0	-1.33	-0.22
959	sLCB4	-24.34	-0.33	-6.15	0	-0.08	-0.15
960	sLCB4	-24.95	0.35	5.78	0	-0.11	-0.13
960	sLCB4	-24.95	0.35	5.8	0	-1.28	-0.2
960	sLCB4	-24.95	0.35	5.82	0	-2.45	-0.27
961	sLCB4	45.98	-2.91	0.05	0.02	0	-0.92
961	sLCB4	45.94	-2.91	0.05	0.02	-0.01	-0.05

961	sLCB4	45.9	-2.91	0.05	0.02	-0.02	0.82
962	sLCB4	44.88	-2.71	-0.28	-0.02	-0.08	-0.86
962	sLCB4	44.84	-2.71	-0.28	-0.02	0	-0.05
962	sLCB4	44.8	-2.71	-0.28	-0.02	0.09	0.76
963	sLCB4	4.46	0.48	3.92	0	1.87	0.1
963	sLCB4	4.46	0.48	3.96	0	0.04	-0.13
963	sLCB4	4.46	0.48	4.01	0	-1.81	-0.35
964	sLCB4	-2.12	0.08	3.4	0.02	0.09	-0.02
964	sLCB4	-2.21	0.08	3.4	0.02	-0.93	-0.04
964	sLCB4	-2.31	0.08	3.4	0.02	-1.95	-0.07
965	sLCB4	-3.66	0.04	2.84	0.01	1.04	-0.01
965	sLCB4	-3.75	0.04	2.84	0.01	0.19	-0.02
965	sLCB4	-3.85	0.04	2.84	0.01	-0.66	-0.04
966	sLCB4	24.06	-2.03	0.2	0.03	0.07	-0.63
966	sLCB4	24.03	-2.03	0.2	0.03	0.01	-0.02
966	sLCB4	23.99	-2.03	0.2	0.03	-0.05	0.59
967	sLCB4	32.24	-2.88	-0.45	-0.04	-0.15	-0.89
967	sLCB4	32.2	-2.88	-0.45	-0.04	-0.02	-0.03
967	sLCB4	32.16	-2.88	-0.45	-0.04	0.12	0.83
968	sLCB4	3.08	-0.35	-1.77	0	-1.07	-0.28
968	sLCB4	3.08	-0.35	-1.71	0	0.04	-0.06
968	sLCB4	3.08	-0.35	-1.65	0	1.12	0.17
969	sLCB4	-1.26	0.02	3.97	0	1.67	0
969	sLCB4	-1.36	0.02	3.97	0	0.48	-0.01
969	sLCB4	-1.45	0.02	3.97	0	-0.71	-0.01
970	sLCB4	-2.61	-0.08	-3.4	0.02	0.04	0.02
970	sLCB4	-2.7	-0.08	-3.4	0.02	1.06	0.04
970	sLCB4	-2.79	-0.08	-3.4	0.02	2.08	0.07
971	sLCB4	-11.67	-0.04	-2.84	0.01	0.99	0.01
971	sLCB4	-11.76	-0.04	-2.84	0.01	1.85	0.02
971	sLCB4	-11.85	-0.04	-2.84	0.01	2.7	0.04
972	sLCB4	-14.06	-0.02	-3.97	0	1.59	0
972	sLCB4	-14.16	-0.02	-3.97	0	2.78	0.01
972	sLCB4	-14.25	-0.02	-3.97	0	3.97	0.01
973	sLCB4	5.67	-0.46	-4.5	0	-1.4	-0.19
973	sLCB4	5.67	-0.46	-4.47	0	0.04	-0.04
973	sLCB4	5.67	-0.46	-4.44	0	1.47	0.11

974	sLCB4	15.42	-0.04	-11.57	0	-2.67	0.09
974	sLCB4	15.42	-0.04	-11.55	0	0	0.1
974	sLCB4	15.42	-0.04	-11.52	0	2.67	0.11
975	sLCB4	49.38	-5.13	-0.13	-0.01	-0.05	-1.59
975	sLCB4	49.34	-5.13	-0.13	-0.01	-0.01	-0.05
975	sLCB4	49.3	-5.13	-0.13	-0.01	0.03	1.49
976	sLCB4	38.67	-4.52	0.2	0.02	0.07	-1.39
976	sLCB4	38.63	-4.52	0.2	0.02	0.01	-0.04
976	sLCB4	38.59	-4.52	0.2	0.02	-0.05	1.32
977	sLCB4	5.78	-0.41	-3.25	0	-1.18	-0.23
977	sLCB4	5.78	-0.41	-3.21	0	0.08	-0.08
977	sLCB4	5.78	-0.41	-3.17	0	1.32	0.08
978	sLCB4	15.51	0.04	-12.81	-0.01	-4.92	-0.01
978	sLCB4	15.42	0.04	-12.81	-0.01	-1.08	-0.02
978	sLCB4	15.33	0.04	-12.81	-0.01	2.77	-0.03
979	sLCB4	38.71	-4.25	0.28	0.02	0.09	-1.31
979	sLCB4	38.67	-4.25	0.28	0.02	0.01	-0.04
979	sLCB4	38.63	-4.25	0.28	0.02	-0.08	1.24
980	sLCB4	25.7	-3.15	-0.03	0	-0.01	-0.97
980	sLCB4	25.66	-3.15	-0.03	0	0	-0.03
980	sLCB4	25.62	-3.15	-0.03	0	0.01	0.92
981	sLCB4	4.12	0.32	-4.79	0	-1.76	0.18
981	sLCB4	4.12	0.32	-4.75	0	0.07	0.05
981	sLCB4	4.12	0.32	-4.72	0	1.89	-0.07
982	sLCB4	4	0.5	5.36	0	1.72	0.08
982	sLCB4	4	0.5	5.39	0	0.01	-0.08
982	sLCB4	4	0.5	5.42	0	-1.7	-0.24
983	sLCB4	3.37	-0.32	-4.78	0	-1.48	-0.14
983	sLCB4	3.37	-0.32	-4.75	0	0.11	-0.03
983	sLCB4	3.37	-0.32	-4.72	0	1.69	0.08
984	sLCB4	34.41	-2.95	-0.24	-0.02	-0.08	-0.92
984	sLCB4	34.37	-2.95	-0.24	-0.02	-0.01	-0.03
984	sLCB4	34.33	-2.95	-0.24	-0.02	0.06	0.85
985	sLCB4	43.44	-5.03	-0.29	-0.02	-0.1	-1.55
985	sLCB4	43.4	-5.03	-0.29	-0.02	-0.01	-0.04
985	sLCB4	43.36	-5.03	-0.29	-0.02	0.08	1.47
986	sLCB4	31.85	-2.59	0.18	0.01	0.06	-0.81

986	sLCB4	31.81	-2.59	0.18	0.01	0.01	-0.03
986	sLCB4	31.77	-2.59	0.18	0.01	-0.05	0.75
987	sLCB4	21.97	1.32	-21.56	-0.3	-7.19	0.5
987	sLCB4	21.92	1.32	-21.56	-0.3	-3.95	0.3
987	sLCB4	21.88	1.32	-21.56	-0.3	-0.72	0.11
988	sLCB4	22.01	-1.42	-21.61	0.34	-7.22	-0.54
988	sLCB4	21.97	-1.42	-21.61	0.34	-3.98	-0.33
988	sLCB4	21.92	-1.42	-21.61	0.34	-0.74	-0.12
989	sLCB4	-7.54	-1.34	2.98	-0.15	2.88	0.82
989	sLCB4	-7.59	-1.34	2.98	-0.15	2.43	1.03
989	sLCB4	-7.64	-1.34	2.98	-0.15	1.99	1.23
990	sLCB4	-7.61	-1.35	-3.01	0.14	-2.89	0.81
990	sLCB4	-7.65	-1.35	-3.01	0.14	-2.44	1.02
990	sLCB4	-7.7	-1.35	-3.01	0.14	-1.99	1.22
991	sLCB4	3.83	0.42	-10.63	0.17	-7.37	-0.85
991	sLCB4	3.78	0.42	-10.63	0.17	-5.78	-0.91
991	sLCB4	3.74	0.42	-10.63	0.17	-4.18	-0.98
992	sLCB4	4.63	-0.5	-10.01	-0.15	-7.15	0.81
992	sLCB4	4.58	-0.5	-10.01	-0.15	-5.65	0.88
992	sLCB4	4.53	-0.5	-10.01	-0.15	-4.15	0.96
993	sLCB4	-2.28	0	4.29	0	0.03	0
993	sLCB4	-2.32	0	4.29	0	-0.61	0
993	sLCB4	-2.37	0	4.29	0	-1.26	0
994	sLCB4	-2.48	0	-4.29	0	-0.09	0
994	sLCB4	-2.53	0	-4.29	0	0.55	0
994	sLCB4	-2.57	0	-4.29	0	1.2	0
995	sLCB4	-12.27	-2.55	-11.46	-0.02	-4.66	1.56
995	sLCB4	-12.32	-2.55	-11.46	-0.02	-2.95	1.94
995	sLCB4	-12.37	-2.55	-11.46	-0.02	-1.23	2.32
996	sLCB4	-3.12	-1.68	1.46	-0.02	-0.47	1.1
996	sLCB4	-3.17	-1.68	1.46	-0.02	-0.69	1.36
996	sLCB4	-3.21	-1.68	1.46	-0.02	-0.91	1.61
997	sLCB4	-1.68	-0.31	5.96	-0.01	-0.23	0.25
997	sLCB4	-1.73	-0.31	5.96	-0.01	-1.12	0.3
997	sLCB4	-1.78	-0.31	5.96	-0.01	-2.02	0.34
998	sLCB4	-1.63	0.32	5.46	-0.01	-0.11	-0.36
998	sLCB4	-1.67	0.32	5.46	-0.01	-0.93	-0.4

998	sLCB4	-1.72	0.32	5.46	-0.01	-1.75	-0.45
999	sLCB4	-2.47	1.7	2.26	0.01	-0.21	-1.14
999	sLCB4	-2.51	1.7	2.26	0.01	-0.55	-1.39
999	sLCB4	-2.56	1.7	2.26	0.01	-0.89	-1.65
1000	sLCB4	-11.91	2.43	-9.93	-0.01	-4.24	-1.52
1000	sLCB4	-11.96	2.43	-9.93	-0.01	-2.75	-1.88
1000	sLCB4	-12	2.43	-9.93	-0.01	-1.26	-2.24
1001	sLCB4	-1.36	-1.54	8.15	0	4.04	1.41
1001	sLCB4	-1.41	-1.54	8.15	0	2.82	1.64
1001	sLCB4	-1.46	-1.54	8.15	0	1.6	1.87
1002	sLCB4	1.02	-1.4	-1.8	-0.02	-0.41	0.99
1002	sLCB4	0.97	-1.4	-1.8	-0.02	-0.14	1.2
1002	sLCB4	0.92	-1.4	-1.8	-0.02	0.13	1.41
1003	sLCB4	-0.25	-1.29	-5.83	-0.01	-0.35	0.6
1003	sLCB4	-0.3	-1.29	-5.83	-0.01	0.52	0.8
1003	sLCB4	-0.34	-1.29	-5.83	-0.01	1.4	0.99
1004	sLCB4	-0.5	0.51	-5.47	-0.01	-0.23	-0.36
1004	sLCB4	-0.54	0.51	-5.47	-0.01	0.59	-0.43
1004	sLCB4	-0.59	0.51	-5.47	-0.01	1.42	-0.51
1005	sLCB4	-0.55	2.06	-2.45	0.01	-0.17	-1.25
1005	sLCB4	-0.6	2.06	-2.45	0.01	0.2	-1.55
1005	sLCB4	-0.65	2.06	-2.45	0.01	0.56	-1.86
1006	sLCB4	-1.65	2.31	6.95	-0.02	3.58	-1.59
1006	sLCB4	-1.69	2.31	6.95	-0.02	2.54	-1.94
1006	sLCB4	-1.74	2.31	6.95	-0.02	1.49	-2.28
1007	sLCB4	-13.48	1.39	-10.23	0.23	3.13	-0.13
1007	sLCB4	-13.53	1.39	-10.23	0.23	4.66	-0.34
1007	sLCB4	-13.58	1.39	-10.23	0.23	6.2	-0.55
1008	sLCB4	-12.93	1.35	11.5	-0.22	-2.89	-0.15
1008	sLCB4	-12.98	1.35	11.5	-0.22	-4.62	-0.35
1008	sLCB4	-13.02	1.35	11.5	-0.22	-6.34	-0.56
1009	sLCB4	-3.66	-0.01	1.24	0	0.35	0
1009	sLCB4	-3.71	-0.01	1.24	0	0.17	0
1009	sLCB4	-3.76	-0.01	1.24	0	-0.02	0.01
1010	sLCB4	-1.06	0.01	-1.24	0	0.31	0
1010	sLCB4	-1.11	0.01	-1.24	0	0.5	0
1010	sLCB4	-1.16	0.01	-1.24	0	0.68	-0.01

1011	sLCB4	4.58	-0.11	6.01	0.33	3.88	1.13
1011	sLCB4	4.54	-0.11	6.01	0.33	2.98	1.15
1011	sLCB4	4.49	-0.11	6.01	0.33	2.08	1.17
1012	sLCB4	9.14	-0.02	-11.03	-0.4	-5.8	1.35
1012	sLCB4	9.09	-0.02	-11.03	-0.4	-4.15	1.35
1012	sLCB4	9.05	-0.02	-11.03	-0.4	-2.49	1.36
1013	sLCB4	-4.84	-0.03	-2.71	0.01	0.6	0.01
1013	sLCB4	-4.89	-0.03	-2.71	0.01	1.01	0.01
1013	sLCB4	-4.93	-0.03	-2.71	0.01	1.42	0.01
1014	sLCB4	0.11	0.03	2.71	0.01	0.66	-0.01
1014	sLCB4	0.07	0.03	2.71	0.01	0.25	-0.01
1014	sLCB4	0.02	0.03	2.71	0.01	-0.16	-0.01
1015	sLCB4	-9.74	2.92	-2.76	-0.12	-0.45	-1.68
1015	sLCB4	-9.79	2.92	-2.76	-0.12	-0.04	-2.12
1015	sLCB4	-9.84	2.92	-2.76	-0.12	0.38	-2.56
1016	sLCB4	-4.85	-2.32	-1.29	0.16	0.66	1.59
1016	sLCB4	-4.9	-2.32	-1.29	0.16	0.85	1.94
1016	sLCB4	-4.95	-2.32	-1.29	0.16	1.05	2.29
1017	sLCB4	-5.23	-0.6	-0.45	0.06	1.78	0.47
1017	sLCB4	-5.27	-0.6	-0.45	0.06	1.84	0.56
1017	sLCB4	-5.32	-0.6	-0.45	0.06	1.91	0.65
1018	sLCB4	-6.26	0.07	-2.18	-0.02	-0.37	-0.02
1018	sLCB4	-6.31	0.07	-2.18	-0.02	-0.04	-0.03
1018	sLCB4	-6.36	0.07	-2.18	-0.02	0.28	-0.04
1019	sLCB4	-9.06	-0.07	2.18	-0.02	-0.34	0.02
1019	sLCB4	-9.11	-0.07	2.18	-0.02	-0.67	0.03
1019	sLCB4	-9.16	-0.07	2.18	-0.02	-1	0.04
1020	sLCB4	4.43	-2	-0.04	0.08	2.22	0.95
1020	sLCB4	4.38	-2	-0.04	0.08	2.22	1.25
1020	sLCB4	4.33	-2	-0.04	0.08	2.23	1.55
1021	sLCB4	24.43	-0.31	25.48	-0.13	9.56	-0.36
1021	sLCB4	24.39	-0.31	25.48	-0.13	5.74	-0.31
1021	sLCB4	24.34	-0.31	25.48	-0.13	1.92	-0.26
1022	sLCB4	23.84	-0.72	-20.07	0.2	-7.47	-0.39
1022	sLCB4	23.8	-0.72	-20.07	0.2	-4.46	-0.28
1022	sLCB4	23.75	-0.72	-20.07	0.2	-1.45	-0.17
1023	sLCB4	-4.47	0.73	-0.23	0.05	2.01	-0.36

1023	sLCB4	-4.52	0.73	-0.23	0.05	2.04	-0.47
1023	sLCB4	-4.56	0.73	-0.23	0.05	2.08	-0.58
1024	sLCB4	-10.8	2.43	-4.05	-0.09	-0.8	-1.47
1024	sLCB4	-10.85	2.43	-4.05	-0.09	-0.2	-1.84
1024	sLCB4	-10.9	2.43	-4.05	-0.09	0.41	-2.2
1025	sLCB4	22.24	1.06	17.14	0.24	6.95	0.31
1025	sLCB4	22.19	1.06	17.14	0.24	4.37	0.16
1025	sLCB4	22.14	1.06	17.14	0.24	1.8	0
1026	sLCB4	-8.96	2.01	2.75	0.1	1.5	-1.24
1026	sLCB4	-9.01	2.01	2.75	0.1	1.09	-1.54
1026	sLCB4	-9.06	2.01	2.75	0.1	0.68	-1.84
1027	sLCB4	-5.52	1.06	-1.6	-0.07	-1.69	-0.7
1027	sLCB4	-5.57	1.06	-1.6	-0.07	-1.45	-0.86
1027	sLCB4	-5.61	1.06	-1.6	-0.07	-1.21	-1.02
1028	sLCB4	10.05	-0.13	9.97	-0.22	5.63	-0.75
1028	sLCB4	10.01	-0.13	9.97	-0.22	4.14	-0.73
1028	sLCB4	9.96	-0.13	9.97	-0.22	2.64	-0.71
1029	sLCB4	26.89	0.95	-21.81	-0.27	-8.39	0.56
1029	sLCB4	26.84	0.95	-21.81	-0.27	-5.12	0.42
1029	sLCB4	26.8	0.95	-21.81	-0.27	-1.85	0.28
1030	sLCB4	9.12	0.67	6.41	0.18	4.47	0.41
1030	sLCB4	9.07	0.67	6.41	0.18	3.51	0.31
1030	sLCB4	9.02	0.67	6.41	0.18	2.55	0.21
1031	sLCB4	22.93	-29.89	-2.18	0.1	-0.53	-6.31
1031	sLCB4	22.93	-29.93	-2.18	0.1	-0.25	-2.5
1031	sLCB4	22.93	-29.97	-2.18	0.1	0.02	1.31
1032	sLCB4	23.05	29.91	-2.38	-0.11	-0.58	6.31
1032	sLCB4	23.05	29.95	-2.38	-0.11	-0.28	2.5
1032	sLCB4	23.05	29.99	-2.38	-0.11	0.03	-1.31
1033	sLCB4	-9.8	-0.05	0.02	0	0.3	1.26
1033	sLCB4	-9.8	-0.01	0.02	0	0.29	1.26
1033	sLCB4	-9.8	0.04	0.02	0	0.29	1.26
1034	sLCB4	-9.8	0.04	0.02	0	0.29	1.26
1034	sLCB4	-9.8	0.09	0.02	0	0.29	1.25
1034	sLCB4	-9.8	0.13	0.02	0	0.28	1.23
1035	sLCB4	15.12	-22.06	0.08	-0.02	0.02	-4.71
1035	sLCB4	15.12	-22.1	0.08	-0.02	0.01	-1.9

1035	sLCB4	15.12	-22.14	0.08	-0.02	0	0.92
1036	sLCB4	15.31	22.21	0.05	0.01	0.01	4.74
1036	sLCB4	15.31	22.25	0.05	0.01	0	1.91
1036	sLCB4	15.31	22.29	0.05	0.01	0	-0.92
1037	sLCB4	14.58	-20.84	0.12	-0.02	0.02	-4.45
1037	sLCB4	14.58	-20.88	0.12	-0.02	0.01	-1.8
1037	sLCB4	14.58	-20.92	0.12	-0.02	-0.01	0.86
1038	sLCB4	14.97	21.09	0.09	0.02	0.02	4.5
1038	sLCB4	14.97	21.13	0.09	0.02	0.01	1.82
1038	sLCB4	14.97	21.17	0.09	0.02	0	-0.87
1039	sLCB4	-0.78	-0.08	0	0	0	-0.01
1039	sLCB4	-0.78	-0.04	0	0	0	0
1039	sLCB4	-0.78	0.01	0	0	0	0
1040	sLCB4	-0.78	0.01	0	0	0	0
1040	sLCB4	-0.78	0.06	0	0	0	-0.01
1040	sLCB4	-0.78	0.1	0	0	0	-0.02
1041	sLCB4	11.75	-18.85	0.16	-0.03	0.03	-4.02
1041	sLCB4	11.75	-18.89	0.16	-0.03	0.01	-1.62
1041	sLCB4	11.75	-18.93	0.16	-0.03	-0.01	0.79
1042	sLCB4	12	18.97	0.14	0.03	0.03	4.05
1042	sLCB4	12	19	0.14	0.03	0.01	1.63
1042	sLCB4	12	19.04	0.14	0.03	-0.01	-0.79
1043	sLCB4	1.53	-0.08	0	0	0	0.01
1043	sLCB4	1.53	-0.03	0	0	0	0.02
1043	sLCB4	1.53	0.01	0	0	0	0.02
1044	sLCB4	1.53	0.01	0	0	0	0.02
1044	sLCB4	1.53	0.06	0	0	0	0.01
1044	sLCB4	1.53	0.11	0	0	0	0
1045	sLCB4	10.7	-18.71	0.19	-0.04	0.04	-3.99
1045	sLCB4	10.7	-18.75	0.19	-0.04	0.01	-1.6
1045	sLCB4	10.7	-18.79	0.19	-0.04	-0.01	0.78
1046	sLCB4	10.76	18.96	0.17	0.03	0.03	4.04
1046	sLCB4	10.76	19	0.17	0.03	0.01	1.63
1046	sLCB4	10.76	19.04	0.17	0.03	-0.01	-0.79
1047	sLCB4	3.41	-0.08	0	0	0	0.02
1047	sLCB4	3.41	-0.03	0	0	0	0.03
1047	sLCB4	3.41	0.02	0	0	0	0.03

1048	sLCB4	3.41	0.02	0	0	0	0.03
1048	sLCB4	3.41	0.07	0	0	0	0.02
1048	sLCB4	3.41	0.11	0	0	0	0.01
1049	sLCB4	14.67	-24.3	1.13	-0.08	0.27	-4.91
1049	sLCB4	14.67	-24.34	1.13	-0.08	0.13	-1.82
1049	sLCB4	14.67	-24.38	1.13	-0.08	-0.02	1.28
1050	sLCB4	13.85	23.86	0.97	0.07	0.23	4.83
1050	sLCB4	13.85	23.9	0.97	0.07	0.11	1.79
1050	sLCB4	13.85	23.94	0.97	0.07	-0.01	-1.25
1051	sLCB4	-4.29	0.01	0	0	0	-0.03
1051	sLCB4	-4.29	0.05	0	0	0	-0.03
1051	sLCB4	-4.29	0.1	0	0	0	-0.05
1052	sLCB4	-4.29	0.1	0	0	0	-0.05
1052	sLCB4	-4.29	0.15	0	0	0	-0.06
1052	sLCB4	-4.29	0.2	0	0	0	-0.09
1053	sLCB4	-19.32	-4.67	0.06	0	0.03	0.06
1053	sLCB4	-19.32	-4.62	0.06	0	0.02	0.77
1053	sLCB4	-19.32	-4.58	0.06	0	0.01	1.47
1054	sLCB4	1.56	-1.88	0.11	0	0.03	-0.53
1054	sLCB4	1.56	-1.83	0.11	0	0.01	-0.25
1054	sLCB4	1.56	-1.78	0.11	0	0	0.02
1055	sLCB4	5.94	-0.92	0.03	0	0.01	-0.21
1055	sLCB4	5.94	-0.88	0.03	0	0.01	-0.08
1055	sLCB4	5.94	-0.83	0.03	0	0	0.05
1056	sLCB4	5.5	-0.66	0.05	0	0.01	-0.13
1056	sLCB4	5.5	-0.61	0.05	0	0.01	-0.04
1056	sLCB4	5.5	-0.56	0.05	0	0	0.05
1057	sLCB4	2.29	-0.91	-0.04	0	-0.01	-0.23
1057	sLCB4	2.29	-0.87	-0.04	0	0	-0.1
1057	sLCB4	2.29	-0.82	-0.04	0	0	0.03
1058	sLCB4	-16.99	-4.37	0.07	0	0.01	0
1058	sLCB4	-16.99	-4.33	0.07	0	0	0.66
1058	sLCB4	-16.99	-4.28	0.07	0	-0.01	1.32
1059	sLCB4	-19.32	-4.58	0.06	0	0.01	1.47
1059	sLCB4	-19.32	-4.53	0.06	0	0	2.16
1059	sLCB4	-19.32	-4.48	0.06	0	-0.01	2.85
1060	sLCB4	1.56	-1.78	0.11	0	0	0.02

1060	sLCB4	1.56	-1.73	0.11	0	-0.02	0.29
1060	sLCB4	1.56	-1.69	0.11	0	-0.04	0.55
1061	sLCB4	5.94	-0.83	0.03	0	0	0.05
1061	sLCB4	5.94	-0.78	0.03	0	0	0.18
1061	sLCB4	5.94	-0.74	0.03	0	-0.01	0.29
1062	sLCB4	5.5	-0.56	0.05	0	0	0.05
1062	sLCB4	5.5	-0.52	0.05	0	-0.01	0.13
1062	sLCB4	5.5	-0.47	0.05	0	-0.02	0.21
1063	sLCB4	2.29	-0.82	-0.04	0	0	0.03
1063	sLCB4	2.29	-0.77	-0.04	0	0.01	0.15
1063	sLCB4	2.29	-0.73	-0.04	0	0.02	0.27
1064	sLCB4	-16.99	-4.28	0.07	0	-0.01	1.32
1064	sLCB4	-16.99	-4.23	0.07	0	-0.02	1.96
1064	sLCB4	-16.99	-4.19	0.07	0	-0.03	2.61
1065	sLCB4	-12.86	18.81	-1.55	-0.08	-0.37	3.88
1065	sLCB4	-12.86	18.84	-1.55	-0.08	-0.17	1.48
1065	sLCB4	-12.86	18.88	-1.55	-0.08	0.02	-0.92
1066	sLCB4	-13.73	16.99	1.45	0.08	0.35	3.47
1066	sLCB4	-13.73	17.03	1.45	0.08	0.16	1.31
1066	sLCB4	-13.73	17.07	1.45	0.08	-0.02	-0.86
1067	sLCB4	-1.24	-1.38	-0.01	0	0	-0.35
1067	sLCB4	-1.24	-1.34	-0.01	0	0	-0.18
1067	sLCB4	-1.24	-1.3	-0.01	0	0	-0.01
1068	sLCB4	-1.24	-1.3	-0.01	0	0	-0.01
1068	sLCB4	-1.24	-1.26	-0.01	0	0	0.15
1068	sLCB4	-1.24	-1.22	-0.01	0	0	0.31
1069	sLCB4	8.69	11.85	-2.23	-0.13	-0.54	2.4
1069	sLCB4	8.69	11.89	-2.23	-0.13	-0.25	0.89
1069	sLCB4	8.69	11.93	-2.23	-0.13	0.03	-0.62
1070	sLCB4	15.58	16.21	2.71	0.15	0.65	3.24
1070	sLCB4	15.58	16.25	2.71	0.15	0.31	1.18
1070	sLCB4	15.58	16.29	2.71	0.15	-0.04	-0.89
1071	sLCB4	2.71	-2.56	-0.03	-0.01	-0.01	-0.6
1071	sLCB4	2.71	-2.52	-0.03	-0.01	0	-0.28
1071	sLCB4	2.71	-2.48	-0.03	-0.01	0	0.04
1072	sLCB4	2.71	-2.48	-0.03	-0.01	0	0.04
1072	sLCB4	2.71	-2.44	-0.03	-0.01	0	0.35

1072	sLCB4	2.71	-2.4	-0.03	-0.01	0.01	0.66
1073	sLCB4	3.4	0.16	-0.08	-0.02	-0.02	0.09
1073	sLCB4	3.4	0.2	-0.08	-0.02	-0.01	0.06
1073	sLCB4	3.4	0.24	-0.08	-0.02	0	0.03
1074	sLCB4	2.84	3.92	-0.04	-0.01	-0.01	1.04
1074	sLCB4	2.84	3.96	-0.04	-0.01	-0.01	0.54
1074	sLCB4	2.84	4	-0.04	-0.01	0	0.03
1075	sLCB4	-3.83	-1.76	0.22	0.04	0.23	0.17
1075	sLCB4	-3.83	-1.72	0.22	0.04	0.2	0.4
1075	sLCB4	-3.83	-1.68	0.22	0.04	0.18	0.61
1076	sLCB4	-2.63	3.17	-0.74	-0.03	-0.28	1.4
1076	sLCB4	-2.63	3.21	-0.74	-0.03	-0.19	1
1076	sLCB4	-2.63	3.25	-0.74	-0.03	-0.09	0.59
1077	sLCB4	3.97	6.32	-0.02	0	0	1.67
1077	sLCB4	3.97	6.36	-0.02	0	0	0.86
1077	sLCB4	3.97	6.4	-0.02	0	0	0.05
1078	sLCB4	3.4	0.24	-0.08	-0.02	0	0.03
1078	sLCB4	3.4	0.28	-0.08	-0.02	0.01	0
1078	sLCB4	3.4	0.32	-0.08	-0.02	0.02	-0.04
1079	sLCB4	2.84	4	-0.04	-0.01	0	0.03
1079	sLCB4	2.84	4.04	-0.04	-0.01	0.01	-0.48
1079	sLCB4	2.84	4.08	-0.04	-0.01	0.01	-0.99
1080	sLCB4	-3.83	-1.68	0.22	0.04	0.18	0.61
1080	sLCB4	-3.83	-1.64	0.22	0.04	0.15	0.82
1080	sLCB4	-3.83	-1.6	0.22	0.04	0.12	1.03
1081	sLCB4	-2.63	3.25	-0.74	-0.03	-0.09	0.59
1081	sLCB4	-2.63	3.29	-0.74	-0.03	0	0.17
1081	sLCB4	-2.63	3.32	-0.74	-0.03	0.09	-0.25
1082	sLCB4	3.97	6.4	-0.02	0	0	0.05
1082	sLCB4	3.97	6.44	-0.02	0	0	-0.77
1082	sLCB4	3.97	6.48	-0.02	0	0	-1.59
1083	sLCB4	2.18	1.32	0.07	0.02	0.02	0.37
1083	sLCB4	2.18	1.36	0.07	0.02	0.01	0.2
1083	sLCB4	2.18	1.4	0.07	0.02	0	0.03
1084	sLCB4	2.18	1.4	0.07	0.02	0	0.03
1084	sLCB4	2.18	1.44	0.07	0.02	-0.01	-0.16
1084	sLCB4	2.18	1.48	0.07	0.02	-0.02	-0.34

1085	sLCB4	29.7	33.22	0.92	0.05	0.22	6.88
1085	sLCB4	29.7	33.26	0.92	0.05	0.11	2.65
1085	sLCB4	29.7	33.3	0.92	0.05	-0.01	-1.59
1086	sLCB4	21.18	31.87	-1.33	-0.07	-0.32	6.73
1086	sLCB4	21.18	31.91	-1.33	-0.07	-0.15	2.67
1086	sLCB4	21.18	31.95	-1.33	-0.07	0.02	-1.39
1087	sLCB4	-5.39	2.84	0.19	0.02	-0.09	1.47
1087	sLCB4	-5.39	2.88	0.19	0.02	-0.11	1.11
1087	sLCB4	-5.39	2.92	0.19	0.02	-0.14	0.74
1088	sLCB4	-5.39	2.92	0.19	0.02	-0.14	0.74
1088	sLCB4	-5.39	2.96	0.19	0.02	-0.16	0.36
1088	sLCB4	-5.39	3	0.19	0.02	-0.19	-0.01
1089	sLCB4	18.02	30.1	-1.62	-0.09	-0.39	6.36
1089	sLCB4	18.02	30.14	-1.62	-0.09	-0.18	2.53
1089	sLCB4	18.02	30.18	-1.62	-0.09	0.02	-1.31
1090	sLCB4	12.81	23.1	0.04	0.01	0.01	4.92
1090	sLCB4	12.81	23.14	0.04	0.01	0	1.98
1090	sLCB4	12.81	23.18	0.04	0.01	0	-0.97
1091	sLCB4	-6.06	-1.47	-0.07	-0.01	-0.19	0.5
1091	sLCB4	-6.06	-1.43	-0.07	-0.01	-0.18	0.68
1091	sLCB4	-6.06	-1.39	-0.07	-0.01	-0.18	0.86
1092	sLCB4	-6.06	-1.39	-0.07	-0.01	-0.18	0.86
1092	sLCB4	-6.06	-1.35	-0.07	-0.01	-0.17	1.04
1092	sLCB4	-6.06	-1.31	-0.07	-0.01	-0.16	1.2
1093	sLCB4	13.55	17.44	1.58	0.08	0.38	3.53
1093	sLCB4	13.55	17.48	1.58	0.08	0.18	1.31
1093	sLCB4	13.55	17.52	1.58	0.08	-0.02	-0.92
1094	sLCB4	23.44	34.91	1.9	0.1	0.46	7.34
1094	sLCB4	23.44	34.95	1.9	0.1	0.22	2.9
1094	sLCB4	23.44	34.99	1.9	0.1	-0.02	-1.55
1095	sLCB4	7.86	16.97	-1.34	-0.06	-0.33	3.52
1095	sLCB4	7.86	17.01	-1.34	-0.06	-0.16	1.36
1095	sLCB4	7.86	17.05	-1.34	-0.06	0.01	-0.81
1096	sLCB4	-10.24	0.08	-0.03	0.1	-0.03	0.22
1096	sLCB4	-10.22	0.08	-0.02	0.1	-0.02	0.18
1096	sLCB4	-10.2	0.08	-0.01	0.1	-0.01	0.14
1097	sLCB4	-10.34	-0.09	0.01	-0.11	-0.01	0.14

1097	sLCB4	-10.36	-0.09	0.02	-0.11	-0.02	0.18
1097	sLCB4	-10.38	-0.09	0.03	-0.11	-0.03	0.23
1098	sLCB4	10.35	0.03	-0.08	0.09	-0.01	-0.14
1098	sLCB4	10.33	0.03	-0.07	0.09	0.03	-0.15
1098	sLCB4	10.31	0.03	-0.07	0.09	0.07	-0.17
1099	sLCB4	10.41	-0.03	0.06	-0.09	0.07	-0.16
1099	sLCB4	10.43	-0.03	0.07	-0.09	0.03	-0.15
1099	sLCB4	10.45	-0.03	0.08	-0.09	-0.01	-0.13
1100	sLCB4	14.31	0.02	0.18	0.02	0.08	0.01
1100	sLCB4	14.29	0.02	0.19	0.02	-0.02	0
1100	sLCB4	14.27	0.02	0.2	0.02	-0.11	-0.01
1101	sLCB4	12.93	-0.02	-0.19	-0.02	-0.11	-0.01
1101	sLCB4	12.95	-0.02	-0.18	-0.02	-0.01	0
1101	sLCB4	12.97	-0.02	-0.17	-0.02	0.07	0.01
1102	sLCB4	-16.89	-0.01	0.2	-0.01	0.12	0
1102	sLCB4	-16.87	-0.01	0.21	-0.01	0.01	0.01
1102	sLCB4	-16.85	-0.01	0.22	-0.01	-0.09	0.02
1103	sLCB4	-15.39	0.01	-0.2	0	-0.09	0.02
1103	sLCB4	-15.41	0.01	-0.19	0	0.01	0.01
1103	sLCB4	-15.42	0.01	-0.18	0	0.11	0
1104	sLCB4	16.56	-0.03	-0.15	0	-0.02	-0.02
1104	sLCB4	16.54	-0.03	-0.14	0	0.05	-0.01
1104	sLCB4	16.52	-0.03	-0.13	0	0.11	0.01
1105	sLCB4	15.05	0.03	0.12	0	0.11	0.02
1105	sLCB4	15.07	0.03	0.13	0	0.05	0
1105	sLCB4	15.09	0.03	0.14	0	-0.02	-0.02
1106	sLCB4	-17.55	0.08	-0.12	0	-0.09	0.07
1106	sLCB4	-17.53	0.08	-0.11	0	-0.04	0.03
1106	sLCB4	-17.51	0.08	-0.09	0	0.02	-0.01
1107	sLCB4	17.62	0.01	0.17	0	0.08	0.01
1107	sLCB4	17.6	0.01	0.18	0	-0.01	0
1107	sLCB4	17.58	0.01	0.19	0	-0.11	0
1108	sLCB4	-17.92	0.01	0.2	0	0.12	0
1108	sLCB4	-17.9	0.01	0.21	0	0.02	0
1108	sLCB4	-17.88	0.01	0.22	0	-0.09	0
1109	sLCB4	16.87	0	-0.08	0.01	0	0
1109	sLCB4	16.85	0	-0.07	0.01	0.04	0

1109	sLCB4	16.83	0	-0.05	0.01	0.07	0
1110	sLCB4	-9.96	0.01	-0.09	-0.01	-0.06	0
1110	sLCB4	-9.94	0.01	-0.08	-0.01	-0.02	0
1110	sLCB4	-9.92	0.01	-0.07	-0.01	0.02	-0.01
1111	sLCB4	9.52	0	0.08	0	0.04	0
1111	sLCB4	9.5	0	0.09	0	0	0
1111	sLCB4	9.48	0	0.1	0	-0.05	0
1112	sLCB4	-10.2	0	0.11	0	0.08	-0.01
1112	sLCB4	-10.19	0	0.12	0	0.02	0
1112	sLCB4	-10.17	0	0.13	0	-0.05	0
1113	sLCB4	9.08	-0.02	-0.02	0	0.02	0
1113	sLCB4	9.06	-0.02	0	0	0.02	0.01
1113	sLCB4	9.04	-0.02	0.01	0	0.02	0.02
1114	sLCB4	0.86	0.02	-0.03	0	-0.01	0.02
1114	sLCB4	0.88	0.02	-0.02	0	0.01	0.01
1114	sLCB4	0.9	0.02	-0.01	0	0.02	0
1115	sLCB4	-1.76	0	-0.04	0	-0.01	0.01
1115	sLCB4	-1.78	0	-0.03	0	0.01	0
1115	sLCB4	-1.8	0	-0.02	0	0.02	0
1116	sLCB4	1.19	0	-0.01	0	0.01	0
1116	sLCB4	1.21	0	0	0	0.01	0
1116	sLCB4	1.23	0	0.01	0	0	0
1117	sLCB4	-1.87	-0.01	0.02	0	0.01	0
1117	sLCB4	-1.89	-0.01	0.03	0	0	0
1117	sLCB4	-1.91	-0.01	0.04	0	-0.01	0.01
1118	sLCB4	10.3	0.01	0	0	0.03	0.01
1118	sLCB4	10.32	0.01	0.01	0	0.03	0
1118	sLCB4	10.34	0.01	0.02	0	0.02	0
1119	sLCB4	-11.41	0	-0.15	0	-0.06	0
1119	sLCB4	-11.42	0	-0.14	0	0.02	0
1119	sLCB4	-11.44	0	-0.12	0	0.08	0
1120	sLCB4	10.79	0	-0.11	0	-0.06	0
1120	sLCB4	10.81	0	-0.1	0	0	0
1120	sLCB4	10.83	0	-0.09	0	0.05	0
1121	sLCB4	-11.09	0	0.07	0	0.02	0
1121	sLCB4	-11.11	0	0.08	0	-0.02	0
1121	sLCB4	-11.13	0	0.09	0	-0.06	0

1122	sLCB4	15.24	0	0.06	0	0.07	0
1122	sLCB4	15.26	0	0.07	0	0.04	0
1122	sLCB4	15.28	0	0.08	0	0	0
1123	sLCB4	-16.08	0	-0.2	0	-0.08	0
1123	sLCB4	-16.1	0	-0.19	0	0.02	0
1123	sLCB4	-16.12	0	-0.18	0	0.11	0
1124	sLCB4	15.85	-0.01	-0.18	0	-0.1	0
1124	sLCB4	15.87	-0.01	-0.17	0	-0.01	0.01
1124	sLCB4	15.89	-0.01	-0.16	0	0.07	0.01
1125	sLCB4	-15.88	-0.07	0.09	0	0.02	-0.01
1125	sLCB4	-15.9	-0.07	0.1	0	-0.03	0.02
1125	sLCB4	-15.92	-0.07	0.12	0	-0.09	0.06
1126	sLCB4	-17.25	-0.07	-0.1	0.03	-0.08	-0.03
1126	sLCB4	-17.23	-0.07	-0.09	0.03	-0.03	0.01
1126	sLCB4	-17.21	-0.07	-0.08	0.03	0.01	0.05
1127	sLCB4	16.89	-0.01	0.15	0	0.07	-0.03
1127	sLCB4	16.87	-0.01	0.16	0	-0.01	-0.02
1127	sLCB4	16.86	-0.01	0.17	0	-0.09	-0.02
1128	sLCB4	-17.21	0	0.2	0.01	0.12	0.02
1128	sLCB4	-17.19	0	0.21	0.01	0.02	0.02
1128	sLCB4	-17.18	0	0.22	0.01	-0.09	0.02
1129	sLCB4	15.94	0	-0.07	0.02	0.01	-0.03
1129	sLCB4	15.92	0	-0.06	0.02	0.04	-0.03
1129	sLCB4	15.9	0	-0.05	0.02	0.07	-0.03
1130	sLCB4	-5.75	0.01	-0.08	-0.01	-0.05	0
1130	sLCB4	-5.73	0.01	-0.07	-0.01	-0.01	0
1130	sLCB4	-5.71	0.01	-0.06	-0.01	0.03	-0.01
1131	sLCB4	4.86	-0.01	0.03	0	0.02	0
1131	sLCB4	4.84	-0.01	0.04	0	0	0
1131	sLCB4	4.82	-0.01	0.05	0	-0.02	0
1132	sLCB4	-5.14	0	0.09	0	0.06	-0.01
1132	sLCB4	-5.12	0	0.1	0	0.02	-0.01
1132	sLCB4	-5.1	0	0.11	0	-0.04	-0.01
1133	sLCB4	4.51	0.01	-0.07	-0.01	-0.01	0.01
1133	sLCB4	4.49	0.01	-0.06	-0.01	0.03	0.01
1133	sLCB4	4.47	0.01	-0.04	-0.01	0.05	0
1134	sLCB4	0.97	-0.01	-0.06	0	-0.03	-0.01

1134	sLCB4	0.99	-0.01	-0.05	0	0	0
1134	sLCB4	1.01	-0.01	-0.04	0	0.03	0
1135	sLCB4	-2.12	0	-0.05	0	-0.01	0
1135	sLCB4	-2.14	0	-0.04	0	0.01	0
1135	sLCB4	-2.16	0	-0.03	0	0.02	0
1136	sLCB4	1.15	0	0.01	0	0.02	0
1136	sLCB4	1.17	0	0.02	0	0.01	0
1136	sLCB4	1.19	0	0.03	0	0	0
1137	sLCB4	-1.93	0.02	0.01	0	0.01	0
1137	sLCB4	-1.95	0.02	0.02	0	0	-0.01
1137	sLCB4	-1.97	0.02	0.03	0	-0.01	-0.01
1138	sLCB4	7.99	-0.01	0.01	0	0.03	-0.01
1138	sLCB4	8.01	-0.01	0.02	0	0.02	0
1138	sLCB4	8.03	-0.01	0.04	0	0.01	0
1139	sLCB4	-9.03	0	-0.14	0	-0.05	-0.01
1139	sLCB4	-9.05	0	-0.13	0	0.02	0
1139	sLCB4	-9.07	0	-0.12	0	0.08	0
1140	sLCB4	8.31	0	-0.08	0	-0.04	0
1140	sLCB4	8.33	0	-0.07	0	0	0
1140	sLCB4	8.35	0	-0.06	0	0.03	-0.01
1141	sLCB4	-8.98	0	0.08	0	0.02	0
1141	sLCB4	-9	0	0.09	0	-0.02	0
1141	sLCB4	-9.02	0	0.1	0	-0.07	0
1142	sLCB4	13.15	0	0.08	-0.01	0.09	-0.02
1142	sLCB4	13.17	0	0.09	-0.01	0.04	-0.02
1142	sLCB4	13.19	0	0.11	-0.01	-0.01	-0.02
1143	sLCB4	-13.95	0	-0.2	-0.01	-0.08	0.02
1143	sLCB4	-13.97	0	-0.19	-0.01	0.02	0.02
1143	sLCB4	-13.99	0	-0.18	-0.01	0.11	0.02
1144	sLCB4	13.7	0.01	-0.15	0.01	-0.08	-0.01
1144	sLCB4	13.72	0.01	-0.14	0.01	-0.01	-0.02
1144	sLCB4	13.74	0.01	-0.13	0.01	0.06	-0.02
1145	sLCB4	-14.38	0.07	0.1	-0.03	0.02	0.04
1145	sLCB4	-14.4	0.07	0.11	-0.03	-0.03	0.01
1145	sLCB4	-14.42	0.07	0.12	-0.03	-0.09	-0.03
1146	sLCB4	28.34	0.05	0.05	-0.01	0.09	0.04
1146	sLCB4	28.36	0.05	0.06	-0.01	0.06	0.02

1146	sLCB4	28.38	0.05	0.07	-0.01	0.03	-0.01
1147	sLCB4	25.65	-0.03	0.08	0.02	0.1	-0.02
1147	sLCB4	25.67	-0.03	0.09	0.02	0.06	-0.01
1147	sLCB4	25.69	-0.03	0.1	0.02	0.02	0.01
1148	sLCB4	-28.85	-0.01	-0.4	-0.01	-0.18	0.01
1148	sLCB4	-28.87	-0.01	-0.39	-0.01	0.01	0.01
1148	sLCB4	-28.89	-0.01	-0.38	-0.01	0.2	0.02
1149	sLCB4	-26.01	0.01	-0.37	0.01	-0.17	0
1149	sLCB4	-26.03	0.01	-0.36	0.01	0.01	-0.01
1149	sLCB4	-26.05	0.01	-0.35	0.01	0.19	-0.02
1150	sLCB4	25.56	0.01	-0.21	0.01	-0.14	-0.01
1150	sLCB4	25.58	0.01	-0.2	0.01	-0.04	-0.01
1150	sLCB4	25.6	0.01	-0.19	0.01	0.06	-0.02
1151	sLCB4	23.11	-0.01	-0.2	-0.01	-0.13	0.01
1151	sLCB4	23.13	-0.01	-0.19	-0.01	-0.04	0.01
1151	sLCB4	23.15	-0.01	-0.18	-0.01	0.05	0.02
1152	sLCB4	-9.63	0.07	0.11	0.09	0.03	-0.11
1152	sLCB4	-9.65	0.07	0.12	0.09	-0.03	-0.15
1152	sLCB4	-9.67	0.07	0.13	0.09	-0.1	-0.19
1153	sLCB4	9.35	0.04	0.12	0.04	0.1	0.13
1153	sLCB4	9.37	0.04	0.13	0.04	0.04	0.11
1153	sLCB4	9.39	0.04	0.14	0.04	-0.03	0.09
1154	sLCB4	-6.12	-0.09	-0.11	-0.05	-0.08	-0.19
1154	sLCB4	-6.1	-0.09	-0.1	-0.05	-0.02	-0.13
1154	sLCB4	-6.09	-0.09	-0.08	-0.05	0.03	-0.08
1155	sLCB4	6.05	-0.06	-0.13	-0.03	-0.04	0.07
1155	sLCB4	6.03	-0.06	-0.12	-0.03	0.03	0.1
1155	sLCB4	6.02	-0.06	-0.1	-0.03	0.09	0.13
1156	sLCB4	8.05	-0.07	-0.04	-0.04	0.01	0.03
1156	sLCB4	8.03	-0.07	-0.03	-0.04	0.03	0.06
1156	sLCB4	8.01	-0.07	-0.02	-0.04	0.04	0.09
1157	sLCB4	-15.93	0.02	-0.11	0.04	-0.08	0.1
1157	sLCB4	-15.91	0.02	-0.1	0.04	-0.03	0.09
1157	sLCB4	-15.89	0.02	-0.09	0.04	0.02	0.08
1158	sLCB4	-8.5	-0.07	-0.03	-0.05	-0.03	-0.1
1158	sLCB4	-8.48	-0.07	-0.02	-0.05	-0.02	-0.06
1158	sLCB4	-8.46	-0.07	-0.02	-0.05	-0.01	-0.03

1159	sLCB4	8.37	-0.02	-0.06	-0.02	0	0.02
1159	sLCB4	8.35	-0.02	-0.05	-0.02	0.03	0.03
1159	sLCB4	8.33	-0.02	-0.04	-0.02	0.05	0.05
1160	sLCB4	-8.5	-0.07	-0.03	-0.05	-0.03	-0.1
1160	sLCB4	-8.48	-0.07	-0.02	-0.05	-0.02	-0.07
1160	sLCB4	-8.46	-0.07	-0.02	-0.05	-0.01	-0.03
1161	sLCB4	8.73	0.01	-0.12	0.06	-0.02	-0.09
1161	sLCB4	8.71	0.01	-0.11	0.06	0.03	-0.09
1161	sLCB4	8.69	0.01	-0.1	0.06	0.09	-0.1
1162	sLCB4	-8.83	0.03	-0.09	0.07	-0.07	0.13
1162	sLCB4	-8.81	0.03	-0.08	0.07	-0.03	0.11
1162	sLCB4	-8.79	0.03	-0.07	0.07	0.01	0.1
1163	sLCB4	9.26	0.01	0.02	0.07	0.04	0.08
1163	sLCB4	9.28	0.01	0.03	0.07	0.03	0.08
1163	sLCB4	9.3	0.01	0.04	0.07	0.01	0.08
1164	sLCB4	7.83	0.01	-0.09	-0.07	-0.01	0.09
1164	sLCB4	7.81	0.01	-0.08	-0.07	0.03	0.08
1164	sLCB4	7.79	0.01	-0.07	-0.07	0.07	0.08
1165	sLCB4	-9.7	0.06	0.03	0.09	-0.01	-0.08
1165	sLCB4	-9.72	0.06	0.03	0.09	-0.03	-0.11
1165	sLCB4	-9.74	0.06	0.04	0.09	-0.04	-0.14
1166	sLCB4	-7.77	-0.04	-0.04	-0.08	-0.04	-0.13
1166	sLCB4	-7.75	-0.04	-0.03	-0.08	-0.02	-0.11
1166	sLCB4	-7.73	-0.04	-0.03	-0.08	-0.01	-0.09
1167	sLCB4	-7.74	-0.86	1.37	0.23	-0.06	0.09
1167	sLCB4	-7.83	-0.86	1.37	0.23	-0.47	0.35
1167	sLCB4	-7.92	-0.86	1.37	0.23	-0.88	0.6
1168	sLCB4	-7.71	0.96	1.44	-0.24	-0.05	-0.08
1168	sLCB4	-7.8	0.96	1.44	-0.24	-0.48	-0.37
1168	sLCB4	-7.9	0.96	1.44	-0.24	-0.91	-0.66
1169	sLCB4	-7.3	-1.36	-6.82	0.15	0.06	0.01
1169	sLCB4	-7.4	-1.36	-6.82	0.15	2.1	0.42
1169	sLCB4	-7.49	-1.36	-6.82	0.15	4.14	0.83
1170	sLCB4	-7.29	-1.34	6.79	-0.14	-0.06	0.01
1170	sLCB4	-7.38	-1.34	6.79	-0.14	-2.1	0.41
1170	sLCB4	-7.47	-1.34	6.79	-0.14	-4.13	0.81
1171	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0

1171	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1171	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1172	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1172	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1172	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1173	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1173	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1173	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1174	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1174	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1174	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1175	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1175	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1175	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1176	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1176	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1176	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1177	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1177	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1177	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1178	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1178	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1178	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1179	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1179	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1179	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1180	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1180	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1180	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1181	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1181	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1181	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1182	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1182	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1182	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1183	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1183	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0

1183	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1184	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1184	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1184	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1185	sLCB4	-20.28	1.55	4.05	-0.1	-0.04	0
1185	sLCB4	-20.38	1.55	4.05	-0.1	-1.25	-0.46
1185	sLCB4	-20.47	1.55	4.05	-0.1	-2.46	-0.93
1186	sLCB4	-19.05	-1.47	3.85	0.08	-0.02	-0.01
1186	sLCB4	-19.14	-1.47	3.85	0.08	-1.17	0.43
1186	sLCB4	-19.23	-1.47	3.85	0.08	-2.32	0.87
1187	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1187	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1187	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1188	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1188	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1188	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1189	sLCB4	-7.42	-2.49	7.86	0.01	-0.02	0.06
1189	sLCB4	-7.51	-2.49	7.86	0.01	-2.37	0.81
1189	sLCB4	-7.6	-2.49	7.86	0.01	-4.73	1.55
1190	sLCB4	-1.06	-1.57	-0.1	0.01	0	0.16
1190	sLCB4	-1.15	-1.57	-0.1	0.01	0.03	0.63
1190	sLCB4	-1.24	-1.57	-0.1	0.01	0.06	1.1
1191	sLCB4	-0.58	-0.28	0.03	0	0	0.08
1191	sLCB4	-0.67	-0.28	0.03	0	-0.01	0.16
1191	sLCB4	-0.76	-0.28	0.03	0	-0.02	0.25
1192	sLCB4	-0.78	0.36	-0.04	0	0	-0.14
1192	sLCB4	-0.88	0.36	-0.04	0	0.01	-0.25
1192	sLCB4	-0.97	0.36	-0.04	0	0.02	-0.35
1193	sLCB4	-1.37	1.66	-0.03	0	0	-0.14
1193	sLCB4	-1.46	1.66	-0.03	0	0.01	-0.64
1193	sLCB4	-1.55	1.66	-0.03	0	0.02	-1.13
1194	sLCB4	-7.35	2.5	7.06	0	-0.01	-0.02
1194	sLCB4	-7.45	2.5	7.06	0	-2.13	-0.77
1194	sLCB4	-7.54	2.5	7.06	0	-4.24	-1.51
1195	sLCB4	-5.66	-1.6	-11.17	0.01	0.21	0.46
1195	sLCB4	-5.75	-1.6	-11.17	0.01	3.55	0.94
1195	sLCB4	-5.85	-1.6	-11.17	0.01	6.89	1.42

1196	sLCB4	-0.49	-1.5	-0.24	0.02	0	0.09
1196	sLCB4	-0.58	-1.5	-0.24	0.02	0.07	0.54
1196	sLCB4	-0.67	-1.5	-0.24	0.02	0.14	0.99
1197	sLCB4	-0.8	-1.32	0.1	0	0	-0.19
1197	sLCB4	-0.89	-1.32	0.1	0	-0.03	0.21
1197	sLCB4	-0.99	-1.32	0.1	0	-0.06	0.6
1198	sLCB4	-0.78	0.46	0.03	0.01	0	-0.08
1198	sLCB4	-0.87	0.46	0.03	0.01	-0.01	-0.22
1198	sLCB4	-0.96	0.46	0.03	0.01	-0.02	-0.36
1199	sLCB4	-1.09	2.1	-0.16	-0.01	0	0.01
1199	sLCB4	-1.19	2.1	-0.16	-0.01	0.05	-0.62
1199	sLCB4	-1.28	2.1	-0.16	-0.01	0.1	-1.25
1200	sLCB4	-5.65	2.24	-10.04	0.01	0.17	-0.25
1200	sLCB4	-5.74	2.24	-10.04	0.01	3.18	-0.92
1200	sLCB4	-5.83	2.24	-10.04	0.01	6.18	-1.59
1201	sLCB4	-32.1	-0.16	2.63	-0.14	0.83	-0.14
1201	sLCB4	-32.2	-0.16	2.63	-0.14	0.04	-0.1
1201	sLCB4	-32.29	-0.16	2.63	-0.14	-0.75	-0.05
1202	sLCB4	-29.74	-0.1	-2.23	0.13	-0.75	-0.13
1202	sLCB4	-29.83	-0.1	-2.23	0.13	-0.08	-0.1
1202	sLCB4	-29.92	-0.1	-2.23	0.13	0.58	-0.07
1203	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1203	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1203	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1204	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1204	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1204	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1205	sLCB4	-7.08	-2.34	-2.68	-0.21	-0.13	-0.14
1205	sLCB4	-7.18	-2.34	-2.68	-0.21	0.68	0.56
1205	sLCB4	-7.27	-2.34	-2.68	-0.21	1.48	1.26
1206	sLCB4	-6.89	-2.73	4.55	0.26	0.16	-0.13
1206	sLCB4	-6.98	-2.73	4.55	0.26	-1.2	0.69
1206	sLCB4	-7.07	-2.73	4.55	0.26	-2.56	1.5
1207	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1207	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1207	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1208	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0

1208	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1208	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1209	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1209	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1209	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1210	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1210	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1210	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1211	sLCB4	-7.8	3.14	1.07	0.11	0.02	0.15
1211	sLCB4	-7.89	3.14	1.07	0.11	-0.3	-0.78
1211	sLCB4	-7.98	3.14	1.07	0.11	-0.62	-1.72
1212	sLCB4	-7.84	-3.06	1.35	-0.12	0.06	-0.21
1212	sLCB4	-7.93	-3.06	1.35	-0.12	-0.34	0.7
1212	sLCB4	-8.02	-3.06	1.35	-0.12	-0.74	1.62
1213	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1213	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1213	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1214	sLCB4	-2.1	0	0	0	0	0
1214	sLCB4	-2.19	0	0	0	0	0
1214	sLCB4	-2.28	0	0	0	0	0
1215	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1215	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1215	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1216	sLCB4	-6.64	-0.82	-4.28	-0.06	0.25	0.02
1216	sLCB4	-6.74	-0.82	-4.28	-0.06	1.53	0.27
1216	sLCB4	-6.83	-0.82	-4.28	-0.06	2.81	0.51
1217	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1217	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1217	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1218	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1218	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1218	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1219	sLCB4	7.94	-1.25	-2.68	-0.01	0.37	0.17
1219	sLCB4	7.84	-1.25	-2.68	-0.01	1.17	0.54
1219	sLCB4	7.75	-1.25	-2.68	-0.01	1.97	0.92
1220	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1220	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0

1220	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1221	sLCB4	-8.6	0.62	-4.22	0.1	0.16	-0.03
1221	sLCB4	-8.69	0.62	-4.22	0.1	1.43	-0.22
1221	sLCB4	-8.79	0.62	-4.22	0.1	2.69	-0.4
1222	sLCB4	-7.84	0.61	1.11	-0.13	-0.08	-0.09
1222	sLCB4	-7.93	0.61	1.11	-0.13	-0.41	-0.27
1222	sLCB4	-8.03	0.61	1.11	-0.13	-0.74	-0.45
1223	sLCB4	-7.13	0.54	-5.62	-0.04	0.12	-0.02
1223	sLCB4	-7.22	0.54	-5.62	-0.04	1.8	-0.18
1223	sLCB4	-7.31	0.54	-5.62	-0.04	3.48	-0.34
1224	sLCB4	-7.62	2.63	1.34	0.09	0.02	0.08
1224	sLCB4	-7.71	2.63	1.34	0.09	-0.39	-0.71
1224	sLCB4	-7.81	2.63	1.34	0.09	-0.79	-1.5
1225	sLCB4	-7.68	-0.56	-0.88	-0.15	0.06	0.07
1225	sLCB4	-7.78	-0.56	-0.88	-0.15	0.32	0.24
1225	sLCB4	-7.87	-0.56	-0.88	-0.15	0.59	0.4
1226	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1226	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1226	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1227	sLCB4	-7.31	2.08	-3.32	-0.1	0.01	0
1227	sLCB4	-7.4	2.08	-3.32	-0.1	1	-0.63
1227	sLCB4	-7.49	2.08	-3.32	-0.1	2	-1.25
1228	sLCB4	-6.65	0.99	4.46	0.08	-0.22	-0.09
1228	sLCB4	-6.74	0.99	4.46	0.08	-1.56	-0.38
1228	sLCB4	-6.83	0.99	4.46	0.08	-2.9	-0.68
1229	sLCB4	-7.21	1.45	-3.58	0.16	-0.04	0.03
1229	sLCB4	-7.3	1.45	-3.58	0.16	1.03	-0.4
1229	sLCB4	-7.39	1.45	-3.58	0.16	2.1	-0.84
1230	sLCB4	-7.84	-0.96	1.63	0.19	-0.07	0.09
1230	sLCB4	-7.93	-0.96	1.63	0.19	-0.56	0.37
1230	sLCB4	-8.03	-0.96	1.63	0.19	-1.05	0.66
1231	sLCB4	-7.67	-0.66	-1.46	-0.14	0.08	0.08
1231	sLCB4	-7.76	-0.66	-1.46	-0.14	0.51	0.28
1231	sLCB4	-7.85	-0.66	-1.46	-0.14	0.95	0.48
1232	sLCB4	1.4	0.8	-0.34	-0.01	-0.11	0.23
1232	sLCB4	1.4	0.8	-0.32	-0.01	-0.04	0.06
1232	sLCB4	1.4	0.8	-0.3	-0.01	0.02	-0.1

1233	sLCB4	1.53	-0.81	0.27	0.01	0.02	-0.08
1233	sLCB4	1.53	-0.81	0.29	0.01	-0.04	0.08
1233	sLCB4	1.53	-0.81	0.31	0.01	-0.1	0.24
1234	sLCB4	-6.9	0.85	-0.13	-0.01	0.01	0.19
1234	sLCB4	-6.9	0.85	-0.11	-0.01	0.04	0.02
1234	sLCB4	-6.9	0.85	-0.1	-0.01	0.06	-0.15
1235	sLCB4	-6.87	-0.86	0.11	0.01	0.06	-0.14
1235	sLCB4	-6.87	-0.86	0.13	0.01	0.04	0.03
1235	sLCB4	-6.87	-0.86	0.15	0.01	0.01	0.2
1236	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.2	0	-0.11	-0.08
1236	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.18	0	-0.07	-0.07
1236	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.16	0	-0.03	-0.05
1237	sLCB4	-1.9	0.07	0.12	0	-0.03	-0.04
1237	sLCB4	-1.9	0.07	0.14	0	-0.05	-0.05
1237	sLCB4	-1.9	0.07	0.16	0	-0.09	-0.07
1238	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.16	0	-0.03	-0.05
1238	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.13	0	0	-0.04
1238	sLCB4	-2.3	-0.07	-0.11	0	0.03	-0.02
1239	sLCB4	-1.9	0.07	0.08	0	0.02	-0.01
1239	sLCB4	-1.9	0.07	0.1	0	0	-0.02
1239	sLCB4	-1.9	0.07	0.12	0	-0.03	-0.04
1240	sLCB4	-17.48	-0.05	-0.21	0	-0.04	-0.01
1240	sLCB4	-17.48	-0.05	-0.19	0	0.01	0
1240	sLCB4	-17.48	-0.05	-0.17	0	0.05	0.02
1241	sLCB4	-15.73	0.05	0.14	0	0.03	0.03
1241	sLCB4	-15.73	0.05	0.16	0	0	0.02
1241	sLCB4	-15.73	0.05	0.18	0	-0.04	0
1242	sLCB4	-13.11	-0.01	-0.18	0	-0.02	0.03
1242	sLCB4	-13.11	-0.01	-0.16	0	0.02	0.03
1242	sLCB4	-13.11	-0.01	-0.14	0	0.06	0.03
1243	sLCB4	-30.26	0.05	-0.17	0	-0.01	0.03
1243	sLCB4	-30.26	0.05	-0.15	0	0.03	0.01
1243	sLCB4	-30.26	0.05	-0.13	0	0.07	0
1244	sLCB4	-30.26	0.05	-0.13	0	0.07	0
1244	sLCB4	-30.26	0.05	-0.1	0	0.1	-0.01
1244	sLCB4	-30.26	0.05	-0.08	0	0.12	-0.03
1245	sLCB4	-47.28	0.06	-0.82	0	0.03	-0.02

1245	sLCB4	-47.28	0.06	-0.8	0	0.23	-0.04
1245	sLCB4	-47.28	0.06	-0.78	0	0.43	-0.05
1246	sLCB4	-45.71	-0.04	0.27	0	0.26	-0.04
1246	sLCB4	-45.71	-0.04	0.29	0	0.19	-0.03
1246	sLCB4	-45.71	-0.04	0.31	0	0.12	-0.02
1247	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.11	0	0.1	-0.03
1247	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.09	0	0.12	-0.02
1247	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.06	0	0.14	-0.01
1248	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.06	0	0.14	-0.01
1248	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.04	0	0.15	0
1248	sLCB4	-55.17	-0.04	-0.02	0	0.16	0.01
1249	sLCB4	-64.63	-0.02	-0.89	0	0.09	0.01
1249	sLCB4	-64.63	-0.02	-0.87	0	0.31	0.01
1249	sLCB4	-64.63	-0.02	-0.84	0	0.52	0.02
1250	sLCB4	-64.35	0	0.68	0	0.44	0.02
1250	sLCB4	-64.35	0	0.7	0	0.29	0.02
1250	sLCB4	-64.35	0	0.72	0	0.13	0.02
1251	sLCB4	-63.1	0.02	-0.03	0	0.16	0.01
1251	sLCB4	-63.1	0.02	-0.01	0	0.16	0.01
1251	sLCB4	-63.1	0.02	0.01	0	0.16	0
1252	sLCB4	-63.1	0.02	0.01	0	0.16	0
1252	sLCB4	-63.1	0.02	0.03	0	0.16	0
1252	sLCB4	-63.1	0.02	0.05	0	0.15	0
1253	sLCB4	-61.74	0.03	-0.53	0	0.14	0
1253	sLCB4	-61.74	0.03	-0.51	0	0.26	-0.01
1253	sLCB4	-61.74	0.03	-0.49	0	0.37	-0.02
1254	sLCB4	-62.1	-0.01	0.83	0	0.5	-0.01
1254	sLCB4	-62.1	-0.01	0.85	0	0.29	-0.01
1254	sLCB4	-62.1	-0.01	0.88	0	0.08	-0.01
1255	sLCB4	-51.42	0	0.02	0	0.15	-0.01
1255	sLCB4	-51.42	0	0.05	0	0.14	-0.01
1255	sLCB4	-51.42	0	0.07	0	0.13	-0.01
1256	sLCB4	-51.42	0	0.07	0	0.13	-0.01
1256	sLCB4	-51.42	0	0.09	0	0.11	-0.01
1256	sLCB4	-51.42	0	0.12	0	0.08	-0.01
1257	sLCB4	-40.74	0	-0.19	0	0.11	-0.01
1257	sLCB4	-40.74	0	-0.16	0	0.16	-0.01

1257	sLCB4	-40.74	0	-0.14	0	0.2	-0.01
1258	sLCB4	-42.4	-0.03	0.59	0	0.33	-0.01
1258	sLCB4	-42.4	-0.03	0.61	0	0.18	-0.01
1258	sLCB4	-42.4	-0.03	0.64	0	0.03	0
1259	sLCB4	-27.06	-0.02	0.08	0	0.11	0
1259	sLCB4	-27.06	-0.02	0.1	0	0.09	0.01
1259	sLCB4	-27.06	-0.02	0.12	0	0.06	0.01
1260	sLCB4	-27.06	-0.02	0.12	0	0.06	0.01
1260	sLCB4	-27.06	-0.02	0.14	0	0.03	0.02
1260	sLCB4	-27.06	-0.02	0.17	0	-0.01	0.03
1261	sLCB4	-11.55	0.03	0.05	0	0.04	0.04
1261	sLCB4	-11.55	0.03	0.07	0	0.03	0.03
1261	sLCB4	-11.55	0.03	0.09	0	0.01	0.02
1262	sLCB4	-33.72	0.22	0.17	0	0.17	0.15
1262	sLCB4	-33.72	0.22	0.19	0	0.13	0.09
1262	sLCB4	-33.72	0.22	0.22	0	0.08	0.04
1263	sLCB4	-50.37	0.16	-0.17	0	0.02	0.1
1263	sLCB4	-50.37	0.16	-0.15	0	0.06	0.06
1263	sLCB4	-50.37	0.16	-0.12	0	0.09	0.02
1264	sLCB4	-50.37	0.16	-0.12	0	0.09	0.02
1264	sLCB4	-50.37	0.16	-0.1	0	0.12	-0.02
1264	sLCB4	-50.37	0.16	-0.08	0	0.14	-0.06
1265	sLCB4	-66.6	0.16	-1.01	0	0.04	-0.02
1265	sLCB4	-66.6	0.16	-0.99	0	0.3	-0.06
1265	sLCB4	-66.6	0.16	-0.97	0	0.54	-0.1
1266	sLCB4	-65.1	-0.08	0.65	0	0.45	-0.09
1266	sLCB4	-65.1	-0.08	0.67	0	0.28	-0.07
1266	sLCB4	-65.1	-0.08	0.69	0	0.11	-0.05
1267	sLCB4	-70.21	-0.06	-0.09	0	0.12	-0.05
1267	sLCB4	-70.21	-0.06	-0.07	0	0.14	-0.04
1267	sLCB4	-70.21	-0.06	-0.05	0	0.16	-0.02
1268	sLCB4	-70.21	-0.06	-0.05	0	0.16	-0.02
1268	sLCB4	-70.21	-0.06	-0.03	0	0.17	0
1268	sLCB4	-70.21	-0.06	0	0	0.17	0.01
1269	sLCB4	-74.92	-0.07	-0.43	0	0.14	0
1269	sLCB4	-74.92	-0.07	-0.41	0	0.24	0.01
1269	sLCB4	-74.92	-0.07	-0.39	0	0.34	0.03

1270	sLCB4	-73.6	0.03	0.91	0	0.53	0.03
1270	sLCB4	-73.6	0.03	0.93	0	0.32	0.03
1270	sLCB4	-73.6	0.03	0.95	0	0.11	0.02
1271	sLCB4	-72.12	0.02	-0.03	0	0.15	0.02
1271	sLCB4	-72.12	0.02	-0.01	0	0.15	0.01
1271	sLCB4	-72.12	0.02	0.01	0	0.15	0.01
1272	sLCB4	-72.12	0.02	0.01	0	0.15	0.01
1272	sLCB4	-72.12	0.02	0.03	0	0.15	0.01
1272	sLCB4	-72.12	0.02	0.05	0	0.14	0
1273	sLCB4	-70.75	0.01	-0.6	0	0.13	0
1273	sLCB4	-70.75	0.01	-0.58	0	0.26	0
1273	sLCB4	-70.75	0.01	-0.56	0	0.39	0
1274	sLCB4	-71.21	0.03	0.76	0	0.47	0
1274	sLCB4	-71.21	0.03	0.78	0	0.28	-0.01
1274	sLCB4	-71.21	0.03	0.81	0	0.08	-0.02
1275	sLCB4	-62.82	0.03	0.02	0	0.14	-0.01
1275	sLCB4	-62.82	0.03	0.04	0	0.14	-0.01
1275	sLCB4	-62.82	0.03	0.06	0	0.12	-0.02
1276	sLCB4	-62.82	0.03	0.06	0	0.12	-0.02
1276	sLCB4	-62.82	0.03	0.08	0	0.11	-0.03
1276	sLCB4	-62.82	0.03	0.11	0	0.08	-0.03
1277	sLCB4	-54.41	0.03	-0.51	0	0.09	-0.04
1277	sLCB4	-54.41	0.03	-0.49	0	0.21	-0.05
1277	sLCB4	-54.41	0.03	-0.46	0	0.33	-0.05
1278	sLCB4	-56.51	-0.13	0.54	0	0.32	-0.06
1278	sLCB4	-56.51	-0.13	0.56	0	0.19	-0.03
1278	sLCB4	-56.51	-0.13	0.59	0	0.04	0
1279	sLCB4	-43.22	-0.13	0.07	0	0.12	-0.03
1279	sLCB4	-43.22	-0.13	0.1	0	0.09	0
1279	sLCB4	-43.22	-0.13	0.12	0	0.07	0.03
1280	sLCB4	-43.22	-0.13	0.12	0	0.07	0.03
1280	sLCB4	-43.22	-0.13	0.14	0	0.03	0.06
1280	sLCB4	-43.22	-0.13	0.17	0	0	0.1
1281	sLCB4	-29.52	-0.19	-0.5	0	0.03	0.05
1281	sLCB4	-29.52	-0.19	-0.48	0	0.15	0.1
1281	sLCB4	-29.52	-0.19	-0.46	0	0.27	0.14
1282	sLCB4	-37.11	-0.3	-1.6	0	0.03	0.02

1282	sLCB4	-37.11	-0.3	-1.58	0	0.35	0.08
1282	sLCB4	-37.11	-0.3	-1.57	0	0.67	0.14
1283	sLCB4	-33.37	0.28	1.29	0	0.55	0.15
1283	sLCB4	-33.37	0.28	1.31	0	0.29	0.09
1283	sLCB4	-33.37	0.28	1.33	0	0.02	0.04
1284	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.41	0	-0.32	-0.04
1284	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.39	0	-0.04	0
1284	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.37	0	0.24	0.05
1285	sLCB4	-11.89	0.24	1.23	0	0.21	0.06
1285	sLCB4	-11.89	0.24	1.25	0	-0.04	0.01
1285	sLCB4	-11.89	0.24	1.27	0	-0.3	-0.03
1286	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.44	0	-0.9	-0.14
1286	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.43	0	-0.61	-0.09
1286	sLCB4	-13.31	-0.23	-1.41	0	-0.32	-0.04
1287	sLCB4	-11.89	0.24	1.27	0	-0.3	-0.03
1287	sLCB4	-11.89	0.24	1.28	0	-0.55	-0.08
1287	sLCB4	-11.89	0.24	1.3	0	-0.82	-0.13
1288	sLCB4	5.27	0.61	0.51	-0.01	0.21	0.26
1288	sLCB4	5.27	0.61	0.54	-0.01	0.09	0.12
1288	sLCB4	5.27	0.61	0.56	-0.01	-0.04	-0.02
1289	sLCB4	-3.25	0.65	0.36	0	0.02	0.19
1289	sLCB4	-3.25	0.65	0.38	0	-0.07	0.04
1289	sLCB4	-3.25	0.65	0.4	0	-0.16	-0.11
1290	sLCB4	3.54	-0.36	0.32	0	0.19	-0.21
1290	sLCB4	3.54	-0.36	0.35	0	0.08	-0.09
1290	sLCB4	3.54	-0.36	0.38	0	-0.03	0.02
1291	sLCB4	-3.32	-0.39	0.38	0	0.04	-0.13
1291	sLCB4	-3.32	-0.39	0.41	0	-0.09	0
1291	sLCB4	-3.32	-0.39	0.44	0	-0.22	0.12
1292	sLCB4	-4.33	-0.45	0.76	0	0.25	-0.06
1292	sLCB4	-4.33	-0.45	0.77	0	0.13	0.01
1292	sLCB4	-4.33	-0.45	0.79	0	0	0.09
1293	sLCB4	4.25	0.34	-1.2	0	-0.17	0.1
1293	sLCB4	4.25	0.34	-1.18	0	0.11	0.02
1293	sLCB4	4.25	0.34	-1.16	0	0.38	-0.06
1294	sLCB4	1.18	-0.45	0.41	0	0.02	-0.02
1294	sLCB4	1.18	-0.45	0.43	0	-0.05	0.05

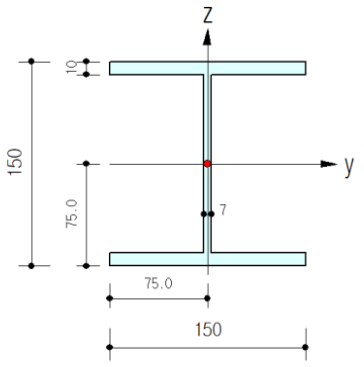
1294	sLCB4	1.18	-0.45	0.44	0	-0.12	0.13
1295	sLCB4	-5.63	-0.38	-0.31	0	0.01	-0.1
1295	sLCB4	-5.63	-0.38	-0.29	0	0.06	-0.03
1295	sLCB4	-5.63	-0.38	-0.27	0	0.12	0.04
1296	sLCB4	0.99	-0.33	-0.28	0	-0.09	-0.15
1296	sLCB4	0.99	-0.33	-0.27	0	-0.04	-0.08
1296	sLCB4	0.99	-0.33	-0.25	0	0.01	-0.02
1297	sLCB4	-2.89	0.59	0.19	0	0	0.14
1297	sLCB4	-2.89	0.59	0.2	0	-0.04	0.02
1297	sLCB4	-2.89	0.59	0.22	0	-0.08	-0.09
1298	sLCB4	3.82	0.57	0.19	0	0.05	0.16
1298	sLCB4	3.82	0.57	0.21	0	0.01	0.05
1298	sLCB4	3.82	0.57	0.23	0	-0.03	-0.06
1299	sLCB4	-4.51	0.77	-0.78	0	0	0.16
1299	sLCB4	-4.51	0.77	-0.77	0	0.12	0.04
1299	sLCB4	-4.51	0.77	-0.75	0	0.24	-0.08
1300	sLCB4	-3.85	-0.69	-0.12	0	-0.02	-0.13
1300	sLCB4	-3.85	-0.69	-0.11	0	-0.01	-0.02
1300	sLCB4	-3.85	-0.69	-0.09	0	0.01	0.1
1301	sLCB4	1.75	0.72	-0.44	0	-0.11	0.19
1301	sLCB4	1.75	0.72	-0.43	0	-0.05	0.08
1301	sLCB4	1.75	0.72	-0.41	0	0.02	-0.04
1302	sLCB4	1.47	-0.63	-0.27	0.01	-0.11	-0.14
1302	sLCB4	1.47	-0.63	-0.25	0.01	-0.07	-0.04
1302	sLCB4	1.47	-0.63	-0.24	0.01	-0.03	0.07

4. 전산 해석 부재 검토

(1) V-YOKE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 728
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 150x150x7/10_V-YOKE (No:1)
(Rolled : H 150x150x7/10).
Member Length : 780.000



Depth	150.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	150.000	Top F Thick	10.0000
Bot.F Width	150.000	Bot.F Thick	10.0000
Area	4014.00	Asz	1050.00
Qyb	17112.5	Qzb	2812.50
Iyy	16400000	Izz	5630000
Ybar	75.0000	Zbar	75.0000
Syy	219000	Szz	75100.0
ry	63.9000	rz	37.5000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = 40351.5 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 16166815, Mz = 2019337
End Moments Myi = -2483649, Myj = 16166815 (for Lb)
Myi = -2483649, Myj = 16166815 (for Ly)
Mzi = 1450279, Mzj = 2019337 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -729.56 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -23911 (LCB: 1, POS:J)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 780.000, Lz = 780.000, Lb = 780.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

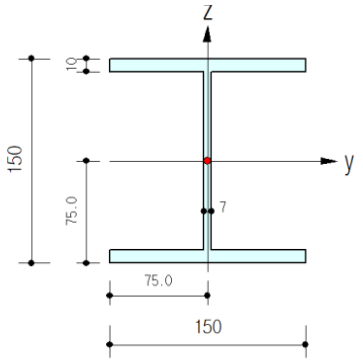
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 25.9 < 200.0 (Memb:260, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 10.053/141.000 = 0.071 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 73.934/155.100 = 0.477 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 26.901/176.250 = 0.153 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.701 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.004 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.242 < 1.000 ..... O.K

(2) H-YOKE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 828
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 150x150x7/10_H-YOKE (No:2)
(Rolled : H 150x150x7/10).
Member Length : 254.500



Depth	150.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	150.000	Top F Thick	10.0000
Bot.F Width	150.000	Bot.F Thick	10.0000
Area	4014.00	Asz	1050.00
Qyb	17112.5	Qzb	2812.50
Iyy	16400000	Izz	5630000
Ybar	75.0000	Zbar	75.0000
Syy	219000	Szz	75100.0
ry	63.9000	rz	37.5000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = 5133.27 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = 44008.7, Mz = 11045097
End Moments Myi = 44008.7, Myj = 10647.8 (for Lb)
Myi = 44008.7, Myj = 10647.8 (for Ly)
Mzi = 11045097, Mzj = -1490857 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 49296.5 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 131.084 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 254.500, Lz = 254.500, Lb = 254.500
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

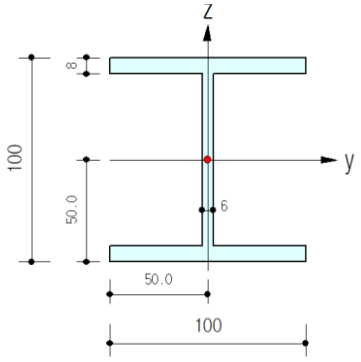
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 16.2 < 200.0 (Memb:803, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 1.279/160.000 = 0.008 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0.201/160.000 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 147.137/160.000 = 0.920 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.929 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.267 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.001 < 1.000 ..... O.K

(3) FORM 장선재

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 138
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 100x100x6/8 (No:6)
(Rolled : H 100x100x6/8).
Member Length : 1207.17



Depth	100.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	100.000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	100.000	Bot.F Thick	8.00000
Area	2190.00	Asz	600.000
Qyb	7015.33	Qzb	1250.00
Iyy	3830000	Izz	1340000
Ybar	50.0000	Zbar	50.0000
Syy	76500.0	Szz	26700.0
ry	41.8000	rz	24.7000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -10758 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 6402658, Mz = -1694233
End Moments Myi = -1872476, Myj = 6402658 (for Lb)
Myi = -1872476, Myj = 6402658 (for Ly)
Mzi = 1810276, Mzj = -1694233 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 3558.32 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -6855.0 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1207.17, Lz = 1207.17, Lb = 1207.17
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

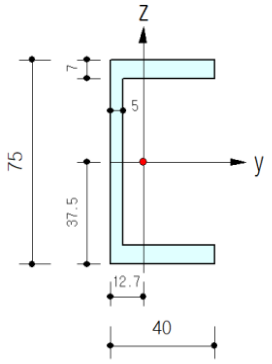
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 86.4 < 200.0 (Memb:656, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 4.912/133.950 = 0.037 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 83.586/160.000 = 0.522 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 63.218/160.000 = 0.395 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.954 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.036 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.124 < 1.000 ..... O.K

(4) MIDDLE DECK

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 498
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : C 75x40x5/7_MID (No:4)
(Rolled : C 75x40x5/7).
Member Length : 477.731



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 35624.9 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -1963411, Mz = -15331
End Moments Myi = -1963411, Myj = 311796 (for Lb)
Myi = -1963411, Myj = 311796 (for Ly)
Mzi = -15331, Mzj = -4527.9 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -22.688 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -6355.3 (LCB: 1, POS:I)

Depth	75.0000	Web Thick	5.00000
Top F Width	40.0000	Top F Thick	7.00000
Bot.F Width	40.0000	Bot.F Thick	7.00000
Area	881.800	Asz	375.000
Qyb	2369.13	Qzb	342.448
Iyy	759000	Izz	124000
Ybar	12.7000	Zbar	37.5000
Syy	20200.0	Szz	4540.00
ry	29.3000	rz	11.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 477.731, Lz = 477.731, Lb = 477.731
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

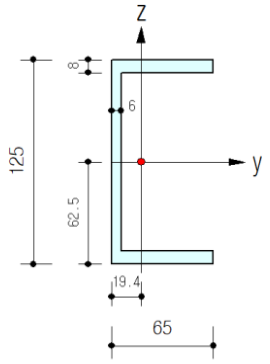
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 98.4 < 200.0 (Memb:458, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 40.400/141.000 = 0.287 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 97.006/155.100 = 0.625 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 3.375/141.000 = 0.024 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.936 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.001 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.180 < 1.000 ..... O.K

(5) YOKE BRACE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 975
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : y.brace (No:11)
(Rolled : C 125x65x6/8).
Member Length : 600.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 49375.5 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -45496, Mz = -1589104
End Moments Myi = -45496, Myj = 33154.7 (for Lb)
Myi = -45496, Myj = 33154.7 (for Ly)
Mzi = -1589104, Mzj = 1490857 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -5133.3 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -131.08 (LCB: 1, POS:I)

Depth	125.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	65.0000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	65.0000	Bot.F Thick	8.00000
Area	1711.00	Asz	750.000
Qyb	6555.13	Qzb	963.123
Iyy	4250000	Izz	655000
Ybar	19.4000	Zbar	62.5000
Syy	68000.0	Szz	14400.0
ry	49.9000	rz	19.6000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 600.000, Lz = 600.000, Lb = 600.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

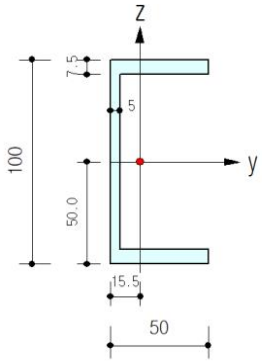
4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 30.6 < 300.0 (Memb:975, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 28.858/141.000 = 0.205 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0.669/155.100 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 110.631/141.000 = 0.785 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.994 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.079 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.002 < 1.000 ..... O.K

(6) TOP TRUSS - UPPER,LOWER PART

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 959
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : up.truss (No:12)
(Rolled : C 100x50x5/7.5).
Member Length : 404.591



Depth	100.000	Web Thick	5.00000
Top F Width	50.0000	Top F Thick	7.50000
Bot.F Width	50.0000	Bot.F Thick	7.50000
Area	1192.00	Asz	500.000
Qyb	4371.88	Qzb	549.073
Iyy	1890000	Izz	269000
Ybar	15.5000	Zbar	50.0000
Syy	37800.0	Szz	7820.00
ry	39.8000	rz	15.0000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -24345 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -2578083, Mz = -284563
End Moments Myi = -2578083, Myj = -81653 (for Lb)
Myi = -2578083, Myj = -81653 (for Ly)
Mzi = -284563, Mzj = -151482 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -328.93 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -6188.8 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 404.591, Lz = 404.591, Lb = 404.591
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

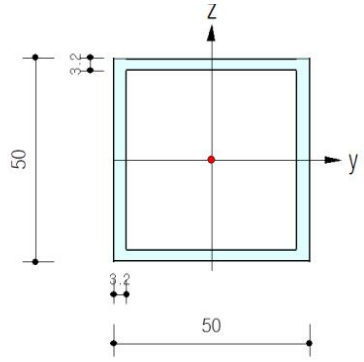
4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 85.2 < 300.0 (Memb:968, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 20.423/132.002 = 0.155 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 68.203/155.100 = 0.440 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 36.496/141.000 = 0.259 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
SFy = [Cmy/(1-fa/F'ey)], SFz = [Cmz/(1-fa/F'ez)]
Rmax1 = fa/Fa + SFy*fbcy/Fbcy + SFz*fbcz/Fbcz
Rmax2 = fa/0.60Fy + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz
Rmax = Max[Rmax1, Rmax2] = 0.713 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.007 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.132 < 1.000 ..... O.K

(7) TOP TRUSS - BRACE PART

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 1148
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : up.truss.brace (No:13)
(Rolled : B 50x50x3.2).
Member Length : 985.391



Depth	50.0000	Web Thick	3.20000
Flg Width	50.0000	Top F Thick	3.20000
Web Center	46.8000	Bot.F Thick	3.20000
Area	572.700	Asz	320.000
Qyb	822.620	Qzb	822.620
Iyy	204000	Izz	204000
Ybar	25.0000	Zbar	25.0000
Syy	8160.00	Szz	8160.00
ry	18.9000	rz	18.9000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -28886 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 203170, Mz = 18837.2
End Moments Myi = -182896, Myj = 203170 (for Lb)
Myi = -182896, Myj = 203170 (for Ly)
Mzi = 7700.91, Mzj = 18837.2 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -11.301 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -400.71 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 985.391, Lz = 985.391, Lb = 985.391
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 58.3 < 200.0 (Memb:1154, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 50.439/119.730 = 0.421 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 24.898/155.100 = 0.161 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 2.308/155.100 = 0.015 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
SFy = [Cmy/(1-fa/F'ey)], SFz = [Cmz/(1-fa/F'ez)]
Rmax1 = fa/Fa + SFy*fbcy/Fbcy + SFz*fbcz/Fbcz
Rmax2 = fa/0.60Fy + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz
Rmax = Max[Rmax1, Rmax2] = 0.623 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.013 < 1.000 ..... O.K

5. OTHERS 부재 검토

(1) ROD BAR

ROD BAR - 32 mm BOLT

단면적 A	804 mm^2	단면2차모멘트 I	51472 mm^4

GUIDE PIPE - D 48.6 X 4.5 t (SCH60)

단면적 A	623 mm^2	단면2차모멘트 I	153139 mm^4
총단면적 A	1427 mm^2	총단면2차모멘트 I	204611 mm^4
유효 거리 L	1000 mm	단면2차반경r	11.97 mm
L/r	84	수직반력 (Vmax)	82.7 kN
장주	(c) 92.8 < $\frac{l}{r}$	fc = $\frac{1{,}200{,}000}{6{,}700 + (l/r)^2}$ MPa	

fc = 88 Mpa

σc = Vmax /A = 82700 N / 1427.3 mm^2 = 57.94 Mpa

σc / fc = 57.9 / 88 = 0.66 < 1.0 - - - - - OK

(2) OIL JACK

용량	100 kN	수직반력 (Vmax)	82.7 kN

P / Pc = 82.7 / 100 = 0.83 < 1.0 - - - - - OK

(3) TOP DECK LOAD

* LIVE LOAD = 3.75 kN/m^2 = 0.00375 MPa

(4) TOP DECK JOIST

(4-1) 2X FLAT BAR 60X6t

단면적 A	720 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7200 mm^3	단면2차모멘트 I	216000 mm^4
장선재의 간격 Mi	350 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00375 MPa x 350 = 1.3 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.313 x 2000^2) / 8

= 656250 N.mm

σb = Mmax / Z = 656250 / 7200

= 91.15 MPa

σb / fb = 91.15 / 160

= 0.57 < 1.0 - - - - - OK

(4-2) SQ.PIPE 60x30x3.2t

단면적 A	509 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7150 mm^3	단면2차모멘트 I	214000 mm^4
장선재의 간격 Mi	350 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00375 MPa x 350 = 1.3 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (1.313 x 2000 ^{2}) / 8

= 656250 N.mm

σb = Mmax / Z = 656250 / 7150

= 91.78 MPa

σb / fb = 91.78 / 160

= 0.57 < 1.0 - - - - - OK

(5) TOP DECK GIRDER BEAM

(5-1) CH - 125X65X6X8

단면적 A	1711 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	67800 mm^3	단면2차모멘트 I	4240000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	1,600 mm	부재 길이 (L)	3300 mm

ω = 0.00375 MPa x 1,600 = 6.0 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (6.000 x 3300 ^{2}) / 8

= 8167500 N.mm

σb = Mmax / Z = 8167500 / 67800

= 120.46 MPa

σb / fb = 120.46 / 160

= 0.75 < 1.0 - - - - - OK

(5-2) CH - 125X65X6X8

단면적 A	1711 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	67800 mm^3	단면2차모멘트 I	4240000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	2,000 mm	부재 길이 (L)	2500 mm

ω = 0.00375 MPa x 2,000 = 7.5 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (7.500 x 2500 ^{2}) / 8

= 5859375 N.mm

σb = Mmax / Z = 5859375 / 67800

= 86.42 MPa

σb / fb = 86.42 / 160

= 0.54 < 1.0 - - - - - OK

(5-3) H-125X125X6.5X9

단면적 A	3031 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	136000 mm^3	단면2차모멘트 I	8470000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	1,600 mm	부재 길이 (L)	5200 mm

ω = 0.00375 MPa x 1,600 = 6.0 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (6.000 x 5200 ^{2}) / 8

= 20280000 N.mm

σb = Mmax / Z = 20280000 / 136000

= 149.12 MPa

σb / fb = 149.12 / 160

= 0.93 < 1.0 - - - - - OK

(6) MIDDLE DECK PLATE

PLATE - 3.2 t

단면적 A	3.2 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	1.71 mm^3	단면2차모멘트 I	2.73 mm^4
하중폭	450 mm		

* LIVE LOAD = 2.5 kN/m^2 = 0.0025 MPa

ω = 0.0025 MPa x 1 = 0.0025 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (0.0025 x 450 ^{2}) / 8

= 63 N.mm

σb = Mmax / Z = 63 / 1.71

= 37.08 MPa

σb / fb = 37.08 / 160

= 0.23 < 1.0 - - - - - OK

(7) MIDDLE DECK JOIST

SQ.PIPE- 60X30X2.3t

단면적 A	379 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	5610 mm^3	단면2차모멘트 I	168000 mm^4
장선재의 간격 Mi	450 mm	부재 길이 (L)	2200 mm

ω = 0.00250 MPa x 450 = 1.1 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.125 x 2200^2) / 8

= 680625 N.mm

σb = Mmax / Z = 680625 / 5610

= 121.32 MPa

σb / fb = 121.32 / 160

= 0.76 < 1.0 - - - - - OK

(8) BOTTOM DECK JOIST 1

SQ.PIPE- 60X30X3.2t

단면적 A	509 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7450 mm^3	단면2차모멘트 I	214000 mm^4
장선재의 간격 Mi	1,250 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00125 MPa x 1,250 = 1.6 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.563 x 2000^2) / 8

= 781250 N.mm

σb = Mmax / Z = 781250 / 7450

= 104.87 MPa

σb / fb = 104.87 / 160

= 0.66 < 1.0 - - - - - OK

(9) BOTTOM DECK JOIST 2

SQ.PIPE- 50X30X2.3t

단면적 A	333 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	4250 mm^3	단면2차모멘트 I	106000 mm^4
장선재의 간격 Mi	300 mm	부재 길이 (L)	2500 mm

ω = 0.00125 MPa x 300 = 0.4 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (0.375 x 2500^2) / 8

= 292969 N.mm

σb = Mmax / Z = 292969 / 4250

= 68.93 MPa

σb / fb = 68.93 / 160

= 0.43 < 1.0 - - - - - OK

(10) CHAIN 8mm 별첨1

허용하중	4.7 kN		
하부발판 DEAD LOAD	0.7 kN	하부발판 LIVE LOAD	3.3 kN

P / Pa = 4.0 / 4.7 = 0.84 < 1.0 - - - - - OK

(11) CHACKLE 1/4" 별첨2

허용하중	5.0 kN		
하부발판 DEAD LOAD	0.7 kN	하부발판 LIVE LOAD	3.3 kN

P / Pa = 4.0 / 5.0 = 0.79 < 1.0 - - - - - OK

(12) FORM SKIN PLATE

PLATE - 4.5 t

단면적 A	4.5 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	3.38 mm^3	단면2차모멘트 I	7.59 mm^4
탄성 계수 E	210,000 MPa	하중폭	340 mm

* Concrete Lateral Pressure = 11.3 kN/m^2 = 0.0113 MPa

ω = 0.0113 MPa x 1 = 0.0113 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (0.0113 x 340 ^{2}) / 8

= 163 N.mm

σb = Mmax / Z = 163 / 3.38

= 48.38 MPa

σb / fb = 48.38 / 160

= 0.30 < 1.0 - - - - - OK

- 처짐 검토 (연속보)

δmax = 0.0054 * ωL^4 / EI

= (0.0054 x 0.0113 x 340 ^{4}) / (210,000 x 8)

= 0.51 mm < 3.00 mm - - - - - OK

(13) FORM JOIST

SQ.PIPE- 100X50X3.2t

단면적 A	893 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	22500 mm^3	단면2차모멘트 I	1120000 mm^4
탄성 계수 E	210,000 MPa	부재 길이 (L)	2000 mm
장선재의 간격 Mi	340 mm		

ω = 0.01130 MPa x 340 = 3.8 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (3.842 x 2000 ^{2}) / 8

= 1921000 N.mm

σb = Mmax / Z = 1921000 / 22500

= 85.38 MPa

σb / fb = 85.38 / 160

= 0.53 < 1.0 - - - - - OK

- 처짐 검토 (연속보)

δmax = $0.0054 * \omega L^4 / EI$

= (0.0054 x 3.8420 x 2,000 ^{4}) / (210,000 x 1120000)

= 1.41 mm < 3.00 mm - - - - - OK

(14) V-YOKE + H-YOKE 연결 검토

A325 BOLT - 16 mm * 4 ea

최소단면적 A	150 mm^2		
허용인장응력 ft	308 MPa	허용전단응력 fs	110 MPa

Pt = OUTPUT RESULT AXIAL FORC = 29.7 kN

σt = Pt / (A * 4 ea)

= 29700 N / (150 * 4)

= 49.4 MPa

σt / ft = 49.42 / 308

= 0.16 < 1.0 - - - - - OK

Ps = OUTPUT RESULT SHEAR FOR = 49.3 kN

σs = Ps / (A * 4 ea)

= 49300 N / (150 * 4)

= 82.0 MPa

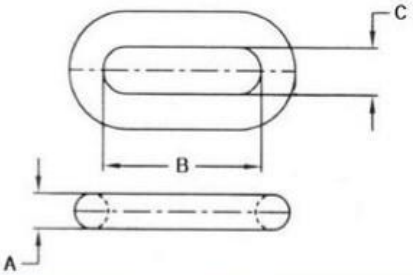
σs / fs = 82.03 / 110

= 0.75 < 1.0 - - - - - OK

***CHAIN 제원표**

별첨1





토탈로프 : 061-741-2597 www.totalropes.com

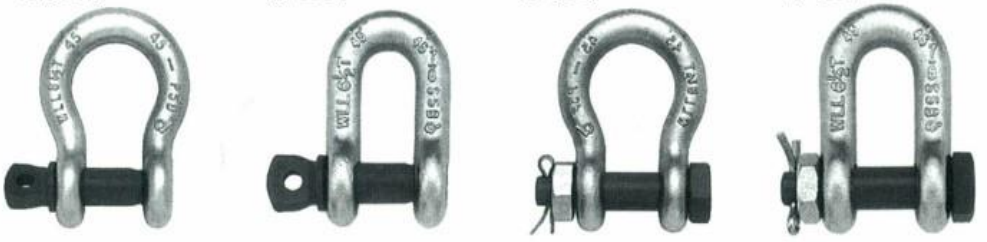
SIZE (MM)	Dimensions (mm)				
	A	B	C	사용하중(KG)	무게(KG/MR)
3MM	3	20	5.5	60	0.15
4MM	4	22	7	110	0.28
5MM	5	24	8.5	180	0.48
6MM	6	27	10.5	260	0.69
7MM	7	31	11	320	0.95
7MM(LONG)	7	50	12	320	0.81
8MM	8	35	12	470	1.23
9MM	9	39	13	600	1.55
12MM	12	39	18	1000	3.1
12MM(LONG)	12	50	18	1000	2.77
15MM(LONG)	15	70	23	1700	4.3
16MM	16	50	24	1900	5.5
16MM(LONG)	16	64	24	1900	5
19MM	19	58	29	2720	7.7
19MM(LONG)	19	76	29	2720	7
22MM	22	88	32	3640	9.44
25MM	25	100	40	4700	12.9
28MM	28	112	42	5900	15.29
30MM	30	120	45	6770	17.55
32MM	32	128	48	7700	19.97

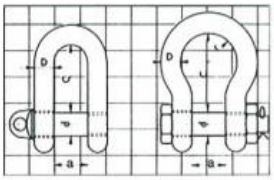
토탈로프 www.totalropes.com

***CHAIN 제원표**

별첨2

(1) [BC] (2) [SC] (3) [BB] (4) [SB]





열처리 국산 단조 일반

▶ advice : 샤클의 등급.(열처리 하였을 경우)

alloy steel B.L = 6Time x S.W.L

Carbon steel B.L = 4Time x S.W.L

Mild steel B.L = 2Time x S.W.L

※ 국산 시중품에 대부분(열처리를 하지 않은 제품) 열처리 하였을 경우 외산과 거의 동등한 품질

Norminal Shackle Size(in.)	Working Load Limit	Dia Bow	Dia Pin	Inside Width	Inside Length		Wide of Bow	Approx. Weight Each	
					Chain Type	Anchor Type			
		D	d	a	C	C	2r	SCREW PIN	SAFETY PIN
	ton	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	kg
3/16	0.33	5.0	6.0	9.5	19.0	22.0	16.0	0.02	-
1/4	0.50	7.0	8.0	12.0	25.0	29.0	20.0	0.06	0.07
5/16	0.75	9.0	10.0	13.5	27.0	32.0	21.0	0.11	0.13
3/8	1.00	10.0	11.0	17.0	31.0	36.5	26.0	0.15	0.17
7/16	1.50	11.0	12.0	18.5	37.0	43.0	29.0	0.21	0.25
1/2	2.00	13.5	16.0	22.0	43.0	51.0	32.0	0.37	0.44
5/8	3.25	16.0	19.0	27.0	51.0	64.0	43.0	0.65	0.79
3/4	4.75	19.0	22.0	31.0	59.0	76.0	51.0	1.06	1.26
7/8	6.50	22.0	25.0	36.0	73.0	83.0	58.0	1.56	1.88
1	8.50	25.0	28.0	43.0	85.0	95.0	68.0	2.32	2.78
1 1/8	9.50	28.0	32.0	47.0	90.0	108.0	75.0	3.28	3.87
1 1/4	12.00	32.0	35.0	51.0	94.0	115.0	83.0	4.51	5.26
1 3/8	13.50	35.0	38.0	57.0	115.0	133.0	92.0	5.93	6.94
1 1/2	17.00	38.0	42.0	60.0	127.0	146.0	99.0	7.89	8.79
1 3/4	25.00	45.0	50.0	74.0	149.0	178.0	126.0	13.40	14.99
2	35.00	50.0	57.0	83.0	171.0	197.0	138.0	18.85	20.65
2 1/4	42.50	57.0	65.0	95.0	190.0	222.0	160.0	26.06	29.01
2 1/2	55.00	65.0	70.0	105.0	203.0	254.0	180.0	37.86	41.05
3	85.00	75.0	80.0	127.0	230.0	330.0	190.0	58.68	62.24
3 1/2	120.00	98.0	95.0	146.0	146.0	381.0	238.0	-	110.00
4	150.00	104.0	108.0	-	-	368.0	-	-	-

구 조 계 산 서

STRUCTURAL DESIGN AND ANALYSIS

수직구 SLIP FORM(17m이상)

서울제물포터널

2020.03.

대림산업 ㈜

㈜ 한틀엔지니어링 서울특별시 강서구 화곡로31길 18-3 4층

대표이사 : 이 문 일

구조검토 : 토목구조기술사 김택상

No. 011640100100

국가기술자격증 – 토목구조기술사

01-1-188697

주 의 사 항

1. 국가기술자격증은 관계자의 요청이 있을 때에는 이를 제시하여야 합니다.
2. 국가기술자격취득자는 인적사항 및 주소와 자격취득사항 및 취업중인 사업체에 변경이 있을 때에는 변경내용을 정정 신청하여야 합니다.
3. 국가기술자격증은 타인에게 대여하거나 이중취업을 하게되면 국가기술자격법 제18조의 규정에 의하여 1년이하의 징역 또는 500만원 이하의 벌금형을 받게 되며, 동법 시행령 제33조의 규정에 의하여 기술자격이 취소되거나 ###### 3년이하의 기간동안 기술자격이 정지됩니다.
4. 기술자격이 취소, 정지된 자는 지체없이 기술자격증을 주무부장관에게 반납하여야 합니다.

국가기술자격증



자격증 번 호 011640100100

성 명 김택성

자격종목 및 등급 0400

토목구조기술사

주민등록번호 670419-

주소 경기 안양시 동안구 관양동 1472-12 21/6 진주빌라 1-102

합격년월일 2001년 09월 24일

교부년월일 2001년 09월 24일

한국산업인력공단 이사장

소정의 직인 및 철인(천공)이 없는 것은 무효임.

제물포 수직구 SLIP FORM 17m이상 구조계산서

1.검토 조건

(1) 일반사항

1) 현 장 명 : 서울제물포터널

2) 시 공 사 : 대림산업㈜

3) 제 품 명 : 수직구 SLIP FORM

(2) 참고문헌

1) 가설공사표준시방서

(3) 재료의 규격 및 강도

1) 강재 SS400

① 허용 휨 응력 : fb = 160 MPa

② 허용 인장 응력 : ft = 160 MPa

③ 허용 전단 응력 : fs = 92.4 MPa

④ 탄성 계수 : E = 210,000 MPa

⑤ 허용 압축 응력 : 아래 표에 근거하여 허용응력값을 산출

국부 좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력(MPa)		
구 분		허용축방향 압축응력(MPa)
단주	(a) $\frac{l}{r} \le 18.6$	$f = 140$ MPa
중간주	(b) $18.6 < \frac{l}{r} \le 92.8$	$f = 140 - 0.82\left(\frac{l}{r} - 18.6\right)$ MPa
장주	(c) $92.8 < \frac{l}{r}$	$f = \frac{1{,}200{,}000}{6{,}700 + (l/r)^2}$ MPa
ℓ : 부재의 유효 좌굴 길이 (mm) r : 부재의 총단면의 단면 2차 반경 (mm)		

2) BOLT HIGH TENSION (A325, HIGH TENSION)

① 항복 강도 : ys = 836 MPa

② 인장 강도 : ts = 925 MPa

③ 허용 인장 응력 : ft = 308 MPa (safe modulus : 3)

④ 허용 전단 응력 : fs = 110 MPa (허용 인장 응력 / √3)

3) INFORMATION

① A	=	area	mm^2
② Z	=	section modulus	mm^3
③ I	=	moment of inertia	mm^4
④ i	=	radius gyration	mm
⑤ ω	=	uniform load	N/mm

4) MEMBER LIST

① V-YOKE (수직요크)	:	H-150X150X7X10
② H-YOKE (수평요크)	:	H-150X150X7X10
③ FORM 장선재	:	H-100X100X6X8
④ ROD	:	Φ32
⑤ OIL JACK	:	10 ton
⑥ 무늬철판	:	3.2t
⑦ CHANNEL	:	CH-100X50X5X7.5
	:	CH-125X65X6X8
	:	CH-75X40X5X7
⑧ SQ. PIPE	:	SQ-60X30X2.3t
	:	SQ-50X50X2.3t

2. 하중

(1) 구조물 자중

*프로그램 내 자동계산

(2) 상부 작업대 적용하중 (V-YOKE 작용)

* DEAD LOAD = 1.0 kN/m^2

* LIVE LOAD = 2.50 kN/m^2

1) DEAD LOAD

DL = 상부작업대 면적 * DEAD LOAD

= 136.85 m^2 * 1.0 kN/m^2

= 137 kN

DL / V-YOKE = 137 kN / 65 EA = 2.1 kN

2) LIVE LOAD

LL = 상부작업대 면적 * LIVE LOAD

= 136.85 m^2 * 2.5 kN/m^2 = 342.1 kN

LL / V-YOKE = 342 kN / 65 EA = 5.3 kN

(3) 중부 작업대 적용하중

1) DEAD LOAD

DL = 중부발판 평균중량 = 0.36 kN/m^2

하중폭1 : 2 m

1-1) DL1 = 2.00 m * 0.4 kN/m^2 = 0.7 kN/m

하중폭2 : 1.6 m

1-2) DL2 = 1.60 m * 0.4 kN/m^2 = 0.6 kN/m

2) LIVE LOAD

LL = 3.75 kN/m^2

하중폭1 : 2 m

2-1) LL1 = 2.00 m * 3.75 kN/m^2 = 7.5 kN/m

하중폭1 : 1.6 m

2-2) LL2 = 1.60 m * 3.75 kN/m^2 = 6.0 kN/m

(4) 하부 작업대 적용하중

1) DEAD LOAD (V-YOKE)

DL = 하부발판 평균중량 * 하부발판 폭 * V-YOKE 최대하중폭

= 0.27 kN/m^2 * 1.3 m * 2.0 m = 0.70 kN

2) LIVE LOAD (V-YOKE)

LL = 하부작업하중 * 하부발판 폭 * V-YOKE 최대하중폭

= 1.25 kN/m^2 * 1.3 m * 2.0 m = 3.25 kN

(5) 슬립폼 측압 (판넬 장선 BEAM에 적용)

$$LTL = 4.8 + \frac{520R}{T + 18} = 11.3 \text{ kN/m}^2$$

LTL = 11.3 kN/m² * 1.5 m / 2 EA = 8.5 kN/m

P : 콘크리트 측압 [Concrete Lateral Pressure] (kN/m2)

R : 0.35 (콘크리트 타설속도 m/hr)

T : 10 (타설되는 콘크리트의 온도)

판넬 높이 : 1.5 m

판넬 장선 BEAM 수량 : 2 EA

(6) 마찰하중 (판넬 장선 BEAM에 적용)

Slip form System을 Jack을 통하여 인상시 발생하는 concrete와의 마찰력으로 form 높이에 대하여 단위길이당 3kN/m^2 를 적용한다.

FL = 3.0 kN/m² * 1.5 m / 2 EA = 2.25 kN/m

판넬 높이 : 1.5 m

판넬 장선 BEAM 수량 : 2 EA

(7) FORM 하중 (판넬 장선 BEAM에 적용)

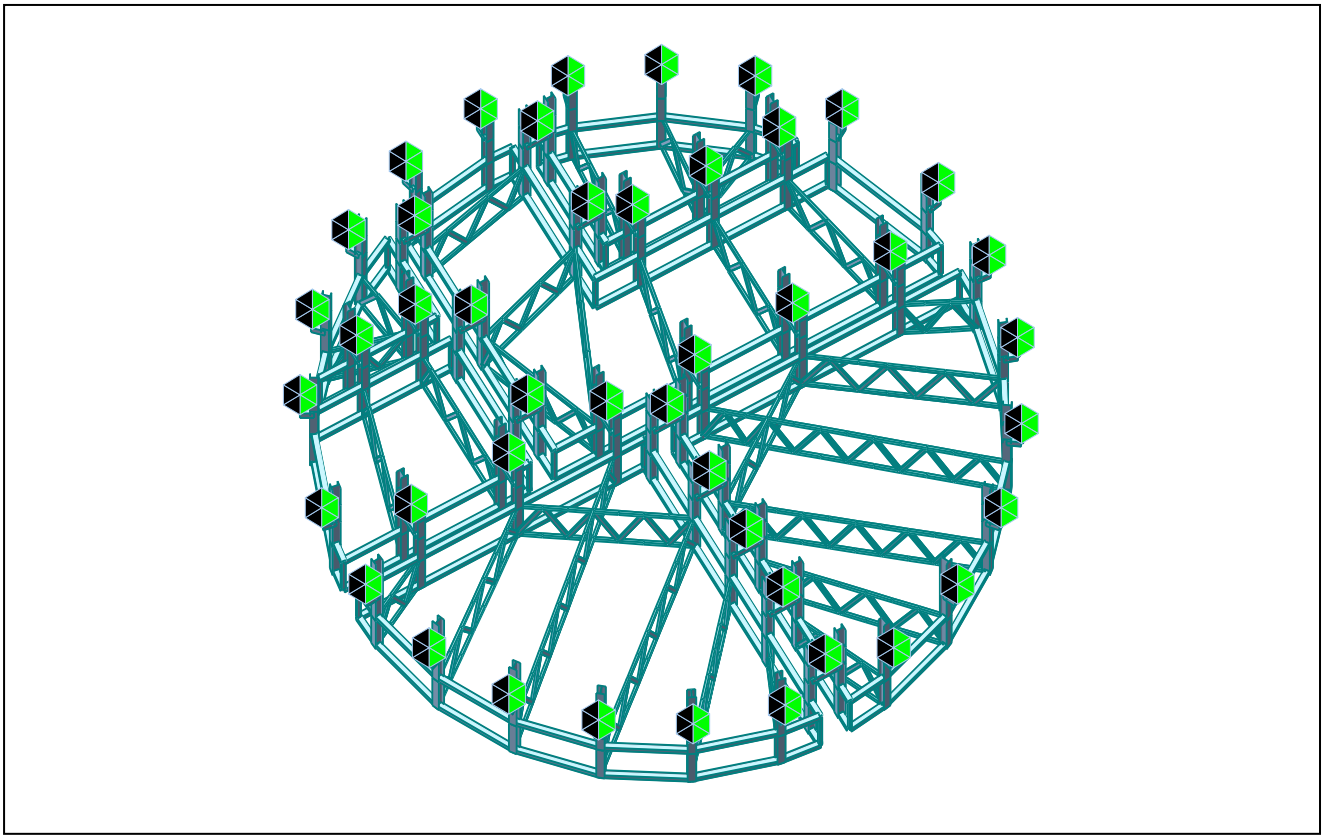
DL = 판넬평균중량 - 프로그램내 자중

= 1.26 kN/m - 0.34 kN/m = 0.92 kN/m

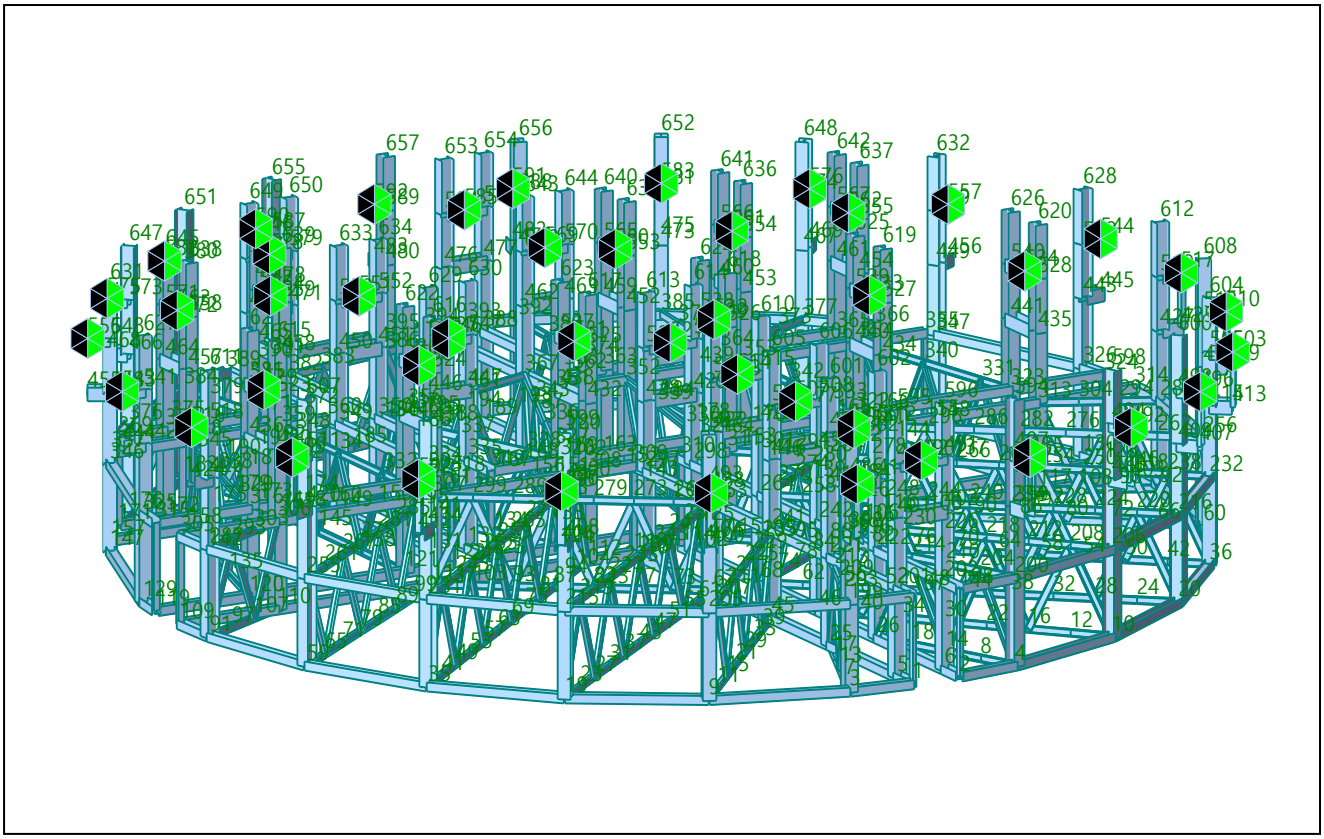
3. 전 산 해 석

(1) MODELING

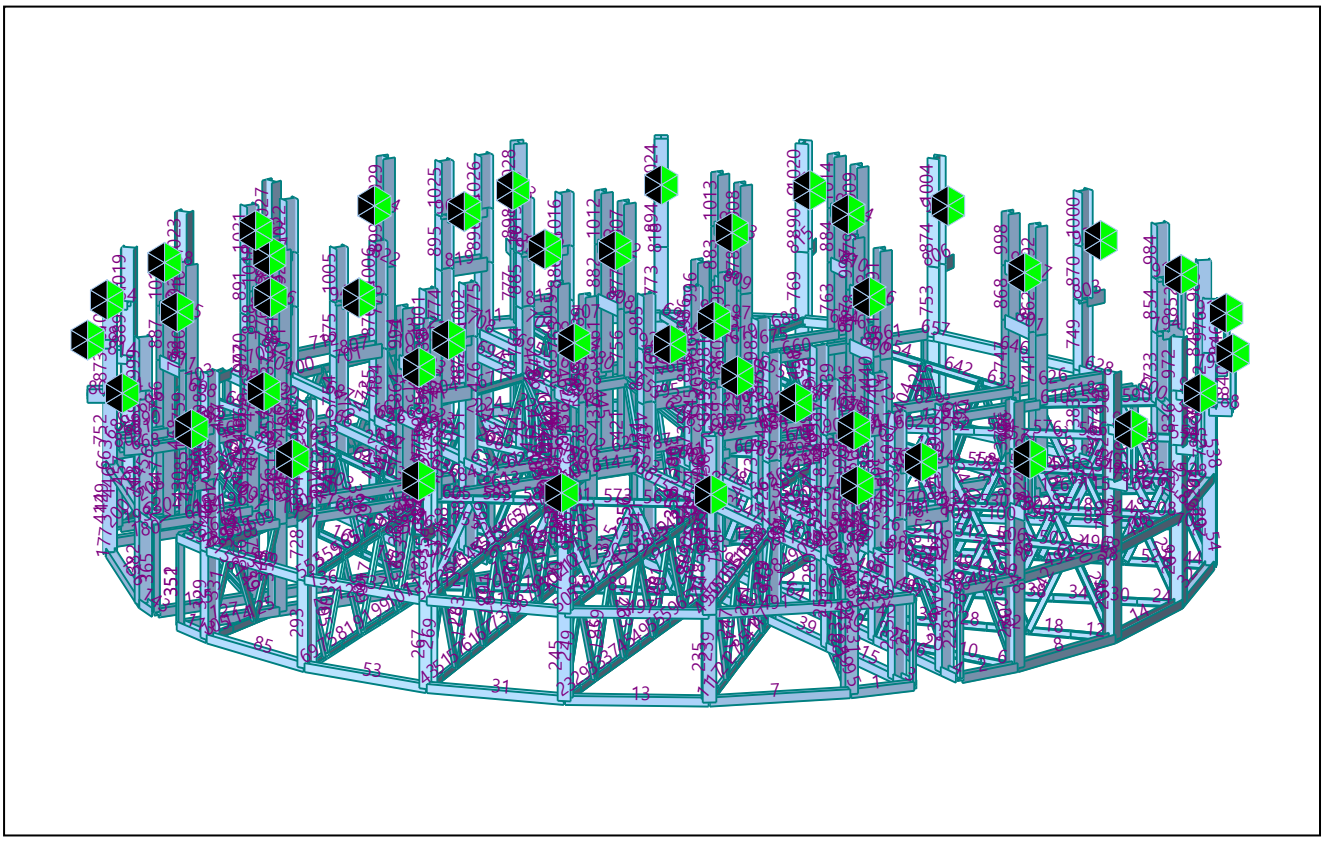
1) MIDAS MODELING



2) 절점 번호



3) 부재 번호

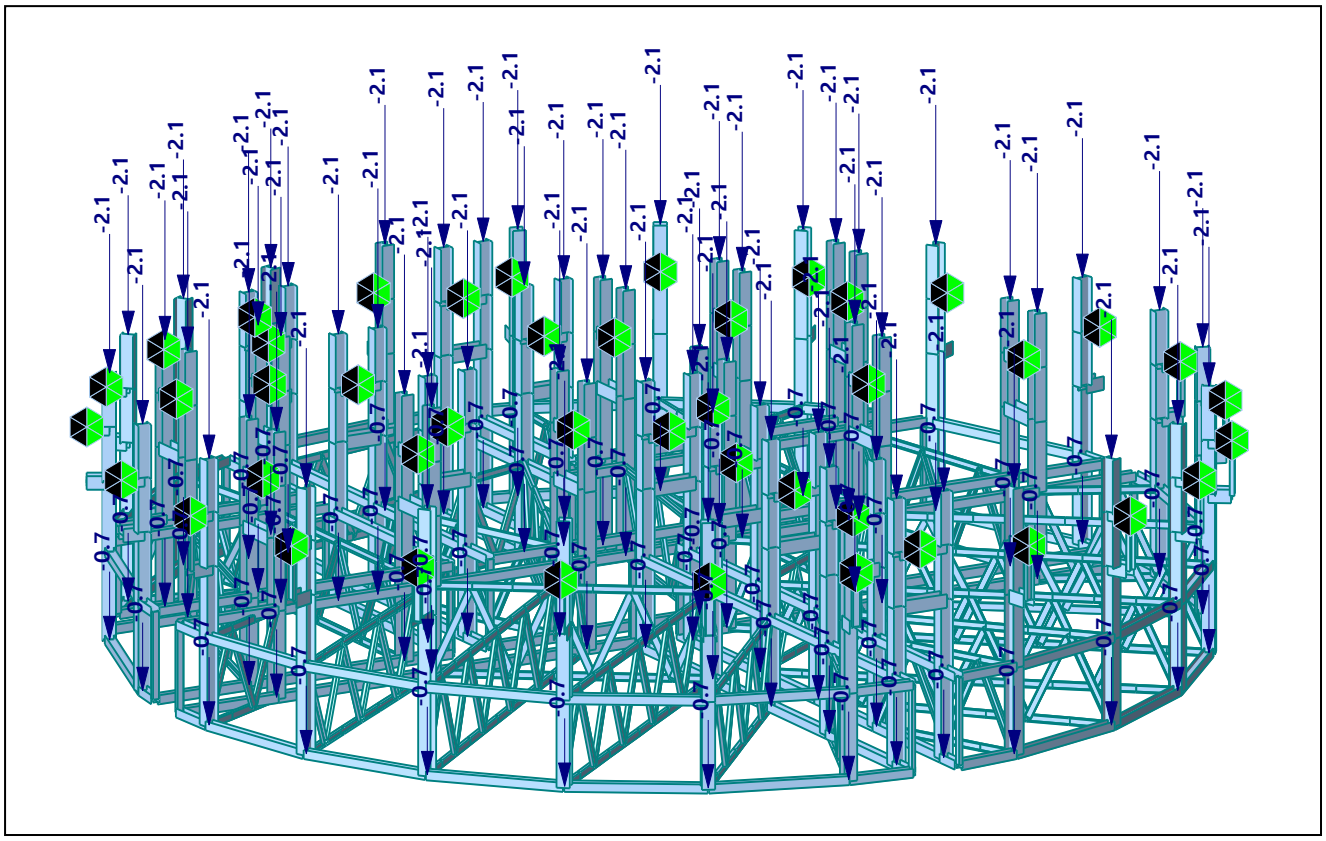


(2) LOAD

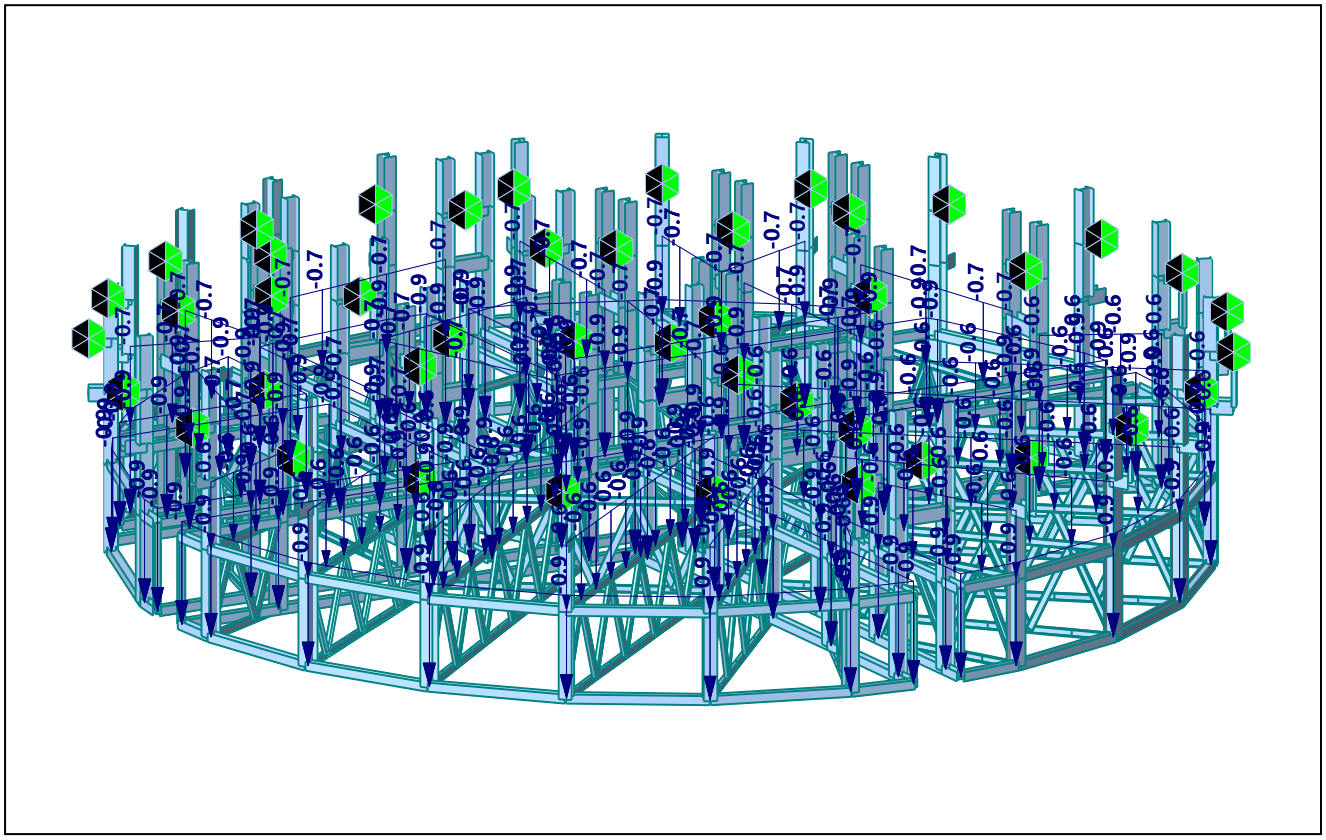
1) 자중 - 프로그램 내 자동 처리 (SELF WEIGHT)

2) DEAD LOAD

2-1) NODAL LOAD

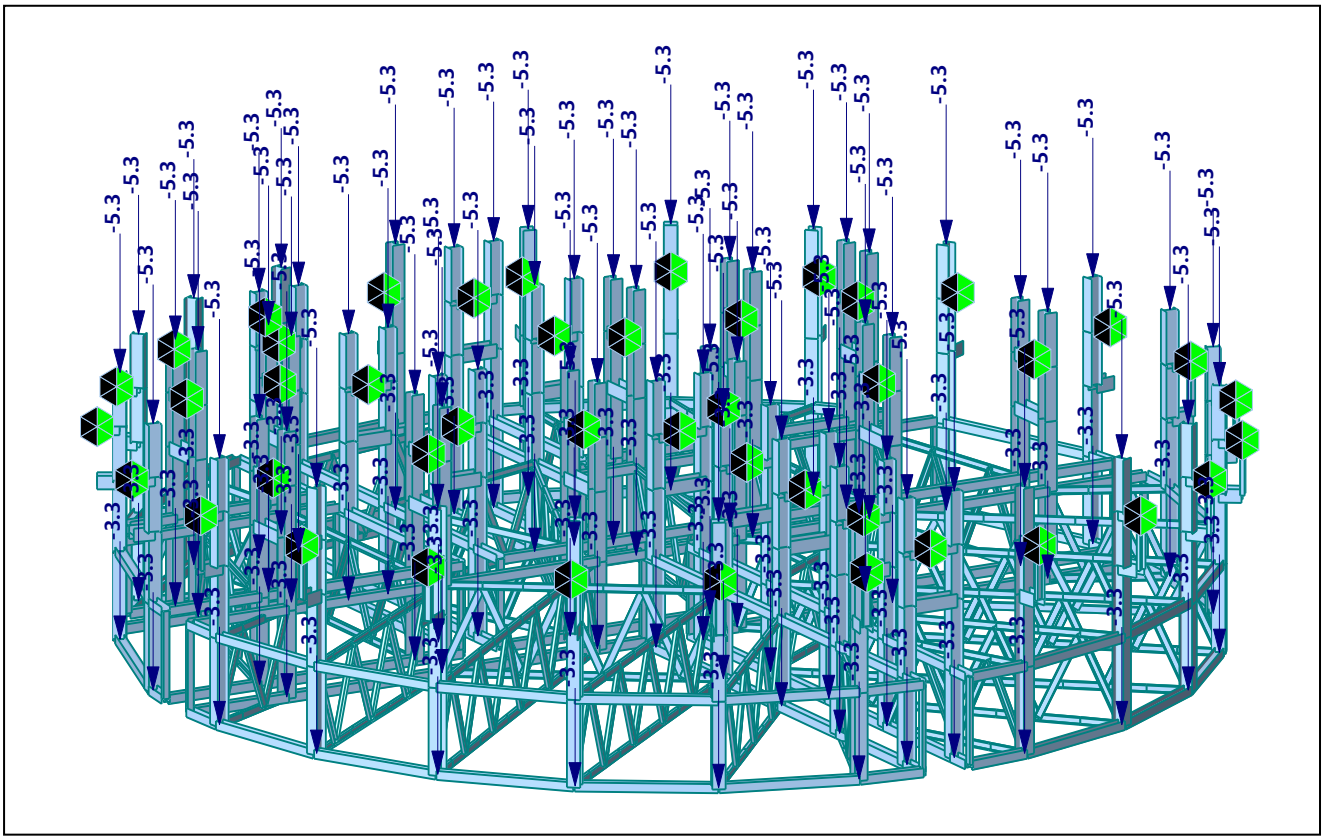


2-2) UNIFORM LOAD

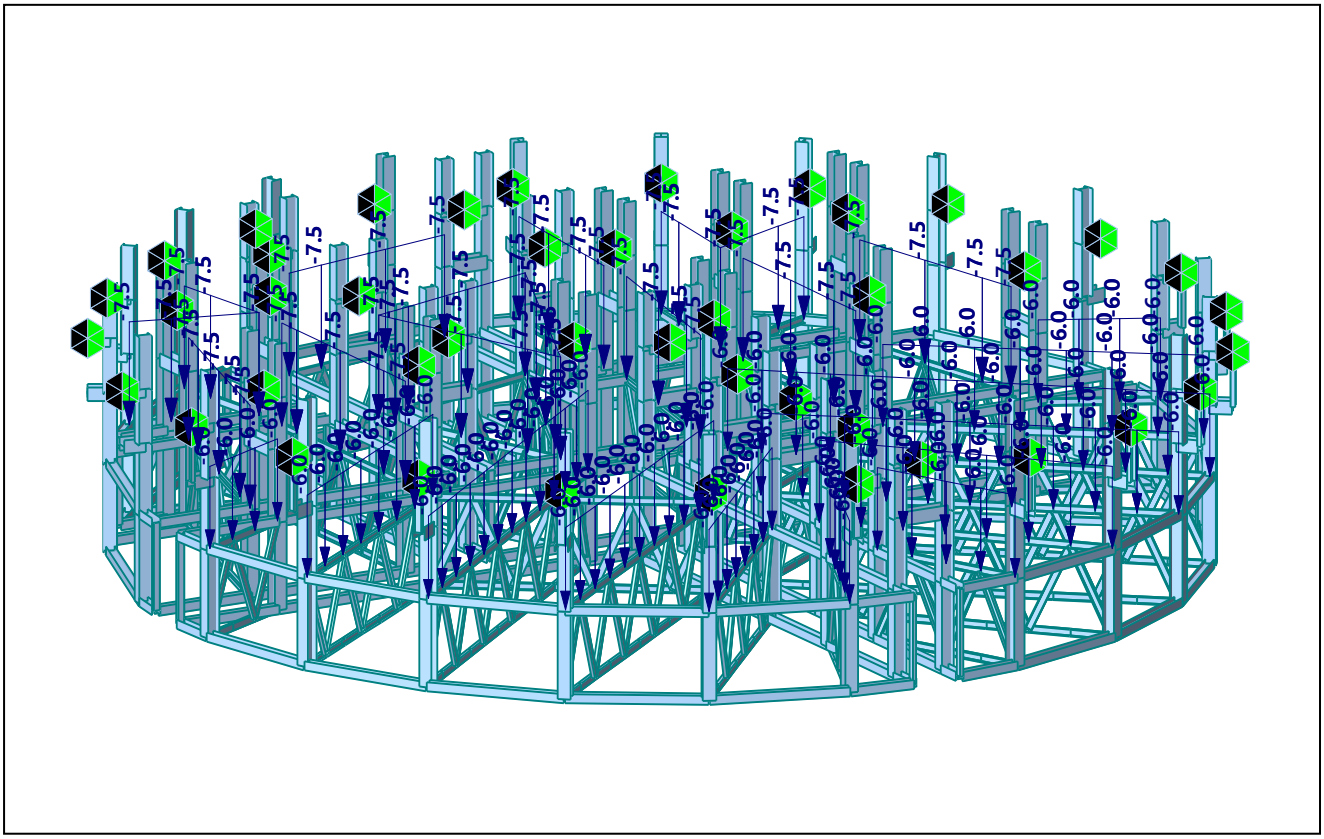


3) LIVE LOAD

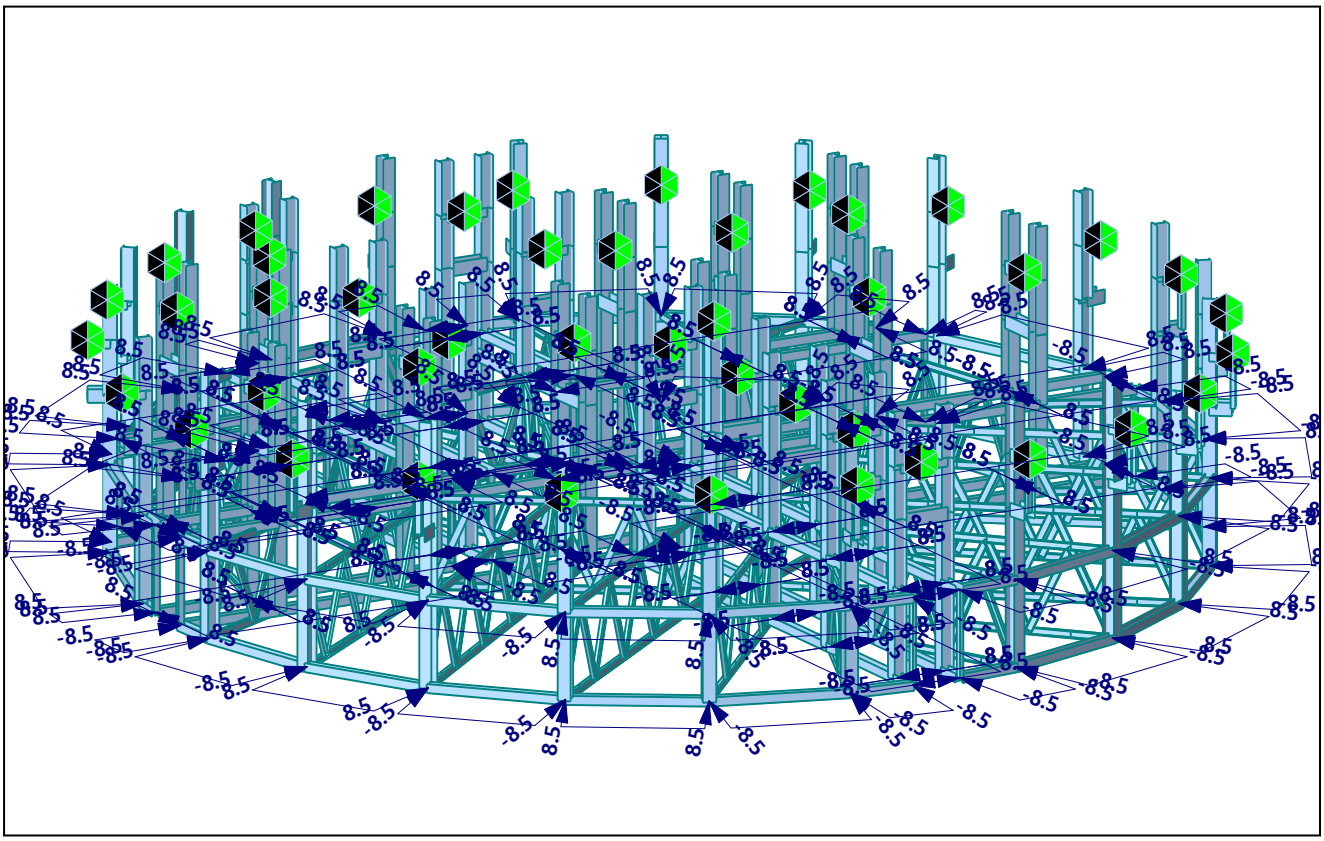
3-1) NODAL LOAD



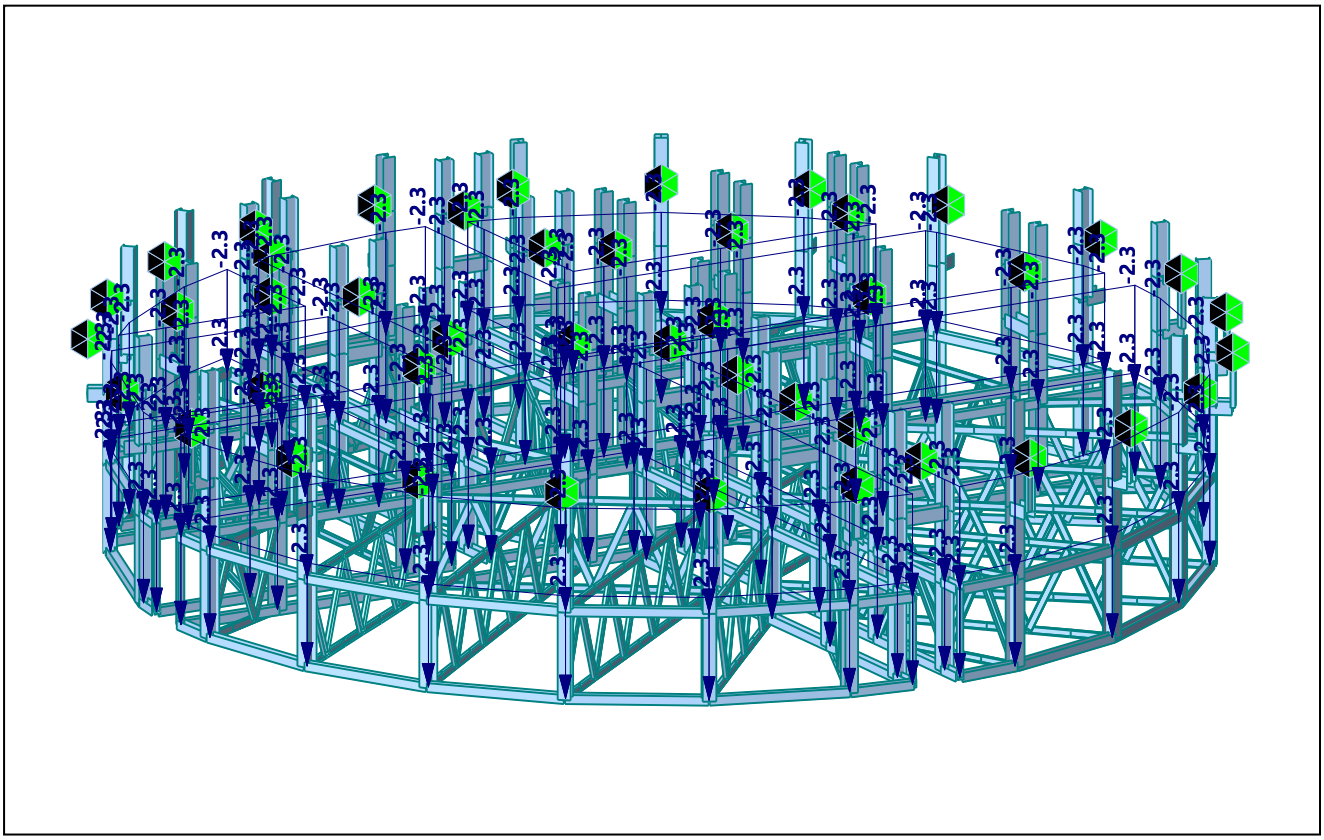
3-2) UNIFORM LOAD



4) LATERAL PRESSURE LOAD

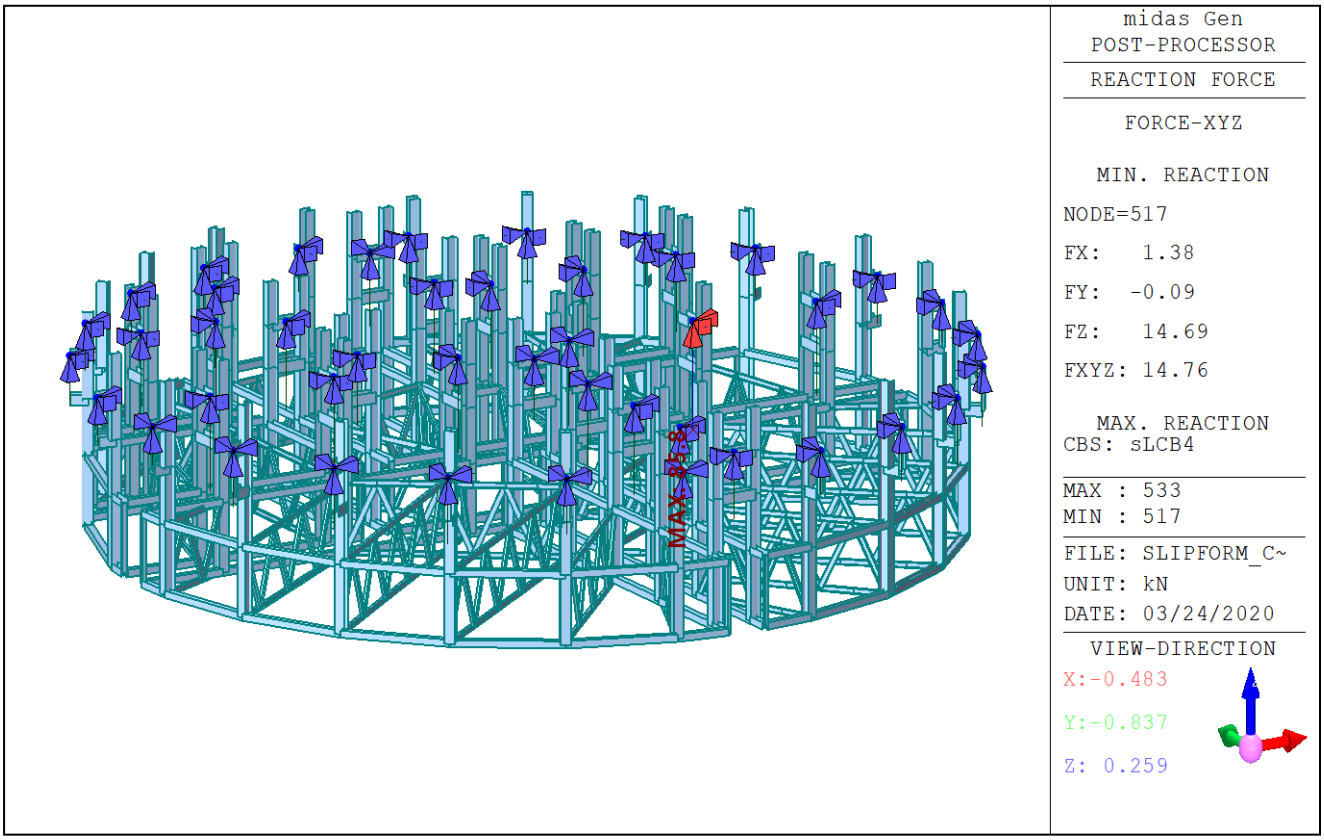


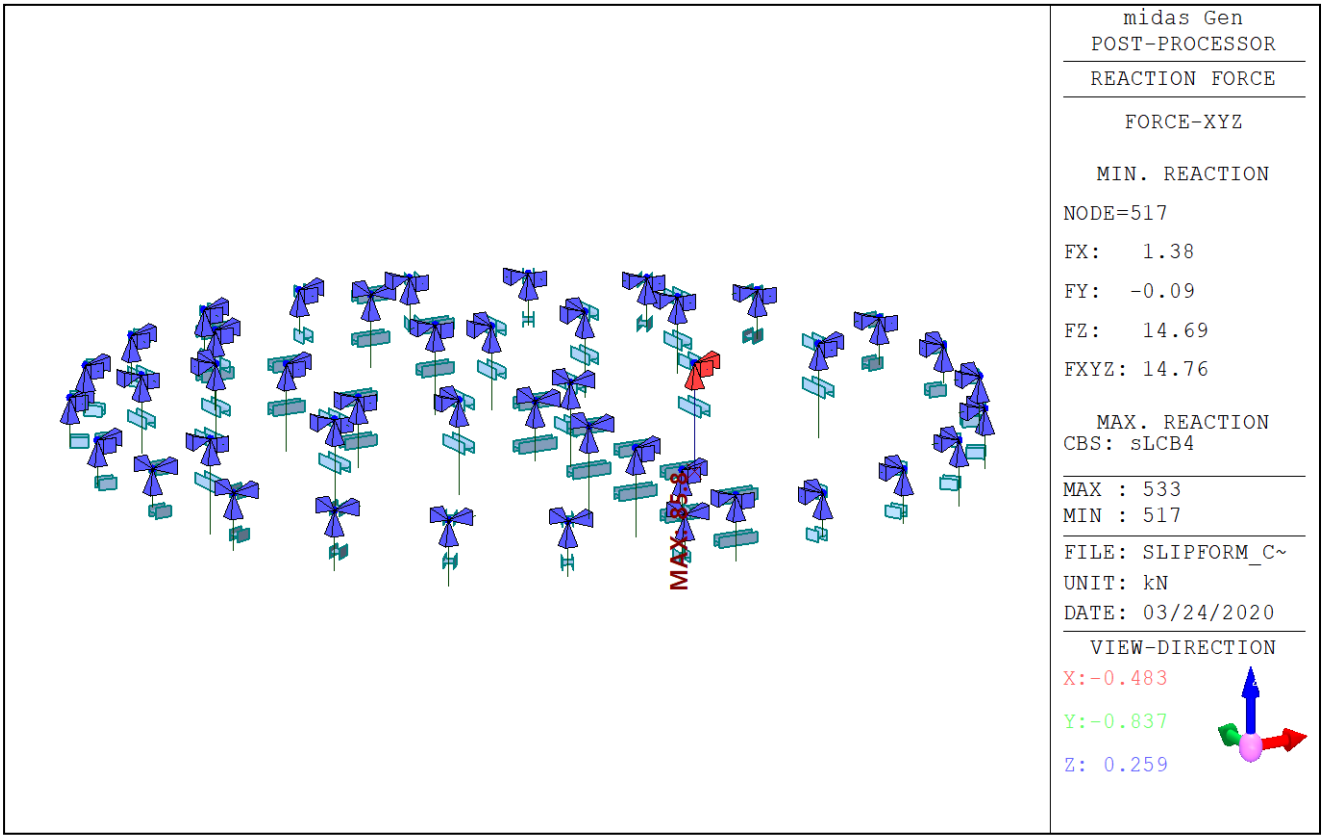
5) FRICTION LOAD



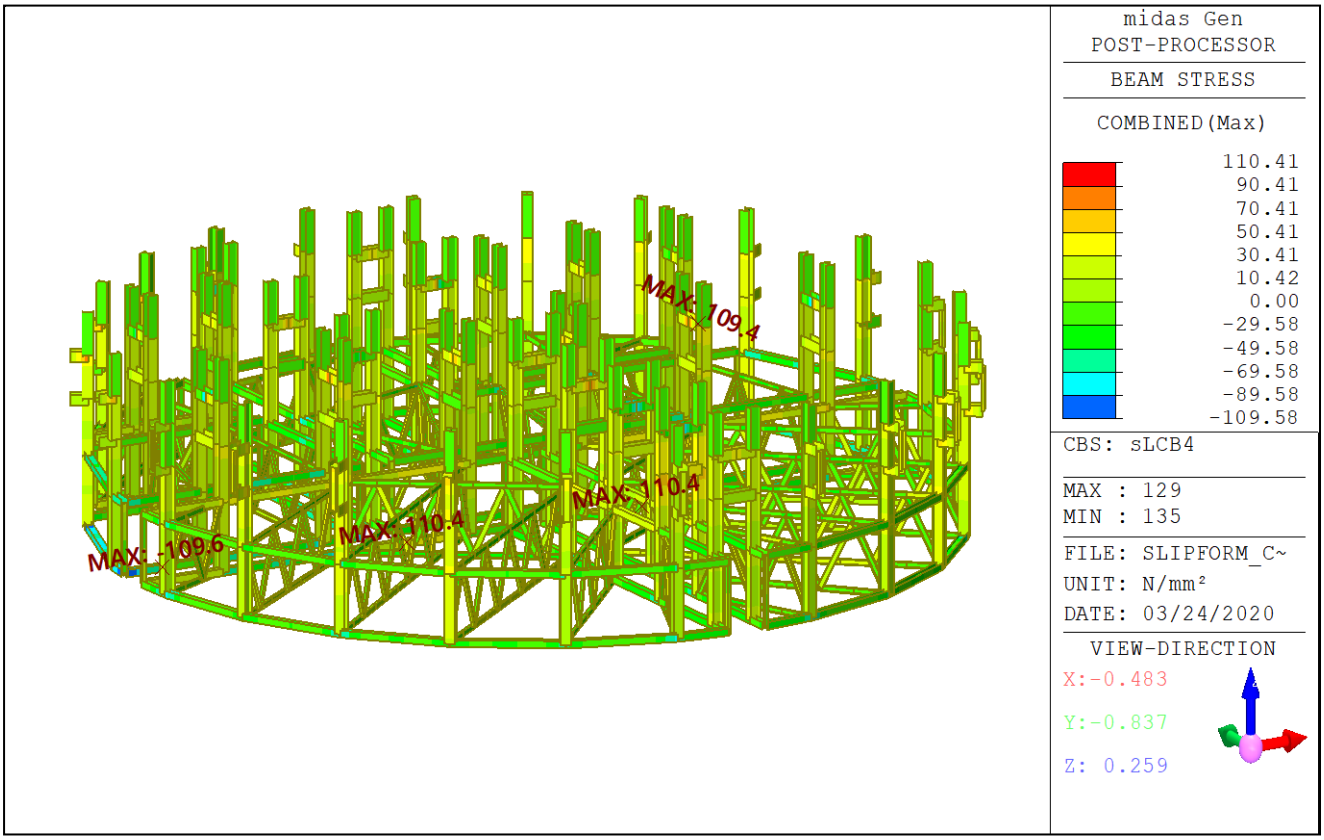
(3) OUTPUT RESULT

1) REACTION

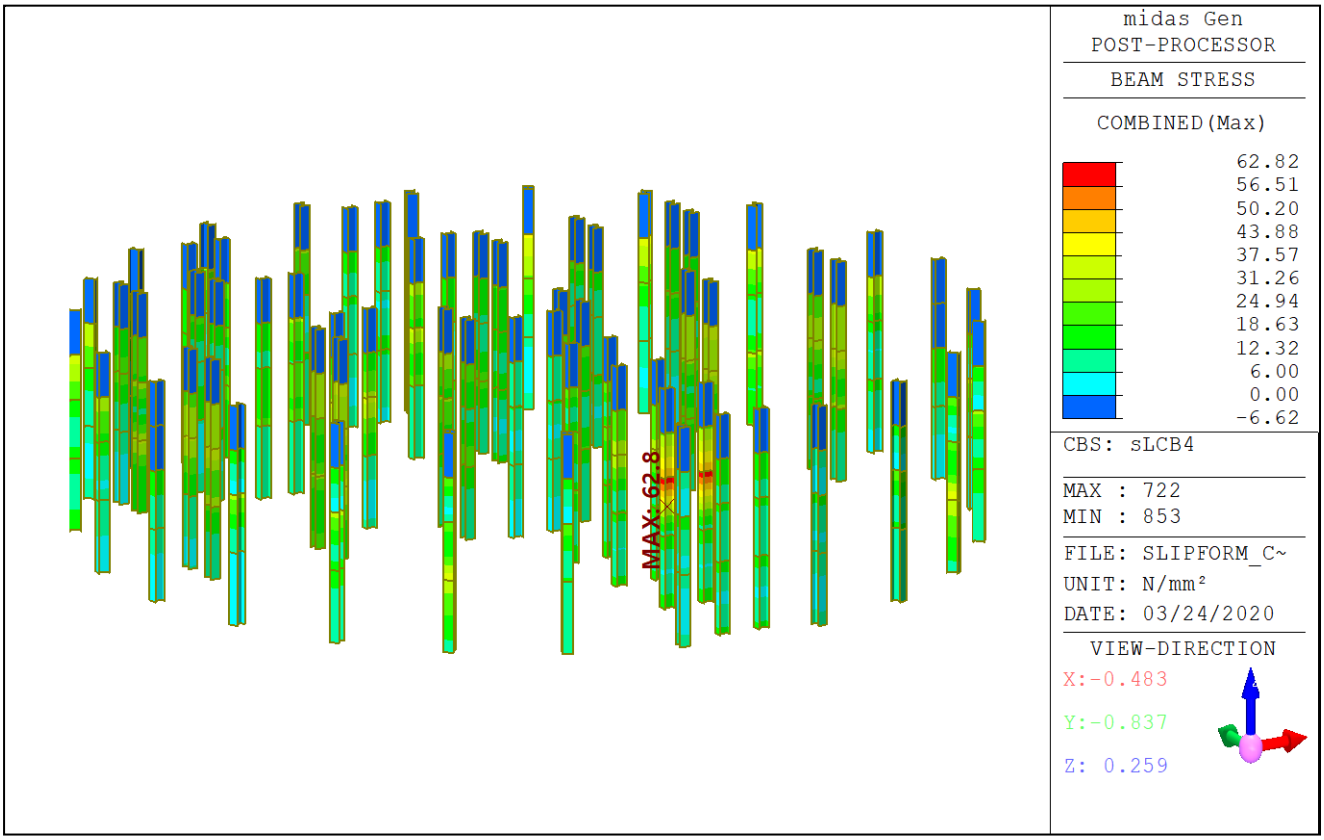




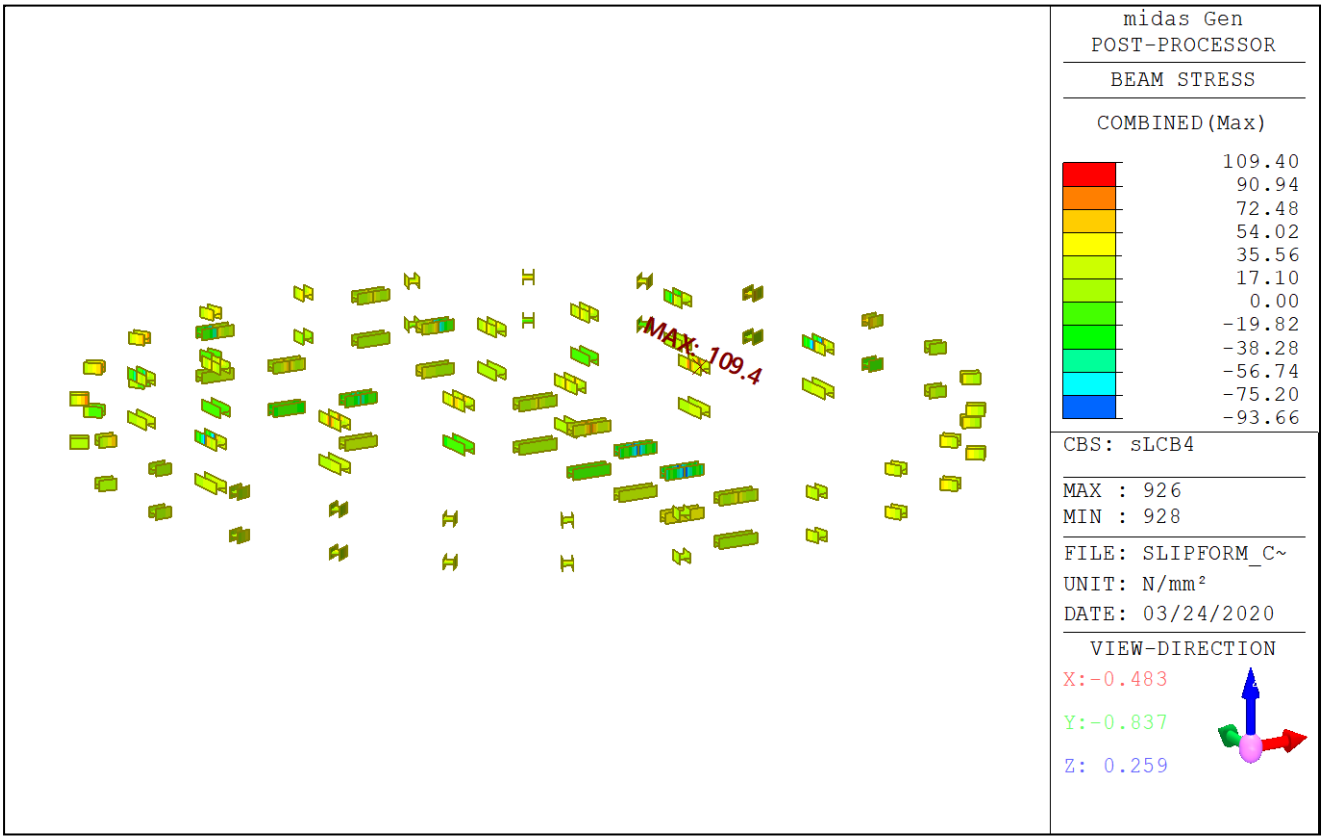
2) STRESS



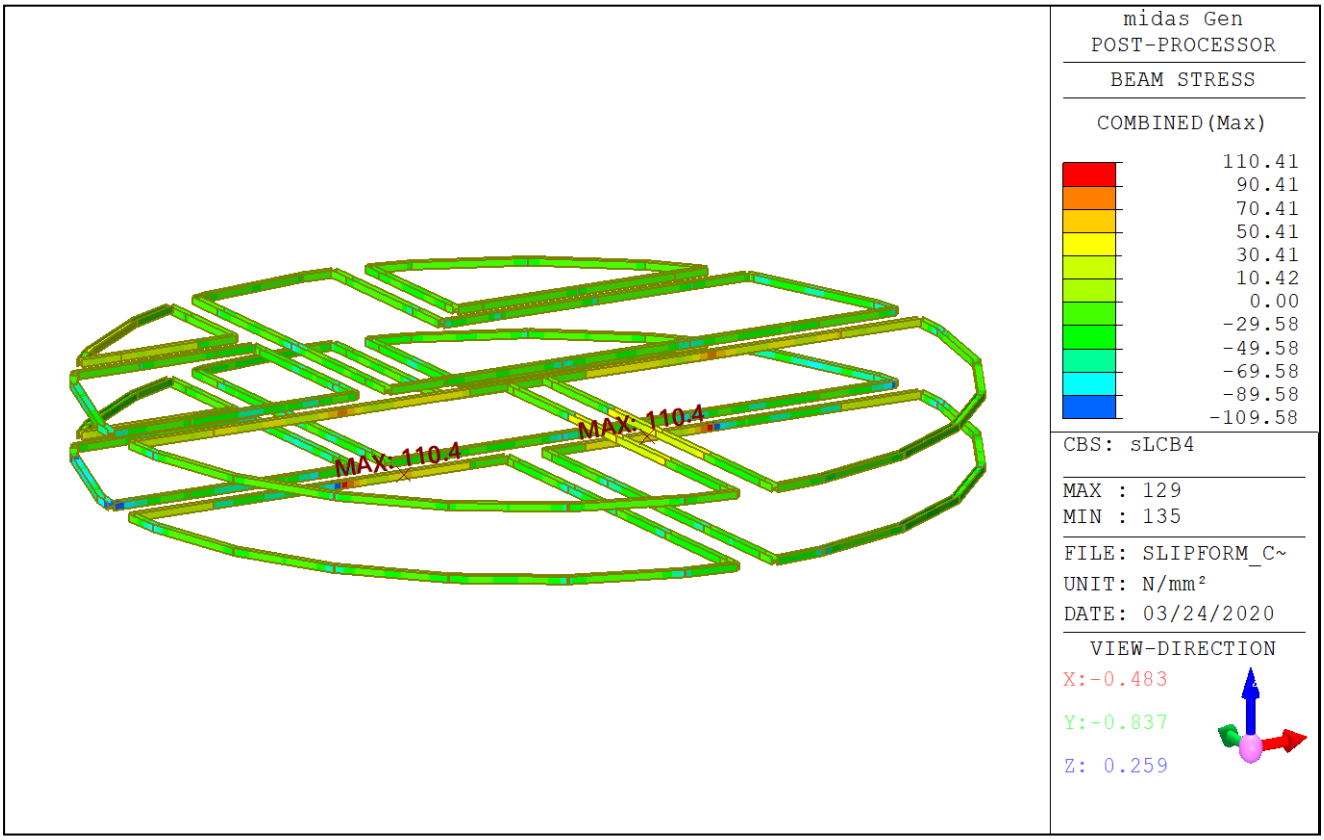
2-1) V-YOKE



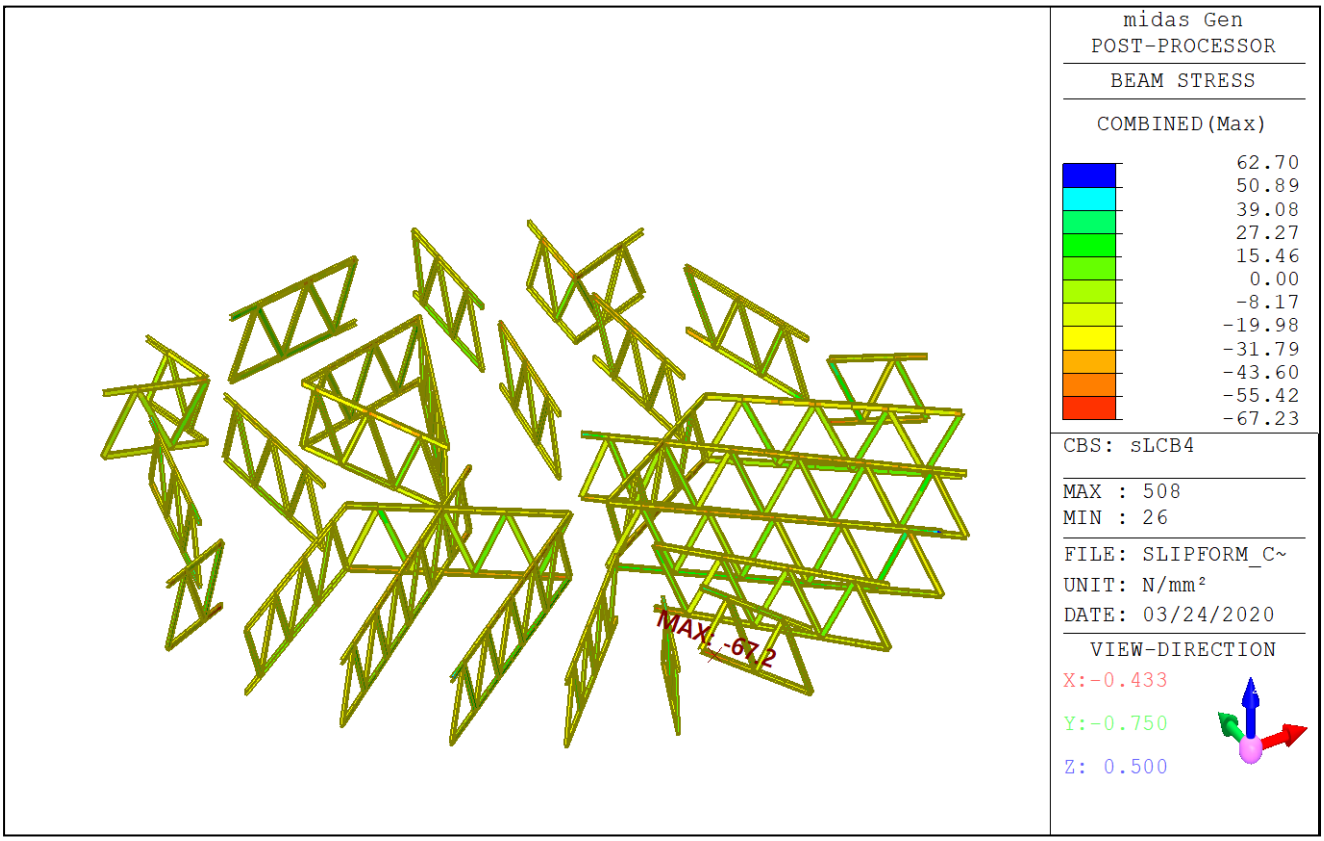
2-2) H-YOKE



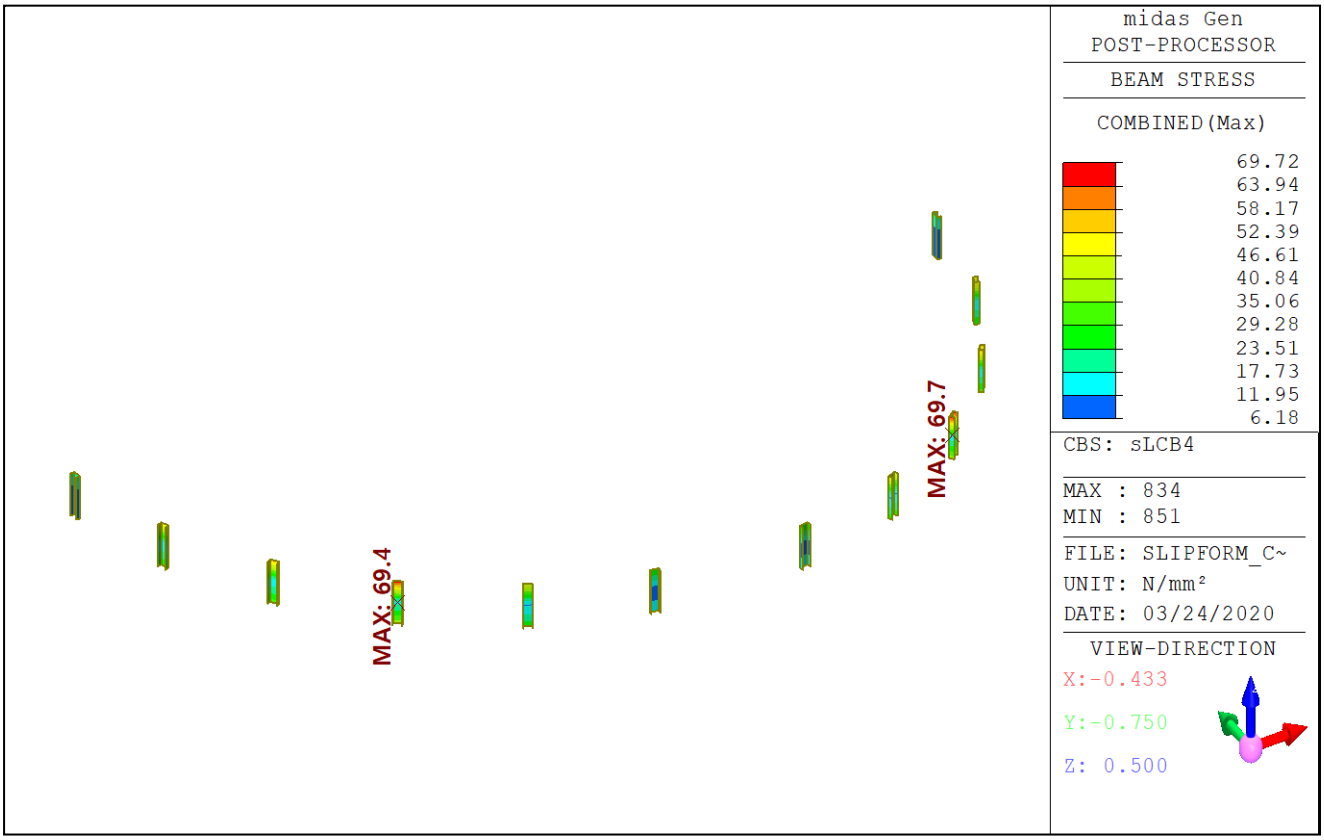
2-3) FORM 장선재 H-100X100



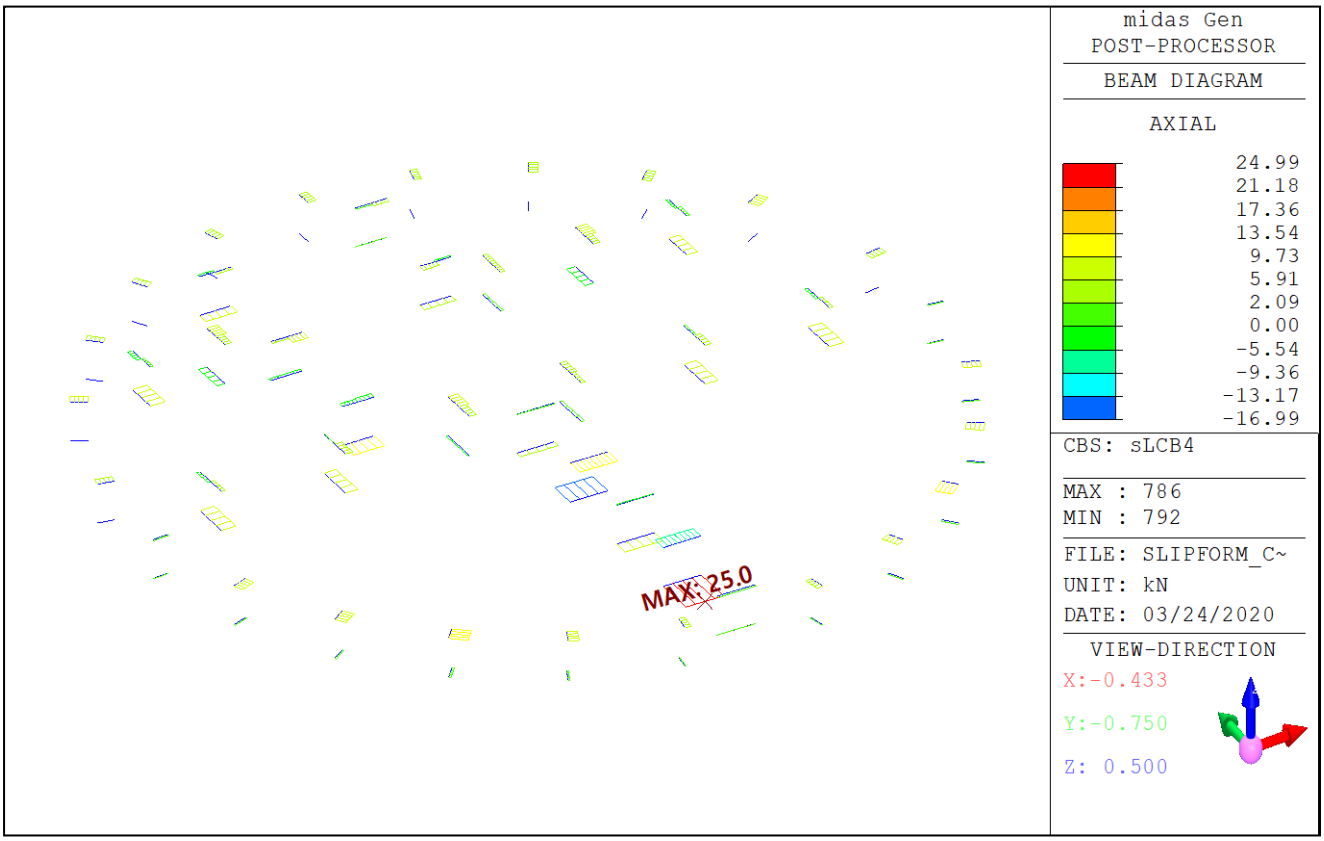
2-4) MIDDLE DECK



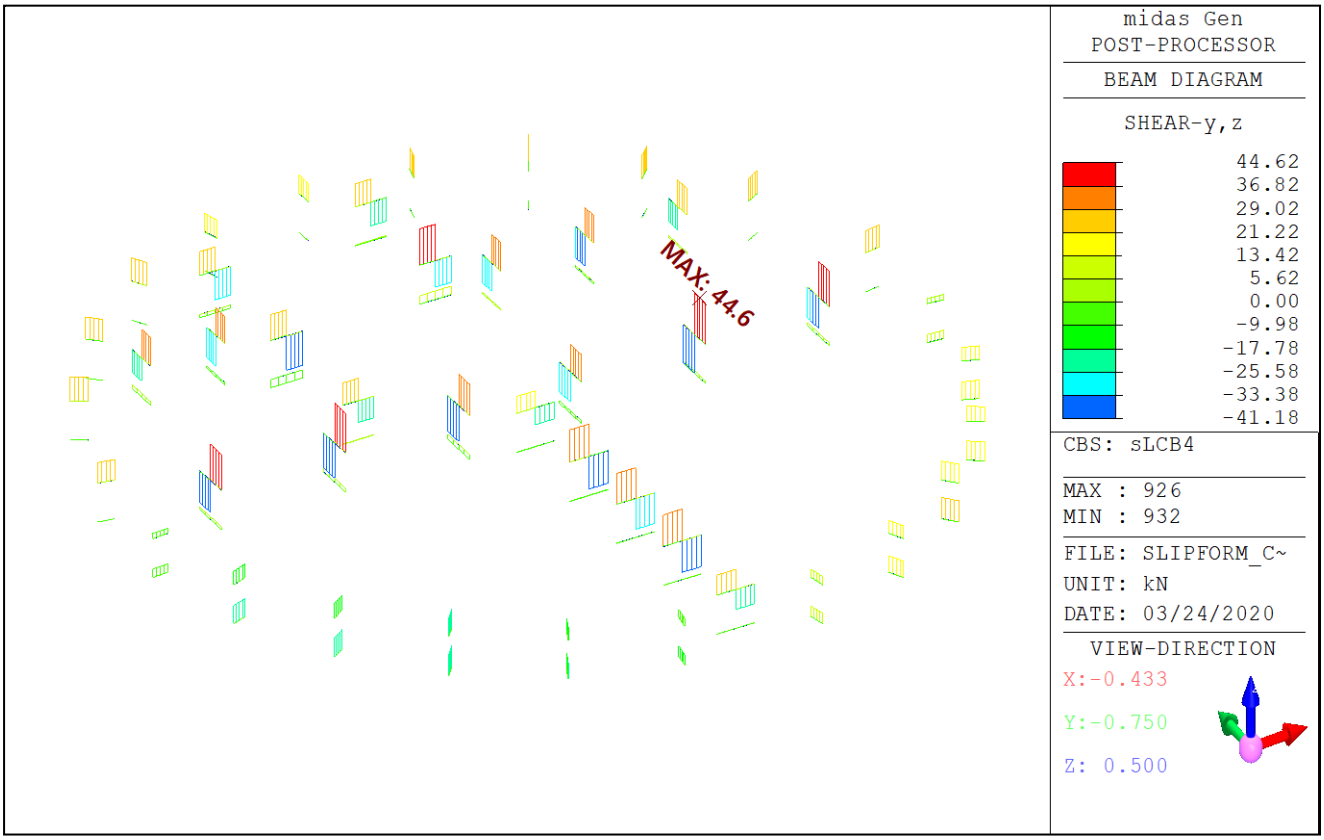
2-5) YOKE BRACE



3) AXIAL FORCE



4) SHEAR FORCE



(4) INPUT DATA

1) NORDAL LOAD

NODE	LOAD CASE	P	UNIT
3	DL	-0.7	kN
3	LL	-3.25	kN
4	DL	-0.7	kN
4	LL	-3.25	kN
5	LL	-3.25	kN
5	DL	-0.7	kN
6	LL	-3.25	kN
6	DL	-0.7	kN
9	LL	-3.25	kN
9	DL	-0.7	kN
10	LL	-3.25	kN
10	DL	-0.7	kN
19	LL	-3.25	kN
19	DL	-0.7	kN
20	LL	-3.25	kN
20	DL	-0.7	kN
25	DL	-0.7	kN
25	LL	-3.25	kN
26	LL	-3.25	kN
26	DL	-0.7	kN
35	DL	-0.7	kN
35	LL	-3.25	kN
36	LL	-3.25	kN
36	DL	-0.7	kN
45	DL	-0.7	kN
45	LL	-3.25	kN
46	LL	-3.25	kN
46	DL	-0.7	kN
59	DL	-0.7	kN
59	LL	-3.25	kN
60	DL	-0.7	kN
60	LL	-3.25	kN
67	LL	-3.25	kN
67	DL	-0.7	kN

68	LL	-3.25	kN
68	DL	-0.7	kN
91	LL	-3.25	kN
91	DL	-0.7	kN
92	LL	-3.25	kN
92	DL	-0.7	kN
101	DL	-0.7	kN
101	LL	-3.25	kN
102	LL	-3.25	kN
102	DL	-0.7	kN
110	DL	-0.7	kN
110	LL	-3.25	kN
111	DL	-0.7	kN
111	LL	-3.25	kN
112	DL	-0.7	kN
112	LL	-3.25	kN
115	LL	-3.25	kN
115	DL	-0.7	kN
116	LL	-3.25	kN
116	DL	-0.7	kN
117	LL	-3.25	kN
117	DL	-0.7	kN
120	DL	-0.7	kN
120	LL	-3.25	kN
121	DL	-0.7	kN
121	LL	-3.25	kN
124	DL	-0.7	kN
124	LL	-3.25	kN
125	LL	-3.25	kN
125	DL	-0.7	kN
126	LL	-3.25	kN
126	DL	-0.7	kN
127	LL	-3.25	kN
127	DL	-0.7	kN
129	DL	-0.7	kN
129	LL	-3.25	kN
130	DL	-0.7	kN

130	LL	-3.25	kN
131	LL	-3.25	kN
131	DL	-0.7	kN
132	LL	-3.25	kN
132	DL	-0.7	kN
147	DL	-0.7	kN
147	LL	-3.25	kN
148	DL	-0.7	kN
148	LL	-3.25	kN
149	LL	-3.25	kN
149	DL	-0.7	kN
150	LL	-3.25	kN
150	DL	-0.7	kN
152	LL	-3.25	kN
152	DL	-0.7	kN
153	LL	-3.25	kN
153	DL	-0.7	kN
154	DL	-0.7	kN
154	LL	-3.25	kN
158	LL	-3.25	kN
158	DL	-0.7	kN
159	LL	-3.25	kN
159	DL	-0.7	kN
163	LL	-3.25	kN
163	DL	-0.7	kN
164	DL	-0.7	kN
164	LL	-3.25	kN
165	DL	-0.7	kN
165	LL	-3.25	kN
168	LL	-3.25	kN
168	DL	-0.7	kN
169	LL	-3.25	kN
169	DL	-0.7	kN
172	DL	-0.7	kN
172	LL	-3.25	kN
173	DL	-0.7	kN
173	LL	-3.25	kN

176	LL	-3.25	kN
176	DL	-0.7	kN
177	LL	-3.25	kN
177	DL	-0.7	kN
181	LL	-3.25	kN
181	DL	-0.7	kN
182	LL	-3.25	kN
182	DL	-0.7	kN
183	LL	-3.25	kN
183	DL	-0.7	kN
184	LL	-3.25	kN
184	DL	-0.7	kN
188	LL	-3.25	kN
188	DL	-0.7	kN
189	LL	-3.25	kN
189	DL	-0.7	kN
192	DL	-0.7	kN
192	LL	-3.25	kN
193	DL	-0.7	kN
193	LL	-3.25	kN
196	DL	-0.7	kN
196	LL	-3.25	kN
593	DL	-2.1	kN
593	LL	-5.3	kN
594	DL	-2.1	kN
594	LL	-5.3	kN
595	LL	-5.3	kN
595	DL	-2.1	kN
596	LL	-5.3	kN
596	DL	-2.1	kN
597	LL	-5.3	kN
597	DL	-2.1	kN
598	LL	-5.3	kN
598	DL	-2.1	kN
599	DL	-2.1	kN
599	LL	-5.3	kN
600	DL	-2.1	kN

600	LL	-5.3	kN
601	DL	-2.1	kN
601	LL	-5.3	kN
602	LL	-5.3	kN
602	DL	-2.1	kN
603	DL	-2.1	kN
603	LL	-5.3	kN
604	DL	-2.1	kN
604	LL	-5.3	kN
605	DL	-2.1	kN
605	LL	-5.3	kN
606	LL	-5.3	kN
606	DL	-2.1	kN
607	DL	-2.1	kN
607	LL	-5.3	kN
608	DL	-2.1	kN
608	LL	-5.3	kN
609	LL	-5.3	kN
609	DL	-2.1	kN
610	LL	-5.3	kN
610	DL	-2.1	kN
611	LL	-5.3	kN
611	DL	-2.1	kN
612	LL	-5.3	kN
612	DL	-2.1	kN
613	DL	-2.1	kN
613	LL	-5.3	kN
614	LL	-5.3	kN
614	DL	-2.1	kN
615	LL	-5.3	kN
615	DL	-2.1	kN
616	LL	-5.3	kN
616	DL	-2.1	kN
617	DL	-2.1	kN
617	LL	-5.3	kN
618	DL	-2.1	kN
618	LL	-5.3	kN

619	DL	-2.1	kN
619	LL	-5.3	kN
620	LL	-5.3	kN
620	DL	-2.1	kN
621	LL	-5.3	kN
621	DL	-2.1	kN
622	LL	-5.3	kN
622	DL	-2.1	kN
623	DL	-2.1	kN
623	LL	-5.3	kN
624	DL	-2.1	kN
624	LL	-5.3	kN
625	DL	-2.1	kN
625	LL	-5.3	kN
626	LL	-5.3	kN
626	DL	-2.1	kN
627	LL	-5.3	kN
627	DL	-2.1	kN
628	LL	-5.3	kN
628	DL	-2.1	kN
629	DL	-2.1	kN
629	LL	-5.3	kN
630	DL	-2.1	kN
630	LL	-5.3	kN
631	DL	-2.1	kN
631	LL	-5.3	kN
632	LL	-5.3	kN
632	DL	-2.1	kN
633	LL	-5.3	kN
633	DL	-2.1	kN
634	LL	-5.3	kN
634	DL	-2.1	kN
635	DL	-2.1	kN
635	LL	-5.3	kN
636	DL	-2.1	kN
636	LL	-5.3	kN
637	DL	-2.1	kN

637	LL	-5.3	kN
638	LL	-5.3	kN
638	DL	-2.1	kN
639	LL	-5.3	kN
639	DL	-2.1	kN
640	LL	-5.3	kN
640	DL	-2.1	kN
641	DL	-2.1	kN
641	LL	-5.3	kN
642	DL	-2.1	kN
642	LL	-5.3	kN
643	DL	-2.1	kN
643	LL	-5.3	kN
644	LL	-5.3	kN
644	DL	-2.1	kN
645	LL	-5.3	kN
645	DL	-2.1	kN
646	LL	-5.3	kN
646	DL	-2.1	kN
647	DL	-2.1	kN
647	LL	-5.3	kN
648	DL	-2.1	kN
648	LL	-5.3	kN
649	DL	-2.1	kN
649	LL	-5.3	kN
650	LL	-5.3	kN
650	DL	-2.1	kN
651	LL	-5.3	kN
651	DL	-2.1	kN
652	LL	-5.3	kN
652	DL	-2.1	kN
653	DL	-2.1	kN
653	LL	-5.3	kN
654	DL	-2.1	kN
654	LL	-5.3	kN
655	DL	-2.1	kN
655	LL	-5.3	kN

656	LL	-5.3	kN
656	DL	-2.1	kN
657	LL	-5.3	kN
657	DL	-2.1	kN

2) UNIFORM LOAD

ELEMENT	LOAD CASE	P1	P2	UNIT
1	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
1	FL	-2.25	-2.25	kN/m
1	DL	-0.92	-0.92	kN/m
2	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
2	FL	-2.25	-2.25	kN/m
2	DL	-0.92	-0.92	kN/m
3	DL	-0.92	-0.92	kN/m
3	LTL	8.5	8.5	kN/m
3	FL	-2.25	-2.25	kN/m
4	DL	-0.92	-0.92	kN/m
4	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
4	FL	-2.25	-2.25	kN/m
7	DL	-0.92	-0.92	kN/m
7	FL	-2.25	-2.25	kN/m
7	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
8	FL	-2.25	-2.25	kN/m
8	DL	-0.92	-0.92	kN/m
8	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
13	LTL	8.5	8.5	kN/m
13	FL	-2.25	-2.25	kN/m
13	DL	-0.92	-0.92	kN/m
14	DL	-0.92	-0.92	kN/m
14	LTL	8.5	8.5	kN/m
14	FL	-2.25	-2.25	kN/m
15	DL	-0.92	-0.92	kN/m
15	LTL	8.5	8.5	kN/m
15	FL	-2.25	-2.25	kN/m
16	DL	-0.92	-0.92	kN/m
16	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
16	FL	-2.25	-2.25	kN/m
31	FL	-2.25	-2.25	kN/m
31	DL	-0.92	-0.92	kN/m
31	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
32	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
32	FL	-2.25	-2.25	kN/m

32	DL	-0.92	-0.92	kN/m
39	DL	-0.92	-0.92	kN/m
39	LTL	8.5	8.5	kN/m
39	FL	-2.25	-2.25	kN/m
40	DL	-0.92	-0.92	kN/m
40	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
40	FL	-2.25	-2.25	kN/m
53	LTL	8.5	8.5	kN/m
53	FL	-2.25	-2.25	kN/m
53	DL	-0.92	-0.92	kN/m
54	DL	-0.92	-0.92	kN/m
54	LTL	8.5	8.5	kN/m
54	FL	-2.25	-2.25	kN/m
63	DL	-0.92	-0.92	kN/m
63	LTL	8.5	8.5	kN/m
63	FL	-2.25	-2.25	kN/m
64	DL	-0.92	-0.92	kN/m
64	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
64	FL	-2.25	-2.25	kN/m
85	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
85	FL	-2.25	-2.25	kN/m
85	DL	-0.92	-0.92	kN/m
86	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
86	FL	-2.25	-2.25	kN/m
86	DL	-0.92	-0.92	kN/m
93	FL	-2.25	-2.25	kN/m
93	DL	-0.92	-0.92	kN/m
93	LTL	8.5	8.5	kN/m
94	FL	-2.25	-2.25	kN/m
94	DL	-0.92	-0.92	kN/m
94	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
113	FL	-2.25	-2.25	kN/m
113	DL	-0.92	-0.92	kN/m
113	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
116	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
116	FL	-2.25	-2.25	kN/m
116	DL	-0.92	-0.92	kN/m

119	FL	-2.25	-2.25	kN/m
119	DL	-0.92	-0.92	kN/m
119	LTL	8.5	8.5	kN/m
120	FL	-2.25	-2.25	kN/m
120	DL	-0.92	-0.92	kN/m
120	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
127	LTL	8.5	8.5	kN/m
127	FL	-2.25	-2.25	kN/m
127	DL	-0.92	-0.92	kN/m
128	LTL	8.5	8.5	kN/m
128	FL	-2.25	-2.25	kN/m
128	DL	-0.92	-0.92	kN/m
129	FL	-2.25	-2.25	kN/m
129	DL	-0.92	-0.92	kN/m
129	LTL	8.5	8.5	kN/m
130	FL	-2.25	-2.25	kN/m
130	DL	-0.92	-0.92	kN/m
130	LTL	8.5	8.5	kN/m
131	DL	-0.92	-0.92	kN/m
131	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
131	FL	-2.25	-2.25	kN/m
132	DL	-0.92	-0.92	kN/m
132	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
132	FL	-2.25	-2.25	kN/m
133	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
133	FL	-2.25	-2.25	kN/m
133	DL	-0.92	-0.92	kN/m
134	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
134	FL	-2.25	-2.25	kN/m
134	DL	-0.92	-0.92	kN/m
135	LTL	8.5	8.5	kN/m
135	FL	-2.25	-2.25	kN/m
135	DL	-0.92	-0.92	kN/m
136	FL	-2.25	-2.25	kN/m
136	DL	-0.92	-0.92	kN/m
136	LTL	8.5	8.5	kN/m
137	LTL	-8.5	-8.5	kN/m

137	FL	-2.25	-2.25	kN/m
137	DL	-0.92	-0.92	kN/m
138	DL	-0.92	-0.92	kN/m
138	LTL	8.5	8.5	kN/m
138	FL	-2.25	-2.25	kN/m
139	DL	-0.92	-0.92	kN/m
139	LTL	8.5	8.5	kN/m
139	FL	-2.25	-2.25	kN/m
140	LTL	8.5	8.5	kN/m
140	FL	-2.25	-2.25	kN/m
140	DL	-0.92	-0.92	kN/m
141	LTL	8.5	8.5	kN/m
141	FL	-2.25	-2.25	kN/m
141	DL	-0.92	-0.92	kN/m
142	LTL	8.5	8.5	kN/m
142	FL	-2.25	-2.25	kN/m
142	DL	-0.92	-0.92	kN/m
143	FL	-2.25	-2.25	kN/m
143	DL	-0.92	-0.92	kN/m
143	LTL	8.5	8.5	kN/m
144	FL	-2.25	-2.25	kN/m
144	DL	-0.92	-0.92	kN/m
144	LTL	8.5	8.5	kN/m
145	LTL	8.5	8.5	kN/m
145	FL	-2.25	-2.25	kN/m
145	DL	-0.92	-0.92	kN/m
146	DL	-0.92	-0.92	kN/m
146	LTL	8.5	8.5	kN/m
146	FL	-2.25	-2.25	kN/m
156	LTL	8.5	8.5	kN/m
156	FL	-2.25	-2.25	kN/m
156	DL	-0.92	-0.92	kN/m
157	LTL	8.5	8.5	kN/m
157	FL	-2.25	-2.25	kN/m
157	DL	-0.92	-0.92	kN/m
163	LTL	8.5	8.5	kN/m
163	FL	-2.25	-2.25	kN/m

163	DL	-0.92	-0.92	kN/m
164	FL	-2.25	-2.25	kN/m
164	DL	-0.92	-0.92	kN/m
164	LTL	8.5	8.5	kN/m
172	FL	-2.25	-2.25	kN/m
172	DL	-0.92	-0.92	kN/m
172	LTL	8.5	8.5	kN/m
173	LTL	8.5	8.5	kN/m
173	DL	-0.92	-0.92	kN/m
173	FL	-2.25	-2.25	kN/m
174	DL	-0.92	-0.92	kN/m
174	LTL	8.5	8.5	kN/m
174	FL	-2.25	-2.25	kN/m
175	LTL	8.5	8.5	kN/m
175	FL	-2.25	-2.25	kN/m
175	DL	-0.92	-0.92	kN/m
176	LTL	8.5	8.5	kN/m
176	FL	-2.25	-2.25	kN/m
176	DL	-0.92	-0.92	kN/m
177	LTL	8.5	8.5	kN/m
177	FL	-2.25	-2.25	kN/m
177	DL	-0.92	-0.92	kN/m
178	FL	-2.25	-2.25	kN/m
178	DL	-0.92	-0.92	kN/m
178	LTL	8.5	8.5	kN/m
180	FL	-2.25	-2.25	kN/m
180	DL	-0.92	-0.92	kN/m
180	LTL	8.5	8.5	kN/m
181	DL	-0.92	-0.92	kN/m
181	LTL	8.5	8.5	kN/m
181	FL	-2.25	-2.25	kN/m
182	DL	-0.92	-0.92	kN/m
182	LTL	8.5	8.5	kN/m
182	FL	-2.25	-2.25	kN/m
183	LTL	8.5	8.5	kN/m
183	DL	-0.92	-0.92	kN/m
183	FL	-2.25	-2.25	kN/m

186	LTL	8.5	8.5	kN/m
186	FL	-2.25	-2.25	kN/m
186	DL	-0.92	-0.92	kN/m
187	LTL	8.5	8.5	kN/m
187	FL	-2.25	-2.25	kN/m
187	DL	-0.92	-0.92	kN/m
188	FL	-2.25	-2.25	kN/m
188	DL	-0.92	-0.92	kN/m
188	LTL	8.5	8.5	kN/m
189	FL	-2.25	-2.25	kN/m
189	DL	-0.92	-0.92	kN/m
189	LTL	8.5	8.5	kN/m
190	DL	-0.92	-0.92	kN/m
190	LTL	8.5	8.5	kN/m
190	FL	-2.25	-2.25	kN/m
193	DL	-0.92	-0.92	kN/m
193	LTL	8.5	8.5	kN/m
193	FL	-2.25	-2.25	kN/m
194	LTL	8.5	8.5	kN/m
194	FL	-2.25	-2.25	kN/m
194	DL	-0.92	-0.92	kN/m
195	LTL	8.5	8.5	kN/m
195	FL	-2.25	-2.25	kN/m
195	DL	-0.92	-0.92	kN/m
197	LTL	8.5	8.5	kN/m
197	FL	-2.25	-2.25	kN/m
197	DL	-0.92	-0.92	kN/m
200	FL	-2.25	-2.25	kN/m
200	DL	-0.92	-0.92	kN/m
200	LTL	8.5	8.5	kN/m
203	FL	-2.25	-2.25	kN/m
203	DL	-0.92	-0.92	kN/m
203	LTL	8.5	8.5	kN/m
205	DL	-0.92	-0.92	kN/m
205	LTL	8.5	8.5	kN/m
205	FL	-2.25	-2.25	kN/m
206	DL	-0.92	-0.92	kN/m

206	LTL	8.5	8.5	kN/m
206	FL	-2.25	-2.25	kN/m
207	LTL	8.5	8.5	kN/m
207	FL	-2.25	-2.25	kN/m
207	DL	-0.92	-0.92	kN/m
208	LTL	8.5	8.5	kN/m
208	FL	-2.25	-2.25	kN/m
208	DL	-0.92	-0.92	kN/m
209	LTL	8.5	8.5	kN/m
209	FL	-2.25	-2.25	kN/m
209	DL	-0.92	-0.92	kN/m
214	FL	-2.25	-2.25	kN/m
214	DL	-0.92	-0.92	kN/m
214	LTL	8.5	8.5	kN/m
216	FL	-2.25	-2.25	kN/m
216	DL	-0.92	-0.92	kN/m
216	LTL	8.5	8.5	kN/m
217	DL	-0.92	-0.92	kN/m
217	LTL	8.5	8.5	kN/m
217	FL	-2.25	-2.25	kN/m
218	DL	-0.92	-0.92	kN/m
218	LTL	8.5	8.5	kN/m
218	FL	-2.25	-2.25	kN/m
221	LTL	8.5	8.5	kN/m
221	FL	-2.25	-2.25	kN/m
221	DL	-0.92	-0.92	kN/m
222	LTL	8.5	8.5	kN/m
222	FL	-2.25	-2.25	kN/m
222	DL	-0.92	-0.92	kN/m
223	LTL	8.5	8.5	kN/m
223	FL	-2.25	-2.25	kN/m
223	DL	-0.92	-0.92	kN/m
224	FL	-2.25	-2.25	kN/m
224	DL	-0.92	-0.92	kN/m
224	LTL	8.5	8.5	kN/m
225	FL	-2.25	-2.25	kN/m
225	DL	-0.92	-0.92	kN/m

225	LTL	8.5	8.5	kN/m
226	DL	-0.92	-0.92	kN/m
226	LTL	8.5	8.5	kN/m
226	FL	-2.25	-2.25	kN/m
485	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
485	FL	-2.25	-2.25	kN/m
486	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
486	FL	-2.25	-2.25	kN/m
487	LTL	8.5	8.5	kN/m
487	FL	-2.25	-2.25	kN/m
488	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
488	FL	-2.25	-2.25	kN/m
489	LL	-6	-6	kN/m
489	DL	-0.6	-0.6	kN/m
490	LL	-6	-6	kN/m
490	DL	-0.6	-0.6	kN/m
491	FL	-2.25	-2.25	kN/m
491	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
492	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
492	FL	-2.25	-2.25	kN/m
493	DL	-0.6	-0.6	kN/m
493	LL	-6	-6	kN/m
494	LL	-6	-6	kN/m
494	DL	-0.6	-0.6	kN/m
495	DL	-0.6	-0.6	kN/m
495	LL	-6	-6	kN/m
496	DL	-0.6	-0.6	kN/m
496	LL	-6	-6	kN/m
497	LTL	8.5	8.5	kN/m
497	FL	-2.25	-2.25	kN/m
498	LTL	8.5	8.5	kN/m
498	FL	-2.25	-2.25	kN/m
499	LTL	8.5	8.5	kN/m
499	FL	-2.25	-2.25	kN/m
500	FL	-2.25	-2.25	kN/m
500	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
501	DL	-0.6	-0.6	kN/m

501	LL	-6	-6	kN/m
502	DL	-0.6	-0.6	kN/m
502	LL	-6	-6	kN/m
503	DL	-0.6	-0.6	kN/m
503	LL	-6	-6	kN/m
504	DL	-0.6	-0.6	kN/m
504	LL	-6	-6	kN/m
505	LL	-6	-6	kN/m
505	DL	-0.6	-0.6	kN/m
506	LL	-6	-6	kN/m
506	DL	-0.6	-0.6	kN/m
507	DL	-0.6	-0.6	kN/m
507	LL	-6	-6	kN/m
508	LL	-6	-6	kN/m
508	DL	-0.6	-0.6	kN/m
509	DL	-0.6	-0.6	kN/m
509	LL	-6	-6	kN/m
510	DL	-0.6	-0.6	kN/m
510	LL	-6	-6	kN/m
511	LL	-6	-6	kN/m
511	DL	-0.6	-0.6	kN/m
512	LL	-6	-6	kN/m
512	DL	-0.6	-0.6	kN/m
513	DL	-0.6	-0.6	kN/m
513	LL	-6	-6	kN/m
514	DL	-0.6	-0.6	kN/m
514	LL	-6	-6	kN/m
515	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
515	FL	-2.25	-2.25	kN/m
516	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
516	FL	-2.25	-2.25	kN/m
517	DL	-0.6	-0.6	kN/m
517	LL	-6	-6	kN/m
518	LL	-6	-6	kN/m
518	DL	-0.6	-0.6	kN/m
519	DL	-0.6	-0.6	kN/m
519	LL	-6	-6	kN/m

520	DL	-0.6	-0.6	kN/m
520	LL	-6	-6	kN/m
521	DL	-0.6	-0.6	kN/m
521	LL	-6	-6	kN/m
522	LL	-6	-6	kN/m
522	DL	-0.6	-0.6	kN/m
523	FL	-2.25	-2.25	kN/m
523	LTL	8.5	8.5	kN/m
524	FL	-2.25	-2.25	kN/m
524	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
525	DL	-0.6	-0.6	kN/m
525	LL	-6	-6	kN/m
526	LL	-6	-6	kN/m
526	DL	-0.6	-0.6	kN/m
527	DL	-0.6	-0.6	kN/m
527	LL	-6	-6	kN/m
528	LL	-6	-6	kN/m
528	DL	-0.6	-0.6	kN/m
529	DL	-0.6	-0.6	kN/m
529	LL	-6	-6	kN/m
530	DL	-0.6	-0.6	kN/m
530	LL	-6	-6	kN/m
531	DL	-0.6	-0.6	kN/m
531	LL	-6	-6	kN/m
532	LL	-6	-6	kN/m
532	DL	-0.6	-0.6	kN/m
533	DL	-0.6	-0.6	kN/m
533	LL	-6	-6	kN/m
534	DL	-0.6	-0.6	kN/m
534	LL	-6	-6	kN/m
535	DL	-0.6	-0.6	kN/m
535	LL	-6	-6	kN/m
536	LL	-6	-6	kN/m
536	DL	-0.6	-0.6	kN/m
537	LTL	8.5	8.5	kN/m
537	FL	-2.25	-2.25	kN/m
538	LTL	8.5	8.5	kN/m

538	FL	-2.25	-2.25	kN/m
539	LL	-6	-6	kN/m
539	DL	-0.6	-0.6	kN/m
540	LL	-6	-6	kN/m
540	DL	-0.6	-0.6	kN/m
541	LL	-6	-6	kN/m
541	DL	-0.6	-0.6	kN/m
542	LL	-6	-6	kN/m
542	DL	-0.6	-0.6	kN/m
543	LL	-6	-6	kN/m
543	DL	-0.6	-0.6	kN/m
544	LL	-6	-6	kN/m
544	DL	-0.6	-0.6	kN/m
545	LL	-6	-6	kN/m
545	DL	-0.6	-0.6	kN/m
546	LL	-6	-6	kN/m
546	DL	-0.6	-0.6	kN/m
547	LTL	8.5	8.5	kN/m
547	FL	-2.25	-2.25	kN/m
548	FL	-2.25	-2.25	kN/m
548	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
549	DL	-0.6	-0.6	kN/m
549	LL	-6	-6	kN/m
550	DL	-0.6	-0.6	kN/m
550	LL	-6	-6	kN/m
551	LL	-6	-6	kN/m
551	DL	-0.6	-0.6	kN/m
552	LL	-6	-6	kN/m
552	DL	-0.6	-0.6	kN/m
553	LL	-6	-6	kN/m
553	DL	-0.6	-0.6	kN/m
554	DL	-0.6	-0.6	kN/m
554	LL	-6	-6	kN/m
555	DL	-0.6	-0.6	kN/m
555	LL	-6	-6	kN/m
556	LL	-6	-6	kN/m
556	DL	-0.6	-0.6	kN/m

557	LL	-6	-6	kN/m
557	DL	-0.6	-0.6	kN/m
558	LL	-6	-6	kN/m
558	DL	-0.6	-0.6	kN/m
559	DL	-0.6	-0.6	kN/m
559	LL	-6	-6	kN/m
560	DL	-0.6	-0.6	kN/m
560	LL	-6	-6	kN/m
563	LL	-6	-6	kN/m
563	DL	-0.6	-0.6	kN/m
564	LL	-6	-6	kN/m
564	DL	-0.6	-0.6	kN/m
565	DL	-0.6	-0.6	kN/m
565	LL	-6	-6	kN/m
566	DL	-0.6	-0.6	kN/m
566	LL	-6	-6	kN/m
569	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
569	FL	-2.25	-2.25	kN/m
570	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
570	FL	-2.25	-2.25	kN/m
571	DL	-0.6	-0.6	kN/m
571	LL	-6	-6	kN/m
572	LL	-6	-6	kN/m
572	DL	-0.6	-0.6	kN/m
575	DL	-0.6	-0.6	kN/m
575	LL	-6	-6	kN/m
576	DL	-0.6	-0.6	kN/m
576	LL	-6	-6	kN/m
577	FL	-2.25	-2.25	kN/m
577	LTL	8.5	8.5	kN/m
578	FL	-2.25	-2.25	kN/m
578	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
579	DL	-0.6	-0.6	kN/m
579	LL	-6	-6	kN/m
580	LL	-6	-6	kN/m
580	DL	-0.6	-0.6	kN/m
583	DL	-0.6	-0.6	kN/m

583	LL	-6	-6	kN/m
584	DL	-0.6	-0.6	kN/m
584	LL	-6	-6	kN/m
586	LL	-6	-6	kN/m
586	DL	-0.6	-0.6	kN/m
587	LL	-6	-6	kN/m
587	DL	-0.6	-0.6	kN/m
589	DL	-0.6	-0.6	kN/m
589	LL	-6	-6	kN/m
590	LL	-6	-6	kN/m
590	DL	-0.6	-0.6	kN/m
591	LL	-6	-6	kN/m
591	DL	-0.6	-0.6	kN/m
592	LL	-6	-6	kN/m
592	DL	-0.6	-0.6	kN/m
594	LL	-6	-6	kN/m
594	DL	-0.6	-0.6	kN/m
595	LL	-6	-6	kN/m
595	DL	-0.6	-0.6	kN/m
597	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
597	FL	-2.25	-2.25	kN/m
598	DL	-0.6	-0.6	kN/m
598	LL	-6	-6	kN/m
599	DL	-0.6	-0.6	kN/m
599	LL	-6	-6	kN/m
600	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
600	FL	-2.25	-2.25	kN/m
601	LL	-6	-6	kN/m
601	DL	-0.6	-0.6	kN/m
602	DL	-0.6	-0.6	kN/m
602	LL	-6	-6	kN/m
603	FL	-2.25	-2.25	kN/m
603	LTL	8.5	8.5	kN/m
604	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
604	FL	-2.25	-2.25	kN/m
606	LL	-6	-6	kN/m
606	DL	-0.6	-0.6	kN/m

607	LL	-6	-6	kN/m
607	DL	-0.6	-0.6	kN/m
609	LL	-6	-6	kN/m
609	DL	-0.6	-0.6	kN/m
610	LL	-6	-6	kN/m
610	DL	-0.6	-0.6	kN/m
611	FL	-2.25	-2.25	kN/m
611	LTL	8.5	8.5	kN/m
612	FL	-2.25	-2.25	kN/m
612	LTL	8.5	8.5	kN/m
613	FL	-2.25	-2.25	kN/m
613	LTL	8.5	8.5	kN/m
614	LTL	8.5	8.5	kN/m
614	FL	-2.25	-2.25	kN/m
615	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
615	FL	-2.25	-2.25	kN/m
616	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
616	FL	-2.25	-2.25	kN/m
617	FL	-2.25	-2.25	kN/m
617	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
618	FL	-2.25	-2.25	kN/m
618	LTL	-8.5	-8.5	kN/m
619	FL	-2.25	-2.25	kN/m
619	LTL	8.5	8.5	kN/m
620	FL	-2.25	-2.25	kN/m
620	LTL	8.5	8.5	kN/m
621	LTL	8.5	8.5	kN/m
621	FL	-2.25	-2.25	kN/m
622	LTL	8.5	8.5	kN/m
622	FL	-2.25	-2.25	kN/m
623	LTL	8.5	8.5	kN/m
623	FL	-2.25	-2.25	kN/m
624	FL	-2.25	-2.25	kN/m
624	LTL	8.5	8.5	kN/m
625	FL	-2.25	-2.25	kN/m
625	LTL	8.5	8.5	kN/m
626	LTL	8.5	8.5	kN/m

626	FL	-2.25	-2.25	kN/m
627	FL	-2.25	-2.25	kN/m
627	LTL	8.5	8.5	kN/m
628	LTL	8.5	8.5	kN/m
628	FL	-2.25	-2.25	kN/m
629	LL	-7.5	-7.5	kN/m
629	DL	-0.7	-0.7	kN/m
630	LL	-7.5	-7.5	kN/m
630	DL	-0.7	-0.7	kN/m
631	DL	-0.7	-0.7	kN/m
631	LL	-7.5	-7.5	kN/m
632	DL	-0.7	-0.7	kN/m
632	LL	-7.5	-7.5	kN/m
633	DL	-0.7	-0.7	kN/m
633	LL	-7.5	-7.5	kN/m
634	LL	-7.5	-7.5	kN/m
634	DL	-0.7	-0.7	kN/m
635	DL	-0.7	-0.7	kN/m
635	LL	-7.5	-7.5	kN/m
636	LTL	8.5	8.5	kN/m
636	FL	-2.25	-2.25	kN/m
637	LTL	8.5	8.5	kN/m
637	FL	-2.25	-2.25	kN/m
638	DL	-0.7	-0.7	kN/m
638	LL	-7.5	-7.5	kN/m
639	LL	-7.5	-7.5	kN/m
639	DL	-0.7	-0.7	kN/m
640	DL	-0.7	-0.7	kN/m
640	LL	-7.5	-7.5	kN/m
641	LL	-7.5	-7.5	kN/m
641	DL	-0.7	-0.7	kN/m
642	LL	-7.5	-7.5	kN/m
642	DL	-0.7	-0.7	kN/m
643	LL	-7.5	-7.5	kN/m
643	DL	-0.7	-0.7	kN/m
644	LL	-7.5	-7.5	kN/m
644	DL	-0.7	-0.7	kN/m

645	FL	-2.25	-2.25	kN/m
645	LTL	8.5	8.5	kN/m
646	FL	-2.25	-2.25	kN/m
646	LTL	8.5	8.5	kN/m
647	LTL	8.5	8.5	kN/m
647	FL	-2.25	-2.25	kN/m
648	FL	-2.25	-2.25	kN/m
648	LTL	8.5	8.5	kN/m
649	LL	-7.5	-7.5	kN/m
649	DL	-0.7	-0.7	kN/m
650	DL	-0.7	-0.7	kN/m
650	LL	-7.5	-7.5	kN/m
651	LL	-7.5	-7.5	kN/m
651	DL	-0.7	-0.7	kN/m
652	DL	-0.7	-0.7	kN/m
652	LL	-7.5	-7.5	kN/m
653	LL	-7.5	-7.5	kN/m
653	DL	-0.7	-0.7	kN/m
654	DL	-0.7	-0.7	kN/m
654	LL	-7.5	-7.5	kN/m
655	LL	-7.5	-7.5	kN/m
655	DL	-0.7	-0.7	kN/m
656	DL	-0.7	-0.7	kN/m
656	LL	-7.5	-7.5	kN/m
657	FL	-2.25	-2.25	kN/m
657	LTL	8.5	8.5	kN/m
658	FL	-2.25	-2.25	kN/m
658	LTL	8.5	8.5	kN/m
659	FL	-2.25	-2.25	kN/m
659	LTL	8.5	8.5	kN/m
660	FL	-2.25	-2.25	kN/m
660	LTL	8.5	8.5	kN/m
661	FL	-2.25	-2.25	kN/m
661	LTL	8.5	8.5	kN/m
662	LL	-7.5	-7.5	kN/m
662	DL	-0.7	-0.7	kN/m
663	LTL	8.5	8.5	kN/m

663	FL	-2.25	-2.25	kN/m
664	LL	-7.5	-7.5	kN/m
664	DL	-0.7	-0.7	kN/m
665	LL	-7.5	-7.5	kN/m
665	DL	-0.7	-0.7	kN/m
666	FL	-2.25	-2.25	kN/m
666	LTL	8.5	8.5	kN/m
667	DL	-0.7	-0.7	kN/m
667	LL	-7.5	-7.5	kN/m
668	FL	-2.25	-2.25	kN/m
668	LTL	8.5	8.5	kN/m
669	LTL	8.5	8.5	kN/m
669	FL	-2.25	-2.25	kN/m
670	LTL	8.5	8.5	kN/m
670	FL	-2.25	-2.25	kN/m
671	DL	-0.7	-0.7	kN/m
671	LL	-7.5	-7.5	kN/m
672	LTL	8.5	8.5	kN/m
672	FL	-2.25	-2.25	kN/m
673	FL	-2.25	-2.25	kN/m
673	LTL	8.5	8.5	kN/m
674	LTL	8.5	8.5	kN/m
674	FL	-2.25	-2.25	kN/m
675	FL	-2.25	-2.25	kN/m
675	LTL	8.5	8.5	kN/m
676	LTL	8.5	8.5	kN/m
676	FL	-2.25	-2.25	kN/m
677	LL	-7.5	-7.5	kN/m
677	DL	-0.7	-0.7	kN/m
678	LTL	8.5	8.5	kN/m
678	FL	-2.25	-2.25	kN/m
679	DL	-0.7	-0.7	kN/m
679	LL	-7.5	-7.5	kN/m
680	LL	-7.5	-7.5	kN/m
680	DL	-0.7	-0.7	kN/m
681	LTL	8.5	8.5	kN/m
681	FL	-2.25	-2.25	kN/m

682	LTL	8.5	8.5	kN/m
682	FL	-2.25	-2.25	kN/m
683	LTL	8.5	8.5	kN/m
683	FL	-2.25	-2.25	kN/m
684	LTL	8.5	8.5	kN/m
684	FL	-2.25	-2.25	kN/m
685	DL	-0.7	-0.7	kN/m
685	LL	-7.5	-7.5	kN/m
686	FL	-2.25	-2.25	kN/m
686	LTL	8.5	8.5	kN/m
687	LTL	8.5	8.5	kN/m
687	FL	-2.25	-2.25	kN/m
688	DL	-0.7	-0.7	kN/m
688	LL	-7.5	-7.5	kN/m
689	LL	-7.5	-7.5	kN/m
689	DL	-0.7	-0.7	kN/m
690	DL	-0.7	-0.7	kN/m
690	LL	-7.5	-7.5	kN/m
691	DL	-0.7	-0.7	kN/m
691	LL	-7.5	-7.5	kN/m
692	LTL	8.5	8.5	kN/m
692	FL	-2.25	-2.25	kN/m
693	LL	-7.5	-7.5	kN/m
693	DL	-0.7	-0.7	kN/m
694	LTL	8.5	8.5	kN/m
694	FL	-2.25	-2.25	kN/m
695	LTL	8.5	8.5	kN/m
695	FL	-2.25	-2.25	kN/m
696	LTL	8.5	8.5	kN/m
696	FL	-2.25	-2.25	kN/m
697	LTL	8.5	8.5	kN/m
697	FL	-2.25	-2.25	kN/m
698	DL	-0.7	-0.7	kN/m
698	LL	-7.5	-7.5	kN/m
699	LL	-7.5	-7.5	kN/m
699	DL	-0.7	-0.7	kN/m
700	LL	-7.5	-7.5	kN/m

700	DL	-0.7	-0.7	kN/m
701	DL	-0.7	-0.7	kN/m
701	LL	-7.5	-7.5	kN/m
702	LTL	8.5	8.5	kN/m
702	FL	-2.25	-2.25	kN/m
703	FL	-2.25	-2.25	kN/m
703	LTL	8.5	8.5	kN/m
704	LTL	8.5	8.5	kN/m
704	FL	-2.25	-2.25	kN/m
705	LL	-7.5	-7.5	kN/m
705	DL	-0.7	-0.7	kN/m
706	LL	-7.5	-7.5	kN/m
706	DL	-0.7	-0.7	kN/m
707	LTL	8.5	8.5	kN/m
707	FL	-2.25	-2.25	kN/m
708	LTL	8.5	8.5	kN/m
708	FL	-2.25	-2.25	kN/m
709	FL	-2.25	-2.25	kN/m
709	LTL	8.5	8.5	kN/m
710	LTL	8.5	8.5	kN/m
710	FL	-2.25	-2.25	kN/m
711	FL	-2.25	-2.25	kN/m
711	LTL	8.5	8.5	kN/m
712	FL	-2.25	-2.25	kN/m
712	LTL	8.5	8.5	kN/m
713	LTL	8.5	8.5	kN/m
713	FL	-2.25	-2.25	kN/m

(5) OUTPUT DATA

Elem	Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
1	sLCB4	-8.98	0.72	-2.99	0	-2.66	-0.01
1	sLCB4	-8.98	-0.56	0.27	0	-2.13	-0.04
1	sLCB4	-8.98	-1.84	3.53	0	-2.87	0.42
2	sLCB4	-8.92	-0.66	-2.94	0	-2.65	0.01
2	sLCB4	-8.92	0.62	0.32	0	-2.15	0.02
2	sLCB4	-8.92	1.9	3.58	0	-2.9	-0.46
3	sLCB4	-2.02	-1.68	-6.36	0	0.02	-0.35
3	sLCB4	-2.02	-1.11	-7.8	0	1.22	-0.12
3	sLCB4	-2.02	-0.55	-9.23	0	2.66	0.03
4	sLCB4	-1.97	-1.63	6.29	0	-0.05	-0.34
4	sLCB4	-1.97	-1.06	7.72	0	-1.23	-0.11
4	sLCB4	-1.97	-0.5	9.16	0	-2.66	0.02
5	sLCB4	-10.36	0.18	0.02	0	0.03	0.14
5	sLCB4	-10.36	0.18	0.04	0	0.02	0.1
5	sLCB4	-10.36	0.18	0.05	0	0.01	0.06
6	sLCB4	-10.79	-0.19	0.03	0	0.03	-0.15
6	sLCB4	-10.79	-0.19	0.04	0	0.02	-0.1
6	sLCB4	-10.79	-0.19	0.06	0	0.01	-0.06
7	sLCB4	-10	2.8	-7.45	0	-3.01	0.81
7	sLCB4	-10	0.13	-0.63	0	0.23	-0.37
7	sLCB4	-10	-2.55	6.19	0	-2	0.6
8	sLCB4	-10.11	-2.82	-7.47	0	-3.05	-0.83
8	sLCB4	-10.11	-0.15	-0.65	0	0.21	0.36
8	sLCB4	-10.11	2.53	6.17	0	-2.01	-0.59
9	sLCB4	-10.36	0.18	0.05	0	0.01	0.06
9	sLCB4	-10.36	0.18	0.07	0	0	0.01
9	sLCB4	-10.36	0.18	0.09	0	-0.02	-0.03
10	sLCB4	-10.79	-0.19	0.06	0	0.01	-0.06
10	sLCB4	-10.79	-0.19	0.08	0	0	-0.01
10	sLCB4	-10.79	-0.19	0.09	0	-0.03	0.03
11	sLCB4	-7.95	0.06	-0.16	0	-0.06	0.08
11	sLCB4	-7.95	0.06	-0.14	0	-0.02	0.06
11	sLCB4	-7.95	0.06	-0.12	0	0.01	0.05

12	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.15	0	-0.06	-0.08
12	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.14	0	-0.02	-0.07
12	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.12	0	0.01	-0.05
13	sLCB4	-13.21	2.67	5.96	0	0.71	0.71
13	sLCB4	-13.21	-0.01	-0.86	0	-1.34	-0.36
13	sLCB4	-13.21	-2.68	-7.68	0	2.09	0.72
14	sLCB4	-13.33	-2.66	5.96	0	0.72	-0.7
14	sLCB4	-13.33	0.02	-0.86	0	-1.32	0.36
14	sLCB4	-13.33	2.69	-7.68	0	2.1	-0.73
15	sLCB4	-0.24	-1.66	5.68	0	-1	0.01
15	sLCB4	-0.24	0.84	-0.69	0	-2.87	0.32
15	sLCB4	-0.24	3.34	-7.07	0	0.04	-1.25
16	sLCB4	-0.22	-1.69	-5.63	0	1.06	-0.01
16	sLCB4	-0.22	0.81	0.75	0	2.89	0.32
16	sLCB4	-0.22	3.31	7.12	0	-0.06	-1.23
17	sLCB4	-7.95	0.06	-0.12	0	0.01	0.05
17	sLCB4	-7.95	0.06	-0.11	0	0.04	0.03
17	sLCB4	-7.95	0.06	-0.09	0	0.06	0.02
18	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.12	0	0.01	-0.05
18	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.1	0	0.04	-0.04
18	sLCB4	-8.18	-0.06	-0.09	0	0.06	-0.02
19	sLCB4	-17.26	0.18	0.28	0	0.09	0
19	sLCB4	-17.26	0.18	0.3	0	0.02	-0.04
19	sLCB4	-17.26	0.18	0.31	0	-0.05	-0.09
20	sLCB4	-17.45	-0.19	0.27	0	0.09	0
20	sLCB4	-17.45	-0.19	0.29	0	0.02	0.04
20	sLCB4	-17.45	-0.19	0.3	0	-0.05	0.09
21	sLCB4	-4.2	0.06	-0.04	0	0	0.03
21	sLCB4	-4.2	0.06	-0.03	0	0.01	0.02
21	sLCB4	-4.2	0.06	-0.01	0	0.01	0
22	sLCB4	-4.43	-0.06	-0.04	0	0	-0.03
22	sLCB4	-4.43	-0.06	-0.03	0	0.01	-0.02
22	sLCB4	-4.43	-0.06	-0.01	0	0.01	0
23	sLCB4	-3.93	0	-0.28	0	-0.12	0
23	sLCB4	-3.93	0	-0.27	0	-0.05	0
23	sLCB4	-3.93	0	-0.25	0	0.01	0
24	sLCB4	-4.16	0	-0.28	0	-0.11	0

24	sLCB4	-4.16	0	-0.26	0	-0.05	0
24	sLCB4	-4.16	0	-0.25	0	0.01	0
25	sLCB4	-17.26	0.18	0.31	0	-0.05	-0.09
25	sLCB4	-17.26	0.18	0.33	0	-0.13	-0.13
25	sLCB4	-17.26	0.18	0.35	0	-0.21	-0.17
26	sLCB4	-17.45	-0.19	0.3	0	-0.05	0.09
26	sLCB4	-17.45	-0.19	0.32	0	-0.12	0.13
26	sLCB4	-17.45	-0.19	0.34	0	-0.2	0.18
27	sLCB4	-4.2	0.06	-0.01	0	0.01	0
27	sLCB4	-4.2	0.06	0.01	0	0.01	-0.01
27	sLCB4	-4.2	0.06	0.02	0	0.01	-0.03
28	sLCB4	-4.43	-0.06	-0.01	0	0.01	0
28	sLCB4	-4.43	-0.06	0.01	0	0.01	0.01
28	sLCB4	-4.43	-0.06	0.02	0	0.01	0.03
29	sLCB4	-3.93	0	-0.25	0	0.01	0
29	sLCB4	-3.93	0	-0.23	0	0.07	0
29	sLCB4	-3.93	0	-0.22	0	0.12	0
30	sLCB4	-4.16	0	-0.25	0	0.01	0
30	sLCB4	-4.16	0	-0.23	0	0.07	0
30	sLCB4	-4.16	0	-0.22	0	0.12	0
31	sLCB4	-15.39	2.84	-5.57	0	-0.7	0.84
31	sLCB4	-15.39	0.17	1.25	0	1.03	-0.36
31	sLCB4	-15.39	-2.51	8.07	0	-2.71	0.58
32	sLCB4	-15.5	-2.85	-5.62	0	-0.72	-0.85
32	sLCB4	-15.5	-0.18	1.2	0	1.05	0.36
32	sLCB4	-15.5	2.5	8.02	0	-2.65	-0.57
33	sLCB4	10.87	0	-0.21	0	-0.07	0
33	sLCB4	10.87	0	-0.2	0	-0.02	0
33	sLCB4	10.87	0	-0.18	0	0.03	0
34	sLCB4	10.73	0	-0.21	0	-0.07	0
34	sLCB4	10.73	0	-0.2	0	-0.02	0
34	sLCB4	10.73	0	-0.18	0	0.03	0
35	sLCB4	-7.61	0.06	0.02	0	0.04	-0.01
35	sLCB4	-7.61	0.06	0.03	0	0.03	-0.03
35	sLCB4	-7.61	0.06	0.05	0	0.02	-0.04
36	sLCB4	-7.86	-0.06	0.02	0	0.04	0.01
36	sLCB4	-7.86	-0.06	0.03	0	0.03	0.03

36	sLCB4	-7.86	-0.06	0.05	0	0.02	0.05
37	sLCB4	10.87	0	-0.18	0	0.03	0
37	sLCB4	10.87	0	-0.16	0	0.07	0
37	sLCB4	10.87	0	-0.15	0	0.1	0
38	sLCB4	10.73	0	-0.18	0	0.03	0
38	sLCB4	10.73	0	-0.17	0	0.07	0
38	sLCB4	10.73	0	-0.15	0	0.11	0
39	sLCB4	-19.28	-1.29	7.45	0	1.3	0.08
39	sLCB4	-19.28	0.87	1.92	0	-1.74	0.22
39	sLCB4	-19.28	3.04	-3.6	0	-1.2	-1.06
40	sLCB4	-19.38	-1.3	-7.48	0	-1.28	0.07
40	sLCB4	-19.38	0.86	-1.96	0	1.78	0.21
40	sLCB4	-19.38	3.03	3.57	0	1.26	-1.05
41	sLCB4	-7.61	0.06	0.05	0	0.02	-0.04
41	sLCB4	-7.61	0.06	0.07	0	0.01	-0.06
41	sLCB4	-7.61	0.06	0.08	0	-0.01	-0.08
42	sLCB4	-7.86	-0.06	0.05	0	0.02	0.05
42	sLCB4	-7.86	-0.06	0.07	0	0.01	0.06
42	sLCB4	-7.86	-0.06	0.08	0	-0.01	0.08
43	sLCB4	-6.54	0	-0.26	0	-0.11	-0.01
43	sLCB4	-6.54	0	-0.24	0	-0.05	-0.01
43	sLCB4	-6.54	0	-0.23	0	0	-0.01
44	sLCB4	-6.77	0	-0.25	0	-0.11	0.01
44	sLCB4	-6.77	0	-0.23	0	-0.05	0.01
44	sLCB4	-6.77	0	-0.22	0	0.01	0.01
45	sLCB4	18.92	0	-0.09	0	0.01	0
45	sLCB4	18.92	0	-0.08	0	0.03	0
45	sLCB4	18.92	0	-0.06	0	0.05	0
46	sLCB4	18.88	0	-0.1	0	0.01	0
46	sLCB4	18.88	0	-0.08	0	0.03	0
46	sLCB4	18.88	0	-0.06	0	0.05	0
47	sLCB4	-17.22	0.07	0.69	0	0.09	-0.08
47	sLCB4	-17.22	0.07	0.71	0	-0.08	-0.1
47	sLCB4	-17.22	0.07	0.73	0	-0.26	-0.12
48	sLCB4	-17.47	-0.07	0.68	0	0.09	0.08
48	sLCB4	-17.47	-0.07	0.7	0	-0.08	0.1
48	sLCB4	-17.47	-0.07	0.71	0	-0.26	0.12

49	sLCB4	18.92	0	-0.06	0	0.05	0
49	sLCB4	18.92	0	-0.05	0	0.06	0
49	sLCB4	18.92	0	-0.03	0	0.07	0
50	sLCB4	18.88	0	-0.06	0	0.05	0
50	sLCB4	18.88	0	-0.05	0	0.06	0
50	sLCB4	18.88	0	-0.03	0	0.07	0
51	sLCB4	-6.54	0	-0.23	0	0	-0.01
51	sLCB4	-6.54	0	-0.21	0	0.06	-0.01
51	sLCB4	-6.54	0	-0.19	0	0.11	-0.01
52	sLCB4	-6.77	0	-0.22	0	0.01	0.01
52	sLCB4	-6.77	0	-0.2	0	0.06	0.01
52	sLCB4	-6.77	0	-0.18	0	0.1	0.01
53	sLCB4	-13.68	2.7	5.86	0	1.16	0.73
53	sLCB4	-13.68	0.03	-0.96	0	-0.81	-0.36
53	sLCB4	-13.68	-2.65	-7.78	0	2.7	0.69
54	sLCB4	-13.72	-2.67	5.92	0	1.2	-0.71
54	sLCB4	-13.72	0	-0.9	0	-0.82	0.36
54	sLCB4	-13.72	2.68	-7.71	0	2.64	-0.71
55	sLCB4	20.74	0	-0.02	0	0.05	0
55	sLCB4	20.74	0	0	0	0.05	0
55	sLCB4	20.74	0	0.01	0	0.05	0
56	sLCB4	20.8	0	-0.02	0	0.05	0
56	sLCB4	20.8	0	0	0	0.05	0
56	sLCB4	20.8	0	0.01	0	0.05	0
57	sLCB4	2.86	0	-0.12	0	-0.02	-0.01
57	sLCB4	2.86	0	-0.11	0	0	-0.01
57	sLCB4	2.86	0	-0.09	0	0.03	-0.01
58	sLCB4	2.54	0	-0.12	0	-0.02	0.01
58	sLCB4	2.54	0	-0.11	0	0	0.01
58	sLCB4	2.54	0	-0.09	0	0.03	0.01
59	sLCB4	20.74	0	0.01	0	0.05	0
59	sLCB4	20.74	0	0.03	0	0.05	0
59	sLCB4	20.74	0	0.04	0	0.04	0
60	sLCB4	20.8	0	0.01	0	0.05	0
60	sLCB4	20.8	0	0.03	0	0.05	0
60	sLCB4	20.8	0	0.04	0	0.04	0
61	sLCB4	2.86	0	-0.09	0	0.03	-0.01

61	sLCB4	2.86	0	-0.07	0	0.05	-0.01
61	sLCB4	2.86	0	-0.06	0	0.06	0
62	sLCB4	2.54	0	-0.09	0	0.03	0.01
62	sLCB4	2.54	0	-0.07	0	0.05	0.01
62	sLCB4	2.54	0	-0.06	0	0.06	0
63	sLCB4	-30.5	-1.42	7.7	0	4	0
63	sLCB4	-30.5	0.75	2.17	0	0.79	0.21
63	sLCB4	-30.5	2.92	-3.35	0	1.18	-0.98
64	sLCB4	-30.82	-1.42	-7.76	0	-4.06	0
64	sLCB4	-30.82	0.75	-2.24	0	-0.81	0.21
64	sLCB4	-30.82	2.92	3.29	0	-1.15	-0.98
65	sLCB4	16	0	0.27	0	0.14	0
65	sLCB4	16	0	0.28	0	0.07	0
65	sLCB4	16	0	0.3	0	0	0
66	sLCB4	16.15	0	0.26	0	0.14	0
66	sLCB4	16.15	0	0.28	0	0.07	0
66	sLCB4	16.15	0	0.29	0	0.01	0
67	sLCB4	5.46	0	-0.02	0	0.04	0
67	sLCB4	5.46	0	0	0	0.04	0
67	sLCB4	5.46	0	0.01	0	0.04	0
68	sLCB4	5.03	0	-0.02	0	0.04	0
68	sLCB4	5.03	0	0	0	0.04	0
68	sLCB4	5.03	0	0.01	0	0.04	0
69	sLCB4	-8.44	-0.01	0.34	0	0.07	0.01
69	sLCB4	-8.44	-0.01	0.36	0	-0.02	0.01
69	sLCB4	-8.44	-0.01	0.38	0	-0.12	0.02
70	sLCB4	-8.56	0.01	0.35	0	0.07	-0.01
70	sLCB4	-8.56	0.01	0.37	0	-0.02	-0.02
70	sLCB4	-8.56	0.01	0.38	0	-0.12	-0.02
71	sLCB4	16	0	0.3	0	0	0
71	sLCB4	16	0	0.32	0	-0.07	0
71	sLCB4	16	0	0.33	0	-0.15	0
72	sLCB4	16.15	0	0.29	0	0.01	0
72	sLCB4	16.15	0	0.31	0	-0.07	0
72	sLCB4	16.15	0	0.33	0	-0.14	0
73	sLCB4	5.46	0	0.01	0	0.04	0
73	sLCB4	5.46	0	0.03	0	0.03	0

73	sLCB4	5.46	0	0.05	0	0.02	0
74	sLCB4	5.03	0	0.01	0	0.04	0
74	sLCB4	5.03	0	0.03	0	0.03	0
74	sLCB4	5.03	0	0.05	0	0.02	0
75	sLCB4	1.11	-0.01	0.06	0	0.03	0.01
75	sLCB4	1.11	-0.01	0.07	0	0.01	0.01
75	sLCB4	1.11	-0.01	0.09	0	-0.01	0.01
76	sLCB4	1.16	0.01	0.06	0	0.03	-0.01
76	sLCB4	1.16	0.01	0.08	0	0.01	-0.01
76	sLCB4	1.16	0.01	0.09	0	-0.01	-0.01
77	sLCB4	-30.28	0.09	-0.16	0	-0.04	0.08
77	sLCB4	-30.28	0.09	-0.15	0	0	0.06
77	sLCB4	-30.28	0.09	-0.13	0	0.03	0.04
78	sLCB4	-30.88	-0.09	-0.19	0	-0.05	-0.08
78	sLCB4	-30.88	-0.09	-0.18	0	-0.01	-0.06
78	sLCB4	-30.88	-0.09	-0.16	0	0.03	-0.04
79	sLCB4	1.59	0	0.05	0	0.06	0
79	sLCB4	1.59	0	0.07	0	0.05	0
79	sLCB4	1.59	0	0.09	0	0.03	0
80	sLCB4	1.06	0	0.05	0	0.06	0
80	sLCB4	1.06	0	0.07	0	0.05	0
80	sLCB4	1.06	0	0.09	0	0.03	0
81	sLCB4	1.11	-0.01	0.02	0	0.05	0
81	sLCB4	1.11	-0.01	0.04	0	0.04	0
81	sLCB4	1.11	-0.01	0.06	0	0.03	0.01
82	sLCB4	1.16	0.01	0.02	0	0.05	0
82	sLCB4	1.16	0.01	0.04	0	0.04	0
82	sLCB4	1.16	0.01	0.06	0	0.03	-0.01
83	sLCB4	-26.91	0.1	-0.08	0	-0.04	0.04
83	sLCB4	-26.91	0.1	-0.07	0	-0.02	0.02
83	sLCB4	-26.91	0.1	-0.05	0	-0.01	0
84	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.09	0	-0.04	-0.04
84	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.08	0	-0.02	-0.02
84	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.06	0	-0.01	0
85	sLCB4	-11.18	2.54	-5.56	0	-1.14	0.62
85	sLCB4	-11.18	-0.13	1.25	0	0.59	-0.34
85	sLCB4	-11.18	-2.81	8.07	0	-3.15	0.83

86	sLCB4	-11.11	-2.56	-5.59	0	-1.18	-0.64
86	sLCB4	-11.11	0.11	1.23	0	0.57	0.34
86	sLCB4	-11.11	2.79	8.05	0	-3.15	-0.82
87	sLCB4	1.59	0	0.09	0	0.03	0
87	sLCB4	1.59	0	0.1	0	0.01	0
87	sLCB4	1.59	0	0.12	0	-0.02	0
88	sLCB4	1.06	0	0.09	0	0.03	0
88	sLCB4	1.06	0	0.1	0	0.01	0
88	sLCB4	1.06	0	0.12	0	-0.02	0
89	sLCB4	-26.91	0.1	-0.05	0	-0.01	0
89	sLCB4	-26.91	0.1	-0.04	0	0	-0.03
89	sLCB4	-26.91	0.1	-0.02	0	0.01	-0.05
90	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.06	0	-0.01	0
90	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.04	0	0	0.02
90	sLCB4	-26.82	-0.1	-0.03	0	0.01	0.05
91	sLCB4	3.55	-0.01	-0.03	0	0.02	0
91	sLCB4	3.55	-0.01	-0.01	0	0.03	0
91	sLCB4	3.55	-0.01	0	0	0.03	0
92	sLCB4	3.77	0.01	-0.03	0	0.02	0
92	sLCB4	3.77	0.01	-0.01	0	0.03	0
92	sLCB4	3.77	0.01	0.01	0	0.03	0
93	sLCB4	-4.39	-2.01	2.75	0	-1.51	-0.23
93	sLCB4	-4.39	0.49	-3.62	0	-1.19	0.34
93	sLCB4	-4.39	2.99	-10	0	3.92	-0.96
94	sLCB4	-4.25	-2.04	-2.69	0	1.55	-0.25
94	sLCB4	-4.25	0.47	3.68	0	1.17	0.34
94	sLCB4	-4.25	2.97	10.06	0	-3.98	-0.95
95	sLCB4	-8.67	-0.01	0.34	0	0.09	0
95	sLCB4	-8.67	-0.01	0.36	0	0.01	0
95	sLCB4	-8.67	-0.01	0.37	0	-0.08	0
96	sLCB4	-9.29	0	0.37	0	0.09	0
96	sLCB4	-9.29	0	0.38	0	0	0
96	sLCB4	-9.29	0	0.4	0	-0.09	0
97	sLCB4	-24.12	0.1	-0.22	0	-0.01	-0.04
97	sLCB4	-24.12	0.1	-0.2	0	0.03	-0.07
97	sLCB4	-24.12	0.1	-0.19	0	0.08	-0.09
98	sLCB4	-23.3	-0.1	-0.26	0	-0.02	0.04

98	sLCB4	-23.3	-0.1	-0.24	0	0.04	0.06
98	sLCB4	-23.3	-0.1	-0.23	0	0.09	0.08
99	sLCB4	3.55	-0.01	-0.07	0	0	-0.01
99	sLCB4	3.55	-0.01	-0.05	0	0.01	-0.01
99	sLCB4	3.55	-0.01	-0.03	0	0.02	0
100	sLCB4	3.77	0.01	-0.06	0	0	0.01
100	sLCB4	3.77	0.01	-0.04	0	0.01	0.01
100	sLCB4	3.77	0.01	-0.03	0	0.02	0
101	sLCB4	-23.86	0.01	0.32	0	0.08	0.02
101	sLCB4	-23.86	0.01	0.33	0	0	0.02
101	sLCB4	-23.86	0.01	0.35	0	-0.07	0.02
102	sLCB4	-8.69	-0.28	-0.13	0	-0.08	-0.1
102	sLCB4	-8.69	-0.28	-0.12	0	-0.05	-0.05
102	sLCB4	-8.69	-0.28	-0.1	0	-0.03	0
103	sLCB4	-9.32	0.27	-0.18	0	-0.09	0.1
103	sLCB4	-9.32	0.27	-0.17	0	-0.05	0.05
103	sLCB4	-9.32	0.27	-0.15	0	-0.02	0
104	sLCB4	-23.05	-0.01	0.35	0	0.09	-0.02
104	sLCB4	-23.05	-0.01	0.37	0	0.01	-0.02
104	sLCB4	-23.05	-0.01	0.38	0	-0.08	-0.02
105	sLCB4	-15.32	-0.16	0.13	0	0.09	-0.11
105	sLCB4	-15.32	-0.16	0.15	0	0.06	-0.08
105	sLCB4	-15.32	-0.16	0.16	0	0.03	-0.04
106	sLCB4	-15.05	0.16	0.13	0	0.09	0.11
106	sLCB4	-15.05	0.16	0.14	0	0.06	0.08
106	sLCB4	-15.05	0.16	0.16	0	0.03	0.04
107	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.13	0	0.01	-0.01
107	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.11	0	0.05	-0.01
107	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.1	0	0.07	-0.01
108	sLCB4	-1.52	0.01	-0.15	0	0.01	0.01
108	sLCB4	-1.52	0.01	-0.13	0	0.05	0.01
108	sLCB4	-1.52	0.01	-0.11	0	0.08	0.01
109	sLCB4	-34.26	0.02	0.14	0	0.05	0.01
109	sLCB4	-34.26	0.02	0.16	0	0.01	0.01
109	sLCB4	-34.26	0.02	0.17	0	-0.02	0.01
110	sLCB4	-10.97	-0.29	0	0	0.03	0
110	sLCB4	-10.97	-0.29	0.02	0	0.03	0.05

110	sLCB4	-10.97	-0.29	0.03	0	0.02	0.11
111	sLCB4	-10.79	0.28	-0.02	0	0.02	0
111	sLCB4	-10.79	0.28	-0.01	0	0.02	-0.05
111	sLCB4	-10.79	0.28	0	0	0.03	-0.1
112	sLCB4	-33.73	-0.02	0.14	0	0.05	-0.01
112	sLCB4	-33.73	-0.02	0.15	0	0.01	-0.01
112	sLCB4	-33.73	-0.02	0.17	0	-0.02	-0.01
113	sLCB4	-6.91	3.33	-5.64	0	-3.04	1.16
113	sLCB4	-6.91	2.31	-3.04	0	-1.71	0.3
113	sLCB4	-6.91	1.29	-0.44	0	-1.18	-0.25
114	sLCB4	-15.32	-0.16	0.16	0	0.03	-0.04
114	sLCB4	-15.32	-0.16	0.18	0	-0.01	0
114	sLCB4	-15.32	-0.16	0.19	0	-0.05	0.03
115	sLCB4	-15.05	0.16	0.16	0	0.03	0.04
115	sLCB4	-15.05	0.16	0.17	0	-0.01	0
115	sLCB4	-15.05	0.16	0.19	0	-0.05	-0.03
116	sLCB4	-6.91	-3.34	-5.65	0	-3.04	-1.17
116	sLCB4	-6.91	-2.32	-3.05	0	-1.71	-0.3
116	sLCB4	-6.91	-1.3	-0.45	0	-1.17	0.25
117	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.17	0	-0.06	-0.02
117	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.15	0	-0.02	-0.02
117	sLCB4	-1.92	-0.01	-0.13	0	0.01	-0.01
118	sLCB4	-1.52	0.01	-0.18	0	-0.07	0.02
118	sLCB4	-1.52	0.01	-0.16	0	-0.03	0.02
118	sLCB4	-1.52	0.01	-0.15	0	0.01	0.01
119	sLCB4	-4.38	0.26	6.67	0	0	0.01
119	sLCB4	-4.38	0.72	5.5	0	-0.84	-0.05
119	sLCB4	-4.38	1.18	4.32	0	-1.52	-0.18
120	sLCB4	-4.15	0.55	-6.8	0	0	0.03
120	sLCB4	-4.15	1.01	-5.62	0	0.86	-0.08
120	sLCB4	-4.15	1.47	-4.45	0	1.55	-0.25
121	sLCB4	-34.26	0.02	0.17	0	-0.02	0.01
121	sLCB4	-34.26	0.02	0.19	0	-0.06	0
121	sLCB4	-34.26	0.02	0.2	0	-0.11	0
122	sLCB4	-10.97	-0.29	0.03	0	0.02	0.11
122	sLCB4	-10.97	-0.29	0.04	0	0.02	0.16
122	sLCB4	-10.97	-0.29	0.06	0	0.01	0.22

123	sLCB4	-10.79	0.28	0	0	0.03	-0.1
123	sLCB4	-10.79	0.28	0.02	0	0.02	-0.16
123	sLCB4	-10.79	0.28	0.03	0	0.02	-0.21
124	sLCB4	-33.73	-0.02	0.17	0	-0.02	-0.01
124	sLCB4	-33.73	-0.02	0.18	0	-0.06	0
124	sLCB4	-33.73	-0.02	0.2	0	-0.1	0
125	sLCB4	-28.6	-0.14	0.81	0	0.09	0.02
125	sLCB4	-28.6	-0.14	0.83	0	-0.1	0.05
125	sLCB4	-28.6	-0.14	0.84	0	-0.29	0.09
126	sLCB4	-28.44	0.14	0.87	0	0.1	-0.02
126	sLCB4	-28.44	0.14	0.89	0	-0.1	-0.05
126	sLCB4	-28.44	0.14	0.91	0	-0.31	-0.08
127	sLCB4	0.81	-1.53	6.37	0	1.18	-0.09
127	sLCB4	0.81	0.54	1.08	0	-1.14	0.22
127	sLCB4	0.81	2.62	-4.21	0	-0.16	-0.77
128	sLCB4	-23.96	-3.61	5.91	0	-0.25	-1.4
128	sLCB4	-23.96	-0.28	-2.59	0	-1.9	0.54
128	sLCB4	-23.96	3.06	-11.09	0	4.94	-0.85
129	sLCB4	3.9	-3.43	11.37	0	4.91	-1.19
129	sLCB4	3.9	-0.1	2.87	0	-2.21	0.57
129	sLCB4	3.9	3.24	-5.63	0	-0.84	-0.99
130	sLCB4	-6.68	-1.75	0.72	0	-1.08	-0.45
130	sLCB4	-6.68	-0.76	-1.82	0	-0.92	-0.08
130	sLCB4	-6.68	0.24	-4.35	0	0	0
131	sLCB4	-6.8	-1.44	-0.97	0	0.93	-0.26
131	sLCB4	-6.8	-0.44	1.56	0	0.84	0.02
131	sLCB4	-6.8	0.55	4.09	0	0	0
132	sLCB4	3.73	-3.46	-11.28	0	-4.86	-1.21
132	sLCB4	3.73	-0.12	-2.78	0	2.17	0.58
132	sLCB4	3.73	3.21	5.72	0	0.7	-0.96
133	sLCB4	-23.99	-3.61	-5.94	0	0.24	-1.4
133	sLCB4	-23.99	-0.27	2.56	0	1.92	0.54
133	sLCB4	-23.99	3.06	11.06	0	-4.89	-0.85
134	sLCB4	0.82	-1.52	-6.36	0	-1.17	-0.09
134	sLCB4	0.82	0.55	-1.07	0	1.14	0.21
134	sLCB4	0.82	2.63	4.22	0	0.16	-0.78
135	sLCB4	-11.86	-2.51	-1.67	0	-0.46	-0.68

135	sLCB4	-11.86	-0.49	-6.8	0	2.1	0.23
135	sLCB4	-11.86	1.52	-11.93	0	7.75	-0.08
136	sLCB4	-9.76	-3.64	9.68	0	2.13	-1.38
136	sLCB4	-9.76	-0.31	1.18	0	-3.31	0.59
136	sLCB4	-9.76	3.03	-7.32	0	-0.24	-0.77
137	sLCB4	-12.12	-0.6	1.99	0	-2.12	0
137	sLCB4	-12.12	0.39	4.52	0	-3.08	0.03
137	sLCB4	-12.12	1.38	7.05	0	-4.81	-0.23
138	sLCB4	-10.3	-1.75	1.63	0	1.42	-0.32
138	sLCB4	-10.3	-0.26	-2.18	0	1.54	0.13
138	sLCB4	-10.3	1.23	-5.98	0	3.37	-0.09
139	sLCB4	-10.78	-3.18	8.29	0	2.63	-1.06
139	sLCB4	-10.78	-0.18	0.64	0	-1.39	0.45
139	sLCB4	-10.78	2.82	-7.01	0	1.48	-0.73
140	sLCB4	-7.41	-3.4	8.74	0	3.11	-1.17
140	sLCB4	-7.41	-0.06	0.24	0	-1.39	0.56
140	sLCB4	-7.41	3.27	-8.26	0	2.62	-1.05
141	sLCB4	-7.56	-3.29	7.22	0	0.54	-1.05
141	sLCB4	-7.56	0.04	-1.28	0	-2.44	0.57
141	sLCB4	-7.56	3.38	-9.78	0	3.09	-1.14
142	sLCB4	-10.85	-2.13	9.86	0	6.07	-0.4
142	sLCB4	-10.85	-0.11	4.73	0	1.67	0.28
142	sLCB4	-10.85	1.9	-0.4	0	0.36	-0.26
143	sLCB4	-10.23	1.31	13.55	0	7.75	0.06
143	sLCB4	-10.23	1.96	11.91	0	5.3	-0.25
143	sLCB4	-10.23	2.6	10.27	0	3.16	-0.69
144	sLCB4	-8.29	-3.27	-9.63	0.01	1.72	-0.92
144	sLCB4	-8.29	-2.63	-11.27	0.01	3.74	-0.35
144	sLCB4	-8.29	-1.98	-12.91	0.01	6.07	0.09
145	sLCB4	-7.27	-3.02	-8.25	0.01	-0.51	-0.99
145	sLCB4	-7.27	-2.16	-10.42	0.01	1.87	-0.33
145	sLCB4	-7.27	-1.31	-12.59	0.01	4.81	0.11
146	sLCB4	-6.15	0.84	10.44	0	3.37	0.08
146	sLCB4	-6.15	1.69	8.27	0	0.98	-0.24
146	sLCB4	-6.15	2.54	6.11	0	-0.85	-0.78
147	sLCB4	3.97	0	-0.26	0	-0.11	-0.01
147	sLCB4	3.97	0	-0.22	0	0.01	-0.01

147	sLCB4	3.97	0	-0.19	0	0.11	-0.01
148	sLCB4	-3.76	-0.03	0.1	0	0.07	0.01
148	sLCB4	-3.76	-0.03	0.13	0	0.01	0.03
148	sLCB4	-3.76	-0.03	0.17	0	-0.06	0.04
149	sLCB4	-2.34	-0.13	-0.18	0	-0.07	-0.19
149	sLCB4	-2.34	-0.13	-0.14	0	0.01	-0.12
149	sLCB4	-2.34	-0.13	-0.11	0	0.07	-0.06
150	sLCB4	-13.8	0.01	-0.17	0	-0.07	0.01
150	sLCB4	-13.8	0.01	-0.14	0	0.01	0.01
150	sLCB4	-13.8	0.01	-0.11	0	0.07	0
151	sLCB4	-5.08	0.11	0.06	0	0.05	-0.04
151	sLCB4	-5.08	0.11	0.09	0	0.01	-0.09
151	sLCB4	-5.08	0.11	0.13	0	-0.04	-0.15
152	sLCB4	-4.04	-0.01	-0.21	0	-0.09	0.01
152	sLCB4	-4.04	-0.01	-0.18	0	0.01	0.02
152	sLCB4	-4.04	-0.01	-0.15	0	0.09	0.02
153	sLCB4	-15.5	0.03	-0.2	0	-0.08	0.02
153	sLCB4	-15.5	0.03	-0.17	0	0.01	0.01
153	sLCB4	-15.5	0.03	-0.13	0	0.08	0
154	sLCB4	10.72	0	-0.08	0	0	-0.01
154	sLCB4	10.72	0	-0.04	0	0.03	-0.01
154	sLCB4	10.72	0	-0.01	0	0.04	-0.01
155	sLCB4	-3.07	-0.03	0	0	0.03	-0.02
155	sLCB4	-3.07	-0.03	0.04	0	0.02	0
155	sLCB4	-3.07	-0.03	0.07	0	-0.01	0.01
156	sLCB4	-8.51	-2.92	11.33	0	3.17	-0.56
156	sLCB4	-8.51	0.64	2.26	0	-4.09	0.66
156	sLCB4	-8.51	4.2	-6.81	0	-1.66	-1.92
157	sLCB4	-6.81	-3.92	8.46	0	0.44	-1.62
157	sLCB4	-6.81	-0.36	-0.61	0	-3.75	0.66
157	sLCB4	-6.81	3.2	-9.68	0	1.73	-0.85
158	sLCB4	-0.62	-0.13	0.01	0	0.02	-0.08
158	sLCB4	-0.62	-0.13	0.04	0	0.01	-0.01
158	sLCB4	-0.62	-0.13	0.08	0	-0.02	0.05
159	sLCB4	-10.45	0.01	-0.07	0	0	0.01
159	sLCB4	-10.45	0.01	-0.03	0	0.02	0
159	sLCB4	-10.45	0.01	0	0	0.03	0

160	sLCB4	-4.15	0.11	-0.02	0	0.02	0.06
160	sLCB4	-4.15	0.11	0.01	0	0.02	0.01
160	sLCB4	-4.15	0.11	0.05	0	0.01	-0.05
161	sLCB4	2.39	-0.01	-0.07	0	-0.01	0.01
161	sLCB4	2.39	-0.01	-0.04	0	0.02	0.02
161	sLCB4	2.39	-0.01	0	0	0.03	0.02
162	sLCB4	-9.05	0.03	-0.09	0	-0.02	0
162	sLCB4	-9.05	0.03	-0.06	0	0.02	-0.01
162	sLCB4	-9.05	0.03	-0.03	0	0.04	-0.02
163	sLCB4	-6.63	-3.17	9.71	0	1.91	-0.92
163	sLCB4	-6.63	0.16	1.21	0	-3.54	0.58
163	sLCB4	-6.63	3.5	-7.29	0	-0.5	-1.25
164	sLCB4	-5.28	-3.37	5.76	0	-0.85	-1.14
164	sLCB4	-5.28	-0.04	-2.74	0	-2.36	0.56
164	sLCB4	-5.28	3.3	-11.24	0	4.63	-1.07
165	sLCB4	-11.28	-0.03	-0.46	0	-0.17	-0.04
165	sLCB4	-11.28	-0.03	-0.43	0	-0.01	-0.02
165	sLCB4	-11.28	-0.03	-0.41	0	0.14	-0.01
166	sLCB4	-16.71	0.02	-0.23	0	-0.08	0.01
166	sLCB4	-16.71	0.02	-0.21	0	-0.01	0
166	sLCB4	-16.71	0.02	-0.19	0	0.05	0
167	sLCB4	-12.8	0.1	-0.2	0	-0.08	0.11
167	sLCB4	-12.8	0.1	-0.17	0	-0.02	0.08
167	sLCB4	-12.8	0.1	-0.15	0	0.03	0.05
168	sLCB4	9	0.01	0.02	0	0.05	-0.01
168	sLCB4	9	0.01	0.05	0	0.04	-0.01
168	sLCB4	9	0.01	0.08	0	0	-0.02
169	sLCB4	-11.66	0.02	-0.29	0	-0.09	0.03
169	sLCB4	-11.66	0.02	-0.27	0	-0.01	0.03
169	sLCB4	-11.66	0.02	-0.25	0	0.07	0.02
170	sLCB4	-7.81	-0.13	0.17	0	0.09	0.04
170	sLCB4	-7.81	-0.13	0.2	0	0	0.1
170	sLCB4	-7.81	-0.13	0.23	0	-0.1	0.16
171	sLCB4	-0.08	-0.01	0.19	0	0.09	0.01
171	sLCB4	-0.08	-0.01	0.22	0	0.01	0.02
171	sLCB4	-0.08	-0.01	0.25	0	-0.09	0.02
172	sLCB4	-10.32	2.54	10.99	-0.02	1.91	-0.07

172	sLCB4	-10.32	2.78	10.38	-0.02	1.15	-0.26
172	sLCB4	-10.32	3.02	9.78	-0.02	0.43	-0.47
173	sLCB4	-7.48	0.28	-1.86	0	-3.15	0.47
173	sLCB4	-7.48	1.79	-5.71	0	-1.44	0
173	sLCB4	-7.48	3.3	-9.55	0	2.01	-1.15
174	sLCB4	-12.55	-2.02	6.41	0	2.02	-0.27
174	sLCB4	-12.55	0.48	0.04	0	-0.4	0.3
174	sLCB4	-12.55	2.98	-6.34	0	1.96	-0.99
175	sLCB4	-14	-2.03	6.38	0	1.99	-0.26
175	sLCB4	-14	0.47	0	0	-0.4	0.33
175	sLCB4	-14	2.97	-6.37	0	1.99	-0.97
176	sLCB4	-13.78	-0.51	3.84	0	2.11	0.27
176	sLCB4	-13.78	0.91	0.23	0	1.24	0.18
176	sLCB4	-13.78	2.33	-3.38	0	1.91	-0.5
177	sLCB4	-11.2	-3.3	-6.26	0.01	-1.67	-1.06
177	sLCB4	-11.2	-2.57	-8.13	0.01	-0.09	-0.41
177	sLCB4	-11.2	-1.83	-10	0.01	1.9	0.07
178	sLCB4	-7.44	0.72	13.37	0	4.98	-0.01
178	sLCB4	-7.44	1.14	12.31	0	3.37	-0.12
178	sLCB4	-7.44	1.55	11.25	0	1.9	-0.29
179	sLCB4	-15.08	0.02	0.06	0	0.04	0.01
179	sLCB4	-15.08	0.02	0.09	0	0.01	0
179	sLCB4	-15.08	0.02	0.12	0	-0.04	-0.01
180	sLCB4	-13.72	-1.9	4.06	0	1.9	-0.32
180	sLCB4	-13.72	-0.26	-0.14	0	0.93	0.21
180	sLCB4	-13.72	1.39	-4.34	0	2.04	-0.07
181	sLCB4	-15.36	-2.98	4.92	0	1.85	-0.98
181	sLCB4	-15.36	-0.98	-0.18	0	0.43	0.21
181	sLCB4	-15.36	1.02	-5.28	0	2.08	0.2
182	sLCB4	-13.73	-2.08	-2.39	0	2.05	-0.48
182	sLCB4	-13.73	-1.08	-4.92	0	3.14	-0.01
182	sLCB4	-13.73	-0.09	-7.45	0	4.98	0.17
183	sLCB4	-1.91	-1.94	12.44	0	3.48	-0.52
183	sLCB4	-1.91	-0.77	9.46	0	-0.36	-0.04
183	sLCB4	-1.91	0.39	6.49	0	-3.15	0.02
184	sLCB4	-15.13	0.02	-0.05	0	0	0.03
184	sLCB4	-15.13	0.02	-0.02	0	0.02	0.02

184	sLCB4	-15.13	0.02	0.02	0	0.02	0.01
185	sLCB4	-2.06	0	0.45	0	0.08	-0.02
185	sLCB4	-2.06	0	0.47	0	-0.05	-0.02
185	sLCB4	-2.06	0	0.49	0	-0.19	-0.02
186	sLCB4	-11.64	-0.63	-3.33	0	1.22	-0.04
186	sLCB4	-11.64	0.02	-5.01	0	2.04	0.02
186	sLCB4	-11.64	0.68	-6.69	0	3.2	-0.05
187	sLCB4	-10.23	-2.58	7.44	0	2.77	-0.66
187	sLCB4	-10.23	-0.08	1.06	0	-0.42	0.34
187	sLCB4	-10.23	2.42	-5.31	0	1.18	-0.54
188	sLCB4	-0.05	-2.57	3.78	0	-1.06	-0.69
188	sLCB4	-0.05	-0.07	-2.59	0	-1.5	0.3
188	sLCB4	-0.05	2.44	-8.97	0	2.83	-0.59
189	sLCB4	0.19	1.22	8.82	-0.01	2.3	0.31
189	sLCB4	0.19	2.06	6.68	-0.01	0.35	-0.11
189	sLCB4	0.19	2.9	4.54	-0.01	-1.06	-0.73
190	sLCB4	-6.69	0.74	11.73	0	3.2	0
190	sLCB4	-6.69	1.06	10.91	0	2.12	-0.09
190	sLCB4	-6.69	1.38	10.1	0	1.11	-0.21
191	sLCB4	-22.8	0.02	-0.48	0	-0.14	0.04
191	sLCB4	-22.8	0.02	-0.46	0	-0.03	0.04
191	sLCB4	-22.8	0.02	-0.45	0	0.07	0.03
192	sLCB4	-9.03	-0.05	-0.21	0	-0.09	-0.04
192	sLCB4	-9.03	-0.05	-0.19	0	-0.03	-0.03
192	sLCB4	-9.03	-0.05	-0.17	0	0.02	-0.01
193	sLCB4	1.82	-2.41	-3.2	0	-1.33	-0.61
193	sLCB4	1.82	-1.41	-5.76	0	0.02	-0.03
193	sLCB4	1.82	-0.4	-8.33	0	2.15	0.24
194	sLCB4	1.82	-1.81	7.96	0	2.11	-0.31
194	sLCB4	1.82	0.2	2.86	0	-1.14	0.17
194	sLCB4	1.82	2.2	-2.24	0	-1.33	-0.54
195	sLCB4	-8.06	0.94	1.55	0	1.46	0.35
195	sLCB4	-8.06	1.93	-0.98	0	1.38	-0.08
195	sLCB4	-8.06	2.92	-3.51	0	2.05	-0.81
196	sLCB4	-9.62	0.07	0.26	0	0.03	-0.01
196	sLCB4	-9.62	0.07	0.28	0	-0.05	-0.03
196	sLCB4	-9.62	0.07	0.3	0	-0.12	-0.05

197	sLCB4	-6.95	-1.46	2.05	0	0.97	-0.16
197	sLCB4	-6.95	-0.04	-1.57	0	0.87	0.16
197	sLCB4	-6.95	1.38	-5.18	0	2.3	-0.12
198	sLCB4	-13.22	0	0.04	0	0.01	0.01
198	sLCB4	-13.22	0	0.06	0	-0.01	0.01
198	sLCB4	-13.22	0	0.08	0	-0.03	0.02
199	sLCB4	-6.04	-0.06	-0.07	0	-0.01	-0.05
199	sLCB4	-6.04	-0.06	-0.04	0	0.02	-0.02
199	sLCB4	-6.04	-0.06	0	0	0.03	0.01
200	sLCB4	-7.61	-0.65	3.92	0	2.15	-0.05
200	sLCB4	-7.61	0.23	1.67	0	1.41	0
200	sLCB4	-7.61	1.12	-0.59	0	1.27	-0.17
201	sLCB4	-9.31	-0.02	-0.05	0	-0.02	0
201	sLCB4	-9.31	-0.02	-0.04	0	-0.01	0.01
201	sLCB4	-9.31	-0.02	-0.03	0	-0.01	0.01
202	sLCB4	-0.15	0.04	0.06	0	0.05	0
202	sLCB4	-0.15	0.04	0.1	0	0.02	-0.02
202	sLCB4	-0.15	0.04	0.13	0	-0.04	-0.03
203	sLCB4	-13.27	-3.33	10.29	0	4.6	-1.1
203	sLCB4	-13.27	0	1.79	0	-1.44	0.57
203	sLCB4	-13.27	3.34	-6.71	0	1.02	-1.1
204	sLCB4	-6.43	0.07	-0.06	0	0	0.06
204	sLCB4	-6.43	0.07	-0.02	0	0.02	0.02
204	sLCB4	-6.43	0.07	0.01	0	0.03	-0.01
205	sLCB4	-1.58	-2.77	3.23	0	-1.08	-0.86
205	sLCB4	-1.58	-0.7	-2.05	0	-1.44	0.22
205	sLCB4	-1.58	1.37	-7.32	0	1.46	0.01
206	sLCB4	-10.32	-2.81	6.48	0	1.3	-0.7
206	sLCB4	-10.32	0.19	-1.17	0	-1.09	0.47
206	sLCB4	-10.32	3.19	-8.82	0	3.41	-1.05
207	sLCB4	-5.79	-2.84	8.14	0	1.12	-0.73
207	sLCB4	-5.79	0.16	0.49	0	-2.77	0.47
207	sLCB4	-5.79	3.17	-7.16	0	0.23	-1.03
208	sLCB4	-1.83	-2.67	6.98	0	1.33	-0.69
208	sLCB4	-1.83	0.01	0.16	0	-1.54	0.38
208	sLCB4	-1.83	2.68	-6.65	0	1.07	-0.7
209	sLCB4	-2.17	-2.6	7.4	0	1.96	-0.64

209	sLCB4	-2.17	0.08	0.58	0	-1.24	0.37
209	sLCB4	-2.17	2.75	-6.24	0	1.03	-0.77
210	sLCB4	-11.54	-0.01	0.08	0	0.06	-0.01
210	sLCB4	-11.54	-0.01	0.11	0	0.01	0
210	sLCB4	-11.54	-0.01	0.15	0	-0.05	0
211	sLCB4	-7.45	-0.03	-0.01	0	0.01	0.01
211	sLCB4	-7.45	-0.03	0.02	0	0.01	0.03
211	sLCB4	-7.45	-0.03	0.05	0	0	0.04
212	sLCB4	3.09	0.04	-0.04	0	0	0.04
212	sLCB4	3.09	0.04	-0.01	0	0.01	0.02
212	sLCB4	3.09	0.04	0.03	0	0.01	0
213	sLCB4	-4.61	0.02	-0.2	0	-0.08	0
213	sLCB4	-4.61	0.02	-0.17	0	0.01	0
213	sLCB4	-4.61	0.02	-0.14	0	0.08	-0.01
214	sLCB4	-1.61	1.06	8.56	0	2.14	0.14
214	sLCB4	-1.61	1.89	6.43	0	0.26	-0.23
214	sLCB4	-1.61	2.73	4.3	0	-1.08	-0.8
215	sLCB4	1.32	0.02	-0.06	0	0	-0.01
215	sLCB4	1.32	0.02	-0.02	0	0.02	-0.02
215	sLCB4	1.32	0.02	0.01	0	0.02	-0.03
216	sLCB4	-6.8	-1.61	2.33	0	1.02	-0.32
216	sLCB4	-6.8	-0.18	-1.31	0	0.8	0.06
216	sLCB4	-6.8	1.24	-4.94	0	2.14	-0.16
217	sLCB4	-12.41	-1.58	0.13	0	1.02	-0.32
217	sLCB4	-12.41	-0.45	-2.76	0	1.47	0.03
217	sLCB4	-12.41	0.69	-5.66	0	2.91	-0.02
218	sLCB4	-7.6	-2.44	6.15	0	0.89	-0.5
218	sLCB4	-7.6	0.23	-0.67	0	-1.31	0.39
218	sLCB4	-7.6	2.91	-7.49	0	1.96	-0.87
219	sLCB4	-0.84	0.02	-0.25	0	-0.05	0.03
219	sLCB4	-0.84	0.02	-0.23	0	0	0.03
219	sLCB4	-0.84	0.02	-0.22	0	0.05	0.03
220	sLCB4	-0.58	0.03	-0.52	0	-0.08	0.05
220	sLCB4	-0.58	0.03	-0.51	0	0	0.04
220	sLCB4	-0.58	0.03	-0.5	0	0.07	0.04
221	sLCB4	-6	-3.42	-9.38	0.01	0.22	-0.88
221	sLCB4	-6	-2.81	-10.94	0.01	2.09	-0.31

221	sLCB4	-6	-2.19	-12.5	0.01	4.24	0.15
222	sLCB4	-8.87	0.77	10.39	0	2.91	-0.01
222	sLCB4	-8.87	1.12	9.48	0	1.85	-0.11
222	sLCB4	-8.87	1.48	8.58	0	0.89	-0.25
223	sLCB4	-11.09	0.1	8.27	0	4.03	0.01
223	sLCB4	-11.09	0.82	6.45	0	2.45	-0.09
223	sLCB4	-11.09	1.53	4.62	0	1.26	-0.34
224	sLCB4	-10.21	-2.26	8.21	0	4.24	-0.4
224	sLCB4	-10.21	-1.26	5.66	0	2.16	0.13
224	sLCB4	-10.21	-0.26	3.12	0	0.84	0.36
225	sLCB4	-7.1	-2.66	7.51	0	0.89	-0.68
225	sLCB4	-7.1	0.01	0.69	0	-2.4	0.39
225	sLCB4	-7.1	2.69	-6.12	0	-0.22	-0.7
226	sLCB4	-8.81	-1.53	-6.5	0	-0.23	-0.3
226	sLCB4	-8.81	-0.7	-8.6	0	1.64	-0.03
226	sLCB4	-8.81	0.13	-10.71	0	4.03	0.04
227	sLCB4	0.23	0.02	0.06	0	0.03	0.01
227	sLCB4	0.2	0.02	0.06	0	0	0
227	sLCB4	0.17	0.02	0.06	0	-0.02	-0.01
228	sLCB4	0.22	-0.04	0.05	0	0.03	-0.02
228	sLCB4	0.19	-0.04	0.05	0	0	0
228	sLCB4	0.16	-0.04	0.05	0	-0.02	0.02
229	sLCB4	7.31	-0.78	0.36	0	0.4	-0.35
229	sLCB4	7.16	-0.78	0.36	0	0.23	0.03
229	sLCB4	7.01	-0.78	0.36	0	0.05	0.41
230	sLCB4	7.5	0.74	0.79	0	0.81	0.33
230	sLCB4	7.35	0.74	0.79	0	0.43	-0.03
230	sLCB4	7.2	0.74	0.79	0	0.05	-0.39
231	sLCB4	1.68	0.03	0.12	0	0.05	0.01
231	sLCB4	1.71	0.03	0.14	0	-0.02	-0.01
231	sLCB4	1.75	0.03	0.15	0	-0.1	-0.03
232	sLCB4	1.54	-0.03	0.14	0	0.06	-0.01
232	sLCB4	1.58	-0.03	0.15	0	-0.02	0.01
232	sLCB4	1.61	-0.03	0.17	0	-0.11	0.03
233	sLCB4	9.27	1.78	-0.71	-0.01	-0.69	0.83
233	sLCB4	9.12	1.78	-0.71	-0.01	-0.34	-0.04
233	sLCB4	8.97	1.78	-0.71	-0.01	0	-0.9

234	sLCB4	9.19	1.75	0.84	0.01	0.81	0.81
234	sLCB4	9.04	1.75	0.84	0.01	0.41	-0.04
234	sLCB4	8.89	1.75	0.84	0.01	0	-0.89
235	sLCB4	17.63	-0.22	0.98	0	1.1	-0.08
235	sLCB4	17.48	-0.22	0.98	0	0.63	0.02
235	sLCB4	17.33	-0.22	0.98	0	0.15	0.13
236	sLCB4	17.55	0.28	1.22	0	1.33	0.11
236	sLCB4	17.4	0.28	1.22	0	0.74	-0.02
236	sLCB4	17.25	0.28	1.22	0	0.15	-0.16
237	sLCB4	-7.56	-0.01	0.02	0	0.05	0.03
237	sLCB4	-7.59	-0.01	0.04	0	0.03	0.03
237	sLCB4	-7.63	-0.01	0.06	0	0	0.03
238	sLCB4	-7.28	0.01	0.03	0	0.05	-0.03
238	sLCB4	-7.31	0.01	0.05	0	0.03	-0.03
238	sLCB4	-7.35	0.01	0.06	0	0	-0.03
239	sLCB4	-9.07	0.02	0.21	0	0.09	0.02
239	sLCB4	-9.04	0.02	0.23	0	-0.03	0
239	sLCB4	-9	0.02	0.24	0	-0.16	-0.01
240	sLCB4	-9	-0.02	0.22	0	0.09	-0.02
240	sLCB4	-8.96	-0.02	0.23	0	-0.03	0
240	sLCB4	-8.93	-0.02	0.25	0	-0.16	0.01
241	sLCB4	4.07	0	0.14	0	0.12	0.01
241	sLCB4	4.04	0	0.16	0	0.04	0.01
241	sLCB4	4	0	0.17	0	-0.05	0.01
242	sLCB4	4.07	0	0.14	0	0.12	-0.01
242	sLCB4	4.03	0	0.16	0	0.04	-0.01
242	sLCB4	4	0	0.17	0	-0.05	-0.01
243	sLCB4	7.57	-0.01	-0.27	0	-0.11	-0.03
243	sLCB4	7.6	-0.01	-0.25	0	0.03	-0.03
243	sLCB4	7.64	-0.01	-0.24	0	0.16	-0.03
244	sLCB4	7.31	0.01	-0.27	0	-0.11	0.03
244	sLCB4	7.34	0.01	-0.25	0	0.03	0.03
244	sLCB4	7.38	0.01	-0.24	0	0.16	0.03
245	sLCB4	27.17	-0.2	4.8	0	4.8	-0.06
245	sLCB4	27.02	-0.2	4.8	0	2.48	0.04
245	sLCB4	26.87	-0.2	4.8	0	0.15	0.14
246	sLCB4	27.2	0.24	5.03	0	5.03	0.08

246	sLCB4	27.05	0.24	5.03	0	2.58	-0.04
246	sLCB4	26.9	0.24	5.03	0	0.14	-0.16
247	sLCB4	-3.97	0	-0.01	0	0.01	-0.01
247	sLCB4	-3.94	0	0.01	0	0.01	-0.01
247	sLCB4	-3.9	0	0.03	0	0	-0.01
248	sLCB4	-3.96	0	-0.01	0	0.01	0.01
248	sLCB4	-3.92	0	0.01	0	0.01	0.01
248	sLCB4	-3.89	0	0.03	0	0	0.01
249	sLCB4	-19.24	-0.01	0.39	0	0.17	-0.01
249	sLCB4	-19.2	-0.01	0.4	0	-0.05	0
249	sLCB4	-19.17	-0.01	0.42	0	-0.27	0
250	sLCB4	-19.28	0.01	0.4	0	0.17	0.01
250	sLCB4	-19.25	0.01	0.41	0	-0.05	0
250	sLCB4	-19.21	0.01	0.43	0	-0.27	0
251	sLCB4	-12.21	0.06	-0.15	0	-0.15	0.03
251	sLCB4	-12.25	0.06	-0.13	0	-0.07	-0.01
251	sLCB4	-12.28	0.06	-0.12	0	-0.01	-0.04
252	sLCB4	-11.97	-0.06	-0.15	0	-0.15	-0.03
252	sLCB4	-12.01	-0.06	-0.13	0	-0.07	0.01
252	sLCB4	-12.04	-0.06	-0.12	0	-0.01	0.04
253	sLCB4	20.26	1.76	0.04	0	0.1	0.85
253	sLCB4	20.11	1.76	0.04	0	0.08	0
253	sLCB4	19.96	1.76	0.04	0	0.06	-0.86
254	sLCB4	20.06	1.71	-0.16	0	-0.21	0.82
254	sLCB4	19.91	1.71	-0.16	0	-0.14	-0.01
254	sLCB4	19.76	1.71	-0.16	0	-0.06	-0.84
255	sLCB4	-3.63	0	-0.06	0	-0.03	0.01
255	sLCB4	-3.66	0	-0.05	0	0	0.01
255	sLCB4	-3.69	0	-0.03	0	0.02	0.01
256	sLCB4	-3.64	0	-0.06	0	-0.03	-0.01
256	sLCB4	-3.67	0	-0.05	0	0	-0.01
256	sLCB4	-3.71	0	-0.03	0	0.02	-0.01
257	sLCB4	16.59	0	0.33	0	0.24	0
257	sLCB4	16.56	0	0.35	0	0.05	0
257	sLCB4	16.53	0	0.37	0	-0.14	0
258	sLCB4	16.71	0	0.34	0	0.24	0
258	sLCB4	16.68	0	0.35	0	0.05	0

258	sLCB4	16.65	0	0.37	0	-0.14	0
259	sLCB4	-16.38	0	0.06	0	0.05	0
259	sLCB4	-16.35	0	0.07	0	0.01	0
259	sLCB4	-16.32	0	0.09	0	-0.03	0
260	sLCB4	-16.49	0	0.06	0	0.05	0
260	sLCB4	-16.46	0	0.07	0	0.01	0
260	sLCB4	-16.43	0	0.09	0	-0.03	0
261	sLCB4	3.71	-0.01	-0.04	0	-0.01	-0.01
261	sLCB4	3.74	-0.01	-0.02	0	0.01	-0.01
261	sLCB4	3.78	-0.01	-0.01	0	0.02	-0.01
262	sLCB4	3.72	0.01	-0.04	0	-0.01	0.01
262	sLCB4	3.76	0.01	-0.03	0	0.01	0.01
262	sLCB4	3.79	0.01	-0.01	0	0.02	0.01
263	sLCB4	9.08	0	0.06	0	0.05	0
263	sLCB4	9.05	0	0.08	0	0.01	0
263	sLCB4	9.02	0	0.09	0	-0.03	0
264	sLCB4	9.19	0	0.06	0	0.05	0
264	sLCB4	9.16	0	0.08	0	0.01	0
264	sLCB4	9.13	0	0.1	0	-0.04	0
265	sLCB4	-10.86	0.01	-0.17	0	-0.08	0.01
265	sLCB4	-10.9	0.01	-0.16	0	0.01	0
265	sLCB4	-10.93	0.01	-0.14	0	0.09	-0.01
266	sLCB4	-10.87	-0.01	-0.17	0	-0.08	-0.01
266	sLCB4	-10.9	-0.01	-0.16	0	0.01	0
266	sLCB4	-10.93	-0.01	-0.14	0	0.09	0.01
267	sLCB4	22.74	-0.32	1.3	0	1.43	-0.2
267	sLCB4	22.59	-0.32	1.3	0	0.8	-0.05
267	sLCB4	22.44	-0.32	1.3	0	0.17	0.11
268	sLCB4	22.58	0.39	1.58	0	1.7	0.24
268	sLCB4	22.43	0.39	1.58	0	0.93	0.05
268	sLCB4	22.28	0.39	1.58	0	0.16	-0.14
269	sLCB4	-14.71	0	0.26	0	0.11	0
269	sLCB4	-14.67	0	0.28	0	-0.04	0
269	sLCB4	-14.64	0	0.29	0	-0.19	0
270	sLCB4	-14.53	0	0.27	0	0.11	0
270	sLCB4	-14.5	0	0.28	0	-0.04	0
270	sLCB4	-14.46	0	0.3	0	-0.2	0

271	sLCB4	-9.06	0	0.05	0	0.06	0
271	sLCB4	-9.03	0	0.07	0	0.02	0
271	sLCB4	-8.99	0	0.09	0	-0.02	0
272	sLCB4	-9.17	0	0.06	0	0.06	0
272	sLCB4	-9.14	0	0.07	0	0.02	0
272	sLCB4	-9.1	0	0.09	0	-0.02	0
273	sLCB4	10.15	0	0.05	0	-0.01	0
273	sLCB4	10.18	0	0.07	0	-0.04	0
273	sLCB4	10.21	0	0.09	0	-0.08	0.01
274	sLCB4	10.16	0	0.06	0	-0.01	0
274	sLCB4	10.19	0	0.08	0	-0.04	0
274	sLCB4	10.23	0	0.09	0	-0.09	0
275	sLCB4	2.1	0	0.01	0	0.04	0
275	sLCB4	2.07	0	0.03	0	0.02	0
275	sLCB4	2.04	0	0.05	0	0	0
276	sLCB4	2.21	0	0.02	0	0.04	0
276	sLCB4	2.18	0	0.03	0	0.02	0
276	sLCB4	2.14	0	0.05	0	0	0
277	sLCB4	10.39	0	0.21	0	0.16	0
277	sLCB4	10.36	0	0.23	0	0.04	0
277	sLCB4	10.33	0	0.24	0	-0.08	0
278	sLCB4	10.29	0	0.21	0	0.16	0
278	sLCB4	10.26	0	0.23	0	0.04	0
278	sLCB4	10.23	0	0.25	0	-0.08	0
279	sLCB4	9.19	1.58	0.72	0.01	0.87	0.67
279	sLCB4	9.04	1.58	0.72	0.01	0.52	-0.1
279	sLCB4	8.89	1.58	0.72	0.01	0.17	-0.86
280	sLCB4	9.18	1.55	-0.92	-0.01	-1.06	0.65
280	sLCB4	9.03	1.55	-0.92	-0.01	-0.61	-0.1
280	sLCB4	8.88	1.55	-0.92	-0.01	-0.17	-0.86
281	sLCB4	-2.02	0	0	0	0.02	0
281	sLCB4	-1.99	0	0.02	0	0.02	0
281	sLCB4	-1.96	0	0.03	0	0.01	0
282	sLCB4	-2.13	0	0	0	0.02	0
282	sLCB4	-2.1	0	0.02	0	0.02	0
282	sLCB4	-2.07	0	0.03	0	0.01	0
283	sLCB4	-10.31	0	0.05	0	0.04	0

283	sLCB4	-10.28	0	0.06	0	0.01	0
283	sLCB4	-10.24	0	0.08	0	-0.02	0
284	sLCB4	-10.19	0	0.04	0	0.04	0
284	sLCB4	-10.16	0	0.06	0	0.01	0
284	sLCB4	-10.13	0	0.08	0	-0.02	0
285	sLCB4	-5.19	0	-0.03	0	0.02	0
285	sLCB4	-5.22	0	-0.01	0	0.03	0
285	sLCB4	-5.26	0	0	0	0.03	0
286	sLCB4	-5.08	0	-0.03	0	0.02	0
286	sLCB4	-5.11	0	-0.01	0	0.03	0
286	sLCB4	-5.15	0	0	0	0.03	0
287	sLCB4	2.93	0	-0.02	0	0.01	0
287	sLCB4	2.9	0	0	0	0.01	0
287	sLCB4	2.86	0	0.02	0	0.01	0
288	sLCB4	2.81	0	-0.02	0	0.01	0
288	sLCB4	2.78	0	0	0	0.01	0
288	sLCB4	2.75	0	0.02	0	0.01	0
289	sLCB4	5.12	0	-0.23	0	-0.07	0
289	sLCB4	5.15	0	-0.21	0	0.05	0
289	sLCB4	5.18	0	-0.19	0	0.16	0
290	sLCB4	5.02	0	-0.22	0	-0.07	0
290	sLCB4	5.05	0	-0.21	0	0.05	0
290	sLCB4	5.08	0	-0.19	0	0.16	0
291	sLCB4	-2.91	0	0.03	0	0.04	0
291	sLCB4	-2.88	0	0.04	0	0.02	0
291	sLCB4	-2.85	0	0.06	0	-0.01	0
292	sLCB4	-2.8	0	0.02	0	0.03	0
292	sLCB4	-2.76	0	0.04	0	0.02	0
292	sLCB4	-2.73	0	0.06	0	-0.01	0
293	sLCB4	9.87	-0.01	-0.02	0	0.27	-0.08
293	sLCB4	9.73	-0.01	-0.02	0	0.28	-0.08
293	sLCB4	9.58	-0.01	-0.02	0	0.29	-0.07
294	sLCB4	9.87	0.09	0	0	0.29	0.12
294	sLCB4	9.72	0.09	0	0	0.29	0.08
294	sLCB4	9.57	0.09	0	0	0.29	0.04
295	sLCB4	9.94	0	0	0	-0.01	0
295	sLCB4	9.97	0	0.02	0	-0.02	0

295	sLCB4	10	0	0.03	0	-0.03	0
296	sLCB4	10.11	0	0	0	-0.01	0
296	sLCB4	10.14	0	0.02	0	-0.02	0
296	sLCB4	10.18	0	0.03	0	-0.03	0
297	sLCB4	-10.12	0.01	-0.08	0	-0.08	0
297	sLCB4	-10.15	0.01	-0.07	0	-0.04	0
297	sLCB4	-10.19	0.01	-0.05	0	-0.01	-0.01
298	sLCB4	-9.98	-0.01	-0.09	0	-0.08	0
298	sLCB4	-10.01	-0.01	-0.07	0	-0.04	0
298	sLCB4	-10.05	-0.01	-0.05	0	-0.01	0.01
299	sLCB4	-4.23	0	-0.06	0	-0.01	0
299	sLCB4	-4.26	0	-0.05	0	0.02	0
299	sLCB4	-4.29	0	-0.03	0	0.04	0
300	sLCB4	-4.34	0	-0.06	0	-0.01	0
300	sLCB4	-4.38	0	-0.05	0	0.02	0
300	sLCB4	-4.41	0	-0.03	0	0.04	0
301	sLCB4	18.29	1.62	-1.62	0	-1.43	0.69
301	sLCB4	18.14	1.62	-1.62	0	-0.64	-0.09
301	sLCB4	17.99	1.62	-1.62	0	0.15	-0.88
302	sLCB4	18.16	1.59	1.41	0	1.22	0.68
302	sLCB4	18.01	1.59	1.41	0	0.54	-0.1
302	sLCB4	17.86	1.59	1.41	0	-0.15	-0.87
303	sLCB4	-10.2	0	-0.12	0	-0.05	0
303	sLCB4	-10.23	0	-0.1	0	0.01	0
303	sLCB4	-10.27	0	-0.08	0	0.06	0
304	sLCB4	-10.38	0	-0.12	0	-0.05	0
304	sLCB4	-10.41	0	-0.1	0	0.01	0
304	sLCB4	-10.44	0	-0.09	0	0.06	0
305	sLCB4	3.82	0.01	-0.07	0	-0.01	-0.01
305	sLCB4	3.85	0.01	-0.05	0	0.02	-0.01
305	sLCB4	3.88	0.01	-0.03	0	0.04	-0.02
306	sLCB4	4.63	-0.01	-0.05	0	-0.01	0.01
306	sLCB4	4.67	-0.01	-0.04	0	0.01	0.01
306	sLCB4	4.7	-0.01	-0.02	0	0.03	0.02
307	sLCB4	4.29	0	-0.04	0	0	0
307	sLCB4	4.32	0	-0.03	0	0.02	0
307	sLCB4	4.36	0	-0.01	0	0.03	0

308	sLCB4	4.41	0	-0.05	0	-0.01	0
308	sLCB4	4.44	0	-0.03	0	0.01	0
308	sLCB4	4.47	0	-0.01	0	0.03	0
309	sLCB4	2.54	0	-0.04	0	0	0
309	sLCB4	2.58	0	-0.02	0	0.02	0
309	sLCB4	2.61	0	0	0	0.02	0
310	sLCB4	2.72	0	-0.04	0	0	0
310	sLCB4	2.76	0	-0.02	0	0.02	0
310	sLCB4	2.79	0	0	0	0.02	0
311	sLCB4	-3.82	0	-0.12	0	-0.06	0
311	sLCB4	-3.85	0	-0.11	0	0	0
311	sLCB4	-3.89	0	-0.09	0	0.05	0
312	sLCB4	-4.67	0	-0.14	0	-0.07	0
312	sLCB4	-4.7	0	-0.12	0	0	0
312	sLCB4	-4.73	0	-0.11	0	0.06	0
313	sLCB4	-11.44	0	-0.13	0	-0.05	0
313	sLCB4	-11.48	0	-0.11	0	0.01	0
313	sLCB4	-11.51	0	-0.1	0	0.07	0
314	sLCB4	-11.56	0	-0.13	0	-0.05	0
314	sLCB4	-11.59	0	-0.12	0	0.01	0
314	sLCB4	-11.62	0	-0.1	0	0.07	0
315	sLCB4	3.39	0	0.04	0	0.02	-0.01
315	sLCB4	3.42	0	0.06	0	0	0
315	sLCB4	3.46	0	0.07	0	-0.04	0
316	sLCB4	4.26	0	0.03	0	0.02	0.01
316	sLCB4	4.3	0	0.04	0	0	0
316	sLCB4	4.33	0	0.06	0	-0.03	0
317	sLCB4	-2.48	0	-0.05	0	-0.01	0
317	sLCB4	-2.52	0	-0.03	0	0.01	0
317	sLCB4	-2.55	0	-0.01	0	0.02	0
318	sLCB4	-2.66	0	-0.05	0	-0.01	0
318	sLCB4	-2.69	0	-0.03	0	0.01	0
318	sLCB4	-2.73	0	-0.01	0	0.02	0
319	sLCB4	11.26	0	-0.1	0	-0.04	0
319	sLCB4	11.29	0	-0.08	0	0	0
319	sLCB4	11.33	0	-0.06	0	0.04	0
320	sLCB4	11.34	0	-0.1	0	-0.04	0

320	sLCB4	11.38	0	-0.08	0	0	0
320	sLCB4	11.41	0	-0.06	0	0.04	0
321	sLCB4	-3.16	0	-0.09	0	-0.04	0.01
321	sLCB4	-3.19	0	-0.08	0	0.01	0.01
321	sLCB4	-3.22	0	-0.06	0	0.05	0.01
322	sLCB4	-3.99	0	-0.1	0	-0.04	0
322	sLCB4	-4.02	0	-0.08	0	0.01	-0.01
322	sLCB4	-4.06	0	-0.07	0	0.05	-0.01
323	sLCB4	-5.57	0	-0.02	0	0.01	0
323	sLCB4	-5.54	0	-0.01	0	0.01	0
323	sLCB4	-5.5	0	0.01	0	0.01	0
324	sLCB4	-5.39	0	-0.02	0	0.01	0
324	sLCB4	-5.36	0	0	0	0.01	0
324	sLCB4	-5.32	0	0.01	0	0.01	0
325	sLCB4	-11.96	0.01	0.12	0	0.08	0
325	sLCB4	-11.93	0.01	0.13	0	0.01	-0.01
325	sLCB4	-11.9	0.01	0.15	0	-0.06	-0.01
326	sLCB4	-2.8	-0.01	-0.12	0	-0.08	-0.02
326	sLCB4	-2.83	-0.01	-0.11	0	-0.02	-0.01
326	sLCB4	-2.86	-0.01	-0.1	0	0.04	-0.01
327	sLCB4	-1.77	0.01	-0.11	0	-0.08	0.02
327	sLCB4	-1.8	0.01	-0.1	0	-0.02	0.01
327	sLCB4	-1.84	0.01	-0.09	0	0.03	0.01
328	sLCB4	-12.26	-0.01	0.12	0	0.08	0
328	sLCB4	-12.23	-0.01	0.13	0	0.01	0
328	sLCB4	-12.19	-0.01	0.15	0	-0.06	0.01
329	sLCB4	1.48	-0.66	-1.51	0	-1.39	-0.36
329	sLCB4	1.33	-0.66	-1.51	0	-0.65	-0.04
329	sLCB4	1.18	-0.66	-1.51	0	0.08	0.28
330	sLCB4	1.49	0.7	-1.75	0	-1.62	0.37
330	sLCB4	1.34	0.7	-1.75	0	-0.77	0.03
330	sLCB4	1.19	0.7	-1.75	0	0.08	-0.3
331	sLCB4	9.71	-0.03	-0.01	0	0.01	-0.02
331	sLCB4	9.74	-0.03	0	0	0.01	0
331	sLCB4	9.77	-0.03	0.02	0	0	0.02
332	sLCB4	9.69	0.03	-0.01	0	0.01	0.02
332	sLCB4	9.73	0.03	0	0	0.01	0

332	sLCB4	9.76	0.03	0.02	0	0	-0.02
333	sLCB4	5.74	0	0.2	0	0.17	0
333	sLCB4	5.71	0	0.22	0	0.05	0
333	sLCB4	5.67	0	0.24	0	-0.07	0
334	sLCB4	5.54	0	0.2	0	0.17	0
334	sLCB4	5.5	0	0.22	0	0.05	0
334	sLCB4	5.47	0	0.24	0	-0.07	0
335	sLCB4	12.24	0.01	0.07	0	0.04	0.01
335	sLCB4	12.21	0.01	0.08	0	0	0
335	sLCB4	12.18	0.01	0.1	0	-0.04	0
336	sLCB4	2.75	0	-0.1	0	-0.02	0.01
336	sLCB4	2.78	0	-0.09	0	0.03	0.01
336	sLCB4	2.82	0	-0.07	0	0.07	0.01
337	sLCB4	1.69	0	-0.08	0	-0.01	-0.01
337	sLCB4	1.72	0	-0.07	0	0.02	-0.01
337	sLCB4	1.76	0	-0.05	0	0.05	-0.01
338	sLCB4	12.59	-0.01	0.07	0	0.05	0
338	sLCB4	12.55	-0.01	0.09	0	0	0
338	sLCB4	12.52	-0.01	0.1	0	-0.05	0
339	sLCB4	-15.84	-0.01	-0.22	0	-0.1	-0.02
339	sLCB4	-15.88	-0.01	-0.21	0	0.01	-0.02
339	sLCB4	-15.91	-0.01	-0.19	0	0.12	-0.01
340	sLCB4	-15.97	0.01	-0.22	0	-0.1	0.02
340	sLCB4	-16	0.01	-0.21	0	0.01	0.02
340	sLCB4	-16.03	0.01	-0.19	0	0.12	0.01
341	sLCB4	7.44	0.01	1.57	0.01	1.53	0.05
341	sLCB4	7.29	0.01	1.57	0.01	0.76	0.05
341	sLCB4	7.14	0.01	1.57	0.01	0	0.04
342	sLCB4	7.76	0.1	-1.76	-0.01	-1.71	0.09
342	sLCB4	7.61	0.1	-1.76	-0.01	-0.85	0.04
342	sLCB4	7.46	0.1	-1.76	-0.01	0	-0.01
343	sLCB4	-10.29	-0.02	0.26	0	0.11	-0.02
343	sLCB4	-10.26	-0.02	0.28	0	-0.04	-0.01
343	sLCB4	-10.23	-0.02	0.29	0	-0.2	0
344	sLCB4	-10.24	0.02	0.24	0	0.09	0.02
344	sLCB4	-10.21	0.02	0.26	0	-0.04	0.01
344	sLCB4	-10.18	0.02	0.27	0	-0.19	0

345	sLCB4	-11.36	0.01	0.23	0	0.1	0
345	sLCB4	-11.33	0.01	0.24	0	-0.02	0
345	sLCB4	-11.3	0.01	0.26	0	-0.16	0
346	sLCB4	-5.68	-0.04	-0.26	0	-0.14	0
346	sLCB4	-5.71	-0.04	-0.24	0	-0.01	0.02
346	sLCB4	-5.74	-0.04	-0.23	0	0.12	0.04
347	sLCB4	-4.94	0.04	-0.24	0	-0.13	0
347	sLCB4	-4.97	0.04	-0.23	0	0	-0.02
347	sLCB4	-5	0.04	-0.21	0	0.11	-0.04
348	sLCB4	-11.64	0	0.24	0	0.11	0
348	sLCB4	-11.61	0	0.25	0	-0.02	0
348	sLCB4	-11.58	0	0.27	0	-0.16	0
349	sLCB4	15.09	-0.02	0.08	0	-0.02	0.01
349	sLCB4	15.13	-0.02	0.1	0	-0.07	0.02
349	sLCB4	15.16	-0.02	0.11	0	-0.12	0.04
350	sLCB4	15.16	0.02	0.05	0	-0.03	-0.01
350	sLCB4	15.2	0.02	0.06	0	-0.06	-0.02
350	sLCB4	15.23	0.02	0.08	0	-0.1	-0.04
351	sLCB4	0.19	0.26	0.06	0	0.01	0.13
351	sLCB4	0.15	0.26	0.06	0	-0.01	0
351	sLCB4	0.12	0.26	0.06	0	-0.04	-0.13
352	sLCB4	0.19	0.26	0.06	0	0.01	0.13
352	sLCB4	0.15	0.26	0.06	0	-0.01	0
352	sLCB4	0.12	0.26	0.06	0	-0.04	-0.13
353	sLCB4	11.33	0.75	-2.81	0	-2.86	0.35
353	sLCB4	11.18	0.75	-2.81	0	-1.5	-0.01
353	sLCB4	11.03	0.75	-2.81	0	-0.13	-0.38
354	sLCB4	30.28	1.01	-3.97	0	-3.81	0.61
354	sLCB4	30.13	1.01	-3.97	0	-1.88	0.12
354	sLCB4	29.98	1.01	-3.97	0	0.04	-0.37
355	sLCB4	14.54	-0.76	-2.66	0	-2.47	-0.26
355	sLCB4	14.39	-0.76	-2.66	0	-1.18	0.11
355	sLCB4	14.24	-0.76	-2.66	0	0.11	0.48
356	sLCB4	0.05	0.02	0	0	0	0.01
356	sLCB4	0.02	0.02	0	0	0	0
356	sLCB4	-0.01	0.02	0	0	0	-0.01
357	sLCB4	0.05	0.02	0	0	0	0.01

357	sLCB4	0.02	0.02	0	0	0	0
357	sLCB4	-0.01	0.02	0	0	0	-0.01
358	sLCB4	0.06	0.03	0	0	0	0.02
358	sLCB4	0.03	0.03	0	0	0	0
358	sLCB4	0	0.03	0	0	0	-0.01
359	sLCB4	0.06	0.03	0	0	0	0.02
359	sLCB4	0.03	0.03	0	0	0	0
359	sLCB4	0	0.03	0	0	0	-0.01
360	sLCB4	13.49	1.05	-1.98	0	-1.81	0.4
360	sLCB4	13.34	1.05	-1.98	0	-0.85	-0.11
360	sLCB4	13.19	1.05	-1.98	0	0.11	-0.62
361	sLCB4	30.54	-0.85	-3.59	0	-3.45	-0.46
361	sLCB4	30.39	-0.85	-3.59	0	-1.71	-0.05
361	sLCB4	30.24	-0.85	-3.59	0	0.03	0.37
362	sLCB4	11.4	-0.55	-2.7	0	-2.76	-0.18
362	sLCB4	11.25	-0.55	-2.7	0	-1.45	0.08
362	sLCB4	11.1	-0.55	-2.7	0	-0.14	0.35
363	sLCB4	0.18	0.26	-0.06	0	-0.02	0.13
363	sLCB4	0.14	0.26	-0.06	0	0.01	0
363	sLCB4	0.11	0.26	-0.06	0	0.04	-0.13
364	sLCB4	0.18	0.26	-0.06	0	-0.02	0.13
364	sLCB4	0.14	0.26	-0.06	0	0.01	0
364	sLCB4	0.11	0.26	-0.06	0	0.04	-0.13
365	sLCB4	0.27	-0.13	0.09	0	0.02	-0.06
365	sLCB4	0.24	-0.13	0.09	0	-0.02	0
365	sLCB4	0.21	-0.13	0.09	0	-0.07	0.06
366	sLCB4	17.32	0.56	0.38	-0.01	0.36	0.4
366	sLCB4	17.17	0.56	0.38	-0.01	0.18	0.12
366	sLCB4	17.02	0.56	0.38	-0.01	-0.01	-0.15
367	sLCB4	19.87	-2.33	2.23	0	2.13	-0.89
367	sLCB4	19.72	-2.33	2.23	0	1.05	0.24
367	sLCB4	19.57	-2.33	2.23	0	-0.03	1.37
368	sLCB4	0.07	-0.22	0.47	0	0.23	-0.11
368	sLCB4	0.1	-0.22	0.47	0	0	0
368	sLCB4	0.13	-0.22	0.47	0	-0.23	0.11
369	sLCB4	0.46	-0.16	0.14	0	0.05	-0.08
369	sLCB4	0.43	-0.16	0.14	0	-0.02	0

369	sLCB4	0.39	-0.16	0.14	0	-0.08	0.08
370	sLCB4	27.48	1.03	0.08	0	0.12	0.56
370	sLCB4	27.33	1.03	0.08	0	0.08	0.06
370	sLCB4	27.18	1.03	0.08	0	0.04	-0.44
371	sLCB4	19.43	-0.23	1.45	0	1.37	-0.2
371	sLCB4	19.28	-0.23	1.45	0	0.67	-0.09
371	sLCB4	19.13	-0.23	1.45	0	-0.04	0.02
372	sLCB4	22.3	-0.19	2.87	0	2.73	-0.15
372	sLCB4	22.15	-0.19	2.87	0	1.34	-0.06
372	sLCB4	22	-0.19	2.87	0	-0.05	0.03
373	sLCB4	16.13	-1.77	0.82	0.01	0.75	-0.9
373	sLCB4	15.98	-1.77	0.82	0.01	0.35	-0.04
373	sLCB4	15.83	-1.77	0.82	0.01	-0.05	0.82
374	sLCB4	0.21	-0.19	-0.74	0	-0.34	-0.09
374	sLCB4	0.18	-0.19	-0.74	0	0.02	0
374	sLCB4	0.14	-0.19	-0.74	0	0.38	0.09
375	sLCB4	-13.54	0	0.2	0	0.07	0
375	sLCB4	-13.5	0	0.22	0	-0.05	0
375	sLCB4	-13.47	0	0.24	0	-0.17	0
376	sLCB4	-7.04	-0.01	0.18	0	0.06	-0.01
376	sLCB4	-7.01	-0.01	0.2	0	-0.04	0
376	sLCB4	-6.97	-0.01	0.21	0	-0.15	0
377	sLCB4	-8.31	-0.07	0.17	0	0.06	-0.06
377	sLCB4	-8.27	-0.07	0.19	0	-0.04	-0.03
377	sLCB4	-8.24	-0.07	0.21	0	-0.14	0.01
378	sLCB4	-9.68	0.01	0.25	0	0.1	0
378	sLCB4	-9.65	0.01	0.27	0	-0.04	0
378	sLCB4	-9.62	0.01	0.28	0	-0.19	0
379	sLCB4	-7.43	0.04	0.2	0	0.08	0.04
379	sLCB4	-7.4	0.04	0.22	0	-0.03	0.02
379	sLCB4	-7.37	0.04	0.23	0	-0.15	0
380	sLCB4	-12.61	-0.02	0.27	0	0.11	-0.01
380	sLCB4	-12.58	-0.02	0.29	0	-0.04	0
380	sLCB4	-12.54	-0.02	0.3	0	-0.2	0.01
381	sLCB4	-12.54	0.01	0.31	0	0.13	0
381	sLCB4	-12.5	0.01	0.33	0	-0.04	0
381	sLCB4	-12.47	0.01	0.35	0	-0.23	0

382	sLCB4	9.77	-0.45	-0.9	0.01	-1	-0.3
382	sLCB4	9.62	-0.45	-0.9	0.01	-0.56	-0.08
382	sLCB4	9.47	-0.45	-0.9	0.01	-0.12	0.14
383	sLCB4	10.72	-0.4	1.53	-0.01	1.67	-0.3
383	sLCB4	10.57	-0.4	1.53	-0.01	0.93	-0.11
383	sLCB4	10.42	-0.4	1.53	-0.01	0.18	0.09
384	sLCB4	10.76	0.64	0.96	-0.01	0.94	0.36
384	sLCB4	10.61	0.64	0.96	-0.01	0.47	0.05
384	sLCB4	10.46	0.64	0.96	-0.01	0.01	-0.26
385	sLCB4	10.17	0.86	-0.34	0.01	-0.34	0.48
385	sLCB4	10.02	0.86	-0.34	0.01	-0.17	0.06
385	sLCB4	9.87	0.86	-0.34	0.01	-0.01	-0.36
386	sLCB4	7.37	0	0.25	0	0.19	0
386	sLCB4	7.33	0	0.27	0	0.05	0
386	sLCB4	7.3	0	0.28	0	-0.1	0
387	sLCB4	0.68	0	0.14	0	0.13	0
387	sLCB4	0.64	0	0.16	0	0.05	0
387	sLCB4	0.61	0	0.17	0	-0.04	0
388	sLCB4	1.83	0	0.16	0	0.13	-0.01
388	sLCB4	1.79	0	0.17	0	0.04	-0.01
388	sLCB4	1.76	0	0.19	0	-0.05	-0.02
389	sLCB4	3.59	0	0.13	0	0.12	0
389	sLCB4	3.56	0	0.15	0	0.04	0
389	sLCB4	3.53	0	0.17	0	-0.04	0
390	sLCB4	1	-0.01	0.14	0	0.12	0.01
390	sLCB4	0.96	-0.01	0.16	0	0.04	0.01
390	sLCB4	0.93	-0.01	0.17	0	-0.05	0.01
391	sLCB4	7.01	0	0.22	0	0.18	-0.01
391	sLCB4	6.97	0	0.24	0	0.05	-0.01
391	sLCB4	6.94	0	0.26	0	-0.08	-0.01
392	sLCB4	7.02	0	0.18	0	0.15	0
392	sLCB4	6.99	0	0.2	0	0.05	0
392	sLCB4	6.96	0	0.21	0	-0.06	0
393	sLCB4	-7.27	0	-0.03	0	0.01	0
393	sLCB4	-7.24	0	-0.01	0	0.02	0
393	sLCB4	-7.21	0	0.01	0	0.02	0
394	sLCB4	-0.63	0	-0.02	0	0	0

394	sLCB4	-0.6	0	0	0	0.01	0
394	sLCB4	-0.57	0	0.01	0	0	0
395	sLCB4	-1.79	0.01	-0.03	0	-0.01	0.01
395	sLCB4	-1.75	0.01	-0.01	0	0.01	0.01
395	sLCB4	-1.72	0.01	0	0	0.01	0.01
396	sLCB4	-3.52	0	0.05	0	0.03	0
396	sLCB4	-3.48	0	0.07	0	0	0
396	sLCB4	-3.45	0	0.08	0	-0.04	0
397	sLCB4	-0.85	-0.01	-0.02	0	0	-0.01
397	sLCB4	-0.82	-0.01	0	0	0	-0.01
397	sLCB4	-0.78	-0.01	0.02	0	0	0
398	sLCB4	-6.91	0	0	0	0.01	0.01
398	sLCB4	-6.87	0	0.02	0	0.01	0.01
398	sLCB4	-6.84	0	0.04	0	-0.01	0.01
399	sLCB4	-6.92	0	0.06	0	0.04	0
399	sLCB4	-6.89	0	0.08	0	0	0
399	sLCB4	-6.85	0	0.09	0	-0.04	0
400	sLCB4	-1.85	0	-0.03	0	0	0
400	sLCB4	-1.89	0	-0.01	0	0.01	0
400	sLCB4	-1.92	0	0.01	0	0.01	0
401	sLCB4	-8.88	0	-0.07	0	-0.03	0
401	sLCB4	-8.91	0	-0.06	0	0.01	0
401	sLCB4	-8.94	0	-0.04	0	0.04	0
402	sLCB4	-7.67	0.01	-0.03	0	-0.01	-0.01
402	sLCB4	-7.7	0.01	-0.02	0	0	-0.01
402	sLCB4	-7.74	0.01	0	0	0.01	-0.02
403	sLCB4	-6.23	0	-0.07	0	-0.02	0
403	sLCB4	-6.27	0	-0.06	0	0.02	0
403	sLCB4	-6.3	0	-0.04	0	0.05	0.01
404	sLCB4	-8.66	0	-0.09	0	-0.03	0
404	sLCB4	-8.7	0	-0.08	0	0.02	0.01
404	sLCB4	-8.73	0	-0.06	0	0.05	0.01
405	sLCB4	-2.55	0	-0.01	0	0.01	-0.01
405	sLCB4	-2.58	0	0.01	0	0.01	-0.01
405	sLCB4	-2.62	0	0.02	0	0	-0.01
406	sLCB4	-2.74	0	-0.05	0	-0.01	0
406	sLCB4	-2.78	0	-0.03	0	0.02	0

406	sLCB4	-2.81	0	-0.01	0	0.03	0
407	sLCB4	1.9	0	-0.01	0	0	0
407	sLCB4	1.93	0	0	0	0.01	0
407	sLCB4	1.96	0	0.02	0	0	0
408	sLCB4	8.7	0	-0.31	0	-0.11	0
408	sLCB4	8.74	0	-0.3	0	0.05	0
408	sLCB4	8.77	0	-0.28	0	0.21	0
409	sLCB4	7.78	0	-0.29	0	-0.1	0.02
409	sLCB4	7.81	0	-0.27	0	0.05	0.02
409	sLCB4	7.84	0	-0.25	0	0.2	0.01
410	sLCB4	2.52	0	-0.22	0	-0.06	0.01
410	sLCB4	2.55	0	-0.2	0	0.05	0.01
410	sLCB4	2.59	0	-0.18	0	0.15	0.01
411	sLCB4	6.41	-0.01	0.05	0	0.02	-0.01
411	sLCB4	6.44	-0.01	0.07	0	-0.01	0
411	sLCB4	6.48	-0.01	0.09	0	-0.06	0.01
412	sLCB4	8.97	0.01	0.16	0	0.05	-0.01
412	sLCB4	9	0.01	0.19	0	-0.06	-0.01
412	sLCB4	9.03	0.01	0.21	0	-0.17	-0.02
413	sLCB4	2.6	0	-0.03	0	0	0
413	sLCB4	2.63	0	-0.01	0	0.01	0
413	sLCB4	2.67	0	0.01	0	0.02	-0.01
414	sLCB4	11.74	-1.4	-1.43	-0.01	-1.76	-0.52
414	sLCB4	11.59	-1.4	-1.43	-0.01	-1.07	0.16
414	sLCB4	11.44	-1.4	-1.43	-0.01	-0.38	0.84
415	sLCB4	11.19	-2.03	2.74	0.01	2.96	-0.84
415	sLCB4	11.04	-2.03	2.74	0.01	1.63	0.15
415	sLCB4	10.89	-2.03	2.74	0.01	0.3	1.13
416	sLCB4	-10.27	-0.01	-0.39	0	-0.26	0
416	sLCB4	-10.3	-0.01	-0.39	0	-0.06	0
416	sLCB4	-10.33	-0.01	-0.38	0	0.13	0.01
417	sLCB4	-11.23	0.01	-0.05	0	0	0
417	sLCB4	-11.27	0.01	-0.04	0	0.03	0
417	sLCB4	-11.3	0.01	-0.02	0	0.04	0
418	sLCB4	8.98	-0.8	1.54	0.01	1.5	-0.15
418	sLCB4	8.83	-0.8	1.54	0.01	0.75	0.24
418	sLCB4	8.68	-0.8	1.54	0.01	0	0.63

419	sLCB4	27.17	0.01	-0.68	0	-0.62	0.05
419	sLCB4	27.02	0.01	-0.68	0	-0.29	0.04
419	sLCB4	26.87	0.01	-0.68	0	0.04	0.04
420	sLCB4	0.11	-0.05	0.99	0	0.47	-0.02
420	sLCB4	0.15	-0.05	0.99	0	-0.01	0
420	sLCB4	0.18	-0.05	0.99	0	-0.49	0.02
421	sLCB4	9.8	-1.78	-0.42	0	-0.48	-0.84
421	sLCB4	9.65	-1.78	-0.42	0	-0.28	0.02
421	sLCB4	9.5	-1.78	-0.42	0	-0.07	0.89
422	sLCB4	9.55	-1.43	1.05	0	0.93	-0.65
422	sLCB4	9.4	-1.43	1.05	0	0.42	0.04
422	sLCB4	9.25	-1.43	1.05	0	-0.09	0.73
423	sLCB4	7.93	-2.17	-2.35	0	-2.36	-0.89
423	sLCB4	7.78	-2.17	-2.35	0	-1.22	0.16
423	sLCB4	7.63	-2.17	-2.35	0	-0.08	1.22
424	sLCB4	-0.15	-0.11	-0.94	0	-0.46	-0.05
424	sLCB4	-0.18	-0.11	-0.94	0	0	0
424	sLCB4	-0.21	-0.11	-0.94	0	0.46	0.05
425	sLCB4	-12.3	-0.06	-0.35	0	-0.23	-0.01
425	sLCB4	-12.33	-0.06	-0.33	0	-0.05	0.02
425	sLCB4	-12.36	-0.06	-0.32	0	0.12	0.05
426	sLCB4	-6.55	0	0.22	0	0.09	0
426	sLCB4	-6.52	0	0.24	0	-0.03	0
426	sLCB4	-6.49	0	0.26	0	-0.17	0
427	sLCB4	-7.66	-0.02	-0.25	0	-0.17	-0.01
427	sLCB4	-7.69	-0.02	-0.24	0	-0.04	0
427	sLCB4	-7.73	-0.02	-0.23	0	0.08	0.01
428	sLCB4	-0.06	0	0.1	0	0.1	0
428	sLCB4	-0.09	0	0.12	0	0.04	0
428	sLCB4	-0.13	0	0.14	0	-0.03	0
429	sLCB4	0.14	0.13	0.7	0	0.32	0.06
429	sLCB4	0.1	0.13	0.7	0	-0.01	0
429	sLCB4	0.07	0.13	0.7	0	-0.35	-0.06
430	sLCB4	19.95	1.87	-3.56	0	-3.41	0.94
430	sLCB4	19.8	1.87	-3.56	0	-1.69	0.03
430	sLCB4	19.65	1.87	-3.56	0	0.04	-0.88
431	sLCB4	14.82	1.6	0.07	0	0.06	0.89

431	sLCB4	14.67	1.6	0.07	0	0.03	0.12
431	sLCB4	14.52	1.6	0.07	0	-0.01	-0.66
432	sLCB4	-0.74	-0.01	0.35	0	0.18	-0.01
432	sLCB4	-0.78	-0.01	0.35	0	0	0
432	sLCB4	-0.81	-0.01	0.35	0	-0.17	0.01
433	sLCB4	0.17	0	-0.04	0	0	0
433	sLCB4	0.2	0	-0.03	0	0.02	0
433	sLCB4	0.23	0	-0.01	0	0.03	0
434	sLCB4	11.42	0.01	-0.06	0	-0.04	0
434	sLCB4	11.46	0.01	-0.04	0	-0.01	0
434	sLCB4	11.49	0.01	-0.02	0	0	-0.01
435	sLCB4	-9	0.01	-0.2	0	-0.11	0
435	sLCB4	-9.04	0.01	-0.19	0	0	0
435	sLCB4	-9.07	0.01	-0.17	0	0.1	-0.01
436	sLCB4	0.01	0.01	0.08	0	0.03	0
436	sLCB4	-0.02	0.01	0.08	0	-0.01	0
436	sLCB4	-0.06	0.01	0.08	0	-0.05	0
437	sLCB4	15.76	0.96	2.6	0	2.45	0.46
437	sLCB4	15.61	0.96	2.6	0	1.19	-0.01
437	sLCB4	15.46	0.96	2.6	0	-0.07	-0.48
438	sLCB4	9.56	0.55	0.45	0	0.5	0.53
438	sLCB4	9.41	0.55	0.45	0	0.28	0.26
438	sLCB4	9.26	0.55	0.45	0	0.07	-0.01
439	sLCB4	9.72	0.24	0.76	0	0.74	0.19
439	sLCB4	9.57	0.24	0.76	0	0.37	0.07
439	sLCB4	9.42	0.24	0.76	0	0.01	-0.05
440	sLCB4	0.22	0.18	0.47	0	0.23	0.08
440	sLCB4	0.18	0.18	0.47	0	0	0
440	sLCB4	0.15	0.18	0.47	0	-0.23	-0.09
441	sLCB4	8.39	0.02	0.11	0	0.03	0
441	sLCB4	8.42	0.02	0.13	0	-0.04	0
441	sLCB4	8.45	0.02	0.14	0	-0.11	-0.01
442	sLCB4	3.19	-0.01	-0.09	0	-0.04	0
442	sLCB4	3.22	-0.01	-0.07	0	0.01	0
442	sLCB4	3.25	-0.01	-0.05	0	0.04	0.01
443	sLCB4	10.35	0.13	1.37	0	1.53	-0.19
443	sLCB4	10.2	0.13	1.37	0	0.87	-0.25

443	sLCB4	10.05	0.13	1.37	0	0.21	-0.31
444	sLCB4	8.47	0.89	-1.96	0.01	-1.9	0.34
444	sLCB4	8.32	0.89	-1.96	0.01	-0.95	-0.09
444	sLCB4	8.17	0.89	-1.96	0.01	0	-0.53
445	sLCB4	-9.44	0.02	0.26	0	0.11	0.01
445	sLCB4	-9.41	0.02	0.28	0	-0.04	0.01
445	sLCB4	-9.38	0.02	0.29	0	-0.19	0
446	sLCB4	0.32	0.07	-0.44	0	-0.22	0.03
446	sLCB4	0.29	0.07	-0.44	0	-0.01	0
446	sLCB4	0.26	0.07	-0.44	0	0.2	-0.03
447	sLCB4	8.86	0	0.96	0	0.93	0.07
447	sLCB4	8.71	0	0.96	0	0.47	0.07
447	sLCB4	8.56	0	0.96	0	0	0.07
448	sLCB4	9.33	0.58	0.34	0	0.38	0.19
448	sLCB4	9.18	0.58	0.34	0	0.22	-0.09
448	sLCB4	9.03	0.58	0.34	0	0.05	-0.38
449	sLCB4	0.5	-0.03	0.73	0	0.36	-0.02
449	sLCB4	0.46	-0.03	0.73	0	0.01	0
449	sLCB4	0.43	-0.03	0.73	0	-0.35	0.01
450	sLCB4	3.46	0	-0.01	0	-0.01	0
450	sLCB4	3.5	0	0.01	0	-0.01	0
450	sLCB4	3.53	0	0.03	0	-0.02	0
451	sLCB4	1.88	-0.01	0.04	0	0.02	0
451	sLCB4	1.91	-0.01	0.06	0	-0.01	0
451	sLCB4	1.95	-0.01	0.08	0	-0.05	0
452	sLCB4	-3	0	0.14	0	0.13	0
452	sLCB4	-3.03	0	0.16	0	0.05	0
452	sLCB4	-3.06	0	0.18	0	-0.04	0
453	sLCB4	-3.56	0	0.07	0	0.09	0
453	sLCB4	-3.59	0	0.09	0	0.04	0
453	sLCB4	-3.62	0	0.11	0	-0.01	0
454	sLCB4	2.39	0	-0.06	0	-0.04	-0.01
454	sLCB4	2.36	0	-0.04	0	-0.01	0
454	sLCB4	2.33	0	-0.03	0	0.01	0
455	sLCB4	-4.64	-0.01	0.24	0	0.1	-0.01
455	sLCB4	-4.61	-0.01	0.25	0	-0.03	-0.01
455	sLCB4	-4.58	-0.01	0.27	0	-0.18	0

456	sLCB4	-3.54	0.01	0.19	0	0.09	0.01
456	sLCB4	-3.51	0.01	0.21	0	-0.02	0
456	sLCB4	-3.48	0.01	0.22	0	-0.14	0
457	sLCB4	11.18	0.9	-0.2	0	-0.21	0.41
457	sLCB4	11.03	0.9	-0.2	0	-0.11	-0.03
457	sLCB4	10.88	0.9	-0.2	0	-0.01	-0.47
458	sLCB4	12.58	1.17	0.34	0	0.35	0.56
458	sLCB4	12.43	1.17	0.34	0	0.18	-0.01
458	sLCB4	12.28	1.17	0.34	0	0.02	-0.58
459	sLCB4	3.63	0	0.22	0	0.17	0
459	sLCB4	3.59	0	0.24	0	0.05	0
459	sLCB4	3.56	0	0.25	0	-0.08	0
460	sLCB4	-1.75	0	0.14	0	0.14	0
460	sLCB4	-1.78	0	0.16	0	0.06	0
460	sLCB4	-1.81	0	0.17	0	-0.03	0
461	sLCB4	-2.31	0	0.06	0	0.06	0
461	sLCB4	-2.34	0	0.07	0	0.03	0
461	sLCB4	-2.38	0	0.09	0	-0.01	0
462	sLCB4	-3.42	0	-0.12	0	-0.04	0
462	sLCB4	-3.38	0	-0.11	0	0.02	0
462	sLCB4	-3.35	0	-0.09	0	0.08	0
463	sLCB4	-3.88	-0.01	0.15	0	0.07	-0.01
463	sLCB4	-3.84	-0.01	0.16	0	-0.02	-0.01
463	sLCB4	-3.81	-0.01	0.18	0	-0.11	0
464	sLCB4	-6.03	0	0.24	0	0.09	0
464	sLCB4	-6	0	0.26	0	-0.05	0
464	sLCB4	-5.96	0	0.27	0	-0.19	0
465	sLCB4	9.75	-0.03	1.07	0	1.04	0.03
465	sLCB4	9.6	-0.03	1.07	0	0.52	0.04
465	sLCB4	9.45	-0.03	1.07	0	0	0.06
466	sLCB4	19.92	-1.29	-3.12	0	-3	-0.47
466	sLCB4	19.77	-1.29	-3.12	0	-1.49	0.15
466	sLCB4	19.62	-1.29	-3.12	0	0.03	0.78
467	sLCB4	-11.93	0.01	0.28	0	0.11	0.01
467	sLCB4	-11.9	0.01	0.29	0	-0.05	0
467	sLCB4	-11.87	0.01	0.31	0	-0.21	-0.01
468	sLCB4	11.99	-0.69	-0.39	0	-0.43	-0.32

468	sLCB4	11.84	-0.69	-0.39	0	-0.24	0.02
468	sLCB4	11.69	-0.69	-0.39	0	-0.05	0.36
469	sLCB4	15.19	0.47	-0.27	0	-0.1	0.21
469	sLCB4	15.04	0.47	-0.27	0	0.03	-0.01
469	sLCB4	14.89	0.47	-0.27	0	0.16	-0.24
470	sLCB4	6.51	0	0.24	0	0.19	0
470	sLCB4	6.48	0	0.26	0	0.05	0
470	sLCB4	6.44	0	0.27	0	-0.09	0
471	sLCB4	-4.99	0.01	-0.12	0	-0.07	0
471	sLCB4	-5.02	0.01	-0.1	0	-0.01	0
471	sLCB4	-5.05	0.01	-0.08	0	0.04	0
472	sLCB4	-6.37	0	-0.05	0	-0.01	0
472	sLCB4	-6.34	0	-0.03	0	0.02	0
472	sLCB4	-6.3	0	-0.02	0	0.03	0
473	sLCB4	-2.55	0	-0.06	0	-0.03	0
473	sLCB4	-2.58	0	-0.04	0	0	0
473	sLCB4	-2.62	0	-0.03	0	0.02	0
474	sLCB4	2.32	0	-0.07	0	-0.01	0
474	sLCB4	2.36	0	-0.06	0	0.02	0
474	sLCB4	2.39	0	-0.04	0	0.04	0
475	sLCB4	8.84	-0.61	-1.04	0	-0.96	-0.21
475	sLCB4	8.69	-0.61	-1.04	0	-0.46	0.08
475	sLCB4	8.54	-0.61	-1.04	0	0.04	0.37
476	sLCB4	10.83	-0.21	-2.23	-0.01	-2.17	-0.05
476	sLCB4	10.68	-0.21	-2.23	-0.01	-1.09	0.05
476	sLCB4	10.53	-0.21	-2.23	-0.01	-0.01	0.15
477	sLCB4	0.25	0.15	-0.28	0	-0.13	0.07
477	sLCB4	0.22	0.15	-0.28	0	0.01	0
477	sLCB4	0.18	0.15	-0.28	0	0.14	-0.07
478	sLCB4	4.24	0.01	-0.09	0	-0.03	0
478	sLCB4	4.27	0.01	-0.08	0	0.01	0
478	sLCB4	4.3	0.01	-0.07	0	0.05	-0.01
479	sLCB4	-0.01	-0.02	0	0	-0.01	-0.01
479	sLCB4	-0.05	-0.02	0	0	-0.01	0
479	sLCB4	-0.08	-0.02	0	0	-0.01	0.01
480	sLCB4	8.39	0.7	-2.21	0.01	-2.24	0.25
480	sLCB4	8.24	0.7	-2.21	0.01	-1.17	-0.09

480	sLCB4	8.09	0.7	-2.21	0.01	-0.1	-0.43
481	sLCB4	6.96	-1.63	-0.91	0	-0.76	-0.72
481	sLCB4	6.81	-1.63	-0.91	0	-0.32	0.07
481	sLCB4	6.66	-1.63	-0.91	0	0.12	0.86
482	sLCB4	0.13	0.13	0.79	0	0.38	0.07
482	sLCB4	0.09	0.13	0.79	0	0	0
482	sLCB4	0.06	0.13	0.79	0	-0.38	-0.06
483	sLCB4	0.09	0.03	0.1	0	0.05	0.01
483	sLCB4	0.06	0.03	0.1	0	0	0
483	sLCB4	0.03	0.03	0.1	0	-0.04	-0.01
484	sLCB4	8.46	-0.7	-1.7	-0.01	-1.76	-0.29
484	sLCB4	8.31	-0.7	-1.7	-0.01	-0.93	0.05
484	sLCB4	8.16	-0.7	-1.7	-0.01	-0.11	0.39
485	sLCB4	-7.24	0.46	-3.09	0	-1.9	-0.01
485	sLCB4	-7.24	-0.46	0.17	0	-1.34	-0.01
485	sLCB4	-7.24	-1.39	3.43	0	-2.03	0.35
486	sLCB4	-7.49	-0.39	-3.1	0	-1.95	0.02
486	sLCB4	-7.49	0.53	0.17	0	-1.38	-0.01
486	sLCB4	-7.49	1.46	3.43	0	-2.07	-0.39
487	sLCB4	-2.21	-1.52	-4.69	0	-0.17	-0.34
487	sLCB4	-2.21	-1.11	-6.13	0	0.75	-0.12
487	sLCB4	-2.21	-0.7	-7.57	0	1.9	0.03
488	sLCB4	-2.19	-1.43	4.96	0	0.22	-0.32
488	sLCB4	-2.19	-1.03	6.39	0	-0.74	-0.11
488	sLCB4	-2.19	-0.62	7.83	0	-1.94	0.03
489	sLCB4	-4.07	0.04	-1.19	0	-0.1	0.07
489	sLCB4	-4.07	0.04	0.4	0	0	0.06
489	sLCB4	-4.07	0.04	2	0	-0.29	0.05
490	sLCB4	-3.19	-0.04	-1.32	0	-0.14	-0.07
490	sLCB4	-3.19	-0.04	0.27	0	-0.02	-0.06
490	sLCB4	-3.19	-0.04	1.87	0	-0.28	-0.05
491	sLCB4	-8.49	2.08	-6.63	0	-2.09	0.63
491	sLCB4	-8.49	0.14	0.19	0	0.49	-0.26
491	sLCB4	-8.49	-1.8	7.01	0	-2.4	0.41
492	sLCB4	-8.5	-2.1	-6.64	0	-2.12	-0.65
492	sLCB4	-8.5	-0.16	0.18	0	0.47	0.26
492	sLCB4	-8.5	1.78	6.99	0	-2.41	-0.39

493	sLCB4	-0.12	0.08	-3.16	0	-0.43	0.03
493	sLCB4	-0.12	0.08	-1.57	0	0.13	0.01
493	sLCB4	-0.12	0.08	0.02	0	0.32	-0.01
494	sLCB4	0.56	-0.08	-3.16	0	-0.43	-0.03
494	sLCB4	0.56	-0.08	-1.57	0	0.13	-0.01
494	sLCB4	0.56	-0.08	0.03	0	0.32	0.01
495	sLCB4	-4.72	0	-2.09	0	-0.37	0.04
495	sLCB4	-4.72	0	-0.45	0	-0.06	0.04
495	sLCB4	-4.72	0	1.19	0	-0.15	0.04
496	sLCB4	-4.27	0	-2.15	0	-0.4	-0.04
496	sLCB4	-4.27	0	-0.51	0	-0.07	-0.04
496	sLCB4	-4.27	0	1.13	0	-0.14	-0.04
497	sLCB4	-10.01	1.95	5.65	0	0.54	0.55
497	sLCB4	-10.01	0.01	-1.17	0	-1.25	-0.24
497	sLCB4	-10.01	-1.93	-7.99	0	2.42	0.52
498	sLCB4	-9.95	-1.94	5.65	0	0.56	-0.53
498	sLCB4	-9.95	0	-1.17	0	-1.24	0.24
498	sLCB4	-9.95	1.94	-7.98	0	2.44	-0.54
499	sLCB4	-4.05	-0.96	7.01	0	0.8	0.19
499	sLCB4	-4.05	0.85	0.64	0	-2.07	0.23
499	sLCB4	-4.05	2.67	-5.74	0	-0.16	-1.09
500	sLCB4	-3.98	-0.98	-7.01	0	-0.76	0.17
500	sLCB4	-3.98	0.83	-0.64	0	2.11	0.23
500	sLCB4	-3.98	2.64	5.74	0	0.2	-1.08
501	sLCB4	-10.98	0.03	-3.16	0	-0.43	0.03
501	sLCB4	-10.98	0.03	-1.52	0	0.15	0.03
501	sLCB4	-10.98	0.03	0.12	0	0.32	0.02
502	sLCB4	-10.49	-0.03	-3.16	0	-0.43	-0.03
502	sLCB4	-10.49	-0.03	-1.52	0	0.15	-0.03
502	sLCB4	-10.49	-0.03	0.12	0	0.32	-0.02
503	sLCB4	-0.12	0.08	0.02	0	0.32	-0.01
503	sLCB4	-0.12	0.08	1.62	0	0.12	-0.03
503	sLCB4	-0.12	0.08	3.21	0	-0.46	-0.05
504	sLCB4	0.56	-0.08	0.03	0	0.32	0.01
504	sLCB4	0.56	-0.08	1.62	0	0.12	0.03
504	sLCB4	0.56	-0.08	3.21	0	-0.46	0.05
505	sLCB4	-10.98	0.03	0.12	0	0.32	0.02

505	sLCB4	-10.98	0.03	1.76	0	0.09	0.01
505	sLCB4	-10.98	0.03	3.4	0	-0.55	0.01
506	sLCB4	-10.49	-0.03	0.12	0	0.32	-0.02
506	sLCB4	-10.49	-0.03	1.76	0	0.09	-0.01
506	sLCB4	-10.49	-0.03	3.4	0	-0.55	-0.01
507	sLCB4	8.69	0.01	-3.97	0	-1.03	0
507	sLCB4	8.69	0.01	-2.4	0	-0.27	0
507	sLCB4	8.69	0.01	-0.82	0	0.11	0
508	sLCB4	9.05	-0.01	-4.04	0	-1.05	0
508	sLCB4	9.05	-0.01	-2.47	0	-0.28	0
508	sLCB4	9.05	-0.01	-0.89	0	0.11	0
509	sLCB4	9	0.01	-0.94	0	-0.14	-0.07
509	sLCB4	9	0.01	0.66	0	-0.11	-0.07
509	sLCB4	9	0.01	2.25	0	-0.46	-0.07
510	sLCB4	9.46	-0.01	-0.95	0	-0.14	0.07
510	sLCB4	9.46	-0.01	0.64	0	-0.11	0.07
510	sLCB4	9.46	-0.01	2.23	0	-0.45	0.08
511	sLCB4	-11.07	0.03	-3.28	0	-0.52	0
511	sLCB4	-11.07	0.03	-1.64	0	0.08	-0.01
511	sLCB4	-11.07	0.03	0	0	0.28	-0.01
512	sLCB4	-10.57	-0.03	-3.28	0	-0.52	0
512	sLCB4	-10.57	-0.03	-1.64	0	0.08	0.01
512	sLCB4	-10.57	-0.03	0	0	0.28	0.02
513	sLCB4	-7.66	0	-3.1	0	-0.4	0
513	sLCB4	-7.66	0	-1.53	0	0.15	0
513	sLCB4	-7.66	0	0.05	0	0.32	0
514	sLCB4	-7.37	0	-3.1	0	-0.4	0
514	sLCB4	-7.37	0	-1.53	0	0.15	0
514	sLCB4	-7.37	0	0.05	0	0.32	0
515	sLCB4	-8.71	2.15	-5.47	0	-0.53	0.71
515	sLCB4	-8.71	0.21	1.35	0	1.12	-0.23
515	sLCB4	-8.71	-1.73	8.16	0	-2.69	0.38
516	sLCB4	-8.61	-2.16	-5.52	0	-0.55	-0.72
516	sLCB4	-8.61	-0.22	1.3	0	1.14	0.23
516	sLCB4	-8.61	1.72	8.12	0	-2.63	-0.37
517	sLCB4	-7.66	0	0.05	0	0.32	0
517	sLCB4	-7.66	0	1.62	0	0.12	0

517	sLCB4	-7.66	0	3.2	0	-0.45	0
518	sLCB4	-7.37	0	0.05	0	0.32	0
518	sLCB4	-7.37	0	1.63	0	0.12	0
518	sLCB4	-7.37	0	3.2	0	-0.45	0
519	sLCB4	-11.07	0.03	0	0	0.28	-0.01
519	sLCB4	-11.07	0.03	1.64	0	0.08	-0.02
519	sLCB4	-11.07	0.03	3.28	0	-0.52	-0.03
520	sLCB4	-10.57	-0.03	0	0	0.28	0.02
520	sLCB4	-10.57	-0.03	1.64	0	0.08	0.02
520	sLCB4	-10.57	-0.03	3.28	0	-0.52	0.03
521	sLCB4	-18.92	0	-3.29	0	-0.53	0
521	sLCB4	-18.92	0	-1.71	0	0.06	0
521	sLCB4	-18.92	0	-0.14	0	0.28	0
522	sLCB4	-18.73	0	-3.29	0	-0.53	0
522	sLCB4	-18.73	0	-1.72	0	0.06	0
522	sLCB4	-18.73	0	-0.14	0	0.28	0
523	sLCB4	2.36	-0.6	5.6	0	0.82	0.29
523	sLCB4	2.36	0.97	0.08	0	-1.03	0.17
523	sLCB4	2.36	2.55	-5.45	0	0.72	-0.98
524	sLCB4	2.93	-0.6	-5.62	0	-0.81	0.29
524	sLCB4	2.93	0.97	-0.09	0	1.05	0.17
524	sLCB4	2.93	2.55	5.43	0	-0.68	-0.98
525	sLCB4	-4.29	0.01	-2.96	0	-0.42	-0.03
525	sLCB4	-4.29	0.01	-1.32	0	0.1	-0.04
525	sLCB4	-4.29	0.01	0.32	0	0.23	-0.04
526	sLCB4	-3.78	-0.01	-2.95	0	-0.42	0.03
526	sLCB4	-3.78	-0.01	-1.31	0	0.1	0.04
526	sLCB4	-3.78	-0.01	0.33	0	0.23	0.04
527	sLCB4	-3.82	0	-2.56	0	-0.52	-0.01
527	sLCB4	-3.82	0	-0.96	0	-0.1	-0.01
527	sLCB4	-3.82	0	0.64	0	-0.06	-0.01
528	sLCB4	-3.24	0	-2.63	0	-0.55	0.01
528	sLCB4	-3.24	0	-1.03	0	-0.11	0.01
528	sLCB4	-3.24	0	0.57	0	-0.06	0.01
529	sLCB4	-18.92	0	-0.14	0	0.28	0
529	sLCB4	-18.92	0	1.44	0	0.13	0
529	sLCB4	-18.92	0	3.01	0	-0.4	0

530	sLCB4	-18.73	0	-0.14	0	0.28	0
530	sLCB4	-18.73	0	1.44	0	0.13	0
530	sLCB4	-18.73	0	3.01	0	-0.4	0
531	sLCB4	-4.29	0.01	0.32	0	0.23	-0.04
531	sLCB4	-4.29	0.01	1.96	0	-0.05	-0.04
531	sLCB4	-4.29	0.01	3.6	0	-0.73	-0.04
532	sLCB4	-3.78	-0.01	0.33	0	0.23	0.04
532	sLCB4	-3.78	-0.01	1.97	0	-0.06	0.04
532	sLCB4	-3.78	-0.01	3.61	0	-0.74	0.04
533	sLCB4	-23.87	0	-3.15	0	-0.45	0
533	sLCB4	-23.87	0	-1.58	0	0.11	0
533	sLCB4	-23.87	0	0	0	0.29	0
534	sLCB4	-23.78	0	-3.15	0	-0.45	0
534	sLCB4	-23.78	0	-1.58	0	0.11	0
534	sLCB4	-23.78	0	0	0	0.29	0
535	sLCB4	-15.36	0	-3.13	0	-0.42	-0.01
535	sLCB4	-15.36	0	-1.54	0	0.14	-0.01
535	sLCB4	-15.36	0	0.06	0	0.32	-0.01
536	sLCB4	-14.67	0	-3.13	0	-0.42	0.01
536	sLCB4	-14.67	0	-1.53	0	0.14	0.01
536	sLCB4	-14.67	0	0.07	0	0.32	0.01
537	sLCB4	-8.73	2.01	5.98	0	1.32	0.58
537	sLCB4	-8.73	0.07	-0.84	0	-0.74	-0.25
537	sLCB4	-8.73	-1.87	-7.66	0	2.67	0.47
538	sLCB4	-8.77	-1.98	6.03	0	1.34	-0.55
538	sLCB4	-8.77	-0.04	-0.79	0	-0.76	0.25
538	sLCB4	-8.77	1.9	-7.61	0	2.61	-0.5
539	sLCB4	-23.87	0	0	0	0.29	0
539	sLCB4	-23.87	0	1.57	0	0.11	0
539	sLCB4	-23.87	0	3.15	0	-0.45	0
540	sLCB4	-23.78	0	0	0	0.29	0
540	sLCB4	-23.78	0	1.57	0	0.11	0
540	sLCB4	-23.78	0	3.15	0	-0.45	0
541	sLCB4	-15.36	0	0.06	0	0.32	-0.01
541	sLCB4	-15.36	0	1.66	0	0.11	-0.01
541	sLCB4	-15.36	0	3.26	0	-0.48	-0.01
542	sLCB4	-14.67	0	0.07	0	0.32	0.01

542	sLCB4	-14.67	0	1.66	0	0.11	0.01
542	sLCB4	-14.67	0	3.26	0	-0.48	0.01
543	sLCB4	-22.46	0	-3.25	0	-0.46	0
543	sLCB4	-22.46	0	-1.67	0	0.12	0
543	sLCB4	-22.46	0	-0.1	0	0.33	0
544	sLCB4	-22.47	0	-3.25	0	-0.46	0
544	sLCB4	-22.47	0	-1.68	0	0.12	0
544	sLCB4	-22.47	0	-0.1	0	0.33	0
545	sLCB4	-21.26	0	-3.25	0	-0.51	-0.01
545	sLCB4	-21.26	0	-1.65	0	0.08	-0.01
545	sLCB4	-21.26	0	-0.06	0	0.28	0
546	sLCB4	-20.46	0	-3.25	0	-0.51	0.01
546	sLCB4	-20.46	0	-1.65	0	0.08	0.01
546	sLCB4	-20.46	0	-0.05	0	0.28	0
547	sLCB4	0.93	-0.69	7.14	0	2.87	0.21
547	sLCB4	0.93	0.88	1.61	0	0.03	0.15
547	sLCB4	0.93	2.46	-3.91	0	0.78	-0.94
548	sLCB4	1.93	-0.68	-7.14	0	-2.87	0.22
548	sLCB4	1.93	0.89	-1.61	0	-0.02	0.15
548	sLCB4	1.93	2.47	3.91	0	-0.77	-0.94
549	sLCB4	-22.46	0	-0.1	0	0.33	0
549	sLCB4	-22.46	0	1.48	0	0.17	0
549	sLCB4	-22.46	0	3.05	0	-0.37	0
550	sLCB4	-22.47	0	-0.1	0	0.33	0
550	sLCB4	-22.47	0	1.48	0	0.17	0
550	sLCB4	-22.47	0	3.05	0	-0.37	0
551	sLCB4	-21.26	0	-0.06	0	0.28	0
551	sLCB4	-21.26	0	1.54	0	0.11	0
551	sLCB4	-21.26	0	3.14	0	-0.46	0
552	sLCB4	-20.46	0	-0.05	0	0.28	0
552	sLCB4	-20.46	0	1.54	0	0.1	0
552	sLCB4	-20.46	0	3.14	0	-0.46	0
553	sLCB4	-7.36	0	0.21	0	0.28	0.01
553	sLCB4	-7.36	0	1.93	0	0.01	0.01
553	sLCB4	-7.36	0	3.65	0	-0.71	0.01
554	sLCB4	-7.44	0	0.22	0	0.28	-0.01
554	sLCB4	-7.44	0	1.93	0	0.01	-0.01

554	sLCB4	-7.44	0	3.65	0	-0.71	-0.01
555	sLCB4	-15.51	-0.01	-1.43	0	-0.13	0
555	sLCB4	-15.51	-0.01	0.14	0	0.02	0
555	sLCB4	-15.51	-0.01	1.72	0	-0.2	0
556	sLCB4	-15.62	0.01	-1.4	0	-0.13	0
556	sLCB4	-15.62	0.01	0.18	0	0.02	0
556	sLCB4	-15.62	0.01	1.75	0	-0.21	0
557	sLCB4	-20.64	0	-3.15	0	-0.45	0
557	sLCB4	-20.64	0	-1.55	0	0.11	0
557	sLCB4	-20.64	0	0.05	0	0.29	0
558	sLCB4	-19.74	0	-3.14	0	-0.45	0
558	sLCB4	-19.74	0	-1.55	0	0.11	0
558	sLCB4	-19.74	0	0.05	0	0.29	0
559	sLCB4	-7.36	0	-3.22	0	-0.49	0.01
559	sLCB4	-7.36	0	-1.5	0	0.12	0.01
559	sLCB4	-7.36	0	0.21	0	0.28	0.01
560	sLCB4	-7.44	0	-3.22	0	-0.49	-0.01
560	sLCB4	-7.44	0	-1.5	0	0.12	-0.01
560	sLCB4	-7.44	0	0.22	0	0.28	-0.01
561	sLCB4	-14.9	0.07	0.05	0	0.04	0.06
561	sLCB4	-14.9	0.07	0.06	0	0.03	0.05
561	sLCB4	-14.9	0.07	0.08	0	0.02	0.03
562	sLCB4	-14.39	-0.07	0.01	0	0.02	-0.06
562	sLCB4	-14.39	-0.07	0.02	0	0.02	-0.04
562	sLCB4	-14.39	-0.07	0.04	0	0.01	-0.03
563	sLCB4	-20.64	0	0.05	0	0.29	0
563	sLCB4	-20.64	0	1.65	0	0.08	0
563	sLCB4	-20.64	0	3.25	0	-0.5	0
564	sLCB4	-19.74	0	0.05	0	0.29	0
564	sLCB4	-19.74	0	1.65	0	0.08	0
564	sLCB4	-19.74	0	3.25	0	-0.5	0
565	sLCB4	-13.48	0	-0.01	0	0.32	0
565	sLCB4	-13.48	0	1.71	0	0.1	0
565	sLCB4	-13.48	0	3.43	0	-0.56	0
566	sLCB4	-13.73	0.01	-0.01	0	0.32	0
566	sLCB4	-13.73	0.01	1.71	0	0.1	0
566	sLCB4	-13.73	0.01	3.43	0	-0.56	-0.01

567	sLCB4	-14.9	0.07	0.08	0	0.02	0.03
567	sLCB4	-14.9	0.07	0.09	0	0	0.01
567	sLCB4	-14.9	0.07	0.11	0	-0.03	0
568	sLCB4	-14.39	-0.07	0.04	0	0.01	-0.03
568	sLCB4	-14.39	-0.07	0.05	0	0	-0.02
568	sLCB4	-14.39	-0.07	0.07	0	-0.02	0
569	sLCB4	-7.97	1.78	-5.99	0	-1.3	0.39
569	sLCB4	-7.97	-0.16	0.83	0	0.77	-0.25
569	sLCB4	-7.97	-2.1	7.65	0	-2.62	0.65
570	sLCB4	-8.08	-1.8	-6.01	0	-1.32	-0.41
570	sLCB4	-8.08	0.14	0.81	0	0.76	0.26
570	sLCB4	-8.08	2.08	7.63	0	-2.62	-0.63
571	sLCB4	-13.51	0	-3.05	0	-0.42	0
571	sLCB4	-13.51	0	-1.45	0	0.12	0
571	sLCB4	-13.51	0	0.15	0	0.27	0
572	sLCB4	-12.5	0	-3.05	0	-0.42	0
572	sLCB4	-12.5	0	-1.45	0	0.11	0
572	sLCB4	-12.5	0	0.15	0	0.27	0
573	sLCB4	-17.99	0.07	-0.14	0	-0.05	0
573	sLCB4	-17.99	0.07	-0.13	0	-0.02	-0.02
573	sLCB4	-17.99	0.07	-0.11	0	0	-0.04
574	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.16	0	-0.06	0
574	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.14	0	-0.02	0.02
574	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.13	0	0.01	0.03
575	sLCB4	-13.48	0	-3.44	0	-0.57	0
575	sLCB4	-13.48	0	-1.73	0	0.09	0
575	sLCB4	-13.48	0	-0.01	0	0.32	0
576	sLCB4	-13.73	0.01	-3.44	0	-0.57	0
576	sLCB4	-13.73	0.01	-1.72	0	0.09	0
576	sLCB4	-13.73	0.01	-0.01	0	0.32	0
577	sLCB4	-2.88	-1.29	4.62	0	0.18	-0.05
577	sLCB4	-2.88	0.53	-1.75	0	-0.9	0.24
577	sLCB4	-2.88	2.34	-8.13	0	2.8	-0.84
578	sLCB4	-2.37	-1.3	-4.69	0	-0.28	-0.06
578	sLCB4	-2.37	0.51	1.69	0	0.85	0.23
578	sLCB4	-2.37	2.32	8.06	0	-2.81	-0.83
579	sLCB4	-13.51	0	0.15	0	0.27	0

579	sLCB4	-13.51	0	1.75	0	0.05	0
579	sLCB4	-13.51	0	3.34	0	-0.57	0
580	sLCB4	-12.5	0	0.15	0	0.27	0
580	sLCB4	-12.5	0	1.75	0	0.04	0
580	sLCB4	-12.5	0	3.35	0	-0.57	-0.01
581	sLCB4	-17.99	0.07	-0.11	0	0	-0.04
581	sLCB4	-17.99	0.07	-0.1	0	0.03	-0.05
581	sLCB4	-17.99	0.07	-0.08	0	0.05	-0.07
582	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.13	0	0.01	0.03
582	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.11	0	0.03	0.05
582	sLCB4	-18.23	-0.07	-0.1	0	0.06	0.06
583	sLCB4	-12.09	0	0.15	0	0.36	0
583	sLCB4	-12.09	0	1.86	0	0.1	0
583	sLCB4	-12.09	0	3.58	0	-0.6	0
584	sLCB4	-12.51	0	0.14	0	0.36	0
584	sLCB4	-12.51	0	1.86	0	0.1	0
584	sLCB4	-12.51	0	3.58	0	-0.6	0
585	sLCB4	-14.01	0.02	0.15	0	0.09	0.02
585	sLCB4	-14.01	0.02	0.16	0	0.06	0.01
585	sLCB4	-14.01	0.02	0.18	0	0.02	0.01
586	sLCB4	-7.27	-0.22	-2.86	0	-0.43	-0.08
586	sLCB4	-7.27	-0.22	-1.56	0	0	-0.04
586	sLCB4	-7.27	-0.22	-0.26	0	0.18	0
587	sLCB4	-6.61	0.2	-2.87	0	-0.44	0.07
587	sLCB4	-6.61	0.2	-1.57	0	-0.01	0.04
587	sLCB4	-6.61	0.2	-0.28	0	0.17	0
588	sLCB4	-14.5	-0.01	0.16	0	0.1	-0.01
588	sLCB4	-14.5	-0.01	0.17	0	0.06	-0.01
588	sLCB4	-14.5	-0.01	0.19	0	0.02	-0.01
589	sLCB4	-12.8	-0.04	-0.08	0	0.3	-0.06
589	sLCB4	-12.8	-0.04	1.43	0	0.14	-0.05
589	sLCB4	-12.8	-0.04	2.95	0	-0.36	-0.04
590	sLCB4	-13.25	0.04	0	0	0.32	0.06
590	sLCB4	-13.25	0.04	1.52	0	0.15	0.05
590	sLCB4	-13.25	0.04	3.04	0	-0.37	0.04
591	sLCB4	-12.09	0	-3.29	0	-0.45	-0.01
591	sLCB4	-12.09	0	-1.57	0	0.18	0

591	sLCB4	-12.09	0	0.15	0	0.36	0
592	sLCB4	-12.51	0	-3.29	0	-0.45	0.01
592	sLCB4	-12.51	0	-1.57	0	0.18	0.01
592	sLCB4	-12.51	0	0.14	0	0.36	0
593	sLCB4	-14.01	0.02	0.18	0	0.02	0.01
593	sLCB4	-14.01	0.02	0.2	0	-0.03	0
593	sLCB4	-14.01	0.02	0.21	0	-0.07	0
594	sLCB4	-7.27	-0.22	-0.26	0	0.18	0
594	sLCB4	-7.27	-0.22	1.03	0	0.1	0.05
594	sLCB4	-7.27	-0.22	2.33	0	-0.23	0.09
595	sLCB4	-6.61	0.2	-0.28	0	0.17	0
595	sLCB4	-6.61	0.2	1.02	0	0.1	-0.04
595	sLCB4	-6.61	0.2	2.32	0	-0.23	-0.08
596	sLCB4	-14.5	-0.01	0.19	0	0.02	-0.01
596	sLCB4	-14.5	-0.01	0.2	0	-0.03	-0.01
596	sLCB4	-14.5	-0.01	0.22	0	-0.07	0
597	sLCB4	-4.57	2.89	-5.67	0	-2.55	1.07
597	sLCB4	-4.57	2.15	-3.07	0	-1.22	0.29
597	sLCB4	-4.57	1.41	-0.46	0	-0.68	-0.25
598	sLCB4	-1.72	-0.07	-2.44	0	-0.25	-0.02
598	sLCB4	-1.72	-0.07	-0.92	0	0.13	-0.01
598	sLCB4	-1.72	-0.07	0.6	0	0.17	0.01
599	sLCB4	-2.12	0.07	-2.48	0	-0.26	0.02
599	sLCB4	-2.12	0.07	-0.96	0	0.13	0.01
599	sLCB4	-2.12	0.07	0.56	0	0.17	-0.01
600	sLCB4	-4.55	-2.91	-5.67	0	-2.55	-1.07
600	sLCB4	-4.55	-2.17	-3.06	0	-1.22	-0.3
600	sLCB4	-4.55	-1.43	-0.46	0	-0.68	0.25
601	sLCB4	-4.16	0.01	-2.8	0	-0.64	0
601	sLCB4	-4.16	0.01	-1.09	0	-0.14	0
601	sLCB4	-4.16	0.01	0.63	0	-0.08	-0.01
602	sLCB4	-4.72	-0.01	-2.66	0	-0.58	0
602	sLCB4	-4.72	-0.01	-0.95	0	-0.12	0.01
602	sLCB4	-4.72	-0.01	0.77	0	-0.09	0.01
603	sLCB4	-2.85	0.28	0.54	0	0	0.02
603	sLCB4	-2.85	0.62	-0.64	0	0.01	-0.05
603	sLCB4	-2.85	0.95	-1.81	0	0.17	-0.15

604	sLCB4	-2.4	0.63	-0.14	0.01	0	0.03
604	sLCB4	-2.4	0.96	1.04	0.01	-0.06	-0.08
604	sLCB4	-2.4	1.3	2.21	0.01	-0.29	-0.24
605	sLCB4	-3.77	0.02	1.15	0	0.13	0
605	sLCB4	-3.77	0.02	1.17	0	-0.13	-0.01
605	sLCB4	-3.77	0.02	1.18	0	-0.4	-0.01
606	sLCB4	-3.8	-0.17	-0.26	0	-0.02	0.09
606	sLCB4	-3.8	-0.17	1.04	0	-0.1	0.13
606	sLCB4	-3.8	-0.17	2.33	0	-0.43	0.16
607	sLCB4	-3.85	0.16	-0.56	0	-0.05	-0.08
607	sLCB4	-3.85	0.16	0.73	0	-0.06	-0.11
607	sLCB4	-3.85	0.16	2.03	0	-0.33	-0.15
608	sLCB4	-3.97	-0.02	1.21	0	0.14	0
608	sLCB4	-3.97	-0.02	1.23	0	-0.14	0.01
608	sLCB4	-3.97	-0.02	1.25	0	-0.42	0.01
609	sLCB4	-1.72	-0.07	0.6	0	0.17	0.01
609	sLCB4	-1.72	-0.07	2.12	0	-0.14	0.02
609	sLCB4	-1.72	-0.07	3.64	0	-0.8	0.04
610	sLCB4	-2.12	0.07	0.56	0	0.17	-0.01
610	sLCB4	-2.12	0.07	2.08	0	-0.13	-0.02
610	sLCB4	-2.12	0.07	3.6	0	-0.77	-0.04
611	sLCB4	0.52	-1.04	5.07	0	0.68	-0.03
611	sLCB4	0.52	0.47	-0.22	0	-0.84	0.14
611	sLCB4	0.52	1.97	-5.51	0	0.95	-0.62
612	sLCB4	3.45	-2.65	6.84	0	0.9	-1.06
612	sLCB4	3.45	-0.23	-1.66	0	-1.69	0.38
612	sLCB4	3.45	2.19	-10.16	0	4.22	-0.6
613	sLCB4	1.84	-2.45	10.63	0	4.24	-0.82
613	sLCB4	1.84	-0.03	2.13	0	-2.14	0.42
613	sLCB4	1.84	2.39	-6.37	0	-0.03	-0.76
614	sLCB4	-0.53	-1.27	2.18	0	-0.21	-0.33
614	sLCB4	-0.53	-0.55	-0.35	0	-0.48	-0.06
614	sLCB4	-0.53	0.17	-2.88	0	0	0
615	sLCB4	-0.13	-0.94	-2.6	0	-0.04	-0.13
615	sLCB4	-0.13	-0.22	-0.07	0	0.36	0.04
615	sLCB4	-0.13	0.5	2.47	0	0	0
616	sLCB4	1.95	-2.5	-10.47	0	-4.14	-0.87

616	sLCB4	1.95	-0.08	-1.97	0	2.07	0.42
616	sLCB4	1.95	2.34	6.53	0	-0.21	-0.71
617	sLCB4	3.5	-2.7	-6.88	0	-0.9	-1.11
617	sLCB4	3.5	-0.28	1.62	0	1.72	0.38
617	sLCB4	3.5	2.14	10.12	0	-4.15	-0.56
618	sLCB4	0.51	-1.07	-5.06	0	-0.68	-0.04
618	sLCB4	0.51	0.43	0.24	0	0.82	0.15
618	sLCB4	0.51	1.94	5.53	0	-0.97	-0.58
619	sLCB4	-5.49	-1.94	1.79	0	0.82	-0.62
619	sLCB4	-5.49	-0.48	-3.34	0	1.28	0.12
619	sLCB4	-5.49	0.98	-8.47	0	4.85	-0.03
620	sLCB4	-5.88	-2.85	8.88	0	1.71	-1.22
620	sLCB4	-5.88	-0.43	0.38	0	-2.92	0.42
620	sLCB4	-5.88	1.99	-8.12	0	0.94	-0.35
621	sLCB4	-3.99	-1.57	3.79	0	2.41	-0.24
621	sLCB4	-3.99	-0.85	1.26	0	1.66	0.12
621	sLCB4	-3.99	-0.13	-1.27	0	1.66	0.27
622	sLCB4	-3.19	-1.38	4.04	0	1.6	-0.32
622	sLCB4	-3.19	-0.3	0.24	0	0.65	0.05
622	sLCB4	-3.19	0.79	-3.57	0	1.39	-0.06
623	sLCB4	-8.26	-2.34	8.21	0	2.65	-0.78
623	sLCB4	-8.26	-0.17	0.56	0	-1.3	0.35
623	sLCB4	-8.26	2.01	-7.09	0	1.64	-0.48
624	sLCB4	-6.05	-2.43	8.64	0	2.92	-0.82
624	sLCB4	-6.05	-0.01	0.14	0	-1.47	0.4
624	sLCB4	-6.05	2.41	-8.36	0	2.64	-0.8
625	sLCB4	-5.72	-2.34	7.78	0	1.44	-0.71
625	sLCB4	-5.72	0.08	-0.72	0	-2.09	0.42
625	sLCB4	-5.72	2.5	-9.22	0	2.88	-0.87
626	sLCB4	-4.34	-1.64	6.88	0	3.45	-0.36
626	sLCB4	-4.34	-0.18	1.75	0	0.84	0.19
626	sLCB4	-4.34	1.28	-3.38	0	1.34	-0.15
627	sLCB4	-7.49	1.25	6.53	0	4.85	0.06
627	sLCB4	-7.49	1.72	4.89	0	3.75	-0.22
627	sLCB4	-7.49	2.18	3.26	0	2.96	-0.6
628	sLCB4	-6.11	-2.78	-1.23	0.01	2.34	-0.8
628	sLCB4	-6.11	-2.31	-2.87	0.01	2.73	-0.31

628	sLCB4	-6.11	-1.85	-4.51	0.01	3.45	0.09
629	sLCB4	2.3	0	-2.44	0	-0.37	-0.01
629	sLCB4	2.3	0	-0.44	0	-0.02	-0.01
629	sLCB4	2.3	0	1.57	0	-0.16	-0.01
630	sLCB4	-8.55	0	-1.8	0	-0.21	0.02
630	sLCB4	-8.55	0	0.2	0	-0.02	0.02
630	sLCB4	-8.55	0	2.21	0	-0.31	0.02
631	sLCB4	-2.23	-0.01	-2.12	0	-0.28	-0.11
631	sLCB4	-2.23	-0.01	-0.11	0	-0.01	-0.11
631	sLCB4	-2.23	-0.01	1.89	0	-0.23	-0.1
632	sLCB4	-9.24	-0.01	-2.49	0	-0.43	0
632	sLCB4	-9.24	-0.01	-0.48	0	-0.07	0
632	sLCB4	-9.24	-0.01	1.52	0	-0.19	0
633	sLCB4	-2.94	0.02	-2.16	0	-0.3	0.08
633	sLCB4	-2.94	0.02	-0.15	0	-0.02	0.08
633	sLCB4	-2.94	0.02	1.85	0	-0.23	0.07
634	sLCB4	0.07	0.03	-2.94	0	-0.58	0.03
634	sLCB4	0.07	0.03	-0.94	0	-0.11	0.02
634	sLCB4	0.07	0.03	1.07	0	-0.13	0.01
635	sLCB4	-5.53	0.01	-3.04	0	-0.63	0.02
635	sLCB4	-5.53	0.01	-1.03	0	-0.14	0.02
635	sLCB4	-5.53	0.01	0.97	0	-0.13	0.01
636	sLCB4	-3.57	-2.94	0.83	0.01	1.73	-1.07
636	sLCB4	-3.57	-2.32	-1.34	0.01	1.79	-0.4
636	sLCB4	-3.57	-1.7	-3.51	0.01	2.41	0.11
637	sLCB4	-3.41	1.24	3.05	0	1.39	0.08
637	sLCB4	-3.41	1.86	0.88	0	0.89	-0.31
637	sLCB4	-3.41	2.48	-1.29	0	0.94	-0.87
638	sLCB4	-7.46	0	-3.9	0	-0.52	-0.01
638	sLCB4	-7.46	0	0.11	0	0.4	-0.01
638	sLCB4	-7.46	0	4.12	0	-0.63	-0.01
639	sLCB4	-12.28	-0.02	-4.22	0	-0.7	0
639	sLCB4	-12.28	-0.02	-0.21	0	0.38	0.01
639	sLCB4	-12.28	-0.02	3.8	0	-0.49	0.02
640	sLCB4	-7.06	-0.08	-3.82	0	-0.5	-0.09
640	sLCB4	-7.06	-0.08	0.19	0	0.38	-0.05
640	sLCB4	-7.06	-0.08	4.2	0	-0.69	-0.01

641	sLCB4	-15.52	-0.01	-3.8	0	-0.5	0
641	sLCB4	-15.52	-0.01	0.21	0	0.37	0
641	sLCB4	-15.52	-0.01	4.22	0	-0.71	0
642	sLCB4	-7.01	0.07	-3.8	0	-0.5	0.07
642	sLCB4	-7.01	0.07	0.21	0	0.37	0.03
642	sLCB4	-7.01	0.07	4.22	0	-0.7	0
643	sLCB4	-9.14	0.02	-3.85	0	-0.51	0.03
643	sLCB4	-9.14	0.02	0.16	0	0.39	0.02
643	sLCB4	-9.14	0.02	4.17	0	-0.66	0.01
644	sLCB4	-14.73	0.02	-3.83	0	-0.51	0.01
644	sLCB4	-14.73	0.02	0.18	0	0.38	0
644	sLCB4	-14.73	0.02	4.19	0	-0.68	-0.01
645	sLCB4	-5.29	-1.91	10.28	0	2.93	-0.22
645	sLCB4	-5.29	0.67	1.21	0	-3.2	0.45
645	sLCB4	-5.29	3.25	-7.86	0	0.35	-1.64
646	sLCB4	-4.08	-2.97	8.65	0	1.42	-1.34
646	sLCB4	-4.08	-0.39	-0.42	0	-2.97	0.45
646	sLCB4	-4.08	2.19	-9.5	0	2.33	-0.52
647	sLCB4	-4.61	-2.36	8.24	0	1.21	-0.74
647	sLCB4	-4.61	0.06	-0.26	0	-2.78	0.41
647	sLCB4	-4.61	2.48	-8.76	0	1.73	-0.87
648	sLCB4	-4.68	-2.41	7.04	0	0.94	-0.79
648	sLCB4	-4.68	0.01	-1.46	0	-1.85	0.41
648	sLCB4	-4.68	2.43	-9.96	0	3.86	-0.81
649	sLCB4	-9.83	0	-3.96	0	-0.61	-0.01
649	sLCB4	-9.83	0	0.05	0	0.34	-0.01
649	sLCB4	-9.83	0	4.06	0	-0.66	-0.01
650	sLCB4	-8.51	-0.02	-3.84	0	-0.5	-0.01
650	sLCB4	-8.51	-0.02	0.17	0	0.39	0
650	sLCB4	-8.51	-0.02	4.18	0	-0.67	0
651	sLCB4	-4.37	-0.08	-4.18	0	-0.67	-0.01
651	sLCB4	-4.37	-0.08	-0.18	0	0.39	0.03
651	sLCB4	-4.37	-0.08	3.83	0	-0.5	0.08
652	sLCB4	-11.08	0.02	-4.21	0	-0.68	0.02
652	sLCB4	-11.08	0.02	-0.2	0	0.39	0.01
652	sLCB4	-11.08	0.02	3.81	0	-0.49	0
653	sLCB4	-14.28	0	-4.37	0	-0.73	0

653	sLCB4	-14.28	0	0.2	0	0.42	0
653	sLCB4	-14.28	0	4.76	0	-0.95	0.01
654	sLCB4	-3.42	0.06	-4.18	0	-0.67	0
654	sLCB4	-3.42	0.06	0.38	0	0.38	-0.04
654	sLCB4	-3.42	0.06	4.95	0	-1.1	-0.08
655	sLCB4	-16.61	0.02	-4.33	0	-0.72	-0.01
655	sLCB4	-16.61	0.02	0.03	0	0.41	-0.02
655	sLCB4	-16.61	0.02	4.39	0	-0.76	-0.03
656	sLCB4	-1.49	-0.01	-3.67	0	-0.67	-0.01
656	sLCB4	-1.49	-0.01	-2.68	0	-0.29	-0.01
656	sLCB4	-1.49	-0.01	-1.68	0	-0.03	-0.01
657	sLCB4	-3.53	2.04	-0.64	-0.02	1.24	-0.07
657	sLCB4	-3.53	2.21	-1.25	-0.02	1.3	-0.22
657	sLCB4	-3.53	2.39	-1.86	-0.02	1.41	-0.39
658	sLCB4	-4.39	0.66	-1.54	0	-2.76	0.49
658	sLCB4	-4.39	1.75	-5.38	0	-1.2	-0.05
658	sLCB4	-4.39	2.85	-9.23	0	2.11	-1.09
659	sLCB4	-5.04	-1.3	6.42	0	2.06	-0.08
659	sLCB4	-5.04	0.52	0.04	0	-0.36	0.22
659	sLCB4	-5.04	2.33	-6.33	0	2	-0.85
660	sLCB4	-3.81	-1.22	6.74	0	2.01	-0.01
660	sLCB4	-3.81	0.59	0.36	0	-0.65	0.22
660	sLCB4	-3.81	2.41	-6.01	0	1.47	-0.9
661	sLCB4	-2.19	0.13	3.96	0	1.53	0.47
661	sLCB4	-2.19	1.16	0.35	0	0.62	0.2
661	sLCB4	-2.19	2.19	-3.26	0	1.24	-0.51
662	sLCB4	4.84	-0.02	-0.28	0	-0.07	0.09
662	sLCB4	4.84	-0.02	1.58	0	-0.22	0.09
662	sLCB4	4.84	-0.02	3.43	0	-0.78	0.1
663	sLCB4	-5.3	-2.68	1.06	0.01	0.32	-0.87
663	sLCB4	-5.3	-2.15	-0.81	0.01	0.29	-0.34
663	sLCB4	-5.3	-1.62	-2.68	0.01	0.67	0.07
664	sLCB4	-14.33	0.02	-1.92	0	-0.25	-0.01
664	sLCB4	-14.33	0.02	0.08	0	-0.02	-0.01
664	sLCB4	-14.33	0.02	2.09	0	-0.29	-0.02
665	sLCB4	-7.02	0.03	-1.11	0	-0.17	0.01
665	sLCB4	-7.02	0.03	0.27	0	-0.1	0

665	sLCB4	-7.02	0.03	1.66	0	-0.26	0
666	sLCB4	-4.36	-0.91	8.73	0	3.11	-0.01
666	sLCB4	-4.36	-0.61	7.67	0	2.09	0.09
666	sLCB4	-4.36	-0.31	6.61	0	1.19	0.15
667	sLCB4	-3.9	-0.01	-4.2	0	-0.66	-0.01
667	sLCB4	-3.9	-0.01	0.24	0	0.41	-0.01
667	sLCB4	-3.9	-0.01	4.69	0	-0.92	-0.01
668	sLCB4	-5.78	-1.48	3.2	0	0.67	-0.29
668	sLCB4	-5.78	-0.28	-1	0	0.13	0.14
668	sLCB4	-5.78	0.91	-5.2	0	1.66	-0.01
669	sLCB4	-6.53	-2.3	4.73	0	1.56	-0.81
669	sLCB4	-6.53	-0.85	-0.37	0	0.26	0.14
669	sLCB4	-6.53	0.6	-5.47	0	2.01	0.21
670	sLCB4	-8.38	-1.61	0.71	0	2.03	-0.36
670	sLCB4	-8.38	-0.89	-1.82	0	2.19	0.02
670	sLCB4	-8.38	-0.17	-4.35	0	3.11	0.17
671	sLCB4	-17.52	0.02	-4.15	0	-0.66	0.01
671	sLCB4	-17.52	0.02	-0.14	0	0.39	0.01
671	sLCB4	-17.52	0.02	3.87	0	-0.52	0
672	sLCB4	-1.49	-1.22	11.33	0	3.09	-0.24
672	sLCB4	-1.49	-0.37	8.36	0	-0.36	0.04
672	sLCB4	-1.49	0.48	5.38	0	-2.76	0.02
673	sLCB4	-3.61	-0.66	0.12	0	1.28	-0.11
673	sLCB4	-3.61	-0.18	-1.56	0	1.42	-0.03
673	sLCB4	-3.61	0.3	-3.24	0	1.9	-0.04
674	sLCB4	-4.81	-2.04	6.94	0	2.14	-0.64
674	sLCB4	-4.81	-0.22	0.57	0	-0.68	0.21
674	sLCB4	-4.81	1.59	-5.81	0	1.29	-0.3
675	sLCB4	-0.49	-2.08	5.1	0	0.29	-0.63
675	sLCB4	-0.49	-0.27	-1.27	0	-1.14	0.25
675	sLCB4	-0.49	1.55	-7.65	0	2.2	-0.23
676	sLCB4	-0.81	1.28	3.43	-0.01	0.96	0.31
676	sLCB4	-0.81	1.89	1.29	-0.01	0.37	-0.09
676	sLCB4	-0.81	2.5	-0.85	-0.01	0.31	-0.64
677	sLCB4	-13.2	0.01	-4.17	0	-0.79	0.03
677	sLCB4	-13.2	0.01	-0.28	0	0.26	0.02
677	sLCB4	-13.2	0.01	3.6	0	-0.52	0.02

678	sLCB4	-3.25	0.31	3.52	-0.01	1.9	0
678	sLCB4	-3.25	0.54	2.71	-0.01	1.6	-0.04
678	sLCB4	-3.25	0.77	1.9	-0.01	1.38	-0.11
679	sLCB4	-5.87	-0.04	-4.74	0	-0.88	-0.02
679	sLCB4	-5.87	-0.04	-0.2	0	0.47	0
679	sLCB4	-5.87	-0.04	4.33	0	-0.66	0.02
680	sLCB4	1.72	0.01	-2.82	0	-0.55	0.01
680	sLCB4	1.72	0.01	-0.81	0	-0.11	0.01
680	sLCB4	1.72	0.01	1.19	0	-0.16	0.01
681	sLCB4	2.03	-2.27	2.57	0	0.49	-0.67
681	sLCB4	2.03	-1.54	0	0	0.1	-0.1
681	sLCB4	2.03	-0.81	-2.56	0	0.48	0.26
682	sLCB4	1.79	-1.23	5.68	0	1.17	-0.15
682	sLCB4	1.79	0.22	0.58	0	-0.71	0.15
682	sLCB4	1.79	1.67	-4.52	0	0.48	-0.42
683	sLCB4	-4.82	1.41	1.91	0	0.78	0.36
683	sLCB4	-4.82	2.13	-0.62	0	0.59	-0.16
683	sLCB4	-4.82	2.85	-3.15	0	1.15	-0.9
684	sLCB4	-1.88	-0.99	3.89	0	1.2	-0.09
684	sLCB4	-1.88	0.03	0.28	0	0.31	0.11
684	sLCB4	-1.88	1.06	-3.34	0	0.96	-0.12
685	sLCB4	-6.86	0.04	-4.47	0	-0.82	0.03
685	sLCB4	-6.86	0.04	-0.29	0	0.38	0
685	sLCB4	-6.86	0.04	3.9	0	-0.53	-0.02
686	sLCB4	-3.02	-0.49	0.6	0	0.48	-0.05
686	sLCB4	-3.02	0.16	-1.65	0	0.62	-0.01
686	sLCB4	-3.02	0.8	-3.91	0	1.36	-0.14
687	sLCB4	-2.39	-2.35	9.67	0	3.86	-0.74
687	sLCB4	-2.39	0.06	1.17	0	-1.56	0.4
687	sLCB4	-2.39	2.48	-7.33	0	1.52	-0.87
688	sLCB4	-4.79	-0.03	-1.62	0	-0.16	-0.03
688	sLCB4	-4.79	-0.03	0.39	0	-0.01	-0.02
688	sLCB4	-4.79	-0.03	2.39	0	-0.35	-0.02
689	sLCB4	-11.75	0	-4.42	0	-0.69	0
689	sLCB4	-11.75	0	0.3	0	0.49	0
689	sLCB4	-11.75	0	5.02	0	-1.03	0
690	sLCB4	-6.63	0.03	-1.68	0	-0.15	0.04

690	sLCB4	-6.63	0.03	0.32	0	0.02	0.03
690	sLCB4	-6.63	0.03	2.33	0	-0.31	0.02
691	sLCB4	-6.42	-0.04	-3.4	0	-0.4	-0.02
691	sLCB4	-6.42	-0.04	0.29	0	0.29	0
691	sLCB4	-6.42	-0.04	3.99	0	-0.66	0.02
692	sLCB4	-1.88	-2.09	5	0	0.44	-0.72
692	sLCB4	-1.88	-0.59	-0.27	0	-1.02	0.12
692	sLCB4	-1.88	0.91	-5.55	0	0.78	0.02
693	sLCB4	-4.55	0.02	-3.92	0	-0.52	0.01
693	sLCB4	-4.55	0.02	0.09	0	0.41	0
693	sLCB4	-4.55	0.02	4.1	0	-0.61	-0.01
694	sLCB4	-2.74	-1.91	6.81	0	1.49	-0.43
694	sLCB4	-2.74	0.26	-0.84	0	-1.19	0.31
694	sLCB4	-2.74	2.44	-8.49	0	3.01	-0.91
695	sLCB4	-4.04	-2.03	7.82	0	1.42	-0.52
695	sLCB4	-4.04	0.15	0.17	0	-2.18	0.33
695	sLCB4	-4.04	2.32	-7.48	0	1.11	-0.78
696	sLCB4	0.11	-1.94	6.9	0	1.4	-0.5
696	sLCB4	0.11	0	0.08	0	-1.4	0.27
696	sLCB4	0.11	1.94	-6.74	0	1.27	-0.51
697	sLCB4	-0.81	-1.85	7.32	0	2.02	-0.44
697	sLCB4	-0.81	0.09	0.5	0	-1.11	0.27
697	sLCB4	-0.81	2.03	-6.32	0	1.22	-0.59
698	sLCB4	-5.54	-0.03	-2.02	0	-0.23	0.02
698	sLCB4	-5.54	-0.03	-0.01	0	0.02	0.03
698	sLCB4	-5.54	-0.03	1.99	0	-0.22	0.04
699	sLCB4	-9.5	-0.01	-1.6	0	-0.17	0
699	sLCB4	-9.5	-0.01	0.41	0	-0.03	0
699	sLCB4	-9.5	-0.01	2.41	0	-0.37	0
700	sLCB4	1.98	0	-3.14	0	-0.67	0
700	sLCB4	1.98	0	-1.13	0	-0.15	0
700	sLCB4	1.98	0	0.87	0	-0.12	0
701	sLCB4	-6.73	0.01	-3.89	0	-0.52	-0.01
701	sLCB4	-6.73	0.01	0.12	0	0.4	-0.01
701	sLCB4	-6.73	0.01	4.13	0	-0.63	-0.02
702	sLCB4	-1.83	1.17	2.85	0	0.82	0.14
702	sLCB4	-1.83	1.78	0.71	0	0.37	-0.23

702	sLCB4	-1.83	2.38	-1.42	0	0.46	-0.75
703	sLCB4	-1.94	-1.15	4.12	0	1.23	-0.24
703	sLCB4	-1.94	-0.11	0.48	0	0.25	0.03
703	sLCB4	-1.94	0.92	-3.15	0	0.82	-0.15
704	sLCB4	-1.62	-1.03	3.38	0	1.5	-0.16
704	sLCB4	-1.62	-0.2	0.48	0	0.84	0.05
704	sLCB4	-1.62	0.62	-2.42	0	1.17	-0.02
705	sLCB4	-3.63	0.02	-3.34	0	-0.47	-0.02
705	sLCB4	-3.63	0.02	-0.1	0	0.21	-0.02
705	sLCB4	-3.63	0.02	3.15	0	-0.39	-0.03
706	sLCB4	-8.33	0.01	-3.77	0	-0.57	-0.02
706	sLCB4	-8.33	0.01	-0.09	0	0.29	-0.02
706	sLCB4	-8.33	0.01	3.59	0	-0.49	-0.02
707	sLCB4	-5.18	-1.72	6.17	0	0.97	-0.32
707	sLCB4	-5.18	0.22	-0.65	0	-1.24	0.28
707	sLCB4	-5.18	2.16	-7.47	0	2.02	-0.68
708	sLCB4	-3.7	-3.18	-1.8	0.01	1.13	-0.85
708	sLCB4	-3.7	-2.74	-3.36	0.01	1.61	-0.31
708	sLCB4	-3.7	-2.3	-4.92	0.01	2.36	0.15
709	sLCB4	-2.76	0.61	0.87	-0.01	1.17	0
709	sLCB4	-2.76	0.87	-0.04	-0.01	1.13	-0.07
709	sLCB4	-2.76	1.12	-0.95	-0.01	1.18	-0.18
710	sLCB4	-3.78	0.06	2.55	0	1.74	0.01
710	sLCB4	-3.78	0.58	0.72	0	1.39	-0.06
710	sLCB4	-3.78	1.1	-1.1	0	1.43	-0.23
711	sLCB4	-4.76	-2.17	4.96	0	2.37	-0.4
711	sLCB4	-4.76	-1.44	2.41	0	1.26	0.14
711	sLCB4	-4.76	-0.72	-0.14	0	0.92	0.47
712	sLCB4	-2.52	-1.95	6.98	0	1.19	-0.53
712	sLCB4	-2.52	-0.01	0.16	0	-1.67	0.25
712	sLCB4	-2.52	1.93	-6.65	0	0.93	-0.51
713	sLCB4	-2.61	-1.23	0.5	0	0.95	-0.26
713	sLCB4	-2.61	-0.64	-1.6	0	1.08	-0.03
713	sLCB4	-2.61	-0.04	-3.71	0	1.74	0.05
714	sLCB4	12.21	0.07	-4.13	-0.02	-2.63	-0.04
714	sLCB4	12.09	0.07	-4.13	-0.02	-1.02	-0.07
714	sLCB4	11.97	0.07	-4.13	-0.02	0.59	-0.1

715	sLCB4	12.62	-0.08	-4.54	0.02	-2.48	0.05
715	sLCB4	12.5	-0.08	-4.54	0.02	-0.71	0.08
715	sLCB4	12.38	-0.08	-4.54	0.02	1.06	0.11
716	sLCB4	13.69	-0.06	-1.75	-0.02	-2.05	0.03
716	sLCB4	13.57	-0.06	-1.75	-0.02	-1.37	0.05
716	sLCB4	13.45	-0.06	-1.75	-0.02	-0.69	0.08
717	sLCB4	13.51	-0.03	1.62	0.03	2.08	0.03
717	sLCB4	13.39	-0.03	1.62	0.03	1.44	0.04
717	sLCB4	13.27	-0.03	1.62	0.03	0.81	0.05
718	sLCB4	23.69	0.06	-6.96	-0.01	-3.85	-0.03
718	sLCB4	23.57	0.06	-6.96	-0.01	-1.14	-0.05
718	sLCB4	23.45	0.06	-6.96	-0.01	1.58	-0.08
719	sLCB4	23.67	-0.06	-7.14	0.02	-3.74	0.04
719	sLCB4	23.54	-0.06	-7.14	0.02	-0.95	0.06
719	sLCB4	23.42	-0.06	-7.14	0.02	1.83	0.08
720	sLCB4	35.49	0.06	-12.32	-0.01	-3.63	-0.04
720	sLCB4	35.36	0.06	-12.32	-0.01	1.17	-0.06
720	sLCB4	35.24	0.06	-12.32	-0.01	5.98	-0.08
721	sLCB4	35.58	-0.06	-12.52	0.02	-3.54	0.04
721	sLCB4	35.46	-0.06	-12.52	0.02	1.34	0.06
721	sLCB4	35.34	-0.06	-12.52	0.02	6.23	0.08
722	sLCB4	26.26	-0.08	-16.01	0.01	-12.2	0.04
722	sLCB4	26.14	-0.08	-16.01	0.01	-5.96	0.07
722	sLCB4	26.02	-0.08	-16.01	0.01	0.28	0.11
723	sLCB4	26.06	-0.06	16.05	0	12.12	0.04
723	sLCB4	25.94	-0.06	16.05	0	5.86	0.06
723	sLCB4	25.82	-0.06	16.05	0	-0.4	0.09
724	sLCB4	29.14	0.04	-8.32	-0.01	-4.42	-0.02
724	sLCB4	29.02	0.04	-8.32	-0.01	-1.18	-0.04
724	sLCB4	28.9	0.04	-8.32	-0.01	2.06	-0.06
725	sLCB4	29.07	-0.04	-8.52	0.01	-4.29	0.02
725	sLCB4	28.95	-0.04	-8.52	0.01	-0.97	0.04
725	sLCB4	28.83	-0.04	-8.52	0.01	2.36	0.05
726	sLCB4	25.23	-0.05	-8.96	0.02	-5.58	0.02
726	sLCB4	25.11	-0.05	-8.96	0.02	-2.09	0.04
726	sLCB4	24.99	-0.05	-8.96	0.02	1.41	0.06
727	sLCB4	25.26	-0.02	9.11	-0.01	5.5	0.02

727	sLCB4	25.14	-0.02	9.11	-0.01	1.95	0.03
727	sLCB4	25.02	-0.02	9.11	-0.01	-1.61	0.04
728	sLCB4	26.4	0.03	-7.12	-0.01	-4.44	-0.02
728	sLCB4	26.28	0.03	-7.12	-0.01	-1.67	-0.03
728	sLCB4	26.16	0.03	-7.12	-0.01	1.11	-0.05
729	sLCB4	26.54	-0.03	-7.16	0.01	-4.46	0.02
729	sLCB4	26.42	-0.03	-7.16	0.01	-1.66	0.03
729	sLCB4	26.3	-0.03	-7.16	0.01	1.13	0.04
730	sLCB4	26.75	0.14	5.95	0	3.29	-0.09
730	sLCB4	26.63	0.14	5.95	0	0.96	-0.15
730	sLCB4	26.5	0.14	5.95	0	-1.36	-0.2
731	sLCB4	27.41	0.17	-5.63	0	-3.28	-0.09
731	sLCB4	27.29	0.17	-5.63	0	-1.09	-0.16
731	sLCB4	27.16	0.17	-5.63	0	1.11	-0.22
732	sLCB4	6.8	0.04	-1.6	-0.01	-2.77	-0.02
732	sLCB4	6.68	0.04	-1.6	-0.01	-2.15	-0.04
732	sLCB4	6.56	0.04	-1.6	-0.01	-1.53	-0.05
733	sLCB4	6.71	-0.03	-1.39	0.01	-2.87	0.02
733	sLCB4	6.59	-0.03	-1.39	0.01	-2.33	0.03
733	sLCB4	6.47	-0.03	-1.39	0.01	-1.79	0.05
734	sLCB4	9.92	0.04	-4.86	0.01	-2.26	-0.03
734	sLCB4	9.8	0.04	-4.86	0.01	-0.36	-0.04
734	sLCB4	9.68	0.04	-4.86	0.01	1.53	-0.06
735	sLCB4	10.6	0.07	5.15	0	2.3	-0.03
735	sLCB4	10.48	0.07	5.15	0	0.29	-0.06
735	sLCB4	10.36	0.07	5.15	0	-1.71	-0.08
736	sLCB4	33.6	-0.5	11.52	0.01	5.68	0.32
736	sLCB4	33.48	-0.5	11.52	0.01	1.19	0.52
736	sLCB4	33.36	-0.5	11.52	0.01	-3.3	0.71
737	sLCB4	39.14	-0.38	12.19	0.01	5.09	0.28
737	sLCB4	39.02	-0.38	12.19	0.01	0.33	0.43
737	sLCB4	38.9	-0.38	12.19	0.01	-4.42	0.57
738	sLCB4	20.77	-0.37	3.26	-0.03	-0.21	0.2
738	sLCB4	20.65	-0.37	3.26	-0.03	-1.48	0.35
738	sLCB4	20.53	-0.37	3.26	-0.03	-2.75	0.49
739	sLCB4	19.04	0.34	4.5	0.03	1.48	-0.17
739	sLCB4	18.92	0.34	4.5	0.03	-0.28	-0.3

739	sLCB4	18.8	0.34	4.5	0.03	-2.03	-0.43
740	sLCB4	39.33	0.21	11.9	0.01	5.24	-0.1
740	sLCB4	39.21	0.21	11.9	0.01	0.6	-0.18
740	sLCB4	39.08	0.21	11.9	0.01	-4.04	-0.26
741	sLCB4	33.69	0.32	11.54	0.01	5.82	-0.17
741	sLCB4	33.57	0.32	11.54	0.01	1.32	-0.3
741	sLCB4	33.44	0.32	11.54	0.01	-3.18	-0.42
742	sLCB4	23.6	-0.44	-7.38	-0.03	-5.12	0.24
742	sLCB4	23.48	-0.44	-7.38	-0.03	-2.25	0.41
742	sLCB4	23.36	-0.44	-7.38	-0.03	0.63	0.58
743	sLCB4	25.77	-0.47	-8	0.02	-3.53	0.23
743	sLCB4	25.65	-0.47	-8	0.02	-0.41	0.41
743	sLCB4	25.53	-0.47	-8	0.02	2.71	0.6
744	sLCB4	35.76	-0.24	-5.11	-0.01	-3.24	0.17
744	sLCB4	35.64	-0.24	-5.11	-0.01	-1.25	0.26
744	sLCB4	35.52	-0.24	-5.11	-0.01	0.75	0.36
745	sLCB4	26.91	0.19	-6.06	0.01	-2.94	-0.15
745	sLCB4	26.79	0.19	-6.06	0.01	-0.57	-0.22
745	sLCB4	26.67	0.19	-6.06	0.01	1.79	-0.3
746	sLCB4	30.5	0.13	-9.46	0.01	-4.02	-0.1
746	sLCB4	30.38	0.13	-9.46	0.01	-0.33	-0.15
746	sLCB4	30.26	0.13	-9.46	0.01	3.36	-0.2
747	sLCB4	22.15	0.18	-7.45	0.03	-4.76	-0.13
747	sLCB4	22.03	0.18	-7.45	0.03	-1.86	-0.2
747	sLCB4	21.91	0.18	-7.45	0.03	1.05	-0.27
748	sLCB4	14.11	-0.06	4.82	-0.02	2.7	0.04
748	sLCB4	13.99	-0.06	4.82	-0.02	0.82	0.06
748	sLCB4	13.87	-0.06	4.82	-0.02	-1.06	0.09
749	sLCB4	15.93	0.01	-5.68	0	-2.64	0
749	sLCB4	15.81	0.01	-5.68	0	-0.42	-0.01
749	sLCB4	15.69	0.01	-5.68	0	1.79	-0.01
750	sLCB4	16.42	-0.4	-8.63	-0.01	-5.78	0.25
750	sLCB4	16.3	-0.4	-8.63	-0.01	-2.42	0.41
750	sLCB4	16.18	-0.4	-8.63	-0.01	0.95	0.57
751	sLCB4	15.3	-0.41	7.98	0.01	5.88	0.24
751	sLCB4	15.18	-0.41	7.98	0.01	2.77	0.4
751	sLCB4	15.05	-0.41	7.98	0.01	-0.34	0.56

752	sLCB4	17.91	-0.16	6.27	-0.04	2.8	0.1
752	sLCB4	17.79	-0.16	6.27	-0.04	0.35	0.16
752	sLCB4	17.67	-0.16	6.27	-0.04	-2.09	0.22
753	sLCB4	16.79	-0.07	-6.88	0.02	-2.14	0.04
753	sLCB4	16.66	-0.07	-6.88	0.02	0.54	0.07
753	sLCB4	16.54	-0.07	-6.88	0.02	3.23	0.1
754	sLCB4	11.27	-0.55	-0.09	0.03	1.43	0.31
754	sLCB4	11.15	-0.55	-0.09	0.03	1.46	0.53
754	sLCB4	11.03	-0.55	-0.09	0.03	1.5	0.74
755	sLCB4	37.95	-0.46	4.74	0	2.57	0.3
755	sLCB4	37.83	-0.46	4.74	0	0.72	0.48
755	sLCB4	37.71	-0.46	4.74	0	-1.12	0.66
756	sLCB4	24.45	-0.32	4.55	-0.03	2.08	0.11
756	sLCB4	24.33	-0.32	4.55	-0.03	0.3	0.24
756	sLCB4	24.21	-0.32	4.55	-0.03	-1.47	0.36
757	sLCB4	20.04	-0.19	-1.14	-0.02	-0.7	0.04
757	sLCB4	19.92	-0.19	-1.14	-0.02	-0.25	0.11
757	sLCB4	19.8	-0.19	-1.14	-0.02	0.19	0.19
758	sLCB4	23.11	-0.23	8.85	-0.02	3.3	0.08
758	sLCB4	22.99	-0.23	8.85	-0.02	-0.15	0.17
758	sLCB4	22.87	-0.23	8.85	-0.02	-3.61	0.26
759	sLCB4	26.83	-0.25	11.01	-0.01	4.43	0.17
759	sLCB4	26.71	-0.25	11.01	-0.01	0.13	0.26
759	sLCB4	26.59	-0.25	11.01	-0.01	-4.16	0.36
760	sLCB4	18.92	-0.21	-0.77	0.01	-0.79	0.16
760	sLCB4	18.8	-0.21	-0.77	0.01	-0.5	0.24
760	sLCB4	18.68	-0.21	-0.77	0.01	-0.2	0.32
761	sLCB4	21.07	-0.1	-5.04	-0.02	-0.93	0.14
761	sLCB4	20.95	-0.1	-5.04	-0.02	1.04	0.18
761	sLCB4	20.83	-0.1	-5.04	-0.02	3.01	0.21
762	sLCB4	27.52	0.02	-1.77	-0.03	0.54	0.06
762	sLCB4	27.4	0.02	-1.77	-0.03	1.23	0.06
762	sLCB4	27.28	0.02	-1.77	-0.03	1.92	0.05
763	sLCB4	14.54	-0.08	-5.2	-0.02	-3.31	0.11
763	sLCB4	14.42	-0.08	-5.2	-0.02	-1.28	0.15
763	sLCB4	14.3	-0.08	-5.2	-0.02	0.75	0.18
764	sLCB4	40.63	-0.22	-9.97	0.04	-5	0.06

764	sLCB4	40.51	-0.22	-9.97	0.04	-1.11	0.14
764	sLCB4	40.39	-0.22	-9.97	0.04	2.78	0.23
765	sLCB4	11.51	0.11	3.97	0.05	1.19	0.01
765	sLCB4	11.39	0.11	3.97	0.05	-0.36	-0.03
765	sLCB4	11.27	0.11	3.97	0.05	-1.9	-0.08
766	sLCB4	13.04	-0.25	-6.14	0.01	-3.85	0.13
766	sLCB4	12.92	-0.25	-6.14	0.01	-1.45	0.22
766	sLCB4	12.8	-0.25	-6.14	0.01	0.94	0.32
767	sLCB4	27.44	-0.28	-1.6	0.01	0.05	0.13
767	sLCB4	27.32	-0.28	-1.6	0.01	0.67	0.24
767	sLCB4	27.2	-0.28	-1.6	0.01	1.29	0.34
768	sLCB4	15.83	0.02	4.66	0.01	3.23	-0.01
768	sLCB4	15.71	0.02	4.66	0.01	1.41	-0.02
768	sLCB4	15.59	0.02	4.66	0.01	-0.41	-0.03
769	sLCB4	17.47	-0.01	-5.09	0	-3.39	0
769	sLCB4	17.35	-0.01	-5.09	0	-1.4	0.01
769	sLCB4	17.23	-0.01	-5.09	0	0.58	0.01
770	sLCB4	14.47	0.02	-5.35	-0.01	-3.13	0.01
770	sLCB4	14.35	0.02	-5.35	-0.01	-1.04	0
770	sLCB4	14.23	0.02	-5.35	-0.01	1.04	-0.01
771	sLCB4	26.81	-0.09	9.52	-0.02	3.77	0.03
771	sLCB4	26.69	-0.09	9.52	-0.02	0.05	0.07
771	sLCB4	26.57	-0.09	9.52	-0.02	-3.66	0.1
772	sLCB4	17.32	-0.02	5.16	-0.01	3.31	0.01
772	sLCB4	17.2	-0.02	5.16	-0.01	1.3	0.02
772	sLCB4	17.08	-0.02	5.16	-0.01	-0.71	0.03
773	sLCB4	21.04	-0.03	-5.47	0.01	-4.07	0.02
773	sLCB4	20.92	-0.03	-5.47	0.01	-1.93	0.03
773	sLCB4	20.8	-0.03	-5.47	0.01	0.2	0.05
774	sLCB4	17.87	-0.09	-1.74	0.04	-1.88	0.01
774	sLCB4	17.75	-0.09	-1.74	0.04	-1.2	0.04
774	sLCB4	17.63	-0.09	-1.74	0.04	-0.53	0.07
775	sLCB4	16.58	0.12	3.46	0.02	0.52	-0.03
775	sLCB4	16.46	0.12	3.46	0.02	-0.83	-0.08
775	sLCB4	16.34	0.12	3.46	0.02	-2.17	-0.12
776	sLCB4	11.71	0.07	5.29	0.02	1.81	-0.04
776	sLCB4	11.59	0.07	5.29	0.02	-0.25	-0.07

776	sLCB4	11.47	0.07	5.29	0.02	-2.32	-0.1
777	sLCB4	15.44	-0.08	-4	0.02	-3.53	0.05
777	sLCB4	15.32	-0.08	-4	0.02	-1.97	0.08
777	sLCB4	15.19	-0.08	-4	0.02	-0.41	0.11
778	sLCB4	11.86	0.04	4.97	0.01	2.04	-0.02
778	sLCB4	11.74	0.04	4.97	0.01	0.1	-0.04
778	sLCB4	11.62	0.04	4.97	0.01	-1.84	-0.05
779	sLCB4	1.14	-11.63	-0.03	0.01	-0.01	-2.64
779	sLCB4	1.14	-11.67	-0.03	0.01	-0.01	-1.16
779	sLCB4	1.14	-11.7	-0.03	0.01	0	0.33
780	sLCB4	1.18	11.7	-0.03	-0.01	-0.01	2.65
780	sLCB4	1.18	11.74	-0.03	-0.01	-0.01	1.16
780	sLCB4	1.18	11.78	-0.03	-0.01	0	-0.34
781	sLCB4	0.11	-0.06	-0.02	0	0.02	0.55
781	sLCB4	0.11	0.04	-0.02	0	0.03	0.55
781	sLCB4	0.11	0.13	-0.02	0	0.03	0.53
782	sLCB4	1.82	-18.2	-0.02	0.01	-0.01	-4.11
782	sLCB4	1.82	-18.24	-0.02	0.01	0	-1.8
782	sLCB4	1.82	-18.27	-0.02	0.01	0	0.53
783	sLCB4	1.83	18.08	-0.02	-0.01	-0.01	4.08
783	sLCB4	1.83	18.12	-0.02	-0.01	0	1.78
783	sLCB4	1.83	18.16	-0.02	-0.01	0	-0.53
784	sLCB4	2.68	-23.66	-0.02	0.01	-0.01	-5.25
784	sLCB4	2.68	-23.7	-0.02	0.01	0	-2.24
784	sLCB4	2.68	-23.74	-0.02	0.01	0	0.78
785	sLCB4	2.69	23.63	-0.02	-0.01	-0.01	5.24
785	sLCB4	2.69	23.67	-0.02	-0.01	0	2.23
785	sLCB4	2.69	23.71	-0.02	-0.01	0	-0.79
786	sLCB4	25.01	-0.01	-0.01	0	-0.01	3
786	sLCB4	25.01	0.08	-0.01	0	0	2.99
786	sLCB4	25.01	0.18	-0.01	0	0	2.95
787	sLCB4	2.14	-21.31	-0.02	0.01	-0.01	-4.81
787	sLCB4	2.14	-21.35	-0.02	0.01	0	-2.1
787	sLCB4	2.14	-21.39	-0.02	0.01	0	0.62
788	sLCB4	2.15	21.16	-0.02	0	-0.01	4.77
788	sLCB4	2.15	21.2	-0.02	0	0	2.08
788	sLCB4	2.15	21.24	-0.02	0	0	-0.62

789	sLCB4	9.64	-0.07	-0.01	0	-0.02	1.41
789	sLCB4	9.64	0.02	-0.01	0	-0.01	1.42
789	sLCB4	9.64	0.12	-0.01	0	-0.01	1.39
790	sLCB4	1.94	-20.01	-0.01	0	0	-4.54
790	sLCB4	1.94	-20.05	-0.01	0	0	-1.99
790	sLCB4	1.94	-20.09	-0.01	0	0	0.56
791	sLCB4	1.95	20.09	-0.01	0	0	4.56
791	sLCB4	1.95	20.13	-0.01	0	0	2
791	sLCB4	1.95	20.17	-0.01	0	0	-0.57
792	sLCB4	-16.94	-0.26	-0.01	0	0	-0.76
792	sLCB4	-16.94	-0.17	-0.01	0	0	-0.69
792	sLCB4	-16.94	-0.08	-0.01	0	0	-0.65
793	sLCB4	0.74	-9.15	-0.01	0	0	-2.13
793	sLCB4	0.74	-9.19	-0.01	0	0	-0.96
793	sLCB4	0.74	-9.23	-0.01	0	0	0.21
794	sLCB4	0.72	9.2	-0.01	0	0	2.15
794	sLCB4	0.72	9.24	-0.01	0	0	0.97
794	sLCB4	0.72	9.28	-0.01	0	0	-0.2
795	sLCB4	4.36	-0.28	-0.02	0	-0.01	0.53
795	sLCB4	4.36	-0.19	-0.02	0	0	0.6
795	sLCB4	4.36	-0.09	-0.02	0	0	0.64
796	sLCB4	9.21	2.66	-0.01	0.01	-0.02	2.22
796	sLCB4	9.21	2.75	-0.01	0.01	-0.02	1.39
796	sLCB4	9.21	2.85	-0.01	0.01	-0.02	0.54
797	sLCB4	7.66	3.89	-0.07	0.01	-0.01	2.34
797	sLCB4	7.66	3.99	-0.07	0.01	0.01	1.14
797	sLCB4	7.66	4.08	-0.07	0.01	0.03	-0.08
798	sLCB4	-1.02	-5.19	0.05	0	0.02	-1.1
798	sLCB4	-1.02	-5.1	0.05	0	0.01	0.46
798	sLCB4	-1.02	-5.01	0.05	0	-0.01	2
799	sLCB4	2.01	-2.64	-0.06	0	-0.03	-0.17
799	sLCB4	2.01	-2.55	-0.06	0	-0.01	0.62
799	sLCB4	2.01	-2.45	-0.06	0	0.01	1.38
800	sLCB4	8.17	2.61	-0.04	0	-0.01	2.04
800	sLCB4	8.17	2.7	-0.04	0	0	1.23
800	sLCB4	8.17	2.8	-0.04	0	0.01	0.39
801	sLCB4	9.24	3.24	-0.06	-0.01	0	2.37

801	sLCB4	9.24	3.33	-0.06	-0.01	0.01	1.36
801	sLCB4	9.24	3.43	-0.06	-0.01	0.03	0.33
802	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
802	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
802	sLCB4	0	0	0	0	0	0
803	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
803	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
803	sLCB4	0	0	0	0	0	0
804	sLCB4	11.78	0.17	0.01	0	0.02	1.7
804	sLCB4	11.78	0.24	0.01	0	0.01	1.65
804	sLCB4	11.78	0.32	0.01	0	0.01	1.57
805	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
805	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
805	sLCB4	0	0	0	0	0	0
806	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
806	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
806	sLCB4	0	0	0	0	0	0
807	sLCB4	-2.05	-8.81	-0.04	0	-0.02	-1.99
807	sLCB4	-2.05	-8.73	-0.04	0	-0.01	0.24
807	sLCB4	-2.05	-8.65	-0.04	0	0	2.45
808	sLCB4	1.78	1.33	0.13	0	0.04	0.84
808	sLCB4	1.78	1.41	0.13	0	0	0.49
808	sLCB4	1.78	1.49	0.13	0	-0.03	0.12
809	sLCB4	-5.49	-2.08	0.11	0	0.03	-0.6
809	sLCB4	-5.49	-2	0.11	0	0	-0.08
809	sLCB4	-5.49	-1.92	0.11	0	-0.03	0.42
810	sLCB4	6.87	2.12	0.09	0	0.02	1.52
810	sLCB4	6.87	2.2	0.09	0	0	0.97
810	sLCB4	6.87	2.28	0.09	0	-0.02	0.4
811	sLCB4	9.28	3.74	-0.02	0	0	2.16
811	sLCB4	9.28	3.82	-0.02	0	0.01	1.2
811	sLCB4	9.28	3.9	-0.02	0	0.01	0.22
812	sLCB4	-5.04	-2.62	-0.05	0	-0.01	-0.69
812	sLCB4	-5.04	-2.54	-0.05	0	0	-0.03
812	sLCB4	-5.04	-2.46	-0.05	0	0.01	0.61
813	sLCB4	5.4	9.19	-0.14	-0.01	-0.03	3.28
813	sLCB4	5.4	9.27	-0.14	-0.01	0	0.93

813	sLCB4	5.4	9.35	-0.14	-0.01	0.04	-1.44
814	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
814	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
814	sLCB4	0	0	0	0	0	0
815	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
815	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
815	sLCB4	0	0	0	0	0	0
816	sLCB4	7.17	-3.56	0.05	0	0.01	0.12
816	sLCB4	7.17	-3.48	0.05	0	0	1.01
816	sLCB4	7.17	-3.4	0.05	0	-0.02	1.89
817	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
817	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
817	sLCB4	0	0	0	0	0	0
818	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
818	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
818	sLCB4	0	0	0	0	0	0
819	sLCB4	0.1	0.89	-0.09	0	-0.03	0.63
819	sLCB4	0.1	0.96	-0.09	0	-0.01	0.39
819	sLCB4	0.1	1.04	-0.09	0	0.01	0.14
820	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
820	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
820	sLCB4	0	0	0	0	0	0
821	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
821	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
821	sLCB4	0	0	0	0	0	0
822	sLCB4	0	-0.08	0	0	0	-0.01
822	sLCB4	0	-0.04	0	0	0	0
822	sLCB4	0	0	0	0	0	0
823	sLCB4	11.78	-1.14	-0.03	0	-0.01	-0.35
823	sLCB4	11.74	-1.14	-0.03	0	0	-0.01
823	sLCB4	11.7	-1.14	-0.03	0	0.01	0.33
824	sLCB4	11.86	-1.18	0.03	0	0.01	-0.37
824	sLCB4	11.82	-1.18	0.03	0	0	-0.01
824	sLCB4	11.78	-1.18	0.03	0	-0.01	0.34
825	sLCB4	0.77	0.04	-2.99	-0.01	-1.78	-0.01
825	sLCB4	0.68	0.04	-2.99	-0.01	-0.88	-0.02
825	sLCB4	0.58	0.04	-2.99	-0.01	0.01	-0.03

826	sLCB4	1.11	-0.05	-3.36	0.01	-1.85	0.01
826	sLCB4	1.02	-0.05	-3.36	0.01	-0.85	0.02
826	sLCB4	0.92	-0.05	-3.36	0.01	0.16	0.04
827	sLCB4	18.35	-1.82	-0.02	0	-0.01	-0.56
827	sLCB4	18.31	-1.82	-0.02	0	0	-0.02
827	sLCB4	18.27	-1.82	-0.02	0	0.01	0.53
828	sLCB4	13.93	-0.05	-1.64	0	-2.49	0
828	sLCB4	13.84	-0.05	-1.64	0	-1.99	0.01
828	sLCB4	13.75	-0.05	-1.64	0	-1.5	0.03
829	sLCB4	13.83	-0.05	1.5	0	2.45	0
829	sLCB4	13.73	-0.05	1.5	0	2	0.01
829	sLCB4	13.64	-0.05	1.5	0	1.55	0.03
830	sLCB4	18.24	-1.83	0.02	0	0.01	-0.57
830	sLCB4	18.2	-1.83	0.02	0	0	-0.02
830	sLCB4	18.16	-1.83	0.02	0	-0.01	0.53
831	sLCB4	5.68	0.03	-5.14	-0.01	-2.82	-0.01
831	sLCB4	5.59	0.03	-5.14	-0.01	-1.28	-0.02
831	sLCB4	5.49	0.03	-5.14	-0.01	0.26	-0.03
832	sLCB4	5.77	-0.04	-5.31	0.01	-2.84	0.01
832	sLCB4	5.67	-0.04	-5.31	0.01	-1.25	0.02
832	sLCB4	5.58	-0.04	-5.31	0.01	0.35	0.03
833	sLCB4	23.82	-2.68	-0.02	0	-0.01	-0.83
833	sLCB4	23.78	-2.68	-0.02	0	0	-0.02
833	sLCB4	23.74	-2.68	-0.02	0	0.01	0.78
834	sLCB4	23.79	-2.69	0.02	0	0.01	-0.83
834	sLCB4	23.75	-2.69	0.02	0	0	-0.02
834	sLCB4	23.71	-2.69	0.02	0	-0.01	0.79
835	sLCB4	12.01	0.03	-9.65	-0.01	-4.17	-0.01
835	sLCB4	11.91	0.03	-9.65	-0.01	-1.28	-0.02
835	sLCB4	11.82	0.03	-9.65	-0.01	1.62	-0.03
836	sLCB4	12.14	-0.04	-9.83	0.01	-4.2	0.01
836	sLCB4	12.04	-0.04	-9.83	0.01	-1.25	0.02
836	sLCB4	11.95	-0.04	-9.83	0.01	1.7	0.03
837	sLCB4	26.46	-0.07	9.01	0	-3.79	0
837	sLCB4	26.37	-0.07	9.01	0	-6.49	0.02
837	sLCB4	26.27	-0.07	9.01	0	-9.2	0.04
838	sLCB4	26.42	-0.07	-8.97	0	3.78	0

838	sLCB4	26.33	-0.07	-8.97	0	6.47	0.02
838	sLCB4	26.24	-0.07	-8.97	0	9.16	0.04
839	sLCB4	21.47	-2.14	-0.02	0	0	-0.66
839	sLCB4	21.43	-2.14	-0.02	0	0	-0.02
839	sLCB4	21.39	-2.14	-0.02	0	0.01	0.62
840	sLCB4	21.31	-2.15	0.02	0	0	-0.67
840	sLCB4	21.27	-2.15	0.02	0	0	-0.02
840	sLCB4	21.24	-2.15	0.02	0	0	0.62
841	sLCB4	8.02	0.02	-6.18	0	-3.32	0
841	sLCB4	7.93	0.02	-6.18	0	-1.47	-0.01
841	sLCB4	7.83	0.02	-6.18	0	0.39	-0.02
842	sLCB4	8.1	-0.02	-6.37	0	-3.34	0
842	sLCB4	8.01	-0.02	-6.37	0	-1.43	0.01
842	sLCB4	7.92	-0.02	-6.37	0	0.48	0.02
843	sLCB4	25.49	-0.03	0.68	0	-3.77	0
843	sLCB4	25.39	-0.03	0.68	0	-3.97	0.01
843	sLCB4	25.3	-0.03	0.68	0	-4.17	0.02
844	sLCB4	25.56	-0.03	-0.53	0	3.79	0
844	sLCB4	25.47	-0.03	-0.53	0	3.95	0.01
844	sLCB4	25.37	-0.03	-0.53	0	4.11	0.02
845	sLCB4	20.17	-1.94	-0.01	0	0	-0.6
845	sLCB4	20.13	-1.94	-0.01	0	0	-0.02
845	sLCB4	20.09	-1.94	-0.01	0	0	0.56
846	sLCB4	20.25	-1.95	0.01	0	0	-0.61
846	sLCB4	20.21	-1.95	0.01	0	0	-0.02
846	sLCB4	20.17	-1.95	0.01	0	0	0.57
847	sLCB4	6.57	0.02	-5.18	0	-3.01	0
847	sLCB4	6.48	0.02	-5.18	0	-1.46	-0.01
847	sLCB4	6.39	0.02	-5.18	0	0.1	-0.02
848	sLCB4	6.64	-0.02	-5.21	0	-3.02	0
848	sLCB4	6.54	-0.02	-5.21	0	-1.46	0.01
848	sLCB4	6.45	-0.02	-5.21	0	0.1	0.02
849	sLCB4	27.2	0.15	-10.99	0	-4.06	0
849	sLCB4	27.1	0.15	-10.99	0	-0.77	-0.05
849	sLCB4	27.01	0.15	-10.99	0	2.53	-0.09
850	sLCB4	27.51	0.15	11.31	0	4.16	0
850	sLCB4	27.42	0.15	11.31	0	0.77	-0.05

850	sLCB4	27.33	0.15	11.31	0	-2.63	-0.09
851	sLCB4	9.31	-0.74	-0.01	0	0	-0.23
851	sLCB4	9.27	-0.74	-0.01	0	0	-0.01
851	sLCB4	9.23	-0.74	-0.01	0	0	0.21
852	sLCB4	9.36	-0.72	0.01	0	0	-0.23
852	sLCB4	9.32	-0.72	0.01	0	0	-0.01
852	sLCB4	9.28	-0.72	0.01	0	0	0.2
853	sLCB4	-2.17	0.02	-0.86	0	-1.16	0
853	sLCB4	-2.26	0.02	-0.86	0	-0.9	-0.01
853	sLCB4	-2.36	0.02	-0.86	0	-0.64	-0.02
854	sLCB4	-2.3	-0.02	-0.67	0	-1.13	0
854	sLCB4	-2.4	-0.02	-0.67	0	-0.93	0.01
854	sLCB4	-2.49	-0.02	-0.67	0	-0.72	0.02
855	sLCB4	10.39	0.05	-0.51	0	-2.04	0
855	sLCB4	10.29	0.05	-0.51	0	-1.88	-0.02
855	sLCB4	10.2	0.05	-0.51	0	-1.73	-0.03
856	sLCB4	10.69	0.05	0.79	0	2.13	0
856	sLCB4	10.6	0.05	0.79	0	1.89	-0.02
856	sLCB4	10.51	0.05	0.79	0	1.66	-0.03
857	sLCB4	31.12	-0.5	2.32	-0.01	4.85	0.01
857	sLCB4	31.03	-0.5	2.32	-0.01	4.16	0.16
857	sLCB4	30.94	-0.5	2.32	-0.01	3.47	0.31
858	sLCB4	35.44	-0.45	4.53	-0.01	5.46	0.01
858	sLCB4	35.34	-0.45	4.53	-0.01	4.1	0.14
858	sLCB4	35.25	-0.45	4.53	-0.01	2.74	0.27
859	sLCB4	26.15	-0.32	4.28	0	3.46	0
859	sLCB4	26.06	-0.32	4.28	0	2.18	0.1
859	sLCB4	25.96	-0.32	4.28	0	0.89	0.2
860	sLCB4	21.87	0.27	2.49	0	3.14	0
860	sLCB4	21.78	0.27	2.49	0	2.4	-0.08
860	sLCB4	21.68	0.27	2.49	0	1.65	-0.17
861	sLCB4	36.9	0.17	3.73	0	5.44	0
861	sLCB4	36.81	0.17	3.73	0	4.32	-0.05
861	sLCB4	36.72	0.17	3.73	0	3.2	-0.1
862	sLCB4	30.63	0.27	2.3	0	4.84	0
862	sLCB4	30.54	0.27	2.3	0	4.15	-0.09
862	sLCB4	30.45	0.27	2.3	0	3.46	-0.17

863	sLCB4	26.64	-0.43	1.83	-0.01	-3.49	-0.01
863	sLCB4	26.55	-0.43	1.83	-0.01	-4.04	0.12
863	sLCB4	26.45	-0.43	1.83	-0.01	-4.58	0.25
864	sLCB4	30.04	-0.4	-0.34	-0.01	-3.82	-0.01
864	sLCB4	29.95	-0.4	-0.34	-0.01	-3.71	0.11
864	sLCB4	29.85	-0.4	-0.34	-0.01	-3.61	0.24
865	sLCB4	30.94	-0.29	-6.13	0	-4.92	0
865	sLCB4	30.84	-0.29	-6.13	0	-3.08	0.08
865	sLCB4	30.75	-0.29	-6.13	0	-1.24	0.17
866	sLCB4	24.64	0.26	-4.04	0	-3.99	0
866	sLCB4	24.55	0.26	-4.04	0	-2.77	-0.07
866	sLCB4	24.45	0.26	-4.04	0	-1.56	-0.15
867	sLCB4	33.49	0.16	-1.29	0	-4.4	0
867	sLCB4	33.39	0.16	-1.29	0	-4.01	-0.05
867	sLCB4	33.3	0.16	-1.29	0	-3.63	-0.1
868	sLCB4	25.76	0.24	1.79	0	-3.35	0
868	sLCB4	25.67	0.24	1.79	0	-3.89	-0.07
868	sLCB4	25.58	0.24	1.79	0	-4.43	-0.14
869	sLCB4	14.37	-0.06	4.82	-0.02	5.6	0
869	sLCB4	14.28	-0.06	4.82	-0.02	4.15	0.02
869	sLCB4	14.19	-0.06	4.82	-0.02	2.71	0.04
870	sLCB4	16.19	0.01	-5.68	0	-6.06	0
870	sLCB4	16.1	0.01	-5.68	0	-4.36	0
870	sLCB4	16.01	0.01	-5.68	0	-2.65	0
871	sLCB4	16.44	-0.42	3.16	0	-2.19	0
871	sLCB4	16.35	-0.42	3.16	0	-3.14	0.13
871	sLCB4	16.26	-0.42	3.16	0	-4.09	0.25
872	sLCB4	15.8	-0.4	-3.8	0	2.03	0
872	sLCB4	15.71	-0.4	-3.8	0	3.17	0.12
872	sLCB4	15.62	-0.4	-3.8	0	4.31	0.24
873	sLCB4	18.18	-0.16	6.27	-0.04	6.57	0
873	sLCB4	18.09	-0.16	6.27	-0.04	4.69	0.05
873	sLCB4	17.99	-0.16	6.27	-0.04	2.81	0.1
874	sLCB4	17.05	-0.07	-6.88	0.02	-6.28	0
874	sLCB4	16.96	-0.07	-6.88	0.02	-4.22	0.02
874	sLCB4	16.86	-0.07	-6.88	0.02	-2.15	0.04
875	sLCB4	20.26	-0.51	-2.13	0	-1.84	0

875	sLCB4	20.17	-0.51	-2.13	0	-1.2	0.16
875	sLCB4	20.08	-0.51	-2.13	0	-0.56	0.31
876	sLCB4	29.48	-0.51	6.78	0	4.19	0
876	sLCB4	29.39	-0.51	6.78	0	2.15	0.15
876	sLCB4	29.29	-0.51	6.78	0	0.12	0.3
877	sLCB4	23.31	-0.2	2.77	0	2.9	0
877	sLCB4	23.22	-0.2	2.77	0	2.07	0.06
877	sLCB4	23.12	-0.2	2.77	0	1.24	0.11
878	sLCB4	22.3	-0.08	4.35	0	2.51	0
878	sLCB4	22.21	-0.08	4.35	0	1.21	0.02
878	sLCB4	22.12	-0.08	4.35	0	-0.1	0.04
879	sLCB4	21.17	-0.14	1.98	0	2.96	0
879	sLCB4	21.08	-0.14	1.98	0	2.37	0.04
879	sLCB4	20.99	-0.14	1.98	0	1.78	0.08
880	sLCB4	23.28	-0.26	1.73	0	3.31	0
880	sLCB4	23.18	-0.26	1.73	0	2.79	0.08
880	sLCB4	23.09	-0.26	1.73	0	2.27	0.16
881	sLCB4	21.73	-0.26	4.28	0	2.46	0
881	sLCB4	21.64	-0.26	4.28	0	1.18	0.08
881	sLCB4	21.55	-0.26	4.28	0	-0.11	0.16
882	sLCB4	22.74	-0.22	-3.26	0	-2.76	0
882	sLCB4	22.65	-0.22	-3.26	0	-1.78	0.07
882	sLCB4	22.55	-0.22	-3.26	0	-0.8	0.14
883	sLCB4	25.79	-0.1	-7.26	0	-3.4	0
883	sLCB4	25.69	-0.1	-7.26	0	-1.22	0.03
883	sLCB4	25.6	-0.1	-7.26	0	0.96	0.06
884	sLCB4	17.01	-0.18	1.67	0	-1.9	0
884	sLCB4	16.91	-0.18	1.67	0	-2.4	0.06
884	sLCB4	16.82	-0.18	1.67	0	-2.91	0.11
885	sLCB4	31.62	-0.08	-4.56	0.01	-4.46	0.01
885	sLCB4	31.53	-0.08	-4.56	0.01	-3.09	0.03
885	sLCB4	31.44	-0.08	-4.56	0.01	-1.72	0.05
886	sLCB4	21.05	-0.03	-1.44	0.01	1.76	-0.01
886	sLCB4	20.95	-0.03	-1.44	0.01	2.2	0
886	sLCB4	20.86	-0.03	-1.44	0.01	2.63	0.01
887	sLCB4	17.13	-0.23	3.15	0	-1.74	0
887	sLCB4	17.04	-0.23	3.15	0	-2.69	0.06

887	sLCB4	16.94	-0.23	3.15	0	-3.63	0.13
888	sLCB4	25.17	-0.23	-6.64	0	-3.34	0
888	sLCB4	25.07	-0.23	-6.64	0	-1.34	0.06
888	sLCB4	24.98	-0.23	-6.64	0	0.65	0.13
889	sLCB4	16.1	0.02	4.66	0.01	6.04	0
889	sLCB4	16	0.02	4.66	0.01	4.64	-0.01
889	sLCB4	15.91	0.02	4.66	0.01	3.24	-0.01
890	sLCB4	17.73	-0.01	-5.09	0	-6.45	0
890	sLCB4	17.64	-0.01	-5.09	0	-4.93	0
890	sLCB4	17.55	-0.01	-5.09	0	-3.4	0
891	sLCB4	18.21	-0.03	1.82	0	-1.91	0
891	sLCB4	18.11	-0.03	1.82	0	-2.46	0.01
891	sLCB4	18.02	-0.03	1.82	0	-3.01	0.01
892	sLCB4	23.6	-0.04	2.35	0	3.29	0
892	sLCB4	23.51	-0.04	2.35	0	2.58	0.02
892	sLCB4	23.41	-0.04	2.35	0	1.88	0.03
893	sLCB4	17.58	-0.02	5.16	-0.01	6.42	0
893	sLCB4	17.49	-0.02	5.16	-0.01	4.87	0.01
893	sLCB4	17.4	-0.02	5.16	-0.01	3.32	0.01
894	sLCB4	21.3	-0.03	-5.47	0.01	-7.36	0
894	sLCB4	21.21	-0.03	-5.47	0.01	-5.72	0.01
894	sLCB4	21.12	-0.03	-5.47	0.01	-4.08	0.02
895	sLCB4	17.17	0	-1.64	0	-2.23	0
895	sLCB4	17.07	0	-1.64	0	-1.74	0
895	sLCB4	16.98	0	-1.64	0	-1.25	0
896	sLCB4	17.81	0.03	3.36	0	2.4	0
896	sLCB4	17.72	0.03	3.36	0	1.39	-0.01
896	sLCB4	17.62	0.03	3.36	0	0.38	-0.02
897	sLCB4	11.97	0.07	5.29	0.02	4.99	0
897	sLCB4	11.88	0.07	5.29	0.02	3.4	-0.02
897	sLCB4	11.79	0.07	5.29	0.02	1.82	-0.04
898	sLCB4	15.7	-0.08	-4	0.02	-5.94	0
898	sLCB4	15.61	-0.08	-4	0.02	-4.74	0.02
898	sLCB4	15.51	-0.08	-4	0.02	-3.54	0.05
899	sLCB4	12.13	0.04	4.97	0.01	5.03	0
899	sLCB4	12.04	0.04	4.97	0.01	3.54	-0.01
899	sLCB4	11.94	0.04	4.97	0.01	2.05	-0.02

900	sLCB4	2.99	-8.35	-0.04	0.01	-0.01	-1.78
900	sLCB4	2.99	-8.39	-0.04	0.01	0	-0.72
900	sLCB4	2.99	-8.43	-0.04	0.01	0	0.35
901	sLCB4	3.36	8.69	-0.05	-0.01	-0.01	1.85
901	sLCB4	3.36	8.73	-0.05	-0.01	0	0.75
901	sLCB4	3.36	8.77	-0.05	-0.01	0	-0.37
902	sLCB4	1.64	21.52	-0.05	0	0	2.49
902	sLCB4	1.64	21.57	-0.05	0	0.01	-0.79
902	sLCB4	1.64	21.61	-0.05	0	0.01	-4.08
903	sLCB4	1.5	-21.51	0.05	0	0.01	-4.08
903	sLCB4	1.5	-21.46	0.05	0	0.01	-0.81
903	sLCB4	1.5	-21.41	0.05	0	0	2.45
904	sLCB4	5.14	-13.26	-0.03	0.01	-0.01	-2.82
904	sLCB4	5.14	-13.3	-0.03	0.01	0	-1.13
904	sLCB4	5.14	-13.34	-0.03	0.01	0	0.56
905	sLCB4	5.31	13.35	-0.04	-0.01	-0.01	2.84
905	sLCB4	5.31	13.39	-0.04	-0.01	0	1.14
905	sLCB4	5.31	13.43	-0.04	-0.01	0	-0.57
906	sLCB4	9.65	-19.59	-0.03	0.01	-0.01	-4.17
906	sLCB4	9.65	-19.63	-0.03	0.01	0	-1.67
906	sLCB4	9.65	-19.67	-0.03	0.01	0	0.83
907	sLCB4	9.83	19.72	-0.04	-0.01	-0.01	4.2
907	sLCB4	9.83	19.76	-0.04	-0.01	0	1.69
907	sLCB4	9.83	19.8	-0.04	-0.01	0	-0.83
908	sLCB4	-9.01	34.04	-0.07	0	0	3.79
908	sLCB4	-9.01	34.09	-0.07	0	0.01	-1.39
908	sLCB4	-9.01	34.14	-0.07	0	0.02	-6.59
909	sLCB4	-8.97	-34.1	0.07	0	0.02	-6.59
909	sLCB4	-8.97	-34.06	0.07	0	0.01	-1.4
909	sLCB4	-8.97	-34.01	0.07	0	0	3.78
910	sLCB4	6.18	-15.6	-0.02	0	0	-3.32
910	sLCB4	6.18	-15.64	-0.02	0	0	-1.33
910	sLCB4	6.18	-15.68	-0.02	0	0	0.66
911	sLCB4	6.37	15.69	-0.02	0	0	3.34
911	sLCB4	6.37	15.73	-0.02	0	0	1.34
911	sLCB4	6.37	15.77	-0.02	0	0	-0.67
912	sLCB4	-0.68	33.07	-0.03	0	0	3.77

912	sLCB4	-0.68	33.12	-0.03	0	0.01	-1.27
912	sLCB4	-0.68	33.17	-0.03	0	0.01	-6.32
913	sLCB4	-0.53	-33.24	0.03	0	0.01	-6.32
913	sLCB4	-0.53	-33.19	0.03	0	0.01	-1.26
913	sLCB4	-0.53	-33.15	0.03	0	0	3.79
914	sLCB4	5.18	-14.16	-0.02	0	0	-3.01
914	sLCB4	5.18	-14.2	-0.02	0	0	-1.21
914	sLCB4	5.18	-14.24	-0.02	0	0	0.6
915	sLCB4	5.21	14.22	-0.02	0	0	3.02
915	sLCB4	5.21	14.26	-0.02	0	0	1.21
915	sLCB4	5.21	14.3	-0.02	0	0	-0.61
916	sLCB4	10.99	34.78	0.15	0	0	4.06
916	sLCB4	10.99	34.83	0.15	0	-0.02	-1.24
916	sLCB4	10.99	34.87	0.15	0	-0.05	-6.54
917	sLCB4	11.31	-35.19	-0.15	0	-0.05	-6.54
917	sLCB4	11.31	-35.15	-0.15	0	-0.02	-1.19
917	sLCB4	11.31	-35.1	-0.15	0	0	4.16
918	sLCB4	0.86	-5.41	-0.02	0	0	-1.16
918	sLCB4	0.86	-5.45	-0.02	0	0	-0.46
918	sLCB4	0.86	-5.49	-0.02	0	0	0.23
919	sLCB4	0.67	5.28	-0.02	0	0	1.13
919	sLCB4	0.67	5.32	-0.02	0	0	0.45
919	sLCB4	0.67	5.36	-0.02	0	0	-0.23
920	sLCB4	0.51	17.97	0.05	0	0	2.04
920	sLCB4	0.51	18.02	0.05	0	-0.01	-0.7
920	sLCB4	0.51	18.07	0.05	0	-0.02	-3.45
921	sLCB4	0.79	-18.37	-0.05	0	-0.02	-3.45
921	sLCB4	0.79	-18.32	-0.05	0	-0.01	-0.66
921	sLCB4	0.79	-18.28	-0.05	0	0	2.13
922	sLCB4	2.32	38.71	0.5	0.01	0.01	4.85
922	sLCB4	2.32	38.75	0.5	0.01	-0.07	-1.04
922	sLCB4	2.32	38.8	0.5	0.01	-0.14	-6.95
923	sLCB4	4.53	43.02	0.45	0.01	0.01	5.46
923	sLCB4	4.53	43.07	0.45	0.01	-0.06	-1.09
923	sLCB4	4.53	43.11	0.45	0.01	-0.13	-7.65
924	sLCB4	4.28	33.74	0.32	0	0	3.46
924	sLCB4	4.28	33.78	0.32	0	-0.04	-1.68

924	sLCB4	4.28	33.83	0.32	0	-0.09	-6.83
925	sLCB4	2.49	29.45	-0.27	0	0	3.14
925	sLCB4	2.49	29.5	-0.27	0	0.04	-1.35
925	sLCB4	2.49	29.55	-0.27	0	0.08	-5.84
926	sLCB4	3.73	44.49	-0.17	0	0	5.44
926	sLCB4	3.73	44.54	-0.17	0	0.02	-1.33
926	sLCB4	3.73	44.58	-0.17	0	0.05	-8.12
927	sLCB4	2.3	38.22	-0.27	0	0	4.84
927	sLCB4	2.3	38.26	-0.27	0	0.04	-0.99
927	sLCB4	2.3	38.31	-0.27	0	0.08	-6.82
928	sLCB4	-1.83	-34.32	-0.43	0.01	-0.14	-6.95
928	sLCB4	-1.83	-34.27	-0.43	0.01	-0.08	-1.72
928	sLCB4	-1.83	-34.22	-0.43	0.01	-0.01	3.49
929	sLCB4	0.34	-37.72	-0.4	0.01	-0.13	-7.65
929	sLCB4	0.34	-37.67	-0.4	0.01	-0.07	-1.91
929	sLCB4	0.34	-37.62	-0.4	0.01	-0.01	3.82
930	sLCB4	6.13	-38.62	-0.29	0	-0.09	-6.83
930	sLCB4	6.13	-38.57	-0.29	0	-0.05	-0.95
930	sLCB4	6.13	-38.52	-0.29	0	0	4.92
931	sLCB4	4.04	-32.32	0.26	0	0.08	-5.84
931	sLCB4	4.04	-32.27	0.26	0	0.04	-0.92
931	sLCB4	4.04	-32.23	0.26	0	0	3.99
932	sLCB4	1.29	-41.16	0.16	0	0.05	-8.12
932	sLCB4	1.29	-41.12	0.16	0	0.03	-1.86
932	sLCB4	1.29	-41.07	0.16	0	0	4.4
933	sLCB4	-1.79	-33.44	0.24	0	0.08	-6.82
933	sLCB4	-1.79	-33.39	0.24	0	0.04	-1.73
933	sLCB4	-1.79	-33.35	0.24	0	0	3.35
934	sLCB4	4.82	21.96	0.06	0	0.02	5.6
934	sLCB4	4.82	22	0.06	0	0.01	2.8
934	sLCB4	4.82	22.04	0.06	0	0	0
935	sLCB4	5.68	23.78	0.01	0	0	6.06
935	sLCB4	5.68	23.82	0.01	0	0	3.03
935	sLCB4	5.68	23.86	0.01	0	0	0
936	sLCB4	-3.16	24.03	-0.42	0	0	2.19
936	sLCB4	-3.16	24.07	-0.42	0	0.05	-0.87
936	sLCB4	-3.16	24.11	-0.42	0	0.1	-3.93

937	sLCB4	-3.8	-23.47	0.4	0	0.1	-3.93
937	sLCB4	-3.8	-23.43	0.4	0	0.05	-0.95
937	sLCB4	-3.8	-23.39	0.4	0	0	2.03
938	sLCB4	6.27	25.76	0.16	0	0.04	6.57
938	sLCB4	6.27	25.8	0.16	0	0.02	3.29
938	sLCB4	6.27	25.84	0.16	0	0	0
939	sLCB4	6.88	24.63	-0.07	0	-0.02	6.28
939	sLCB4	6.88	24.67	-0.07	0	-0.01	3.14
939	sLCB4	6.88	24.71	-0.07	0	0	0
940	sLCB4	2.13	27.85	-0.51	0	0	1.84
940	sLCB4	2.13	27.89	-0.51	0	0.06	-1.7
940	sLCB4	2.13	27.93	-0.51	0	0.13	-5.26
941	sLCB4	6.78	-37.14	0.51	0	0.13	-5.26
941	sLCB4	6.78	-37.1	0.51	0	0.07	-0.53
941	sLCB4	6.78	-37.06	0.51	0	0	4.19
942	sLCB4	2.77	30.89	0.2	0	0	2.9
942	sLCB4	2.77	30.93	0.2	0	-0.03	-1.03
942	sLCB4	2.77	30.97	0.2	0	-0.05	-4.97
943	sLCB4	4.35	29.89	0.08	0	0	2.51
943	sLCB4	4.35	29.93	0.08	0	-0.01	-1.29
943	sLCB4	4.35	29.97	0.08	0	-0.02	-5.1
944	sLCB4	1.98	28.76	0.14	0	0	2.96
944	sLCB4	1.98	28.8	0.14	0	-0.02	-0.7
944	sLCB4	1.98	28.84	0.14	0	-0.04	-4.37
945	sLCB4	1.73	30.86	0.26	0	0	3.31
945	sLCB4	1.73	30.9	0.26	0	-0.03	-0.62
945	sLCB4	1.73	30.94	0.26	0	-0.06	-4.56
946	sLCB4	4.28	29.32	0.26	0	0	2.46
946	sLCB4	4.28	29.35	0.26	0	-0.03	-1.27
946	sLCB4	4.28	29.39	0.26	0	-0.06	-5.01
947	sLCB4	3.26	-30.4	-0.22	0	-0.05	-4.97
947	sLCB4	3.26	-30.36	-0.22	0	-0.02	-1.1
947	sLCB4	3.26	-30.32	-0.22	0	0	2.76
948	sLCB4	7.26	-33.45	-0.1	0	-0.02	-5.1
948	sLCB4	7.26	-33.41	-0.1	0	-0.01	-0.85
948	sLCB4	7.26	-33.37	-0.1	0	0	3.4
949	sLCB4	-1.67	-24.67	-0.18	0	-0.04	-4.37

949	sLCB4	-1.67	-24.63	-0.18	0	-0.02	-1.23
949	sLCB4	-1.67	-24.59	-0.18	0	0	1.9
950	sLCB4	-3.15	-24.79	-0.23	0	-0.06	-4.56
950	sLCB4	-3.15	-24.75	-0.23	0	-0.03	-1.41
950	sLCB4	-3.15	-24.71	-0.23	0	0	1.74
951	sLCB4	6.64	-32.83	-0.23	0	-0.06	-5.01
951	sLCB4	6.64	-32.79	-0.23	0	-0.03	-0.83
951	sLCB4	6.64	-32.75	-0.23	0	0	3.34
952	sLCB4	4.56	39.21	-0.08	-0.01	-0.01	4.46
952	sLCB4	4.56	39.25	-0.08	-0.01	0	-0.54
952	sLCB4	4.56	39.29	-0.08	-0.01	0.01	-5.53
953	sLCB4	-1.44	-28.71	0.03	-0.01	0.01	-5.53
953	sLCB4	-1.44	-28.67	0.03	-0.01	0.01	-1.88
953	sLCB4	-1.44	-28.63	0.03	-0.01	0.01	1.76
954	sLCB4	4.66	23.68	-0.02	0	-0.01	6.04
954	sLCB4	4.66	23.72	-0.02	0	0	3.02
954	sLCB4	4.66	23.76	-0.02	0	0	0
955	sLCB4	5.09	25.32	-0.01	0	0	6.45
955	sLCB4	5.09	25.36	-0.01	0	0	3.23
955	sLCB4	5.09	25.39	-0.01	0	0	0
956	sLCB4	-1.82	25.79	-0.03	0	0	1.91
956	sLCB4	-1.82	25.83	-0.03	0	0.01	-1.37
956	sLCB4	-1.82	25.87	-0.03	0	0.01	-4.66
957	sLCB4	2.35	-31.26	0.04	0	0.01	-4.66
957	sLCB4	2.35	-31.22	0.04	0	0	-0.69
957	sLCB4	2.35	-31.18	0.04	0	0	3.29
958	sLCB4	5.16	25.17	0.02	0	0.01	6.42
958	sLCB4	5.16	25.21	0.02	0	0	3.21
958	sLCB4	5.16	25.25	0.02	0	0	0
959	sLCB4	5.47	28.89	-0.03	0	-0.01	7.36
959	sLCB4	5.47	28.93	-0.03	0	0	3.68
959	sLCB4	5.47	28.96	-0.03	0	0	0
960	sLCB4	1.64	24.75	0	0	0	2.23
960	sLCB4	1.64	24.79	0	0	0	-0.92
960	sLCB4	1.64	24.83	0	0	0	-4.07
961	sLCB4	3.36	-25.47	-0.03	0	0	-4.07
961	sLCB4	3.36	-25.43	-0.03	0	0	-0.84

961	sLCB4	3.36	-25.39	-0.03	0	0	2.4
962	sLCB4	5.29	19.56	-0.07	0	-0.02	4.99
962	sLCB4	5.29	19.6	-0.07	0	-0.01	2.5
962	sLCB4	5.29	19.64	-0.07	0	0	0
963	sLCB4	4	23.28	-0.08	0	-0.02	5.94
963	sLCB4	4	23.32	-0.08	0	-0.01	2.97
963	sLCB4	4	23.36	-0.08	0	0	0
964	sLCB4	4.97	19.71	-0.04	0	-0.01	5.03
964	sLCB4	4.97	19.75	-0.04	0	0	2.52
964	sLCB4	4.97	19.79	-0.04	0	0	0
965	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
965	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
965	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
966	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
966	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
966	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
967	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
967	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
967	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
968	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
968	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
968	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
969	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
969	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
969	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
970	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
970	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
970	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
971	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
971	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
971	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
972	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
972	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
972	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
973	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
973	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
973	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0

974	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
974	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
974	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
975	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
975	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
975	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
976	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
976	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
976	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
977	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
977	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
977	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
978	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
978	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
978	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
979	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
979	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
979	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
980	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
980	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
980	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
981	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
981	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
981	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
982	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
982	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
982	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
983	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
983	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
983	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
984	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
984	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
984	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
985	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
985	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
985	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
986	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0

986	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
986	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
987	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
987	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
987	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
988	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
988	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
988	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
989	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
989	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
989	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
990	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
990	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
990	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
991	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
991	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
991	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
992	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
992	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
992	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
993	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
993	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
993	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
994	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
994	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
994	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
995	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
995	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
995	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
996	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
996	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
996	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
997	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
997	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
997	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
998	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
998	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0

998	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
999	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
999	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
999	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1000	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1000	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1000	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1001	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1001	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1001	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1002	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1002	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1002	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1003	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1003	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1003	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1004	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1004	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1004	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1005	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1005	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1005	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1006	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1006	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1006	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1007	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1007	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1007	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1008	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1008	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1008	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1009	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1009	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1009	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1010	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1010	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1010	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0

1011	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1011	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1011	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1012	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1012	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1012	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1013	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1013	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1013	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1014	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1014	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1014	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1015	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1015	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1015	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1016	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1016	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1016	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1017	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1017	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1017	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1018	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1018	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1018	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1019	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1019	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1019	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1020	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1020	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1020	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1021	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1021	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1021	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1022	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1022	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1022	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1023	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0

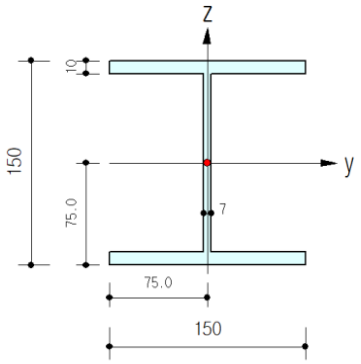
1023	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1023	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1024	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1024	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1024	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1025	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1025	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1025	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1026	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1026	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1026	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1027	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1027	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1027	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1028	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1028	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1028	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0
1029	sLCB4	-7.4	0	0	0	0	0
1029	sLCB4	-7.49	0	0	0	0	0
1029	sLCB4	-7.58	0	0	0	0	0

4. 전산 해석 부재 검토

(1) V-YOKE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 722
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 150x150x7/10_V-YOKE (No:1)
(Rolled : H 150x150x7/10).
Member Length : 780.000



Depth	150.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	150.000	Top F Thick	10.0000
Bot.F Width	150.000	Bot.F Thick	10.0000
Area	4014.00	Asz	1050.00
Qyb	17112.5	Qzb	2812.50
Iyy	16400000	Izz	5630000
Ybar	75.0000	Zbar	75.0000
Syy	219000	Szz	75100.0
ry	63.9000	rz	37.5000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = 26260.5 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -12200427, Mz = 41070.1
End Moments Myi = -12200427, Myj = 284811 (for Lb)
Myi = -12200427, Myj = 284811 (for Ly)
Mzi = 41070.1, Mzj = 105736 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -82.905 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -16007 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 780.000, Lz = 780.000, Lb = 780.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

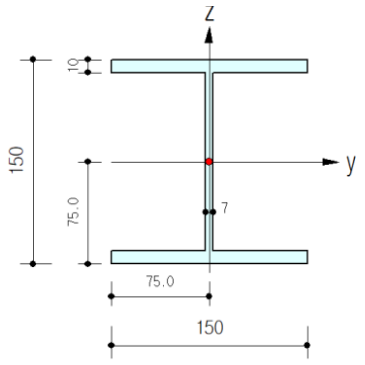
4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 25.9 < 300.0 (Memb:233, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 6.542/160.000 = 0.041 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 55.795/160.000 = 0.349 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0.547/160.000 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.393 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.162 < 1.000 ..... O.K

(2) H-YOKE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 926
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 150x150x7/10_H-YOKE (No:2)
(Rolled : H 150x150x7/10).
Member Length : 304.500



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 3731.37 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 50695.3, Mz = -8119181
End Moments Myi = -885.86, Myj = 50695.3 (for Lb)
Myi = -885.86, Myj = 50695.3 (for Ly)
Mzi = 5442025, Mzj = -8119181 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 44583.0 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -170.18 (LCB: 1, POS:I)

Depth	150.000	Web Thick	7.00000
Top F Width	150.000	Top F Thick	10.0000
Bot.F Width	150.000	Bot.F Thick	10.0000
Area	4014.00	Asz	1050.00
Qyb	17112.5	Qzb	2812.50
Iyy	16400000	Izz	5630000
Ybar	75.0000	Zbar	75.0000
Syy	219000	Szz	75100.0
ry	63.9000	rz	37.5000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 304.500, Lz = 304.500, Lb = 304.500
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

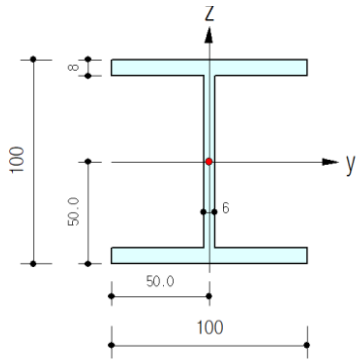
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 16.2 < 200.0 (Memb:792, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0.930/160.000 = 0.006 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0.232/160.000 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 108.160/160.000 = 0.676 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.683 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.237 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.002 < 1.000 ..... O.K

(3) FORM 장선재

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 135
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : H 100x100x6/8 (No:6)
(Rolled : H 100x100x6/8).
Member Length : 1207.17



Depth	100.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	100.000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	100.000	Bot.F Thick	8.00000
Area	2190.00	Asz	600.000
Qyb	7015.33	Qzb	1250.00
Iyy	3830000	Izz	1340000
Ybar	50.0000	Zbar	50.0000
Syy	76500.0	Szz	26700.0
ry	41.8000	rz	24.7000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -11859 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 7750435, Mz = -80496
End Moments Myi = -462539, Myj = 7750435 (for Lb)
Myi = -462539, Myj = 7750435 (for Ly)
Mzi = -677673, Mzj = -80496 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2508.0 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -11934 (LCB: 1, POS:J)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1207.17, Lz = 1207.17, Lb = 1207.17
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

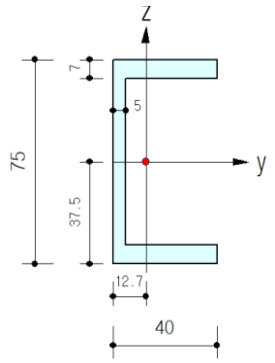
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 86.4 < 200.0 (Memb:646, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 5.415/133.950 = 0.040 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 101.181/160.000 = 0.632 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 3.004/160.000 = 0.019 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.692 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.025 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.212 < 1.000 ..... O.K

(4) MIDDLE DECK

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 689
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : C 75x40x5/7_MID (No:4)
(Rolled : C 75x40x5/7).
Member Length : 1141.86



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -11753 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -1030752, Mz = 4510.47
End Moments Myi = -691575, Myj = -1030752 (for Lb)
Myi = -691575, Myj = -1030752 (for Ly)
Mzi = 2001.03, Mzj = 4510.47 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2.1977 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 5017.41 (LCB: 1, POS:J)

Depth	75.0000	Web Thick	5.00000
Top F Width	40.0000	Top F Thick	7.00000
Bot.F Width	40.0000	Bot.F Thick	7.00000
Area	881.800	Asz	375.000
Qyb	2369.13	Qzb	342.448
Iyy	759000	Izz	124000
Ybar	12.7000	Zbar	37.5000
Syy	20200.0	Szz	4540.00
ry	29.3000	rz	11.9000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1141.86, Lz = 1141.86, Lb = 1141.86
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

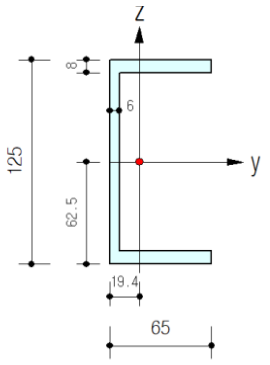
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 96.0 < 200.0 (Memb:689, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 13.329/133.950 = 0.100 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 50.926/160.000 = 0.318 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0.462/160.000 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.421 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.142 < 1.000 ..... O.K

(5) YOKE BRACE

1. Design Information

Design Code : KSSC-ASD03
Unit System : N, mm
Member No : 834
Material : SS400 (No:1)
(Fy = 235.000, Es = 205000)
Section Name : y.brace (No:11)
(Rolled : C 125x65x6/8).
Member Length : 600.000



Depth	125.000	Web Thick	6.00000
Top F Width	65.0000	Top F Thick	8.00000
Bot.F Width	65.0000	Bot.F Thick	8.00000
Area	1711.00	Asz	750.000
Qyb	6555.13	Qzb	963.123
Iyy	4250000	Izz	655000
Ybar	19.4000	Zbar	62.5000
Syy	68000.0	Szz	14400.0
ry	49.9000	rz	19.6000

2. Member Forces

Axial Force Fxx = 23785.2 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = 6993.35, Mz = -831484
End Moments Myi = 6993.35, Myj = -7315.4 (for Lb)
Myi = 6993.35, Myj = -7315.4 (for Ly)
Mzi = -831484, Mzj = 785256 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2694.6 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 23.8479 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 600.000, Lz = 600.000, Lb = 600.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 30.6 < 300.0 (Memb:834, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 13.901/160.000 = 0.087 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0.103/160.000 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 24.627/160.000 = 0.154 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress
Combined Stress
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.241 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.041 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. OTHERS 부재 검토

(1) ROD BAR

ROD BAR - 32 mm BOLT

단면적 A	804 mm^2	단면2차모멘트 I	51472 mm^4

GUIDE PIPE - D 48.6 X 4.5 t (SCH60)

단면적 A	623 mm^2	단면2차모멘트 I	153139 mm^4
총단면적 A	1427 mm^2	총단면2차모멘트 I	204611 mm^4
유효 거리 L	1000 mm	단면2차반경r	11.97 mm
L/r	84	수직반력 (Vmax)	85.7 kN
장주	(c) 92.8 < $\frac{l}{r}$	$fc = \frac{1{,}200{,}000}{6{,}700 + (l/r)^2}$ MPa	

fc = 88 Mpa

σc = Vmax /A = 85700 N / 1427.3 mm^2 = 60.04 Mpa

σc / fc = 60.0 / 88 = 0.68 < 1.0 ----- OK

(2) OIL JACK

용량	100 kN	수직반력 (Vmax)	85.7 kN

P / Pc = 85.7 / 100 = 0.86 < 1.0 ----- OK

(3) TOP DECK LOAD

* LIVE LOAD = 3.75 kN/m^2 = 0.00375 MPa

(4) TOP DECK JOIST

(4-1) 2X FLAT BAR 60X6t

단면적 A	720 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7200 mm^3	단면2차모멘트 I	216000 mm^4
장선재의 간격 Mi	350 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00375 MPa x 350 = 1.3 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.313 x 2000^2) / 8

= 656250 N.mm

σb = Mmax / Z = 656250 / 7200

= 91.15 MPa

σb / fb = 91.15 / 160

= 0.57 < 1.0 - - - - - OK

(4-2) SQ.PIPE 60x30x3.2t

단면적 A	509 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7150 mm^3	단면2차모멘트 I	214000 mm^4
장선재의 간격 Mi	350 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00375 MPa x 350 = 1.3 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (1.313 x 2000 ^{2}) / 8

= 656250 N.mm

σb = Mmax / Z = 656250 / 7150

= 91.78 MPa

σb / fb = 91.78 / 160

= 0.57 < 1.0 - - - - - OK

(5) TOP DECK GIRDER BEAM

(5-1) CH - 125X65X6X8

단면적 A	1711 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	67800 mm^3	단면2차모멘트 I	4240000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	1,600 mm	부재 길이 (L)	3300 mm

ω = 0.00375 MPa x 1,600 = 6.0 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (6.000 x 3300 ^{2}) / 8

= 8167500 N.mm

σb = Mmax / Z = 8167500 / 67800

= 120.46 MPa

σb / fb = 120.46 / 160

= 0.75 < 1.0 - - - - - OK

(5-2) CH - 125X65X6X8

단면적 A	1711 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	67800 mm^3	단면2차모멘트 I	4240000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	2,000 mm	부재 길이 (L)	2500 mm

ω = 0.00375 MPa x 2,000 = 7.5 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (7.500 x 2500 ^{2}) / 8

= 5859375 N.mm

σb = Mmax / Z = 5859375 / 67800

= 86.42 MPa

σb / fb = 86.42 / 160

= 0.54 < 1.0 - - - - - OK

(5-3) H-125X125X6.5X9

단면적 A	3031 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	136000 mm^3	단면2차모멘트 I	8470000 mm^4
멍에재의 간격 Mi	1,600 mm	부재 길이 (L)	5200 mm

ω = 0.00375 MPa x 1,600 = 6.0 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (6.000 x 5200 ^{2}) / 8

= 20280000 N.mm

σb = Mmax / Z = 20280000 / 136000

= 149.12 MPa

σb / fb = 149.12 / 160

= 0.93 < 1.0 - - - - - OK

(6) MIDDLE DECK PLATE

PLATE - 3.2 t

단면적 A	3.2 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	1.71 mm^3	단면2차모멘트 I	2.73 mm^4
하중폭	450 mm		

* LIVE LOAD = 2.5 kN/m^2 = 0.0025 MPa

ω = 0.0025 MPa x 1 = 0.0025 N/mm

Mmax = ωL^2 / 8 = (0.0025 x 450 ^{2}) / 8

= 63 N.mm

σb = Mmax / Z = 63 / 1.71

= 37.08 MPa

σb / fb = 37.08 / 160

= 0.23 < 1.0 - - - - - OK

(7) MIDDLE DECK JOIST

SQ.PIPE- 60X30X2.3t

단면적 A	379 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	5610 mm^3	단면2차모멘트 I	168000 mm^4
장선재의 간격 Mi	450 mm	부재 길이 (L)	2200 mm

ω = 0.00250 MPa x 450 = 1.1 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.125 x 2200^2) / 8

= 680625 N.mm

σb = Mmax / Z = 680625 / 5610

= 121.32 MPa

σb / fb = 121.32 / 160

= 0.76 < 1.0 - - - - - OK

(8) BOTTOM DECK JOIST 1

SQ.PIPE- 60X30X3.2t

단면적 A	509 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	7450 mm^3	단면2차모멘트 I	214000 mm^4
장선재의 간격 Mi	1,250 mm	부재 길이 (L)	2000 mm

ω = 0.00125 MPa x 1,250 = 1.6 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (1.563 x 2000^2) / 8

= 781250 N.mm

σb = Mmax / Z = 781250 / 7450

= 104.87 MPa

σb / fb = 104.87 / 160

= 0.66 < 1.0 - - - - - OK

(9) BOTTOM DECK JOIST 2

SQ.PIPE- 50X30X2.3t

단면적 A	333 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	4250 mm^3	단면2차모멘트 I	106000 mm^4
장선재의 간격 Mi	300 mm	부재 길이 (L)	2500 mm

ω = 0.00125 MPa x 300 = 0.4 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (0.375 x 2500^2) / 8

= 292969 N.mm

σb = Mmax / Z = 292969 / 4250

= 68.93 MPa

σb / fb = 68.93 / 160

= 0.43 < 1.0 - - - - - OK

(10) CHAIN 8mm 별첨1

허용하중	4.7 kN		
하부발판 DEAD LOAD	0.7 kN	하부발판 LIVE LOAD	3.3 kN

P / Pa = 4.0 / 4.7 = 0.84 < 1.0 - - - - - OK

(11) CHACKLE 1/4" 별첨2

허용하중	5.0 kN		
하부발판 DEAD LOAD	0.7 kN	하부발판 LIVE LOAD	3.3 kN

P / Pa = 4.0 / 5.0 = 0.79 < 1.0 - - - - - OK

(12) FORM SKIN PLATE

PLATE - 4.5 t

단면적 A	4.5 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	3.38 mm^3	단면2차모멘트 I	7.59 mm^4
탄성 계수 E	210,000 MPa	하중폭	340 mm

* Concrete Lateral Pressure = 11.3 kN/m^2 = 0.0113 MPa

ω = 0.0113 MPa x 1 = 0.0113 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (0.0113 x 340 ^{2}) / 8

= 163 N.mm

σb = Mmax / Z = 163 / 3.38

= 48.38 MPa

σb / fb = 48.38 / 160

= 0.30 < 1.0 - - - - - OK

- 처짐 검토 (연속보)

δmax = 0.0054 * ωL^4 / EI

= (0.0054 x 0.0113 x 340 ^{4}) / (210,000 x 8)

= 0.51 mm < 3.00 mm - - - - - OK

(13) FORM JOIST

SQ.PIPE- 100X50X3.2t

단면적 A	893 mm^2	허용휨응력 fb	160 MPa
단면 계수 Z	22500 mm^3	단면2차모멘트 I	1120000 mm^4
탄성 계수 E	210,000 MPa	부재 길이 (L)	2000 mm
장선재의 간격 Mi	340 mm		

ω = 0.01130 MPa x 340 = 3.8 N/mm

Mmax = $\omega L^2 / 8$ = (3.842 x 2000^2) / 8

= 1921000 N.mm

σb = Mmax / Z = 1921000 / 22500

= 85.38 MPa

σb / fb = 85.38 / 160

= 0.53 < 1.0 - - - - - OK

- 처짐 검토 (연속보)

δmax = $0.0054 * \omega L^4 / EI$

= (0.0054 x 3.8420 x $2{,}000^4$) / (210,000 x 1120000)

= 1.41 mm < 3.00 mm - - - - - OK

(14) V-YOKE + H-YOKE 연결 검토

A325 BOLT - 16 mm * 4 ea

최소단면적 A	150 mm^2		
허용인장응력 ft	308 MPa	허용전단응력 fs	110 MPa

Pt = OUTPUT RESULT AXIAL FORC = 25.0 kN

σt = Pt / (A * 4 ea)

= 25000 N / (150 * 4)

= 41.6 MPa

σt / ft = 41.60 / 308

= 0.14 < 1.0 - - - - - OK

Ps = OUTPUT RESULT SHEAR FOR = 44.6 kN

σs = Ps / (A * 4 ea)

= 44600 N / (150 * 4)

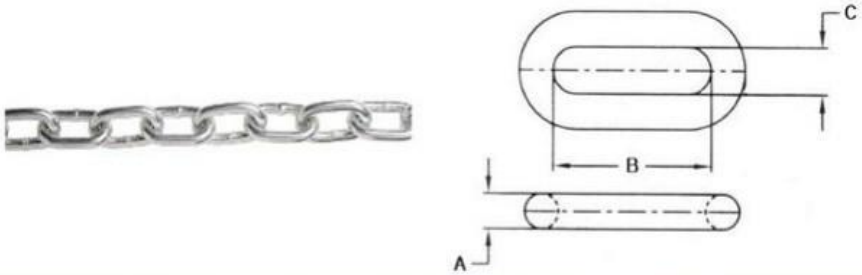
= 74.2 MPa

σs / fs = 74.21 / 110

= 0.67 < 1.0 - - - - - OK

***CHAIN 제원표**

별첨1



토탈로프 : 061-741-2597 www.totalropes.com

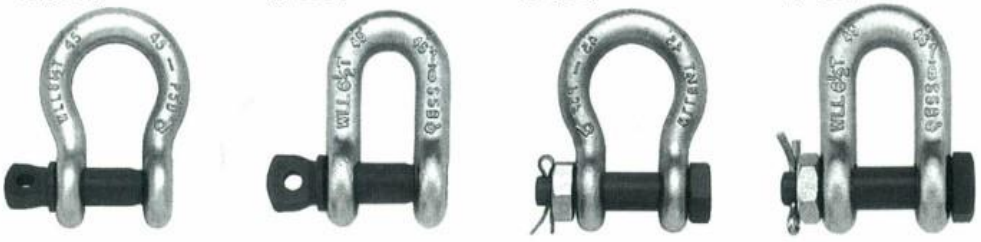
SIZE (MM)	Dimensions (mm)				
	A	B	C	사용하중(KG)	무게(KG/MR)
3MM	3	20	5.5	60	0.15
4MM	4	22	7	110	0.28
5MM	5	24	8.5	180	0.48
6MM	6	27	10.5	260	0.69
7MM	7	31	11	320	0.95
7MM(LONG)	7	50	12	320	0.81
8MM	8	35	12	470	1.23
9MM	9	39	13	600	1.55
12MM	12	39	18	1000	3.1
12MM(LONG)	12	50	18	1000	2.77
15MM(LONG)	15	70	23	1700	4.3
16MM	16	50	24	1900	5.5
16MM(LONG)	16	64	24	1900	5
19MM	19	58	29	2720	7.7
19MM(LONG)	19	76	29	2720	7
22MM	22	88	32	3640	9.44
25MM	25	100	40	4700	12.9
28MM	28	112	42	5900	15.29
30MM	30	120	45	6770	17.55
32MM	32	128	48	7700	19.97

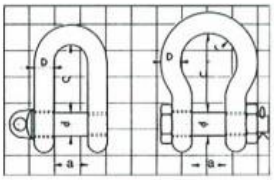
토탈로프 www.totalropes.com

***CHAIN 제원표**

별첨2

(1) [BC] (2) [SC] (3) [BB] (4) [SB]





열처리 국산 단조 일반

▶ advice : 샤클의 등급.(열처리 하였을 경우)

alloy steel B.L = 6Time x S.W.L

Carbon steel B.L = 4Time x S.W.L

Mild steel B.L = 2Time x S.W.L

※ 국산 시중품에 대부분(열처리를 하지 않은 제품) 열처리 하였을 경우 외산과 거의 동등한 품질

Norminal Shackle Size(in.)	Working Load Limit	Dia Bow	Dia Pin	Inside Width	Inside Length		Wide of Bow	Approx. Weight Each	
					Chain Type	Anchor Type			
		D	d	a	C	C	2r	SCREW PIN	SAFETY PIN
	ton	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	kg
3/16	0.33	5.0	6.0	9.5	19.0	22.0	16.0	0.02	-
1/4	0.50	7.0	8.0	12.0	25.0	29.0	20.0	0.06	0.07
5/16	0.75	9.0	10.0	13.5	27.0	32.0	21.0	0.11	0.13
3/8	1.00	10.0	11.0	17.0	31.0	36.5	26.0	0.15	0.17
7/16	1.50	11.0	12.0	18.5	37.0	43.0	29.0	0.21	0.25
1/2	2.00	13.5	16.0	22.0	43.0	51.0	32.0	0.37	0.44
5/8	3.25	16.0	19.0	27.0	51.0	64.0	43.0	0.65	0.79
3/4	4.75	19.0	22.0	31.0	59.0	76.0	51.0	1.06	1.26
7/8	6.50	22.0	25.0	36.0	73.0	83.0	58.0	1.56	1.88
1	8.50	25.0	28.0	43.0	85.0	95.0	68.0	2.32	2.78
1 1/8	9.50	28.0	32.0	47.0	90.0	108.0	75.0	3.28	3.87
1 1/4	12.00	32.0	35.0	51.0	94.0	115.0	83.0	4.51	5.26
1 3/8	13.50	35.0	38.0	57.0	115.0	133.0	92.0	5.93	6.94
1 1/2	17.00	38.0	42.0	60.0	127.0	146.0	99.0	7.89	8.79
1 3/4	25.00	45.0	50.0	74.0	149.0	178.0	126.0	13.40	14.99
2	35.00	50.0	57.0	83.0	171.0	197.0	138.0	18.85	20.65
2 1/4	42.50	57.0	65.0	95.0	190.0	222.0	160.0	26.06	29.01
2 1/2	55.00	65.0	70.0	105.0	203.0	254.0	180.0	37.86	41.05
3	85.00	75.0	80.0	127.0	230.0	330.0	190.0	58.68	62.24
3 1/2	120.00	98.0	95.0	146.0	146.0	381.0	238.0	-	110.00
4	150.00	104.0	108.0	-	-	368.0	-	-	-

8. 수직구 작업장

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계
2.4 복공판 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류	일반구조용 압연강재	비 고
축 방 향 인 장	(순	140 140 x 1.0 = 140
	ℓ/r ≤ 18.6 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm)
	18.6 < ℓ/r ≤ 92.8 일 경우	
	140-1.3(ℓ/r-20)	r : 단면2차반경(mm)
	ℓ/r > 92.8 일 경우	
축 방 향 압 축	1800000/(6700+(ℓ/r)^2)	
인장연(순단면)		210
	ℓ/b ≤ 4.6 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점
	4.6 < ℓ/b ≤ 30 일 경우	간 거리
휨응력 압축연(총단면)	140-2.49(ℓ/b-4.6)	b : 압축플랜지폭
전단응력(총단면)		80 80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315 강판과 강판
공 장	모재의 100%	
용접강도현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류	용접구조용 압연강재	비 고
축 방 향 인 장	(순	190 190 x 1.0 = 190
	ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm)
	15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우	
	285-1.95(ℓ/r-20)	r : 단면2차반경(mm)
	ℓ/r > 80 일 경우	
축 방 향 압 축	1800000/(5000+(ℓ/r)^2)	
인장연(순단면)		285
	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점
	4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우	간 거리
휨응력 압축연(총단면)	285-5.7(ℓ/b-4.0)	b : 압축플랜지폭
전단응력(총단면)		165 110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420 강판과 강판
공 장	모재의 100%	
용접강도현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류	강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
인 장		180 180 x 1.0 = 180
휨응력 압 축		255
전 단 응 력		100 100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

목재의 종류 / 허용응력도		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18	
	섬유에 평행	12	16.5	
지압 응력도	섬유에 직각	3	5.2	
	섬유에 평행	1.2	1.8	
전단 응력도	섬유에 직각	1.8	2.7	
		$\ell/r \le 100$	$\ell/r \le 100$	ℓ : 고정점간 거리(mm)
		$10.5-0.072(\ell/r)$	$12-0.087(\ell/r)$	r : 최소단면2차 반지름(mm)
축 방 향	섬유에 평행	$\ell/r > 100$		
		$33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
	전 단	135	
보 통 볼 트	지 압	315	
	전 단	150	
고장력 볼 트	지 압	360	

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	23550	mm^2	ry =	67.8	mm
w =	1.85	kN/m	rx =	293	mm
Ix =	2010000000	mm^4	Zx =	5760000	mm^3
Iy =	108000000	mm^4	Zy =	722000	mm^3

설계지간(L) = 7.200 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
합 계		∑ W =	5.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 7.200) = 0.318 > 0.300

∴ I = 0.300

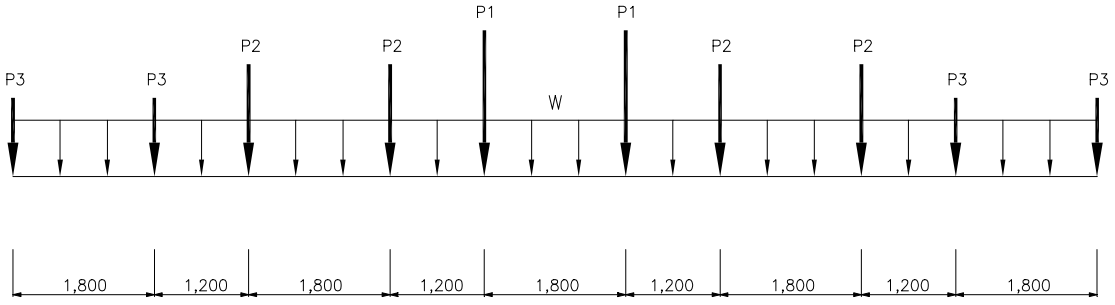
P1 = 240.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 124.800 kN (DB-24 후륜하중)

P2 = 180.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 93.600 kN (DB-18 후륜하중)

P3 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

P4 = 135.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 70.200 kN (DB-13.5 후륜하중)

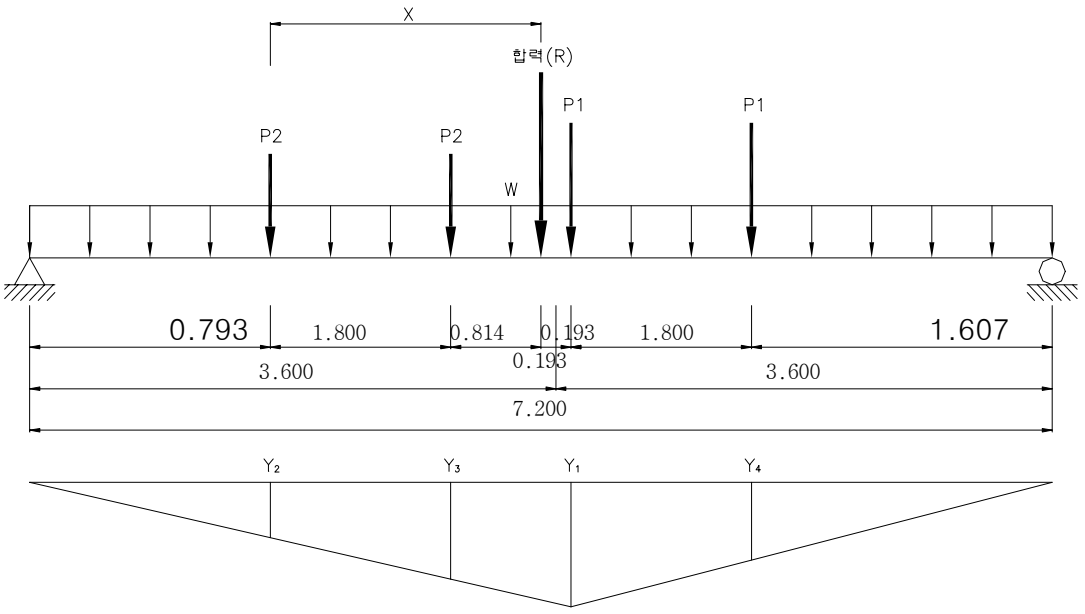
(3) 보가 차량 진행방향과 직각인 경우의 연행이동 하중



3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 2) = 436.800 kN

합력작용점(X) = [{P1 x (3.0 + 4.8)} + (P2 x 1.8)] / R

= [(124.8 x 7.80) + (93.6 x 1.8)] / 436.800 = 2.614 m

Y_1 =	1.795
Y_2 =	0.375
Y_3 =	1.227
Y_4 =	0.847

∑Yp1 = 1.795 + 0.847 = 2.642 m

∑Yp2 = 0.375 + 1.227 = 1.602 m

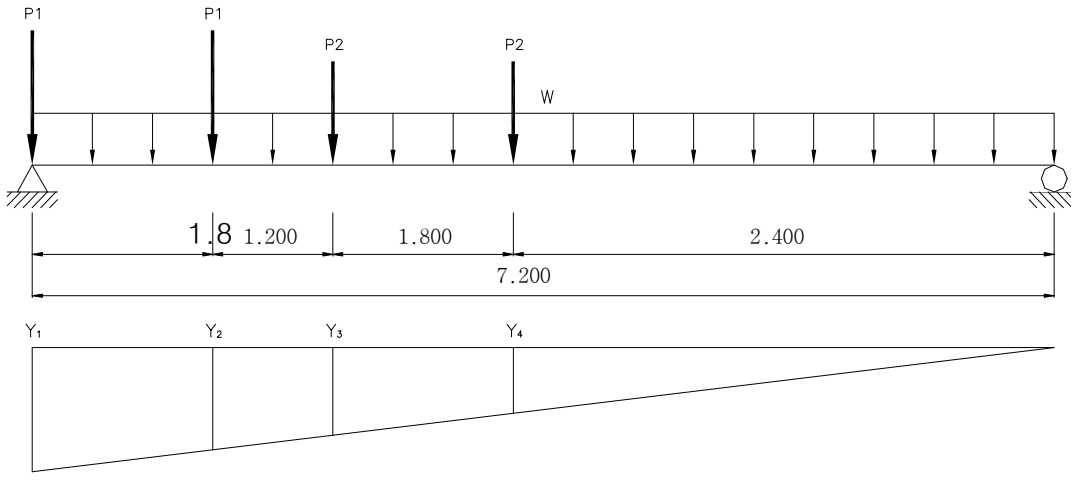
A = 7.200 x (1.795 / 2) = 6.462 m^2

Md = 6.462 x 5.995 = 38.740 kN·m

ML = 124.800 x 2.642 + 93.600 x 1.602 = 479.669 kN·m

M1 = Md + ML = 38.740 + 479.669 = 518.409 kN·m

나. 전단력 산정

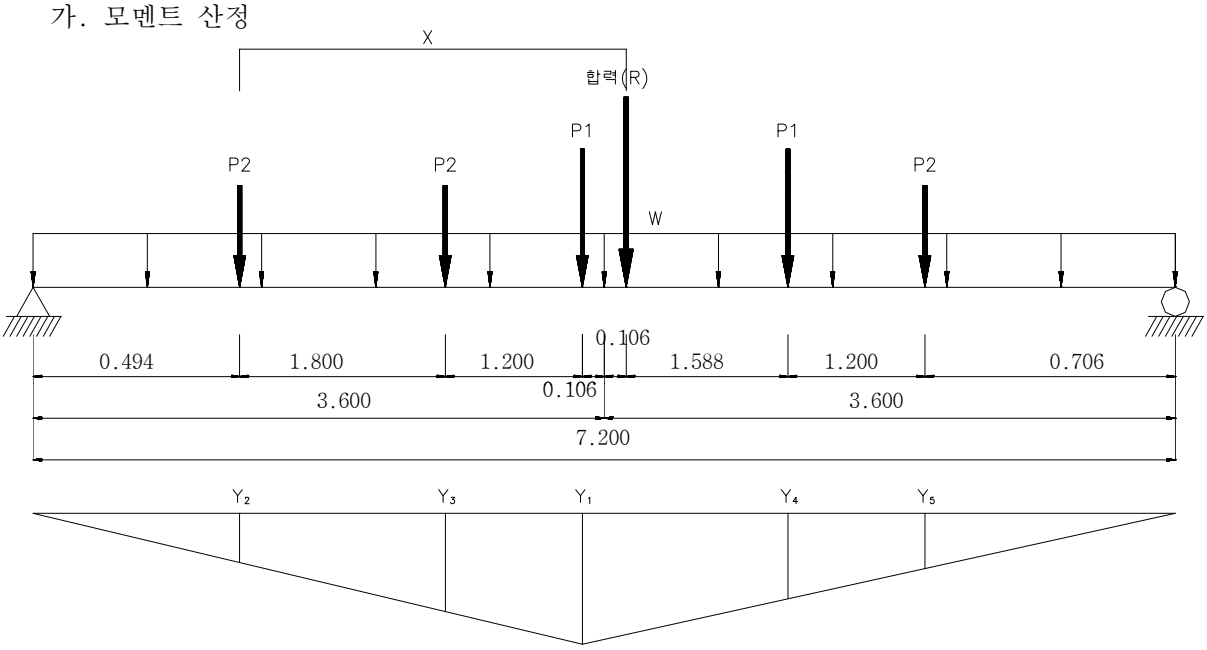


∑Yp1 = 1.000 + 0.750 =	1.750	m	
∑Yp2 = 0.583 + 0.333 =	0.916	m	
A = 7.200 x (1.000 / 2) =	3.600	㎡	
Sd = 3.600 x 5.995 =	21.582	kN	
SL = 124.800 x 1.750 + 93.600 x 0.916 =	304.138	kN	
S1 = Sd + SL = 21.582 + 304.138 =	325.720	kN	

Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333

(2) 2.5차로 하중재하시

가. 모멘트 산정



합력(R) = (P1 x 2) + (P2 x 3) = 530.400 kN

합력작용점(X) = {P1 x (3.0 + 4.8) + P2 x (6.0 + 1.8)} / R

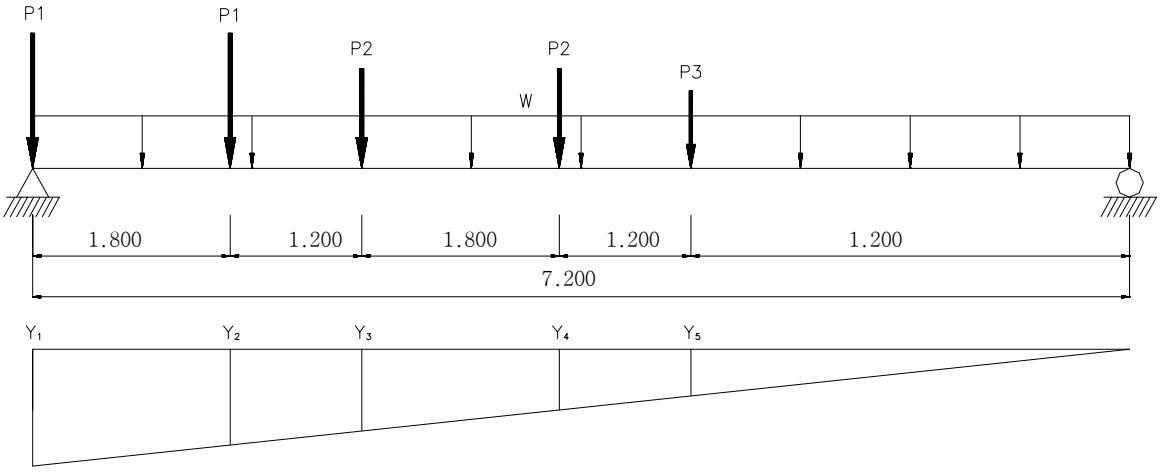
= [(124.800 x (3 + 4.80) + {93.600 x (6.0 + 1.8)}] / 530.400

= 3.212 m

∑Yp1 = 1.798 + 0.925 =	2.723	m	
∑Yp2 = 0.343 + 1.180 + 0.254 =	1.777	m	
A = 1/2 x 7.200 x 1.798 =	6.473	㎡	
Md = 6.473 x 5.995 =	38.804	kN·m	
ML = 0.9 x (124.800 x 2.723 + 93.600 x 1.777) =	455.542	kN·m	
M2 = Md + ML = 38.804 + 455.542 =	494.35	kN·m	

Y_1 =	1.798
Y_2 =	0.254
Y_3 =	1.180
Y_4 =	0.925
Y_5 =	0.343

나. 전단력 산정



Y_1 =	1.000
Y_2 =	0.750
Y_3 =	0.583
Y_4 =	0.333
Y_5 =	0.167

∑Yp1 = 1.000 + 0.750 = 1.750 m

∑Yp2 = 0.583 + 0.333 = 0.916 m

∑Yp3 = 0.167 = 0.167 m

A = 7.200 x (1.000 / 2) = 3.600 m²

Sd = 3.600 x 5.995 = 21.582 kN

SL = 0.9 x (124.8 x 1.75 + 93.6 x 0.916 + 70.2 x 0.167)

= 284.275 kN

S2 = Sd + SL = 21.582 + 284.275 = 305.857 kN

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1, M2 중 큰값 518.409 kN·m

Smax = S1, S2 중 큰값 325.720 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 518409000 / 5760000 = 90.0 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 325720 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 38.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.90 m

ℓ /b = 2900 / 300.0 = 9.667 (4.6 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 140.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 90.0 MPa < fba = 140.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 38.4 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 479.669 / (1 + 0.300) = 368.976 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 5.995 x 7.200^2 / 8 = 38.848 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 368976000 \times 7200^2}{48 \times 210000 \times 201000000}$$

= 3.776 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ $M_d = w\ell^2 / 8$)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 38848000 \times 7200^2}{384 \times 210000 \times 201000000}$$

= 0.497 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 3.776 + 0.497 = 4.273 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 7200 / 400 = 18.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 18.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 4.273 mm < δa = 18.000 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

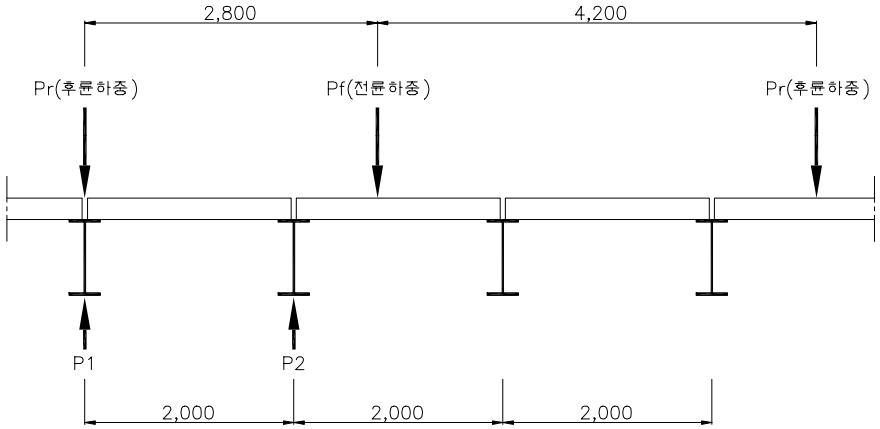
1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740	mm^2	rx =	189	mm
w =	1.24	kN/m	ry =	71.8	mm
Ix =	561000000	mm^4	Zx =	2550000	mm^3
Iy =	81100000	mm^4	Zy =	541000	mm^3

설계경간(L) = 3.000 m (중간 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)



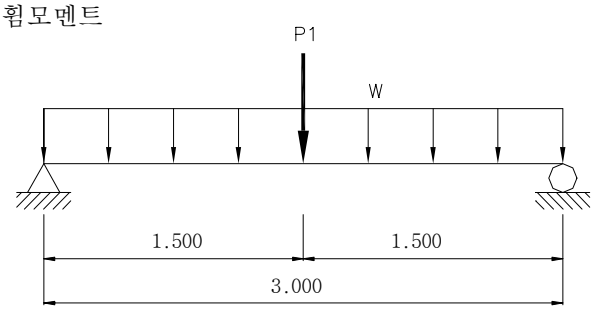
P1 = Sd + SLmax = 21.582 + 304.138

= 325.720 kN (후륜재하시)

P2 = Sd + (SLmax / 4) x (1.2 / 2) = 21.582 + (304.138 / 4) x (1.2 / 2)

= 58.570 kN (전륜재하시)

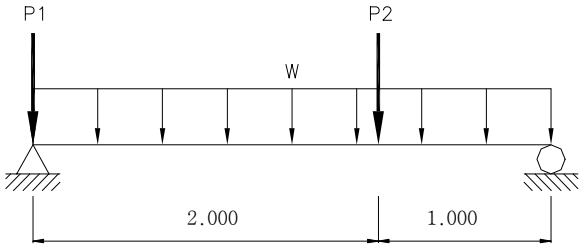
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = P1 x L / 4 + W x L^2 / 8 = (325.720 x 3.000) / 4 + (1.240 x 3.000^2) / 8

= 245.685 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + P2 x (1.000 / 3.000) + W x L / 2

= 325.720 + 58.570 x (1.000 / 3.000) + (1.240 x 3.000) / 2

= 347.103 kN

Smin = 325.720 + 58.570 + 3.720 - 347.103 = 40.907 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 245,685,000 / 2,550,000 = 96.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 347,103/[(440.0-18.0x2)x11.0] = 78.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000.0 / 300.0 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 126.6 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.00 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 96.3 MPa < fba = 126.6 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 78.1 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = v x (πD^2 /4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((347.103+40.907) x 1000) / 67,858.4 = 5.718 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m) (L = 24.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 : H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)

▣ 단면 제원 :

A =	13480	mm^2	rx =	126	mm
Y =	1.06	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000	mm^4	Zx =	1440000	mm^3
Iy =	71000000	mm^4	Zy =	466000	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 7.200 + 7.200 = 14.400 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

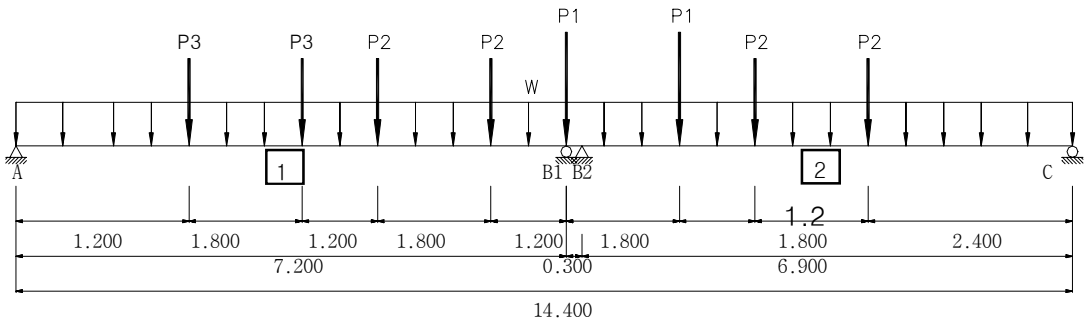
구 분	계 산 식			
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440	kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060	kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 24.000	=	25.440	kN
	(0.882 x 7.200 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000	kN
버팀보의 자중	(1.167 x 7.200 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000	kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 0단) x 3.00	=	0.000	kN
합 계		Ps =	33.940	kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.435 x 7.200 x 1/2 = 23.166 kN

(3) 활 하 중

가. 2차선 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.200 \times (1.200 + 3.000) + 93.600 \times (4.200 + 6.000) + 124.800 \times 7.200}{7.200}$$

$$= 298.350 \text{ kN}$$

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.900}$$

$$= 187.200 \text{ kN}$$

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

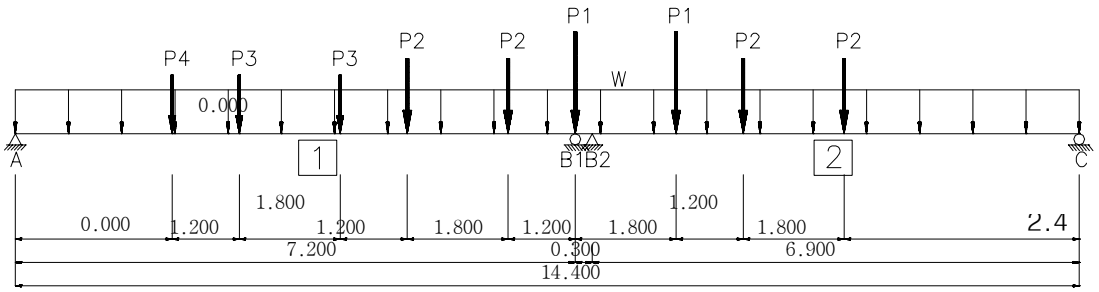
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2차로 활하중 재하시 반력을 100%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	298.35	74.588	
P2	187.2	46.8	

나. 2.5차선 이상 재하시-연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{70.20x0.00 + 70.20x(1.20+3.00) + 93.60x(4.20+6.00) + 124.80x7.20}{7.2}$$

= 298.350 kN

$$RB2 = \frac{93.600 \times (2.400 + 4.200) + 124.800 \times 5.400}{6.9}$$

= 187.200 kN

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN

RB2 = 187.200 x 0.25 = 46.800 kN

③ 2.5차로 이상 활하중 재하시 반력을 90%를 취한다.

구 분	후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
P1	268.515	67.1292	
P2	187.2	46.8	

라. 편재하시

① 후륜하중 재하시 B점의 반력

RB1 = MAX(2차선재하시,3차선재하시x90%)

= MAX(298.350 , 268.515) = 298.350 kN (2차선재하시)

② 전륜하중 재하시 B점의 반력 (후륜하중 재하시의 25%)

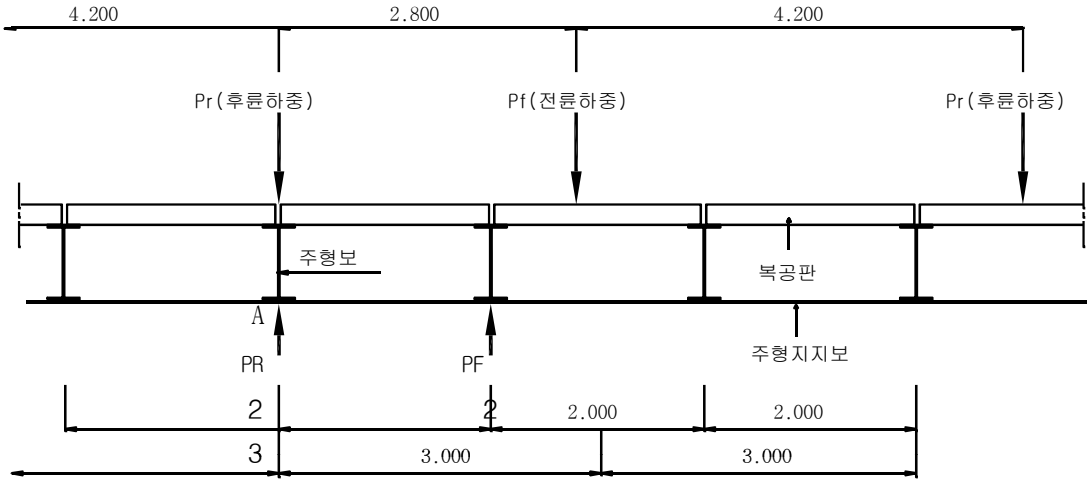
RB1 = 298.350 x 0.25 = 74.588 kN (2차선재하시)

마. 설계적용 활하중

구 분		후륜하중(kN)	전륜하중(kN)	비 고
	P1	298.35	74.588	(2차선재하시)
연직력 초	P2	187.2	46.8	(2.5차선이상재하시
편재하시	P1	298.35	74.588	(2차선재하시)

(4) 단면력 산정

가. 주형보의 반력



① 연직력 최대인경우

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Pr2 + Sd2 = 187.200 + 23.166 = 210.366 kN

PF2 = (Pf2 x 1.200 / 2.000) + Sd2 = (46.800 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 51.246 kN

② 편재하시

PR1 = Pr1 + Sd1 = 298.350 + 23.166 = 321.516 kN

PF1 = (Pf1 x 1.200 / 2.000) + Sd1 = (74.588 x 1.200 / 2.000) + 23.166 = 67.919 kN

PR2 = Sd1 = 23.166 kN

PF2 = Sd2 = 23.166 kN

나. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 210.366 + 51.246 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 250.614 kN

② 편재하시 (A점 기준)

P1 = PR1 + PF1 x (1.00 / 3.00) + Sd1 = 321.516 + 67.919 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 367.322 kN

P2 = PR2 + PF2 x (1.00 / 3.00) + Sd2 = 23.166 + 23.166 x (1.00 / 3.00)
+ 23.166 = 54.054 kN

다. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	(367.322 + 250.614 + 33.940)/2 + 0.000 =	325.938 kN
압축응력 검토	(367.322 + 54.054 + 33.940)/2 + 0.000 =	227.658 kN
편재하시 휨압축응력 검토	(367.322 - 54.054) /2 + 0.000 =	156.634 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 325,938.0 / 13,480.00 = 24.2 MPa

(2) fc : 압축응력 - 조합응력검토시

fc = Pp/A = 227,658.0 / 13,480.00 = 16.9 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 156.634 x 0.300 = 46.990 kN.m

여기서, e(편심) = 0.3 m

fb = Mmax/Zx = 46,990,000 / 1,440,000 = 32.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 3,899.0 / 126.0 = 30.944 (18.6 < $\ell/r \leq$ 92.8)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 129.9 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 3,899.0 / 72.6 = 53.705 (18.6 < $\ell/r \leq$ 92.8)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 111.2 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 3,899.0 / 305.0 = 12.997 (4.6 < $\ell/b \leq$ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 119.1 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 3,899.0 / 126.0 = 30.944

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 1136.6 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 119.1 MPa > fb = 32.6 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 129.9 MPa > fc = 24.2 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{16.9}{129.9} + \frac{32.632}{119.1 \times (1 - 16.9 / 1{,}136.6)} = 0.41 \quad \therefore \text{O.K !}$$

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 111.2 MPa > fc = 24.2 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(m^2)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = 1.21

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/m^2)= 0.1N 적용

qu x Ap = 20 x N x Ap = 91.5 915.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 915.0 / 2 = 457.5 kN

- R(최대반력) = 325.938 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

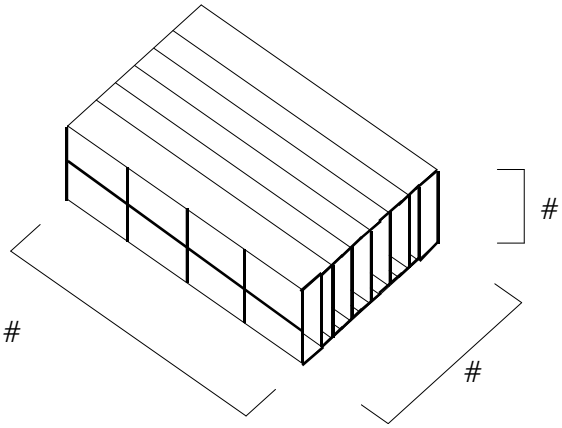
∴ R(최대반력) = 325.938 kN < Qa(허용지지력) = 457.500 kN ∴ O.K !

2.4 복공판 설계

2.4.1 설계제원

가. 사용제¦: 1-B:985x1990x200

w (kN/piece)	3.6
I_x (mm^4)	1.44E+08
A (mm^2)	19507
Z_x (mm^3)	1560000
E (MPa)	210000



2.4.2 단면력 산정

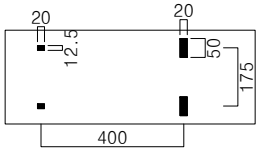
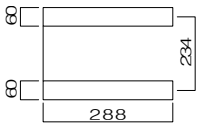
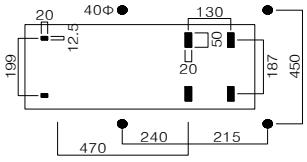
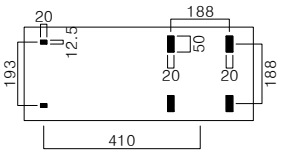
가. 고정하중

w_d = 4 × 1 / 2

= 2 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』

이름	차량하중	추가하중	(총중량(k	차체접지치수	비 고
덤프트럭	100	100	200		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율
크롤러크	200	89	289		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향어
트럭크러	300	150	450		- 가설재의운반, 조
레미콘	100	200	300		- 콘크리트 타설시

- - - - -

(1) 덤프트럭

P = 0 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0 × #

= # kN

(2) 크롤러크레인

P = 1 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 1 × #

= # kN

(3) 트럭크레인

P = 1 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 1 × #

= # kN

(4) 레미콘

P = 0 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0 × #

= # kN

∴ Pma= # kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pma› × (1 + 0) × 폭에 대한 영향계수

= # × (1 + 0) × 0

= # kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$

= 2 × 2 2 # × 2

= 8 + 4

= # kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$

= 2 × 2

= 2 + 176.4

= # kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mma / Z_x = # × # / # = # MPa

▶ 전단응력 τ = Sma› / A = # × # / # = 9 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수: 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.5	x
영구 구조물	1	O

▶ fba = 1 × #
= 140 MPa

▶ τa = 1 × #
= 80 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140 MPa > f_b = 56.83 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 τ_a = 80 MPa > τ = 9.1352 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5 \times w_d \times L^4}{\#} + \frac{P \times L^3}{\#}$$

$$= \frac{5 \times 2 \times \# \times 4 \#}{\# \times \# \times \#} + \frac{\# \times \# \times 3}{\# \times \# \times \#}$$

= 0 + 1

= 1 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990 / 400 , 5)

= 5 mm > δ_l = 0.9705 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
	휨 응 력	MPa	90.002	140	1.56	∴ O.K	
	전단응력	MPa	38.429	80	2.08	∴ O.K	I - 700x300x13x24
주 형	처 짐	mm	4.27329	18	4.21	∴ O.K	(SS400)
	휨 응 력	MPa	96.347	126.554	1.31	∴ O.K	H - 440x300x11x18
주형 지	전단응력	MPa	78.106	80	1.02	∴ O.K	(SS400)
	휨응력	MPa	32.632	119.091	3.65	∴ O.K	
	압축응력	MPa	24.179	129.878	5.37	∴ O.K	H - 300x305x15x1
	조합응력		0.41	1	2.44	∴ O.K	
중앙	지지력	kN	325.938	457.5	1.4	∴ O.K	(SS400)

2. 카리프트 가시설

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계
2.4 복공판 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 18.6 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		18.6 < ℓ/r ≤ 92.8 일 경우 140-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 92.8 일 경우 $1200000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.6 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.6 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 140-2.49(ℓ/b-4.6)	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$: $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	I - 900 x	300 x	16.0 x	28	(SS400)		
▣ 단면 제원 :							
A =	30980.0	mm^2		ry =	63.90	mm	
w =	2.430	kN/m		rx =	364.00	mm	
Ix =	4110000000	mm^4		Zx =	9140000.0	mm^3	
Iy =	126000000	mm^4		Zy =	843000.0	mm^3	

설계지간(L) = 2.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	2.430	kN/m
기 타	(3.6 + 2.43) x 0.100	=	0.603	kN/m
합 계		∑ W =	6.633	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 2.000) = 0.357 > 0.300

∴ I = 0.300

* 카리프트시설은 가시설과 별개로 계획되어 가시설에 하중이 전달되지 않음.

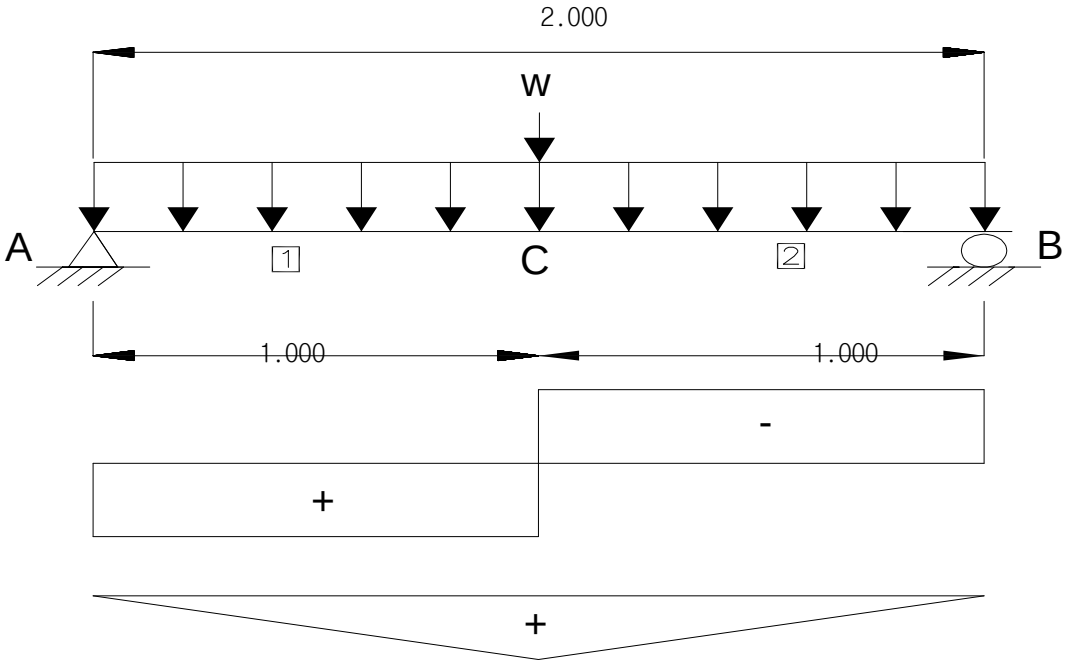
3) 단면력 산정

(1) 2차로 하중재하시

가. 모멘트 산정 및 전단력 산정

$$Mmax = \frac{Pab}{\ell} = \frac{557.50 \times 1.00 \times 1.00}{2.0} = 278.750 \text{ kN}$$

$$Smax = \frac{Pa}{\ell} = \frac{557.50 \times 1.00}{2.0} = 278.750 \text{ kN}$$



(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1 278.75 kN·m

Smax = S1 278.750 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 278750000 / 9140000 = 30.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 278750 / [(900.0-28.0x2)x16)]= 20.6 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.00 m

ℓ /b = 2000 / 300.0 = 6.667 ($4.6 < \ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 134.9 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 30.5 MPa < fba = 134.9 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 20.6 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 278.750 / (1 + 0.300) = 214.423 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 6.633 x 2.000^2 / 8 = 3.317 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 214423076.923077 \times 2000^2}{48 \times 210000 \times 4110000000}$$

= 0.083 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 3317000 \times 2000^2}{384 \times 210000 \times 4110000000}$$

= 0.002 mm

$\therefore$ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 0.083 + 0.002 = 0.084 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 2000 / 400 = 5.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

$\therefore$ δa = 5.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 0.084 mm < δa = 5.000 mm $\therefore$ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18		(SS400)		
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.00	mm
W =	1.240	kN/m	ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = 2.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 4.860 + 278.750 283.610 kN

(2) 최대 휨모멘트

$Mmax = W \times L^2 / 8 + P1 \times L / 4 = (1.240 \times 4.000) / 8 + (283.61 \times 2.000) / 4$

$= 142.425$ kN·m

(3) 최대 전단력

$Smax = P1 + W \times L / 2 = 283.61 + (1.240 \times 2.000) / 2$

$= 284.850$ kN

$Smin = 283.610 + 2.480 - 284.850 = 1.240$ kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 142425000 / 2550000 = 55.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 284,850 / [(440.0 - 18.0x2)x11.0)] = 64.10 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

$\ell/b = 2,000 / 300 =$ 6.667 $(4.6 < \ell/b \leq 30)$

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 134.9 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 55.9 MPa < fba = 134.9 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 64.1 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((284.850+1.240) x 1000) / 67,858.4 = 4.216 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 2.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.0	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.8	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 1.100 + 1.100 = 2.200 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

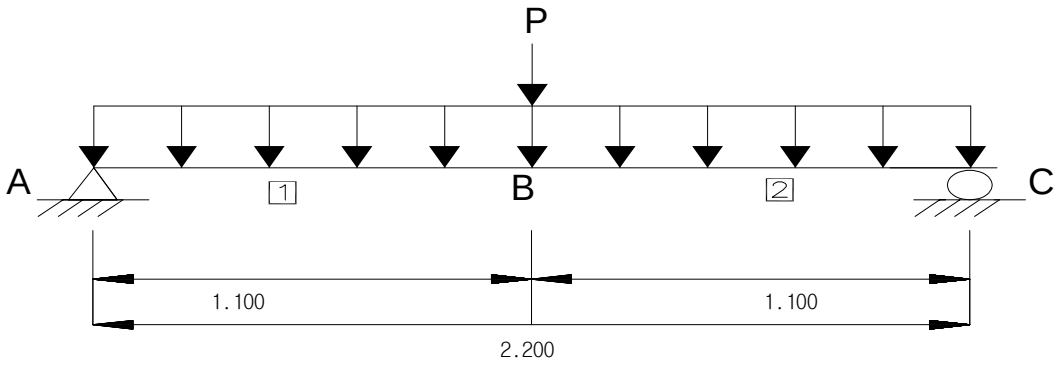
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 2.00	=	4.960 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.240 kN
중앙Pile의 자중	1.240 x 24.000	=	29.760 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 1.00단) x 1.00	=	0.545 kN
합 계		Ps =	36.505 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 6.633 x 1.100 x 1/2 = 3.648 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 6.633 x 1.100 x 1/2 = 3.648 kN

(3) 활 하 중

가.연직력 최대인경우



① 하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{283.610 \times 1.100}{1.100}$$

= 283.610 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = 36.51 + 3.65 +283.61 323.763 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	3.648 + 283.610 + 36.505 =	323.763 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 323,763.2 / 15,740.00 = 20.6 MPa

(2) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 323.763 x 0.370 = 119.792 kN.m

여기서, e(편심) = 0.37 m

fb = Mmax/Zx = 119,792,000 / 2,550,000 = 47.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 1,000.0 / 189.0 = 5.291 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 1,000.0 / 71.8 = 13.928 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 1,000.0 / 300.0 = 2.273 ($\ell/b \leq 4.6$)

fba = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 1,000.0 / 189.0 = 5.291

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 207.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 140.0 MPa > fb = 47.0 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 20.6 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{20.6}{140.0} + \frac{47.0}{140.0 \times (1 - 20.6 / 207.1)} = 0.520$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 20.6 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α: 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β: 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.440 + 0.300) x 2면 = (1.480m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ: 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 198 tonf = 1980.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

6 - Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,980.0 / 2 = 990.000 kN

- R(최대반력) = 323.763 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

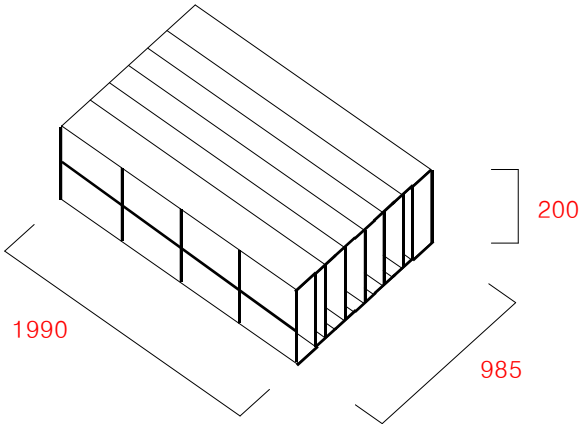
∴ R(최대반력) = 323.763 kN < Qa(허용지지력) = 990.000 kN ∴ O.K !

2.4. H형강 복공판 구조계산서 (A -type)

2.4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:985x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	143,920,000
A (mm^2)	19,507
Z_x (mm^3)	1,560,000
E (MPa)	210,000



2.4.2 단면력 산정

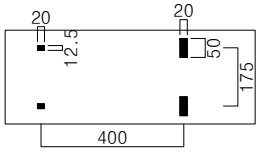
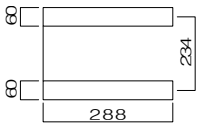
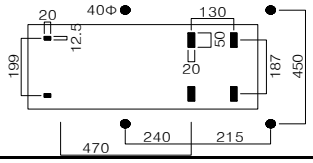
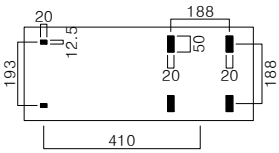
가. 고정하중

w_d = 3.6 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19507 = 9.135 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	x
영구 구조물	1.00	O

▶ fba = 1.00 × 140
= 140.000 MPa

▶ τa = 1.00 × 80
= 80.000 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 80.000 MPa > τ = 9.135 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 143920000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 143920000}$$

= 0.0122222 + 0.958

= 0.970 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.970 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	30.50	134.85	4.42	∴ O.K	I - 900x300x16x28 (SS400)
	전단응력	MPa	20.64	80.00	3.88	∴ O.K	
	처 짐	mm	0.08	5.00	59.23	∴ O.K	
주형지지보(중앙)	휨 응 력	MPa	55.85	134.85	2.41	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	64.10	80.00	1.25	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	46.98	140.00	2.98	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	압축응력	MPa	20.57	140.00	6.81	∴ O.K	
	조합응력		0.52	1.00	1.92	∴ O.K	
	지지력	kN	323.76	990.00	3.06	∴ O.K	

3. 유량조정조

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$18.6 < \ell/r \leq 92.8$ 일 경우 $140-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1200000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $140-2.49(\ell/b-4.6)$	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 4.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
침사조및유량조정조		=	50.000	kN/m
합 계		∑ W =	55.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 4.000) = 0.341 > 0.300

∴ I = 0.300

(3) 주형보가 받는 등분포 하중

주형보 개수	16 개
종	4 개
횡	4 개
자재무게	797 t
w	124.469 kN

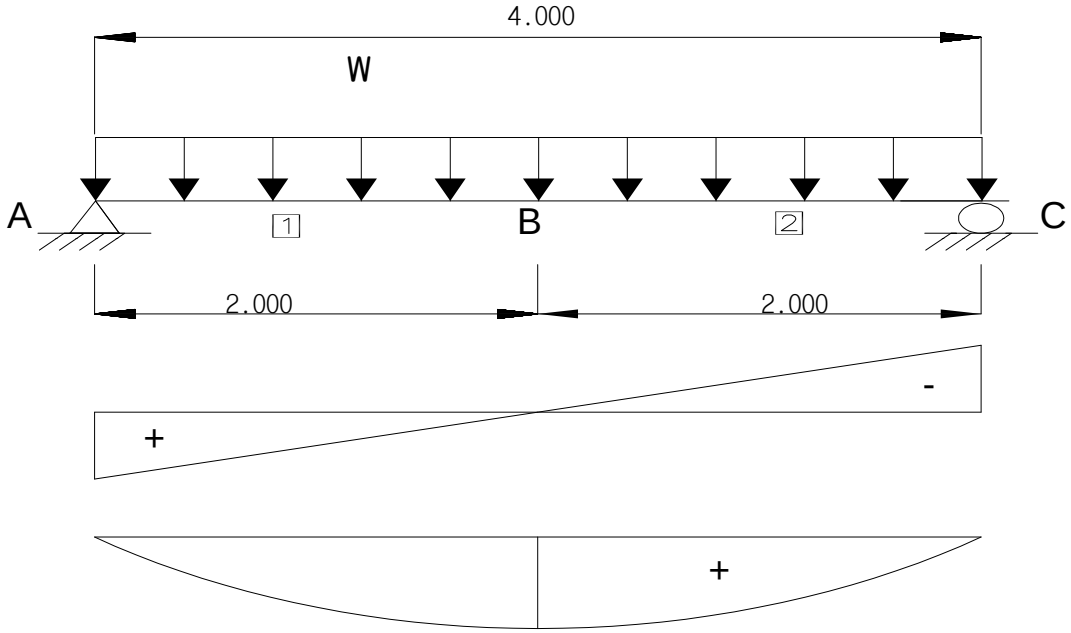
3) 단면력 산정

(1) 하중재하시

가. 모멘트 산정 및 전단력 산정

$$Mmax = \frac{w\ell^2}{8} = \frac{124.469 \times 4.000^2}{8} = 248.938 \quad kN$$

$$Smax = \frac{w\ell}{2} = \frac{124.469 \times 4.000}{2} = 248.938 \quad kN$$



(2) 설계적용 단면력

Mmax = M1	248.94 kN · m
Smax = S1	248.938 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 248937500 / 5760000 = 43.2 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 248937.5 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 29.4 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.90 m

ℓ /b = 2900 / 300.0 = 9.667 (4.6 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 127.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 43.2 MPa < fba = 127.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 29.4 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 248.938 / (1 + 0.300) = 191.490 kN·m

M_d = wℓ^2 / 8 = 55.995 x 4.000^2 / 8 = 111.990 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 191490000 \times 4000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.605 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = wℓ^2 / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 111990000 \times 4000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.442 mm

∴ δ = δ_1 + δ_2 = 0.605 + 0.442 = 1.047 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 4000 / 400 = 10.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 10.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 1.047 mm < δa = 10.000 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
W =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

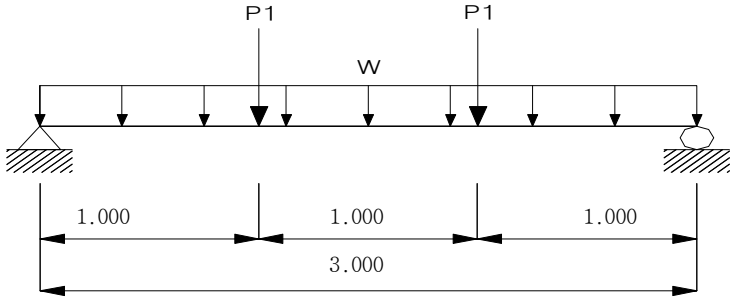
설계경간(L) = 3.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 3.720 + 248.938 = 252.658 kN

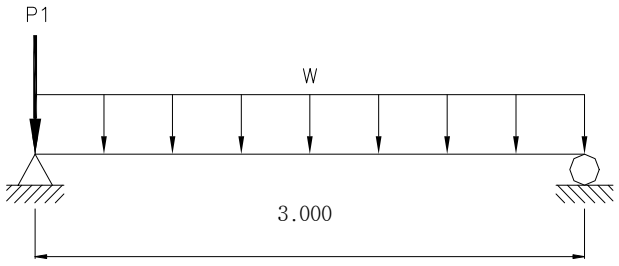
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.240 x 9.000) / 8 + (252.658 x 3.000) / 3

= 254.053 kN · m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 252.658 + (1.240 x 3.000) / 2

= 254.518 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 254053000 / 2550000 = 99.6 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 254,518 / [(440.0 - 18.0x2)x11.0)] = 57.27 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 120.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 99.6 MPa < fba = 120.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 57.3 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((254.518+1.860) x 1000) / 67,858.4 = 3.778 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 2.000 + 2.000 = 4.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

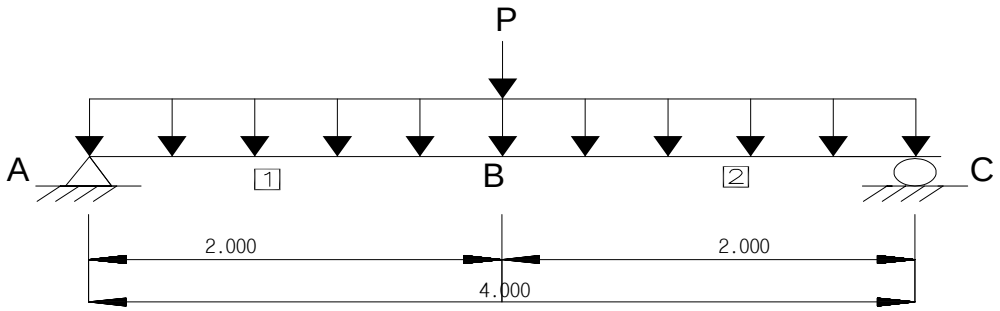
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 24.000	=	25.440 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2.00단) x 1.50	=	1.635 kN
합 계		Ps =	35.575 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 55.995 x 2.000 x 1/2 = 55.995 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 55.995 x 2.000 x 1/2 = 55.995 kN

(3) 활 하 중

가. 연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{252.658 \times 2.000}{2.000}$$

= 252.658 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = 35.58 + 56.00 +252.66 344.228 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	55.995 + 252.658 + 35.575 =	344.228 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 344,228.0 / 13,480.00 = 25.5 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 344.228 x 0.300 = 103.268 kN.m

여기서, e(편심) = 0.30 m

fb = Mmax/Zx = 103,268,000 / 1,440,000 = 71.7 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,000.0 / 126.0 = 15.873 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,000.0 / 72.6 = 27.548 (18.6 < $\ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 132.7 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000.0 / 305.0 = 6.667 (4.6 < $\ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 134.9 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,000.0 / 126.0 = 15.873

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 431.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 134.9 MPa > fb = 71.7 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 25.5 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{25.5}{140.0} + \frac{71.7}{134.9 \times (1 - 25.5 / 431.1)} = 0.750$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 132.7 MPa > fc = 25.5 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 137 tonf = 1372.50 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,372.5 / 2 = 686.250 kN
- R(최대반력) = 344.228 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

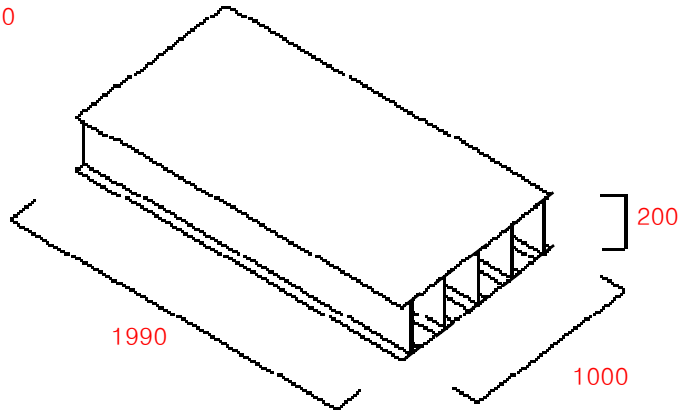
∴ R(최대반력) = 344.228 kN < Qa(허용지지력) = 686.250 kN ∴ O.K !

2.4 H형강 복공판 구조계산서 (B-type)

2.4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:1000x19900x200

w (kN/piece)	3.200
I_x (mm^4)	120,094,717
A (mm^2)	17,578
Z_x (mm^3)	897,927
E (MPa)	200,000



2.4.2 단면력 산정

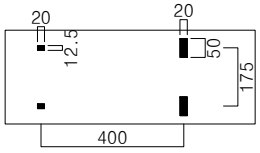
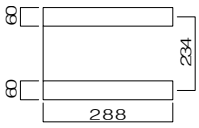
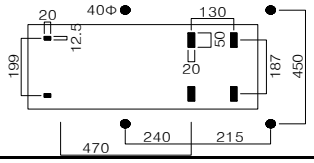
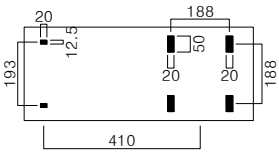
가. 고정하중

w_d = 3.2 × 1 / 1.990

= 1.608 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.555 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.000 kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.555 × 1000000.000 / 897927 = 98.622 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.000 × 1000.000 / 17578 = 10.126 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 98.622 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 10.126 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.608 \times 1990.000^4}{384 \times 200000 \times 120094717} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 200000 \times 120094717}$$

= 0.0136705 + 1.206

= 1.219 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.219 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	43.22	127.38	2.95	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	29.37	80.00	2.72	∴ O.K	
	처 짐	mm	1.05	10.00	9.55	∴ O.K	
주형지지보	휨 응 력	MPa	99.63	120.20	1.21	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	57.27	80.00	1.40	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	71.71	134.85	1.88	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력	MPa	25.54	140.00	5.48	∴ O.K	
	조합응력		0.75	1.00	1.33	∴ O.K	
	지지력	kN	344.23	686.25	1.99	∴ O.K	

5.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	16.3	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.98㎜	<	46.00㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/3320	<	1/300	∴ O.K

4. 보강부 트럭크레인

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$18.6 < \ell/r \leq 92.8$ 일 경우 $140-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1800000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $140-2.49(\ell/b-4.6)$	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	
	지 압	360	

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 4.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
합 계		∑ W =	5.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 4.000) = 0.341 > 0.300

∴ I = 0.300

P1 = 707.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 367.640 kN

* 크레인 100톤차량(실 총중량 81톤), Lift하중 20톤 반영

3) 단면적 산정

(1) 모멘트 산정 및 전단력 산정

가. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{5.995 \times 4.00(}{8} + \frac{367.640 \times 4.000}{4}$$

$$= 379.630 \text{ kN·m}$$

나. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{5.995 \times 4.00(}{2} + 367.640$$

$$= 379.630 \text{ kN}$$

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1 379.63 kN·m

Smax = S1 379.630 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 379630000 / 5760000 = 65.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 379630 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 44.8 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 2.90 m

ℓ /b = 2900 / 300.0 = 9.667 (4.5 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 127.4 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 65.9 MPa < fba = 127.4 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 44.8 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 379.630 / (1 + 0.300) = 292.023 kN·m

M_d = wℓ^2 / 8 = 5.995 x 4.000² / 8 = 11.990 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ ($\because$ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 292023000 \times 4000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

$$= 0.922 \text{ mm}$$

w = 8 x M_d / ℓ^2 ($\because$ M_d = wℓ^2 / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 11990000 \times 4000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.047 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 0.922 + 0.047 = 0.970 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 4000 / 400 = 10.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 10.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 0.970 mm < δa = 10.000 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 700 x 300 x 13 x 24 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	23550.0	mm^2	rx =	293.00	mm
W =	1.850	kN/m	ry =	67.80	mm
Ix =	2010000000.0	mm^4	Zx =	5760000.0	mm^3
Iy =	108000000.0	mm^4	Zy =	722000.0	mm^3

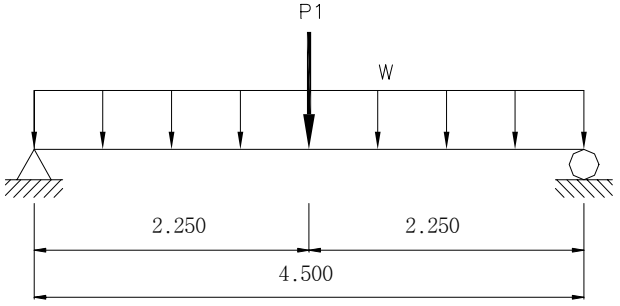
설계경간(L) = 4.500 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 8.325 + 379.630 = 387.955 kN

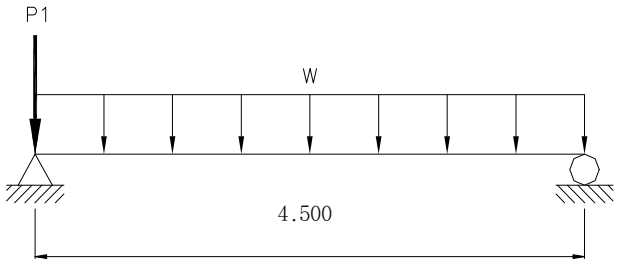
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.850 x 20.250) / 8 + (387.955 x 4.500) / 4

= 441.132 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 387.955 + (1.850 x 4.500) / 2

= 392.118 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 441132000 / 5760000 = 76.6 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 392,118 / [(700.0 - 24.0x2)x13.0)] = 46.26 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,500 / 300 = 15.000 (4.6 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 114.1 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 76.6 MPa < fba = 114.1 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 46.3 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((392.118+4.162) x 1000) / 67,858.4 = 5.840 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.0	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.8	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 3.000 + 3.000 = 6.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

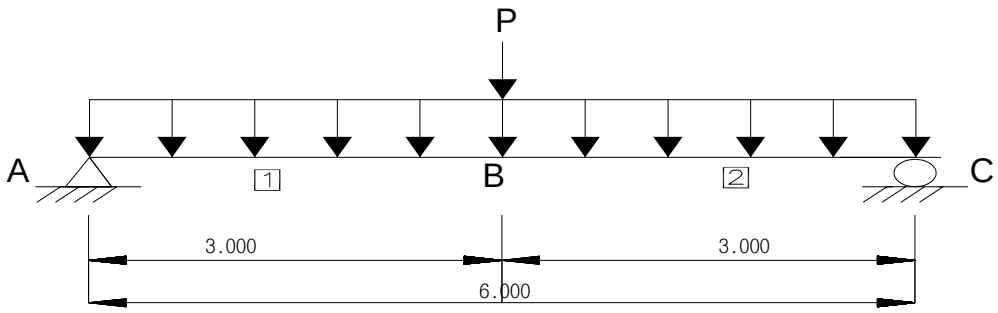
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.850 x 2EA x 3.00	=	11.100 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.240 kN
중앙Pile의 자중	1.240 x 24.000	=	29.760 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 4.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 4.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 3.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2.00단) x 1.50	=	1.635 kN
합 계		Ps =	43.735 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 5.995 x 3.000 x 1/2 = 8.993 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 5.995 x 3.000 x 1/2 = 8.993 kN

(3) 활 하 중

가. 연직력 최대인경우



① 하중 재하시 반력

$$RB1 = \frac{387.955 \times 3.000}{3.000}$$

= 387.955 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력

① 연직력 최대인경우

P1 = 43.74 + 8.99 +387.96 440.683 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	8.993 + 387.955 + 43.735 =	440.683 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 440,682.5 / 15,740.00 = 28.0 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 440.683 x 0.370 = 163.053 kN.m

여기서, e(편심) = 0.37 m

fb = Mmax/Zx = 163,053,000 / 2,550,000 = 63.9 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582 ($\ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,000.0 / 71.8 = 27.855 ($18.6 < \ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 132.4 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000.0 / 300.0 = 4.545 ($\ell/b \leq 4.6$)

fba = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 291.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 140.0 MPa > fb = 63.9 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 28.0 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{28.0}{140.0} + \frac{63.9}{140.0 \times (1 - 28.0 / 291.1)} = 0.710$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 132.4 MPa > fc = 28.0 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.440 + 0.300) x 2면 = (1.480m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 198 tonf = 1980.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,980.0 / 2 = 990.000 kN
- R(최대반력) = 440.683 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

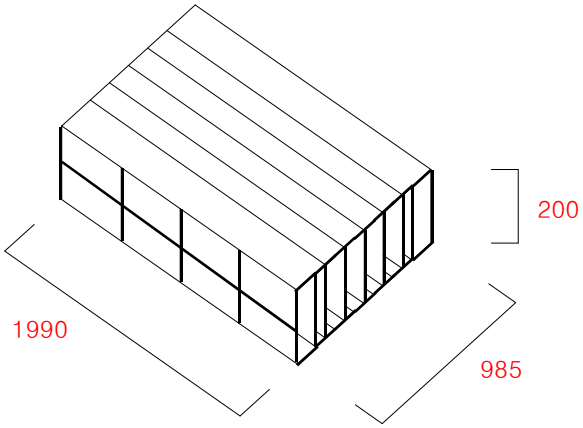
∴ R(최대반력) = 440.683 kN < Qa(허용지지력) = 990.000 kN ∴ O.K !

2.4 H형강 복공판 구조계산서 (A -type)

2.4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:985x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	143,920,000
A (mm^2)	19,507
Z_x (mm^3)	1,560,000
E (MPa)	210,000



2.4.2 단면력 산정

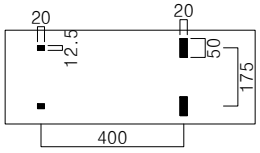
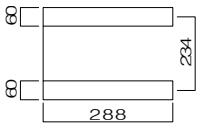
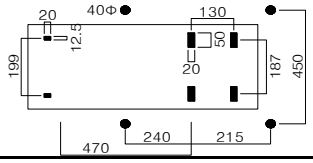
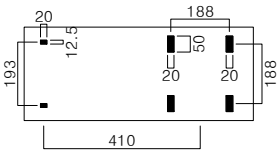
가. 고정하중

w_d = 3.6 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19507 = 9.135 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	x
영구 구조물	1.00	O

▶ fba = 1.00 × 140
= 140.000 MPa

▶ τa = 1.00 × 80
= 80.000 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 80.000 MPa > τ = 9.135 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 143920000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 143920000}$$

= 0.0122222 + 0.958

= 0.970 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.970 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	65.91	127.38	1.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	44.79	80.00	1.79	∴ O.K	
	처 짐	mm	0.97	10.00	10.31	∴ O.K	
주형지지보	휨 응 력	MPa	76.59	114.10	1.49	∴ O.K	H - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	46.26	80.00	1.73	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	63.94	140.00	2.19	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	압축응력	MPa	28.00	140.00	5.00	∴ O.K	
	조합응력		0.71	1.00	1.41	∴ O.K	
	지지력	kN	440.68	990.00	2.25	∴ O.K	

5. 콘크리트 구조물

※ 직접기초 지지력 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 　　**시공구간 :** 공기정화시설#2 진출입로구간

공　　번 : BH-1 　　**기초심도 :**

● 지지력 산정 입력정수

– 기초폭(B)	0.80	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_1)	0.90	tf/m^3
– 기초길이(L)	10.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_2)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 기초 지반의 내부마찰각(Φ)	32	°
– 지하수위 레벨(EL)	지반포화조건	m	– 기초 지반의 점착력(c)	2.1	tf/m^2
– 기초하부 영향 유효깊이(d')	0.73	m	– 설계하중(Q)	2.50	tf/m^2
– 하중방향의 경사각(β)	0	°		25.00	kN/m^2

– 유효깊이(d')=0.5xBxtan(45°+Φ/2)= 0.5 x 0.8 x tan(45 + 32.3 / 2) = 0.73 m

– C_{av}, Φ_{av} 값 산정

$$C_{av}=\frac{C_1H_1+C_2H_2+\cdots+C_nH_n}{\sum H_i} \qquad \Phi_{av}=\tan^{-1}\left(\frac{H_1\tan\Phi_1+H_2\tan\Phi_2+\cdots+H_n\tan\Phi_n}{\sum H_i}\right)$$

구분	N	Φ	C	층두께	지층
BH-1		35	3.0	0.50	잡석Con'c
	5	26	0.0	0.23	매립층
평균값		32	2.1	0.73	

*잡석콘크리트는 잡석이 포함된 버림콘크리트로 적용하면 될 것으로 사료됨. 또한, 공사용 중장비진입으로 장기적 안정성 확보를 고려하여 적용하는 계획을 수립함.

● Terzaghi의 지지력 공식

수정지지력계수(Bearing Capacity Factor)

N_c = 20.90
N_r = 10.60
N_q = 14.10

형상계수(Shape Factor)

형상계수	연속기초	정사각형	원　형	구　형
α	1	1.3	1.3	1+0.3B/L
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1B/L

α = 1.02
β = 0.49

극한지지력

$q_{uit} = \alpha\, cN_c + \beta\, \gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$

43.9 + 5.8 + 6.3 = 56.06 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 18.7 tf/m^2 = **187** kN/m^2

● Meyerhof의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 35.49
$N_r = (N_q-1)\tan(1.4\Phi)$ = 22.02
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 23.18

극한지지력

$q_{uit} = cN_c + 1/2\gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$

72.8 + 12.3 + 10.4 = 95.5 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 31.8 tf/m^2 = **318** kN/m^2

● Hansen의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 35.49
$N_r = 1.5(N_q-1)\tan\Phi$ = 20.79
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 23.18

깊이계수(Depth Factor)

$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2(D_f/B)$ = 1.17 (Df/B≤1)
$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.15 (Df/B>1)
$F_{cd} = 1+0.4(D_f/B)$ = 1.25 (Df/B≤1)
$F_{cd} = 1+0.4\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.22 (Df/B>1)
$F_{rd} = 1$ = 1.00

형상계수(Shape Factor)

$F_{qs} = 1+(B/L)\tan\Phi$ = 1.05
$F_{cs} = 1+(B/L)(N_q/N_c)$ = 1.05
$F_{rs} = 1-0.4(B/L)$ = 0.97

경사계수(Inclination Factor)

F_{ci} = 1.00
F_{ri} = 1.00
F_{qi} = 1.00

극한지지력

$q_{uit} = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + 1/2\gamma_2 BN_rF_{rs}F_{rd}F_{ri} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs}F_{qd}F_c$

93.7 + 11.3 + 12.6 = 117.6 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 39.2 tf/m^2 = **392** kN/m^2

◆ 상기 각 허용지지력 중 최소값 q_a = 187 kN/m^2 〉 설계하중 (Q) = 25 kN/m^2 (O.K)

※ 직접기초 침하량 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 **시공구간 :** 공기정화시설#2 진출입로구간

공 번 : BH-1 **기초심도 :**

● 침하량 산정 입력정수

– 기초폭(B)	0.80	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_t)	2.30	tf/m^3
– 기초길이(L)	10.00	m	– 기초 지반의 수중단위중량(γ sub)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 설계하중(Q)	2.50	tf/m^2
– 기초 지반의 평균 탄성(변형)계수(Em	3,050	tf/m^2		25.00	kN/m^2

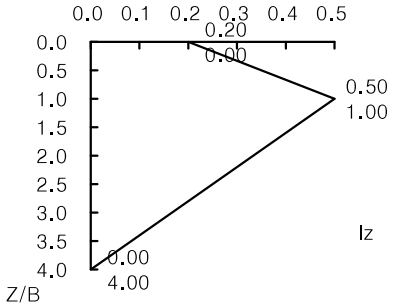
● 변형영향계수를 이용한 탄성침하 산정

– Schmertmann & Hartman(1978)이론 : (구조물 기초설계기준 해설 P239)

$$S = C1 \times C2 \times \Delta P \times \sum \frac{Iz}{Es} \times \Delta Z$$

$$(C1 = 1 - 0.5 \frac{q'}{q - q'}$$, q : 하중 , q′ : 토피압)

여기서, C1: 기초의 근입 깊이에 대한 보정계수
ΔP : 기초에 작용하는 순하중 (q-q')
C2 : 흙의 Creep에 대한 보정계수 (1+0.2log(년/0.1))
Iz : 변형률 영향계수



변형영향계수(연속기초)

깊이(m)			Δz(m)	Em(tf/m^2)	평균Iz	$\frac{Iz}{Em} \times \Delta Z(m^3/tf)$
0.00	~	0.50	0.50	15,000	0.29	9.817.E-06
0.50	~	1.00	0.50	550	0.42	3.852.E-04
1.00	~	1.50	0.50	550	0.41	3.689.E-04
1.50	~	2.00	0.50	550	0.30	2.742.E-04
2.00	~	2.50	0.50	550	0.20	1.795.E-04
2.50	~	3.20	0.70	550	0.07	9.227.E-05
			3.20		Σ	1.310.E-03

Em= 40 ~ 150N (철도설계기준 P527)
Em= 15,000 잡석Con'c
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층

$$C1 = 1 - 0.5 \times \frac{(1.4 \times 0.50)}{2.50 - (1.4 \times 0.50)} = 0.81$$

단, C1 〉 0.5일 경우
C1 〈 0.5일 경우 1.0

$$C2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{50}{0.1}\right)$$ 기간: 50년적용 = 1.54

$$S = 0.81 \times 1.54 \times (2.50 - 1.4 \times 0.50) \times 1.310.E-03 = \mathbf{2.92}\ mm$$

계 산 침 하 량			
S	=	2.92	mm

◆ 계산침하량 S = 2.92 mm 〈 허용침하량 = 25.00 mm (O.K)

※ 공기정화시설#2 중 하수관거통과구간 하중검토

1. 고정하중

(1) 복공판(1990×1000×200, 21ea)

21ea × 300kg = 6,300kg = 63.00kN

(2) H-Beam(700×300×13×24, 4ea)

4ea × 185kg/m × 7.0m = 5,180kg = 51.80kN

(3) H-Beam(300×305×15×15, 4ea)

4ea. × 106kg/m × 6.304m = 2,672.9kg = 26.73kN

∴ 고정하중 = 63.00kN + 51.80kN + 26.73kN = **141.53kN**

2. 충격하중(크레인 150ton)

1,500kN × 0.4 × (1 + I) = **780.00kN**

여기에서, I는 충격계수 = 15 / (40 + 지간(1.0m)) = 0.366 > 0.3

3. 본 검토시 **적용하중 = 고정하중 + 충격하중**

= 141.53kN + 780.00kN ≒ **922kN**

4. 따라서, 구조물기초(1.0m×6.3m)에 받는 **단위면적 하중은**

= 922kN / (1.0m×6.3m×2ea.) ≒ **73.2kN/㎡**

※ 직접기초 지지력 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 　　**시공구간 :** 공기정화시설#2 하수개거 통과 구조물기초

공　　번 : BH-1 　　**기초심도 :**

● 지지력 산정 입력정수

– 기초폭(B)	1.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_1)	0.90	tf/m^3
– 기초길이(L)	6.30	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_2)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 기초 지반의 내부마찰각(Φ)	31	°
– 지하수위 레벨(EL)	지반포화조건	m	– 기초 지반의 점착력(c)	1.7	tf/m^2
– 기초하부 영향 유효깊이(d')	0.89	m	– 설계하중(Q)	7.32	tf/m^2
– 하중방향의 경사각(β)	0	°		73.20	kN/m^2

– 유효깊이(d')=0.5xBxtan(45 ° +Φ/2)= 0.5 x 1.0 x tan(45 + 31.3 / 2) = 0.89 m

– C_{av}, Φ_{av} 값 산정

$$C_{av}=\frac{C_1H_1+C_2H_2+\cdots+C_nH_n}{\sum H_i} \qquad \Phi_{av}=\tan^{-1}\left(\frac{H_1\tan\Phi_1+H_2\tan\Phi_2+\cdots+H_n\tan\Phi_n}{\sum H_i}\right)$$

구분	N	Φ	C	층두께	지층
BH-1		35	3.0	0.50	잡석Con'c
	5	26	0.0	0.39	매립층
평균값		31	1.7	0.89	

*잡석콘크리트는 잡석이 포함된 버림콘크리트로 적용하면 될 것으로 사료됨.
*구조물기초의 크기는 1.0m×6.3m×0.5m로 검토되었으나, 현장상황을 고려하여 구조물을 더 크게 적용할 수 있음.
*크레인통과시 면밀한 주의 및 관찰이 요구되며, 문제발생시 현장에서 안전사고가 발생하지 않도록 빠른 조치가 필요함.

● Terzaghi의 지지력 공식

수정지지력계수(Bearing Capacity Factor)

N_c = 18.00
N_r = 8.90
N_q = 12.00

형상계수(Shape Factor)

형상계수	연속기초	정사각형	원　형	구　형
α	1	1.3	1.3	1+0.3B/L
β	0.5	0.4	0.3	0.5–0.1B/L

α = 1.05
β = 0.48

극한지지력

$q_{uit} = \alpha\, cN_c + \beta\, \gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$
31.9 + 6.0 + 5.4 = 43.30 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 14.4 tf/m^2 = **144** kN/m^2

● Meyerhof의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 32.67
$N_r = (N_q-1)\tan(1.4\Phi)$ = 18.56
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 20.63

극한지지력

$q_{uit} = cN_c + 1/2\gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$
55.2 + 13.0 + 9.3 = 77.5 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 25.8 tf/m^2 = **258** kN/m^2

● Hansen의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 32.67
$N_r = 1.5(N_q-1)\tan\Phi$ = 17.69
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 20.63

깊이계수(Depth Factor)

$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2(D_f/B)$ = 1.14 (Df/B≤1)
$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.13 (Df/B>1)
$F_{cd} = 1+0.4(D_f/B)$ = 1.20 (Df/B≤1)
$F_{cd} = 1+0.4\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.19 (Df/B>1)
$F_{rd} = 1$ = 1.00

형상계수(Shape Factor)

$F_{qs} = 1+(B/L)\tan\Phi$ = 1.10
$F_{cs} = 1+(B/L)(N_q/N_c)$ = 1.10
$F_{rs} = 1-0.4(B/L)$ = 0.94

경사계수(Inclination Factor)

F_{ci} = 1.00
F_{ri} = 1.00
F_{qi} = 1.00

극한지지력

$q_{uit} = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + 1/2\gamma_2 BN_rF_{rs}F_{rd}F_{ri} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs}F_{qd}F_c$
72.0 + 11.6 + 11.5 = 95.1 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 31.7 tf/m^2 = **317** kN/m^2

◆ 상기 각 허용지지력 중 최소값 q_a = 144 kN/m^2 〉 설계하중 (Q) = 73 kN/m^2 (O.K)

※ 직접기초 침하량 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 **시공구간 :** 공기정화시설#2 하수개거 통과 구조물기초

공 번 : BH-1 **기초심도 :**

● 침하량 산정 입력정수

– 기초폭(B)	0.80	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_t)	2.30	tf/m^3
– 기초길이(L)	10.00	m	– 기초 지반의 수중단위중량(γ sub)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 설계하중(Q)	7.32	tf/m^2
– 기초 지반의 평균 탄성(변형)계수(Em	3,050	tf/m^2		73.20	kN/m^2

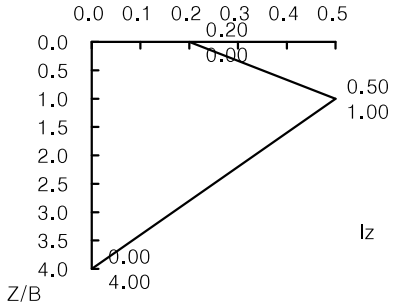
● 변형영향계수를 이용한 탄성침하 산정

– Schmertmann & Hartman(1978)이론 : (구조물 기초설계기준 해설 P239)

$$S = C1 \times C2 \times \Delta P \times \sum \frac{Iz}{Es} \times \Delta Z$$

$$(C1 = 1 - 0.5 \frac{q'}{q - q'}$$, q : 하중 , q′ : 토피압)

여기서, C1: 기초의 근입 깊이에 대한 보정계수
ΔP : 기초에 작용하는 순하중 (q-q')
C2 : 흙의 Creep에 대한 보정계수 (1+0.2log(년/0.1))
Iz : 변형률 영향계수



변형영향계수(연속기초)

깊이(m)			Δz(m)	Em(tf/m^2)	평균Iz	$\frac{Iz}{Em} \times \Delta Z$(m^3/tf)
0.00	~	0.50	0.50	15,000	0.29	9.817.E-06
0.50	~	1.00	0.50	550	0.42	3.852.E-04
1.00	~	1.50	0.50	550	0.41	3.689.E-04
1.50	~	2.00	0.50	550	0.30	2.742.E-04
2.00	~	2.50	0.50	550	0.20	1.795.E-04
2.50	~	3.20	0.70	550	0.07	9.227.E-05
			3.20		Σ	1.310.E-03

Em= 40 ~ 150N (철도설계기준 P527)
Em= 15,000 잡석Con'c
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층

$$C1 = 1 - 0.5 \times \frac{(1.4 \times 0.50)}{7.32 - (1.4 \times 0.50)} = 0.95$$

단, C1 〉 0.5일 경우
C1 〈 0.5일 경우 1.0

$$C2 = 1 + 0.2 \log\left(\frac{50}{0.1}\right)$$ 기간: 50년적용 = 1.54

$$S = 0.95 \times 1.54 \times (7.32 - 1.4 \times 0.50) \times 1.310.E-03 = \mathbf{12.65}\ mm$$

계 산 침 하 량			
S	=	**12.65**	mm

◆ 계산침하량 S = 12.65 mm 〈 허용침하량 = 25.00 mm (O.K)

1. 노면복공설계

1.1 주형보 설계"

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		H - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 2.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
합 계		∑ W =	5.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 2.000) = 0.357 > 0.300

∴ I = 0.300

P = 1,050.00 x 0.4 x (1 + 0.300) = 546.000 kN

3) 단면적 산정

(1) 모멘트 산정 및 전단력 산정

가. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{5.995 \times 2.00(}{8} + \frac{546.000 \times 2.000}{4}$$

= 275.998 kN·m

나. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{5.995 \times 2.00(}{2} + 546.000$$

$$= 551.995 \quad kN$$

(4) 설계적용 단면력

Mmax = M1 276.00 kN · m

Smax = S1 551.995 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 275997500 / 5760000 = 47.9 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 551995 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 65.1 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력

fba = 1.00 x 140 140.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 47.9 MPa < fba = 140.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 65.1 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 275.998 / (1 + 0.300) = 212.306 kN · m

$M_d = w\ell^2 / 8$ = 5.995 x 2.000² / 8 = 2.998 kN · m

$P = 4 \times M_L / \ell$ ($\because M_L = P\ell / 4$)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 212306000 \times 2000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

$$= 0.168 \quad mm$$

$w = 8 \times M_d / \ell^2$ ($\because M_d = w\ell^2 / 8$)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 2998000 \times 2000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

$$= 0.003 \quad mm$$

$\therefore \quad \delta = \delta_1 + \delta_2 = 0.168 + 0.003 = \quad 0.171 \text{ mm}$

(2) 허용 처짐량

$\delta a = L / 400 = 2000 / 400 = \quad 5.0 \text{ mm}$ or 25.0 mm 중 작은값

$\therefore \quad \delta a = \quad 5.0 \text{ mm}$ 적용

(3) 처짐에 대한 검토

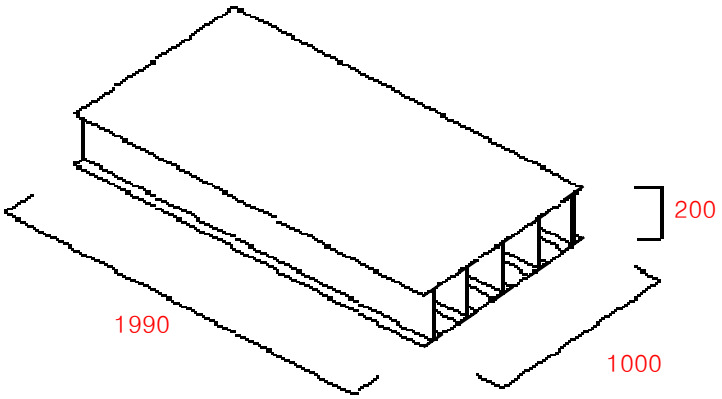
$\delta = 0.171 \text{ mm} \quad < \quad \delta a = 5.000 \text{ mm}$ $\therefore$ O.K !

1.2 H형강 복공판 구조계산서 (B-type)

1.2.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:1000x19900x200

w (kN/piece)	3.200
I_x (mm^4)	120,094,717
A (mm^2)	17,578
Z_x (mm^3)	897,927
E (MPa)	200,000



1.2.2 단면력 산정

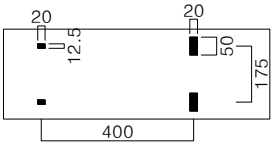
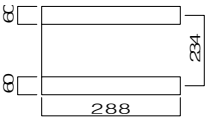
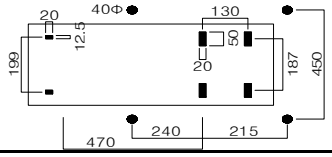
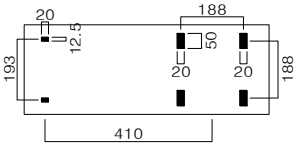
가. 고정하중

w_d = 3.2 × 1 / 1.990

= 1.608 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참고

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량(kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.555 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.000 kN

1.2.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.555 × 1000000.000 / 897927 = 98.622 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.000 × 1000.000 / 17578 = 10.126 MPa

1.2.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

1.2.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 98.622 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 10.126 MPa ---> O.K

1.2.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.608 \times 1990.000^4}{384 \times 200000 \times 120094717} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 200000 \times 120094717}$$

= 0.0136705 + 1.206

= 1.219 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.219 mm ---> O.K

※ 직접기초 지지력 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 　　**시공구간 :** 공기정화시설#2 하수개거 통과 구조물기초

공　　번 : BH-1 　　**기초심도 :**

● 지지력 산정 입력정수

– 기초폭(B)	1.00	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_1)	0.90	tf/m^3
– 기초길이(L)	6.30	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_2)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 기초 지반의 내부마찰각(Φ)	31	°
– 지하수위 레벨(EL)	지반포화조건	m	– 기초 지반의 점착력(c)	1.7	tf/m^2
– 기초하부 영향 유효깊이(d')	0.89	m	– 설계하중(Q)	7.32	tf/m^2
– 하중방향의 경사각(β)	0	°		73.20	kN/m^2

– 유효깊이(d')=0.5xBxtan(45 ° +Φ/2)= 0.5 x 1.0 x tan(45 + 31.3 / 2) = 0.89 m

– C_{av}, Φ_{av} 값 산정

$$C_{av}=\frac{C_1H_1+C_2H_2+\cdots+C_nH_n}{\sum H_i} \qquad \Phi_{av}=\tan^{-1}\left(\frac{H_1\tan\Phi_1+H_2\tan\Phi_2+\cdots+H_n\tan\Phi_n}{\sum H_i}\right)$$

구분	N	Φ	C	층두께	지층
BH-1		35	3.0	0.50	잡석Con'c
	5	26	0.0	0.39	매립층
평균값		31	1.7	0.89	

*잡석콘크리트는 잡석이 포함된 버림콘크리트로 적용하면 될 것으로 사료됨.
*구조물기초의 크기는 1.0m×6.3m×0.5m로 검토되었으나, 현장상황을 고려하여 구조물을 더 크게 적용할 수 있음.
*크레인통과시 면밀한 주의 및 관찰이 요구되며, 문제발생시 현장에서 안전사고가 발생하지 않도록 빠른 조치가 필요함.

● Terzaghi의 지지력 공식

수정지지력계수(Bearing Capacity Factor)

N_c = 18.00
N_r = 8.90
N_q = 12.00

형상계수(Shape Factor)

형상계수	연속기초	정사각형	원　형	구　형
α	1	1.3	1.3	1+0.3B/L
β	0.5	0.4	0.3	0.5–0.1B/L

α = 1.05
β = 0.48

극한지지력

$q_{uit} = \alpha\, cN_c + \beta\, \gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$
31.9 + 6.0 + 5.4 = 43.30 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 14.4 tf/m^2 = **144 kN/m^2**

● Meyerhof의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 32.67
$N_r = (N_q-1)\tan(1.4\Phi)$ = 18.56
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 20.63

극한지지력

$q_{uit} = cN_c + 1/2\gamma_2 BN_r + \gamma_1 D_f N_q$
55.2 + 13.0 + 9.3 = 77.5 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 25.8 tf/m^2 = **258 kN/m^2**

● Hansen의 지지력 공식

지지력계수(Bearing Capacity Factor)

$N_c = (N_q-1)/\tan\Phi$ = 32.67
$N_r = 1.5(N_q-1)\tan\Phi$ = 17.69
$N_q = \tan^2(45+\Phi/2)e^{\pi\tan\Phi}$ = 20.63

깊이계수(Depth Factor)

$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2(D_f/B)$ = 1.14 (Df/B≤1)
$F_{qd} = 1+2\tan\Phi(1-\sin\Phi)^2\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.13 (Df/B>1)
$F_{cd} = 1+0.4(D_f/B)$ = 1.20 (Df/B≤1)
$F_{cd} = 1+0.4\tan^{-1}(D_f/B)$ = 1.19 (Df/B>1)
$F_{rd} = 1$ = 1.00

형상계수(Shape Factor)

$F_{qs} = 1+(B/L)\tan\Phi$ = 1.10
$F_{cs} = 1+(B/L)(N_q/N_c)$ = 1.10
$F_{rs} = 1-0.4(B/L)$ = 0.94

경사계수(Inclination Factor)

F_{ci} = 1.00
F_{ri} = 1.00
F_{qi} = 1.00

극한지지력

$q_{uit} = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + 1/2\gamma_2 BN_rF_{rs}F_{rd}F_{ri} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs}F_{qd}F_c$
72.0 + 11.6 + 11.5 = 95.1 tf/m^2

허 용 지 지 력

$q_a = \frac{1}{3} q_{ult}$ = 31.7 tf/m^2 = **317 kN/m^2**

◆ 상기 각 허용지지력 중 최소값 q_a = 144 kN/m^2 〉 설계하중 (Q) = 73 kN/m^2 (O.K)

※ 직접기초 침하량 검토

공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 **시공구간 :** 공기정화시설#2 하수개거 통과 구조물기초

공 번 : BH-1 **기초심도 :**

● 침하량 산정 입력정수

– 기초폭(B)	0.80	m	– 기초 지반의 단위중량(γ_t)	2.30	tf/m^3
– 기초길이(L)	10.00	m	– 기초 지반의 수중단위중량(γ sub)	1.40	tf/m^3
– 기초근입깊이(D_f)	0.50	m	– 설계하중(Q)	7.32	tf/m^2
– 기초 지반의 평균 탄성(변형)계수(Em	3,050	tf/m^2		73.20	kN/m^2

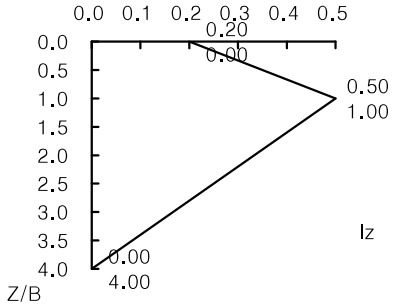
● 변형영향계수를 이용한 탄성침하 산정

– Schmertmann & Hartman(1978)이론 : (구조물 기초설계기준 해설 P239)

$$S = C1 \times C2 \times \Delta P \times \sum \frac{Iz}{Es} \times \Delta Z$$

$$(C1 = 1 - 0.5 \frac{q'}{q - q'}$$, q : 하중 , q′ : 토피압)

여기서, C1: 기초의 근입 깊이에 대한 보정계수
ΔP : 기초에 작용하는 순하중 (q-q')
C2 : 흙의 Creep에 대한 보정계수 (1+0.2log(년/0.1))
Iz : 변형률 영향계수



변형영향계수(연속기초)

깊이(m)			Δz(m)	Em(tf/m^2)	평균Iz	$\frac{Iz}{Em} \times \Delta Z$(m^3/tf)
0.00	~	0.50	0.50	15,000	0.29	9.817.E-06
0.50	~	1.00	0.50	550	0.42	3.852.E-04
1.00	~	1.50	0.50	550	0.41	3.689.E-04
1.50	~	2.00	0.50	550	0.30	2.742.E-04
2.00	~	2.50	0.50	550	0.20	1.795.E-04
2.50	~	3.20	0.70	550	0.07	9.227.E-05
			3.20		Σ	1.310.E-03

Em= 40 ~ 150N (철도설계기준 P527)
Em= 15,000 잡석Con'c
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층
Em= 110 x 5 = 550 매립층

$$C1 = 1 - 0.5 \times \frac{(\ 1.4 \times 0.50\ )}{7.32 - (\ 1.4 \times 0.50\ )} = 0.95$$

단, C1 〉 0.5일 경우
C1 〈 0.5일 경우 1.0

$$C2 = 1 + 0.2 \log (\frac{50}{0.1}) \quad \text{기간: 50년적용} = 1.54$$

$$S = 0.95 \times 1.54 \times (\ 7.32 - 1.4 \times 0.50\ ) \times 1.310.E-03 = \mathbf{12.65}\ \text{mm}$$

계 산 침 하 량			
S	=	**12.65**	mm

◆ **계산침하량** S = 12.65 mm 〈 **허용침하량 =** 25.00 mm (O.K)

6. 자재야적장

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계
2.04 복공판 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 18.6 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		18.6 < ℓ/r ≤ 92.8 일 경우 140-1.3(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 92.8 일 경우 $1200000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.6 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.6 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 140-2.49(ℓ/b-4.6)	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		ℓ/r ≤ 15 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		15 < ℓ/r ≤ 80 일 경우 285-1.95(ℓ/r-20)	
		ℓ/r > 80 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	ℓ/b ≤ 4.0 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		4.0 < ℓ/b ≤ 30 일 경우 285-5.7(ℓ/b-4.0)	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 3.100 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
합 계		∑ W =	5.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 3.100) = 0.348 > 0.300

∴ I = 0.300

(3) 주형보가 받는 등분포 하중

주형보 개수	30 개
종	6 개
횡	5 개
총하중	1368 t
w	147.097 kN/m

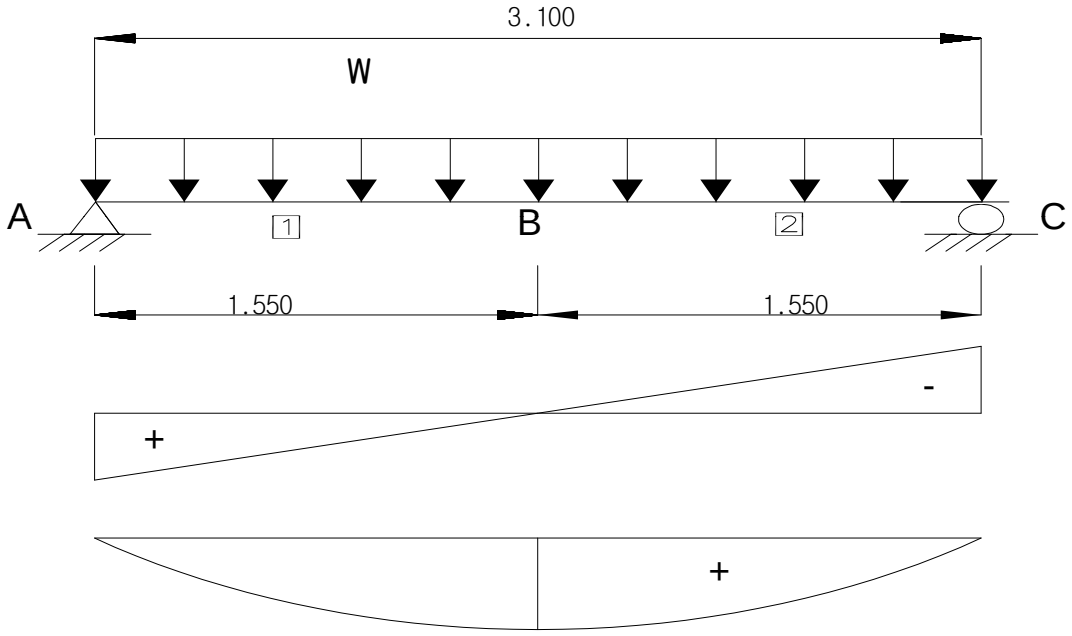
3) 단면력 산정

(1) 하중재하시

가. 모멘트 산정 및 전단력 산정

$$Mmax = \frac{w\ell^2}{8} = \frac{147.097 \times 3.100^2}{8} = 176.700 \quad kN$$

$$Smax = \frac{w\ell}{2} = \frac{147.097 \times 3.100}{2} = 228.000 \quad kN$$



(2) 설계적용 단면력

Mmax = M1	176.70	kN · m
Smax = S1	228.000	kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 176700000 / 5760000 =	30.7	MPa
전단응력 (v) = Smax / Aw = 228000 / [(700.0-24.0x2)x13)]=	26.9	MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 3.00 m

ℓ /b = 3000 / 300.0 = 10.000 (4.6 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 126.6 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 30.7 MPa < fba = 126.6 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 26.9 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 176.700 / (1 + 0.300) = 135.923 kN·m

M_d = wℓ^2 / 8 = 5.995 x 3.100² / 8 = 7.201 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ (∵ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 135923000 \times 3100^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.258 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 (∵ M_d = wℓ^2 / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 7201000 \times 3100^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.017 mm

∴ δ = δ_1 + δ_2 = 0.258 + 0.017 = 0.275 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 3100 / 400 = 7.8 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 7.8 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 0.275 mm < δa = 7.750 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 588 x 300 x 12 x 20 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	19250.0	mm^2	rx =	248.00	mm
W =	1.510	kN/m	ry =	68.50	mm
Ix =	1180000000.0	mm^4	Zx =	4020000.0	mm^3
Iy =	90200000.0	mm^4	Zy =	601000.0	mm^3

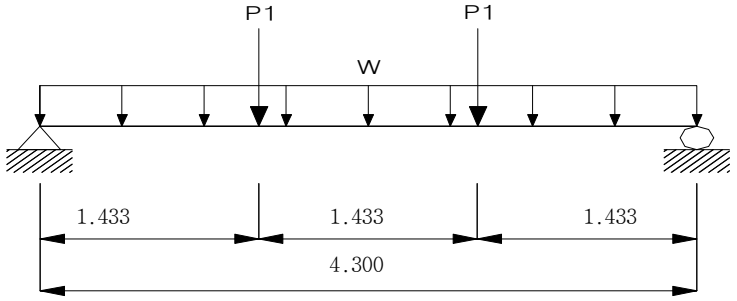
설계경간(L) = 4.300 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력

P1 = Sd + SLmax = 6.493 + 228.000 = 234.493 kN

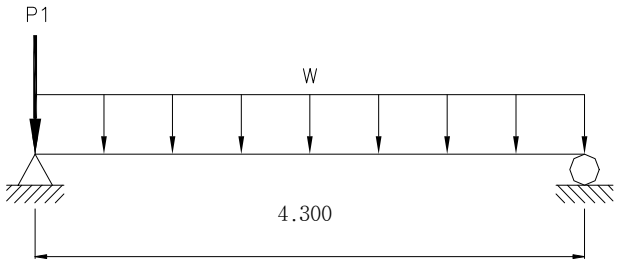
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 3 = (1.510 x 18.490) / 8 + (234.493 x 4.300) / 3

= 339.597 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 234.493 + (1.510 x 4.300) / 2

= 237.740 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 339597000 / 4020000 = 84.5 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 237,740 / [(588.0 - 20.0x2)x12.0)] = 36.15 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 4,300 / 300 = 14.333 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 104.6 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 84.5 MPa < fba = 104.6 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 36.2 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((237.740+3.246) x 1000) / 67,858.4 = 3.551 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 4.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.0	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.8	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 4.600 + 4.600 = 9.200 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

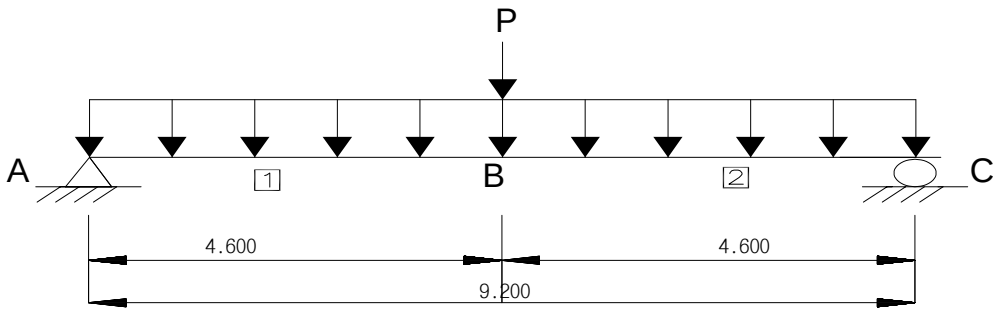
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.510 x 2EA x 4.00	=	12.080 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.240 kN
중앙Pile의 자중	1.240 x 24.000	=	29.760 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 3.100 / 2 x 0단) / 3.00 x 4.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 3.100 / 2 x 0단) / 3.00 x 4.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2.00단) x 2.00	=	2.180 kN
합 계		Ps =	45.260 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 5.995 x 4.600 x 1/2 = 13.789 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 5.995 x 4.600 x 1/2 = 13.789 kN

(3) 활 하 중

가. 연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{234.493 \times 4.600}{4.600}$$

= 539.334 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = 45.26 + 13.79 +234.49 293.542 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	13.789 + 234.493 + 45.260 =	293.542 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 293,541.5 / 15,740.00 = 18.6 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 293.542 x 0.370 = 108.610 kN.m

여기서, e(편심) = 0.37 m

fb = Mmax/Zx = 108,610,000 / 2,550,000 = 42.6 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,000.0 / 71.8 = 27.855 ($18.6 < \ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 132.4 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000.0 / 300.0 = 4.545 ($\ell/b \leq 4.6$)

fba = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 291.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 140.0 MPa > fb = 42.6 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 18.6 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{18.6}{140.0} + \frac{42.6}{140.0 \times (1 - 18.6 / 291.1)} = 0.460$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 132.4 MPa > fc = 18.6 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(20 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.440 + 0.300) x 2면 = (1.480m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 20 x N x Ap = 132 tonf = 1320.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,320.0 / 2 = 660.000 kN
- R(최대반력) = 293.542 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

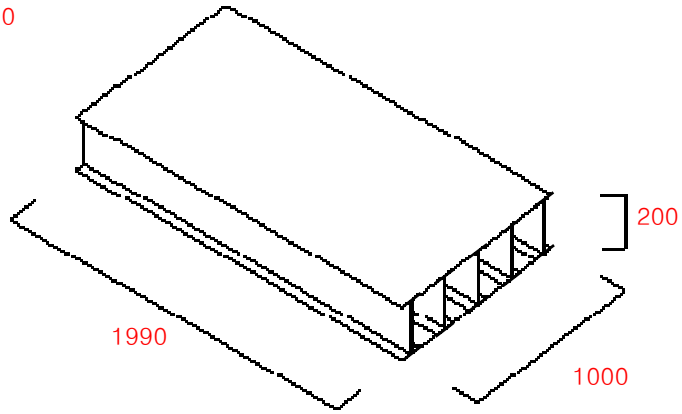
∴ R(최대반력) = 293.542 kN < Qa(허용지지력) = 660.000 kN ∴ O.K !

2.4 H형강 복공판 구조계산서 (B-type)

2.4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:1000x19900x200

w (kN/piece)	3.200
I_x (mm^4)	120,094,717
A (mm^2)	17,578
Z_x (mm^3)	897,927
E (MPa)	200,000



2.4.2 단면력 산정

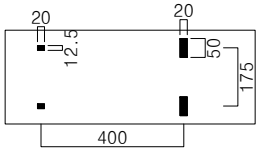
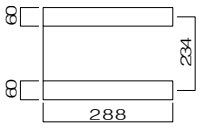
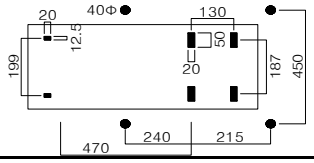
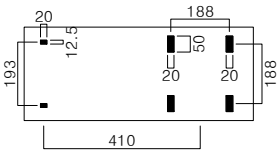
가. 고정하중

w_d = 3.2 × 1 / 1.990

= 1.608 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.555 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.608 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.000 kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.555 × 1000000.000 / 897927 = 98.622 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.000 × 1000.000 / 17578 = 10.126 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	×

▶ fba = 1.50 × 140
= 210.000 MPa

▶ τa = 1.50 × 80
= 120.000 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 210.000 MPa > f_b = 98.622 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 120.000 MPa > τ = 10.126 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.608 \times 1990.000^4}{384 \times 200000 \times 120094717} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 200000 \times 120094717}$$

= 0.0136705 + 1.206

= 1.219 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 1.219 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	30.68	126.55	4.13	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	26.90	80.00	2.97	∴ O.K	
	처 짐	mm	0.27	7.75	28.19	∴ O.K	
주형지지보	휨 응 력	MPa	84.48	104.60	1.24	∴ O.K	H - 588x300x12x20 (SS400)
	전단응력	MPa	36.15	80.00	2.21	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	42.59	140.00	3.29	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	압축응력	MPa	18.65	140.00	7.51	∴ O.K	
	조합응력		0.46	1.00	2.17	∴ O.K	
	지지력	kN	293.54	660.00	2.25	∴ O.K	

3.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	16.3	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.98㎜	<	46.00㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/3320	<	1/300	∴ O.K

7. 세륜시설

목 차

1. 설계기준

1.1 일반사항

1.2 하 중

1.3 재료의 허용응력

1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계

2.1 주형보 설계

2.2 주형지지보 설계

2.3 중앙말뚝 설계

2.4 복공판 설계

3. 결과값 정리

3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$18.6 < \ell/r \leq 92.8$ 일 경우 $140-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1200000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $140-2.49(\ell/b-4.6)$	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$ $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$ $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$ $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 3.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.600	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.6 + 1.85) x 0.100	=	0.545	kN/m
합 계		∑ W =	5.995	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 3.000) = 0.349 > 0.300

∴ I = 0.300

(3) 바닥기초주형보가 받는 등분포 하중

주형보 개수	3 개
종	1 개
횡	3 개
총하중	65 t
w	93.554 kN/m

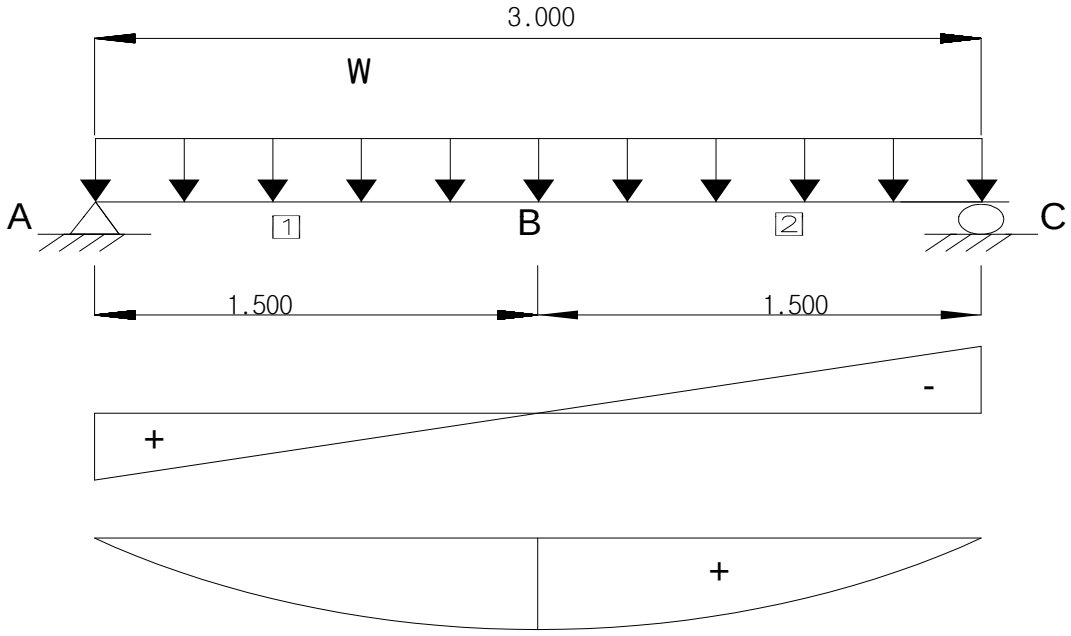
3) 단면력 산정

(1) 하중재하시

가. 모멘트 산정 및 전단력 산정

$$Mmax = \frac{w\ell^2}{8} = \frac{93.554 \times 3.000^2}{8} = 105.249 \quad kN$$

$$Smax = \frac{w\ell}{2} = \frac{93.554 \times 3.000}{2} = 140.331 \quad kN$$



(2) 설계적용 단면력

Mmax = M1	105.25 kN · m
Smax = S1	140.331 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 105248568.75 / 5760000 = 18.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 140331.425 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 16.6 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 3.00 m

ℓ /b = 3000 / 300.0 = 10.000 (4.6 < ℓ /b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ /b - 4.6)] = 126.6 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 18.3 MPa < fba = 126.6 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 16.6 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량(δ1)+고정하중에 의한 처짐량(δ2))

M_L = MLmax / (1 + I) = 105.249 / (1 + 0.300) = 80.960 kN·m

M_d = wℓ^2 / 8 = 5.995 x 3.000² / 8 = 6.744 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ (∵ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 80960000 \times 3000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.144 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 (∵ M_d = wℓ^2 / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 6744000 \times 3000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.015 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 0.144 + 0.015 = 0.159 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 3000 / 400 = 7.5 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 7.5 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 0.159 mm < δa = 7.500 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
W =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

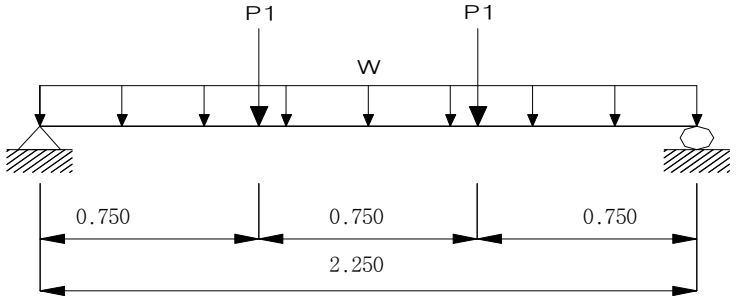
설계경간(L) = 2.250 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력

P1 = Sd + SLmax = 2.790 + 140.331 = 143.121 kN

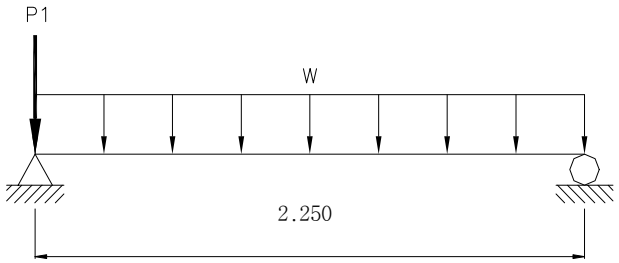
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.240 x 5.063) / 8 + (143.121 x 2.250) / 3

= 108.125 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 143.121 + (1.240 x 2.250) / 2

= 144.516 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 108125000 / 2550000 = 42.4 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 144,516 / [(440.0 - 18.0x2)x11.0)] = 32.52 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 2,250 / 300 = 7.500 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 129.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 42.4 MPa < fba = 129.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 32.5 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((144.516+1.395) x 1000) / 67,858.4 = 2.150 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 4.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	15740.0	mm^2	rx =	189.0	mm
w =	1.240	kN/m	ry =	71.8	mm
Ix =	561000000.0	mm^4	Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4	Zy =	541000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 2.250 + 2.250 = 4.500 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

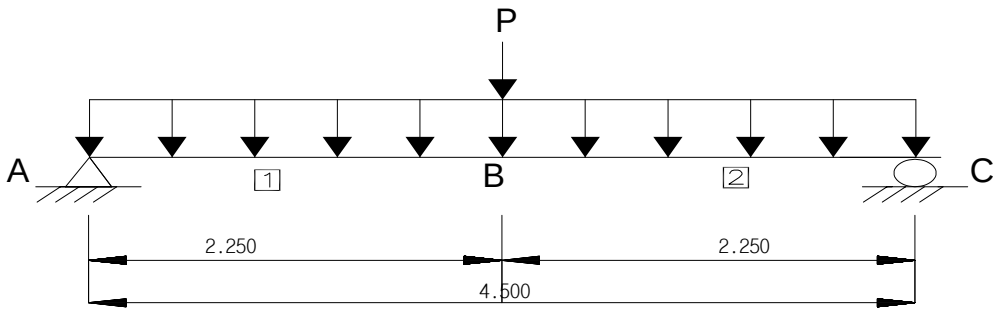
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 4.00	=	9.920 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.240 kN
중앙Pile의 자중	1.240 x 24.000	=	29.760 kN
버팀보의 자중	(0.882 x 3.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 4.00	=	0.000 kN
	(1.167 x 3.000 / 2 x 0단) / 3.00 x 4.00	=	0.000 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2.00단) x 2.00	=	2.180 kN
합 계		Ps =	43.100 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 5.995 x 2.250 x 1/2 = 6.744 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 5.995 x 2.250 x 1/2 = 6.744 kN

(3) 활 하 중

가. 연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{143.121 \times 2.250}{2.250}$$

= 161.011 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = 43.10 + 6.74 +143.12 192.965 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	6.744 + 143.121 + 43.100 =	192.965 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 192,965.4 / 15,740.00 = 12.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 192.965 x 0.370 = 71.397 kN.m

여기서, e(편심) = 0.37 m

fb = Mmax/Zx = 71,397,000 / 2,550,000 = 28.0 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,000.0 / 71.8 = 27.855 ($18.6 < \ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 132.4 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000.0 / 300.0 = 4.545 ($\ell/b \leq 4.6$)

fba = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,000.0 / 189.0 = 10.582

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 291.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 140.0 MPa > fb = 28.0 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 12.3 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{12.3}{140.0} + \frac{28.0}{140.0 \times (1 - 12.3 / 291.1)} = 0.300$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 132.4 MPa > fc = 12.3 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(20 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.440 + 0.300) x 2면 = (1.480m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 20 x N x Ap = 132 tonf = 1320.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,320.0 / 2 = 660.000 kN
- R(최대반력) = 192.965 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

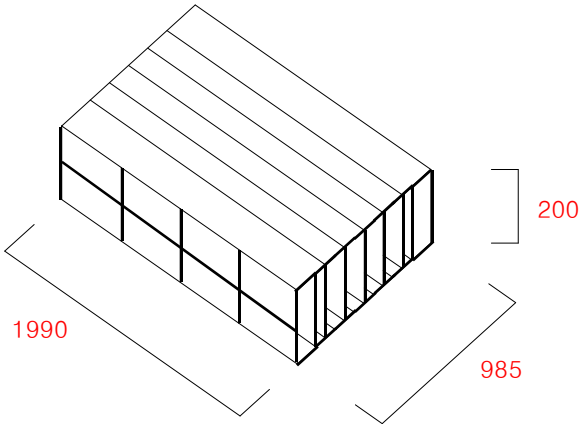
∴ R(최대반력) = 192.965 kN < Qa(허용지지력) = 660.000 kN ∴ O.K !

2.4 복공판 설계

2.4.1 설계제원

가. 사용제원 : 1-B:985x1990x200

w (kN/piece)	3.600
I_x (mm^4)	143,920,000
A (mm^2)	19,507
Z_x (mm^3)	1,560,000
E (MPa)	210,000



2.4.2 단면력 산정

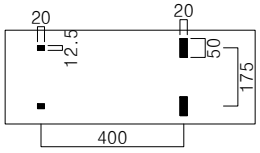
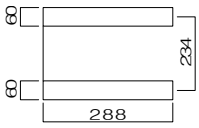
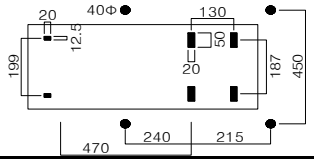
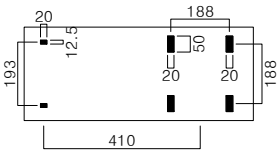
가. 고정하중

w_d = 3.6 × 1 / 1.990

= 1.809 kN/m

나. 작업하중

『가설 구조물의 해설』 참

이름	차량하중 (kN)	추가하중 (kN)	총중량 (kN)	차체접지치수 (cm)	비 고
덤프트럭	100.0	100.0	200.0		- 굴토시에 고려 - 전후륜의 하중비율은 2:8로한다
크롤러크레인	200.0	89.0	289.0		- 굴토시에 고려 - 달아올리는 방향에 따라 접지압이 다르다
트럭크레인	300.0	150.0	450.0		- 가설재의운반, 조립, 해체시에 고려
레미콘	100.0	200.0	300.0		- 콘크리트 타설시
-	-	-	-	-	

(1) 덤프트럭

P = 0.4 × W1 여기서, W1 : 덤프트럭의 총중량

= 0.400 × 200.0

= 80.000 kN

(2) 크롤러크레인

P = 0.85 × W2 여기서, W2 : 크롤러크레인의 총중량

= 0.850 × 289.0

= 245.650 kN

(3) 트럭크레인

P = 0.7 × W3 여기서, W3 : 트럭크레인의 총중량

= 0.700 × 450.0

= 315.000 kN

(4) 레미콘

P = 0.4 × W4 여기서, W4 : 레미콘의 총중량

= 0.400 × 300.0

= 120.000 kN

∴ Pmax = 315.000 kN

(5) 충격하중을 고려한 최대하중

P = Pmax × (1 + 0.4) × 폭에 대한 영향계수

= 315.000 × (1 + 0.400) × 0.4

= 176.400 kN

다. 최대 휨모멘트 산정

▶ 받침부의 중심간 거리를 지점으로 하는 단순보로 계산

$$M_{max} = \frac{w_d \times L^2}{8} + \frac{P \times L}{4}$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990^{2}}{8} + \frac{176.400 \times 1.990}{4}$$

= 88.654 kN·m

라. 최대 전단력 산정

▶ 작업하중이 복공판 단부에 위치한 경우

$$S_{max} = \frac{w_d \times L}{2} + P$$

$$= \frac{1.809 \times 1.990}{2} + 176.400$$

= 178.200 kN

2.4.3 작용응력 산정

▶ 휨응력 , f_b = Mmax / Z_x = 88.654 × 1000000.000 / 1560000 = 56.830 MPa

▶ 전단응력 , τ = Smax / A = 178.200 × 1000.000 / 19507 = 9.135 MPa

2.4.4 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 영구 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	x
영구 구조물	1.00	O

▶ fba = 1.00 × 140
= 140.000 MPa

▶ τa = 1.00 × 80
= 80.000 MPa

2.4.5 응력 검토

▶ 휨응력 , f_{ba} = 140.000 MPa > f_b = 56.830 MPa ---> O.K

▶ 전단응력 , τ_a = 80.000 MPa > τ = 9.135 MPa ---> O.K

2.4.6 처짐 검토

▶ 트럭크레인의 접지하중이 복공판 중앙에 위치한 경우

$$\delta_{max} = \frac{5.000 \times w_d \times L^4}{384 \times E \times I} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{5.000 \times 1.809 \times 1990.000^4}{384 \times 210000 \times 143920000} + \frac{176.400 \times 1000.000 \times 1990.000^3}{48 \times 210000 \times 143920000}$$

= 0.0122222 + 0.958

= 0.970 mm

▶ 허용처짐량은 지간/400 및 5mm 가운데 작은 값을 적용한다

δ_a = Min.(L/400, 5mm)

= Min.(1990.0 / 400 , 5)

= 4.98 mm > δ_l = 0.970 mm ---> O.K

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	18.27	126.55	6.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	16.56	80.00	4.83	∴ O.K	
	처 짐	mm	0.16	7.50	47.22	∴ O.K	
주형지지보	휨 응 력	MPa	42.40	129.20	3.05	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	32.52	80.00	2.46	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	28.00	140.00	5.00	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	압축응력	MPa	12.26	140.00	11.42	∴ O.K	
	조합응력		0.30	1.00	3.33	∴ O.K	
	지지력	kN	192.97	660.00	3.42	∴ O.K	

3.2 안전성 검토

1) 측면 파일 근입장

근입장안전율 :	16.3	>	1.2	∴ O.K

2) 수평변위 검토

허용수평변위 :	1.98㎜	<	46.00㎜	∴ O.K

3) 침하량 검토

허용 부등침하 :	1/3320	<	1/300	∴ O.K

BP 사일로 기초 검토

목 차

1. 설계기준
1.1 일반사항
1.2 하 중
1.3 재료의 허용응력
1.4 지반의 물성치

2. 노면복공 설계
2.1 주형보 설계
2.2 주형지지보 설계
2.3 중앙말뚝 설계

3. 결과값 정리
3.1 부재 검토 요약

1. 설 계 기 준

1.1 일 반 사 항

1) 적용범위

- 개착공법에 의하여 구조물을 시공할 때 노면하중, 토압, 수압등을 지지하여 굴착지반 및 주변 지반의 안정을 확보하기 위한 가시설 구조물의 설계에 적용한다.

2) 부재 설계법

- 허용응력 설계법

1.2 하 중

1) 고정하중

- 재료의 실중량에 의한것을 원칙
- 설계기준 2.2.1의 재료의 단위질량 적용

2) 활하중

(1) 차 도 부 : 표준트럭 하중을 하중 재하 방법에 의거 재하(자동차 하중 : DB-24)

(2) 충격계수 : 주 형 $I = 15 / (40 + \ell) \leq 0.30$

복공판 I = 0.40 (단, 보도부의 군집하중은 충격 무시)

(3) 보 도 부 : 군집하중 5kN/㎡ 만재시 적용

(4) 기타하중 : 공사용 중기 및 기타 대형차량하중 재하시는 별도로 고려한다.

3) 상재하중

(1) 자동차 하중에 의한 상재하중 = 10kN/㎡

(2) 인접건물에 의한 상재하중 = Wb / A (kN/㎡)

여기서, Wb = 건물하중 A = 건물면적

1.3 재료의 허용응력

1) 허용응력의 증가계수

(1) 가설구조물의 경우 : 1.50

(2) 영구구조물의 경우 : 1.00 (본 설계시 적용)

2) 철근 및 콘크리트

(1) 콘크리트의 허용 휨 압축응력

fca = 0.40 x fck

(2) 철근의 허용응력 (단위 : MPa)

철근의 종류	항복점강도(fy)	허용응력(fsa)
SD 30	300	225
SD 40	400	300

3) 강재의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		일반구조용 압연강재 SS400, SM400	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		140	140 x 1.0 = 140
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 18.6$ 일 경우 140	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$18.6 < \ell/r \leq 92.8$ 일 경우 $140-1.3(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 92.8$ 일 경우 $1200000/(6700+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	210	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.6$ 일 경우 210	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.6 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $140-2.49(\ell/b-4.6)$	
전단응력(총단면)		80	80 x 1.0 = 80
지 압 응 력		315	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

(단위 : MPa)

종 류		용접구조용 압연강재 SM490	비 고
축 방 향 인 장 (순 단 면)		190	190 x 1.0 = 190
축 방 향 압 축 (총 단 면)		$\ell/r \leq 15$ 일 경우 285	ℓ : 유효좌굴장(mm) r : 단면2차반경(mm)
		$15 < \ell/r \leq 80$ 일 경우 $285-1.95(\ell/r-20)$	
		$\ell/r > 80$ 일 경우 $1800000/(5000+(\ell/r)^2)$	
휨 응 력	인장연(순단면)	285	
	압축연(총단면)	$\ell/b \leq 4.0$ 일 경우 285	ℓ : 플랜지의 고정점 간 거리 b : 압축플랜지폭
		$4.0 < \ell/b \leq 30$ 일 경우 $285-5.7(\ell/b-4.0)$	
전단응력(총단면)		165	110 x 1.5 = 165
지 압 응 력		420	강판과 강판
용접강도	공 장	모재의 100%	
	현 장	모재의 100%	

4) 강널말뚝의 허용응력 (단위 : MPa)

종 류		강 널 말 뚝 (SY30)	비 고
휨응력	인 장	180	180 x 1.0 = 180
	압 축	255	
전 단 응 력		100	100 x 1.0 = 100

※ 재사용 강재시

강재의 반복 및 장기사용시는 사용재의 부식 및 사용상태 등을 고려하여 보정계수를 적용함

5) 목재의 허용응력 (단위 : MPa)

허용응력도 \ 목재의 종류		침 엽 수	활 엽 수	비 고
인장 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
휨 응 력 도	섬유에 평행	13.5	18.0	
지압 응력도	섬유에 평행	12.0	16.5	
	섬유에 직각	3.0	5.2	
전단 응력도	섬유에 평행	1.2	1.8	
	섬유에 직각	1.8	2.7	
축 방 향 압 축 응 력 도	섬유에 평행	$\ell/r \leq 100$: $10.5-0.072(\ell/r)$	$\ell/r \leq 100$: $12-0.087(\ell/r)$	ℓ : 고정점간 거리(mm) r : 최소단면2차 반지름(mm)
		$\ell/r > 100$: $33000/(\ell/r)^2$		

6) 볼트의 허용응력 (단위 : MPa)

볼트의 종류	응 력 의 종 류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	SS400 기준
	지 압	315	
고장력 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	SS400 기준

1.4 지반의 물성치

구 분	단 위	매립층	점토층	모래층	자갈층	풍화토	풍화암	연암
단위중량(γ)	kN/m^3	18.0	17.0	18.0	20.0	20.0	21.0	23.0
점 착 력 (C)	kN/m^2	0	20	0	0	21	30	200
내부마찰각(Φ)	Deg	26	15	28	35	29	33	36
지반반력계수(E)	kN/m^3	17000	23000	23000	23000	27000	35000	80000

2.노면복공설계

2.1 주형보 설계 (엄지말뚝 전면을 지점으로 하는 단순보로 계산)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :		I - 700 x 300 x 13.0 x 24 (SS400)					
▣ 단면 제원 :							
A =	23550.0	mm^2		ry =	67.80	mm	
w =	1.850	kN/m		rx =	293.00	mm	
Ix =	2010000000	mm^4		Zx =	5760000.0	mm^3	
Iy =	108000000	mm^4		Zy =	722000.0	mm^3	

설계지간(L) = 6.000 m

2) 적 용 하 중

(1) 고 정 하 중

구 분	계 산 식			
복 공 판		=	3.550	kN/m
보의 자중		=	1.850	kN/m
기 타	(3.55 + 1.85) x 0.100	=	0.540	kN/m
합 계		∑ W =	5.940	kN/m

(2) 활 하 중

충격계수 (I) = 15 / (40 + 4.000) = 0.341 > 0.300

∴ I = 0.300

(3) 주형보가 받는 등분포 하중

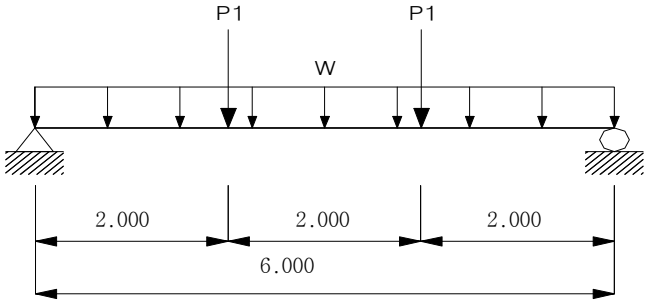
주형보 개수	2 개
종	2 개
횡	1 개
자재무게	12 t
w	59.250 kN/m

3) 단면력 산정

(1) 하중재하시

가. 모멘트 산정 및 전단력 산정(단순보)

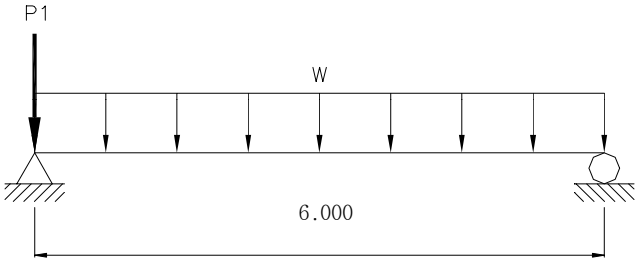
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 3 = (5.940 x 36.000) / 8 + (59.25 x 6.000) / 3

= 275.535 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 59.25 + (5.940 x 6.000) / 2

= 77.070 kN

(2) 설계적용 단면력

Mmax = M1	275.54 kN·m
Smax = S1	77.070 kN

4) 응 력 검 토

(1) 작용응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 275535000 / 5760000 = 48 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 77070 / [(700.0-24.0x2)x13)]= 9 MPa

(2) 허용응력 산정

- 허용 휨 응력 주형Bracing 간격(ℓ) = 1.20 m

ℓ /b = 1200 / 300.0 = 4.000 (ℓ /b ≤ 4.6)

fba = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

- 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

(3) 응력 검토

- 휨응력 검토

fb = 47.8 MPa < fba = 140.0 MPa ∴ O.K !

- 전단응력 검토

v = 9.1 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

5) 처짐량 검토

(1) 처 짐 량(충격을 포함하지 않는 활하중에 의한 처짐량($\delta 1$)+고정하중에 의한 처짐량($\delta 2$))

M_L = MLmax / (1 + I) = 275.535 / (1 + 0.300) = 211.950 kN·m

M_d = $w\ell^2$ / 8 = 5.940 x 4.000² / 8 = 11.880 kN·m

P = 4 x M_L / ℓ (∵ M_L = P ℓ / 4)

$$\delta_1 = \frac{P\ell^3}{48\,EI} = \frac{4\,M_L\,\ell^2}{48\,EI} = \frac{4 \times 211950000 \times 4000^2}{48 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.670 mm

w = 8 x M_d / ℓ^2 (∵ M_d = $w\ell^2$ / 8)

$$\delta_2 = \frac{5w\ell^4}{384\,EI} = \frac{40\,M_d\,\ell^2}{384\,EI} = \frac{40 \times 11880000 \times 4000^2}{384 \times 210000 \times 2010000000}$$

= 0.047 mm

∴ $\delta = \delta_1 + \delta_2$ = 0.670 + 0.047 = 0.716 mm

(2) 허용 처짐량

δa = L / 400 = 4000 / 400 = 10.0 mm or 25.0 mm 중 작은값

∴ δa = 10.0 mm 적용

(3) 처짐에 대한 검토

δ = 0.716 mm < δa = 10.000 mm ∴ O.K !

2.2 주형 지지보 설계

(지지보를 지지하는 말뚝중심 간격을 경간으로 하는 단순보로 계산)

2.2.1 주형지지보

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 440 x 300 x 11 x 18 (SS400)					
▣ 단면 제원 :						
A =	15740.0	mm^2		rx =	189.00	mm
W =	1.240	kN/m		ry =	71.80	mm
Ix =	561000000.0	mm^4		Zx =	2550000.0	mm^3
Iy =	81100000.0	mm^4		Zy =	541000.0	mm^3

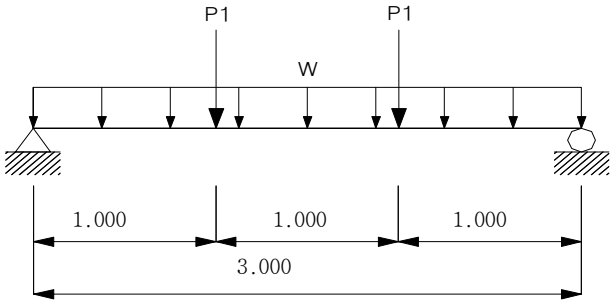
설계경간(L) = 3.000 m (측벽 PILE 간격)

2) 단 면 력 산 정

(1) 주형보의 최대반력(주형보 설계의 Smax참조)

P1 = Sd + SLmax = 3.720 + 77.070 = 80.790 kN

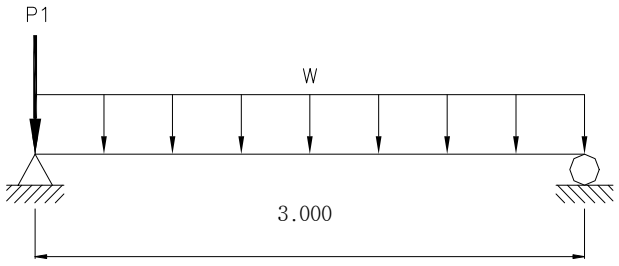
(2) 최대 휨모멘트



Mmax = W x L^2 / 8 + P1 x L / 4 = (1.240 x 9.000) / 8 + (80.79 x 3.000) / 3

= 61.988 kN·m

(3) 최대 전단력



Smax = P1 + W x L / 2 = 80.79 + (1.240 x 3.000) / 2

= 82.650 kN

3) 작용 응력 산정

휨 응 력 (fb) = Mmax / Zx = 61988000 / 2550000 = 24.3 MPa

전단응력 (v) = Smax / Aw = 82,650 / [(440.0 - 18.0x2)x11.0)] = 18.60 MPa

4) 허용응력 산정

(1) 허용 휨응력

ℓ/b = 3,000 / 300 = 10.000 (4.5 < ℓ/b ≤ 30)

fba = 1.00 x [140 - 3.6 x (ℓ/b - 4.5)] = 120.2 MPa

(2) 허용 전단 응력

va = 1.0 x 80.0 = 80.0 MPa

5) 응력 검토

(1) 휨응력 검토

fb = 24.3 MPa < fba = 120.2 MPa ∴ O.K !

(2) 전단응력 검토

v = 18.6 MPa < va = 80.0 MPa ∴ O.K !

6) Piece Bracket 연결 볼트 개수산출 (볼트 제원 M24 BOLT 사용)

Pa = va x (πD^2 / 4) = 150 x (π x 576.00 / 4) = 67858.4 N/EA

n = S / Pa = ((82.650+1.860) x 1000) / 67,858.4 = 1.245 EA

≒ Used Bolt 8 EA

2.3 중앙 말뚝 설계 (C.T.C = 3.00 m)

1) 설 계 제 원

▣ 사용 강재 :	H - 300 x 305 x 15 x 15 (SS400)				
▣ 단면 제원 :					
A =	13480.0	mm^2	rx =	126.0	mm
w =	1.060	kN/m	ry =	72.6	mm
Ix =	215000000.0	mm^4	Zx =	1440000.0	mm^3
Iy =	71000000.0	mm^4	Zy =	466000.0	mm^3

설계경간(L) = L1 + L2 = 3.000 + 3.000 = 6.000 m

2) 단면력 산정

(1) 강재자중 및 축하중 산정

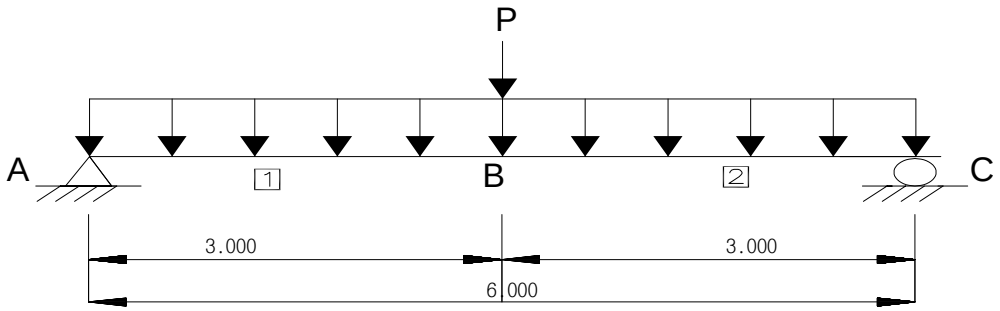
구 분	계 산 식		
주형지지보 자중	1.240 x 2EA x 3.00	=	7.440 kN
PIECE BRACKET	1.060 x 2EA x 0.50	=	1.060 kN
중앙Pile의 자중	1.060 x 24.000	=	25.440 kN
ㄷ-형강 자중	(0.545 x 2.00단) x 1.50	=	1.635 kN
합 계		Ps =	35.575 kN

(2) 주형보의 고정하중

- 좌측(L1)주형보(Sd1) = 5.940 x 3.000 x 1/2 = 8.910 kN
- 우측(L2)주형보(Sd2) = 5.940 x 3.000 x 1/2 = 8.910 kN

(3) 활 하 중

가. 연직력 최대인경우



① 후륜하중 재하시 B점의 반력

$$RB1 = \frac{80.790 \times 3.000}{3.000}$$

= 121.185 kN

(4) 단면력 산정

가. 중간말뚝의 반력 (A점 기준)

① 연직력 최대인경우

P1 = 35.58 + 8.91 +80.79 125.275 kN

나. 단면력 집계

구 분	계 산 식	
압축응력 및 지지력검토	8.910 + 80.790 + 35.575 =	125.275 kN

3) 작용응력 산정

(1) fc : 압축응력 - 연직력 최대인 경우

fc = Pmax/A = 125,275.0 / 13,480.00 = 9.3 MPa

(3) fb : 휨 응 력

Mmax = Pm x e(편심) = 125.275 x 0.300 = 37.583 kN.m

여기서, e(편심) = 0.30 m

fb = Mmax/Zx = 37,583,000 / 1,440,000 = 26.1 MPa

4) 허용응력 산정

(1) fca : 허용 압축응력(강축)

ℓ/r = 2,000.0 / 126.0 = 15.873 ($\ell/r \leq 18.6$)

fca = 1.00 x 140 = 140.0 MPa

(2) fca : 허용 압축응력(약축)

ℓ/r = 2,000.0 / 72.6 = 27.548 (18.6 < $\ell/r \leq 92.8$)

fca = 1.00 x [140 - 0.82 x (ℓ/r - 18.6)] = 132.7 MPa

(3) fba : 허용 휨응력

ℓ/b = 2,000.0 / 305.0 = 6.667 (4.6 < $\ell/b \leq 30$)

fba = 1.00 x [140 - 2.49 x (ℓ/b - 4.6)] = 134.9 MPa

(4) fcax : 허용 Euler 좌굴응력

ℓ/r = 2,000.0 / 126.0 = 15.873

fcax = 1.00 x [1200000 / 6700 + (ℓ/r)^2] = 431.1 MPa

5) 응력 검토

(1) 강축에 대한 검토

휨 응 력 fba = 134.9 MPa > fb = 26.1 MPa ∴ O.K !

압축응력 fca = 140.0 MPa > fc = 9.3 MPa ∴ O.K !

조합응력 = fc/fca + fb/[fba x (1- fc/fcax)] ≤ 1.000

$$\frac{9.3}{140.0} + \frac{26.1}{134.9 \times (1 - 9.3 / 431.1)} = 0.260$$ ∴ O.K !

(2) 약축에 대한 검토

압축응력 fca = 132.7 MPa > fc = 9.3 MPa ∴ O.K !

6) 지지력 검토　　(사이로 믹서 연결부)

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN
- R(최대반력) = 125.275 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 125.275 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

7) 지지력 검토 (사이로 기초부 검토)

사이로기초 = B X L X Df X Rt

= 1388.5

사이로본체 = 1620.0

기초에 작용하는 하중

= 1388.5 + 1620.0 = 3008.5

말뚝 본당 작용하는 하중

= 501.411

말뚝 본수 = 6 EA

- Q = qd x Ap (파일 지지선단이 풍화암인 경우 적용)

여기서, Q : 말뚝의 극한 수직 지지력(kN)

qd : 말뚝 선단 지반의 극한 지지력도(tonf)(30 x N)

N : 파일선단 지반의 N치값

Ap : 선단지지 단면적(㎡)

α : 시공조건에 의한 정수, 프리보링에 의해 모르타르를 채우는 부분 0.8
타입에 의한 부분 1.0

β : 말뚝주의의 조건에 의한 정수, 말뚝의 일면이 굴착 되는 부분 0.5
말뚝근입부분 1.0

Rt : 극한 주면 마찰력 (u x ℓ x τ)

u : 말뚝둘레길이(m) = (0.300 + 0.305) x 2면 = (1.210m)

ℓ : 각지층내의 말뚝길이(m)

τ : 지반의 종류에 따른 주변마찰저항력(tonf/㎡)= 0.1N 적용

qu x Ap = 30 x N x Ap = 110 tonf = 1098.00 kN

: 측면말뚝에 작용하는 주면마찰력이 작다고 보고 미고려

- Qa(허용지지력)=Q(극한지지력)/2(안전률) = 1,098.0 / 2 = 549.000 kN

- R(최대반력) = 501.411 kN

: 중간말뚝의 종방향 강성을 증가시키기 위해 중간말뚝간에 사재등의 보강부재를 조립시킨 경우에는 하중분배를 고려할수있다. 다만 트러스 형태의 보강이 없는 중간말뚝은 단독으로 연직하중을 지지하는 것으로 한다.

∴ R(최대반력) = 501.411 kN < Qa(허용지지력) = 549.000 kN ∴ O.K !

3. 결과값 정리

3.1 부재검토 요약

공 종		단 위	작 용 값	허 용 값	안전률	판 정	사 용 강 재
주형보	휨 응 력	MPa	47.84	140.00	2.93	∴ O.K	I - 700x300x13x24 (SS400)
	전단응력	MPa	9.09	80.00	8.80	∴ O.K	
	처 짐	mm	0.72	10.00	13.96	∴ O.K	
주형지지보	휨 응 력	MPa	24.31	120.20	4.94	∴ O.K	H - 440x300x11x18 (SS400)
	전단응력	MPa	18.60	80.00	4.30	∴ O.K	
중앙파일	휨응력	MPa	26.10	134.85	5.17	∴ O.K	H - 300x305x15x15 (SS400)
	압축응력	MPa	9.29	140.00	15.07	∴ O.K	
	조합응력		0.26	1.00	3.85	∴ O.K	
	지지력	kN	125.28	549.00	4.38	∴ O.K	

9. 풍도슬래브 브라켓 변경 구조계산서_#58-10
램프구간 횡갱신설에 따른 풍도슬래브 브라켓 변경

서 울 제 물 포 터 널 민 간 투 자 사 업 건 설 공 사

구 조 계 산 서

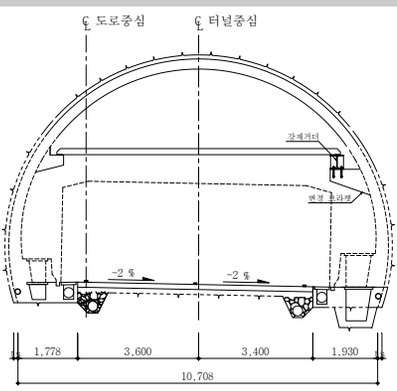
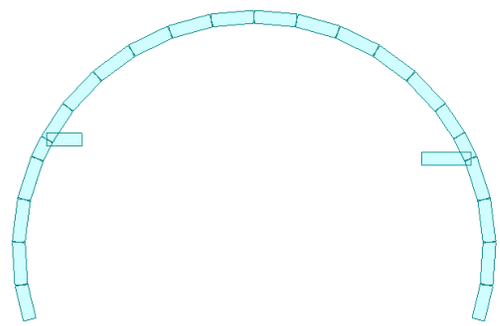
(DRP-3, PS-4-1)

2020. 05.

(주)삼보기술단
SAMBO ENGINEERING

1. DRP-3(Ramp B)

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
Ⅳ	1,000	4.746	164,612	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
68.3	25.9	우 : 259.24 좌 : 42.038	자중(프로그램 내 자동계산)

단면제원

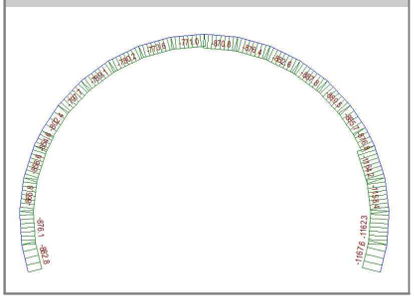
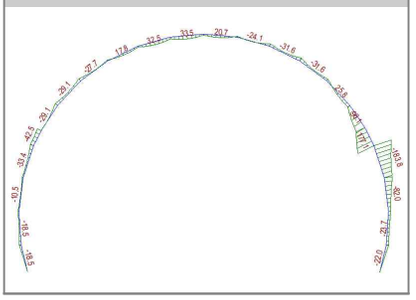
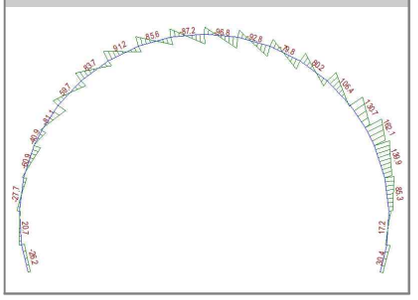
검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.00	0.30	$1.50x10^{-2}$	$2.25x10^{-3}$
아 치 부	1.00	0.30	$1.50x10^{-2}$	$2.25x10^{-3}$
측 벽 부	1.00	0.30	$1.50x10^{-2}$	$2.25x10^{-3}$

단면력 및 응력검토

단면력

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	CASE4	40.4	870.9	85.47
아 치 부	CASE5	270.07	798.94	193.1
측 벽 부	CASE5	210.05	1173.01	137.86

단면력도

축력도	모멘트도	전단력도
		

철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
천 단 부	40.4	176.068	870.9	3795.503	H22@125	85.47	238.337	H13@400	O.K
아 치 부	270.07	286.026	798.94	846.142	H22@125	193.1	235.819	H13@400	O.K
측 벽 부	210.05	275.089	1173.01	1536.217	H22@125	137.86	248.908	H13@400	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
천 단 부	1,000	300	0.002	600	12.67(H13@200 X 2)	O.K
아 치 부	1,000	300	0.002	600	12.67(H13@200 X 2)	O.K
측 벽 부	1,000	300	0.002	600	12.67(H13@200 X 2)	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm) S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S	적용간격 (mm)	결과
천 단 부	24.66	37.743	300	1963.98	1669.18	1669.2	125.0	O.K
아 치 부	166.21	254.389	300	187.07	247.65	187.07	125.0	O.K
측 벽 부	135.22	206.958	300	258.01	304.41	258.01	125.0	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H22@125	H13@200	H13@400
아 치 부	H22@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H22@125	H13@200	H13@400

철근량 검토

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 40.400 KN·m 극 한 축 력 Pu = 870.900 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 46.389 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,020,705.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,278,945.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 425,078,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 186.524 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 27.405 mm < e = 46.389 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 263.166 mm로 가정하면.. a = k1·c = 223.691 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = −52.82 MPa
εst = −0.0003 < 0 ---> 인장측 철근이 압축됨

Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,839,236.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 270,874,000.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 46.389 mm ≒ e = 46.389 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = −0.00026
εt = −0.00026 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3795.503 KN ≥ Pu = 870.900 KN ∴O.K
ØMn = 176.068 KN·m ≥ Mu = 40.400 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 85.470 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 177.445 KN
Øv·Vc = 177.445 KN ≥ Vu = 85.470 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 270.070 KN·m 극 한 축 력 Pu = 798.940 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 338.035 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,020,705.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,278,945.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 425,078,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 186.524 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 94.978 mm로 가정하면.. a = k1·c = 80.731 mm
εsc = 0.0011 fs = 220.97 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 1,029,312.0 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 347,943,800.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 338.035 mm ≒ e = 338.035 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00458
εy = 0.002 < εt = 0.00458 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.82205
ØPn = 846.142 KN ≥ Pu = 798.940 KN ∴O.K
ØMn = 286.026 KN·m ≥ Mu = 270.070 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 193.100 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 174.927 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 60.892 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 235.819 KN ≥ Vu = 193.100 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 210.050 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1173.010 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 179.069 mm

인장측 철근 Ast = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 3096.800㎟
1단 (dc = 60mm) : H 22 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,020,705.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,238,720.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,278,945.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 425,078,300.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 186.524 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

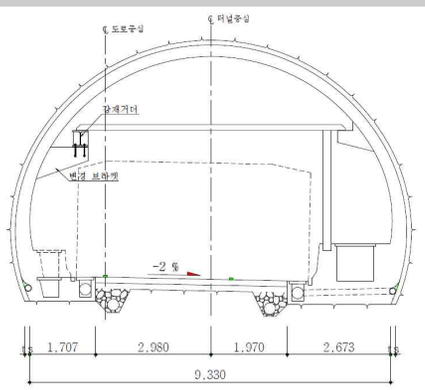
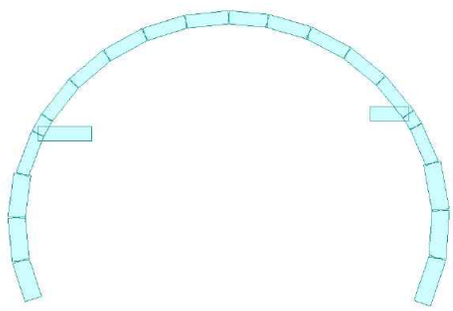
e_min = 27.405 mm < e = 179.069 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 145.926 mm로 가정하면.. a = k1·c = 124.037 mm
fsc = 353.30 MPa, fst = 386.81 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 2,363,411.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 423,214,300.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 179.069 mm ≒ e = 179.069 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00193
εt = 0.00193 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 1536.217 KN ≥ Pu = 1173.010 KN ∴O.K
ØMn = 275.089 KN·m ≥ Mu = 210.050 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 137.860 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 188.016 KN
Øv·Vc = 188.016 KN ≥ Vu = 137.860 KN.. ∴전단철근 필요없음.

2. PS-4-1 (Ramp D)

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
Ⅳ	1,000	4.25	235,346	Ks = E/R×L

적용하중

이완하중 (kN/m^2)	잔류수압 (kN/m^2)	풍도슬래브 (kN/m^2)	비 고
52.05	21.3	좌 : 259.24 우 : 42.038	자중(프로그램 내 자동계산)

단면제원

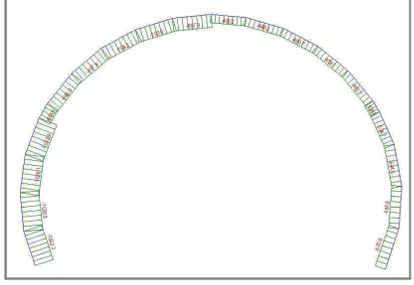
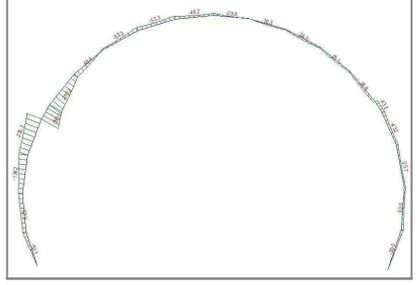
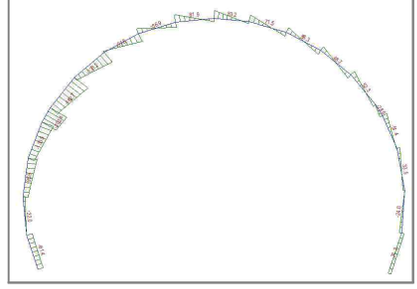
검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
천 단 부	1.00	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
아 치 부	1.00	0.30	$2.25x10^{-3}$	$1.50x10^{-2}$
측 벽 부	1.00	0.40	$2.27x10^{-2}$	$5.33x10^{-2`}$

단면력 및 응력검토

단면력

검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
천 단 부	CASE5	53.94	735.74	83.21
아 치 부	CASE5	290.05	663.54	202.41
측 벽 부	CASE5	137.33	1049.82	95.89

단면력도

축력도	모멘트도	전단력도
		

철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
천 단 부	53.94	243.731	735.74	3324.474	H25@125	83.21	233.607	H13@400	O.K
아 치 부	290.05	328.622	663.54	751.781	H25@125	202.41	202.410	H13@400	O.K
측 벽 부	137.33	463.420	1049.82	3542.618	H25@125	95.89	333.502	H13@400	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
천 단 부	1,000	300	0.002	600	12.67(H13@200 X 2)	O.K
아 치 부	1,000	300	0.002	600	12.67(H13@200 X 2)	O.K
측 벽 부	1,000	400	0.002	1000	12.67(H13@200 X 2)	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm) S=375(210/fs)-2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S	적용간격 (mm)	결과
천 단 부	35.23	41.816	300	1760.75	1506.60	1506.6	125	O.K
아 치 부	179.69	213.282	300	246.73	295.38	246.73	125	O.K
측 벽 부	86.09	70.7859	400	990.43	890.35	890.35	125	O.K

철근량 산정결과

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
천 단 부	H25@125	H13@200	H13@400
아 치 부	H25@125	H13@200	H13@400
측 벽 부	H25@125	H13@200	H13@400

철근량 검토

◈ 천단부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 53.940 KN·m 극 한 축 력 Pu = 735.740 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 73.314 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,336,067.0 N
(εsc < εy −−> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,211,587.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 487,905,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 220.613 mm
e < eb −−−−−−−−> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 26.778 mm < e = 73.314 mm
−−−> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 219.393 mm로 가정하면.. a = k1·c = 186.484 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 56.36 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,114,576.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 374,970,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 73.314 mm ≒ e = 73.314 mm −−−> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00028
εt = 0.00028 ≤ εy = 0.002 −−−−−−−−> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3324.474 KN ≥ Pu = 735.740 KN ∴O.K
ØMn = 243.731 KN·m ≥ Mu = 53.940 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 83.210 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 172.715 KN
Øv·Vc = 172.715 KN ≥ Vu = 83.210 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 어깨부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 290.050 KN·m 극 한 축 력 Pu = 663.540 KN
단면의 두께 H = 300.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 240.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 437.125 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 144.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 122.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 6,120,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 150.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 2,496,960.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,336,067.0 N
(εsc < εy --> fs = Es·εsc = 350.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 2,211,587.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 487,905,600.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 220.613 mm
e ≥eb --------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

εsc = 0.0018 < εy = 0.0020
---> 평형하중상태에서 압축철근이 항복하지 않음.
철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 97.773 mm로 가정하면.. a = k1·c = 83.107 mm
εsc = 0.0012 fs = 231.80 MPa
Pn = 0.85·fck·a·b + Asc·(fsc−0.85·fck) − Ast·fy
= 930,884.3 N
Mn = 0.85·fck·a·b·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dc) + Ast·fst·(d−x)
= 406,912,500.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 437.125 mm ≒ e = 437.125 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00436
εy = 0.002 < εt = 0.00436 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.85 사이에서 강도감소계수를 보간한다.
보정 Ø= 0.8076
ØPn = 751.781 KN ≥ Pu = 663.540 KN ∴O.K
ØMn = 328.622 KN·m ≥ Mu = 290.050 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 202.410 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 170.188 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 60.892 KN
Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 231.081 KN ≥ Vu = 202.410 KN... ∴ O.K

◈ 측벽부

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 24.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
Øc = 0.65 Øv = 0.75 α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 137.330 KN·m 극 한 축 력 Pu = 1049.820 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 340.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 130.813 mm

인장측 철근 Ast = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm
압축측 철근 Asc = 4053.600㎟
1단 (dc = 60mm) : H 25 @ 125 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 204.000 mm
k1 = 0.850 a = k1·c = 173.40 mm
Cck = 0.85·fck·B·H = 8,160,000.0 N
소성중심 x = (Cck·H/2 + fy·Asc·dc + fy·Ast·d)/(Cck + fy·Asc + fy·Ast)
= 200.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85·fck·a·b = 3,537,361.0 N
압축철근 Cs = (fs−0.85·fck)·Asc = 1,538,747.0 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy·Ast = 1,621,440.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs − Ts = 3,454,667.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x−a/2) + Cs(x−dc) + Ts(d−x) = 843,209,000.0 N·mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 244.078 mm
e < eb --------> 압축파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

e_min = 38.996 mm < e = 130.813 mm
---> 철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 265.161 mm로 가정하면.. a = k1·c = 225.387 mm
fsc = 400.00 MPa, fst = 169.34 MPa
Pn = 0.85 fck·a·B + Asc·fsc − Ast·fst = 5,450,183.0 N
Mn = 0.85 fck·a·B·(x−a/2) + Asc·fsc·(x−dcc) − Ast·fst·(d−x)
= 712,954,200.0 N·mm
e' = Mn/Pn = 130.813 mm ≒ e = 130.813 mm ---> say O.K.
최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00085
εt = 0.00085 ≤ εy = 0.002 --------> 압축지배단면
εt < εy 이므로 강도감소계수 Ø= 0.65를 적용한다.
ØPn = 3542.618 KN ≥ Pu = 1049.820 KN ∴O.K
ØMn = 463.420 KN·m ≥ Mu = 137.330 KN·m ∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 95.890 KN
ØVc =Øv·1/6·(1+Pu/(14·Ag))·λ√(fck)·B·D/1000 = 247.239 KN
Øv·Vc = 247.239 KN ≥ Vu = 95.890 KN.. ∴전단철근 필요없음.

제물포 터널

강재거더 계산서

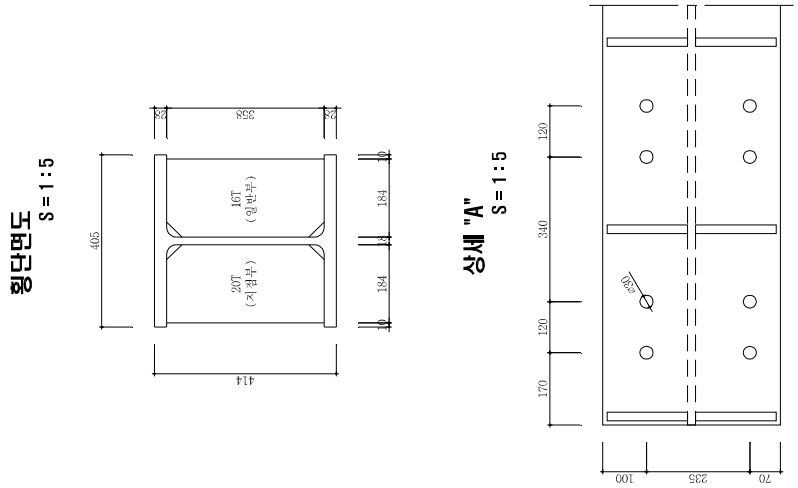
1. 개요

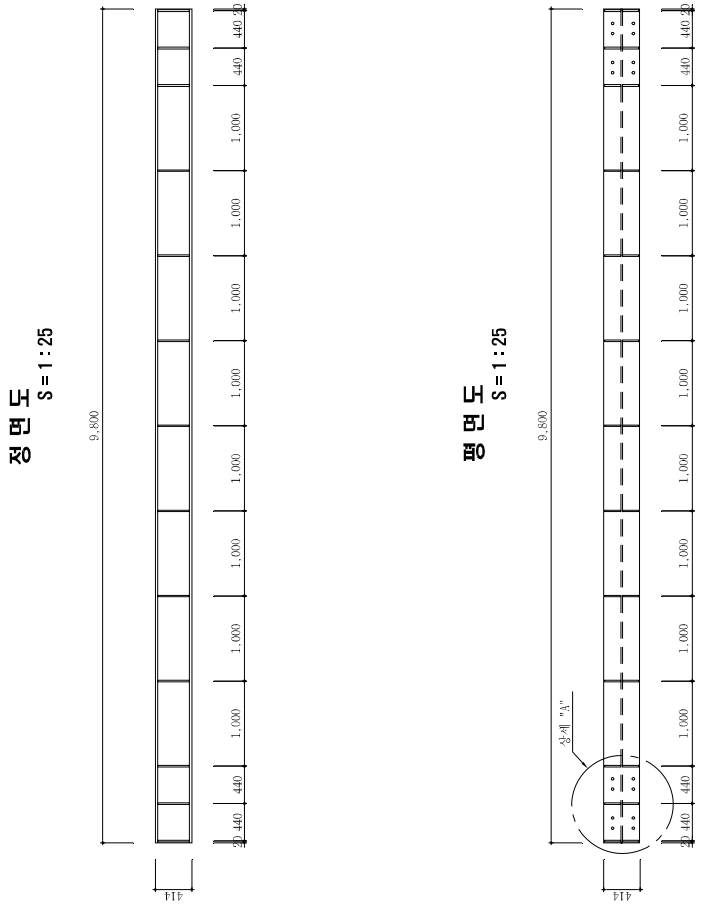
본 구조검토서는 제물포터널 풍도슬래브 지지용 강재거더의 구조안정성을 평가함에 목적이 있다.

2. 설계 조건

2.1 강재거더 Layout

- 교차부 (DRP-2,3,4, DRP-3-1 / PS-4-1)





2.2 사용 재료 제원

- 강종

Steel Frame	=	SM490	
SM490 허용휨응력	=	190	MPa
SM490 허용전단응력	=	110	MPa

2.3 적용하중

- 자중은 해석프로그램의 Selfweight 기능으로 적용 (부가하중 15~20% 고려)
  - Steel : 76.98 kN/m^3 (강재거더)
  - 철근 콘크리트 : 24.52 kN/m^3 (풍도슬래브)

- 활하중 (작업하중 및 풍하중)
  - 5.0 kN/m^2

2.4 하중조합 및 하중계수

- 사용하중 조합 (허용응력 설계법)

Case	Dead	Live
SLC-1	1.0	1

2.5 하중산정

(1) 교차부 DRP-2, 3, 4 / DRP-3-1 / PS-4-1

1) 하중

- 자중 : 할증계수 1.15 적용 (부가하중 15%)

- Slab :

0.18	x	8.50	x	8.88	x	25	=	339.66	kN	Type9	
0	x	0.00	x	0	x	25	=	0	kN		

-> 강재거더 부담 :

339.66	/	2	=	169.83	kN			

-> 강재거더 등분포하중 :

169.83	/	8.88	=	19.125	kN.m	=>	20	kN/m 적용

- 활하중 :

8.50	x	8.88	x	5	=	377.4	kN	Type9			
0.00	x	0	x	5	=	0	kN				

-> 강재거더 부담 :

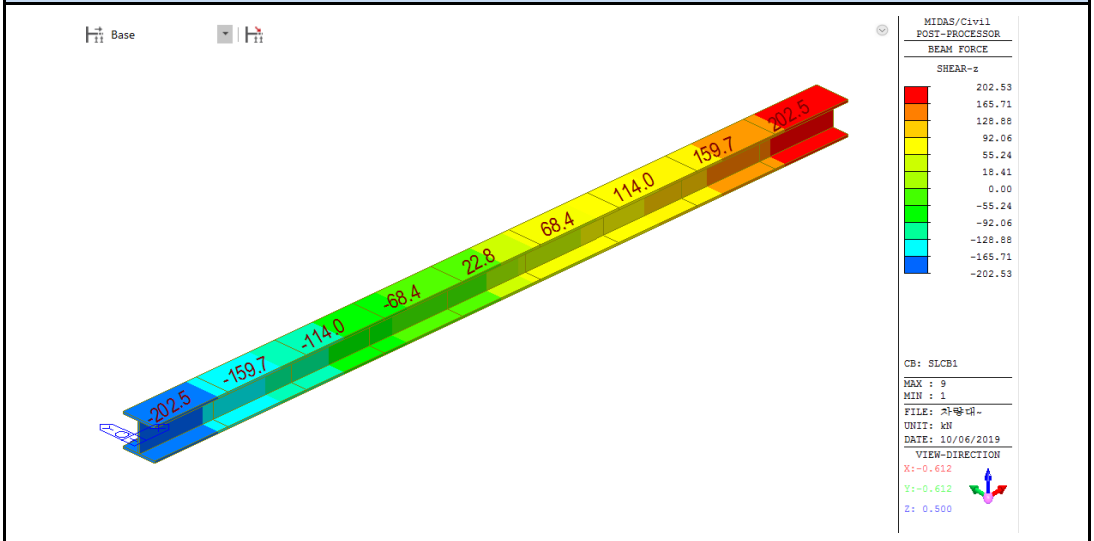
377.4	/	2	=	188.7	kN			

-> 강재거더 등분포하중 :

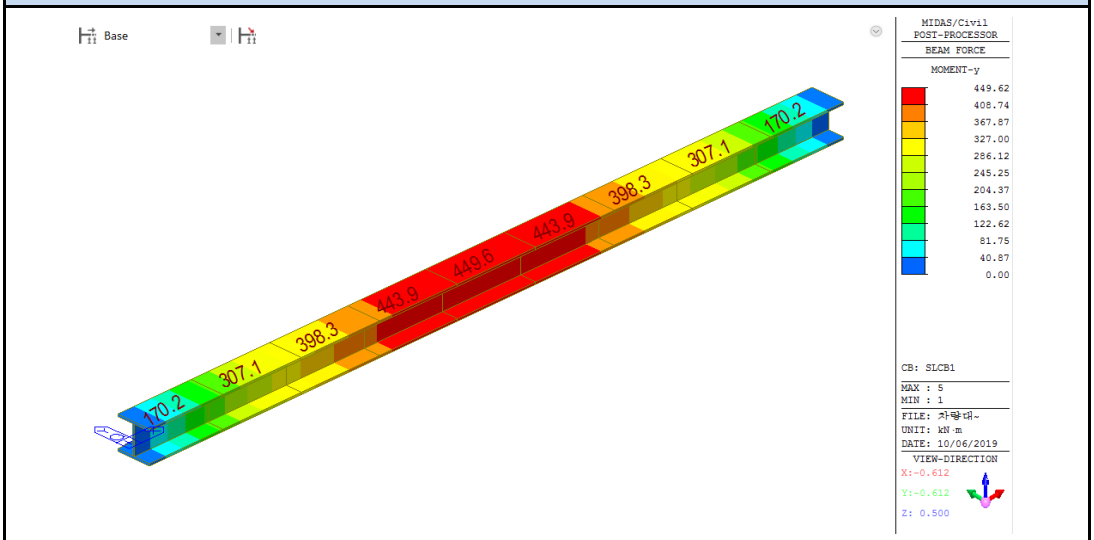
188.7	/	8.88	=	21.25	kN	=>	22	kN/m 적용

3. 단면검토 (차량대피로 DRP-2,3,4 / DRP-3-1 / PS-4-1)

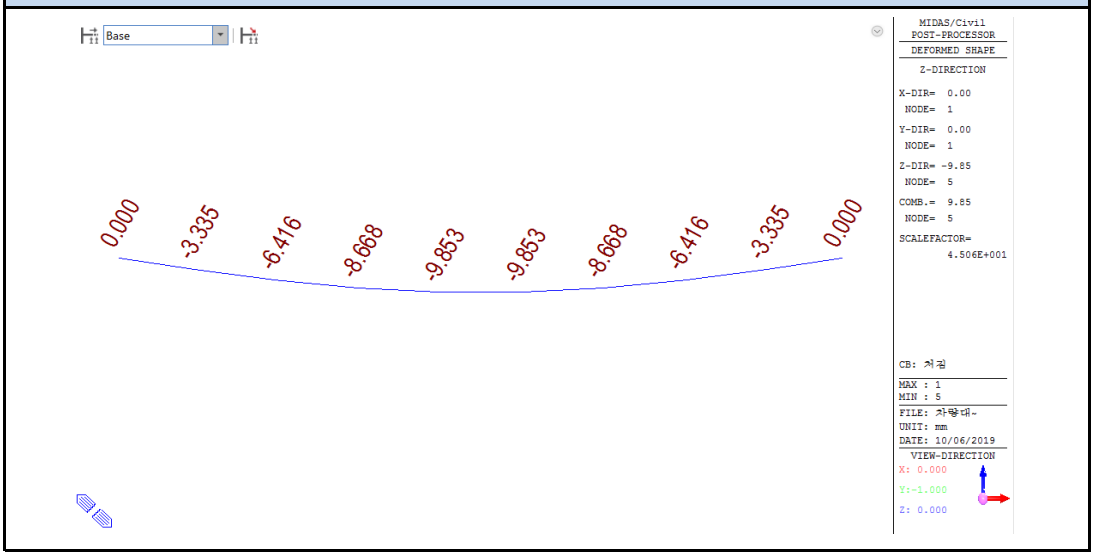
Shear Force-z (kN)



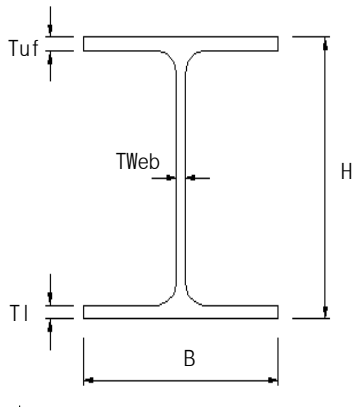
Moment-y (kN)



고정하중 처짐 (mm)



1) 단면제원 및 부재력



구 분	강재거더		
규 격	H-414x405x18x28		
H(㎜)	414.0	Iyy(㎜^{4})	928,000,000
B(㎜)	405.0	Izz(㎜^{4})	310,000,000
Tuf(㎜)	28.0	Zy(㎜^{3})	4,483,092
Tlf(㎜)	28.0	Zz(㎜^{3})	1,530,864
Tweb(㎜)	18.0	ry(㎜)	177.2
A(㎟)	29,540	rz(㎜)	102.4
W(kN/m)	-	전단유효면적(㎟)	6,444
E(MPa)	210,000	My(kN.m)	450.0
ℓ(㎜)	8,880	Mz(kN.m)	-
K	1.00	Fx(kN)	-
-	-	Smax(kN)	203.0

2) 국부좌굴을 고려하지 않은 강축에 대한 휨응력 검토(My)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 ㎜
- ℓ/b = 8880 / 405 = 21.93
- fbagy = [190-3.91 x (ℓ/b-4.0)] x 1.0 = 119.9 MPa : 4.0 < ℓ/b < 30
- 허용응력(fbagy) : 119.9 MPa
- fbcy = 450.0 x 1.0E+06 / 4,483,092 = 100.4 MPa
- fbagy = 119.9 MPa > fbcy = 100.4 MPa ------- O.K

3) 국부좌굴을 고려하지 않은 약축에 대한 휨응력 검토(Mz)

- 플랜지 고정점간의 거리(ℓ) = 8,880 ㎜
- ℓ/b = 8880 / 414 = 21.45
- fbaz = [190 - 3.91 x (ℓ/b-4.0)] x 1.0 = 121.8 MPa : 4.0 < ℓ/b < 30
- 허용응력(fbaz) : 121.8 MPa
- fbcz = 0.00 x 1.0E+06 / 1,530,864 = 0.00 MPa
- fbaz = 121.8 MPa > fbcz = 0.00 MPa ------- O.K

4) 전단응력 검토

- τa = 110 x 1.0 = 110 MPa
- τ = 203.00 x 1000 / 6,444 = 31.5 MPa
- τa = 110.0 MPa > τ = 31.5 MPa ------- O.K

5) 휨과 전단에 대한 합성응력 검토

- $\left[\frac{fb}{fba}\right]^2 + \left[\frac{\tau v}{\tau va}\right]^2 = \left[\frac{100.4}{119.9}\right]^2 + \left[\frac{31.5}{110.0}\right]^2 = 0.78$

- 0.78 < 1.2 ------- **0.K**

6) 국부좌굴을 고려하지 않은 허용휨압축응력의 상한값

- fbao = 190.0 MPa

7) 축방향 압축응력 및 허용응력 검토

a. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력

- 유효좌굴길이(ℓ) = 8,880 mm

- ℓ / r_z = 8880 / 102.4 = 86.68 (약축)

- fcag = [1,200,000 / (5,000 + (ℓ /r)²)] x = 95.9 MPa : 80.1 < ℓ /r

- 허용응력(fcag) : 95.9 MPa

b. 축방향력에 의한 압축응력

- fc = 0.00 x 1.0E+03 / 29,540 = 0.0 MPa

c. 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향압축응력의 상한값

- fcao = 190 MPa

d. 국부좌굴에 대한 허용응력

① 플랜지의 경우(자유돌출판)

- 자유돌출판의 두께(t) : b / 16 이상

- b / 16 = 193.5 / 16 = 12.09 ⇒ 12.09 < t = 28.0 --- **0.K**

- b / 12.9 ≤ t (플랜지 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / 12.9 = 193.5 / 12.9 = 15.00 ⇒ 15.00 ≤ t = 28.0 이므로

- $fcal_{(f)}$ = 190 MPa

② 복부판의 경우(양연지지판)

- 양연지지판의 두께(t) : b / 56i 이상

- b / 56i = 358.0 / 216.2 = 1.66 ⇒ 1.66 < t = 18.0 --- O.K

- b / (39.3 i) ≤ t (복부판 두께), 일경우 fcal = 190 MPa

- b / (39.3 x 3.86) = 358.0 / 151.7 = 2.4

⇒ 2.36 ≤ t = 18.0 이므로

- $fcal_{(w)}$ = 190 MPa

* i : 응력구배계수 , i = 0.65 Φ² + 0.13 Φ + 1.0

i = 0.65 x 4.00 + 0.13 x 2.00 + 1.0 = 3.86

* Φ : 응력구배 , Φ = (f1 - f2) / f1

Φ = (100.4 - -100.4)/ 100.4 = 2.00

* f1, f2 : 각각 판의 양연에서의 응력 (MPa) , f1 = fc + fbcy , f2 = fc - fbcy

f1 = 0.0 + 100.4 = 100.4 MPa

f2 = 0.0 - 100.4 = -100.4 MPa

4. 보강재의 설계

4.1 일반부

- 교차부 (DRP-2,3,4 / DRP-3-1 / PS-4-1)

가.수직보강재의 설계 (SM490 사용)

수평보강재 사용 단수 : n = 0

복부판의 연섬유 압축응력 : f = 190 MPa

복부판의 전단응력 : υ = 110 MPa

사용 수직보강재의 폭 : b_{vs} = 184 mm

사용 수직보강재의 두께 : t_{vs} = 16 mm

수직보강재의 간격 : a = 1000 mm

상하 양플랜지의 순간격 : b = 358 mm

복부판의 두께 : t = 18 mm

수직보강재의 간격검토 (☞ 도.설 3.8.5.1)

a / b = 1000 / 358 = 2.793 ≤ 3.0 O.K

수평보강재 0 단을 사용하고 a/b > 1 이므로

$(b/100t)^4 [(f/365)^2 + \{ \upsilon / (81+61(b/a)^2)\}^2]$ = 0.003 < 1.0 O.K

수직보강재의 강도검토 (☞ 도.설 3.8.5.2)

$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0\ (358/1000)^2 =$ 1.025

$$I_{(req)} = \frac{bt^3}{10.92}\gamma =$$ (358 × 18^3 / 10.92) × 1.025 = 195,975 mm^4

$I_{(used)} = 1/3 \times 16 \times 184^3$

= 33,224,021 mm^4 > $I_{(req)}$ O.K

수직보강재 돌출각의 최소폭

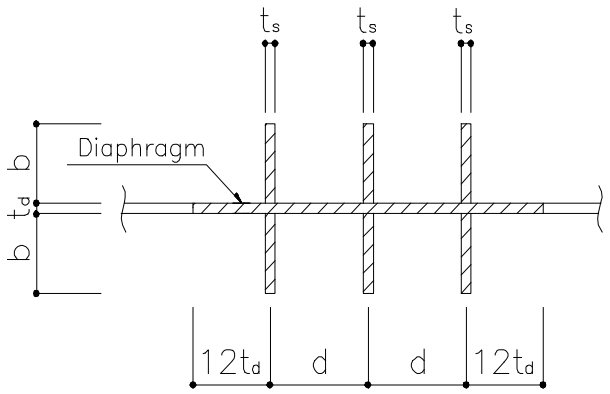
b_{min} = 358/30 + 50 = 61.9 mm < b_{vs} = 184.0 mm O.K

돌출각의 최소두께

t_{min} = 184 / 13 = 14.2 mm < t_{vs} = 16.0 mm O.K

4.2 지점부

- 교차부 (DRP-2,3,4 / DRP-3-1 / PS-4-1)



사용 강종 : SM490

최대지점반력 : R_{max} = 1000.0 kN

보강재의 폭 : b = 184.0 mm 보강재 각도 α = 90.0 °

보강재의 길이 : l = 358.0 mm 계산 각도 Θ = 0.000 °

보강재의 두께 : t_s= 20.0 mm > ts_{min} = b / 16 = 11.5 mm 0.K

보강재의 설치간격 : d = 440.0 mm (☞ 도.설 3.8.7.2)

보강재의 사용열수 : n = 1 EA

복부판의 두께 : t_d= 18.0 mm

d = 440.0 mm > $24t_d$ = 432.0 mm 이므로

단면유효폭 Be = 2 · 12td + 0 · 24 td = 432.0 mm

보강재의 단면적 As = 184 × 20 × 2 = 7360 mm^2

유효단면적 Ae = 432 × 18 + 7360 = 15136 mm^2 > 1.7As = 12512 mm^2

따라서, 유효단면적 Ae = 12512 mm^2 (☞ 도.설 3.8.7.1)

Diaphragm 중심선 둘레의 단면2차모멘트

$$I = Be \cdot t_d^3 /12 + \{ t_s \cdot b/12 \times ((b \cdot \cos\Theta)^2 + (t_s \cdot \sin\Theta)^2) + t_s \times b \times (b/2 \cdot \cos\Theta + t_d/2)^2 \} \times 2 \cdot n$$

$$= 432 \times 18^3 / 12 + \{ 20 \times 184 / 12 \times ((184 \times \cos 0.000)^2 + (20 \times \sin 0.000)^2) + 20 \times 184 \times (184 / 2 \times \cos 0.000 + 18 / 2)^2 \} \times 2 = 96054325 \ mm^4$$

단면2차반경 $r = \sqrt{\frac{I}{Ae}} =$ 87.618 mm

유효좌굴길이 le = 1/2 · l = 179.0 mm

허용축방향 압축응력 (☞ 도.설 3.3.2.1)

le/r = 2.043 ⇒ fcag = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용축방향 압축응력

b/10.4 ≤ t ⇒ fcal = 190.0 MPa : 국부좌굴에 대한 허용응력

fcao = 190.0 MPa : 국부좌굴을 고려하지 않은 최대 허용축방향 압축응력

fca = fcag · fcal / fcao = 190.0 MPa : 허용축방향 압축응력

fc = Rmax / Ae = 79.923 MPa < fca ---------- 0.K

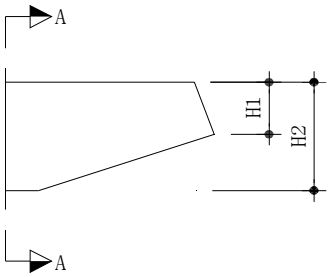
제물포 터널

변경브라켓 계산서

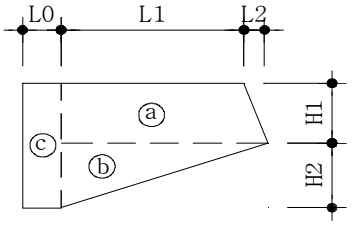
1. 교차부 DRP-3 (Ramp B, STA.7+375.83)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.714 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.040 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.040 m
H1	0.350 m
H2	0.364 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (Θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.040	0.350	0.364	0.520	0.539	0.189	0.196	X=0.460
ⓑ	1.040	0.364	0.189	0.347	0.243	0.066	0.046	Y=0.440
ⓒ		0.714			0.357			
단면 A-A 단면적			0.553			0.255	0.242	

Du1 = 1.2 x .553 x 1.000 x 25.000 = 16.590 kN

X1 = 0.460 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.838	127.12	106.53	152.55	127.83
계		127.12	106.53	152.55	127.8

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	16.59	7.63	13.83	6.36
상부(D2)	152.55	127.83	127.12	106.53
합 계	169.14	135.46	140.95	112.89

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.838	207.40	173.80				
계		207.40	173.80	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
고정하중	169.14	135.46	140.95	112.89
활하중	207.40	173.80	129.63	108.63
합 계	376.54	309.27	270.57	221.51

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 376.54 x 0.2 = 75.307 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 75.307 x 0.060 = 4.518 kN·m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	376.54		270.57
N(kN)		75.31	
M(kN·m)	309.27	4.52	221.51

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	309.27	376.54

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	714.000	654.000	654.000	60.000	0.000	0.000	1.676

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.676 m

Ln / d = 1.676 / 0.654 = 2.563 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.838 / 2 = 0.419 < 0.654 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = ϕ · 2 / 3 · √fck · b · d

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 654.00 / 1000

= 1601.966 kN > Vu (= 376.54 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

ϕVc = ϕ · 1/6 · √fck · b · d

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 654.0 / 1000

= 400.492 kN > Vu (= 376.54 kN) ⇒ ∴ O.K

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 130.800 mm < 300.000 mm ⇒ s = 130.800 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 125 = 312.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 130.800 mm < 300.000 mm ⇒ s = 130.800 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 125 = 187.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1723.996502 kN

∴ ϕVn = ϕ · (Ss + Sc) = 0.75 x(1723.996502 + 533.989)

= 1693.489 kN > Vu(= 376.54 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

・코벨 여부의 판단

a/d = 0.838 / 0.654 = 1.281 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	313.78	kN·m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	654.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= $-3.333\times As^2 + 222360\times As = 313784534$

• $As = \dfrac{222360 - \sqrt{(222360^2 - 4\times 3.33 \times 313784534)}}{2 \times 3.33}$ = 1442.34 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	19934	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy・b・d , 0.25√fck/fy・b・d)	=	2289	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 1442.34	=	1923	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1308	mm²
∴ req. As=	Max { 1,442 , Min(2,289,1,923) , 1,308 }	=	1923	mm²
use. As=	H 22 @ 125	=	3097	mm²
use. As=	H	=	0	mm²
∴ As =		=	3097	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 656.64 kN·m > Mu = 313.78 kN·m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 2.09

4) 배력철근량 산정

• As_req.=	0.002	×	1000	×	714	=	1428	mm² (온도 및 건조수축)
• As_use.=	H	13 @	125			=	1014	mm²
	H	13 @	125			=	1014	mm² 0.K

5) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ = 220.454 kN : 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c	$\phi V_c/2$	V_u
보	220.454 kN	110.227 kN	376.536 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v$ = 0.35 · b · s / fy = 109.4 mm² $_{req}A_v$ = (Vu − ϕ · Vc) · s / (ϕ · fy · d) = 99.4 mm²

필요철근량 $_{applied}A_v$ = max [$_{req}A_v$, $_{min}A_v$] = 109.375 mm²

사용철근량 A_v = H19 − 4 ea = 1146.000 mm² > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 125 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 327 mm ..... OK

최대철근전단강도 V_{smax} = 2 / 3 · √fck · b · d = 2135.955 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 1798.762 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2019.216 kN > Vu = 376.536 kN ..... OK

6) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 226.03 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0047 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2265
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1−(k/3) = 0.9245
- fs = Mmax / ρbjd² = 120.7 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 529.9 \text{ mm}$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 522.0 \text{ mm}$$

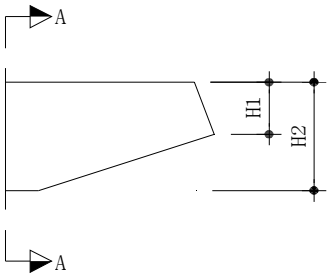
여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 521.955 mm > s = 125.00 mm O.K

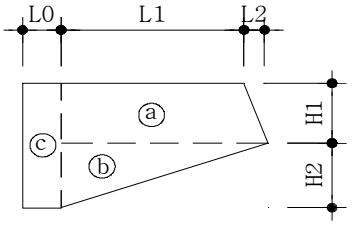
2. 교차부 PS-4-1 (Ramp D, STA.0+774.15)

1) 단면의 제원

브라켓폭 B	=	1.000 m
철근 피복두께 d'	=	0.060 m
브라켓 높이 H1	=	0.350 m
브라켓 높이 H2	=	0.757 m



2) 단면 A-A



단면 치수	
L0	0.000 m
L1	1.163 m
L2	0.000 m
L0+L1+L2	1.163 m
H1	0.350 m
H2	0.407 m

(1) 고정하중

① 콘크리트 자중, D1

구 분	B	H (Θ)	A	X	Y	A·X	A·Y	도 심
ⓐ	1.163	0.350	0.407	0.582	0.582	0.237	0.237	X=0.510
ⓑ	1.163	0.407	0.237	0.388	0.271	0.092	0.064	Y=0.470
ⓒ		0.757			0.379			
단면 A-A 단면적			0.644			0.329	0.301	

Du1 = 1.2 x .644 x 1.000 x 25.000 = 19.320 kN

X1 = 0.510 m

② 상부 고정하중, D2 (하중계수 : 1.2)

하중 위치	팔길이 (m)	사용하중		계수하중	
		Va(kN)	Ma(kN·m)	Vu(kN)	Mu(kN·m)
1st	0.961	127.12	122.16	152.55	146.60
계		127.12	122.16	152.55	146.6

③ 고정하중의 합 (계수하중 및 사용하중)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
자중(D1)	19.32	9.85	16.10	8.21
상부(D2)	152.55	146.60	127.12	122.16
합 계	171.87	156.45	143.22	130.37

(2) 상부 활하중(L) (하중계수 : 1.6)

하중 위치	팔걸이 (m)	극한하중(L1)					
		Vu(kN)	Mu(kN·m)				
1st	0.961	207.40	199.31				
계		207.40	199.31	0.00	0.00	0.00	0.00

(3) 하중 조합에 의한 단면력

① L.C 1 : (1.2 D + 1.6 L1)

구 분	Vu(kN)	Mu(kN·m)	Va(kN)	Ma(kN·m)
고정하중	171.87	156.45	143.22	130.37
활하중	207.40	199.31	129.63	124.57
합 계	379.27	355.76	272.85	254.94

(4) 수평 인장력

Nuc = Su ×0.2 = 379.27 x 0.2 = 75.853 kN

ML = Nuc ×(H - d) = 75.853 x 0.060 = 4.551 kN·m

(5) 작용하중 집계

구 분	1.2D + 1.6L	수평 인장력	D + L
V(kN)	379.27		272.85
N(kN)		75.85	
M(kN·m)	355.76	4.55	254.94

(6) 깊은 보 설계 : 철근량 산정

* 단면제원 및 설계가정

fck (MPa)	fy (MPa)	fyv (MPa)	k1	Φf	Φv	Mu(kN·m)	Vu (kN)
24	400	400	0.85	0.85	0.75	355.76	379.27

B (mm)	H (mm)	d (mm)	dv (mm)	y (mm)	y' (mm)	y" (mm)	Ln (m)
1000.000	757.000	697.000	697.000	60.000	0.000	0.000	1.922

* 깊은 보 여부의 판단

Ln = = 1.922 m

Ln / d = 1.922 / 0.697 = 2.758 < 4 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

a / 2 = 0.961 / 2 = 0.481 < 0.697 ⇒ 깊은 보(Deep Beam)로 검토

· 최대 전단강도

ϕMax Vn = ϕ · 2 / 3 · √fck · b · d

= 0.750 × 2 / 3 × √24.0 × 1000.00 × 697.00 / 1000

= 1707.294 kN > Vu (= 379.27 kN) ⇒ ∴ O.K

· 콘크리트가 부담하는 전단강도

ϕVc = ϕ · 1/6 · √fck · b · d

= 0.75 x 1/6 x √ 24.0 x 1000.0 x 697.0 / 1000

= 426.824 kN > Vu (= 379.27 kN) ⇒ ∴ O.K

- 수직 전단 철근

s = d / 5 = 139.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 139.400 mm

Av = H 19 x 4 EA = 1146.000 mm²

1146.000 mm² > 0.0025 x 1000.0 x 125 = 312.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 19 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

- 수평 전단 철근

sh = d / 5 = 139.400 mm < 300.000 mm ⇒ s = 139.400 mm

Avh = H 16 x 4 EA = 794.400 mm²

794.400 mm² > 0.0015 x 1000.0 x 125 = 187.500 mm² ∴ O.K

따라서, H 16 철근을 125 mm 간격으로 배근한다. ∴ O.K

· 설계 전단강도

Vs = [Av/s · (1+Ln/d)/12 + Avh/sh · (11-Ln/d)/12] · fy · d = 1837.360687 kN

∴ ϕVn = ϕ · (Ss + Sc) = 0.75 x(1837.360687 + 569.098)

= 1804.844 kN > Vu(= 379.27 kN) ∴ O.K

(7) 코벨 설계

· 코벨 여부의 판단

a/d = 0.961 / 0.697 = 1.379 > 1.0 ⇒ 일반보로 검토

1) 설계조건

• M_u =	360.31	kN · m	• f_{ck} =	24	MPa	• f_y =	400	MPa
• b =	1000	mm	• Φf =	0.85		• Φv =	0.75	
• d =	697.00	mm	• d' =	60.00	mm	• β_1 =	0.850	

2) 필요 철근량 산정

• a = fy / (0.85 × fck ×b) ×As = 400 / (0.85×24×1,000) × As

= 0.0196 As

• Mu ≤ Φ×As×fy×(d - a/2)

= -3.333×As² + 236980×As = 360312446

• $As = \dfrac{236980 - \sqrt{(236980^2 - 4\times 3.33 \times 360312446)}}{2 \times 3.33}$ = 1554.42 mm²

3) 사용 철근량 검토

• Asmax =	0.75×0.85×β_1×(fck/fy)×6000/(6000+fy) b d	=	21245	mm²
Asmin1=	max(1.4/fy·b·d , 0.25√fck/fy·b·d)	=	2440	mm²
Asmin2=	4/3 ×As = 4/3 × 1554.42	=	2073	mm²
Asmin3=	0.002×b×d	=	1394	mm²
∴ req. As=	Max { 1,554 , Min(2,440,2,073) , 1,394 }	=	2073	mm²
use. As=	H 22 @ 125	=	3097	mm²
use. As=	H	=	0	mm²
∴ As =		=	3097	mm² 0.K

∴ ΦMn = 0.85×As×fy×(d-a/2) = 701.91 kN · m > Mu = 360.31 kN · m 0.K

$\phi_f M_n$ / M_u = 1.95

4) 배력철근량 산정

• As_req.= 0.002 × 1000 × 757 = 1514 mm² (온도 및 건조수축)

• As_use.= H 13 @ 125 = 1014 mm²

H 13 @ 125 = 1014 mm² 0.K

5) 전단 검토

$\phi V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d$ = 220.454 kN : 콘크리트 공칭전단강도

구 분	ϕV_c	$\phi V_c/2$	V_u
보	220.454 kN	110.227 kN	379.266 kN

∴ ϕVc < Vu 이므로 전단보강 필요

$_{min}A_v$ = 0.35 · b · s / fy = 109.4 mm² $_{req}A_v$ = (Vu − ϕ · Vc) · s / (ϕ · fy · d) = 94.9 mm²

필요철근량 $_{applied}A_v$ = max [$_{req}A_v$, $_{min}A_v$] = 109.375 mm²

사용철근량 A_v = H19 − 4 ea = 1146.000 mm² > $_{applied}A_v$ ..... OK

철근간격 s = 125 mm ≤ min[0.5d, 600mm] = 349 mm ..... OK

최대철근전단강도 V_{smax} = 2 / 3 · √fck · b · d = 2276.392 kN

철근설계전단강도 ϕVs = ϕ · Av · fy · d / s = 1917.029 kN

설계전단강도 ϕVn = ϕ · (Vc + Vs) = 2137.483 kN > Vu = 379.266 kN ..... OK

6) 균열검토(사용하중검토)

- Mc = 259.50 kN · m , n = Es/Ec = 7.0
- ρ = 0.0044 , $k = -n\rho + \sqrt{\{(n\rho)^2 + 2n\rho\}}$ = 0.2202
- β_c = 1.35 (슬래브) , j = 1 − (k/3) = 0.9266
- fs = Mmax / ρbjd² = 129.7 < 0.6×fy = 240.0 MPa

- 허용 철근간격 검토

· C_c = 60.0 − 11.000 = 49.0 mm

$$S_a = 375 \frac{210}{f_s} - 2.5C_c = 484.7 \text{ mm}$$

$$S_a = 300 \frac{210}{f_s} = 485.7 \text{ mm}$$

여기서, 허용철근간격 S_a는 둘 중 작은 값이므로

S_a = 484.670 mm > s = 125.00 mm O.K

10. 3차로 확폭부 및 램프C,D 격벽 #94-4

3차로 확폭부 및 램프C,D 벽체 변경

3차로 확폭부 대단면
프리텐션 격벽 계산서

제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 프리텐션 격벽 제원

(가) 종 별 : 프리텐션 격벽

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 가설 중 하중 및 풍압

(라) 적용지간

㉮ 격벽 높이 : 6.650 m

㉯ 계산지간 : 6.150 m

㉰ 폭 원 : 1.491 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.125 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 작용 풍하중 : 0.061 kN/m^2

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS 강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복점 응력 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레싱 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력

fpa = 0.70 x fpu = 1,316 MPa

· 사용하중 작용: f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_p = Φ15.2mm x 8 x Ap = 1,109.6 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ PS도입시 압축강도 : f_{ci} = 0.60 x f_{ck} = 30 Mpa

㉰ 허용 휨압축응력

PS 도입 직후 : f_{cat} = 0.60 x f_{ci} = 18.0 Mpa

사용하중 도입시 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

㉱ 허용 휨인장응력

PS 도입 직후 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci}}$ = 1.37 Mpa

사용하중 도입시 : f_{ca} = 0.5 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 28,600 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,900 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 8$

㉳ 탄성계수비

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

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.1

(다) 철 근

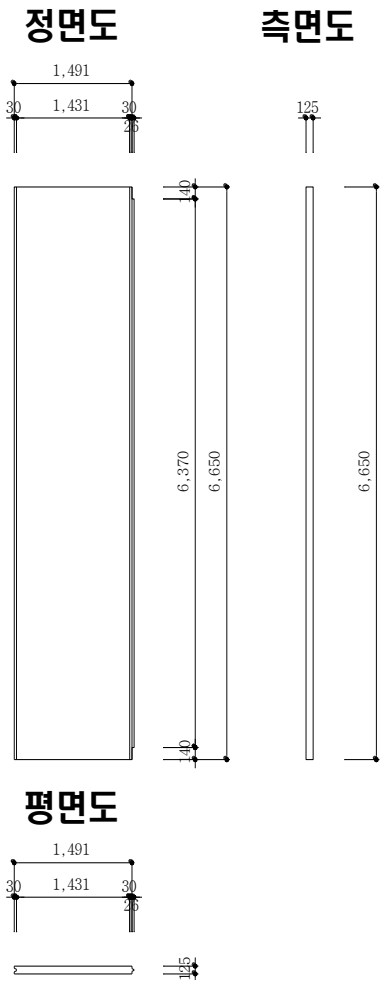
㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

1.1.4 사용성의 한계

(가) 활하중 처짐의 허용값 : $\delta_L \leq \delta_{La}$ = L (지간) / 800


정면도
측면도
1,491
30
1,431
30
125
140
6,370
6,650
140
6,650
평면도
1,491
30
1,431
30
125

제3장 하중산정

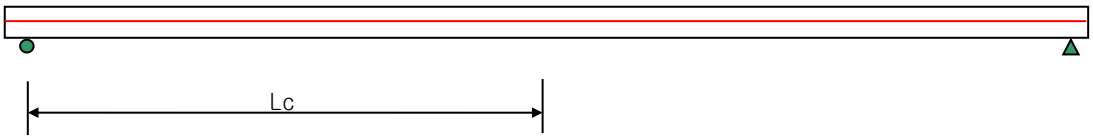
3.1 운반 및 가설시 하중

1) 프리텐션 격벽 자중

① 프리텐션 격벽 고정하중

단 면 적 = 186,375 ㎟

하중계산 = 186,375 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.330 kN/m



3.2 보도 활하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (wl1)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.491 = 0.000 kN/m

2) 풍하중 (wl2)

단위하중 = 0.061 kN/㎡

하중계산 = 0.061 × 1.491 = 0.091 kN/m

3.3 시설물 하중 (wd3)

1) 가이드베인 (wd)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.491 = 0.000 kN/m

2) 케이블 트레이 외(wd)

단위하중 = 0.000 kN/m

하중계산 = 0.000 × 1.491 × 2 = 0.000 kN

(하중작용위치 : 3.500 m /슬래브 지점부터)

3) 경량철골하중 (wd)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

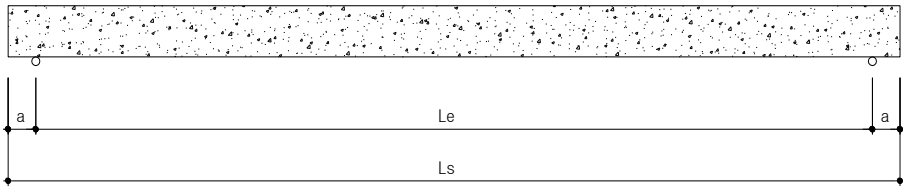
하중계산 = 0.000 × 1.491 = 0.000 kN/m

3.4 하중조합

구 분	운반시 자중	접합 몰탈	작업하중	풍 하 중	시설물하중	하중 조합
하 중	4.330	0.000	0.000	0.091	0.000	
LC-1	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	4.33
LC-2	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.33
LC-3	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	4.42
ULC-1	1.4	1.4	0.0	0.0	1.4	6.06
ULC-2	1.2	1.2	1.6	0.0	1.2	5.20
ULC-3	1.2	1.2	0.0	1.3	1.2	5.31
MAX						6.06

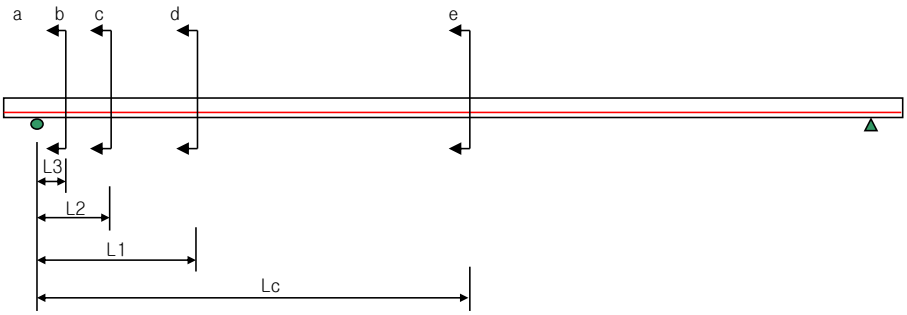
3.4 단면력 산정

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 6.650 m
- 계산지간(Le) : 6.150 m
- 단부길이(a) : 0.250 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc (빔 중앙 지점= Le/2) : 3.075 m

L1 (2차 검토 지점) : 0.850 m

L2 (1차 검토 지점) : 0.250 m

L3 (지점에서 슬래브 높이(H)의 1/2지점 : 0.063 m

2) 가설시 작용하는 자중(프리텐션 격벽)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.330 × 6.650)/ 2 = 14.398 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.330 × 0.063 / 2 × (6.400 - 0.063) = 0.858 kN-m

M_3 = 4.330 × 0.250 / 2 × (6.400 - 0.250) = 3.329 kN-m

M_4 = 4.330 × 0.850 / 2 × (6.400 - 0.850) = 10.214 kN-m

M_5 = 4.330 × 3.075 / 2 × (6.400 - 3.075) = 22.138 kN-m

③ 전단력

S_1 = 14.398 kN

S_2 = 14.398 - (4.330 × 0.063) = 14.128 kN

S_3 = 14.398 - (4.330 × 0.250) = 13.316 kN

S_4 = 14.398 - (4.330 × 0.850) = 10.718 kN

S_5 = 14.398 - (4.330 × 3.075) = 1.083 kN

3) 작업하중 또는 풍하중

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.091 × 6.650)/ 2 = 0.302 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.091 × 0.063 / 2 × (6.400 - 0.063) = 0.018 kN-m

M_3 = 0.091 × 0.250 / 2 × (6.400 - 0.250) = 0.070 kN-m

M_4 = 0.091 × 0.850 / 2 × (6.400 - 0.850) = 0.215 kN-m

M_5 = 0.091 × 3.075 / 2 × (6.400 - 3.075) = 0.465 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.302 kN

S_2 = 0.302 - (0.091 × 0.063) = 0.297 kN

S_3 = 0.302 - (0.091 × 0.250) = 0.280 kN

S_4 = 0.302 - (0.091 × 0.850) = 0.225 kN

S_5 = 0.302 - (0.091 × 3.075) = 0.023 kN

4) 시설물하중

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.000 × 6.650 + 0.000) / 2 = 0.000 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.063 / 2 × (6.400 - 0.063) + 0.000 × 0.063 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 0.250 / 2 × (6.400 - 0.250) + 0.000 × 0.250 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 0.850 / 2 × (6.400 - 0.850) + 0.000 × 0.850 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 3.075 / 2 × (6.400 - 3.075) + 0.000 × 3.075 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 - (0.000 × 0.063) - 0.000 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 - (0.000 × 0.250) - 0.000 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 - (0.000 × 0.850) - 0.000 = 0.000 kN

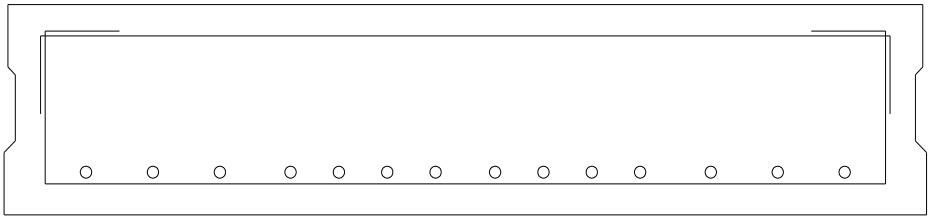
S_5 = 0.000 - (0.000 × 3.075) - 0.000 = 0.000 kN

5) 단면력 집계

구 분		작업중 프리텐션 격벽	-	작업하중 또는 풍하중	시설물하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN · m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부
	b	0.858	0.000	0.018	0.000	0.876	전단취약부
	c	3.329	0.000	0.070	0.000	3.399	1차비부착부
	d	10.214	0.000	0.215	0.000	10.429	2차비부착부
	e	22.138	0.000	0.465	0.000	22.603	중앙부
전단력 (kN)	a	14.398	0.000	0.302	0.000	14.701	지점부
	b	14.128	0.000	0.297	0.000	14.425	전단취약부
	c	13.316	0.000	0.280	0.000	13.596	1차비부착부
	d	10.718	0.000	0.225	0.000	10.943	2차비부착부
	e	1.083	0.000	0.023	0.000	1.105	중앙부

제4장 단면계수 산정

4.1 프리텐션 격벽의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1491	125	186,375	62.5	11,648,438	3,906	1,302	5,208	970,703,125
② □	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
③ ▽	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
④ □	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
⑤ ▽	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
합 계				186,375		11,648,438				970,703,125

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 186,375.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 11,648,438 / 186,375 = 62.50 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 62.50 - 125.00 = -62.50 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

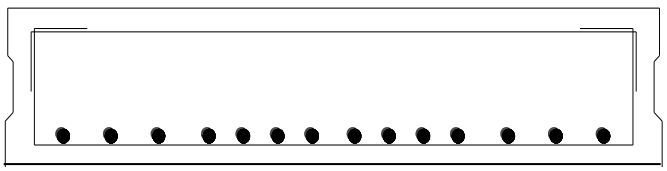
= 970,703,125 - 62.50 × 11,648,438 = 242,675,781 $㎜^4$

$Z_{tc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{242,675,781}{62.50} =$ 3,882,812.5 ㎣

$Z_{bc0} = \frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{242,675,781}{-62.50} =$ -3,882,812.5 ㎣

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.075m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap	15.2	8	62.5
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}'=AK
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	8	6,649.84	62.5	415,549	3,905	0	3,905	25,967,628
합계		8	193,024.84		12,063,986				996,670,753

N_c' = 6.99

A_{vc1}' = 193,024.84 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 12,063,986 / 193,025 = 62.50 ㎜

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 62.50 − 125.00 = -62.50 ㎜

e_{pc1}' = Y_{tc1}' − (8 ×62.5) / 8

= 62.50 − 62.49 = 0.01 ㎜

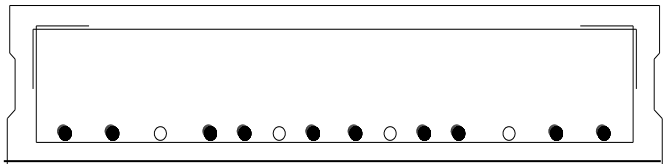
I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

= 996,670,753 − 62.50 × 12,063,986 = 242,675,782 ㎜^{4}

$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{242,675,782}{62.50} =$ 3,882,833.9 ㎣

$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{242,675,782}{-62.50} =$ -3,882,791.1 ㎣

2) 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.850m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap	15.2	6	62.5
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	6	4,987.38	62.5	311,661	3,905	0	3,905	19,475,721
합계		6	191,362.38		11,960,099				990,178,846

N_c' = 6.99

A_{v1}' = 191,362.38 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 11,960,099 / 191,362 = 62.50 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 62.50 − 125.00 = -62.50 ㎜

e_{p1}' = Y_{t1}' − (6 ×62.5) / 6

= 62.50 − 62.49 = 0.01 ㎜

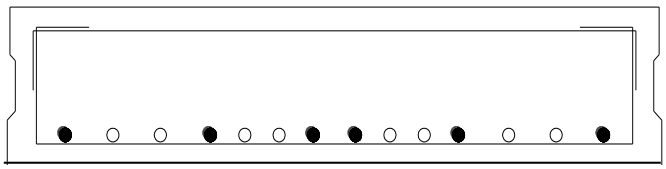
I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

= 990,178,846 − 62.50 × 11,960,099 = 242,675,782 ㎜^{4}

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{242,675,782}{62.50} =$ 3,882,828.7 ㎣

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{242,675,782}{-62.50} =$ -3,882,796.3 ㎣

3) 1차 검토구간 단면 (지점으로부터터 0.250m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	4	3,324.92	62.5	207,774	3,905	0	3,905	12,983,814
합계		4	189,699.92		11,856,212				983,686,939

N_c' = 6.99

A_{va1}' = 189,699.92 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 11,856,212 / 189,700 = 62.50 mm

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 62.50 − 125.00 = −62.50 mm

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (4 \times 62.5) / 4$

= 62.50 − 62.49 = 0.01 mm

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

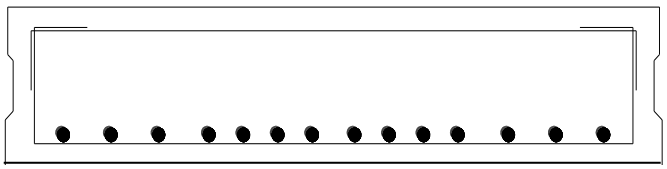
= 983,686,939 − 62.50 × 11,856,212 = 242,675,782 mm^4

$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{242,675,782}{62.50} = 3,882,823.4 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{242,675,782}{-62.50} = -3,882,801.6 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 3.075m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	8	62.5
합 계		8	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	8	5,635.69	62.5	352,174	3,905	0	3,905	22,007,365
합계		8	192,010.69		12,000,612				992,710,490

N_c = 6.08

A_{vc1} = 192,010.69 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 12,000,612 / 192,011 = 62.50 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 62.50 − 125.00 = −62.50 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (8 \times 62.5) / 8$

$= \quad 62.50 \quad - \quad 62.49 \quad = \quad 0.01 \ mm$

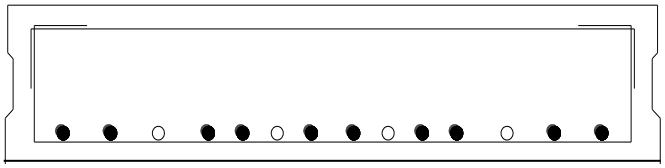
$I_{vc1} = \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

$= \quad 992,710,490 \quad - \quad 62.50 \times \quad 12,000,612 \quad = \quad 242,675,782 \ mm^4$

$Z_{tc1} = \dfrac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \dfrac{242,675,782}{62.50} = \quad 3,882,830.7 \ mm^3$

$Z_{bc1} = \dfrac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \dfrac{242,675,782}{-62.50} = \quad -3,882,794.3 \ mm^3$

2) 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.850m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	6	62.5
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K $(Y^2+H^2C_2)$	$I_{cb0}=AK$
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	6	4,226.77	62.5	264,131	3,905	0	3,905	16,505,524
합계		6	190,601.77		11,912,568				987,208,649

$N_c = 6.08$

$A_{vb1} = 190,601.77 \ mm^2$

$Y_{tb1} = \sum Q \ / \ \sum A \quad = \quad 11,912,568 \quad / \quad 190,602 \quad = \quad 62.50 \ mm$

$Y_{bb1} = Y_{tb1} - H \quad = \quad 62.50 \quad - \quad 125.00 \quad = \quad -62.50 \ mm$

$e_{pb1} = Y_{tb1} \quad - \quad (\ 6 \times 62.5 \ ) \ / \ 6$

$= \quad 62.50 \quad - \quad 62.49 \quad = \quad 0.01 \ mm$

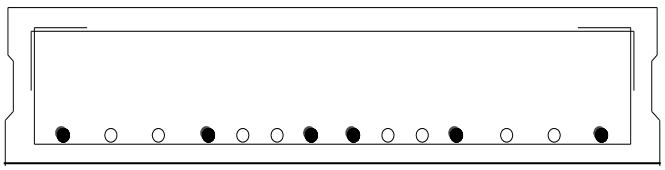
$I_{vb1} = \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

$= \quad 987,208,649 \quad - \quad 62.50 \times \quad 11,912,568 \quad = \quad 242,675,782 \ mm^4$

$Z_{tb1} = \dfrac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \dfrac{242,675,782}{62.50} = \quad 3,882,826.3 \ mm^3$

$Z_{bb1} = \dfrac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \dfrac{242,675,782}{-62.50} = \quad -3,882,798.7 \ mm^3$

3) 1차 검토구간 단면 (지점으로부터터 0.250m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K $(Y^2+H^2C_2)$	$I_{ca0}=AK$
Con'c			186,375.00		11,648,438				970,703,125
Ap	138.7	4	2,817.84	62.5	176,087	3,905	0	3,905	11,003,683
합계		4	189,192.84		11,824,525				981,706,808

N_c = 6.08

A_{va1} = 189,192.84 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 11,824,525 / 189,193 = 62.50 ㎜

Y_{ba1} = Y_{ta1} - H = 62.50 - 125.00 = -62.50 ㎜

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×62.5) / 4

= 62.50 - 62.49 = 0.01 ㎜

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 981,706,808 - 62.50 × 11,824,525 = 242,675,782 $㎜^4$

$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{242,675,782}{62.50} =$ 3,882,821.8 ㎣

$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{242,675,782}{-62.50} =$ -3,882,803.3 ㎣

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci} = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.075m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	186,375.0	A_{vc1}'	193,024.8	$㎟$
Y_{tc0}	62.5	Y_{tc1}'	62.5	㎜
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	0.0	㎜
Y_{bc0}	-62.5	Y_{bc1}'	-62.5	㎜
I_{vc0}	242,675,781.3	I_{vc1}'	242,675,781.9	$㎜^4$
Z_{tc0}	3,882,812.5	Z_{tc1}'	3,882,833.9	$㎜^3$
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	25,133,442,847.7	$㎜^3$
Z_{bc0}	-3,882,812.5	Z_{bc1}'	-3,882,791.1	$㎜^3$

② 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.850m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	186,375.0	A_{vb1}'	191,362.4	$㎟$
Y_{tb0}	62.5	Y_{tb1}'	62.5	㎜
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	0.0	㎜
Y_{bb0}	-62.5	Y_{bb1}'	-62.5	㎜
I_{vb0}	242,675,781.3	I_{vb1}'	242,675,781.7	$㎜^4$
Z_{tb0}	3,882,812.5	Z_{tb1}'	3,882,828.7	$㎜^3$
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	24,916,976,667.0	$㎜^3$
Z_{bb0}	-3,882,812.5	Z_{bb1}'	-3,882,796.3	$㎜^3$

③ 1차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	186,375.0	A_{va1}'	189,699.9	mm^2
Y_{ta0}	62.5	Y_{ta1}'	62.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	0.0	mm
Y_{ba0}	-62.5	Y_{ba1}'	-62.5	mm
I_{va0}	242,675,781.3	I_{va1}'	242,675,781.6	mm^4
Z_{ta0}	3,882,812.5	Z_{ta1}'	3,882,823.4	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	24,700,510,486.3	mm^3
Z_{ba0}	-3,882,812.5	Z_{ba1}'	-3,882,801.6	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 3.075m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	186,375.0	A_{vc1}	192,010.7	mm^2
Y_{tc0}	62.5	Y_{tc1}	62.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	0.0	mm
Y_{bc0}	-62.5	Y_{bc1}	-62.5	mm
I_{vc0}	242,675,781.3	I_{vc1}	242,675,781.8	mm^4
Z_{tc0}	3,882,812.5	Z_{tc1}	3,882,830.7	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	25,001,391,821.2	mm^3
Z_{bc0}	-3,882,812.5	Z_{bc1}	-3,882,794.3	mm^3

② 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.850m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	186,375.0	A_{vb1}	190,601.8	mm^2
Y_{tb0}	62.5	Y_{tb1}	62.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	0.0	mm
Y_{bb0}	-62.5	Y_{bb1}	-62.5	mm
I_{vb0}	242,675,781.3	I_{vb1}	242,675,781.7	mm^4
Z_{tb0}	3,882,812.5	Z_{tb1}	3,882,826.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	24,817,938,397.1	mm^3
Z_{bb0}	-3,882,812.5	Z_{bb1}	-3,882,798.7	mm^3

③ 1차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	186,375.0	A_{va1}	189,192.8	mm^2
Y_{ta0}	62.5	Y_{ta1}	62.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	0.0	mm
Y_{ba0}	-62.5	Y_{ba1}	-62.5	mm
I_{va0}	242,675,781.3	I_{va1}	242,675,781.5	mm^4
Z_{ta0}	3,882,812.5	Z_{ta1}	3,882,821.8	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	24,634,484,973.1	mm^3
Z_{ba0}	-3,882,812.5	Z_{ba1}	-3,882,803.3	mm^3

제5장 응력검토

프리텐션 격벽의 자중에 의한 응력은 가설 후에는 축력만 작용하여 영향이 작으므로 검토를 생략하였음.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{22,137,689}{3,882,834} \times 1.000 = 5.701$ MPa (압축)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{22,137,689}{-3,882,791} \times 1.000 = -5.701$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{tc1}} = \frac{464,959}{3,882,831} \times 1.000 = 0.120$ MPa (압축)

· $f_{bc3w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{bc1}} = \frac{464,959}{-3,882,794} \times 1.000 = -0.120$ MPa (인장)

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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'}\right)$

$= 1,050.0 \times 138.7 \times 8 \times \left(\frac{1}{193,025} + \frac{0.01}{25,133,442,848}\right)$

$= 6.036$ MPa (압축)

- f_{dog} $= \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' =$ 0.001 MPa (압축)

- f_{cir} $= (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 6.036 + 0.001 $)$

  $=$ 6.037 MPa (압축)

- Δf_{pel} $= \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times$ 6.037 $=$ 42.215 MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- f_{cds} $= -(fec2w + fec3w) = -($ 0.000 + 0.000 $)$

  $=$ 0.000 MPa

- f_{cir} $=$ 6.037 MPa (압축)

- Δf_{pcr} $= 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times$ 6.037 $- 7 \times$ 0.000

  $=$ 72.441 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δfpsh)

Δf_{psh} $= 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times$ 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$=$ 45.500 MPa (압축)

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} $= 140 - 0.4 \times \Delta f_{pel} - 0.2 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

$= 140 - 0.4 \times$ 42.215 $- 0.2 \times ($ 45.500 + 72.441 $)$

$=$ 99.526 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} $= f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,050.0 $-$ 42.215 $=$ 1,007.78 MPa

P_t $= N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 8 $\times$ 138.7 $\times$ 1,007.8

$=$ 1,118.24 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} $= f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$=$ 1,007.78 $-$ 72.44 $-$ 45.50 $-$ 99.53

$=$ 790.32 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{790.32}{1,007.78} = 0.784$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.784 \times 1,118.24 = 876.94 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pc1}' = 1,118.24 \times 0.01 / 1,000 = 0.011 \text{ kN·m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pc1} = 876.94 \times 0.01 / 1,000 = 0.009 \text{ kN·m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{1,118,238}{193,025} + \frac{10,797}{3,882,834} = 5.796$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{1,118,238}{193,025} + \frac{10,797}{-3,882,791} = 5.790$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{876,936}{192,011} + \frac{8,512}{3,882,831} = 4.569$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{876,936}{192,011} + \frac{8,512}{-3,882,794} = 4.565$ MPa (압축)

5.2 2차 검토 지점

5.2.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{10,214,272}{3,882,829} \times 1.000 = 2.631$ MPa (압축)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{10,214,272}{-3,882,796} \times 1.000 = -2.631$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중 및 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{214,531}{3,882,826} \times 1.000 = 0.055$ MPa (압축)

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{214,531}{-3,882,799} \times 1.000 = -0.055$ MPa (인장)

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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'} \right)$

$= 1,050.0 \times 138.7 \times 6 \times \left(\frac{1}{191,362} + \frac{0.01}{24,916,976,667} \right)$

$= 4.566$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = 0.000$ MPa (압축)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (4.566 + 0.000)$

$= 4.567$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times 4.567 = 31.935$ MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(0.000 + 0.000)$

$= 0.000$ MPa

- $f_{cir} = 4.567$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 4.567 - 7 \times 0.000$

$= 54.800$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δfpsh)

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

Δf_{pr} = 140 − 0.4 × Δf_{pel} − 0.2 × (Δf_{psh} + Δf_{pcr})

= 140 − 0.4 × 31.935 − 0.2 × (45.500 + 54.800)

= 107.166 MPa (압축)

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

f_{pt} = f_{pi} − Δf_{pel} = 1,050.0 − 31.935 = 1,018.07 MPa

P_t = N × A_{p1} × f_{pt} = 6 × 138.7 × 1,018.1

= 847.23 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

f_{pe} = f_{pi} − Δf_{pel} − Δf_{pcr} − Δf_{psh} − Δf_{pr}

= f_{pt} − Δf_{pcr} − Δf_{psh} − Δf_{pr}

= 1,018.07 − 54.80 − 45.50 − 107.17

= 810.60 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{810.60}{1{,}018.07} = 0.796$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

P_e = η × P_t = 0.796 × 847.23 = 674.58 kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

M_{pt} = P_t × e_{pb1}' = 847.23 × 0.01 / 1,000 = 0.008 kN·m

M_{pe} = P_e × e_{pb1} = 674.58 × 0.01 / 1,000 = 0.007 kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· f_{tbt} = $\frac{P_{tb}}{A_{vb1}'}$ + $\frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'}$ = $\frac{847{,}234}{191{,}362}$ + $\frac{8{,}252}{3{,}882{,}829}$ = 4.430 MPa (압축)

· f_{bbt} = $\frac{P_{tb}}{A_{vb1}'}$ + $\frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'}$ = $\frac{847{,}234}{191{,}362}$ + $\frac{8{,}252}{-3{,}882{,}796}$ = 4.425 MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· f_{tbe} = $\frac{P_{eb}}{A_{vb1}}$ + $\frac{M_{peb}}{Z_{tb1}}$ = $\frac{674{,}581}{190{,}602}$ + $\frac{6{,}596}{3{,}882{,}826}$ = 3.541 MPa (압축)

· f_{bbe} = $\frac{P_{eb}}{A_{vb1}}$ + $\frac{M_{peb}}{Z_{bb1}}$ = $\frac{674{,}581}{190{,}602}$ + $\frac{6{,}596}{-3{,}882{,}799}$ = 3.538 MPa (압축)

5.3 1차 검토 지점

5.3.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· f_{ta1w}' = $\frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'}$ = $\frac{3,328,976}{3,882,823}$ × 1.000 = 0.857 MPa (압축)

· f_{ba1w}' = $\frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'}$ = $\frac{3,328,976}{-3,882,802}$ × 1.000 = -0.857 MPa (인장)

5.3.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중 및 격벽하중

· f_{ta3w} = $\frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}}$ = $\frac{69,919}{3,882,822}$ × 1.000 = 0.018 MPa (압축)

· f_{ba3w} = $\frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}}$ = $\frac{69,919}{-3,882,803}$ × 1.000 = -0.018 MPa (인장)

5.3.3 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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- f_{ctg}' = $(f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

= 1,050.0 × 138.7 × 4 × $(\frac{1}{189,700} + \frac{0.01}{24,700,510,486})$

= 3.071 MPa (압축)

- f_{dog} = $\frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'}$ = f_{ea1w}' = 0.000 MPa (압축)

- f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (3.071 + 0.000)

= 3.071 MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times 3.071 = 21.475$ MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(0.000 + 0.000)$

$= 0.000$ MPa

- $f_{cir} = 3.071$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 3.071 - 7 \times 0.000$

$= 36.852$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δfpsh)

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4 \times \Delta f_{pel} - 0.2 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

$= 140 - 0.4 \times 21.475 - 0.2 \times (45.500 + 36.852)$

$= 114.939$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,050.0 - 21.475 = 1,028.52$ MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times 138.7 \times 1,028.5$

$= 570.63$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1,028.52 - 36.85 - 45.50 - 114.94$

$= 831.23$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{831.23}{1,028.52} = 0.808$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.808 \times 570.63 = 461.17$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 570.63 \times 0.01 / 1,000 = 0.006$ kN·m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 461.17 \times 0.01 / 1,000 = 0.005$ kN·m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{570,625}{189,700} + \frac{5,606}{3,882,823} = 3.009$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{570,625}{189,700} + \frac{5,606}{-3,882,802} = 3.007$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{461,168}{189,193} + \frac{4,543}{3,882,822} = 2.439$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{461,168}{189,193} + \frac{4,543}{-3,882,803} = 2.436$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강연선의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 검토 지점	1차 검토 지점
초기 긴장응력	1,007.78	1,018.07	1,028.52
유효 긴장응력	790.32	810.60	831.23

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강연선의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 검토지점	2차 검토지점	$0.80f_{py}$	
790.3	810.6	831.2	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	5.796	5.790	4.430	4.425	3.009	3.007
운반시 PCS 격벽 자중	5.701	-5.701	2.631	-2.631	0.857	-0.857

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력	4.569	4.565	3.541	3.538	2.439	2.436
작업하중 또는 풍하중	0.120	-0.120	0.055	-0.055	0.018	-0.018

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 운반 시	11.497	0.089	7.060	1.795	3.867	2.149
	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)
풍하중 작용시	4.689	4.445	3.596	3.482	2.457	2.418
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (1,165,080.000 × 6650) / (1109.600 × 200,000)

= 34.913 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

-가장 불리한 Case인 ULC-1로 검토

$M_u = 1.4MD$

하 중	고정하중 (kN · m)				M_u (kN · m)
지간중앙	1.4 ×(Σ고정하중)	30.993			30.993

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u	=	30.993 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck}	=	50 MPa
유 효 깊 이	d_P	=	62 mm	철 근 항 복 강 도	f_y	=	400 MPa
인 장 피 복	d'	=	63 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ	=	0.85
부 재 폭	b	=	1491 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.280$ (저 릴랙세이션스트랜드)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1109.60}{1491.0 \times 62.5} = 0.0119$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.280}{0.696} \times 0.012 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,541 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{1109.60 \times 1,541 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1491}$$

$$= 27.0 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.90 \times 1,109.60 \times 1,541 \times 62.49 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{18.36}{50}\right)$$

$$= 75 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$\Phi M_n = 75$ kN·m > 30.99 (M_u) --> 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(㎣)

= $(0.5 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (3.54 + 4.565)× 3,882,794 / 1.0E+06

= 31.45 kN·m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

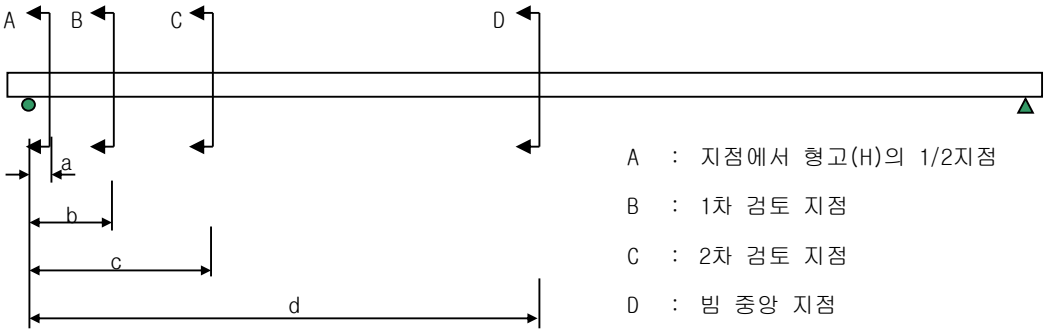
ΦM_n = 75.35 kN·m

$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 31.45 = 37.74 kN·m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	-	소 계		
A	14.128	0.000	14.128	0.297	14.425
B	13.316	0.000	13.316	0.280	13.596
C	10.718	0.000	10.718	0.225	10.943
D	1.083	0.000	1.083	0.023	1.105

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	-	소 계		
A	0.858	0.000	0.858	0.018	0.876
B	3.329	0.000	3.329	0.070	3.399
C	10.214	0.000	10.214	0.215	10.429
D	22.138	0.000	22.138	0.465	22.603

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.4Vd$

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	19.779	0.000	19.779	0.297	20.076
B	18.642	0.000	18.642	0.280	18.922
C	15.005	0.000	15.005	0.225	15.230
D	1.516	0.000	1.516	0.023	1.538

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

$M_u = 1.4MD$

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	1.201	0.000	1.201	0.018	1.219
B	4.661	0.000	4.661	0.070	4.730
C	14.300	0.000	14.300	0.215	14.515
D	30.993	0.000	30.993	0.465	31.458

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	2.438	0.221	242,675,782	62.5	22.335
B	50.0	2.438	0.857	242,675,782	62.5	19.863
C	50.0	3.539	2.631	242,675,782	62.5	17.256
D	50.0	4.567	5.701	242,675,782	62.5	9.323

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	1,491	100.0	14.425	5.651	22.335	0.343	435.068
B	50.0	1,491	100.0	13.596	5.326	19.863	1.332	145.764
C	50.0	1,491	100.0	10.943	4.287	17.256	4.086	81.764
D	50.0	1,491	100.0	1.105	0.433	9.323	8.855	54.276

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3 f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	2.438	1,491.0	100.0	0.00	414.778
B	50.0	2.438	1,491.0	100.0	0.00	414.778
C	50.0	3.539	1,491.0	100.0	0.00	464.055
D	50.0	4.567	1,491.0	100.0	0.00	510.033

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	435.068	414.778	414.778
B	145.764	414.778	145.764
C	81.764	464.055	81.764
D	54.276	510.033	54.276

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600mm보다 커서는 안된다.

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

· 계수 전단력 V_u가 ΦVc의 1/2을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면적을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$A_v = 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_y$ ($f_y \leq 400MPa$)

1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	19.779	414.778	0.800	331.822	-312.043	0.060	전단보강 불필요
B	18.642	145.764	0.800	116.611	-97.969	0.160	전단보강 불필요
C	15.005	81.764	0.800	65.411	-50.406	0.229	전단보강 불필요
D	1.516	54.276	0.800	43.421	-41.905	0.035	전단보강 불필요

3차로 확폭부 대단면
ALC 격벽 계산서

Structrual Design of ALC WALL

WALL MARK	W1	복배근

1) 설계 조건

· ALC 강도 (fc)	**30**	**kg/㎠**	· 철근 항복강도 (fy)	4,000	**kg/㎠**
· ALC 탄성계수 (Ec)	1.75E+04	kg/㎠	· 철근 탄성계수 (Es)	2.10E+06	kg/㎠
· 패널길이 (L)	**4.50**	m	· 철근 허용휨응력 (σt)	1200	kg/㎠
· 순패널길이 (Ln)	4.40	m	· ALC 허용전단응력 (fs)	0.7	kg/㎠
· 패널폭 (B)	**0.60**	m	· 상하부철근	φ 6	mm
· 패널두께 (t)	**12.5**	cm	· 횡철근	φ 5	mm
· 측면피복두께 (doh)	2.0	cm	· 탄성계수비 (n)	120	
· 상부 피복두께 (dot)	5.0	cm	· ALC 비중	680	kg/m³
· 하부 피복두께 (dob)	7.0	cm	· 패널폭유효춤 (dv)	53.0	cm
· 패널두께유효춤 (dh)	10.2	cm			

2) 설계 하중

a. 작업하중

· 풍하중 250 kg/㎡

Ww = 0.6*250 /1.5 = 100 kg/m /@600

b. 패널자중

· ALC자중 (t = 12.5) 85 kg/㎡

Wd = 0.6*85 = 51.0 kg/m /@600

3) 주근설계

· 풍하중에 의한 수평방향 모멘트 및 전단력

Mh = 100 * 4.4^2 / 8 = 242 kgm

Vh = 100*4.4/2 = 220 kg

Nh : φ 6 a1=0.282 cm²

As = Mh / (σt × j × d) = 2.26 cm² Nh = As / a1 ≒ 8.01ea

· 패널자중에 의한 수직방향 모멘트 및 전단력

Mv = 51 * 4.4^2 / 8 = 123 kgm

Vv = 51 * 4.4 / 2 = 112 kg

Nv : φ 6 a1=0.282 cm²

As = Mv / (σt × j × d) = 0.23 cm² Nv = As / a1 ≒ 0.82ea

∴ 총 소요 철근 대수 = Nh + Nv = 8.01 + 0.82 ≒ 8.83ea ---> Nh + Nv φ 6 - 9 ea

4) 단면계수 및 주근 적정성 검토

Aalc = 750cm², At = 2.54cm², Ab = 2.54cm², (n-1)At = 302.3cm², (n-1)Ab = 302.26cm²

Lalc = 6.25cm, Lt = 10.2cm, Lb = 2.3cm, dt = 2.3cm, db = 2.3cm

Σ A = Aalc + (n-1)At + (n-1)Ab = 1354.6cm², Σ A·L = Aalc ·Lalc + (n-1)At·Lt +(n-1)Ab·Lb = 8466.2cm²

yc = Σ A·L / Σ A = 8466.2 / 1354.6 = 6.2cm

Ialc = Bt^3/12 =9765.625cm4, Aalc·(Lalc-yc)^2=2cm4,

(n-1)At·(yc-Lt)^2=4837cm4, (n-1)Ab·(yc-Lb)^2=4597cm4

I = Σ I = Ialc+Aalc·(Lalc-yc)^2+(n-1)At·(yc-Lt)^2+(n-1)Ab·(yc-Lb)^2 = 19201.625cm4

· 상기 단면2차모멘트를 적용가능 검토 (일본 ALC PANEL 구조설계규준)

σb = 10kg/cm² (균열시의 ALC의 인장응력도)

Ze : 철근을 고려한 단면계수 [Z1= I/kd or Z2=I/(d-kd) 중 작은 값]

Z1 = I/kd = 3963cm3 과 Z2 = I/(d-kd) = 3586cm3 중 작은 값 인 ∴ Ze = 3586cm³

Mc = σb · Ze = 359kgm

작용휨모멘트가 균열모멘트보다 적으므로 비균열 단면계수를 적용한다.

따라서, 단면2차 모멘트 = 19201.625cm4

· 압축철근비 p' = At/Aalc = 0.0034, · 인장철근비 p = Ab/Aalc = 0.0034, · r = p'/p = 1

k = np[{(1+r)^2+2/np(1+rdt/d)}^0.5-(1+r)] = 0.475

j = 1-k/3 = 0.842

Mallow = As σt jd = 2.54 * 1200 * 0.842 * 10.2 = 262 kgm > Mt = 242 kgm Ratio = 0.92 ≤ 1.0 O.K

Structrual Design of ALC WALL

WALL MARK	W1	복배근

5) 압축변형도 검토

· 수평력에 의한 압축변형도 검토

압축콘크리트분담 모멘트 M1=Cc*d*(1-k/3) = 1/2σo(kd)^2*Bd*(1-k/3) = 6046σo = 120kgm (49.6%)

압축철근분담 모멘트 M2 = Cs*(d-dt) = nσo*(kd-dt)*At*(d-dt) = 6128σo = 122kgm (50.4%)

M = M1+M2 = 12174σo = 242kgm, σo = M / 12174 = 1.988kg/cm²

∴ σc = σo kd = 9.6kg/cm²

σc = 9.6 kg/cm² < fc/2 = 15 kg/cm² 탄성해석 적용가능

압축변형도 εc = σc / Ec = 0.35‰ < 2 ‰ O.K

· 수직력에 의한 압축변형도 검토

khv = dv / [√ (Mv*100 / t)] = 53/ [√ (123*100 / 12.5)] = 1.69

kzv = 1.07906437 - (0.191917 / √ kdv) = 1.07906437 - (0.191917 / √ 1.69) = 0.932

Zv = kzv * dv = 0.932*53 = 49.4 cm

압축변형도 εv = 13.433 - (14.058 * kzv) = 0.33‰ < 2 ‰ O.K

6) 전단응력검토

· 수평력에 의한 전단력 응력

vh = Vh / (B · jd) = 0.43kg/cm² < 0.7kg/cm² Ratio = 0.61 ≤ 1.0 O.K

· 수직력에 의한 전단력 응력

vv = Vv / (t · zv) = 0.18kg/cm² < 0.7kg/cm² Ratio = 0.26 ≤ 1.0 O.K

· 수평력 + 수직력의 조합 전단력 응력

v = √ (vh² +vv²) = √ (0.43² + 0.18²) = 0.47kg/cm² < 0.7 kg/cm² O.K.

7) 처짐검토

· 처짐식에 의한 검토

· 수평력에 의한 수평 첨짐

δh =5(Ww/100)*Ln^4 / 384EcI = 5*(100/100)*440^4/(384*17500*19201.625) = 1.45cm < Ln/200 = 2.2cm O.K

· 수직력에 의한 수직 첨짐

Iv = t * (B*100)^3 / 12 = 12.5 * (0.6 * 100)^3 / 12 = 225000 cm4

δv =5(Wd/100)*Ln^4 /384EcIv =5*(51/100)*440^4/(384*17500*225000) = 0.06 cm < Ln/200 = 2.2cm O.K

· 수평력 + 수직력의 조합 처짐

δ = √ (δh² +δv²) = √ (1.45² + 0.06²) = 1.45cm < Ln/200 = 2.2 cm O.K

· 패널 최대길이 제한 (CASE-1)

Ud (철근비) = 0.34% ---> C = 1.456

Lmax ≤ 160 * t * ³√(C/Ww) = 160*12.5*³√(1.456/100) = 488cm > 440cm O.K

· 패널 최대길이 제한 (CASE-2)

Lmax ≤ 40 * t = 40*12.5 = 500cm > 440cm O.K

Structrual Design of ALC WALL

WALL MARK	W1	복배근

8) 횡근설계

· 하부 횡근 갯수 산정

$\sigma s = Mt / As\ jd = 1109 kg/cm^2$ O.K

T1(단위철근이 받는 인장력) = 인장철근 1개 단면적 * σs = 0.282*1109 = 313kg

$Ns \geq T1^2 / (2500 * 횡근직경 * fc) = 313^2/(2500*0.5*30) = 2.61ea$ ---> Ns φ 5 - 3 ea

<< 횡근 배치 방법>>

o 발생 인장력에 의한 횡근 개수

- Ns = φ 5 - 3 대는 SPAN L/2-0.03 = 2.22 m내에 배근하는데

① 1구간 횡근 개수 : 4t(=50cm) 이내에 횡근 2대를 배근되어야 하며

② 2구간 횡근 개수 : 2.22-0.5 = 1.72m 이내에 횡근 1대를 배근한다.

o 횡근 최대허용간격 @ 500 규정 적용 횡근 대수

- 2구간 횡근 개수 : (L-0.2*2-0.03*2)/0.5 = (4.5-0.2*2-0.03*2)/0.5 = 8.08대 ≒ 9대의 반인 4.5대 @449

따라서 SPAN L-0.06 = 4.44m내에는 총 φ 5 - 6 대를 배근한다.

--> 1구간 횡근 개수 : φ 5 - 2 ea

--> 2구간 횡근 개수 : φ 5 - 4.5 ea

따라서 SPAN L = 4.5m에 총 횡근갯수는 2+ 4.5x2+ 2 = 14대 이다 ---> Nsb φ 5 - 14 ea

· 주근과 횡근의 용접점에 가해지는 하중검토

o 용접점 개소당 작용 인장력

상기 T1(인장력)은 1~2구간별로 콘크리트에 정착하여야 한다.

① 1구간 작용 인장력에 의한 용접점 하중

P1 = (T1/2) / Nsb1 = 156.5 / 2 = 78.3kg

② 2구간 작용 인장력에 의한 용접점 하중

P2 = (T1/2) / Nsb2 = 156.5 / 4.5 = 34.8kg

o 용접점 허용강도및 안전성 검토

Pa = 1/3 * (0.35 * 횡근 1개 단면적 * fy) = 1/3 * (0.35 * 0.196 * 4000) = 91.5kg

P = 78.3kg < Pa = 91.5kg O.K

(mm)

◀판넬단부		양면 횡근 간격				판넬단부▶	
30	200	1@400	8@405	1@400	200	30	14 ea

3차로 확폭부 대단면
격벽 고정부 계산서

1. 하중

1) 적용하중

- 풍속

· V_d = 10.0 m/s

- 풍하중 :

$P = 5 \times 10^{-7} \times 1.225 \times V_d^2 \times C_d \times G$

$= 5 \times 10^{-7} \times 1.225 \times 100 \times 1.0 \times 1.0$

$= 0.0001$ Mpa $= 0.061$ KN/m^2

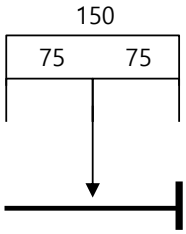
2) 하중조합 및 하중계수

- 하중조합

Case	Dead	Live or Wind
SLC	1.0	1.0
ULC	1.3	1.5

2. 고정부 형강 검토

1) 단면력



하중 (P)	=	0.916	kN
하중점까지 거리 (a)	=	0.075	m
발생 모멘트 (M)	=	0.069	kN.m
발생 전단력 (V)	=	0.916	kN

2) 단면설계

사용강재 : L-150 x 150 x 10 (SS 400)

보강재 : PL - 140 x 140 x 6-5ea

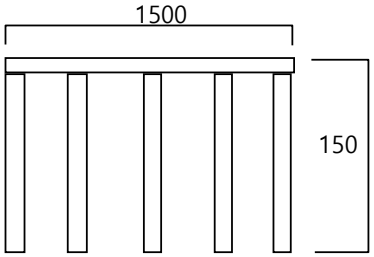
(1) 전단응력 검토

τ = 0.916 / 4200 = 0.218 MPa --- O.K

As = 6 x 140 x 5 = 4200 mm^2

τa = 1 x 80 = 80 MPa

(2) 휨응력 검토



단면제원					A	yi	A × yi	Io	$A \times yi^2$
1500	x	10	x	1	15000	5	75000	125000	375000
140	x	6	x	5	4200	80	336000	6860000	26880000
					19200		411000	6985000	27255000

y_cen =	21	mm
Izz =	34240000	mm4
y_top =	-21	mm
y_bot =	129	mm

σ_top = -0.04 MPa σ_a= 140 MPa --- O.K

σ_bot = 0.26 MPa σ_a= -140 MPa --- O.K

3. 앵커검토

1) 하중

- 풍하중 :

$P = 5 \times 10^{-7} \times 1.225 \times V_d^2 \times C_d \times G$

$= 5 \times 10^{-7} \times 1.225 \times 100 \times 1.0 \times 1.0$

$= 6.13E\text{-}05$ Mpa $= 0.061$ KN/m^2

1.50 x 6.65 x 0.061 = 0.611 KN (격벽 1개가 받는 풍하중)

※라이닝 시공오차, 앵커 설치오차등에 의해 발생할수 있는 불균형력을 고려하여 하중을 50%할증

- 50% 할증 :

0.611 x 1.5 = 0.916 kN

- 계수하중 :

1.5L = 1.5 x 0.916 = 1.375 kN

3차로 확폭부 대단면
ALC 격벽 부재 계산서

DREAM Structure Co., Ltd

구 조 계 산 서
(STRUCTURAL DESIGN AND ANALYSIS)

서울제물포터널 민간투자사업(2공구) 건설공사
(3차로 확폭 격벽 ALC PANEL-125T)

2020. 10.

위 구조물에 대하여 건축법 제38조 및 건축법시행령 제32조(구조안전의 확인)에 따라 기술사법에 의거 등록한 건축구조기술사가 구조계산을 수행하여 구조안전을 확인 하였으므로 본 구조계산서에 표시된 구조재료의 강도, 설계하중에 유의하여 구조도면에 표시하시기 바랍니다.
시공상태에 대한 구조안전의 확인이 필요한 경우에는 골조공사에 대한 현장점검 및 구조안전확인을 요청하시길 바랍니다.
시공자는 하중의 증가, 단면의 변경, 불합리한 계산부분에 대하여 사전에 확인 및 변경을 받아야 하며, 그러지 아니한 경우에는 시공자가 본 구조계산서를 최종 확인한 것으로 합니다.

韓國技術士會
KOREAN
PROFESSIONAL
ENGINEERS
ASSOCIATION

주식회사 DREAM 구조

건축구조기술사 **김 민 관**

서울특별시 서초구 잠원동 44-6 화신빌딩 2층
Tel. 02)541-4690(대), Fax. 02)541-4691

1. 설 계 개 요

1. 설계개요

1.1 건물 개요

1.1.1 건물위치 : 서울특별시
1.1.2 공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업(2공구) 건설공사
(3차로 확폭 격벽 ALC PANEL-125T)

1.2 설계규준

- ● 건축구조기준 및 해설(2016) - 대한건축학회
- ○ 극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 계산기준 -대한건축학회
- ● 강구조설계기준 - 한국강구조학회
- ● ALC건축 설계 - (사)한국ALC협회
- ○ ALUMINUM CONSTRUCTION MANUAL
  (America Architectural Manufactures Association - AAMA)

1.3 구조 재료 강도

1.3.1 콘 크 리 트 : f_{ck} = 240 MPa
1.3.2 ALC PANEL(압축) : f_c = MPa
ALC PANEL(전단) : va = MPa
1.3.3 철 근 : f_y = MPa (SD)
1.3.4 강 재 : F_y = 235 MPa (SS400)
F_y = MPa (SS)
1.3.5 고 장 력 볼 트 : F10T
1.3.6 앵 커 볼 트 : F_y = 235 MPa (SS400)

1.4 지하 토질조건

1.4.1 허 용 지 내 력 : Fe = KN/㎡
1.4.2 PILE 허용지지력 : Fp = KN/ea (P.H.C PILE Ø- mm)
1.4.3 지 하 수 위 : G.L - m

1.5 COMPUTER PROGRAM : MIDAS-GEN, MIDAS-Design+, BeST_BASIC/PRO

* 주기사항 - 도면 및 구조계산서와 현장상황이 일치하지 않을 경우 구조전문가와 협의 요함.

2. 설 계 하 중

2. 설계하중

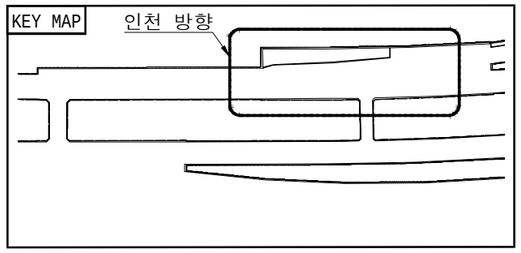
2.1 WALL 하중 (제시된 값)

DEAD LOAD		
ALC PANEL (THK.125mm)	(kN/㎡)	2.50
연결철물 및 etc.	(kN/㎡)	0.25
TOTAL LOAD	(kN/㎡)	2.75

2.2 풍하중 (제시된 값)

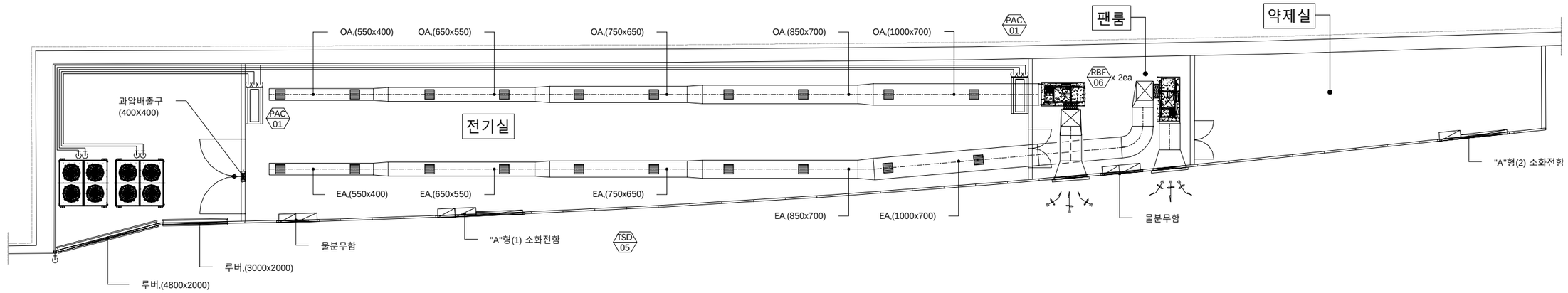
WIND LOAD	(kN/㎡)	0.43

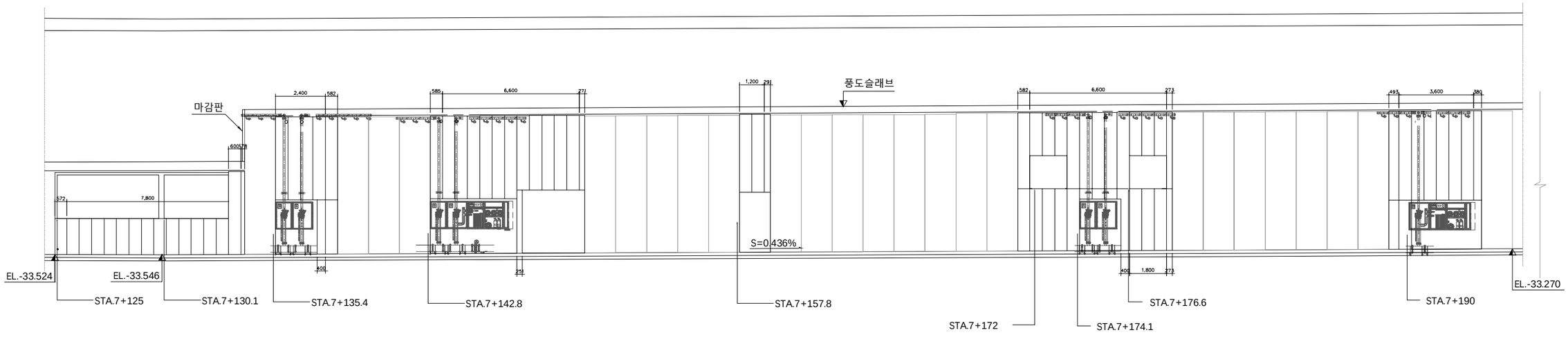
3. 설 계 도 면
(상 세 도 포 함)



3차로 확폭 ALC 격벽 전개도(1)

- (인천방향) -



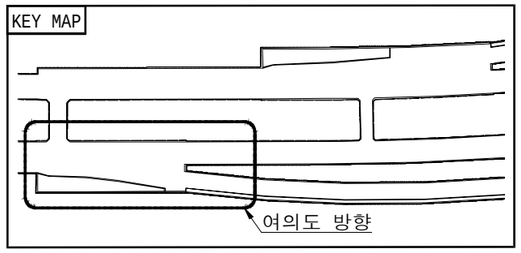


서울터널주식회사 Seoul Tunnel Co.,LTD	설 계 사	(주)삼보기술단 외 2개사
	시 공 사	대림산업(주) 외 2개사
사 업 명 : 서울제물포터널 민간투자사업 건설공사(2공구)	건설사업관리단	(주)유신 외 7개사

개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자
3	2019.07	전체분 변경 3회	최창림	강민석	고용준
2	2018.09	전체분 변경 2회	최창림	강민석	고용준
1	2017.05	전체분 변경 1회	최창림	임정빈	고용준

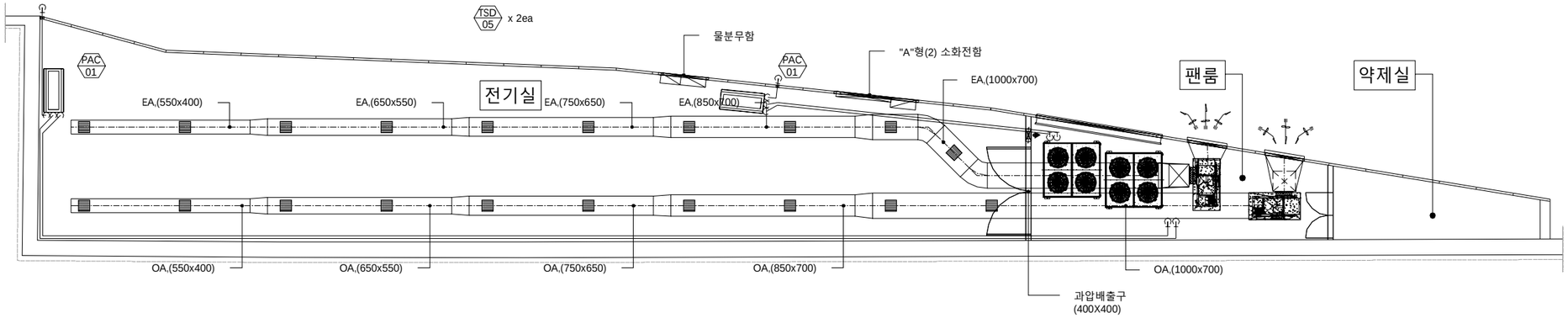
분 야	축 척	도 면 명	도면번호
토 목	S=1 : 100	3차로 확폭 ALC 격벽 전개도(1)	

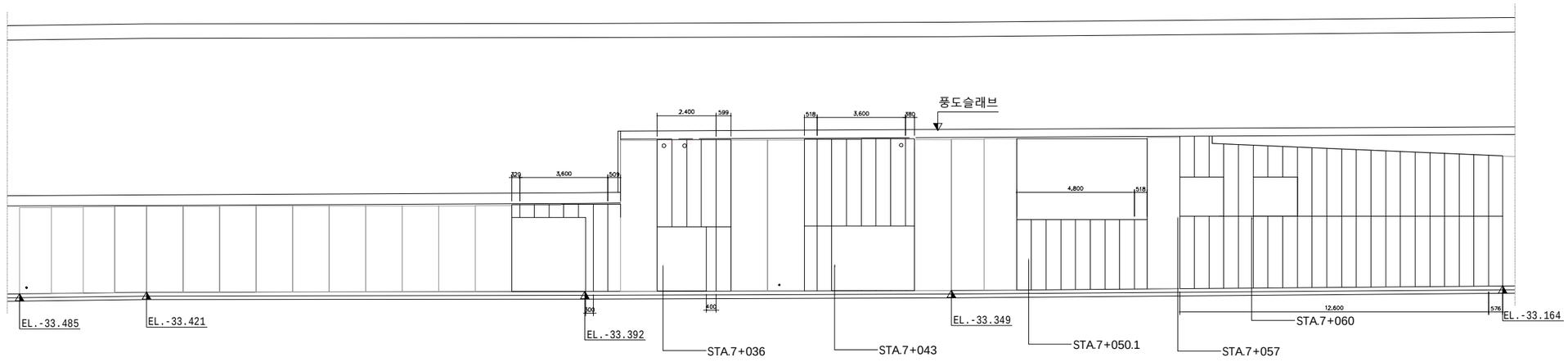
KEY MAP



3차로 확폭 ALC 격벽 전개도(2)

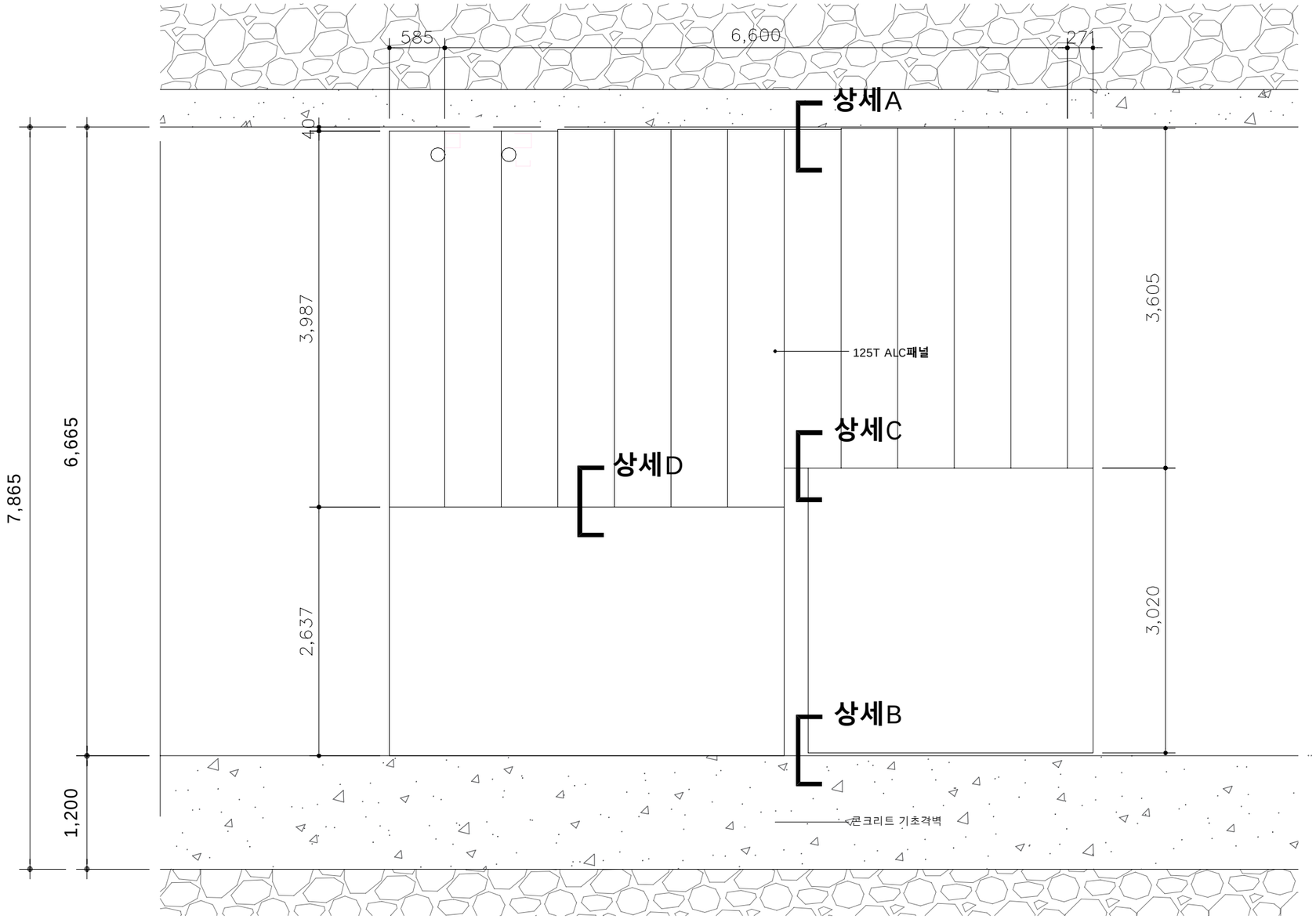
- (여의도방향) -





서울터널주식회사 Seoul Tunnel Co.,LTD	설 계 사	(주)삼보기술단 외 2개사	△3	2019.07	전체분 변경 3회	최창림	강민석	고용준							분 야	축 척	도 면 명	도면번호
	시 공 사	대림산업(주) 외 2개사	△2	2018.09	전체분 변경 2회	최창림	강민석	고용준							토 목	S=1 : 100	3차로 확폭 ALC 격벽 전개도(2)	
사 업 명 서울제물포터널 민간투자사업 건설공사(2공구)	건설사업관리단	(주)유신 외 7개사	△1	2017.05	전체분 변경 1회	최창림	임정빈	고용준										
			개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자	개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자				

ALC PANEL 부분 확대 입면도(외부)

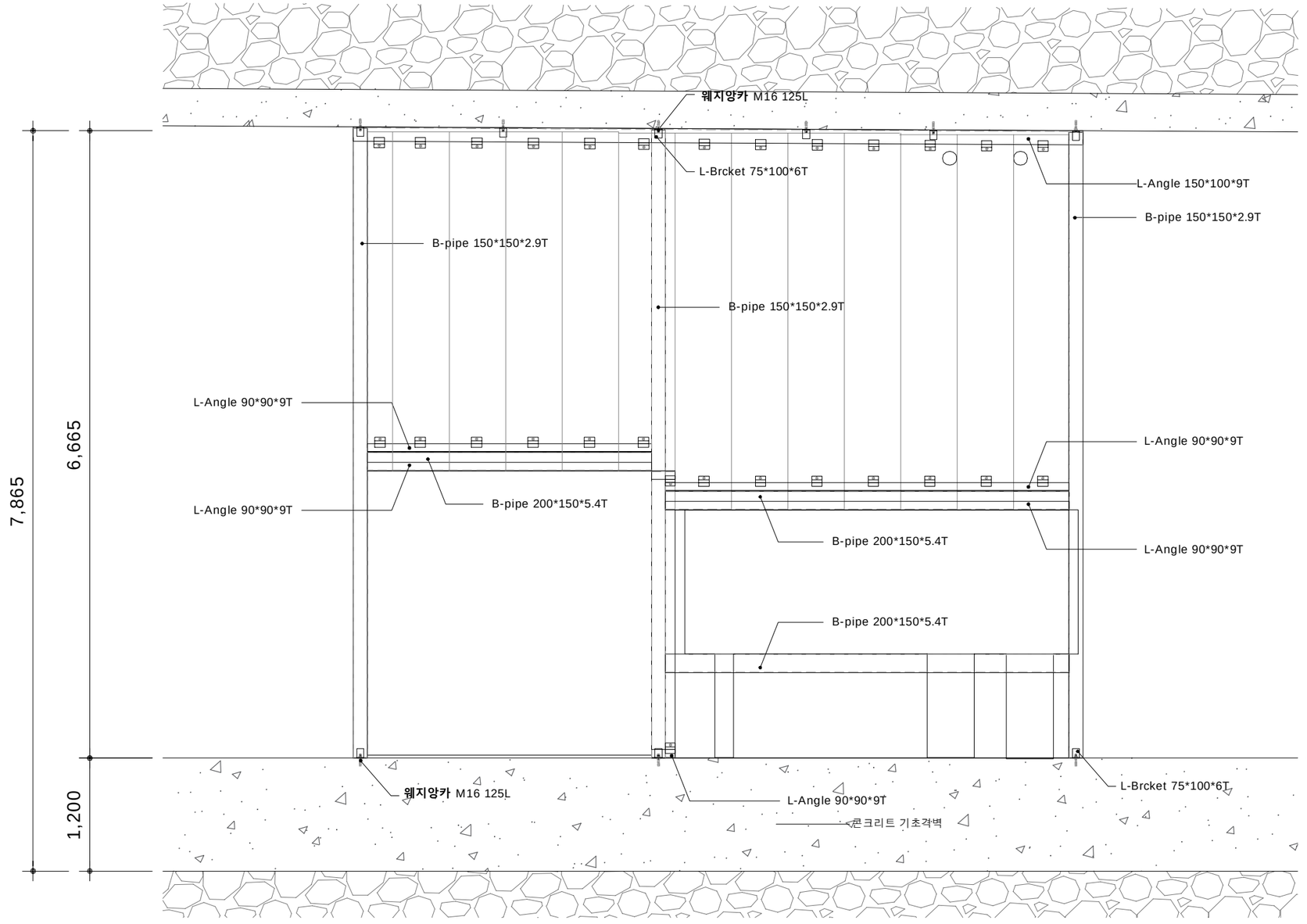


1
-

외부입면도

서울터널주식회사 Seoul Tunnel Co.,LTD																								
	설 계 사	(주)삼보기술단 외 2개사	△3	2019.07	전체분 변경 3회	최창림	강민석	고용준							분 야	축 척	도 면 명	도면번호
	시 공 사	대림산업(주) 외 2개사	△2	2018.09	전체분 변경 2회	최창림	강민석	고용준							토 목	S=1 : 100	ALC PANEL 부분 확대 입면도(외부)	
사 업 명	서울제물포터널 민간투자사업 건설공사(2공구)	건설사업관리단	(주)유신 외 7개사	△1	2017.05	전체분 변경 1회	최창림	임정빈	고용준									
				개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자	개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자				

ALC PANEL 부분 확대 입면도(내부) (1)



1 - 내부입면도

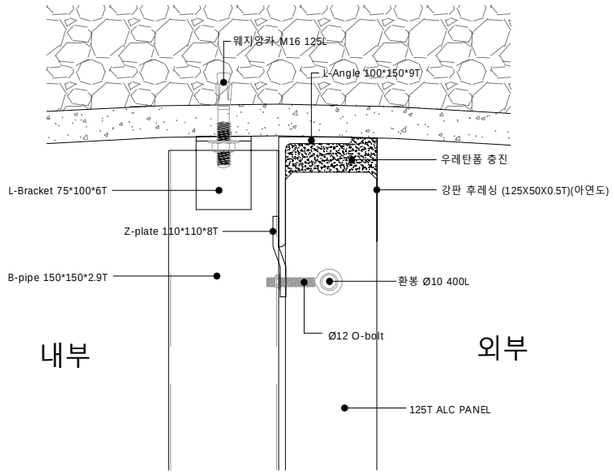
서울터널주식회사 Seoul Tunnel Co.,LTD	설 계 사	(주)삼보기술단 외 2개사
	시 공 사	대림산업(주) 외 2개사
사 업 명 서울제물포터널 민간투자사업 건설공사(2공구)	건설사업관리단	(주)유신 외 7개사

개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자
3	2019.07	전체분 변경 3회	최창림	강민석	고용준
2	2018.09	전체분 변경 2회	최창림	강민석	고용준
1	2017.05	전체분 변경 1회	최창림	임정빈	고용준

분 야	축 척	도 면 명	도면번호
토 목	S=1 : 100	ALC PANEL 부분 확대 입면도(내부) (1)	

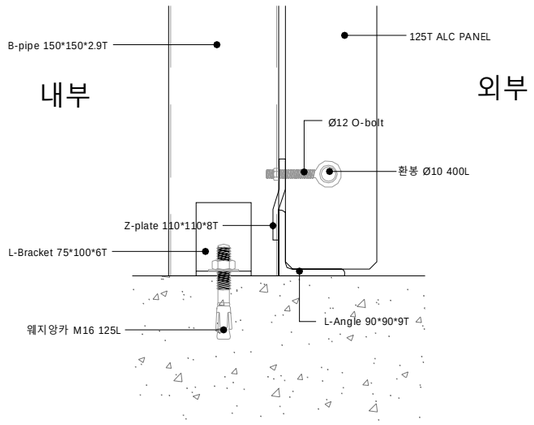
ALC PANEL 부분 확대 입면도(내부) (2)

상세 "A"



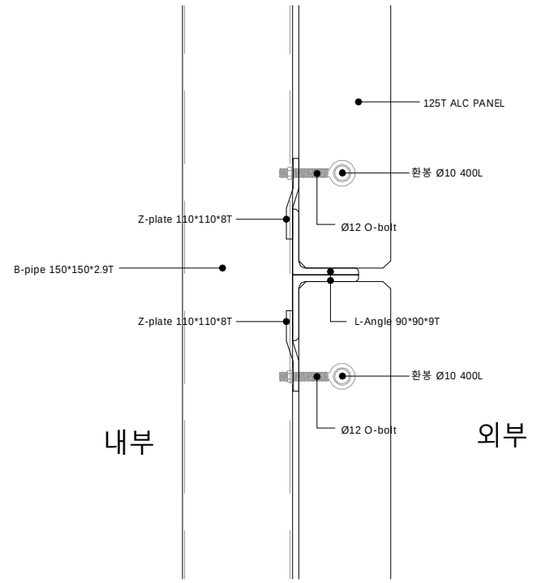
2 - 상세 ""A"

상세 "B"



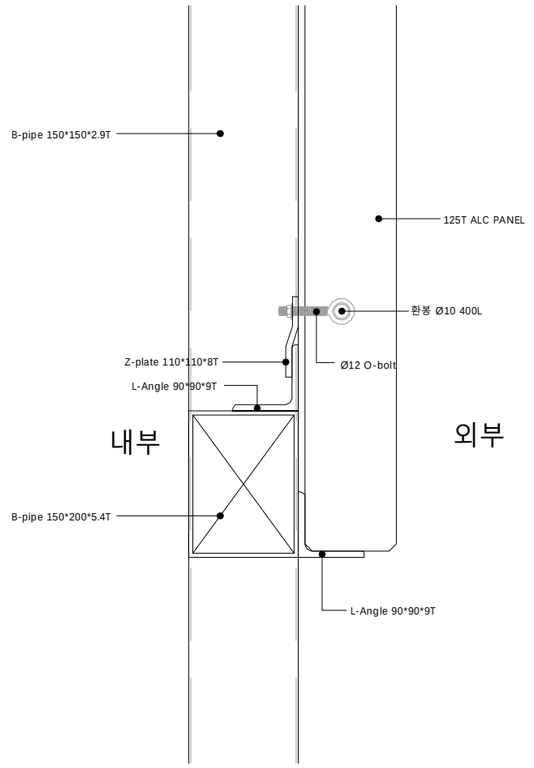
2 - 상세 ""B"

상세 "C"



2 - 상세 ""C"

상세 "D"



2 - 상세 ""D"

서울터널주식회사 Seoul Tunnel Co.,LTD	설계사	(주)삼보기술단 외 2개사	개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자	개정번호	년 월	내 용	설 계 자	현장대리인	책임기술자	분 야	축 척	도 면 명	도면번호
	시 공 사	대림산업(주) 외 2개사	3	2019.07	전체분 변경 3회	최창림	강민석	고용준							토 목	S=1 : 100	ALC PANEL 부분 확대 입면도(내부) (2)	
사 업 명	서울제물포터널 민간투자사업 건설공사(2공구)	건설사업관리단 (주)유신 외 7개사	2	2018.09	전체분 변경 2회	최창림	강민석	고용준										
			1	2017.05	전체분 변경 1회	최창림	임정빈	고용준										

4. 부 재 검 토

3D MODELING

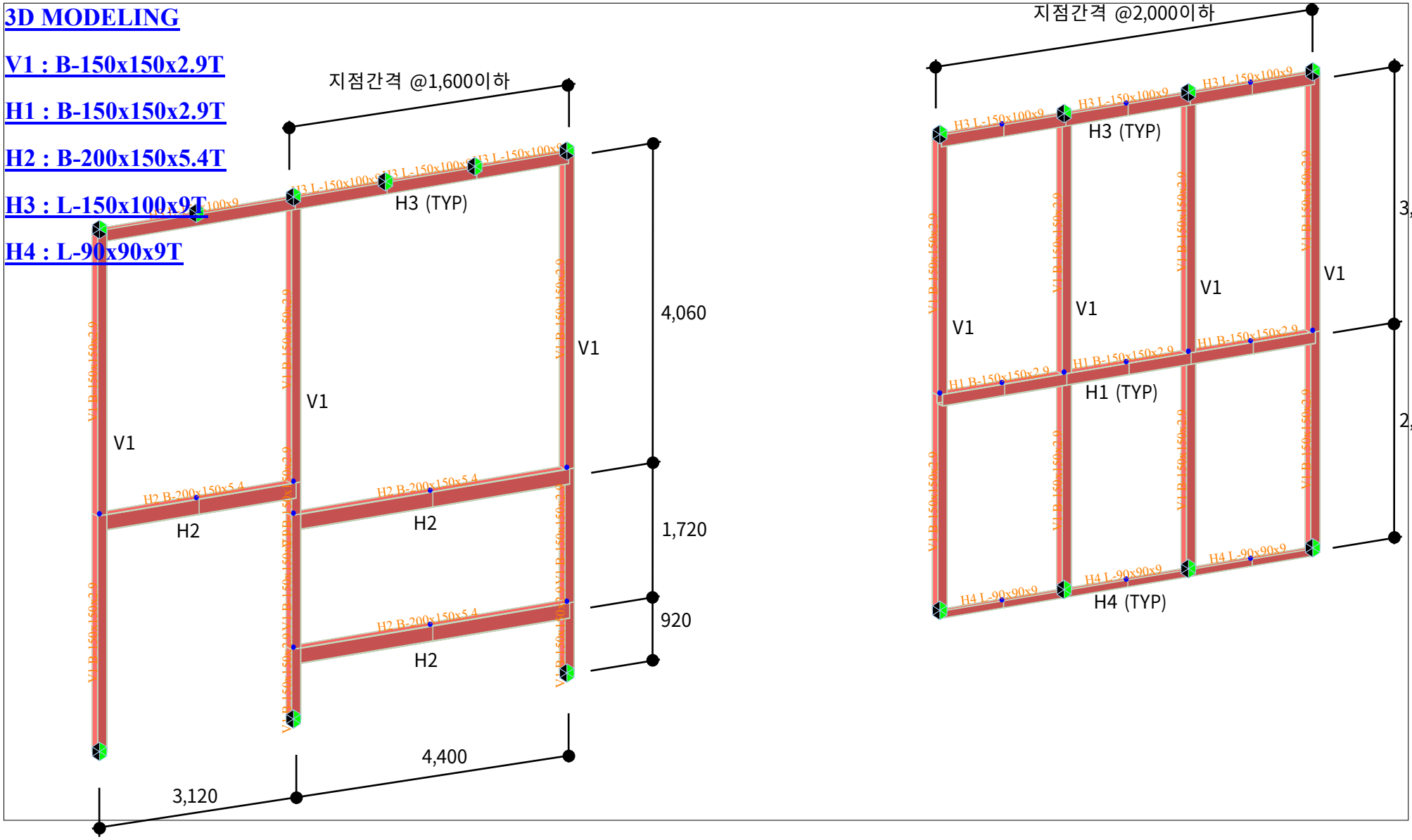
V1 : B-150x150x2.9T

H1 : B-150x150x2.9T

H2 : B-200x150x5.4T

H3 : L-150x100x9T

H4 : L-90x90x9T



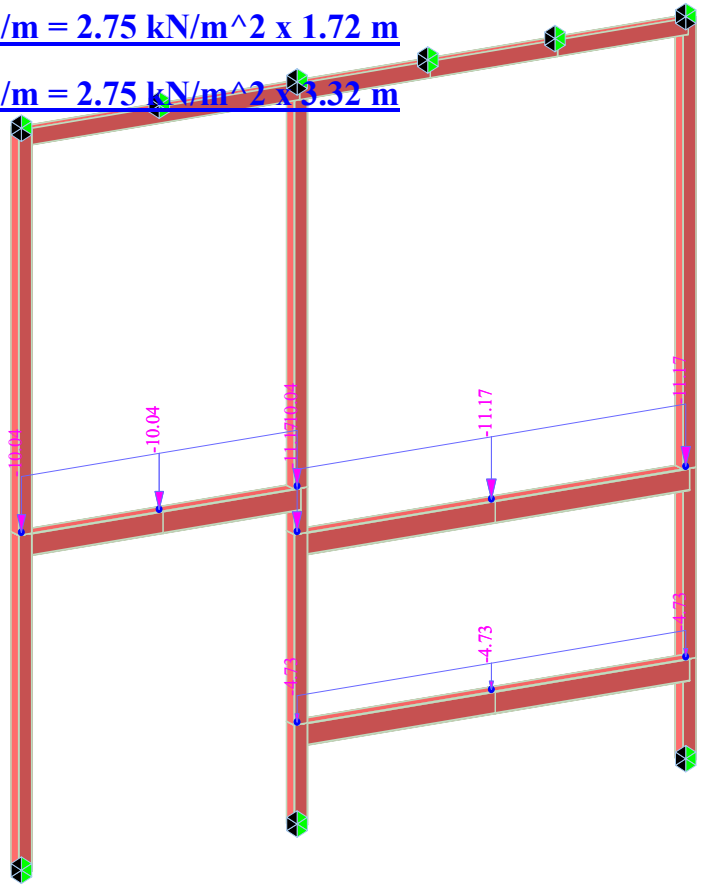
DL - 판넬자중 + 연결철물 (= 2.5+0.25=2.75 kN/m^2)

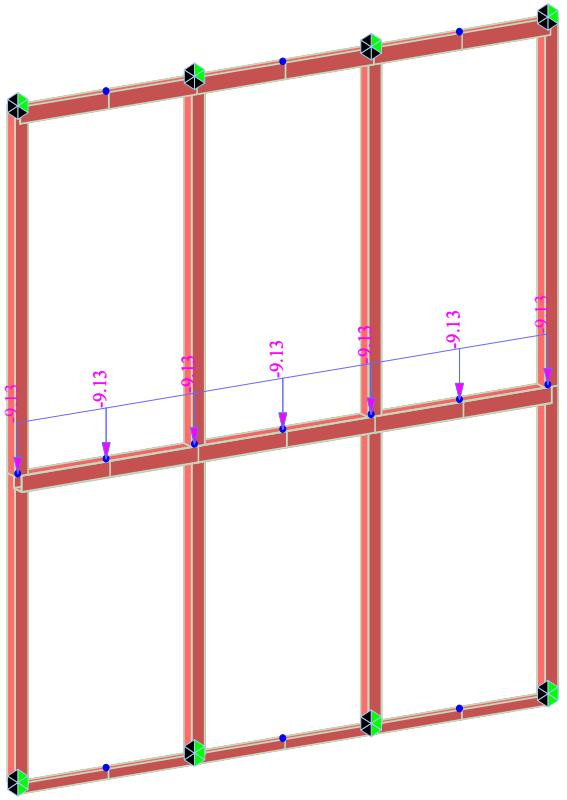
10.04 kN/m = 2.75 kN/m^2 x 3.65 m

11.17 kN/m = 2.75 kN/m^2 x 4.06 m

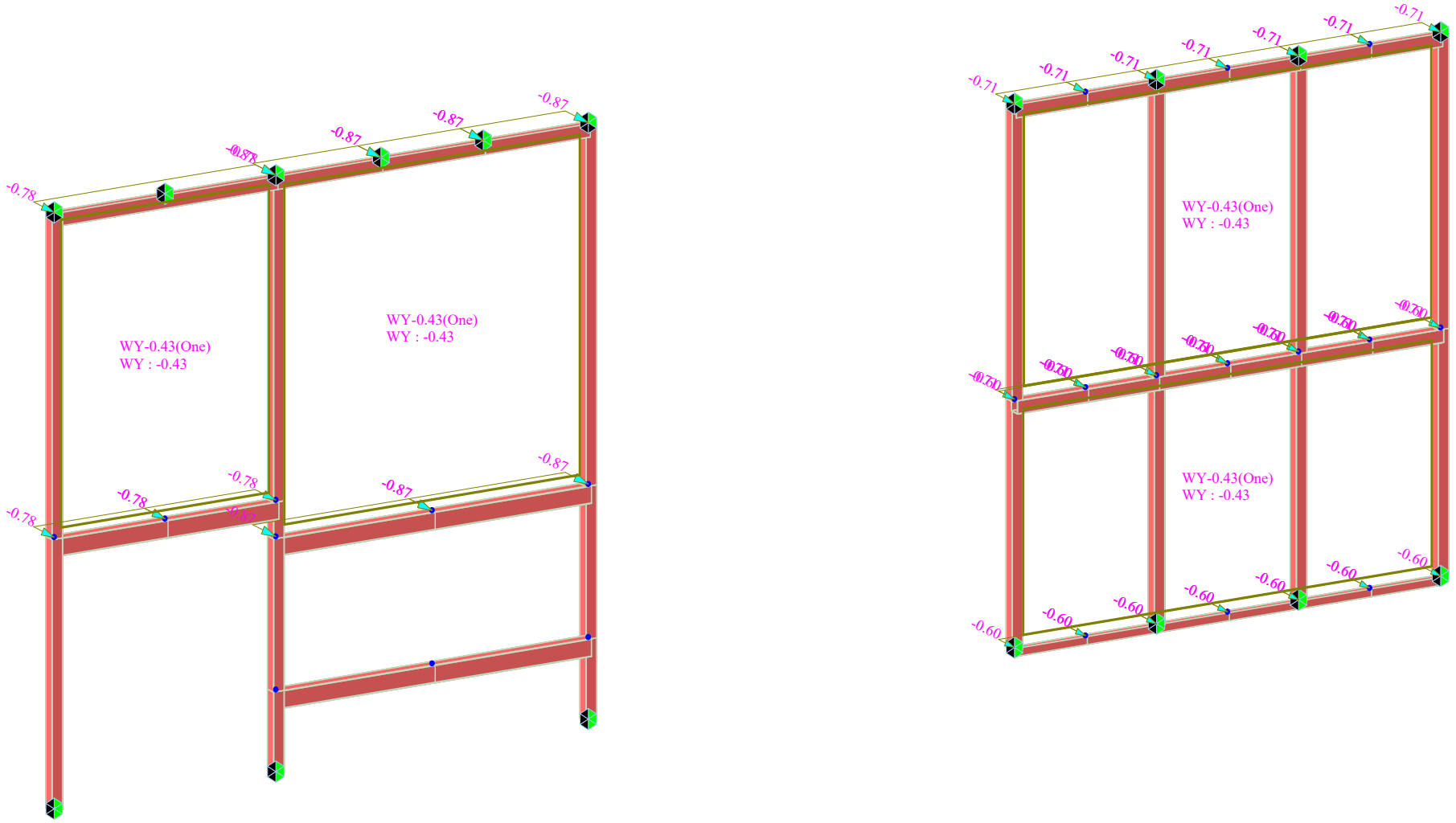
4.73 kN/m = 2.75 kN/m^2 x 1.72 m

9.13 kN/m = 2.75 kN/m^2 x 3.32 m





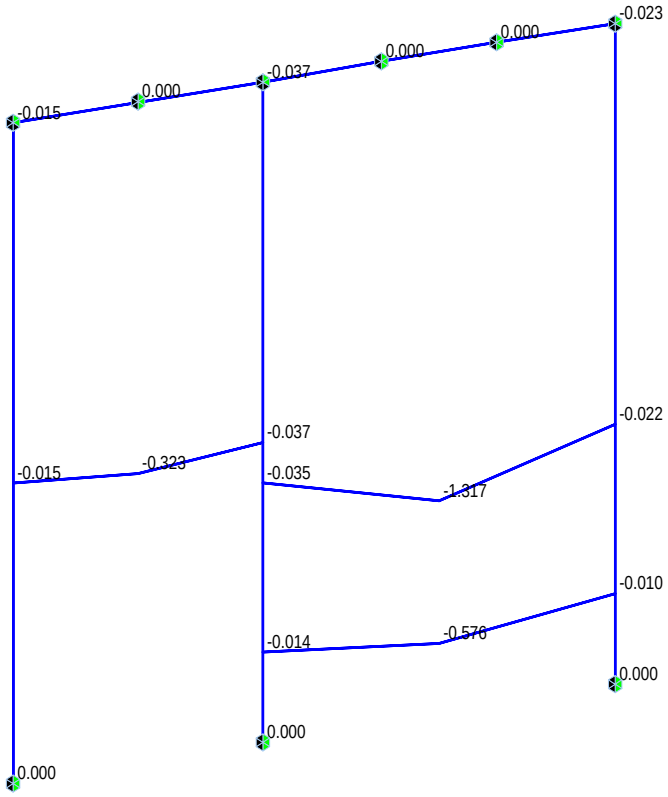
WY - 풍하중 (= 0.43 kN/m^2)

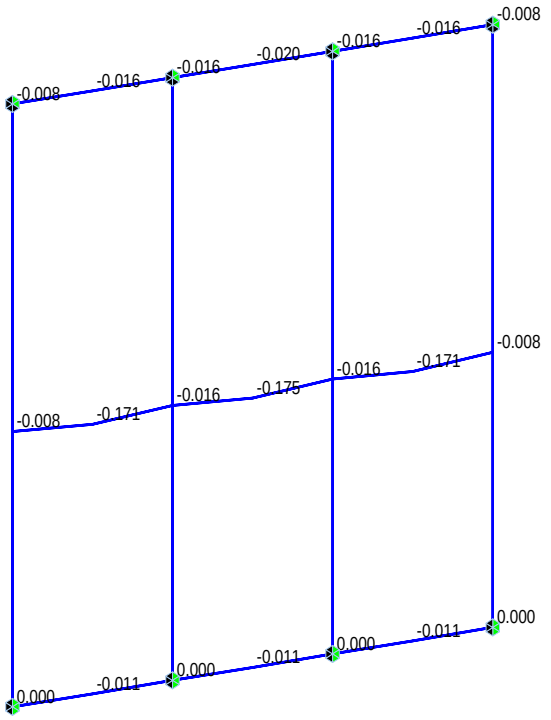


Deformed Shape - DL

△H1 = 0.175cm < 200/175 (= 1.14cm) ∴ O.K (15%)

△H2 = 1.317cm < 440/240+0.635 (= 2.47cm) ∴ O.K (53%)





midas Gen
POST-PROCESSOR

DEFORMED SHAPE

Z-DIRECTION

X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Z-DIR= -1.317E+000
NODE= 73

COMB.= 1.317E+000
NODE= 73

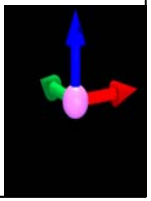
SCALEFACTOR=
3.706E+001

ST: DL

MAX : 4
MIN : 73

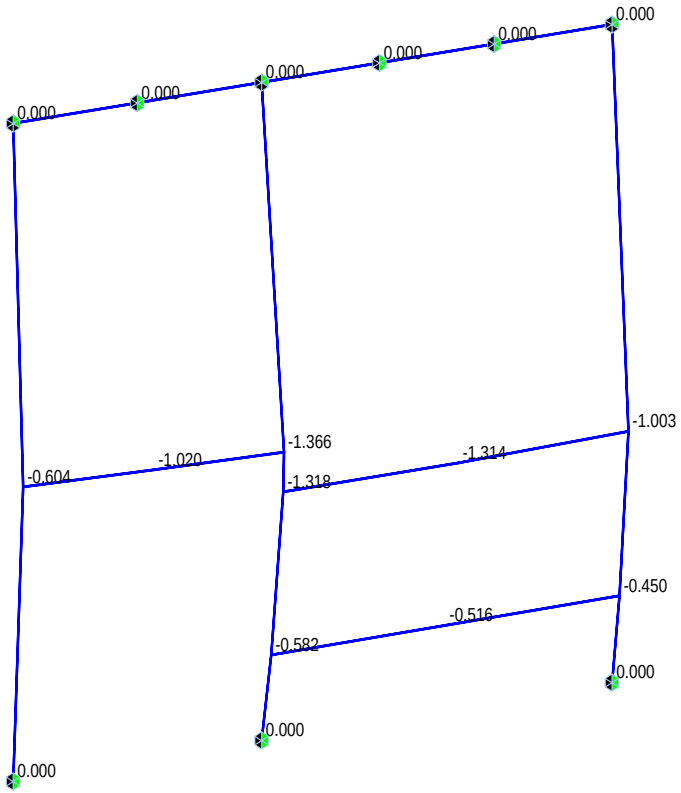
FILE: 서울제물포터널 유도갱(각
UNIT: cm
DATE: 10/06/2020

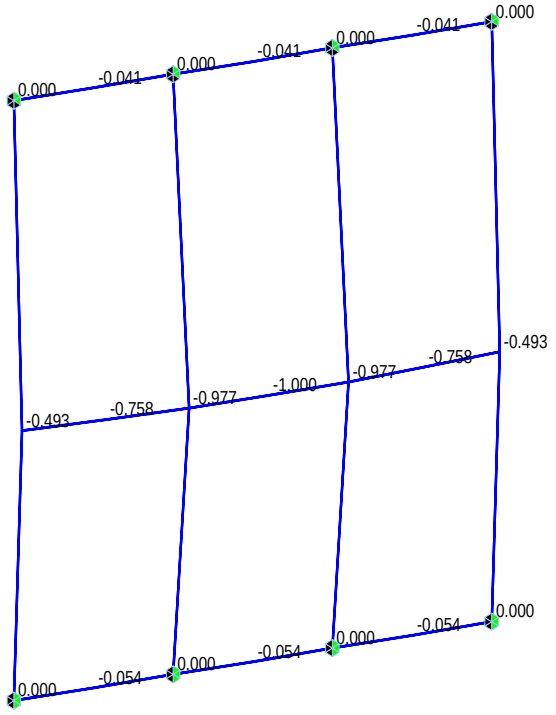
VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259



Deformed Shape - WY

△V1 = 1.366cm < 670/240+0.635 (= 3.43cm) ∴ O.K (40%)





midas Gen
POST-PROCESSOR

DEFORMED SHAPE

Y-DIRECTION

X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Y-DIR= -1.366E+000
NODE= 39

Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

COMB.= 1.366E+000
NODE= 39

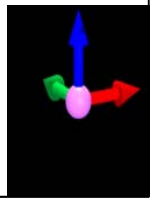
SCALEFACTOR=
3.573E+001

ST: WY

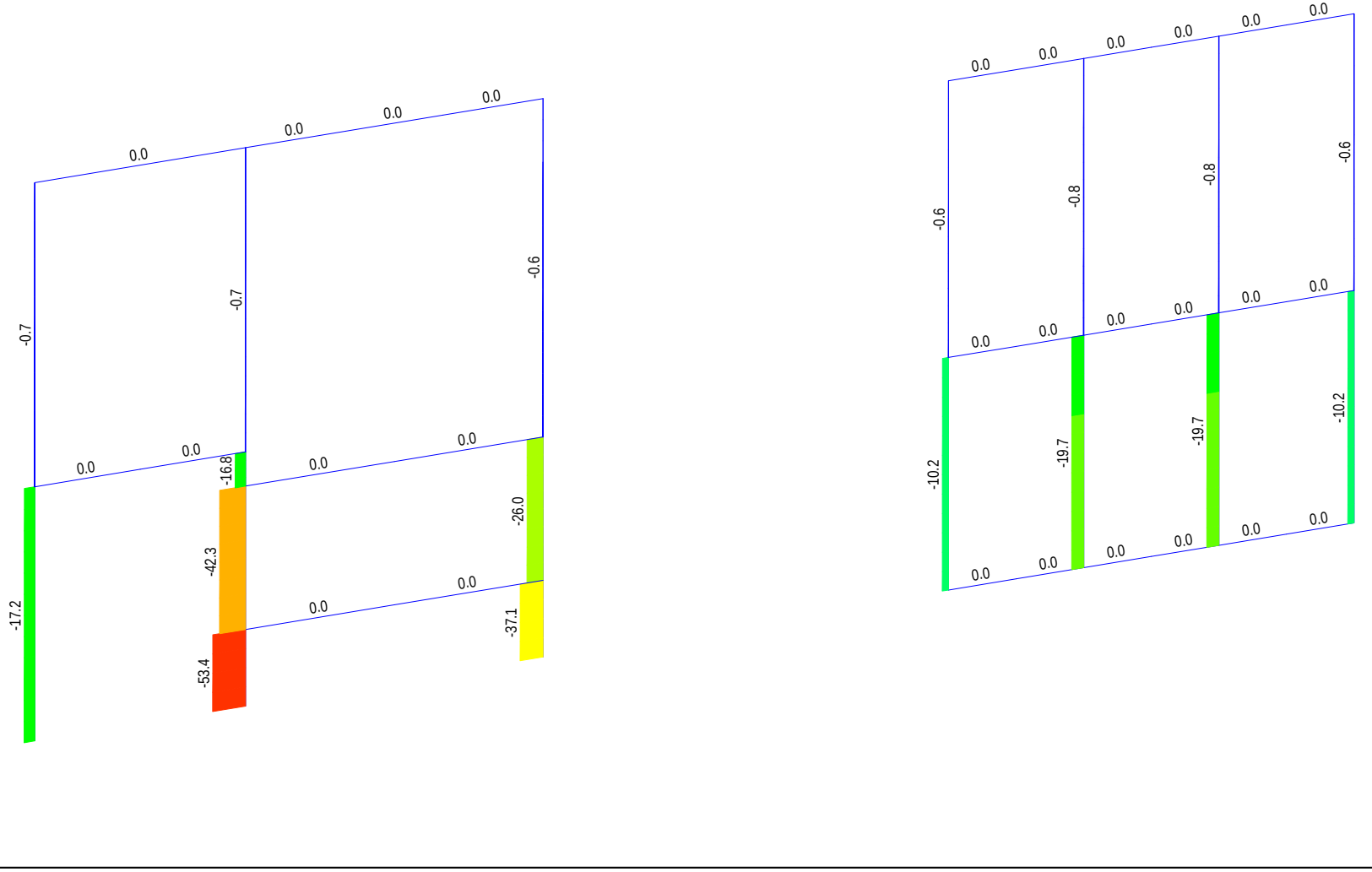
MAX : 4
MIN : 39

FILE: 서울제물포터널 유도갱(주
UNIT: cm
DATE: 10/06/2020

VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259



Axial Force Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY



midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

AXIAL

0.00000e+000
-4.85507e+000
-9.71014e+000
-1.45652e+001
-1.94203e+001
-2.42754e+001
-2.91304e+001
-3.39855e+001
-3.88406e+001
-4.36956e+001
-4.85507e+001
-5.34058e+001

CB: GLCB1

MAX : 3
MIN : 11

FILE: 서울제물포터널 유도갱(각

UNIT: kN

DATE: 10/06/2020

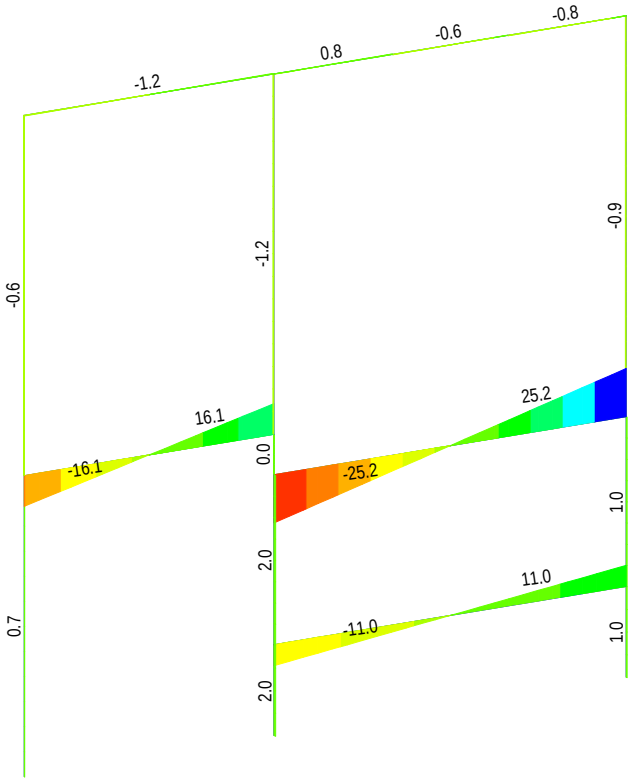
VIEW-DIRECTION

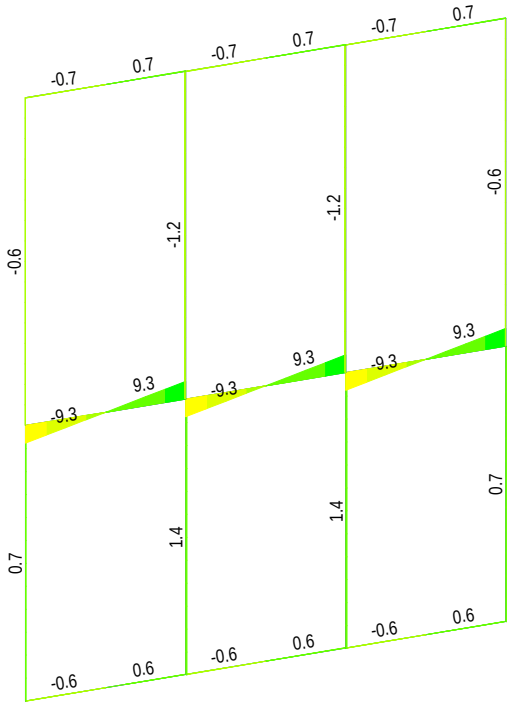
X:-0.483

Y:-0.837

Z: 0.259

Shear Force Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY





midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-y,z

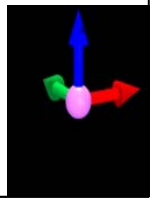
2.51944e+001
2.06136e+001
1.60328e+001
1.14520e+001
6.87120e+000
0.00000e+000
-2.29040e+000
-6.87120e+000
-1.14520e+001
-1.60328e+001
-2.06136e+001
-2.51944e+001

CB: GLCB1

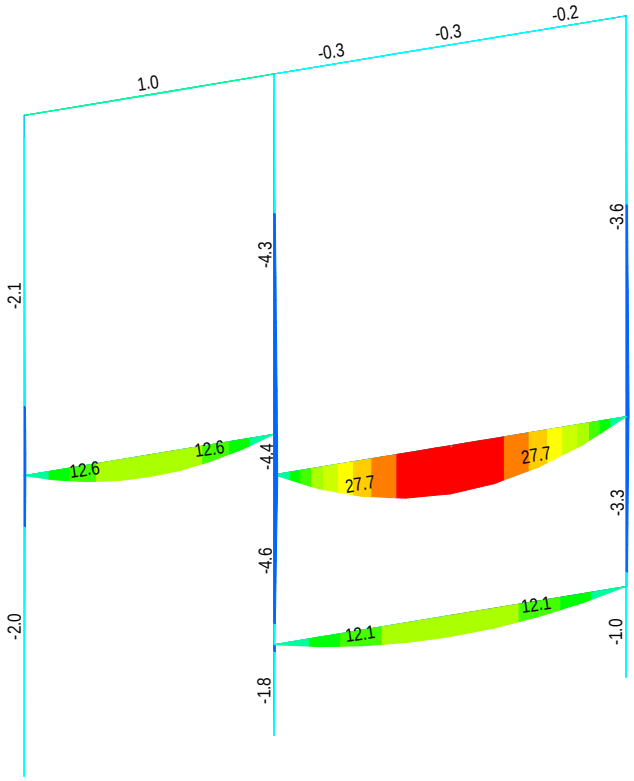
MAX : 83
MIN : 24

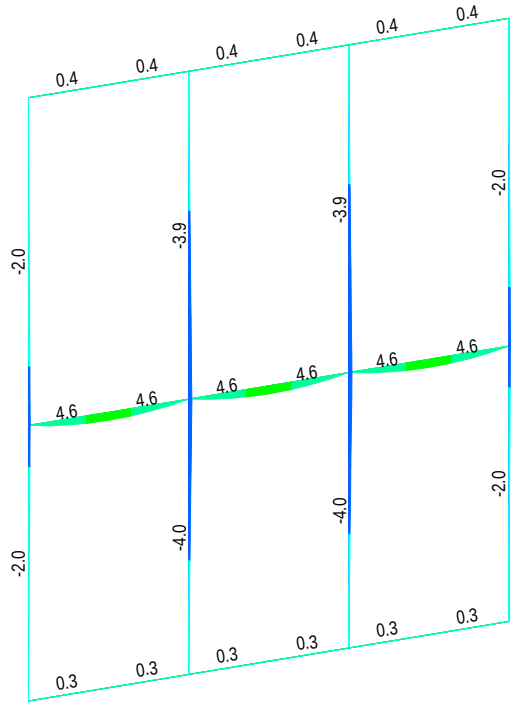
FILE: 서울제물포터널 유도갱(각
UNIT: kN
DATE: 10/06/2020

VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259



Bending Moment Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY





midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y,z

2.77139e+001
2.47751e+001
2.18364e+001
1.88976e+001
1.59589e+001
1.30201e+001
1.00814e+001
7.14264e+000
4.20389e+000
0.00000e+000
-1.67360e+000
-4.61234e+000

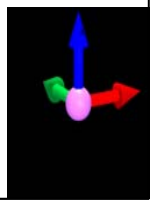
CB: GLCB1

MAX : 83
MIN : 81

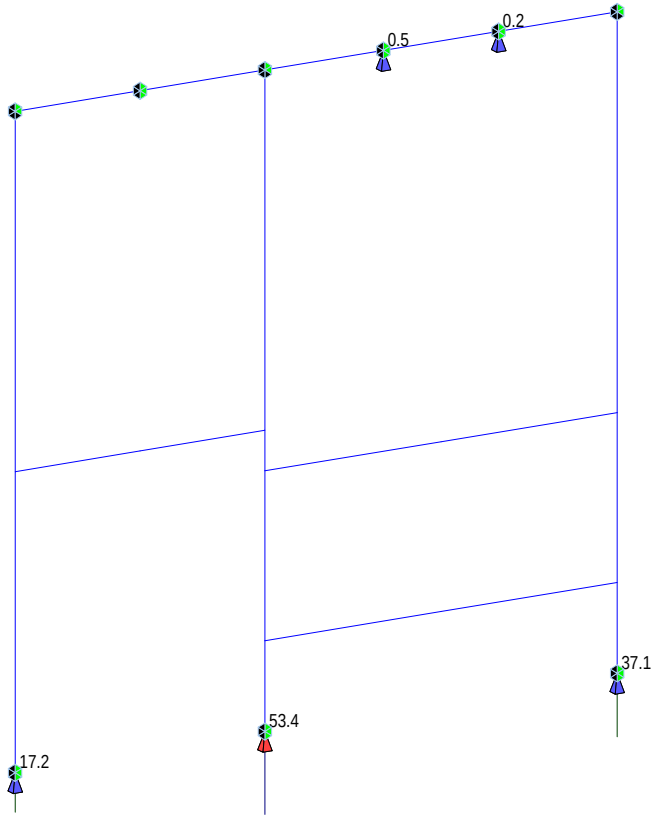
FILE: 서울제물포터널 유도갱(각
UNIT: kN·m
DATE: 10/06/2020

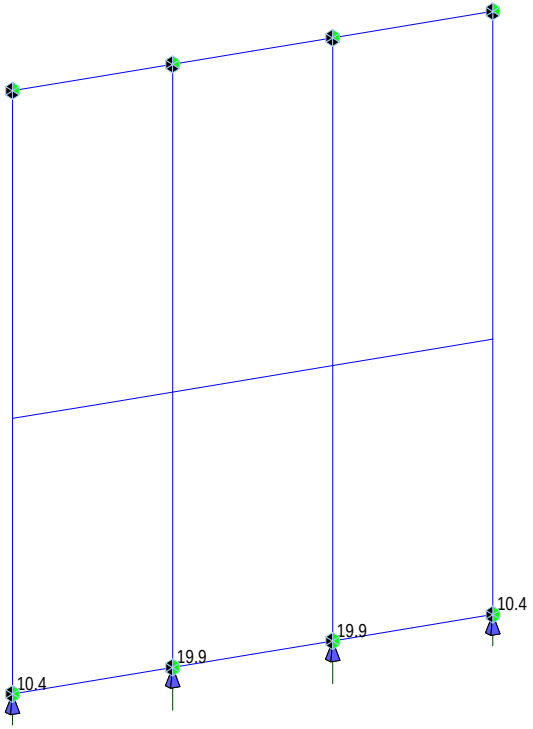
VIEW-DIRECTION

X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259



REACTION FORCE - DL





midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

FORCE-Z

MIN. REACTION

NODE= 70

FZ: 2.4880E-001

MAX. REACTION

NODE= 5

FZ: 5.3406E+001

ST: DL

MAX : 5
MIN : 70

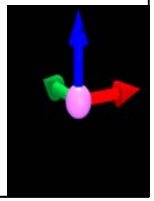
FILE: 서울제물포터널 유도갱(각
UNIT: kN
DATE: 10/06/2020

VIEW-DIRECTION

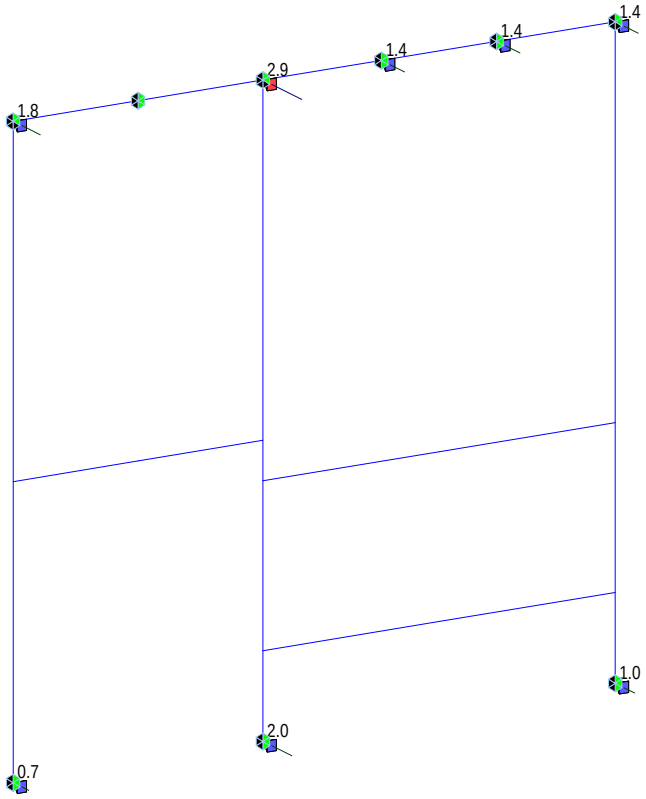
X:-0.483

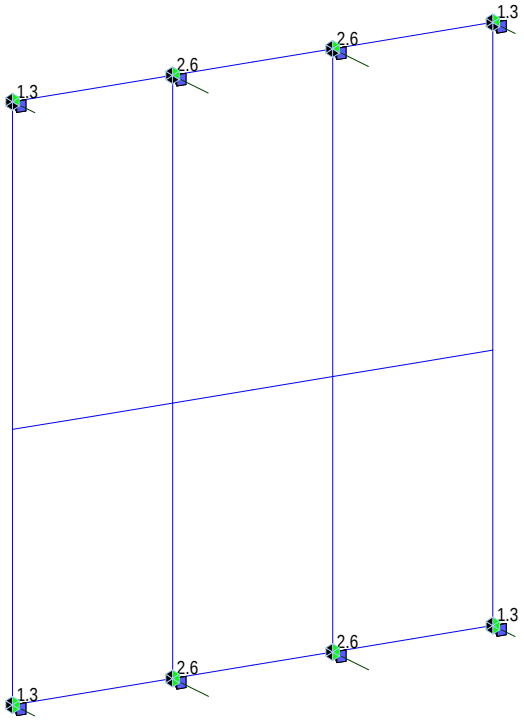
Y:-0.837

Z: 0.259



REACTION FORCE - WY





midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

FORCE-Y

MIN. REACTION

NODE= 4

FY: 6.5853E-001

MAX. REACTION

NODE= 57

FY: 2.9327E+000

ST: WY

MAX : 57
MIN : 4

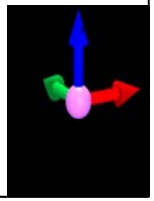
FILE: 서울제물포터널 유도갱(각
UNIT: kN
DATE: 10/06/2020

VIEW-DIRECTION

X:-0.483

Y:-0.837

Z: 0.259

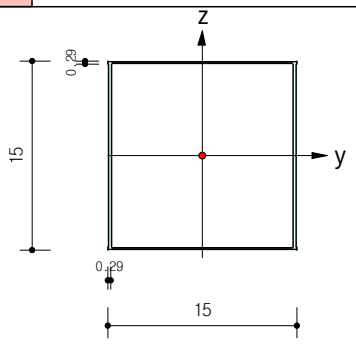


Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...격벽-2) ALC PANEL-201006.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, cm
Member No 81
Material SS400 (No:1)
(Fy = 23.5000, Es = 20500.0)
Section Name V1 B-150x150x2.9 (No:1)
(Rolled : V1 B-150x150x2.9).
Member Length : 172.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -42.033 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = -461.23
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -124.73, Mzj = -461.23 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.95639 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	15.0000	Web Thick	0.29000
Flg Width	15.0000	Top F Thick	0.29000
Web Center	14.7100	Bot.F Thick	0.29000
Area	17.0636	Asz	8.70000
Qyb	81.1546	Qzb	81.1546
Iyy	615.621	Izz	615.621
Ybar	7.50000	Zbar	7.50000
Syy	82.0828	Szz	82.0828
ry	6.00650	rz	6.00650

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 172.000, Lz = 172.000, Lb = 172.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 67.6 < 200.0 (Memb:49, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 2.4633/13.1298 = 0.188 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0.0000/15.5100 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 5.6191/14.1000 = 0.399 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
SFy = [Cmy/(1-fa/F'ey)], SFz = [Cmz/(1-fa/F'ez)]
Rmax1 = fa/0.60Fy + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz
Rmax2 = fa/Fa + SFy*fbcy/Fbcy + SFz*fbcz/Fbcz
Rmax = Max[Rmax1, Rmax2] = 0.573 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.024 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,  |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT)  |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+

    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =     81,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =     1
      *. UNIT SYSTEM : kN, cm

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = V1 B-150x150x2.9
         Shape     = B - Section. (Built-up)
         Depth     =     15.000,  Flg Width   =     15.000,  Web Center  =     14.710
         Web Thick =      0.290,  Top F Thick =      0.290,  Bot.F Thick =      0.290

         Area = 1.70636e+001,  Asy  = 8.70000e+000,  Asz  = 8.70000e+000
         Ybar = 7.50000e+000,  Zbar = 7.50000e+000,  Qyb  = 8.11546e+001,  Qzb  = 8.11546e+001
         Syy  = 8.20828e+001,  Szz  = 8.20828e+001,  Zyy  = 9.41393e+001,  Zzz  = 9.41393e+001
         Iyy  = 6.15621e+002,  Izz  = 6.15621e+002,  Iyz  = 0.00000e+000
         ry   = 6.00650e+000,  rz   = 6.00650e+000
         J    = 9.23073e+002,  Cwp  = 1.00000e+028

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 1.72000e+002,  Lz   = 1.72000e+002,  Lu   = 1.72000e+002
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+001,  Es   = 2.05000e+004,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :
         Axial Force      Fxx =-4.20326e+001
         Shear Forces     Fyy = 1.95639e+000,  Fzz = 0.00000e+000
         Bending Moments  My  = 0.00000e+000,  Mz  =-4.61234e+002
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Ly)
                          Mzi =-1.24735e+002,  Mzj =-4.61234e+002  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.8 ]
           -. Kl/r =    28.6  <   200.0  --->  O.K.

      ( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. Dflg = Cw - tw   =   14.42 cm.
           -. DTRf = Dflg/tf   =   49.72  >  620/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

      ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. DTRf =  Dflg/tf  =   49.72 cm.  >  620/SQRT[Fy]
              --->  Calculate effective width of flange (Bef).
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

     ( ). Compute elastic compressive stress.
          -. f     =  Fxx/Area - My*Ccom/Iyy  =      2.4633 kN/cm^2.

     ( ). Calculate effective depth of stiffened flange (Bef).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-7) ]
          -. Fy   =       34.084 kips/in^2.
          -. Be1  =  (238*tf)/SQRT[Fy]   =   4.654 in.=  11.822 cm.
                      253*tf     [           50.3       ]
          -. Be2  =  --------- * [ 1 - ---------------- ]  =   7.103 in.
                      SQRT[f]    [      (b/tf)*SQRT[f]  ]
                                                         =  18.043 cm.
          -. Bef  =  MAX(Be1,Be2)  =  18.043 cm.
          -. Bef  >  Dflg  --->  Bef = Dflg =  14.420 cm.

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = H-tf1-tf2 =   14.42 cm.
          -. DTR  =  Dweb/tw  =   49.72  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tw  =   49.72  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =   14.42 cm.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =     17.064 cm^2.
          -. Qa1 =  A_eff/Area  =   1.000  (about y-axis).

     ( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dflg = H-tf1-tf2 =   14.42 cm.
          -. DTRf = Dflg/tw   =   49.72  >  620/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  Dflg/tw  =   49.72 cm.  >  620/SQRT[Fy]
             --->  Calculate effective width of flange (Bef).

     ( ). Compute elastic compressive stress.
          -. f     =  Fxx/Area - Mz*Ccom/Izz  =      8.0824 kN/cm^2.

     ( ). Calculate effective depth of stiffened flange (Bef).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-7) ]
          -. Fy   =       34.084 kips/in^2.
          -. Be1  =  (238*tf)/SQRT[Fy]   =   4.654 in.=  11.822 cm.
                      253*tf     [           50.3       ]
          -. Be2  =  --------- * [ 1 - ---------------- ]  =   5.944 in.
                      SQRT[f]    [      (b/tf)*SQRT[f]  ]
                                                         =  15.098 cm.
          -. Bef  =  MAX(Be1,Be2)  =  15.098 cm.
```

```
-----------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
=========================================================================================

          -. Bef  >  Dflg  --->  Bef = Dflg =  14.420 cm.

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = Cw - tw   =   14.42 cm.
          -. DTR  =  Dweb/tf  =   49.72  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tf  =   49.72  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =   14.42 cm.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =     17.064 cm^2.
          -. Qa2 =  A_eff/Area  =   1.000  (about z-axis).

     ( ). Define reduction factor of stiffened elements (Qa).
          -. Qa  =  MIN[ Qa1, Qa2 ]  =   1.000

     ( ). Calculate allowable compressive stress (Fc).
          [ KSSC-ASD03 Specification 6.3 ]
                          [  2*(Pi^2)*Es  ]
          -. Cc   =  SQRT [ ------------- ]  =    131.22
                          [       Fy      ]
          -. Kl/r  <  Cc
                           [      (Kl/r)^2  ]
                           [ 1 - ---------- ]*Fy
                           [       2*Cc^2   ]
          -. Fc   =  ------------------------------  =     13.130 kN/cm^2.
                        5     3*(Kl/r)     (Kl/r)^3
                       --- + ---------- - ----------
                        3       8*Cc        8*Cc^3

     ( ). Calculate axial compressive stress of member (fc).
          -. fc   =  Fxx/Area  =     -2.463 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of axial stress (fc/Fc).
              fc           2.463
          -. ----  =  ------------  =  0.188  <  1.000  --->  O.K.
              Fc          13.130

=========================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.
=========================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  (Cw-tw)/tf  =   49.72
          -. axial stress : fa    =     -2.463 kN/cm^2.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

          -. fa/Fy  =   0.105  <  0.16
                        1680                fa
          -. DTR  <  ---------- [1 - 3.74 ----]  --->  COMPACT SECTION !
                     SQRT[Fy]               Fy

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  h/tw   =   49.72
          -. DTRf   >  500/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCz,FBTz  =  0.6*Fy  =     14.100 kN/cm^2.

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw   =   49.72
          -. DTRw >  620/SQRT[Fy]  --->  Calculate  Reff

     ( ). Compute elastic compressive stress.
          -. f     =  Fxx/Area - Mz*Ccom/Izz  =      8.0824 kN/cm^2.

     ( ). Calculate effective moment of inertia (Reff).
          [ AISC-ASD89 Appendix B5.b (A-B5-7) ]
          -. Be1  =  (238*tf)/SQRT[Fy]   =   4.654 in.=  11.822 cm.
                      253*tf     [           50.3       ]
          -. Be2  =  --------- * [ 1 - ---------------- ]  =   5.944 in.
                     SQRT[f]     [      (b/tf)*SQRT[f]  ]
                                                          =  15.098 cm.
          -. Bew  =  MAX(Be1,Be2)  =  14.420 cm.
          -. Bew  =  (H-2tf)  --->  Reff = Izz =      615.6211 cm^4.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
          -. fbcz  =  (Mz*Ccom)/Izz   =     -5.619 kN/cm^2.
          -. fbtz  =  (Mz*Cten)/Izz   =      5.619 kN/cm^2.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).
              fbcz           5.619
          -. ------  =  ------------  =  0.399  <  1.000  --->  O.K.
              FBCz          14.100
              fbtz           5.619
          -. ------  =  ------------  =  0.399  <  1.000  --->  O.K.
              FBTz          14.100

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial compression + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.2 ]
          -. fc/Fc  >  0.15
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


      ( ). Compute equivalent moment factor (Cmy, Cmz).
           -. Cmy  =  0.850 (User defined or default value)
           -. Cmz  =  0.850 (User defined or default value)
                        12*(Pi^2)*Es
           -. F'ez  =   --------------  =    128.734 kN/cm^2.
                        23*(Kl/r)^2
                           Cmz
           -. SFz  =  --------------  =   0.867
                      1. - fc/F'ez

           *. Check interaction ratio of combined stress at member end point.
                        fc         Cmy*fbcy             Cmz*fbcz
           -. Rmax1  =  ---- + ------------------ + ------------------
                        Fc     (1-fc/F'ey)*FBCy     (1-fc/F'ez)*FBCz
                        fc     SFy*fbcy     SFz*fbcz
                     =  ---- + ---------- + ----------   (8.1)
                        Fc       FBCy         FBCz
                     =  0.533  <  1.000  --->  O.K.
                           fc        fbcy      fbcz
           -. Rmax2  =  -------- + ------ + ------   (8.2)
                        0.6*Fy     FBCy      FBCz
                     =  0.573  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

      ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
           -. Fvy  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

      ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
           ( LCB =    1, POS =    J )
           -. Applied shear force : Fyy =        1.96 kN.
           -. fvy  =  Fyy / Asy         =      0.225 kN/cm^2.

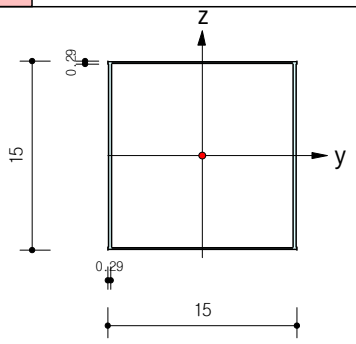
      ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
               fvy            0.225
           -. -----  =  ------------  =  0.024  <  1.000  --->  O.K.
               Fvy           9.400
```

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...격벽-2) ALC PANEL-201006.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, cm
Member No 30
Material SS400 (No:1)
(Fy = 23.5000, Es = 20500.0)
Section Name H1 B-150x150x2.9 (No:21)
(Rolled : H1 B-150x150x2.9).
Member Length : 200.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 463.068, Mz = 65.6825
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.31365 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 9.26136 (LCB: 1, POS:J)

Depth	15.0000	Web Thick	0.29000
Flg Width	15.0000	Top F Thick	0.29000
Web Center	14.7100	Bot.F Thick	0.29000
Area	17.0636	Asz	8.70000
Qyb	81.1546	Qzb	81.1546
Iyy	615.621	Izz	615.621
Ybar	7.50000	Zbar	7.50000
Syy	82.0828	Szz	82.0828
ry	6.00650	rz	6.00650

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 200.000, Lz = 200.000, Lb = 200.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 33.3 < 300.0 (Memb:30, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0.0000/11.7500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 5.6415/14.1000 = 0.400 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0.9223/14.1000 = 0.065 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.466 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.016 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.113 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)
midas Gen - Design & checking system for windows

Steel Member Applicable Code Checking
Based On KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,
KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,
AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,
AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,
AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,
AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,
GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,
Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,
AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,
TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90

(c)SINCE 1989

MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)
MIDAS IT Design Development Team

HomePage : www.MidasUser.com

Gen 2021

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
1	1	DL(1.000) + WY(1.000)

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =     30,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =    21
      *. UNIT SYSTEM : kN, cm

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = H1 B-150x150x2.9
         Shape     = B - Section. (Built-up)
         Depth     =     15.000,  Flg Width   =     15.000,  Web Center  =     14.710
         Web Thick =      0.290,  Top F Thick =      0.290,  Bot.F Thick =      0.290

         Area = 1.70636e+001,  Asy  = 8.70000e+000,  Asz  = 8.70000e+000
         Ybar = 7.50000e+000,  Zbar = 7.50000e+000,  Qyb  = 8.11546e+001,  Qzb  = 8.11546e+001
         Syy  = 8.20828e+001,  Szz  = 8.20828e+001,  Zyy  = 9.41393e+001,  Zzz  = 9.41393e+001
         Iyy  = 6.15621e+002,  Izz  = 6.15621e+002,  Iyz  = 0.00000e+000
         ry   = 6.00650e+000,  rz   = 6.00650e+000
         J    = 9.23073e+002,  Cwp  = 1.00000e+028

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 2.00000e+002,  Lz   = 2.00000e+002,  Lu   = 2.00000e+002
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+001,  Es   = 2.05000e+004,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
         Axial Force      Fxx = 0.00000e+000
         Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,  Fzz = 0.00000e+000
         Bending Moments  My  = 4.63068e+002,  Mz  = 6.56825e+001
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 0.00000e+000  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. l/r  =    33.3  <   300.0  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

      ( ). Check major dimension of box-section.
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
           -. Depth - Width Ratio (H/B)  =  1.0  <  6.0  --->  O.K.
           -. Flg_thick - Web_thick Ratio (tf/tw)  =  1.0  <  2.0  --->  O.K.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

     ( ). Check laterally unbraced length of compression flange (Lu).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Lcr  =  8300*(Bf/Fy)  = 509.302 cm.
          -. Lu  <  Lcr

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw  =   49.72
          -. DTR  <  1680/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  (Cw-tw)/tf  =   49.72
          -. DTRf   >  500/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCy,FBTy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCy,FBTy  =  0.6*Fy  =     14.100 kN/cm^2.

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  (Cw-tw)/tf  =   49.72  >  620/SQRT[Fy]  --->  Calculate Reff.

     ( ). Compute elastic compressive stress.
          -. f     =  Fxx/Area - My*Ccom/Iyy  =      5.6415 kN/cm^2.

     ( ). Calculate effective moment of inertia (Reff).
          [ AISC-ASD89 Appendix B5.b (A-B5-7) ]
          -. Be1  =  (238*tf)/SQRT[Fy]   =   4.654 in.=  11.822 cm.
                      253*tf     [           50.3       ]
          -. Be2  =  --------- * [ 1 - ---------------- ]  =   6.527 in.
                      SQRT[f]    [      (b/tf)*SQRT[f]  ]
                                                          =  16.579 cm.
          -. Bef  =  MIN[ MAX(Be1,Be2), (Cw-tw) ]  =  14.420 cm.
          -. Bef  =  (Cw-tw)  --->  Reff = Iyy =      615.6211 cm^4.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcy,fbty).
          -. fbcy  =  (My*Ccom)/Iyy   =     -5.641 kN/cm^2.
          -. fbty  =  (My*Cten)/Iyy   =      5.641 kN/cm^2.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcy/FBCy,fbty/FBTy).
              fbcy            5.641
          -. ------  =  -------------  =  0.400  <  1.000  --->  O.K.
              FBCy           14.100
              fbty            5.641
          -. ------  =  -------------  =  0.400  <  1.000  --->  O.K.
              FBTy           14.100
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  (Cw-tw)/tf  =   49.72
          -. DTR  <  1680/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  h/tw   =   49.72
          -. DTRf   >  500/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCz,FBTz  =  0.6*Fy  =     14.100 kN/cm^2.

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw   =   49.72
          -. DTRw >  620/SQRT[Fy]  --->  Calculate  Reff

     ( ). Compute elastic compressive stress.
          -. f     =  Fxx/Area - Mz*Ccom/Izz  =      0.8002 kN/cm^2.

     ( ). Calculate effective moment of inertia (Reff).
          [ AISC-ASD89 Appendix B5.b (A-B5-7) ]
          -. Fy   =       34.084 kips/in^2.
          -. Be1  =  (238*tw)/SQRT[Fy]   =   4.654 in.=  11.822 cm.
                      253*tw     [           50.3       ]
          -. Be2  =  --------- * [ 1 - ---------------- ]  =   1.636 in.
                      SQRT[f]    [      (b/tw)*SQRT[f]  ]
                                                          =   4.155 cm.
          -. Bew  =  MIN[ MAX(Be1,Be2), (H-2tf) ]  =  11.822 cm.
          -. Bem  =  (H-2tf) - Bew                 =   2.598 cm.
          -. Reff =  Izz - 2*[Bem*tw^3/12 + Bem*tw*(Cw/2)^2] =      534.1047 cm^4.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
          -. fbcz  =  (Mz*Ccom)/Reff  =     -0.922 kN/cm^2.
          -. fbtz  =  (Mz*Cten)/Izz   =      0.800 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).
              fbcz           0.922
          -. ------  =  -------------  =  0.065  <  1.000  --->  O.K.
              FBCz          14.100
              fbtz           0.800
          -. ------  =  -------------  =  0.057  <  1.000  --->  O.K.
              FBTz          14.100
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES.
================================================================================

      ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
           [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                          ft      fbcy      fbcz
           -. Rmax1  =  ---- + ------ + ------
                          Ft      FBCy      FBCz
                     =  0.466  <  1.000  --->  O.K.
                          fbcy      fbcz
           -. Rmax2  =  ------ + ------
                          FBCy      FBCz
                     =  0.466  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

      ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
           -. Fvy  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

      ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
           ( LCB =    1, POS =    J )
           -. Applied shear force : Fyy =        1.31 kN.
           -. fvy  =  Fyy / Asy         =      0.151 kN/cm^2.

      ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
               fvy           0.151
           -. -----  =  ------------  =  0.016  <  1.000  --->  O.K.
               Fvy           9.400

      ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
           -. Fvz  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

      ( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
           ( LCB =    1, POS =    J )
           -. Applied shear force : Fzz =        9.26 kN.
           -. fvz  =  Fzz / Asz         =      1.065 kN/cm^2.

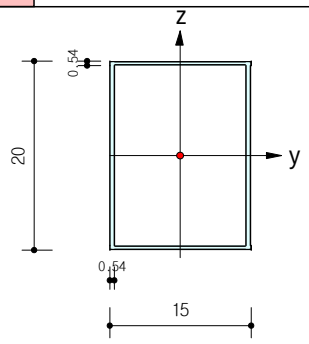
      ( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).
               fvz           1.065
           -. -----  =  ------------  =  0.113  <  1.000  --->  O.K.
               Fvz           9.400
```

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...격벽-2) ALC PANEL-201006.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, cm
Member No 24
Material SS400 (No:1)
(Fy = 23.5000, Es = 20500.0)
Section Name H2 B-200x150x5.4 (No:22)
(Built-up Section).
Member Length : 440.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 2771.39, Mz = 211.242
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.92038 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 25.1944 (LCB: 1, POS:J)

Depth	20.0000	Web Thick	0.54000
Flg Width	15.0000	Top F Thick	0.54000
Web Center	14.4600	Bot.F Thick	0.54000
Area	36.6336	Asz	21.6000
Qyb	117.721	Qzb	96.5208
Iyy	2143.64	Izz	1372.37
Ybar	7.50000	Zbar	10.0000
Syy	214.364	Szz	182.983
ry	7.64955	rz	6.12063

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 440.000, Lz = 440.000, Lb = 440.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 71.9 < 300.0 (Memb:24, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0.0000/11.7500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 12.9284/15.5100 = 0.834 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 1.1544/14.1000 = 0.082 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.915 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.013 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.124 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,  |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT)  |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+

    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =     24,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =    22
      *. UNIT SYSTEM : kN, cm

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = H2 B-200x150x5.4
         Shape     = B - Section. (Built-up)
         Depth     =     20.000,  Flg Width   =     15.000,  Web Center  =     14.460
         Web Thick =      0.540,  Top F Thick =      0.540,  Bot.F Thick =      0.540

         Area = 3.66336e+001,  Asy  = 1.62000e+001,  Asz  = 2.16000e+001
         Ybar = 7.50000e+000,  Zbar = 1.00000e+001,  Qyb  = 1.17721e+002,  Qzb  = 9.65208e+001
         Syy  = 2.14364e+002,  Szz  = 1.82983e+002,  Zyy  = 2.54277e+002,  Zzz  = 2.08485e+002
         Iyy  = 2.14364e+003,  Izz  = 1.37237e+003,  Iyz  = 0.00000e+000
         ry   = 7.64955e+000,  rz   = 6.12063e+000
         J    = 2.52110e+003,  Cwp  = 1.00000e+028

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 4.40000e+002,  Lz   = 4.40000e+002,  Lu   = 4.40000e+002
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+001,  Es   = 2.05000e+004,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
         Axial Force      Fxx = 0.00000e+000
         Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,  Fzz = 0.00000e+000
         Bending Moments  My  = 2.77139e+003,  Mz  = 2.11242e+002
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 0.00000e+000  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. l/r  =    71.9  <   300.0  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

      ( ). Check major dimension of box-section.
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
           -. Depth - Width Ratio (H/B)  =  1.3  <  6.0  --->  O.K.
           -. Flg_thick - Web_thick Ratio (tf/tw)  =  1.0  <  2.0  --->  O.K.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

     ( ). Check laterally unbraced length of compression flange (Lu).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Lcr  =  8300*(Bf/Fy)  = 491.643 cm.
          -. Lu  <  Lcr

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw  =   35.04
          -. DTR  <  1680/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  (Cw-tw)/tf  =   25.78
          -. DTRf   <  500/SQRT[Fy]  --->  NON-SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCy,FBTy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCy,FBTy  =  0.66*Fy  =     15.510 kN/cm^2.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcy,fbty).
          -. fbcy  =  (My*Ccom)/Iyy   =    -12.928 kN/cm^2.
          -. fbty  =  (My*Cten)/Iyy   =     12.928 kN/cm^2.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcy/FBCy,fbty/FBTy).
               fbcy          12.928
          -. ------  =  ------------  =  0.834  <  1.000  --->  O.K.
              FBCy          15.510
               fbty          12.928
          -. ------  =  ------------  =  0.834  <  1.000  --->  O.K.
              FBTy          15.510

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  (Cw-tw)/tf  =   25.78
          -. DTR  <  1680/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  h/tw   =   35.04
          -. DTRf   >  500/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCz,FBTz  =  0.6*Fy  =     14.100 kN/cm^2.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
          -. fbcz  =  (Mz*Ccom)/Izz   =     -1.154 kN/cm^2.
          -. fbtz  =  (Mz*Cten)/Izz   =      1.154 kN/cm^2.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).
              fbcz            1.154
          -. ------  =  ------------  =  0.082  <  1.000  --->  O.K.
              FBCz           14.100
              fbtz            1.154
          -. ------  =  ------------  =  0.082  <  1.000  --->  O.K.
              FBTz           14.100

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                        ft      fbcy      fbcz
          -. Rmax1  =  ---- + ------ + ------
                        Ft      FBCy      FBCz
                    =  0.915  <  1.000  --->  O.K.
                        fbcy      fbcz
          -. Rmax2  =  ------ + ------
                        FBCy      FBCz
                    =  0.915  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvy  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

     ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
          ( LCB =    1, POS =    J )
          -. Applied shear force : Fyy =        1.92 kN.
          -. fvy  =  Fyy / Asy         =      0.119 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
              fvy            0.119
          -. -----  =  ------------  =  0.013  <  1.000  --->  O.K.
              Fvy            9.400

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvz  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
(LCB = 1, POS = J)
-. Applied shear force : Fzz = 25.19 kN.
-. fvz = Fzz / Asz = 1.166 kN/cm^2.

( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).

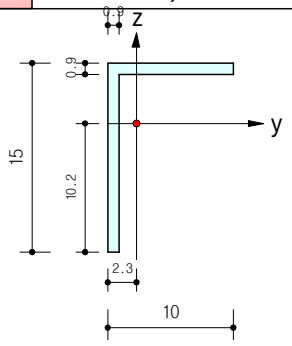
$$-.\ \frac{fvz}{Fvz} = \frac{1.166}{9.400} = 0.124 < 1.000 \ ---> \ O.K.$$

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...격벽-2) ALC PANEL-201006.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, cm
Member No 65
Material SS400 (No:1)
(Fy = 23.5000, Es = 20500.0)
Section Name H3 L-150x100x9 (No:31)
(Rolled : L 150x100x9).
Member Length : 312.000



Depth	15.0000	Web Thick	0.90000
Top F Width	10.0000	Top F Thick	0.90000
Area	21.8400	Asz	9.00000
Qyb	52.3265	Qzb	29.4912
Iyy	502.000	Izz	179.000
Ybar	2.32000	Zbar	10.2300
Syy	49.0000	Szz	23.3000
rp	2.15000		

2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 20.4574, Mz = 95.4884
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 1.22421 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 0.26227 (LCB: 1, POS:J)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 312.000, Lz = 312.000, Lb = 312.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 145.1 < 300.0 (Memb:65, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0.0000/11.7500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fbt/Fbt = 2.9011/14.1000 = 0.206 < 1.000 ..... O.K
fbc/Fbc = 4.9964/12.7613 = 0.392 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = ft/Ft + fbc/Fbc = 0.392 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.022 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.003 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,  |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT)  |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+


    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =     65,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =    31
      *. UNIT SYSTEM : kN, cm

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = H3 L-150x100x9, L 150x100x9
         Shape     = L - Section. (Rolled)
         Depth     =     15.000,  Top F Width =     10.000
         Web Thick =      0.900,  Top F Thick =      0.900

         Area = 2.18400e+001,  Asy  = 6.00000e+000,  Asz  = 9.00000e+000
         Ybar = 2.32000e+000,  Zbar = 1.02300e+001,  Qyb  = 5.23265e+001,  Qzb  = 2.94912e+001
         Syy  = 4.90000e+001,  Szz  = 2.33000e+001,  Zyy  = 8.97000e+001,  Zzz  = 4.29000e+001
         Iyy  = 5.02000e+002,  Izz  = 1.79000e+002,  Iyz  = 1.79661e+002
         ry   = 4.79000e+000,  rz   = 2.86000e+000,  rp   = 2.15000e+000
         J    = 5.86000e+000,  Cwp  = 8.00000e+001

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 3.12000e+002,  Lz   = 3.12000e+002,  Lu   = 3.12000e+002
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+001,  Es   = 2.05000e+004,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
         Axial Force      Fxx = 0.00000e+000
         Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,  Fzz = 0.00000e+000
         Bending Moments  My  = 2.04574e+001,  Mz  = 9.54884e+001
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 0.00000e+000  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS OF L-SECTION.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.8 ]
           -. l/r =   145.1  <   300.0  --->  O.K.

================================================================================
      [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES OF L-SECTION.
================================================================================

      ( ). Check width-thickness ratio of flange (BTR).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. BTR  =  bf/tf  =   16.67  >  200/SQRT[Fy]  --->  SLENDER SECTION !
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Calculate reduction factor of unstiffened elements (Qs).
          [ AISC-ASD89 Specification Appendix B. (A-B5-1) ]
          -. BTR  =   16.67  <  155/SQRT[Fy], Fy=     34.084 kips/in^2.
          -. Qs   =  1.340 - 0.00447*BTR*SQRT[Fy]  =  0.905

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBC,FBT).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBC  =  Qs*0.6*Fy  =     12.761 kN/cm^2.
          -. FBT  =  0.6*Fy     =     14.100 kN/cm^2.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member.
          -. AAA  =  -My*Izz + Mz*Iyz   =    13493.6456
          -. BBB  =   Mz*Iyy - My*Iyz   =    44259.7807
          -. CCC  =  Iyy*Izz - Iyz^2    =    57580.0135
          -. fb1  =  (AAA*z1-BBB*y1)/CCC  =     -0.614 kN/cm^2.
          -. fb2  =  (AAA*z2-BBB*y2)/CCC  =      2.901 kN/cm^2.
          -. fb3  =  (AAA*z3-BBB*y3)/CCC  =     -4.786 kN/cm^2.
          -. fb4  =  (AAA*z4-BBB*y4)/CCC  =     -4.996 kN/cm^2.
          -. fb5  =  (AAA*z5-BBB*y5)/CCC  =     -1.306 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of bending stresses.
               fb_com           -4.996
          -. --------  =  ------------  =  0.392  <  1.000  --->  O.K.
               FBC             12.761
              fb_ten            2.901
          -. --------  =  ------------  =  0.206  <  1.000  --->  O.K.
               FBT             14.100

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES OF L-SECTION.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                        ft     fbc
          -. Rmax1  =  ---- + -----   (8.5)
                        Ft     FBC
                    =  0.392  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvy  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

     ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
          ( LCB =    1, POS =    J )
          -. Applied shear force : Fyy =        1.22 kN.
          -. fvy  =  Fyy / Asy         =     0.204 kN/cm^2.
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

---

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

==========

( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).

$$-.\ \frac{fvy}{Fvy} = \frac{0.204}{9.400} = 0.022 < 1.000 \quad ---> \quad 0.K.$$

( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
[KSSC-ASD03 Specification 7.3]
-. Fvz = 0.40*Fy = 9.400 kN/cm^2.

( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
(LCB = 1, POS = J)
-. Applied shear force : Fzz = 0.26 kN.
-. fvz = Fzz / Asz = 0.029 kN/cm^2.

( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).

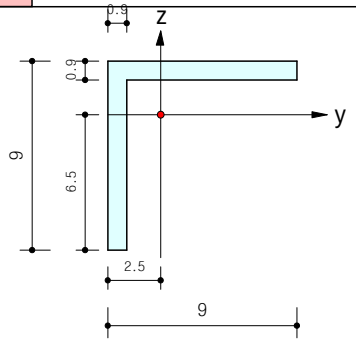
$$-.\ \frac{fvz}{Fvz} = \frac{0.029}{9.400} = 0.003 < 1.000 \quad ---> \quad 0.K.$$

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...격벽-2) ALC PANEL-201006.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, cm
Member No 7
Material SS400 (No:1)
(Fy = 23.5000, Es = 20500.0)
Section Name H4 L-90x90x9 (No:32)
(Rolled : L 90x9).
Member Length : 200.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 5.92515, Mz = 29.9925
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.59985 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 0.11850 (LCB: 1, POS:J)

Depth	9.00000	Web Thick	0.90000
Top F Width	9.00000	Top F Thick	0.90000
Area	15.3940	Asz	5.40000
Qyb	20.5981	Qzb	20.8658
Iyy	114.000	Izz	114.000
Ybar	2.54000	Zbar	6.46000
Syy	17.6500	Szz	17.6500
rp	1.76949		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 200.000, Lz = 200.000, Lb = 200.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 113.0 < 300.0 (Memb:7, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0.0000/11.7500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fbt/Fbt = 1.3862/14.1000 = 0.098 < 1.000 ..... O.K
fbc/Fbc = 2.1062/14.1000 = 0.149 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = ft/Ft + fbc/Fbc = 0.149 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.012 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.002 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96, |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT) |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+


    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =      7,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =    32
      *. UNIT SYSTEM : kN, cm

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = H4 L-90x90x9, L 90x9
         Shape     = L - Section. (Rolled)
         Depth     =      9.000,  Top F Width =      9.000
         Web Thick =      0.900,  Top F Thick =      0.900

         Area = 1.53940e+001,  Asy  = 5.40000e+000,  Asz  = 5.40000e+000
         Ybar = 2.54000e+000,  Zbar = 6.46000e+000,  Qyb  = 2.05981e+001,  Qzb  = 2.08658e+001
         Syy  = 1.76500e+001,  Szz  = 1.76500e+001,  Zyy  = 3.31513e+001,  Zzz  = 3.31513e+001
         Iyy  = 1.14000e+002,  Izz  = 1.14000e+002,  Iyz  = 6.98998e+001
         ry   = 2.72000e+000,  rz   = 2.72000e+000,  rp   = 1.76949e+000
         J    = 4.15530e+000,  Cwp  = 2.34185e+001

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 2.00000e+002,  Lz   = 2.00000e+002,  Lu   = 2.00000e+002
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+001,  Es   = 2.05000e+004,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
         Axial Force      Fxx = 0.00000e+000
         Shear Forces     Fyy = 0.00000e+000,  Fzz = 0.00000e+000
         Bending Moments  My  = 5.92515e+000,  Mz  = 2.99925e+001
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 0.00000e+000  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 0.00000e+000  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS OF L-SECTION.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.8 ]
           -. l/r =   113.0  <   300.0  --->  O.K.

================================================================================
      [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES OF L-SECTION.
================================================================================

      ( ). Check width-thickness ratio of flange (BTR).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. BTR  =  bf/tf  =   10.00  <  200/SQRT[Fy]  --->  NON-SLENDER SECTION !
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBC,FBT).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBC,FBT  =  0.6*Fy  =     14.100 kN/cm^2.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member.
          -. AAA  =  -My*Izz + Mz*Iyz   =     1421.0038
          -. BBB  =   Mz*Iyy - My*Iyz   =     3004.9779
          -. CCC  =  Iyy*Izz - Iyz^2    =     8110.0122
          -. fb1  =  (AAA*z1-BBB*y1)/CCC  =     -0.191 kN/cm^2.
          -. fb2  =  (AAA*z2-BBB*y2)/CCC  =      1.386 kN/cm^2.
          -. fb3  =  (AAA*z3-BBB*y3)/CCC  =     -1.949 kN/cm^2.
          -. fb4  =  (AAA*z4-BBB*y4)/CCC  =     -2.106 kN/cm^2.
          -. fb5  =  (AAA*z5-BBB*y5)/CCC  =     -0.524 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of bending stresses.
              fb_com          -2.106
          -. --------  =  ------------  =  0.149  <  1.000  --->  O.K.
               FBC            14.100
              fb_ten           1.386
          -. --------  =  ------------  =  0.098  <  1.000  --->  O.K.
               FBT            14.100

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES OF L-SECTION.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                        ft     fbc
          -. Rmax1  =  ---- + -----   (8.5)
                        Ft     FBC
                    =  0.149  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvy  =  0.40*Fy  =      9.400 kN/cm^2.

     ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
          ( LCB =    1, POS =    J )
          -. Applied shear force : Fyy =        0.60 kN.
          -. fvy  =  Fyy / Asy         =      0.111 kN/cm^2.

     ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
              fvy           0.111
          -. -----  =  ------------  =  0.012  <  1.000  --->  O.K.
              Fvy           9.400
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	서울제물포터널 유도갱(격벽-2) ALC PANEL-201006.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
[KSSC-ASD03 Specification 7.3]
-. Fvz = 0.40*Fy = 9.400 kN/cm^2.

( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
(LCB = 1, POS = J)
-. Applied shear force : Fzz = 0.12 kN.
-. fvz = Fzz / Asz = 0.022 kN/cm^2.

( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).

$$-.\ \frac{fvz}{Fvz} = \frac{0.022}{9.400} = 0.002 < 1.000 \ ---> \ 0.K.$$

4.1 Z-PLATE 검토

1) 설계조건

수직지점 간격	=	4.060	m	수평지점 간격	=	0.60	m
판넬중량	=	2.50	kN/m^2	철물중량	=	0.25	kN/m^2
제시된 풍압	=	0.43	kN/m^2				

2) 부재가정 **가정단면 : PL- 110 x 110 x 8T (BOLT : Ø12)**

Asy	=	7.84	cm^2 : BOLT 직경 제외
Ix	=	0.42	cm^4 : BOLT 직경 제외
Zx	=	1.05	cm^3 : BOLT 직경 제외

3) 풍압에 의한 응력 검토 (휨)

P_w	=	0.43 x (4.06 / 2) x (0.6 / 1)	=	0.52	kN	
M_{uw}	=	0.52 x (40 / 1000)	=	0.02	kN.m	
σ_{bw}	=	0.021 x 100 / 1.05	=	2.00	kN/cm^2	
f_{bw}			=	16.0	kN/cm^2	> σ_{bw}
					(O.K)	13%

4) 풍압에 의한 응력 검토 (전단)

V_w	=	0.43 x (4.06 / 2) x (0.6 / 1)	=	0.52	kN	
vy	=	0.52 / 7.84	=	0.07	kN.m	
fsy	=	2.4 / (1.5 x √3)	=	0.92	kN/cm^2	
vy / fsy	=	0.07 / 0.92	=	0.08	kN/cm^2	< 1.00
					(O.K)	

USE, PL- 110 x 110 x 8T (BOLT : Ø12)

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 1

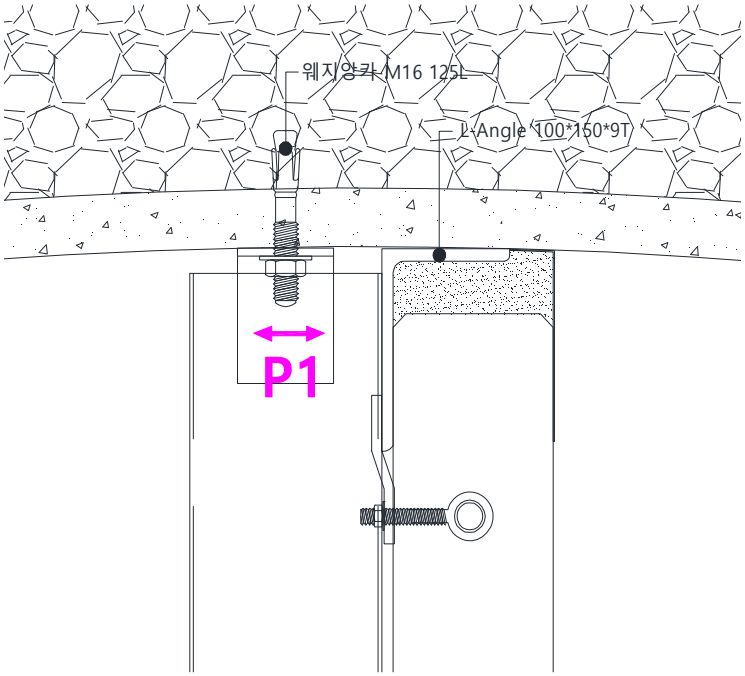
: B-150x150x5.4T, UPPER ANCHOR

1) GENERAL

Slcb1 : W.L

P_1 = 2.90 kN (Reaction Force : P.)

P_2 = 0.000 kN



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	13.9% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

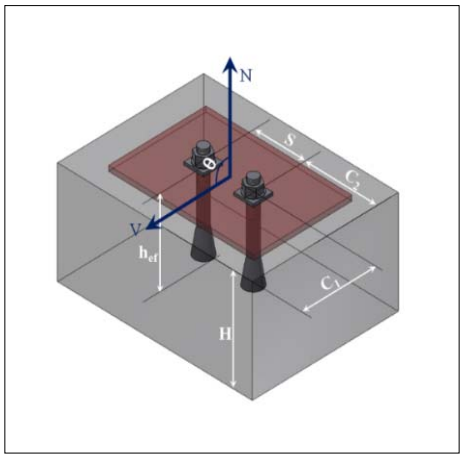
(1) INPUT DATA

P_1	=	2.90 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	3.77 kN	
P_2	=	0.000 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	0.00 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	1 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0.0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1	=	3.77 N
P_2	=	0.00 N



−. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua2}	=	P_2	
	=	0.00 kN	

−. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1	
	=	3.77 N	

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	0.00 N	<	$0.2 * \phi N_n$	=	1.91 N	
V_{ua}	=	3.77 N	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	4.52 N	
∴ $(N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$	=	0.17	<	1.2		O.K	13.9%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance ($\varnothing N_n$)				Value / Unit	
$\varnothing N_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		40.82 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing N_{cb}$	콘크리트 파괴강도			11.05 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			20.08 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 210.0	b = 210.0	$a \times b$	44100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
$\varnothing N_{pn}$	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \varnothing \varphi_{c,P} \cdot N_p$		9.55 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			17.37 kN	
$\varnothing N_n$	$Min\ [\varnothing N_{sa}; \varnothing N_{cb}; \varnothing N_{pn}]$			9.55 kN	0.000

Shear Resistance ($\varnothing V_n$)				Value / Unit	
$\varnothing V_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		22.61 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing V_{cb}$	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1)\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
$\varnothing V_{cp}$	콘크리트 프라이아웃 강도	$\varnothing k_{cp} \cdot N_{cb}$		28.12 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			20.08 kN	
$\varnothing V_n$	$Min\ [\varnothing V_{sa}; \varnothing V_{cb}; \varnothing V_{cp}]$			22.61 kN	0.167

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 2

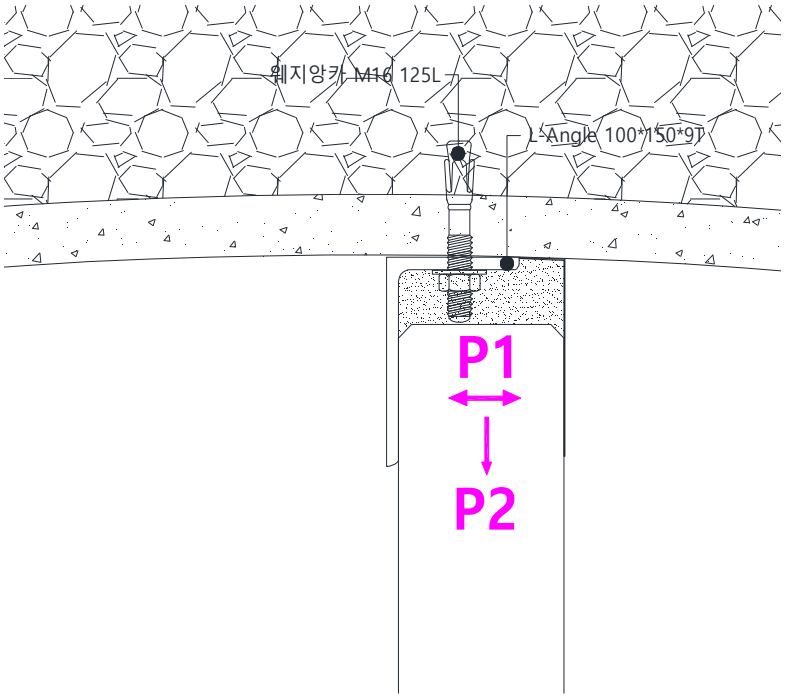
: L-100x150x9T, UPPER ANCHOR

1) GENERAL

Slcb1 : D.L + W.L

P_1 = 1.40 kN (Reaction Force : P.)

P_2 = 0.500 kN



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	11.9% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

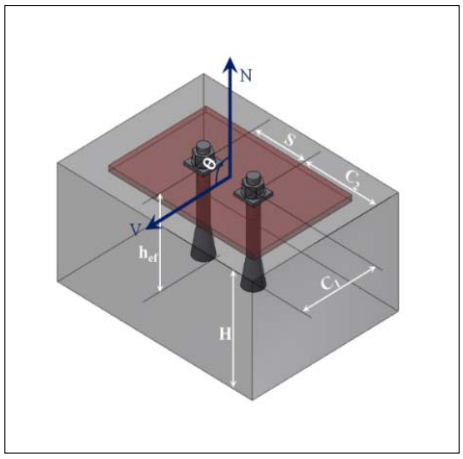
(1) INPUT DATA

P_1	=	1.40 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	1.82 kN	
P_2	=	0.500 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	0.60 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	1 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0.0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1	=	1.82 N
P_2	=	0.60 N



−. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua2}	=	P_2	
	=	0.60 kN	

−. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1	
	=	1.82 N	

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	0.60 N	<	$0.2 * \phi N_n$	=	1.91 N	
V_{ua}	=	1.82 N	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	4.52 N	
∴ $(N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$	=	0.14	<	1.2		O.K	11.9%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance ($\varnothing N_n$)				Value / Unit	
$\varnothing N_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		40.82 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing N_{cb}$	콘크리트 파괴강도			11.05 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			20.08 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 210.0	b = 210.0	$a \times b$	44100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
$\varnothing N_{pn}$	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \varnothing \varphi_{c,P} \cdot N_p$		9.55 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			17.37 kN	
$\varnothing N_n$	$Min\ [\varnothing N_{sa}; \varnothing N_{cb}; \varnothing N_{pn}]$			9.55 kN	0.063

Shear Resistance ($\varnothing V_n$)				Value / Unit	
$\varnothing V_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		22.61 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing V_{cb}$	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1)\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
$\varnothing V_{cp}$	콘크리트 프라이아웃 강도	$\varnothing k_{cp} \cdot N_{cb}$		28.12 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			20.08 kN	
$\varnothing V_n$	$Min\ [\varnothing V_{sa}; \varnothing V_{cb}; \varnothing V_{cp}]$			22.61 kN	0.081

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 3

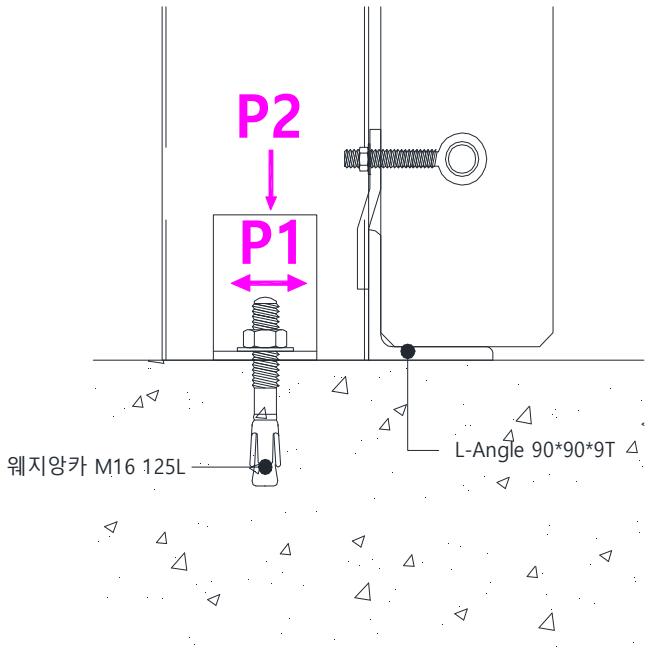
: B-150x150x5.4T, BOTTOM ANCHOR

1) GENERAL

sLCB : W.L + D.L

P_1 = 2.00 kN (Reaction Force : P.)

P_2 = 53.40 kN (압축응력)



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	9.6% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

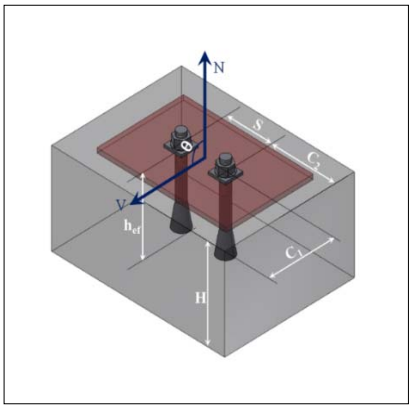
(1) INPUT DATA

P_1	=	2.00 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	2.60 kN	
P_2	=	53.400 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	64.08 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	1 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1 = 2.60 kN



−. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua1}	=	$(P_1 \times e) / 0.85\,d$	
	=	0.00 kN	
N_{ua2}	=	*0.00*	
	=	0.00 kN	
N_{ua}	=	$N_{ua1} - N_{ua2}$	
	=	0.00 kN	

−. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1	
	=	2.60 kN	

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	0.00 kN	<	$0.2 * \phi Nn$	=	1.32 kN
V_{ua}	=	2.60 kN	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	4.52 kN

∴ $(N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$ = 0.12 < 1.2 O.K 9.6%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance ($\varnothing N_n$)				Value / Unit	
$\varnothing N_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		40.82 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing N_{cb}$	콘크리트 파괴강도			11.05 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			20.08 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 210.0	b = 210.0	$a \times b$	44100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
$\varnothing N_{pn}$	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \varnothing \varphi_{c,P} \cdot N_p$		6.60 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			12.00 kN	
$\varnothing N_n$	$Min\ [\varnothing N_{sa}; \varnothing N_{cb}; \varnothing N_{pn}]$			6.60 kN	0.000

Shear Resistance ($\varnothing V_n$)				Value / Unit	
$\varnothing V_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		22.61 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing V_{cb}$	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1)\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
$\varnothing V_{cp}$	콘크리트 프라이아웃 강도	$\varnothing k_{cp} \cdot N_{cb}$		28.12 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			20.08 kN	
$\varnothing V_n$	$Min\ [\varnothing V_{sa}; \varnothing V_{cb}; \varnothing V_{cp}]$			22.61 kN	0.115

◆ 구조계산 요약

▶ THK.125mm ALC PANEL(수직) 길이 : 4,06㎜이하

※ PANEL하중 : 2.5kN/㎡ 적용 (제시된 하중)

※ 풍하중 : 0.43kN/㎡ 적용 (제시된 풍압)

※ 상/하 PANEL 지점 : L-ANGLE에 의한 PIN 접합

▶ 수직부재(V1) : B-150x150x2.9T

※ 지점 WEDGE ANCHOR 1EA 이상-M16

▶ 수평부재(H1) : B-150x150x2.9T

※ 지점 WELDING

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

▶ 수평부재(H2) : B-200x150x5.4T

※ 지점 WELDING

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

▶ 상부 수평부재(H3) : L-150x100x9T

※ 지점 WEDGE ANCHOR 1EA-M16 @1,600

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

▶ 하부 수평부재(H4) : L-90x90x9T

※ 지점 WEDGE ANCHOR 1EA-M16 @1,600

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

RAMP C,D
프리텐션 격벽 계산서

제1장 설계개요

1.1 설계조건

1.1.1 프리텐션 격벽 제원

(가) 종 별 : 프리텐션 격벽

(나) 제작방법 : 프리텐션방식

(다) 하중조건 : 가설 중 하중 및 풍압

(라) 적용지간

㉮ 격벽 높이 : 3.100 m

㉯ 계산지간 : 2.600 m

㉰ 폭 원 : 1.500 m

㉱ 콘크리트 높이 : 0.125 m

1.1.2 설계 하중

(가) 철근 콘크리트 : 25.00 kN/m^3

(나) 무근 콘크리트 : 23.50 kN/m^3

(다) 작용 풍하중 : 0.021 kN/m^2

1.1.3 사용재료 및 허용응력

(가) PS 강재

㉮ 인장강도 : f_{pu} = 1,880 Mpa

㉯ 항복점 응력 : f_{py} = 1,600 Mpa

㉰ 허용 인장응력

· 긴장을 할 때 긴장재의 인장응력

fpa = 0.80 x fpu = 1,504 MPa

0.94 x fpy = 1,504 MPa 중 작은 값 이하

· 프리스트레스 도입 직후에 긴장재의 인장응력

fpa = 0.74 x fpu = 1,391 MPa

0.82 x fpy = 1,312 MPa 중 작은 값 이하

· 정착구와 커플러의 위치에서 프리스트레싱 도입 직후 포스트텐션 긴장재의 응력

fpa = 0.70 x fpu = 1,316 MPa

· 사용하중 작용: f_{pia} = 0.8 x f_{py} = 1,280 Mpa

㉱ 탄성계수 : E_p = 200,000 Mpa

㉲ 단면적 : A_p = Φ15.2mm x 6 x Ap = 832.2 mm^2

(나) 프리스트레스트 콘크리트

㉮ 설계기준강도 : f_{ck} = 50 Mpa

㉯ PS도입시 압축강도 : f_{ci} = 0.60 x f_{ck} = 30 Mpa

㉰ 허용 휨압축응력

PS 도입 직후 : f_{cat} = 0.60 x f_{ci} = 18.0 Mpa

사용하중 도입시 : f_{ca} = 0.45 x f_{ck} = 22.5 Mpa

㉱ 허용 휨인장응력

PS 도입 직후 : $f_{cat'}$ = 0.25 x $\sqrt{f_{ci}}$ = 1.37 Mpa

사용하중 도입시 : f_{ca} = 0.5 x $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.54 Mpa

㉲ 탄 성 계 수

PS 도입 직후 : E_{ci} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 28,600 Mpa

사용하중 도입시 : E_{pc} = 8,500 × $\sqrt[3]{f_{cu}}$ = 32,900 Mpa

$f_{cu} = f_{ck} + 8$

㉳ 탄성계수비

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

사용하중 도입시 : $n_p = E_p / E_{pc}$ = 6.1

(다) 철 근

㉮ 항복점 응력 : f_{sy} = 400 Mpa

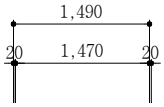
㉯ 허용 인장응력 : f_{sa} = 180 Mpa

㉰ 탄 성 계 수 : E_p = 2.0×10^5 Mpa

1.1.4 사용성의 한계

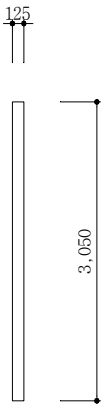
(가) 활하중 처짐의 허용값 : $\delta_L \leq \delta_{La}$ = L (지간) / 800

평 면 도



종 단 면 도





제3장 하중산정

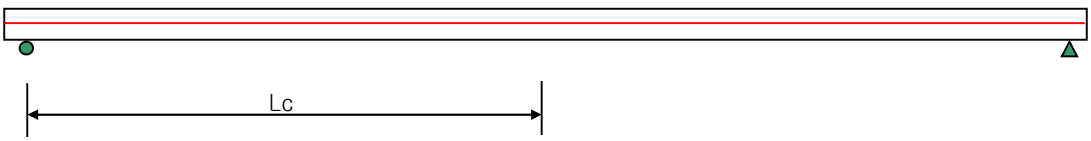
3.1 운반 및 가설시 하중

1) 프리텐션 격벽 자중

① 프리텐션 격벽 고정하중

단 면 적 = 187,500 ㎟

하중계산 = 187,500 / 1.0E+06 × 25.00 = 4.359 kN/m



3.2 보도 활하중 또는 풍하중

1) 작업하중 (wl1)

단위하중 = 0.000 kN/㎡

하중계산 = 0.000 × 1.500 = 0.000 kN/m

2) 풍하중 (wl2)

단위하중 = 0.021 kN/㎡

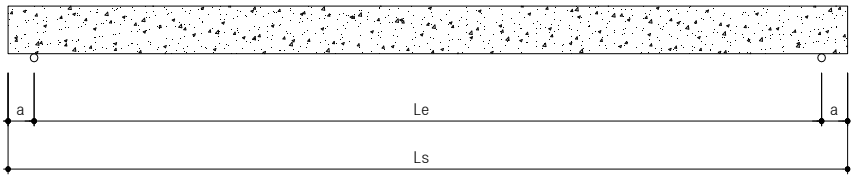
하중계산 = 0.021 × 1.500 = 0.031 kN/m

3.4 하중조합

구 분	운반시 자중	접합 몰탈	작업하중	풍 하 중	시설물하중	하중 조합
하 중	4.359	0.000	0.000	0.031	0.000	
LC-1	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	4.36
LC-2	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	4.36
LC-3	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	4.39
ULC-1	1.4	1.4	0.0	0.0	1.4	6.10
ULC-2	1.2	1.2	1.6	0.0	1.2	5.23
ULC-3	1.2	1.2	0.0	1.3	1.2	5.27
MAX						6.10

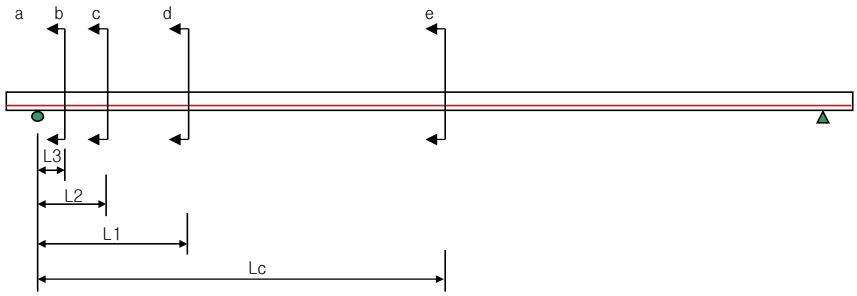
3.4 단면력 산정

1) 하중산정 단면



① 단면 길이

- 슬래브 전장(Ls) : 3.100 m
- 계산지간(Le) : 2.600 m
- 단부길이(a) : 0.250 m



② 단면 길이(지점기준)

Lc (빔 중앙 지점= Le/2) : 1.300 m

L1 (2차 검토 지점) : 0.250 m

L2 (1차 검토 지점) : 0.250 m

L3 (지점에서 슬래브 높이(H)의 1/2지점) : 0.063 m

③ 강선의 피복구간(슬래브 단부 기준)

2차 강선피복 길이 = (L2 + a) = 0.500 m

1차 강선피복 길이 = (L1 + a) = 0.500 m

2) 가설시 작용하는 자중(프리텐션 격벽)

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (4.359 × 3.100)/ 2 = 6.756 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 4.359 × 0.063 / 2 × (2.850 - 0.063) = 0.380 kN-m

M_3 = 4.359 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) = 1.417 kN-m

M_4 = 4.359 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) = 1.417 kN-m

M_5 = 4.359 × 1.300 / 2 × (2.850 - 1.300) = 4.391 kN-m

③ 전단력

S_1 = 6.756 kN

S_2 = 6.756 - (4.359 × 0.063) = 6.483 kN

S_3 = 6.756 - (4.359 × 0.250) = 5.666 kN

S_4 = 6.756 - (4.359 × 0.250) = 5.666 kN

S_5 = 6.756 - (4.359 × 1.300) = 1.090 kN

3) 작업하중 또는 풍하중

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.031 × 3.100)/ 2 = 0.049 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.031 × 0.063 / 2 × (2.850 - 0.063) = 0.003 kN-m

M_3 = 0.031 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) = 0.010 kN-m

M_4 = 0.031 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) = 0.010 kN-m

M_5 = 0.031 × 1.300 / 2 × (2.850 - 1.300) = 0.032 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.049 kN

S_2 = 0.049 - (0.031 × 0.063) = 0.047 kN

S_3 = 0.049 - (0.031 × 0.250) = 0.041 kN

S_4 = 0.049 - (0.031 × 0.250) = 0.041 kN

S_5 = 0.049 - (0.031 × 1.300) = 0.008 kN

4) 시설물하중

① 반력 ($R_B = R_A$)

R_A = (0.000 × 3.100 + 0.000) / 2 = 0.000 kN

② 모멘트

M_1 = 0.000 kN-m

M_2 = 0.000 × 0.063 / 2 × (2.850 - 0.063) + 0.000 × 0.063 = 0.000 kN-m

M_3 = 0.000 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) + 0.000 × 0.250 = 0.000 kN-m

M_4 = 0.000 × 0.250 / 2 × (2.850 - 0.250) + 0.000 × 0.250 = 0.000 kN-m

M_5 = 0.000 × 1.300 / 2 × (2.850 - 1.300) + 0.000 × 1.300 = 0.000 kN-m

③ 전단력

S_1 = 0.000 kN

S_2 = 0.000 - (0.000 × 0.063) - 0.000 = 0.000 kN

S_3 = 0.000 - (0.000 × 0.250) - 0.000 = 0.000 kN

S_4 = 0.000 - (0.000 × 0.250) - 0.000 = 0.000 kN

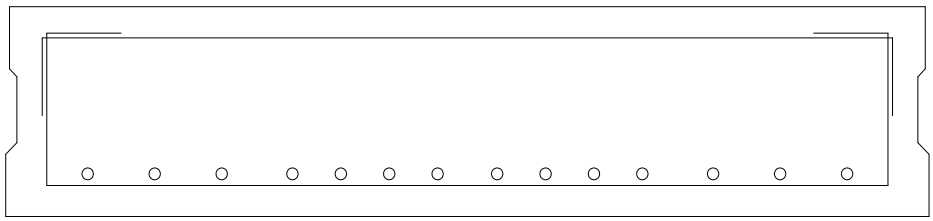
S_5 = 0.000 - (0.000 × 1.300) - 0.000 = 0.000 kN

5) 단면력 집계

구 분		작업중 프리텐션 격벽	-	작업하중 또는 풍하중	시설물하중	합 계	비 고
휨모멘트 (kN·m)	a	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	지점부
	b	0.380	0.000	0.003	0.000	0.382	전단취약부
	c	1.417	0.000	0.010	0.000	1.427	1차비부착부
	d	1.417	0.000	0.010	0.000	1.427	2차비부착부
	e	4.391	0.000	0.032	0.000	4.423	중앙부
전단력 (kN)	a	6.756	0.000	0.049	0.000	6.804	지점부
	b	6.483	0.000	0.047	0.000	6.530	전단취약부
	c	5.666	0.000	0.041	0.000	5.707	1차비부착부
	d	5.666	0.000	0.041	0.000	5.707	2차비부착부
	e	1.090	0.000	0.008	0.000	1.097	중앙부

제4장 단면계수 산정

4.1 프리텐션 격벽의 총단면



기호	N	B	H	A (BHC_1)	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_c=AK
① □	1	1500	125	187,500	62.5	11,718,750	3,906	1,302	5,208	976,562,500
② □	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
③ ▽	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
④ □	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
⑤ ▽	2	0	0	0	0.0	0	0	0	0	0
합 계				187,500		11,718,750				976,562,500

여기서, C_i는 분할단면의 형상계수임.

직사각형 : C1 = 1.0 , C2 = $\frac{1}{12}$

삼각형 : C1 = 0.5 , C2 = $\frac{1}{18}$

A_{c0} = 187,500.00 ㎟

Y_{t0} = ∑Q / ∑A = 11,718,750 / 187,500 = 62.50 ㎜

Y_{b0} = Y_{tc0} - H = 62.50 - 125.00 = -62.50 ㎜

I_{v0} = $\sum I_c - Y_{t0} \cdot \sum Q$

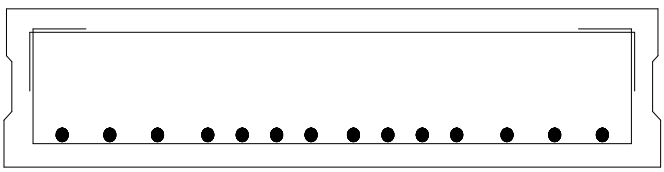
= 976,562,500 - 62.50 × 11,718,750 = 244,140,625 $㎜^4$

Z_{tc0} = $\frac{I_{vc0}}{Y_{tc0}} = \frac{244,140,625}{62.50}$ = 3,906,250.0 $㎜^3$

Z_{bc0} = $\frac{I_{vc0}}{Y_{bc0}} = \frac{244,140,625}{-62.50}$ = -3,906,250.0 $㎜^3$

4.2 PS강재의 환산단면 (프리스트레스 도입시) : fci = 30.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 1.300m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap	15.2	6	62.5
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	I_{cc0}'=AK
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	6	4,987.38	62.5	311,661	3,905	0	3,905	19,475,721
합계		6	192,487.38		12,030,411				996,038,221

N_c' = 6.99

A_{vc1}' = 192,487.38 ㎟

Y_{tc1}' = $\sum Q / \sum A$ = 12,030,411 / 192,487 = 62.50 ㎜

Y_{bc1}' = $Y_{tc1}' - H$ = 62.50 - 125.00 = -62.50 ㎜

e_{pc1}' = $Y_{tc1}' - (6 \times 62.5) / 6$

= 62.50 - 62.49 = 0.01 ㎜

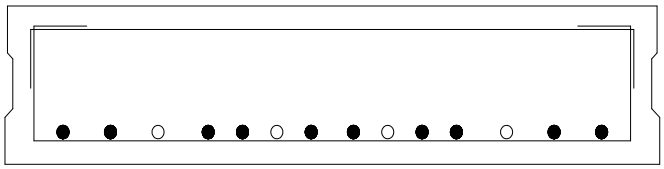
I_{vc1}' = $\sum I_{cc0}' - Y_{tc1}' \cdot \sum Q$

= 996,038,221 - 62.50 × 12,030,411 = 244,140,625 $㎜^4$

$Z_{tc1}' = \frac{I_{vc1}'}{Y_{tc1}'} = \frac{244,140,625}{62.50} = 3,906,266.2$ ㎥

$Z_{bc1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{bc1}'} = \frac{244,140,625}{-62.50} = -3,906,233.8$ ㎥

2) 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)



위치	강재직경 (㎜)	개수(ea)	위치(Y) (㎜)
Ap	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}'=AK$
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	4	3,324.92	62.5	207,774	3,905	0	3,905	12,983,814
합계		4	190,824.92		11,926,524				989,546,314

N_c' = 6.99

A_{v1}' = 190,824.92 ㎟

Y_{t1}' = $\sum Q / \sum A$ = 11,926,524 / 190,825 = 62.50 ㎜

Y_{b1}' = $Y_{t1}' - H$ = 62.50 - 125.00 = -62.50 ㎜

e_{p1}' = $Y_{t1}' - (4 \times 62.5) / 4$

= 62.50 - 62.49 = 0.01 ㎜

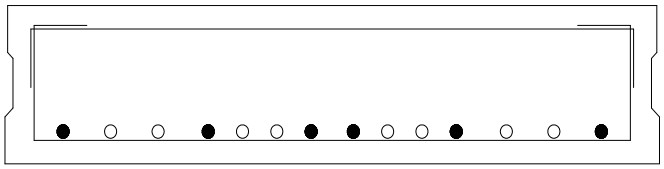
I_{v1}' = $\sum I_{c0}' - Y_{t1}' \cdot \sum Q$

= 989,546,314 - 62.50 × 11,926,524 = 244,140,625 $㎜^4$

$Z_{t1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{t1}'} = \frac{244,140,625}{62.50} = 3,906,260.9$ ㎥

$Z_{b1}' = \frac{I_{v1}'}{Y_{b1}'} = \frac{244,140,625}{-62.50} = -3,906,239.1$ ㎥

3) 1차 검토구간 단면 (지점으로부터터 0.250m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}'=AK$
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	4	3,324.92	62.5	207,774	3,905	0	3,905	12,983,814
합계		4	190,824.92		11,926,524				989,546,314

N_c' = 6.99

A_{va1}' = 190,824.92 ㎟

Y_{ta1}' = $\sum Q / \sum A$ = 11,926,524 / 190,825 = 62.50 mm

Y_{ba1}' = $Y_{ta1}' - H$ = 62.50 − 125.00 = -62.50 mm

e_{pa1}' = $Y_{ta1}' - (4 \times 62.5) / 4$

= 62.50 − 62.49 = 0.01 mm

I_{va1}' = $\sum I_{ca0}' - Y_{ta1}' \cdot \sum Q$

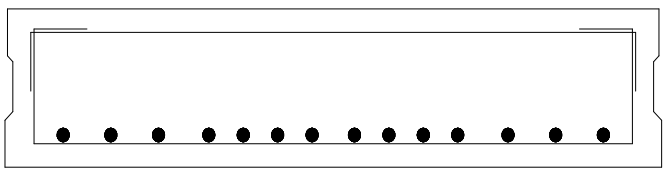
= 989,546,314 − 62.50 × 11,926,524 = 244,140,625 mm^4

$$Z_{ta1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ta1}'} = \frac{244,140,625}{62.50} = 3,906,260.9 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1}' = \frac{I_{va1}'}{Y_{ba1}'} = \frac{244,140,625}{-62.50} = -3,906,239.1 \text{ ㎣}$$

4.3 PS강재의 환산단면 (설계하중 작용시) : fck = 50.0 MPa

1) 중앙단면 (지점으로부터 1.300m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	6	62.5
합 계		6	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cc0}=AK$
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	6	4,226.77	62.5	264,131	3,905	0	3,905	16,505,524
합계		6	191,726.77		11,982,881				993,068,024

N_c = 6.08

A_{vc1} = 191,726.77 ㎟

Y_{tc1} = $\sum Q / \sum A$ = 11,982,881 / 191,727 = 62.50 mm

Y_{bc1} = $Y_{tc1} - H$ = 62.50 − 125.00 = -62.50 mm

e_{pc1} = $Y_{tc1} - (6 \times 62.5) / 6$

$= \quad 62.50 \quad - \quad 62.49 \quad = \quad 0.01 \ mm$

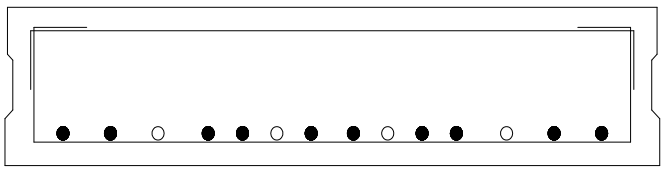
$I_{vc1} = \sum I_{cc0} - Y_{tc1} \cdot \sum Q$

$= \quad 993,068,024 \quad - \quad 62.50 \times \quad 11,982,881 \quad = \quad 244,140,625 \ mm^4$

$Z_{tc1} = \dfrac{I_{vc1}}{Y_{tc1}} = \dfrac{244,140,625}{62.50} = \quad 3,906,263.8 \ mm^3$

$Z_{bc1} = \dfrac{I_{vc1}}{Y_{bc1}} = \dfrac{244,140,625}{-62.50} = \quad -3,906,236.2 \ mm^3$

2) 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{cb0}=AK$
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	4	2,817.84	62.5	176,087	3,905	0	3,905	11,003,683
합계		4	190,317.84		11,894,837				987,566,183

$N_c = 6.08$

$A_{vb1} = 190,317.84 \ mm^2$

$Y_{tb1} = \sum Q \ / \ \sum A = 11,894,837 \ / \ 190,318 = 62.50 \ mm$

$Y_{bb1} = Y_{tb1} - H = 62.50 - 125.00 = -62.50 \ mm$

$e_{pb1} = Y_{tb1} - (4 \times 62.5) / 4$

$= \quad 62.50 \quad - \quad 62.49 \quad = \quad 0.01 \ mm$

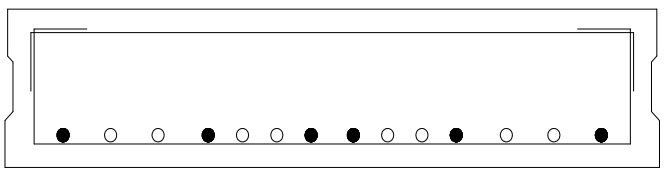
$I_{vb1} = \sum I_{cb0} - Y_{tb1} \cdot \sum Q$

$= \quad 987,566,183 \quad - \quad 62.50 \times \quad 11,894,837 \quad = \quad 244,140,625 \ mm^4$

$Z_{tb1} = \dfrac{I_{vb1}}{Y_{tb1}} = \dfrac{244,140,625}{62.50} = \quad 3,906,259.3 \ mm^3$

$Z_{bb1} = \dfrac{I_{vb1}}{Y_{bb1}} = \dfrac{244,140,625}{-62.50} = \quad -3,906,240.8 \ mm^3$

3) 1차 검토구간 단면 (지점으로부터터 0.250m)



위치	강재직경 (mm)	개수(ea)	위치(Y) (mm)
Ap1	15.2	4	62.5
합 계		4	

기호	1EA 단면적	개수	A	Y	Q (AY)	Y^2	H^2C_2	K ($Y^2+H^2C_2$)	$I_{ca0}=AK$
Con'c			187,500.00		11,718,750				976,562,500
Ap	138.7	4	2,817.84	62.5	176,087	3,905	0	3,905	11,003,683
합계		4	190,317.84		11,894,837				987,566,183

N_c = 6.08

A_{va1} = 190,317.84 ㎟

Y_{ta1} = $\sum Q$ / $\sum A$ = 11,894,837 / 190,318 = 62.50 mm

Y_{ba1} = Y_{ta1} - H = 62.50 - 125.00 = -62.50 mm

e_{pa1} = Y_{ta1} - (4 ×62.5) / 4

= 62.50 - 62.49 = 0.01 mm

I_{va1} = $\sum I_{ca0} - Y_{ta1} \cdot \sum Q$

= 987,566,183 - 62.50 × 11,894,837 = 244,140,625 mm^4

$$Z_{ta1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ta1}} = \frac{244,140,625}{62.50} = 3,906,259.3 \text{ ㎣}$$

$$Z_{ba1} = \frac{I_{va1}}{Y_{ba1}} = \frac{244,140,625}{-62.50} = -3,906,240.8 \text{ ㎣}$$

4.4 단면계수 집계

1) 프리스트레스 도입시 : f_{ci} = 30 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 1.300m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	187,500.0	A_{vc1}'	192,487.4	mm^2
Y_{tc0}	62.5	Y_{tc1}'	62.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}'	0.0	mm
Y_{bc0}	-62.5	Y_{bc1}'	-62.5	mm
I_{vc0}	244,140,625.0	I_{vc1}'	244,140,625.5	mm^4
Z_{tc0}	3,906,250.0	Z_{tc1}'	3,906,266.2	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}'	25,063,461,042.0	mm^3
Z_{bc0}	-3,906,250.0	Z_{bc1}'	-3,906,233.8	mm^3

② 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	187,500.0	A_{vb1}'	190,824.9	mm^2
Y_{tb0}	62.5	Y_{tb1}'	62.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}'	0.0	mm
Y_{bb0}	-62.5	Y_{bb1}'	-62.5	mm
I_{vb0}	244,140,625.0	I_{vb1}'	244,140,625.3	mm^4
Z_{tb0}	3,906,250.0	Z_{tb1}'	3,906,260.9	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}'	24,846,994,861.3	mm^3
Z_{bb0}	-3,906,250.0	Z_{bb1}'	-3,906,239.1	mm^3

③ 1차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	187,500.0	A_{va1}'	190,824.9	mm^2
Y_{ta0}	62.5	Y_{ta1}'	62.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}'	0.0	mm
Y_{ba0}	-62.5	Y_{ba1}'	-62.5	mm
I_{va0}	244,140,625.0	I_{va1}'	244,140,625.3	mm^4
Z_{ta0}	3,906,250.0	Z_{ta1}'	3,906,260.9	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}'	24,846,994,861.3	mm^3
Z_{ba0}	-3,906,250.0	Z_{ba1}'	-3,906,239.1	mm^3

2) 설계하중 작용시 : f_{ck} = 50 MPa

① 중앙단면 (지점으로부터 1.300m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cc0}	187,500.0	A_{vc1}	191,726.8	mm^2
Y_{tc0}	62.5	Y_{tc1}	62.5	mm
e_{pc0}	0.0	e_{pc1}	0.0	mm
Y_{bc0}	-62.5	Y_{bc1}	-62.5	mm
I_{vc0}	244,140,625.0	I_{vc1}	244,140,625.4	mm^4
Z_{tc0}	3,906,250.0	Z_{tc1}	3,906,263.8	mm^3
Z_{ec0}	0.0	Z_{ec1}	24,964,422,772.1	mm^3
Z_{bc0}	-3,906,250.0	Z_{bc1}	-3,906,236.2	mm^3

② 2차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{cb0}	187,500.0	A_{vb1}	190,317.8	mm^2
Y_{tb0}	62.5	Y_{tb1}	62.5	mm
e_{pb0}	0.0	e_{pb1}	0.0	mm
Y_{bb0}	-62.5	Y_{bb1}	-62.5	mm
I_{vb0}	244,140,625.0	I_{vb1}	244,140,625.3	mm^4
Z_{tb0}	3,906,250.0	Z_{tb1}	3,906,259.3	mm^3
Z_{eb0}	0.0	Z_{eb1}	24,780,969,348.1	mm^3
Z_{bb0}	-3,906,250.0	Z_{bb1}	-3,906,240.8	mm^3

③ 1차 검토구간 단면 (지점으로부터 0.250m)

순단면		PS강재 환산단면		단위
기호	수치	기호	수치	
A_{ca0}	187,500.0	A_{va1}	190,317.8	mm^2
Y_{ta0}	62.5	Y_{ta1}	62.5	mm
e_{pa0}	0.0	e_{pa1}	0.0	mm
Y_{ba0}	-62.5	Y_{ba1}	-62.5	mm
I_{va0}	244,140,625.0	I_{va1}	244,140,625.3	mm^4
Z_{ta0}	3,906,250.0	Z_{ta1}	3,906,259.3	mm^3
Z_{ea0}	0.0	Z_{ea1}	24,780,969,348.1	mm^3
Z_{ba0}	-3,906,250.0	Z_{ba1}	-3,906,240.8	mm^3

제5장 응력검토

프리텐션 격벽의 자중에 의한 응력은 가설 후에는 축력만 작용하여 영향이 작으므로 검토를 생략하였음.

5.1 중앙지점

5.1.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· $f_{tc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{tc1}'} = \frac{4,391,189}{3,906,266} \times 1.000 = 1.124$ MPa (압축)

· $f_{bc1w}' = \frac{M_{Beamc}}{Z_{bc1}'} = \frac{4,391,189}{-3,906,234} \times 1.000 = -1.124$ MPa (인장)

5.1.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중

· $f_{tc3w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{tc1}} = \frac{31,585}{3,906,264} \times 1.000 = 0.008$ MPa (압축)

· $f_{bc3w} = \frac{M_{ClPc}}{Z_{bc1}} = \frac{31,585}{-3,906,236} \times 1.000 = -0.008$ MPa (인장)

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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{vc1}'} + \frac{e_{pc1}'}{Z_{ec1}'})$

$= 1,050.0 \times 138.7 \times 6 \times (\frac{1}{192,487} + \frac{0.01}{25,063,461,042})$

$= 4.540$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamc}}{Z_{ec1}'} = f_{ec1w}' =$ 0.000 MPa (압축)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = ($ 4.540 + 0.000 $)$

  = 4.540 MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times$ 4.540 = 31.746 MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fec2w + fec3w) = -($ 0.000 + 0.000 $)$

  = 0.000 MPa

- f_{cir} = 4.540 MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times$ 4.540 $- 7 \times$ 0.000

  = 54.477 MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δfpsh)

Δf_{psh} = 119 - 1.05 $\times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

= 119 - 1.05 $\times$ 70.0 (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

= 45.500 MPa (압축)

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4 \times \Delta f_{pel} - 0.2 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

= 140 - 0.4 $\times$ 31.746 - 0.2 $\times ($ 45.500 + 54.477 $)$

= 107.306 MPa (압축)

5.1.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} =$ 1,050.0 - 31.746 = 1,018.25 MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} =$ 6 $\times$ 138.7 $\times$ 1,018.3

= 847.39 kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

= 1,018.25 - 54.48 - 45.50 - 107.31

= 810.97 MPa

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{810.97}{1,018.25} = 0.796$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$$P_e = \eta \times P_t = 0.796 \times 847.39 = 674.89 \text{ kN}$$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$$M_{pt} = P_t \times e_{pc1}' = 847.39 \times 0.01 / 1,000 = 0.008 \text{ kN·m}$$

$$M_{pe} = P_e \times e_{pc1} = 674.89 \times 0.01 / 1,000 = 0.007 \text{ kN·m}$$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{tc1}'} = \frac{847,391}{192,487} + \frac{8,254}{3,906,266} = 4.404$ MPa (압축)

· $f_{bct} = \frac{P_{tc}}{A_{vc1}'} + \frac{M_{ptc}}{Z_{bc1}'} = \frac{847,391}{192,487} + \frac{8,254}{-3,906,234} = 4.400$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{tc1}} = \frac{674,890}{191,727} + \frac{6,600}{3,906,264} = 3.522$ MPa (압축)

· $f_{bce} = \frac{P_{ec}}{A_{vc1}} + \frac{M_{pec}}{Z_{bc1}} = \frac{674,890}{191,727} + \frac{6,600}{-3,906,236} = 3.518$ MPa (압축)

5.2 2차 검토 지점

5.2.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· $f_{tb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{tb1}'} = \frac{1,416,513}{3,906,261} \times 1.000 = 0.363$ MPa (압축)

· $f_{bb1w}' = \frac{M_{Beamb}}{Z_{bb1}'} = \frac{1,416,513}{-3,906,239} \times 1.000 = -0.363$ MPa (인장)

5.2.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중 및 격벽하중

· $f_{tb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{tb1}} = \frac{10,189}{3,906,259} \times 1.000 = 0.003$ MPa (압축)

· $f_{bb3w} = \frac{M_{wd2b}}{Z_{bb1}} = \frac{10,189}{-3,906,241} \times 1.000 = -0.003$ MPa (인장)

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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times \left(\frac{1}{A_{vb1}'} + \frac{e_{pb1}'}{Z_{eb1}'}\right)$

$= 1,050.0 \times 138.7 \times 4 \times \left(\frac{1}{190,825} + \frac{0.01}{24,846,994,861}\right)$

$= 3.053$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beamb}}{Z_{eb1}'} = f_{eb1w}' = 0.000$ MPa (압축)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (3.053 + 0.000)$

$= 3.053$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times 3.053 = 21.348$ MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(feb2w + feb3w) = -(0.000 + 0.000)$

$= 0.000$ MPa

- $f_{cir} = 3.053$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pcr} = 12f_{cir} - 7f_{cds} = 12 \times 3.053 - 7 \times 0.000$

$= 36.634$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량($\Delta fpsh$)

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= \quad 45.500 \quad MPa \quad (압축)$

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4 \times \Delta f_{pel} - 0.2 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

$= 140 - 0.4 \times 21.348 - 0.2 \times (45.500 + 36.634)$

$= 115.034 \quad MPa \quad (압축)$

5.2.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,050.0 - 21.348 = 1,028.65 \quad MPa$

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times 138.7 \times 1,028.7$

$= 570.70 \quad kN$

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1,028.65 - 36.63 - 45.50 - 115.03$

$= 831.48 \quad MPa$

3) 유효율 계산(η)

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{831.48}{1,028.65} = 0.808$$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.808 \times 570.70 = 461.31 \quad kN$

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pb1}' = 570.70 \times 0.01 / 1,000 = 0.006 \quad kN \cdot m$

$M_{pe} = P_e \times e_{pb1} = 461.31 \times 0.01 / 1,000 = 0.005 \quad kN \cdot m$

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{tb1}'} = \frac{570,696}{190,825} + \frac{5,608}{3,906,261} = 2.992 \quad MPa \quad (압축)$

· $f_{bbt} = \frac{P_{tb}}{A_{vb1}'} + \frac{M_{ptb}}{Z_{bb1}'} = \frac{570,696}{190,825} + \frac{5,608}{-3,906,239} = 2.989 \quad MPa \quad (압축)$

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{tb1}} = \frac{461,307}{190,318} + \frac{4,545}{3,906,259} = 2.425 \quad MPa \quad (압축)$

· $f_{bbe} = \frac{P_{eb}}{A_{vb1}} + \frac{M_{peb}}{Z_{bb1}} = \frac{461,307}{190,318} + \frac{4,545}{-3,906,241} = 2.423 \quad MPa \quad (압축)$

5.3 1차 검토 지점

5.3.1 가설중 프리텐션 격벽 자중(wd1)

1) 프리텐션 격벽 자중

· $f_{ta1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ta1}'} = \frac{1,416,513}{3,906,261} \times 1.000 = 0.363$ MPa (압축)

· $f_{ba1w}' = \frac{M_{Beama}}{Z_{ba1}'} = \frac{1,416,513}{-3,906,239} \times 1.000 = -0.363$ MPa (인장)

5.3.2 가설후 작용하중 (wl1)

1) 작업하중 또는 풍하중 및 격벽하중

· $f_{ta3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ta1}} = \frac{10,189}{3,906,259} \times 1.000 = 0.003$ MPa (압축)

· $f_{ba3w} = \frac{M_{wd2a}}{Z_{ba1}} = \frac{10,189}{-3,906,241} \times 1.000 = -0.003$ MPa (인장)

5.3.3 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 $f_{pj}(=f_{pi})$	1,050	MPa
국내 평균 상대습도(%)	70.0	%

1) 단기 손실량 산정

① 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량(Δf_{pel})

· f_{ctg}' : PS강재 환산단면에서 프리스트레스에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{dog} : 빔 자중에 의한 PS강연선 도심위치에서의 응력

· f_{cir} : 정착 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 응력

- $f_{ctg}' = (f_{pi} - \Delta f_{pr}) \times A_{p1} \times N \times (\frac{1}{A_{va1}'} + \frac{e_{pa1}'}{Z_{ea1}'})$

$= 1,050.0 \times 138.7 \times 4 \times (\frac{1}{190,825} + \frac{0.01}{24,846,994,861})$

$= 3.053$ MPa (압축)

- $f_{dog} = \frac{M_{Beama}}{Z_{ea1}'} = f_{ea1w}' = 0.000$ MPa (압축)

- $f_{cir} = (f_{ctg}' + f_{dog}) = (3.053 + 0.000)$

$= 3.053$ MPa (압축)

- $\Delta f_{pel} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cir} = \frac{200,000}{28,600} \times 3.053 = 21.348$ MPa (압축)

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 PS강연선 중심에서의 콘크리트 응력

- $f_{cds} = -(fea2w + fea3w) = -(0.000 + 0.000)$

$= 0.000$ MPa

- $f_{cir} = 3.053$ MPa (압축)
- $\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} = 12 \times 3.053 - 7 \times 0.000$

$= 36.634$ MPa (압축)

② 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량(Δfpsh)

$\Delta f_{psh} = 119 - 1.05 \times H_r$ (H_r : 주위의 연간평균 상대습도(%))

$= 119 - 1.05 \times 70.0$ (국내 연평균 상대습도 = 70.0 %)

$= 45.500$ MPa (압축)

③ PS강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량(Δf_{pr})

$\Delta f_{pr} = 140 - 0.4 \times \Delta f_{pel} - 0.2 \times (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$

$= 140 - 0.4 \times 21.348 - 0.2 \times (45.500 + 36.634)$

$= 115.034$ MPa (압축)

5.3.4 응력 산정

1) 프리스트레스 도입 직후 PS강재의 응력(f_{pt})

$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pel} = 1,050.0 - 21.348 = 1,028.65$ MPa

$P_t = N \times A_{p1} \times f_{pt} = 4 \times 138.7 \times 1,028.7$

$= 570.70$ kN

2) PS강재의 유효 인장응력(f_{pe})

$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pel} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$

$= 1,028.65 - 36.63 - 45.50 - 115.03$

$= 831.48$ MPa

3) 유효율 계산(η)

$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{831.48}{1,028.65} = 0.808$

4) PS강재의 유효 인장력(P_e)

$P_e = \eta \times P_t = 0.808 \times 570.70 = 461.31$ kN

5) PS강재의 인장에 의한 모멘트

$M_{pt} = P_t \times e_{pa1}' = 570.70 \times 0.01 / 1,000 = 0.006$ kN · m

$M_{pe} = P_e \times e_{pa1} = 461.31 \times 0.01 / 1,000 = 0.005$ kN · m

6) PS강재의 인장에 의한 응력

① 초기 인장에 의한 응력 (프리스트레스 도입 직후)

· $f_{tat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ta1}'} = \frac{570,696}{190,825} + \frac{5,608}{3,906,261} = 2.992$ MPa (압축)

· $f_{bat} = \frac{P_{ta}}{A_{va1}'} + \frac{M_{pta}}{Z_{ba1}'} = \frac{570,696}{190,825} + \frac{5,608}{-3,906,239} = 2.989$ MPa (압축)

② 유효 인장에 의한 응력 (설계하중 작용시)

· $f_{tae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ta1}} = \frac{461,307}{190,318} + \frac{4,545}{3,906,259} = 2.425$ MPa (압축)

· $f_{bae} = \frac{P_{ea}}{A_{va1}} + \frac{M_{pea}}{Z_{ba1}} = \frac{461,307}{190,318} + \frac{4,545}{-3,906,241} = 2.423$ MPa (압축)

5.4 단계별 응력 집계표

5.4.1 PS강연선의 응력 집계

구 분	지간중앙 지점	2차 검토 지점	1차 검토 지점
초기 긴장응력	1,018.25	1,028.65	1,028.65
유효 긴장응력	810.97	831.48	831.48

5.4.2 사용하중 상태에서 PS강연선의 응력검토

PS강재응력			허용응력	Check
중앙지점	1차 검토지점	2차 검토지점	$0.80f_{py}$	
811.0	831.5	831.5	1,280.0	O.K

5.4.3 하중 단계별 응력(fck=30MPa)

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 긴장응력	4.404	4.400	2.992	2.989	2.992	2.989
운반시 PCS 격벽 자중	1.124	-1.124	0.363	-0.363	0.363	-0.363

5.4.4 하중 단계별 응력(fck=50MPa)

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
유효 긴장응력	3.522	3.518	2.425	2.423	2.425	2.423
작업하중 또는 풍하중	0.008	-0.008	0.003	-0.003	0.003	-0.003

5.4.5 단계별 응력 검토

응력 (MPa) / 하중단계	지간중앙 지점		2차 검토 지점		1차 검토 지점	
	상연	하연	상연	하연	상연	하연
초기 운반 시	5.529	3.276	3.355	2.627	3.355	2.627
	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)
풍하중 작용시	3.530	3.510	2.428	2.420	2.428	2.420
	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

$\Delta \ell = Pt \cdot \ell / (Ap \cdot Ep)$

= (873,810.000 × 3100) / (832.200 × 200,000)

= 16.275 mm

5.5 휨강도의 검토

5.5.1 계수 모멘트(M_u)

-가장 불리한 Case인 ULC-1로 검토

$M_u = 1.4MD$

하 중	고정하중 (kN · m)				M_u (kN · m)
지간중앙	1.4 ×(Σ고정하중)	6.148			6.148

5.5.2 설계 휨강도(ΦM_n)

1) 설계조건

설계 모멘트	M_u	=	6.148 kN·m	콘크리트 설계기준강도	f_{ck}	=	50 MPa
유 효 깊 이	d_P	=	62 mm	철 근 항 복 강 도	f_y	=	400 MPa
인 장 피 복	d'	=	63 mm	휨 강 도 감 소 계 수	Φ	=	0.85
부 재 폭	b	=	1500 mm	응 력 블 록 깊 이 비	β_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})

$r_p = 0.280$ (저 릴랙세이션스트랜드)

$\beta_1 = 0.696$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{832.20}{1500.0 \times 62.5} = 0.0089$$

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

$$= 1,880 \times \left(1 - \frac{0.280}{0.696} \times 0.009 \times \frac{1,880}{50}\right)$$

$$= 1,628 \text{ MPa}$$

2) 등가사각형으로 환산한 응력깊이(a)

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

$$= \frac{832.20 \times 1,628 + 0.00 \times 400}{0.85 \times 50 \times 1500}$$

$$= 21.2 \text{ mm}$$

3) 설계 휨강도(ΦM_n)

① 사각형 단면시

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

$$= 0.90 \times 832.20 \times 1,628 \times 62.49 \times \left(1 - 0.59 \times \frac{14.45}{50}\right)$$

$$= 63 \text{ kN·m}$$

② 설계 휨강도(ΦM_n)

- 플랜지를 갖는 단면이므로

$\Phi M_n = 63$ kN·m > 6.15 (M_u) --> O.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 프리스트레스 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력(MPa)

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

= $(0.5 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{ppc}) \times Z_c$

= (3.54 + 3.518)× 3,906,236 / 1.0E+06

= 27.55 kN · m

2) 균열모멘트에 대한 안전성 검토

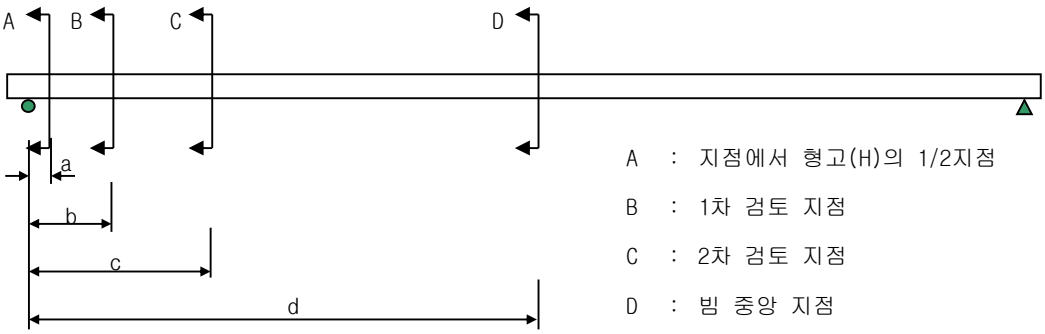
ΦM_n = 63.19 kN · m

$1.2M^*_{cr}$ = 1.2 × 27.55 = 33.07 kN · m

ΦM_n > $1.2M^*_{cr}$ 이므로, --> O.K

제6장 전단설계

6.1 전단설계 위치 및 단면력



6.1.1 전단력 및 모멘트

1) 검토단면에서의 전단력(V_d, kN)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	-	소 계		
A	6.483	0.000	6.483	0.047	6.530
B	5.666	0.000	5.666	0.041	5.707
C	5.666	0.000	5.666	0.041	5.707
D	1.090	0.000	1.090	0.008	1.097

2) 검토단면에서의 모멘트(M_d, kN · m)

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	-	소 계		
A	0.380	0.000	0.380	0.003	0.382
B	1.417	0.000	1.417	0.010	1.427
C	1.417	0.000	1.417	0.010	1.427
D	4.391	0.000	4.391	0.032	4.423

3) 검토단면에서의 계수전단력(V_u, kN)

$V_u = 1.4Vd$

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	9.077	0.000	9.077	0.047	9.123
B	7.932	0.000	7.932	0.041	7.973
C	7.932	0.000	7.932	0.041	7.973
D	1.525	0.000	1.525	0.008	1.533

4) 검토단면에서의 계수모멘트(M_u, kN · m)

$M_u = 1.4MD$

하중 / 단면	고정하중(Vd)			작업하중 또는 풍하중(Vw)	합 계
	프리텐션 격벽 자중	접합 몰탈 격벽 하중	소 계		
A	0.532	0.000	0.532	0.003	0.534
B	1.983	0.000	1.983	0.010	1.993
C	1.983	0.000	1.983	0.010	1.993
D	6.148	0.000	6.148	0.032	6.179

6.2 전단설계

6.2.1 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

- V_c는 V_{ci}와 V_{cw}중에서 작은 값으로 한다.

1) 휨 전단강도(V_{ci})

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

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 (mm4)	y_t (mm)	
A	50.0	2.424	0.097	244,140,625	62.5	22.899
B	50.0	2.424	0.363	244,140,625	62.5	21.862
C	50.0	2.424	0.363	244,140,625	62.5	21.862
D	50.0	3.520	1.124	244,140,625	62.5	23.170

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	100.0	6.530	2.593	22.899	0.152	450.596
B	50.0	1,500	100.0	5.707	2.266	21.862	0.567	146.189
C	50.0	1,500	100.0	5.707	2.266	21.862	0.567	146.189
D	50.0	1,500	100.0	1.097	0.436	23.170	1.756	59.880

2) 복부 전단강도(V_{cw})

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

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 : $V_{cw} = (0.29 \cdot \sqrt{(f_{ck})} + 0.3 f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p$					V_{cw} (kN)
	f_{ck} (MPa)	f_{pc} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	V_p (kN)	
A	50.0	2.424	1,500.0	100.0	0.00	416.666
B	50.0	2.424	1,500.0	100.0	0.00	416.666
C	50.0	2.424	1,500.0	100.0	0.00	416.666
D	50.0	3.520	1,500.0	100.0	0.00	465.994

3) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

단면	V_{ci} (kN)	V_{cw} (kN)	V_c (kN)
A	450.596	416.666	416.666
B	146.189	416.666	146.189
C	146.189	416.666	146.189
D	59.880	465.994	59.880

6.2.2 전단검토

· $V_u \leq \Phi(V_c + V_s)$

· 전단철근이 부담하는 전단력 V_s

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

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

$d \geq 0.8 \cdot h$

· 전단철근의 간격 s는 0.75h 또는 600㎜보다 커서는 안된다.

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

· 계수 전단력 V_u가 ΦVc의 1/2을 초과하는 경우에는 균열 발생을 억제하기 위해 다음과 같은 단면적을 갖는 최소 전단철근을 사용하여야 한다.

$A_v = 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_y$ ($f_y \leq$400MPa)

1) 전단철근 보강판별

단면	V_u (kN)	V_c (kN)	Φ	ΦV_c (kN)	ΦV_s (kN)	$V_u / \Phi V_c$	전단철근 보강판별
A	9.077	416.666	0.800	333.333	-324.256	0.027	전단보강 불필요
B	7.932	146.189	0.800	116.951	-109.019	0.068	전단보강 불필요
C	7.932	146.189	0.800	116.951	-109.019	0.068	전단보강 불필요
D	1.525	59.880	0.800	47.904	-46.378	0.032	전단보강 불필요

RAMP C,D
ALC 격벽 계산서

DREAM Structure Co., Ltd

구 조 계 산 서
(STRUCTURAL DESIGN AND ANALYSIS)

서울제물포터널 민간투자사업(2공구) 건설공사
(램프CD구간 격벽 ALC PANEL-125T)

2020. 11.

위 구조물에 대하여 건축법 제38조 및 건축법시행령 제32조(구조안전의 확인)에 따라 기술사법에 의거 등록한 건축구조기술사가 구조계산을 수행하여 구조안전을 확인 하였으므로 본 구조계산서에 표시된 구조재료의 강도, 설계하중에 유의하여 구조도면에 표시하시기 바랍니다.
시공상태에 대한 구조안전의 확인이 필요한 경우에는 골조공사에 대한 현장점검 및 구조안전확인을 요청하시길 바랍니다.
시공자는 하중의 증가, 단면의 변경, 불합리한 계산부분에 대하여 사전에 확인 및 변경을 받아야 하며, 그러지 아니한 경우에는 시공자가 본 구조계산서를 최종 확인한 것으로 합니다.

韓國技術士會
KOREAN
PROFESSIONAL
ENGINEERS
ASSOCIATION

주식회사 DREAM 구조

건축구조기술사 **김 민 관**

서울특별시 서초구 잠원동 44-6 화신빌딩 2층
Tel. 02)541-4690(대), Fax. 02)541-4691

1. 설 계 개 요

1. 설계개요

1.1 건물 개요

1.1.1 건물위치 : 서울특별시
1.1.2 공 사 명 : 서울제물포터널 민간투자사업(2공구) 건설공사
(램프CD구간 격벽 ALC PANEL-125T)

1.2 설계규준

● 건축구조기준 및 해설(2016) - 대한건축학회
○ 극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 계산기준 -대한건축학회
● 강구조설계기준 - 한국강구조학회
● ALC건축 설계 - (사)한국ALC협회
○ ALUMINUM CONSTRUCTION MANUAL
(America Architectural Manufactures Association - AAMA)

1.3 구조 재료 강도

1.3.1 콘 크 리 트 : f_{ck} = 240 MPa
1.3.2 ALC PANEL(압축) : f_c = MPa
ALC PANEL(전단) : va = MPa
1.3.3 철 근 : f_y = MPa (SD)
1.3.4 강 재 : F_y = 235 MPa (SS400)
F_y = MPa (SS)
1.3.5 고 장 력 볼 트 : F10T
1.3.6 앵 커 볼 트 : F_y = 235 MPa (SS400)

1.4 지하 토질조건

1.4.1 허 용 지 내 력 : Fe = KN/㎡
1.4.2 PILE 허용지지력 : Fp = KN/ea (P.H.C PILE Ø- mm)
1.4.3 지 하 수 위 : G.L - m

1.5 COMPUTER PROGRAM : MIDAS-GEN, MIDAS-Design+, BeST_BASIC/PRO

* 주기사항 - 도면 및 구조계산서와 현장상황이 일치하지 않을 경우 구조전문가와 협의 요함.

2. 설 계 하 중

2. 설계하중

2.1 WALL 하중 (제시된 값)

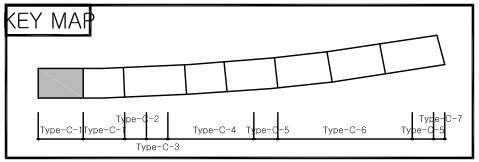
DEAD LOAD		
ALC PANEL (THK.125mm)	(kN/㎡)	2.50
연결철물 및 etc.	(kN/㎡)	0.25
TOTAL LOAD	(kN/㎡)	2.75

2.2 풍하중 (제시된 값)

WIND LOAD	(kN/㎡)	0.021

3. 설 계 도 면
(상 세 도 포 함)

KEY MAP

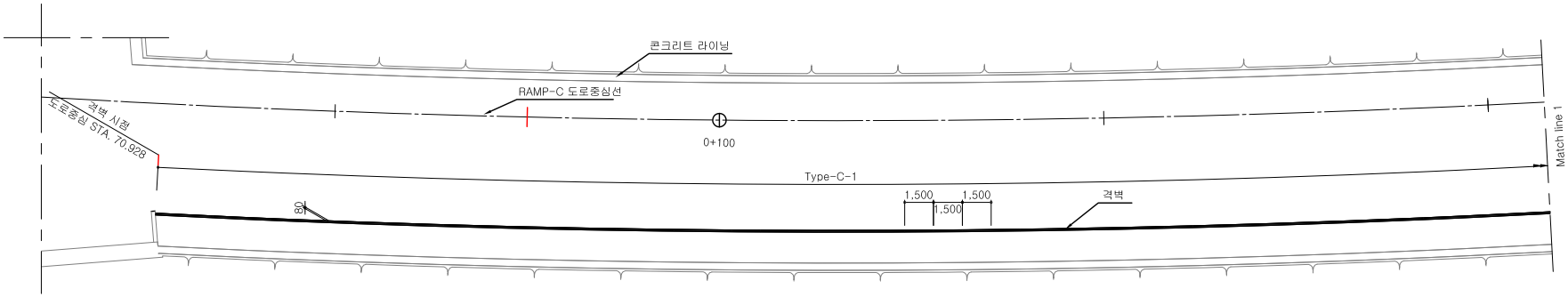


RAMP-C 격벽 전개도(1)

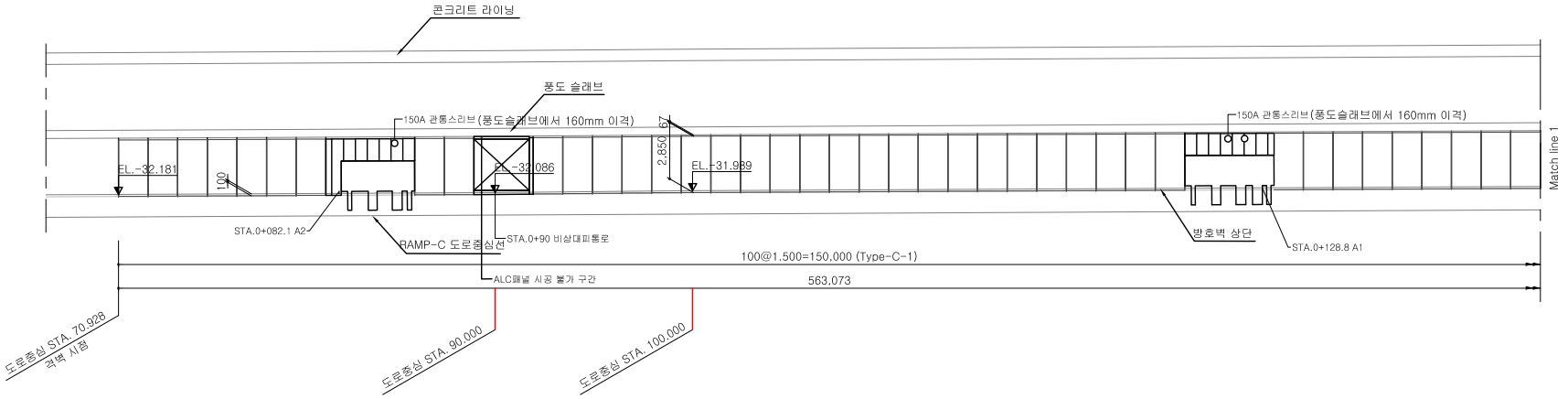
STA. 70.927~634.000

S = 1 : 120

평 면 도

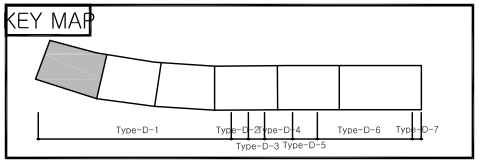


종 단 면 도



사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
환기시스템변경 및 물분무설비 추가설치 실시설계	서 울 특 별 시	서울터널주식회사	도로 및 공항기술사 조 남 승	토질 및 기초기술사 문 철 화	최 창 림	2020. 06.	S=1 : 120	RAMP-C 격벽 전개도(1)	

KEY MAP

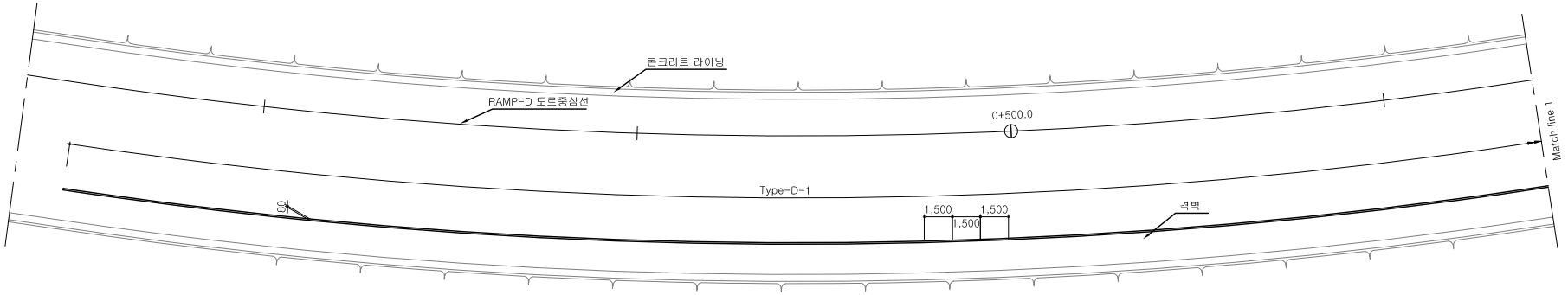


RAMP-D 격벽 전개도(1)

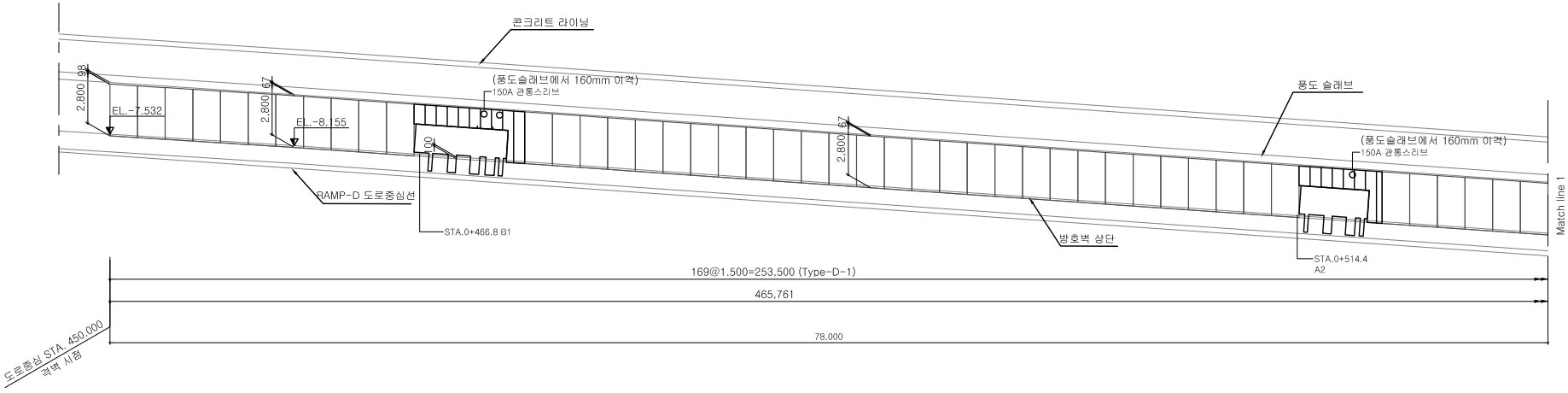
STA. 450.000~915.761

S = 1 : 120

평 면 도

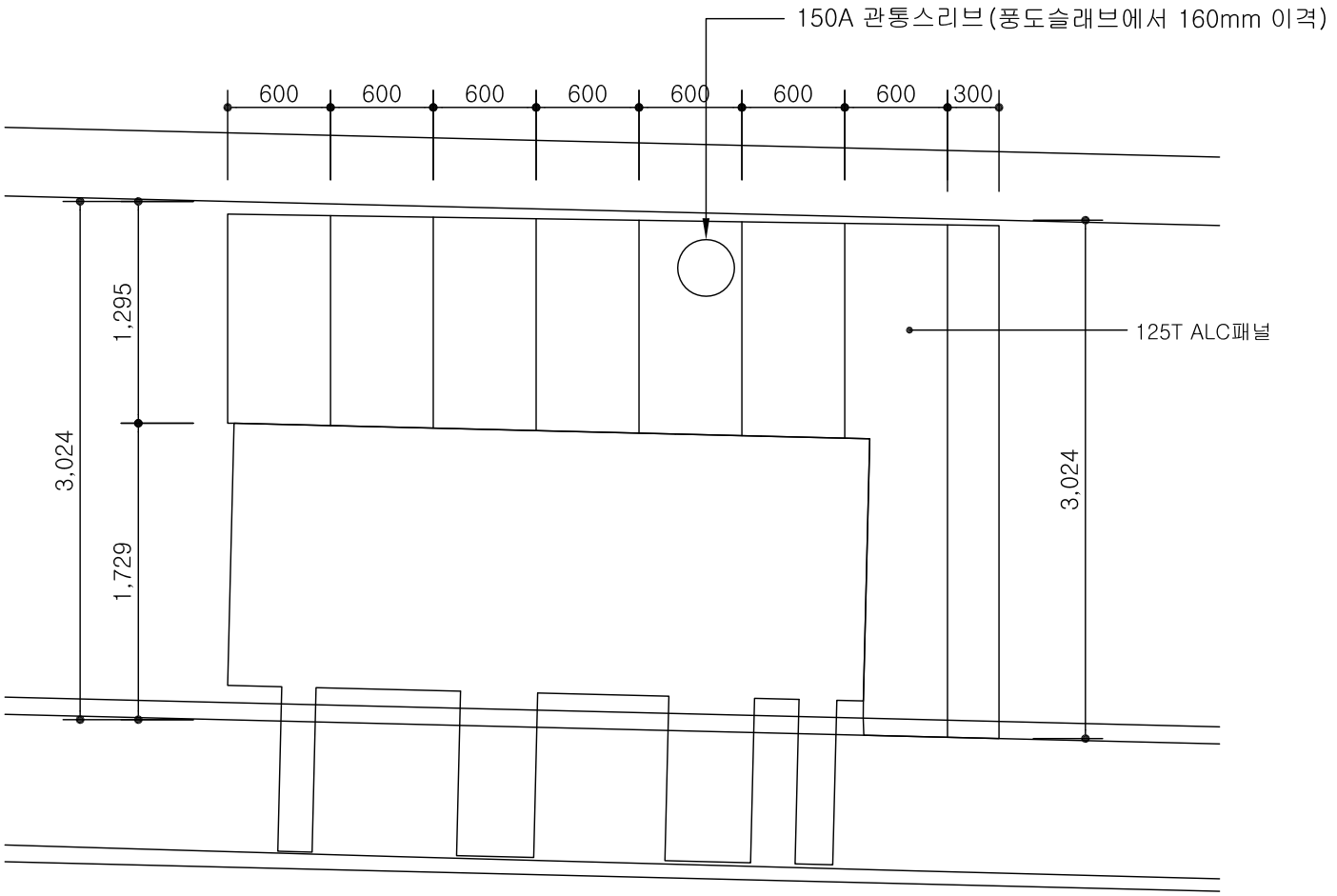


종 단 면 도



사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
환기시스템변경 및 물분무설비 추가설치 실시설계	서 울 특 별 시	서울터널주식회사	도로 및 공항기술사 조 남 승	토질 및 기초기술사 문 철 화	최 창 림	2020. 06.	S=1 : 120	RAMP-D 격벽 전개도(1)	

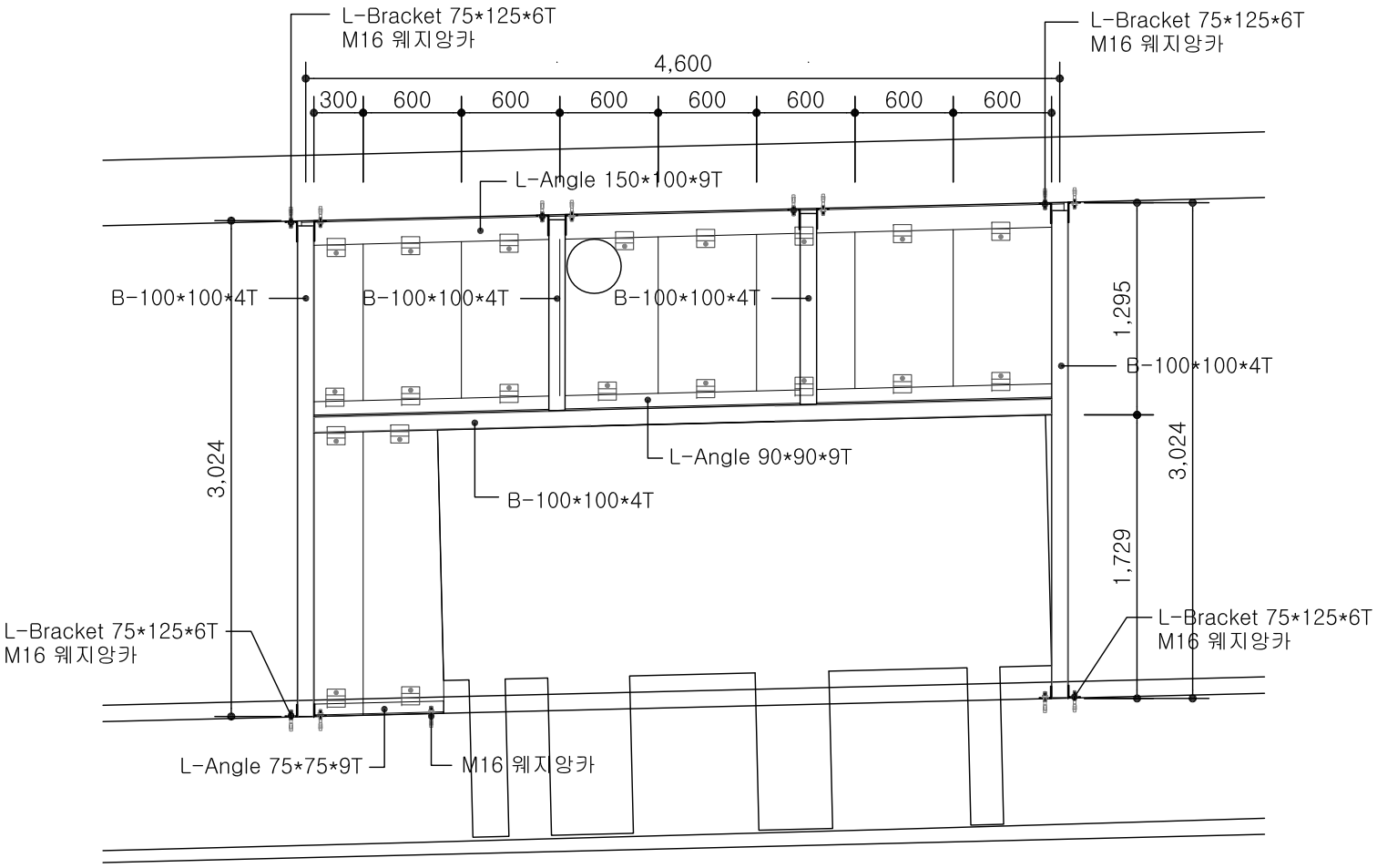
ALC PNEL 부분 확대 입면도(외부)



1
–
외부입면도

사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
환기시스템변경 및 물분무설비 추가설치 실시설계	서 울 특 별 시	서울터널주식회사	도로 및 공항기술사 조 남 승	토질 및 기초기술사 문 철 화	최 창 림	2020. 06.			

ALC PNEL 부분 확대 입면도(내부)



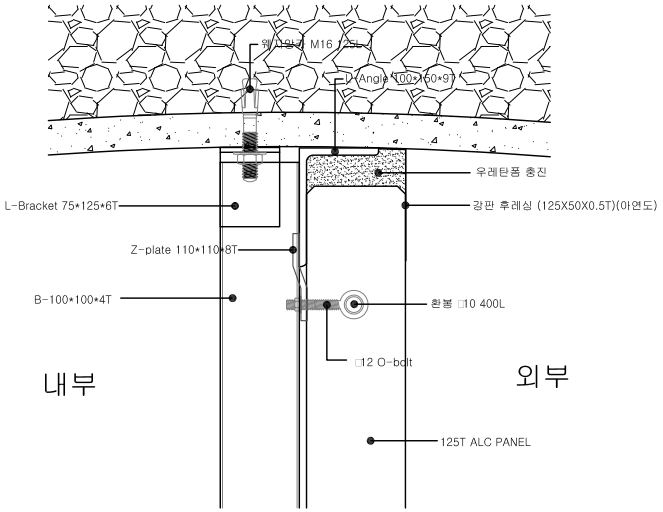
1
–

내부입면도

사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
환기시스템변경 및 물분무설비 추가설치 실시설계	서 울 특 별 시	서울터널주식회사	도로 및 공항기술사 조 남 승	토질 및 기초기술사 문 철 화	최 창 림	2020. 06.			

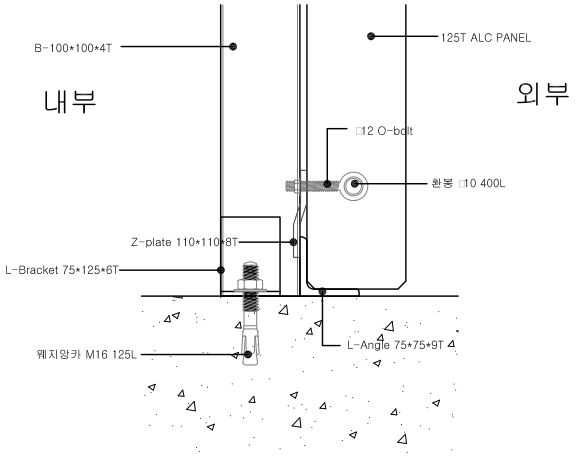
ALC PNEL 부분 상세도

상세 "A"



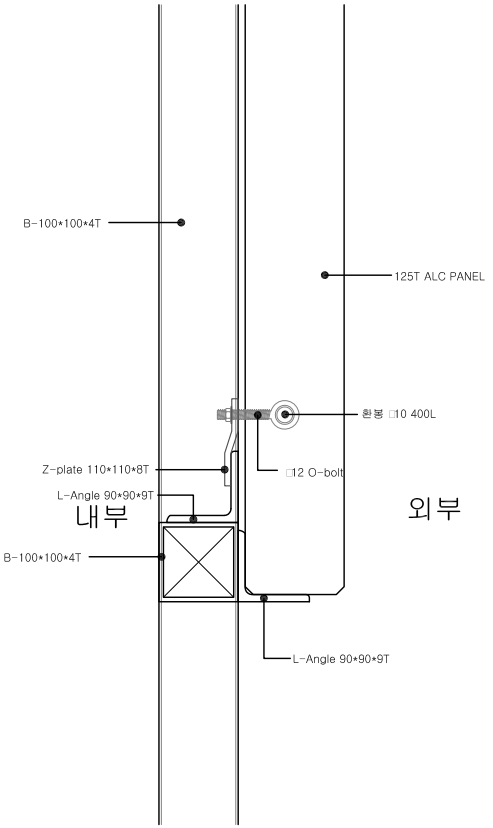
1 — 상세 ""A"

상세 "B"



2 — 상세 ""B"

상세 "C"



3 — 상세 ""C"

1 — 부분상세도

사 업 명	주 무 관 청	사 업 시 행 자	사업책임기술자	분야별책임기술자	설 계 자	작 성 일	축 척	도 면 명	도면번호
환기시스템변경 및 물분무설비 추가설치 실시설계	서 울 특 별 시	서울터널주식회사	도로 및 공항기술사 조 남 승	토질 및 기초기술사 문 철 화	최 창 림	2020. 06.	S=1 : 100	ALC PANEL 상세도	

4. 부 재 검 토

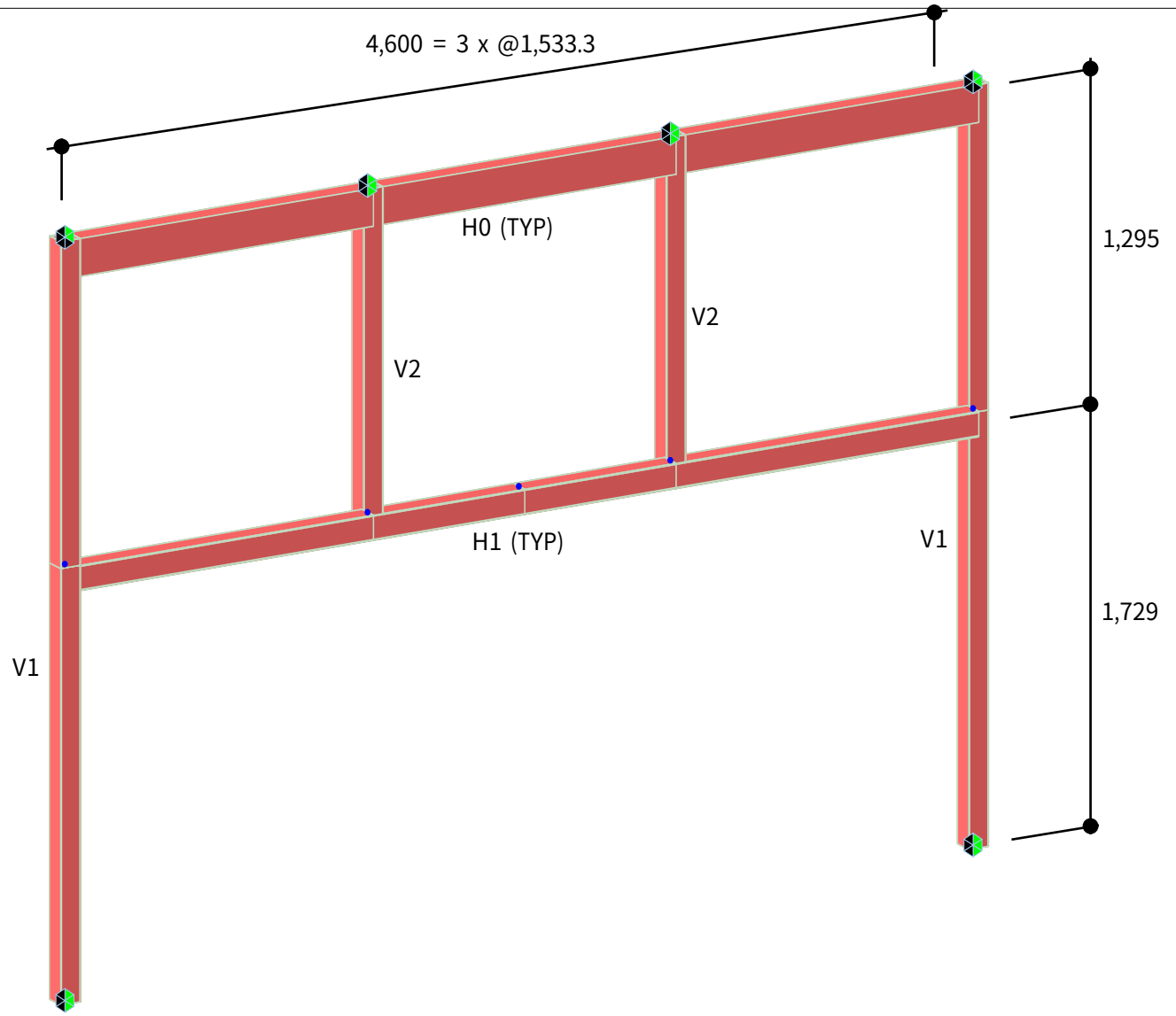
3D MODELING

V1 : B-100x100x4.0T

V2 : B-100x100x4.0T

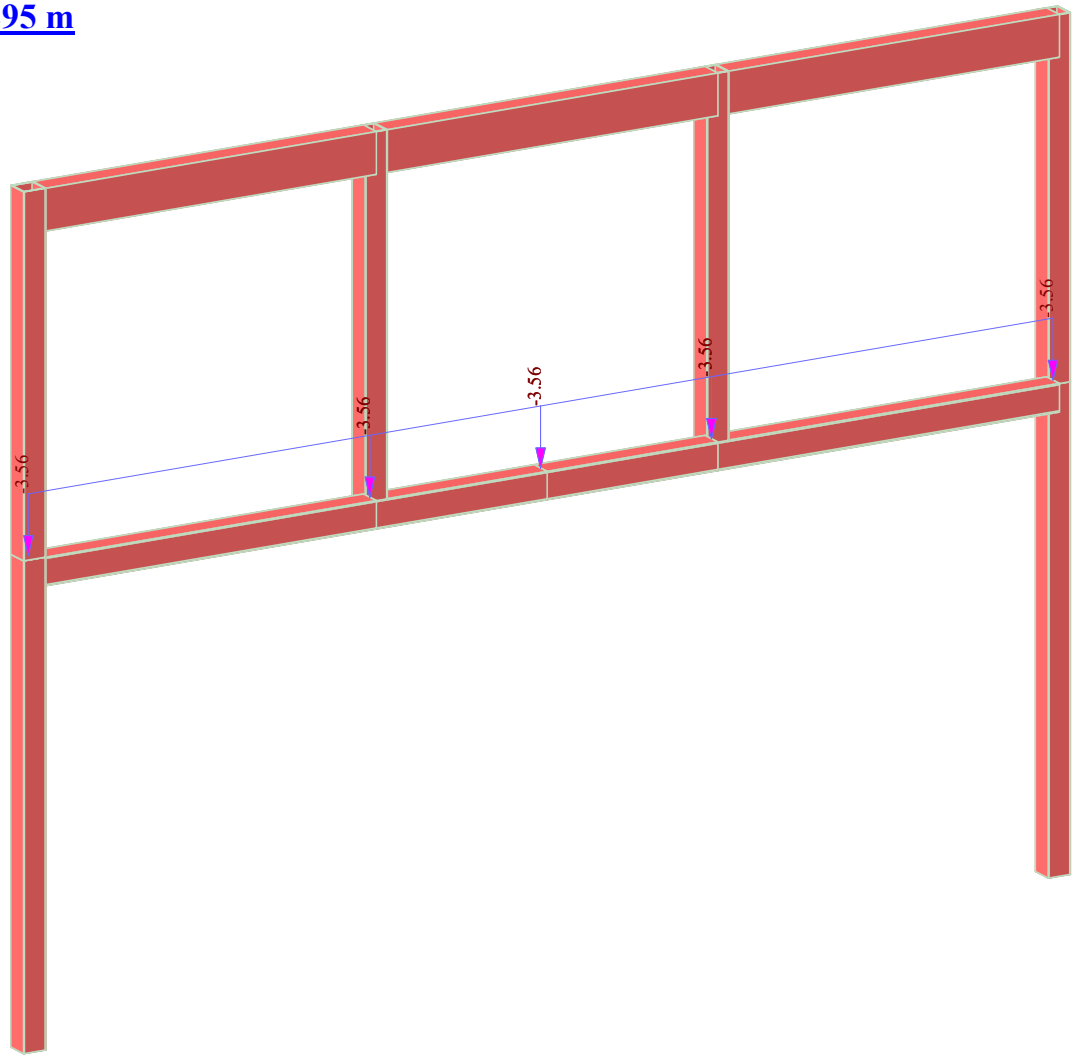
H1 : B-100x100x4.0T

H0 : L-150x100x9T

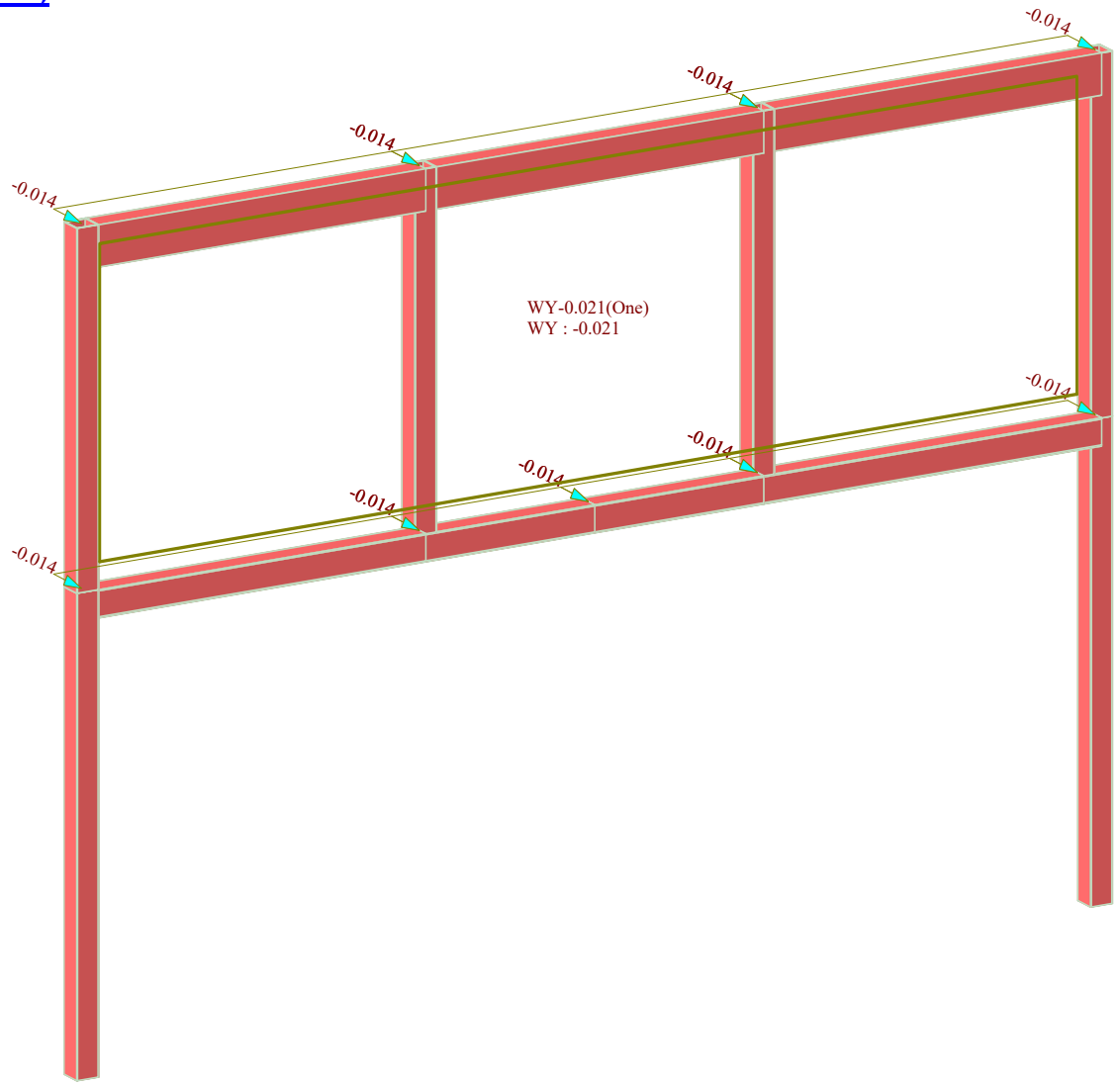


DL - 판넬자중 + 연결철물 (= 2.5+0.25=2.75 kN/m^2)

3.56 kN/m = 2.75 kN/m^2 x 1.295 m

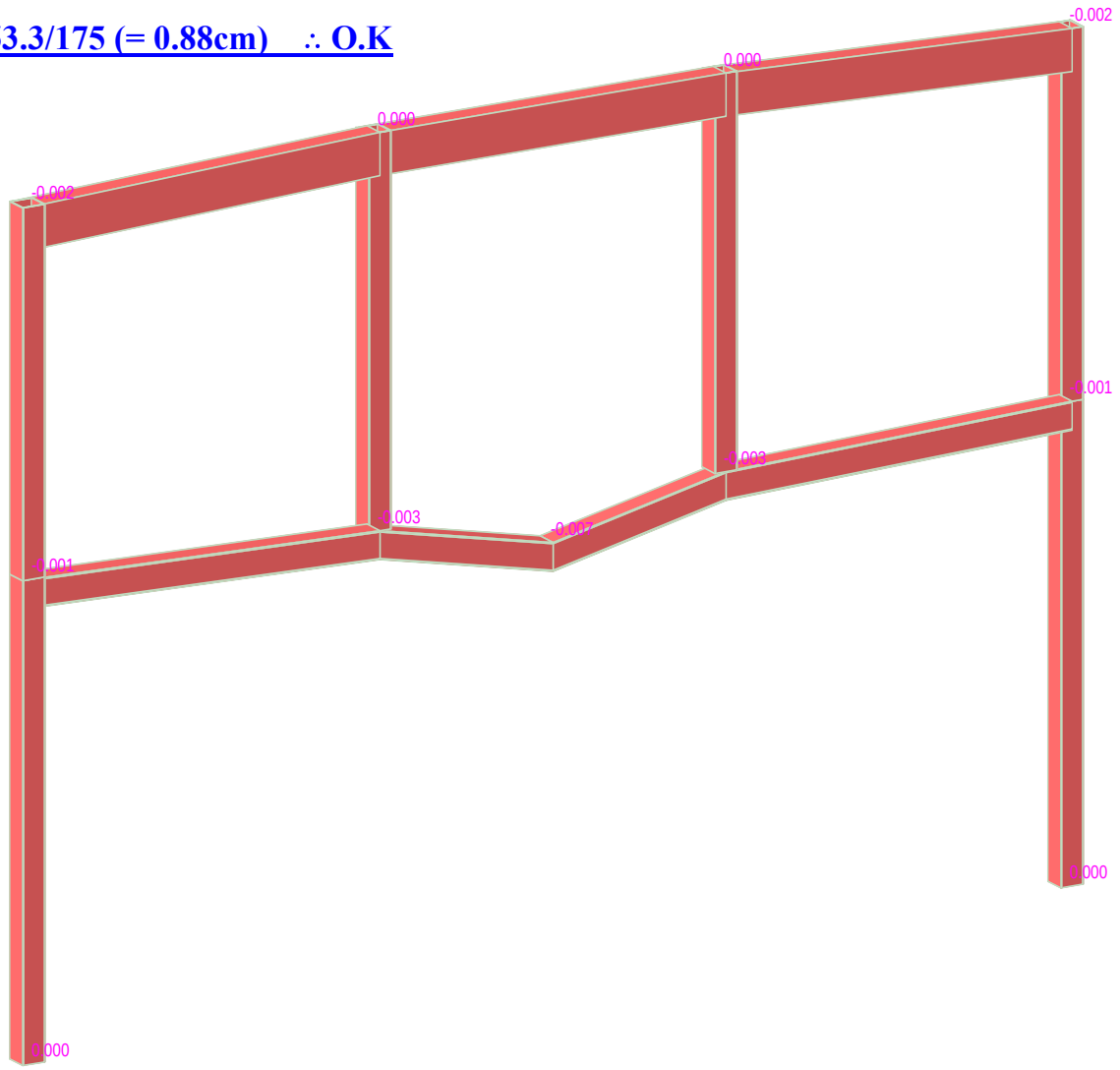


WY - 풍하중 (= 0.021 kN/m^2)



Deformed Shape - DL

△H1 = 0.007cm < 153.3/175 (= 0.88cm) ∴ O.K



midas Gen
POST-PROCESSOR

DEFORMED SHAPE

Z-DIRECTION

X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Z-DIR= -6.857E-003
NODE= 85

COMB.= 6.857E-003
NODE= 85

SCALEFACTOR=
3.354E+003

ST: DL

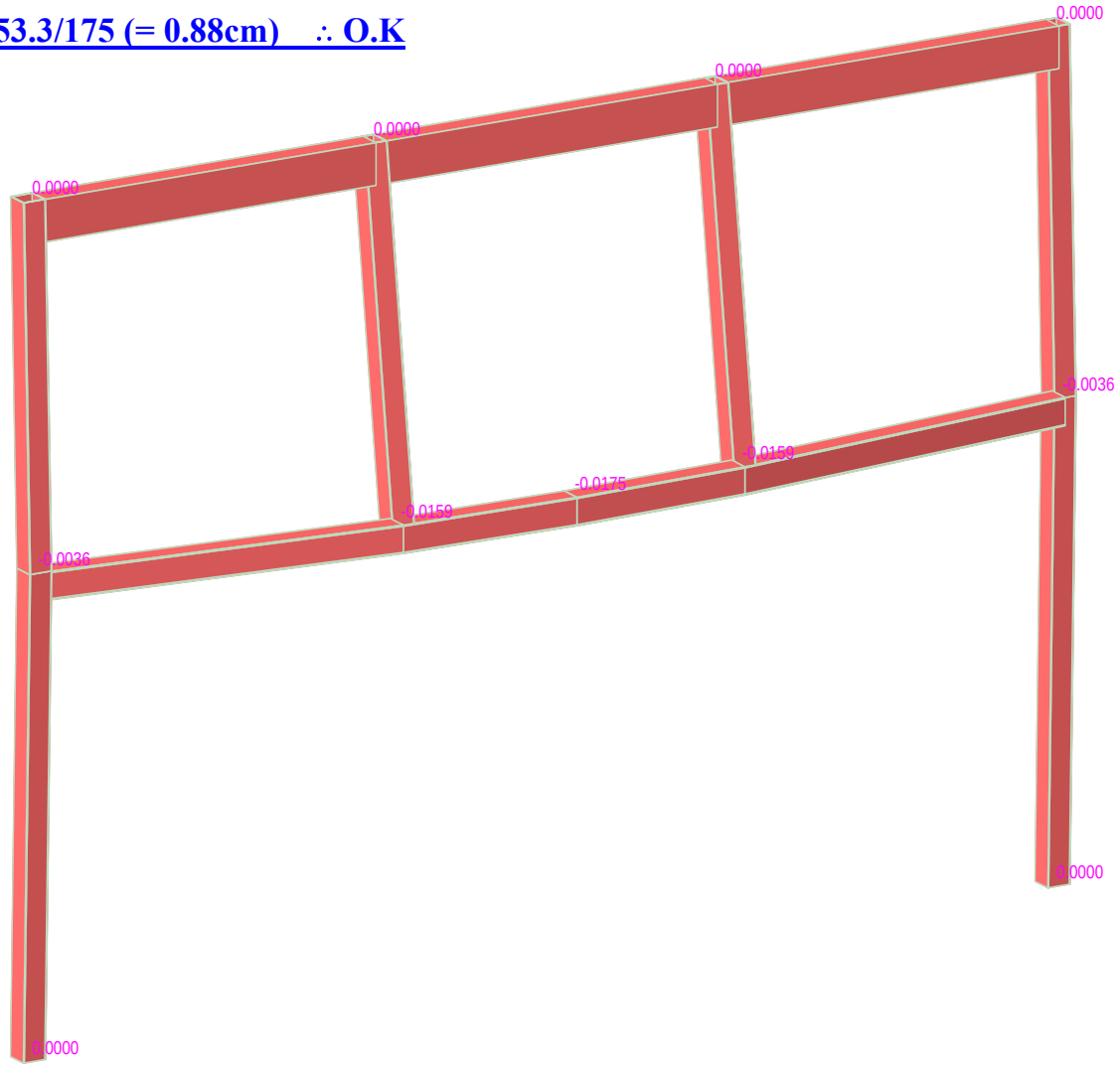
MAX : 5
MIN : 85

FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: cm
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259

Deformed Shape - WY

△H1 = 0.0175cm < 153.3/175 (= 0.88cm) ∴ O.K



midas Gen
POST-PROCESSOR

DEFORMED SHAPE

Y-DIRECTION

X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Y-DIR= -1.751E-002
NODE= 85

Z-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

COMB.= 1.751E-002
NODE= 85

SCALEFACTOR=
1.342E+003

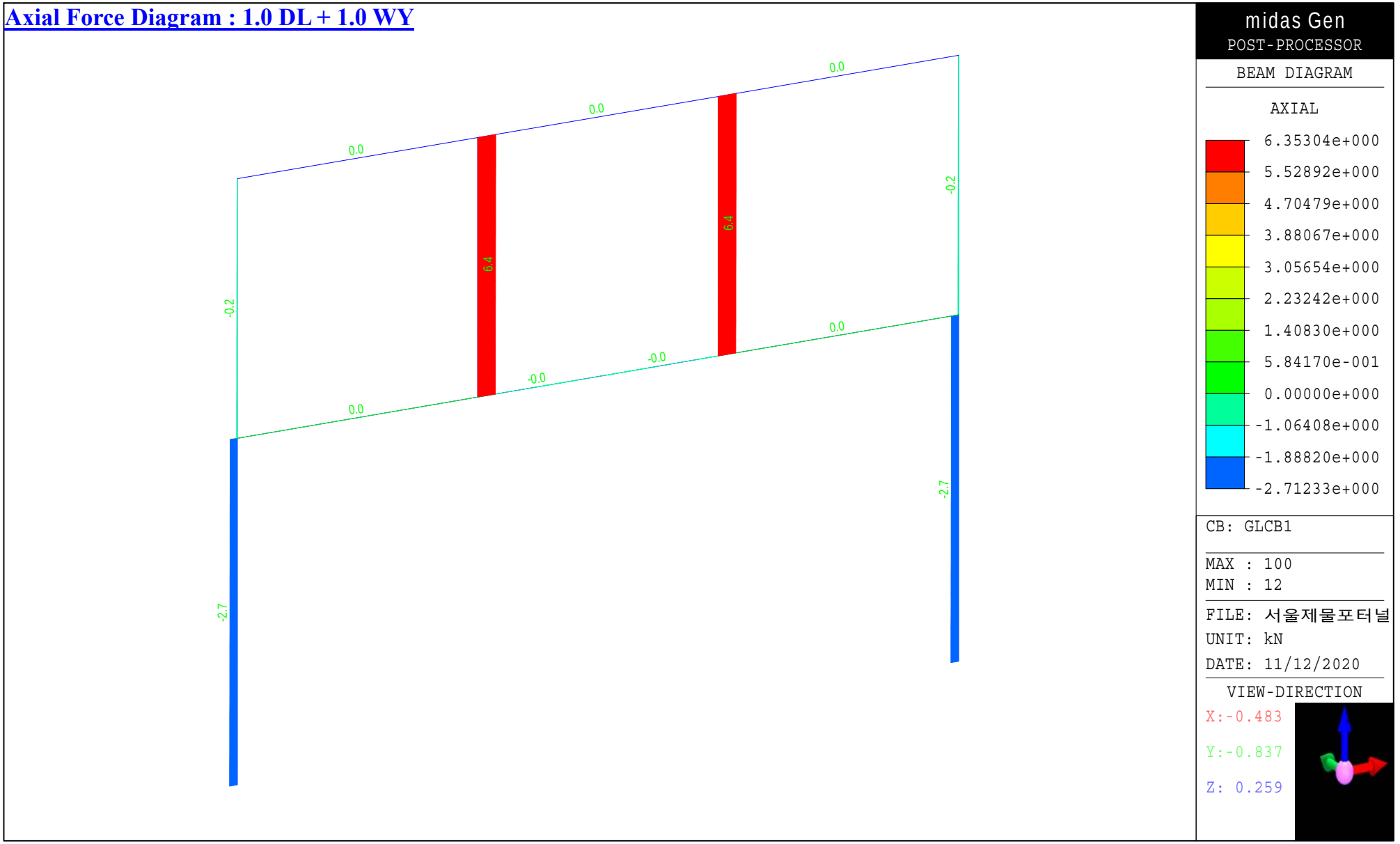
ST: WY

MAX : 5
MIN : 85

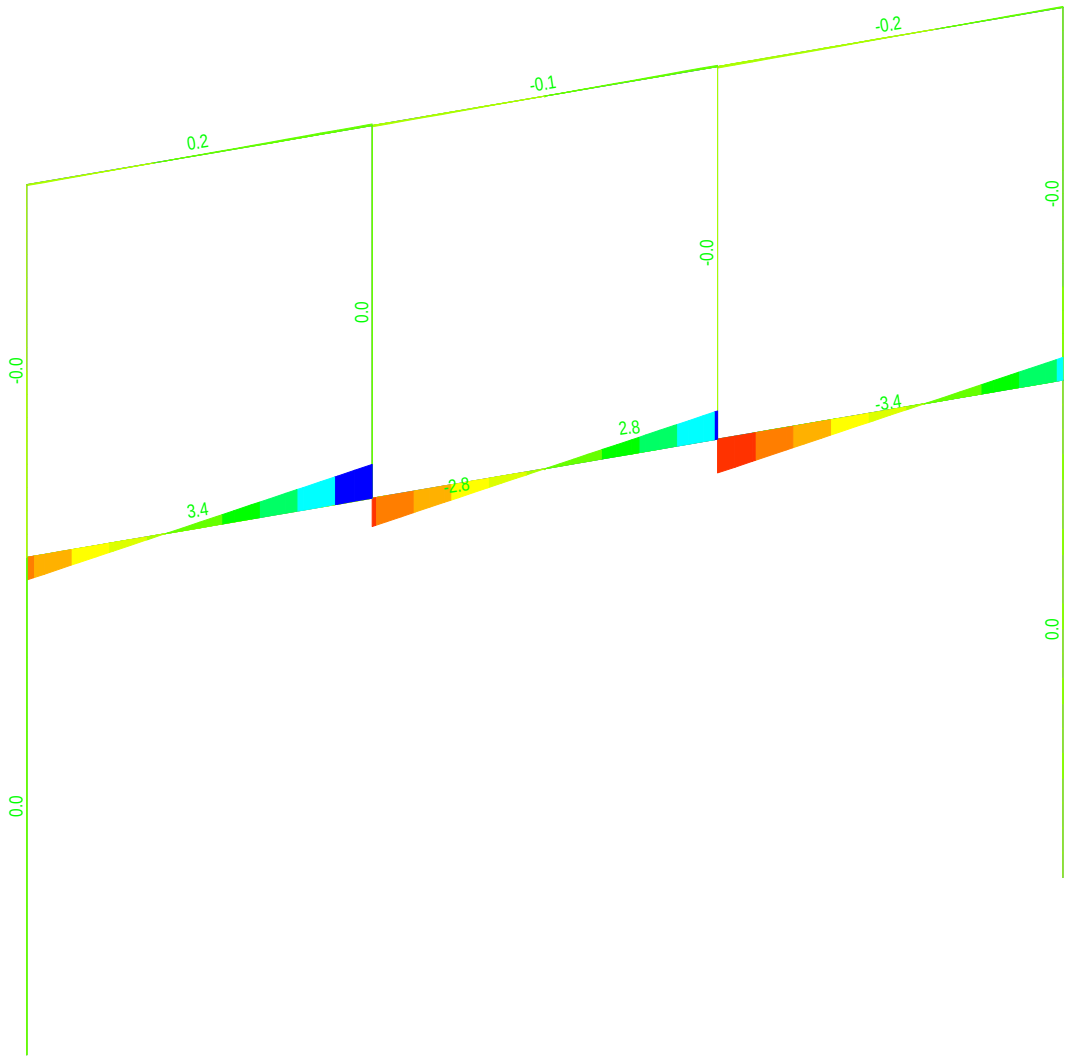
FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: cm
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION
X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259

Axial Force Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY



Shear Force Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY



midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

SHEAR-y,z

3.37993e+000
2.76540e+000
2.15087e+000
1.53633e+000
9.21799e-001
0.00000e+000
-3.07268e-001
-9.21802e-001
-1.53634e+000
-2.15087e+000
-2.76540e+000
-3.37994e+000

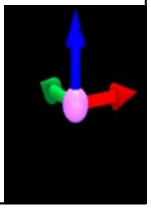
CB: GLCB1

MAX : 24
MIN : 101

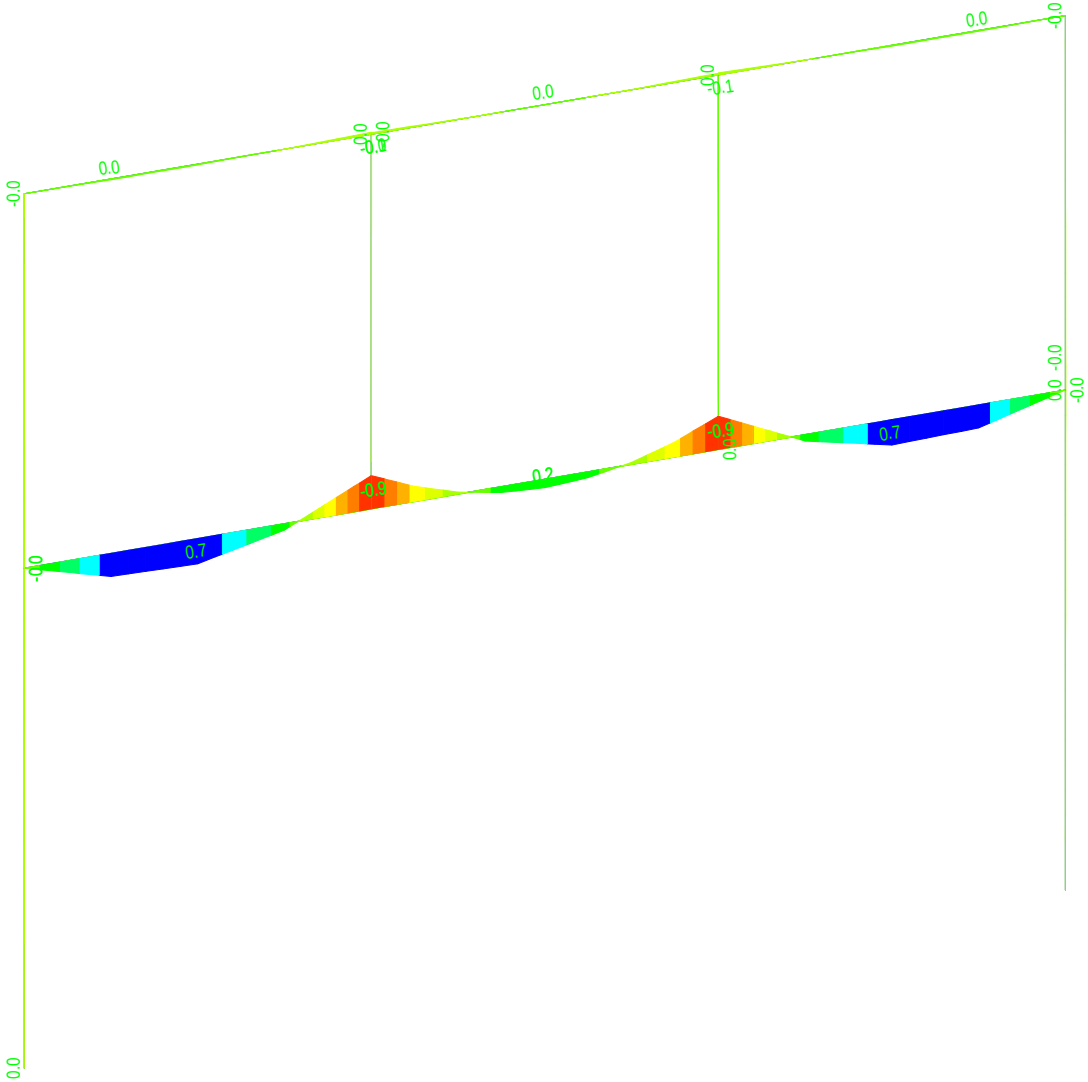
FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: kN
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION

X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259



Bending Moment Diagram : 1.0 DL + 1.0 WY



midas Gen
POST-PROCESSOR

BEAM DIAGRAM

MOMENT-y,z

6.51700e-001
5.14401e-001
3.77102e-001
2.39802e-001
1.02503e-001
0.00000e+000
-1.72095e-001
-3.09394e-001
-4.46693e-001
-5.83992e-001
-7.21292e-001
-8.58591e-001

CB: GLCB1

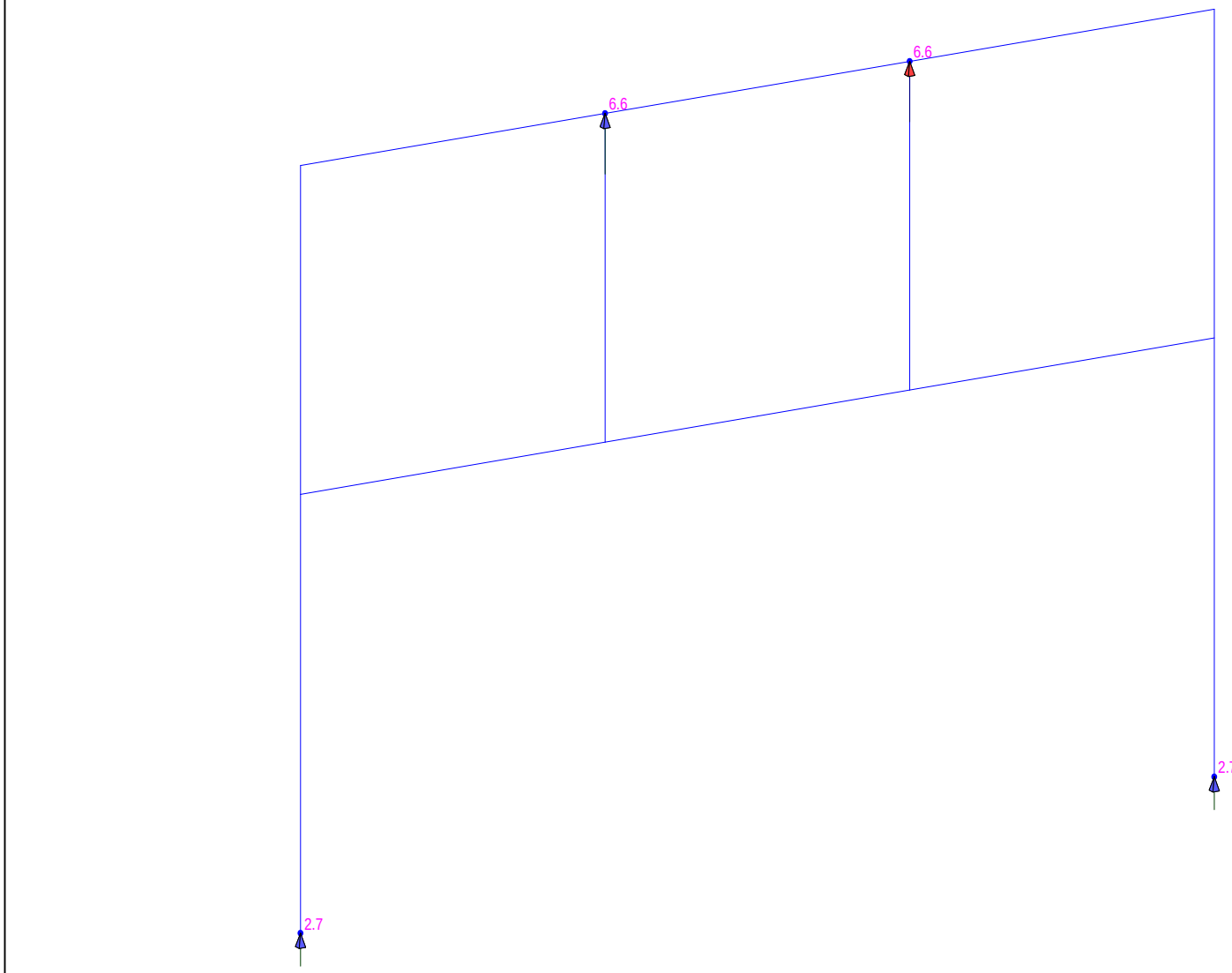
MAX : 101
MIN : 95

FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: kN·m
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION

X:-0.483
Y:-0.837
Z: 0.259

REACTION FORCE - DL



midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

FORCE-Z

MIN. REACTION

NODE= 5

FZ: 2.7123E+000

MAX. REACTION

NODE= 87

FZ: 6.6450E+000

ST: DL

MAX : 87
MIN : 5

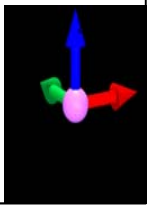
FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: kN
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION

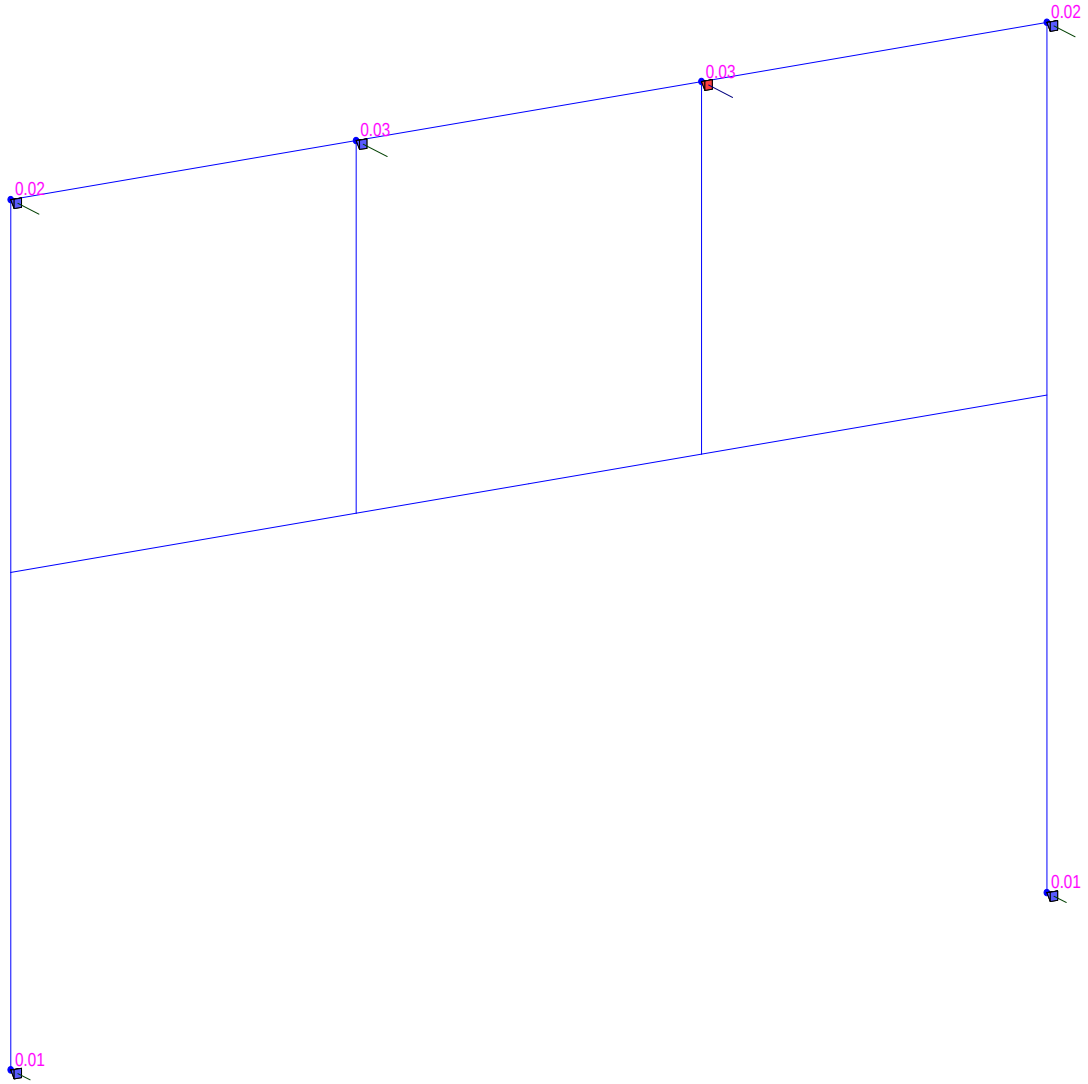
X:-0.483

Y:-0.837

Z: 0.259



REACTION FORCE - WY



midas Gen
POST-PROCESSOR

REACTION FORCE

FORCE-Y

MIN. REACTION

NODE= 5

FY: 1.3393E-002

MAX. REACTION

NODE= 87

FY: 2.6184E-002

ST: WY

MAX : 87
MIN : 5

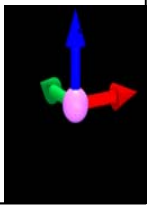
FILE: 서울제물포터널 램프CD구
UNIT: kN
DATE: 11/12/2020

VIEW-DIRECTION

X:-0.483

Y:-0.837

Z: 0.259

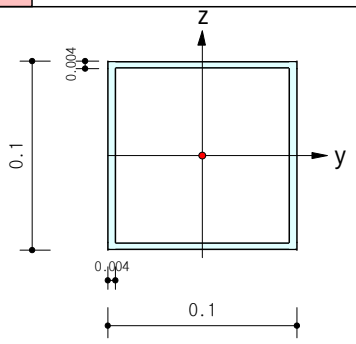


Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	E:\...간 격벽 ALC PANEL-201112.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 11
Material SS400 (No:1)
(Fy = 235000, Es = 205000000)
Section Name V1 B-100x100x4.0 (No:1)
(Rolled : V1 B-100x100x4.0).
Member Length : 3.02400



Depth	0.10000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.10000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.09600	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00154	Asz	0.00080
Qyb	0.00346	Qzb	0.00346
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.05000
Syy	0.00005	Szz	0.00005
ry	0.03923	rz	0.03923

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2.5335 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -0.0000, Mz = -0.0203
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = -0.0000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = -0.0003 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0177 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.72900, Lz = 3.02400, Lb = 3.02400
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 77.1 < 200.0 (Memb:11, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 1649/ 104449 = 0.016 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 0/ 155100 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 428/ 155100 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.019 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)
midas Gen - Design & checking system for windows

Steel Member Applicable Code Checking
Based On KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,
KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,
AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,
AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,
AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,
AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,
GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,
Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,
AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,
TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90

(c)SINCE 1989

MIDAS Information Technology Co.,Ltd. (MIDAS IT)
MIDAS IT Design Development Team

HomePage : www.MidasUser.com

Gen 2021

*. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.

LCB	C	Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
1	1	DL(1.000) + WY(1.000)

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

*. PROJECT :
*. MEMBER NO = 11, ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO = 1, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 1
*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = V1 B-100x100x4.0
Shape = B - Section. (Built-up)
Depth = 0.100, Flg Width = 0.100, Web Center = 0.096
Web Thick = 0.004, Top F Thick = 0.004, Bot.F Thick = 0.004

Area = 1.53600e-003, Asy = 8.00000e-004, Asz = 8.00000e-004
Ybar = 5.00000e-002, Zbar = 5.00000e-002, Qyb = 3.45800e-003, Qzb = 3.45800e-003
Syy = 4.72678e-005, Szz = 4.72678e-005, Zyy = 5.53280e-005, Zzz = 5.53280e-005
Iyy = 2.36339e-006, Izz = 2.36339e-006, Iyz = 0.00000e+000
ry = 3.92258e-002, rz = 3.92258e-002
J = 3.53894e-006, Cwp = 1.00000e+028

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 1.72900e+000, Lz = 3.02400e+000, Lu = 3.02400e+000
Ky = 1.00000e+000, Kz = 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 2.35000e+005, Es = 2.05000e+008, MATERIAL NAME = SS400

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
Axial Force Fxx =-2.53355e+000
Shear Forces Fyy = 1.33929e-002, Fzz = 0.00000e+000
Bending Moments My =-1.01687e-005, Mz =-2.02501e-002
End Moments Myi = 0.00000e+000, Myj = 0.00000e+000 (for Lb)
Myi = 0.00000e+000, Myj =-1.16281e-005 (for Ly)
Mzi = 0.00000e+000, Mzj =-2.53338e-004 (for Lz)

[[[*]]] CHECK AXIAL STRESS.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/r).
[KSSC-ASD03 Specification 3.8]
-. Kl/r = 77.1 < 200.0 ---> O.K.

( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. Dflg = Cw - tw = 0.09 m.
-. DTRf = Dflg/tf = 23.00 < 500/SQRT[Fy] ---> COMPACT SECTION !

( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. DTRf = Dflg/tf = 23.00 < 620/SQRT[Fy]
---> Bef = Dflg = 0.09 m.

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = H-tf1-tf2 =    0.09 m.
          -. DTR  =  Dweb/tw  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tw  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =    0.09 m.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =      0.002 m^2.
          -. Qa1 =  A_eff/Area  =   1.000  (about y-axis).

     ( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dflg = H-tf1-tf2 =    0.09 m.
          -. DTRf = Dflg/tw   =   23.00  <  500/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  Dflg/tw  =   23.00  <  620/SQRT[Fy]
             --->  Bef = Dflg =    0.09 m.

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = Cw - tw   =    0.09 m.
          -. DTR  =  Dweb/tf  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tf  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =    0.09 m.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =      0.002 m^2.
          -. Qa2 =  A_eff/Area  =   1.000  (about z-axis).

     ( ). Define reduction factor of stiffened elements (Qa).
          -. Qa  =  MIN[ Qa1, Qa2 ]  =   1.000

     ( ). Calculate allowable compressive stress (Fc).
          [ KSSC-ASD03 Specification 6.3 ]
                        [  2*(Pi^2)*Es  ]
          -. Cc   =  SQRT [ ------------- ]  =    131.22
                        [       Fy      ]
          -. Kl/r  <  Cc
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

                              [      (Kl/r)^2  ]
                              [ 1 - ---------- ]*Fy
                              [       2*Cc^2   ]
          -. Fc   = ---------------------------------  = 104448.970 KPa.
                        5     3*(Kl/r)     (Kl/r)^3
                       --- + ---------- - ----------
                        3        8*Cc        8*Cc^3

     ( ). Calculate axial compressive stress of member (fc).
          -. fc   =  Fxx/Area  =  -1649.445 KPa.

     ( ). Check ratio of axial stress (fc/Fc).
              fc          1649.445
          -. ----  =  ------------  =  0.016  <  1.000  --->  O.K.
              Fc        104448.970

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check major dimension of box-section.
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Depth - Width Ratio (H/B)  =  1.0  <  6.0  --->  O.K.
          -. Flg_thick - Web_thick Ratio (tf/tw)  =  1.0  <  2.0  --->  O.K.

     ( ). Check laterally unbraced length of compression flange (Lu).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Lcr  =  8300*(Bf/Fy)  =   3.249 m.
          -. Lu  <  Lcr

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw  =   23.00
          -. axial stress : fa    =  -1649.445 KPa.
          -. fa/Fy  =   0.007  <  0.16
                        1680                  fa
          -. DTR  <  ---------- [1 - 3.74 ----]  --->  COMPACT SECTION !
                     SQRT[Fy]                 Fy

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  (Cw-tw)/tf  =   23.00
          -. DTRf   <  500/SQRT[Fy]  --->  NON-SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCy,FBTy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCy,FBTy  =  0.66*Fy  = 155100.000 KPa.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcy,fbty).
          -. fbcy  =  (My*Ccom)/Iyy   =     -0.215 KPa.
          -. fbty  =  (My*Cten)/Iyy   =      0.215 KPa.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Check ratios of stresses (fbcy/FBCy,fbty/FBTy).
              fbcy           0.215
          -. ------  =  ------------  =1.387e-006  <  1.000  --->  O.K.
              FBCy       155100.000
              fbty           0.215
          -. ------  =  ------------  =1.387e-006  <  1.000  --->  O.K.
              FBTy       155100.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  (Cw-tw)/tf  =   23.00
          -. axial stress : fa    =  -1649.445 KPa.
          -. fa/Fy  =   0.007  <  0.16
                        1680                fa
          -. DTR  <  ---------- [1 - 3.74 ----]  --->  COMPACT SECTION !
                     SQRT[Fy]               Fy

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  h/tw   =   23.00
          -. DTRf   <  500/SQRT[Fy]  --->  NON-SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCz,FBTz  =  0.66*Fy  = 155100.000 KPa.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
          -. fbcz  =  (Mz*Ccom)/Izz   =   -428.411 KPa.
          -. fbtz  =  (Mz*Cten)/Izz   =    428.411 KPa.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).
              fbcz         428.411
          -. ------  =  ------------  =  0.003  <  1.000  --->  O.K.
              FBCz       155100.000
              fbtz         428.411
          -. ------  =  ------------  =  0.003  <  1.000  --->  O.K.
              FBTz       155100.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial compression + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.2 ]
          -. fc/Fc  <  0.15
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

```
--------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
============================================================================================

                    fc      fbcy      fbcz
          -. Rmax  = ---- + ------ + ------  (8.3)
                    Fc      FBCy      FBCz
                   = 0.019  <  1.000  --->  O.K.

============================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
============================================================================

      ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
           -. Fvy  =  0.40*Fy  =  94000.000 KPa.

      ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
           ( LCB =    1, POS =    J )
           -. Applied shear force : Fyy =       -0.02 kN.
           -. fvy  =  Fyy / Asy         =     22.107 KPa.

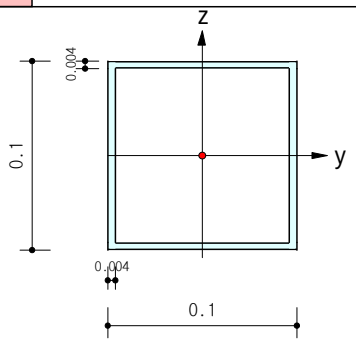
      ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
               fvy          22.107
           -. -----  =  ------------  =2.352e-004  <  1.000  --->  O.K.
               Fvy        94000.000
```

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...간 격벽 ALC PANEL-201112.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 100
Material SS400 (No:1)
(Fy = 235000, Es = 205000000)
Section Name V2 B-100x100x4.0 (No:2)
(Rolled : V2 B-100x100x4.0).
Member Length : 1.29500



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 6.35304 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00878, Mz = 0.00025
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00878 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00878 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00025 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0002 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = -0.0068 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.10000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.09600	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00154	Asz	0.00080
Qyb	0.00346	Qzb	0.00346
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.05000
Syy	0.00005	Szz	0.00005
ry	0.03923	rz	0.03923

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.29500, Lz = 1.29500, Lb = 1.29500
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 33.0 < 300.0 (Memb:100, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 4136/ 141000 = 0.029 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 186/ 141000 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 5/ 141000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbtz/Fbtz = 0.031 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96, |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT) |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+

    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

      *. PROJECT     :
      *. MEMBER NO   =    100,  ELEMENT TYPE = Beam
      *. LOADCOMB NO =      1,  MATERIAL NO  =     1,  SECTION NO =     2
      *. UNIT SYSTEM : kN, m

      *. SECTION PROPERTIES : Designation = V2 B-100x100x4.0
         Shape     = B - Section. (Built-up)
         Depth     =      0.100,  Flg Width   =      0.100,  Web Center  =      0.096
         Web Thick =      0.004,  Top F Thick =      0.004,  Bot.F Thick =      0.004

         Area = 1.53600e-003,  Asy  = 8.00000e-004,  Asz  = 8.00000e-004
         Ybar = 5.00000e-002,  Zbar = 5.00000e-002,  Qyb  = 3.45800e-003,  Qzb  = 3.45800e-003
         Syy  = 4.72678e-005,  Szz  = 4.72678e-005,  Zyy  = 5.53280e-005,  Zzz  = 5.53280e-005
         Iyy  = 2.36339e-006,  Izz  = 2.36339e-006,  Iyz  = 0.00000e+000
         ry   = 3.92258e-002,  rz   = 3.92258e-002
         J    = 3.53894e-006,  Cwp  = 1.00000e+028

      *. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
         Ly   = 1.29500e+000,  Lz   = 1.29500e+000,  Lu   = 1.29500e+000
         Ky   = 1.00000e+000,  Kz   = 1.00000e+000

      *. MATERIAL PROPERTIES :
         Fy   = 2.35000e+005,  Es   = 2.05000e+008,  MATERIAL NAME  = SS400


      *. FORCES AND MOMENTS AT (J) POINT :
         Axial Force      Fxx = 6.35304e+000
         Shear Forces     Fyy =-1.95631e-004,  Fzz =-6.78188e-003
         Bending Moments  My  = 8.78248e-003,  Mz  = 2.53342e-004
         End Moments      Myi = 0.00000e+000,  Myj = 8.78248e-003  (for Lb)
                          Myi = 0.00000e+000,  Myj = 8.78248e-003  (for Ly)
                          Mzi = 0.00000e+000,  Mzj = 2.53342e-004  (for Lz)


================================================================================
   [[[*]]]   CHECK AXIAL STRESS.
================================================================================

      ( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
           [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
           -. l/r  =    33.0  <   300.0  --->  O.K.

      ( ). Calculate allowable tensile stress (Ft).
           [ KSSC-ASD03 Specification 5.2 ]
           -. Ft   =  0.6*Fy    = 141000.000 KPa.

      ( ). Calculate axial tensile stress of member (ft).
           -. ft   =  Fxx/Area  =   4136.096 KPa.
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Check ratio of axial stress (ft/Ft).
              ft         4136.096
          -. ----  =  ------------  =  0.029  <  1.000  --->  O.K.
              Ft        141000.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check major dimension of box-section.
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Depth - Width Ratio (H/B)  =  1.0  <  6.0  --->  O.K.
          -. Flg_thick - Web_thick Ratio (tf/tw)  =  1.0  <  2.0  --->  O.K.

     ( ). Check laterally unbraced length of compression flange (Lu).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Lcr1 =  8300*(Bf/Fy)          =   5.246 m.
          -. Lcr2 =  {13400 + 8300(M1/M2)}*(Bf/Fy) =   3.249 m.
          -. Lcr  =  MIN( Lcr1, Lcr2 )  =   3.249 m.
          -. Lu  <  Lcr

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw  =   23.00

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCy,FBTy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCy,FBTy  =  0.6*Fy  = 141000.000 KPa.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcy,fbty).
          -. fbcy  =  (My*Ccom)/Iyy   =   -185.802 KPa.
          -. fbty  =  (My*Cten)/Iyy   =    185.802 KPa.

     ( ). Check ratios of stresses (fbcy/FBCy,fbty/FBTy).
              fbcy          185.802
          -. ------  =  ------------  =  0.001  <  1.000  --->  O.K.
              FBCy       141000.000
              fbty          185.802
          -. ------  =  ------------  =  0.001  <  1.000  --->  O.K.
              FBTy       141000.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  (Cw-tw)/tf  =   23.00
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


      ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
           -. FBCz,FBTz  =  0.6*Fy  = 141000.000 KPa.

      ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
           -. fbcz  =  (Mz*Ccom)/Izz   =     -5.360 KPa.
           -. fbtz  =  (Mz*Cten)/Izz   =      5.360 KPa.

      ( ). Check ratios of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).
               fbcz           5.360
           -. ------  =  ------------  =3.801e-005  <  1.000  --->  O.K.
               FBCz       141000.000
               fbtz           5.360
           -. ------  =  ------------  =3.801e-005  <  1.000  --->  O.K.
               FBTz       141000.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES.
================================================================================

      ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
           [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                          ft     fbty     fbtz
           -. Rmax1  =  ---- + ------ + ------
                          Ft     FBTy     FBTz
                     =  0.031  <  1.000  --->  O.K.
                          fbcy     fbcz
           -. Rmax2  =  ------ + ------
                          FBCy     FBCz
                     =  0.001  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

      ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
           [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
           -. Fvy  =  0.40*Fy  =  94000.000 KPa.

      ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
           ( LCB =    1, POS =    J )
           -. Applied shear force : Fyy =  -1.96e-004 kN.
           -. fvy  =  Fyy / Asy         =      0.245 KPa.

      ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
               fvy            0.245
           -. -----  =  ------------  =2.601e-006  <  1.000  --->  O.K.
               Fvy        94000.000
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

---

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

==========

( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
[KSSC-ASD03 Specification 7.3]
-. Fvz = 0.40*Fy = 94000.000 KPa.

( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
(LCB = 1, POS = J)
-. Applied shear force : Fzz = -6.78e-003 kN.
-. fvz = Fzz / Asz = 8.477 KPa.

( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).

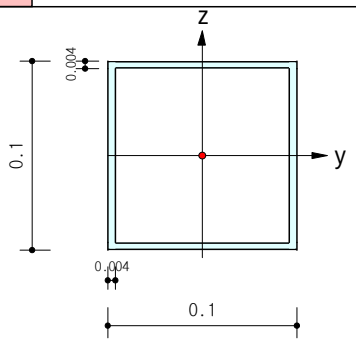
$$-.\ \frac{fvz}{Fvz} = \frac{8.477}{94000.000} = 9.018e\text{-}005 < 1.000 \rightarrow \text{O.K.}$$

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	E:\...간 격벽 ALC PANEL-201112.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 24
Material SS400 (No:1)
(Fy = 235000, Es = 205000000)
Section Name H1 B-100x100x4.0 (No:21)
(Rolled : H1 B-100x100x4.0).
Member Length : 4.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0068 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.22240, Mz = 0.02782
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = -0.8586, Myj = -0.8586 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.03108 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 2.26004 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.10000	Web Thick	0.00400
Flg Width	0.10000	Top F Thick	0.00400
Web Center	0.09600	Bot.F Thick	0.00400
Area	0.00154	Asz	0.00080
Qyb	0.00346	Qzb	0.00346
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05000	Zbar	0.05000
Syy	0.00005	Szz	0.00005
ry	0.03923	rz	0.03923

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4.60000, Lz = 1.53333, Lb = 1.53333
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 117.3 < 200.0 (Memb:24, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 4.4/73805.6 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 4705/ 155100 = 0.030 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 589/ 155100 = 0.004 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.034 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.030 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96, |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT) |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+

    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

*. PROJECT :
*. MEMBER NO = 24, ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO = 1, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 21
*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = H1 B-100x100x4.0
Shape = B - Section. (Built-up)
Depth = 0.100, Flg Width = 0.100, Web Center = 0.096
Web Thick = 0.004, Top F Thick = 0.004, Bot.F Thick = 0.004

Area = 1.53600e-003, Asy = 8.00000e-004, Asz = 8.00000e-004
Ybar = 5.00000e-002, Zbar = 5.00000e-002, Qyb = 3.45800e-003, Qzb = 3.45800e-003
Syy = 4.72678e-005, Szz = 4.72678e-005, Zyy = 5.53280e-005, Zzz = 5.53280e-005
Iyy = 2.36339e-006, Izz = 2.36339e-006, Iyz = 0.00000e+000
ry = 3.92258e-002, rz = 3.92258e-002
J = 3.53894e-006, Cwp = 1.00000e+028

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 4.60000e+000, Lz = 1.53333e+000, Lu = 1.53333e+000
Ky = 1.00000e+000, Kz = 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 2.35000e+005, Es = 2.05000e+008, MATERIAL NAME = SS400

*. FORCES AND MOMENTS AT (1/2) POINT :
Axial Force Fxx =-6.76584e-003
Shear Forces Fyy = 0.00000e+000, Fzz = 0.00000e+000
Bending Moments My = 2.22404e-001, Mz = 2.78188e-002
End Moments Myi = 0.00000e+000, Myj = 0.00000e+000 (for Lb)
Myi =-8.58590e-001, Myj =-8.58591e-001 (for Ly)
Mzi = 0.00000e+000, Mzj = 0.00000e+000 (for Lz)

[[[*]]] CHECK AXIAL STRESS.

( ). Check slenderness ratio of axial compression member (Kl/r).
[KSSC-ASD03 Specification 3.8]
-. Kl/r = 117.3 < 200.0 ---> O.K.

( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. Dflg = Cw - tw = 0.09 m.
-. DTRf = Dflg/tf = 23.00 < 500/SQRT[Fy] ---> COMPACT SECTION !

( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. DTRf = Dflg/tf = 23.00 < 620/SQRT[Fy]
---> Bef = Dflg = 0.09 m.

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = H-tf1-tf2 =    0.09 m.
          -. DTR  =  Dweb/tw  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tw  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =    0.09 m.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =      0.002 m^2.
          -. Qa1 =  A_eff/Area  =   1.000  (about y-axis).

     ( ). Check width-thickness ratio of flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dflg = H-tf1-tf2 =    0.09 m.
          -. DTRf = Dflg/tw   =   23.00  <  500/SQRT[Fy]  --->  COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  Dflg/tw  =   23.00  <  620/SQRT[Fy]
             --->  Bef = Dflg =    0.09 m.

     ( ). Check depth-thickness ratio of web (DTR).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. Dweb = Cw - tw   =    0.09 m.
          -. DTR  =  Dweb/tf  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]  --->  NON-COMPACT SECTION !

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  Dweb/tf  =   23.00  <  1680/SQRT[Fy]
             --->  Bew = Dweb =    0.09 m.

     ( ). Calculate reduction factor of stiffened elements (Qa).
          [ AISC-ASD89 Specification  Appendix B. (A-B5-10) ]
          -. A_eff =  Area - 2*(Dflg-Bef)*tf - 2*(Dweb-Bew)*tw =      0.002 m^2.
          -. Qa2 =  A_eff/Area  =   1.000  (about z-axis).

     ( ). Define reduction factor of stiffened elements (Qa).
          -. Qa  =  MIN[ Qa1, Qa2 ]  =   1.000

     ( ). Calculate allowable compressive stress (Fc).
          [ KSSC-ASD03 Specification 6.3 ]
                        [  2*(Pi^2)*Es  ]
          -. Cc   =  SQRT [ ------------- ]  =    131.22
                        [       Fy      ]
          -. Kl/r  <  Cc
```

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================

                            [      (Kl/r)^2  ]
                            [ 1 - ---------- ]*Fy
                            [       2*Cc^2   ]
          -. Fc   = ---------------------------------  =  73805.577 KPa.
                       5     3*(Kl/r)     (Kl/r)^3
                      --- + ---------- - ----------
                       3        8*Cc        8*Cc^3

     ( ). Calculate axial compressive stress of member (fc).
          -. fc   =  Fxx/Area  =     -4.405 KPa.

     ( ). Check ratio of axial stress (fc/Fc).
              fc            4.405
          -. ----  =  ------------  =5.968e-005  <  1.000  --->  O.K.
              Fc         73805.577

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK BENDING STRESSES ABOUT MAJOR AXIS.
================================================================================

     ( ). Check major dimension of box-section.
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Depth - Width Ratio (H/B)  =  1.0  <  6.0  --->  O.K.
          -. Flg_thick - Web_thick Ratio (tf/tw)  =  1.0  <  2.0  --->  O.K.

     ( ). Check laterally unbraced length of compression flange (Lu).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. Lcr  =  8300*(Bf/Fy)  =   3.249 m.
          -. Lu  <  Lcr

     ( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRw =  h/tw  =   23.00
          -. axial stress : fa    =     -4.405 KPa.
          -. fa/Fy  =1.874e-005  <  0.16
                        1680                  fa
          -. DTR  <  ---------- [1 - 3.74 ----]  --->  COMPACT SECTION !
                     SQRT[Fy]                 Fy

     ( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
          [ KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1 ]
          -. DTRf =  (Cw-tw)/tf  =   23.00
          -. DTRf   <  500/SQRT[Fy]  --->  NON-SLENDER SECTION !

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBCy,FBTy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBCy,FBTy  =  0.66*Fy  = 155100.000 KPa.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcy,fbty).
          -. fbcy  =  (My*Ccom)/Iyy   =  -4705.177 KPa.
          -. fbty  =  (My*Cten)/Iyy   =   4705.177 KPa.
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

( ). Check ratios of stresses (fbcy/FBCy,fbty/FBTy).

$$-.\ \frac{fbcy}{FBCy} = \frac{4705.177}{155100.000} = 0.030 < 1.000 \quad ---> \quad O.K.$$

$$-.\ \frac{fbty}{FBTy} = \frac{4705.177}{155100.000} = 0.030 < 1.000 \quad ---> \quad O.K.$$

[[[*]]] CHECK BENDING STRESSES ABOUT MINOR AXIS.

( ). Check depth-thickness ratio of stiffened web (DTRw).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. DTRw = (Cw-tw)/tf = 23.00
-. axial stress : fa = -4.405 KPa.
-. fa/Fy =1.874e-005 < 0.16

$$-.\ DTR < \frac{1680}{\sqrt{Fy}}\left[1 - 3.74\frac{fa}{Fy}\right] \quad ---> \quad \text{COMPACT SECTION !}$$

( ). Check width-thickness ratio of stiffened flange (DTRf).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. DTRf = h/tw = 23.00
-. DTRf < 500/SQRT[Fy] ---> NON-SLENDER SECTION !

( ). Calculate allowable bending stresses (FBCz,FBTz).
[KSSC-ASD03 Specification 7.2.3]
-. FBCz,FBTz = 0.66*Fy = 155100.000 KPa.

( ). Calculate actual bending stresses of member (fbcz,fbtz).
-. fbcz = (Mz*Ccom)/Izz = -588.536 KPa.
-. fbtz = (Mz*Cten)/Izz = 588.536 KPa.

( ). Check ratios of stresses (fbcz/FBCz,fbtz/FBTz).

$$-.\ \frac{fbcz}{FBCz} = \frac{588.536}{155100.000} = 0.004 < 1.000 \quad ---> \quad O.K.$$

$$-.\ \frac{fbtz}{FBTz} = \frac{588.536}{155100.000} = 0.004 < 1.000 \quad ---> \quad O.K.$$

[[[*]]] CHECK COMBINED STRESSES.

( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial compression + bending).
[KSSC-ASD03 Specification 8.2]
-. fc/Fc < 0.15

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

                    fc      fbcy      fbcz
          -. Rmax  = ---- + ------ + ------  (8.3)
                    Fc      FBCy      FBCz
                   = 0.034  <  1.000  --->  O.K.

==========================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
==========================================================================

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvy  =  0.40*Fy  =  94000.000 KPa.

     ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
          ( LCB =    1, POS =    J )
          -. Applied shear force : Fyy =        0.03 kN.
          -. fvy  =  Fyy / Asy         =     38.848 KPa.

     ( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).
              fvy          38.848
          -. -----  =  ------------  =4.133e-004  <  1.000  --->  O.K.
              Fvy        94000.000

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvz  =  0.40*Fy  =  94000.000 KPa.

     ( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
          ( LCB =    1, POS =    J )
          -. Applied shear force : Fzz =        2.26 kN.
          -. fvz  =  Fzz / Asz         =   2825.045 KPa.

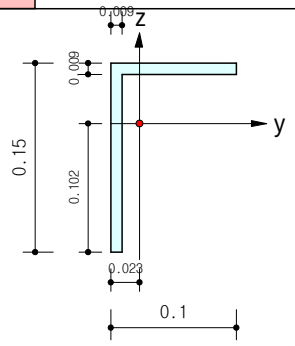
     ( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).
              fvz         2825.045
          -. -----  =  ------------  =  0.030  <  1.000  --->  O.K.
              Fvz        94000.000
```

Certified by :

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	E:\...간 격벽 ALC PANEL-201112.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 97
Material SS400 (No:1)
(Fy = 235000, Es = 205000000)
Section Name H0 L-150x100x9 (No:31)
(Rolled : L 150x100x9).
Member Length : 1.53333



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -0.0524, Mz = -0.0079
End Moments Myi = -0.0524, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = -0.0524, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -0.0079, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0156 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -0.1631 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.15000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.10000	Top F Thick	0.00900
Area	0.00218	Asz	0.00090
Qyb	0.00523	Qzb	0.00295
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02320	Zbar	0.10230
Syy	0.00005	Szz	0.00002
rp	0.02150		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.53333, Lz = 1.53333, Lb = 1.53333
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 71.3 < 300.0 (Memb:97, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0/ 117500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fbt/Fbt = 879/ 141000 = 0.006 < 1.000 ..... O.K
fbc/Fbc = 1280/ 127613 = 0.010 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = ft/Ft + fbc/Fbc = 0.010 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.002 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

```
------------------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                          Gen 2021
==========================================================================================

      +=========================================================+
      |  MIDAS(Modeling, Integrated Design & Analysis Software)  |
      |  midas Gen - Design & checking system for windows        |
      +=========================================================+
      |  Steel Member Applicable Code Checking                   |
      |  Based On  KDS 41 31 : 2019, KSSC-LSD16, KSSC-LSD09,     |
      |            KSSC-ASD03, AIK-LSD97, AIK-ASD83, KSCE-ASD96,  |
      |            AISC(15th)-LRFD16, AISC(15th)-ASD16,          |
      |            AISC(14th)-LRFD10, AISC(14th)-ASD10,          |
      |            AISC(13th)-LRFD05, AISC(13th)-ASD05,          |
      |            AISC-LRFD2K, AISC-LRFD93, AISC-ASD89,         |
      |            GB50017-03, GBJ17-88, BS5950-90,              |
      |            Eurocode3:05, Eurocode3, CSA-S16-01,          |
      |            AIJ-ASD02, IS:800-2007, IS:800-1984,          |
      |            TWN-ASD96, TWN-LSD96, TWN-ASD90, TWN-LSD90    |
      |                                                          |
      |                                        (c)SINCE 1989     |
      +=========================================================+
      |  MIDAS Information Technology Co.,Ltd.        (MIDAS IT)  |
      |  MIDAS IT Design Development Team                        |
      +=========================================================+
      |            HomePage : www.MidasUser.com                  |
      +=========================================================+
      |  Gen 2021                                                |
      +=========================================================+


    *. DEFINITION OF LOAD COMBINATIONS WITH SCALING UP FACTORS.
------------------------------------------------------------------------------------------
     LCB  C    Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor) + Loadcase Name(Factor)
------------------------------------------------------------------------------------------
       1  1              DL( 1.000) +           WY( 1.000)
------------------------------------------------------------------------------------------
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

*. PROJECT :
*. MEMBER NO = 97, ELEMENT TYPE = Beam
*. LOADCOMB NO = 1, MATERIAL NO = 1, SECTION NO = 31
*. UNIT SYSTEM : kN, m

*. SECTION PROPERTIES : Designation = H0 L-150x100x9, L 150x100x9
Shape = L - Section. (Rolled)
Depth = 0.150, Top F Width = 0.100
Web Thick = 0.009, Top F Thick = 0.009

Area = 2.18400e-003, Asy = 6.00000e-004, Asz = 9.00000e-004
Ybar = 2.32000e-002, Zbar = 1.02300e-001, Qyb = 5.23265e-003, Qzb = 2.94912e-003
Syy = 4.90000e-005, Szz = 2.33000e-005, Zyy = 8.97000e-005, Zzz = 4.29000e-005
Iyy = 5.02000e-006, Izz = 1.79000e-006, Iyz = 1.79661e-006
ry = 4.79000e-002, rz = 2.86000e-002, rp = 2.15000e-002
J = 5.86000e-008, Cwp = 8.00000e-011

*. DESIGN PARAMETERS FOR STRENGTH EVALUATION :
Ly = 1.53333e+000, Lz = 1.53333e+000, Lu = 1.53333e+000
Ky = 1.00000e+000, Kz = 1.00000e+000

*. MATERIAL PROPERTIES :
Fy = 2.35000e+005, Es = 2.05000e+008, MATERIAL NAME = SS400

*. FORCES AND MOMENTS AT (I) POINT :
Axial Force Fxx = 0.00000e+000
Shear Forces Fyy =-1.55638e-002, Fzz =-1.63059e-001
Bending Moments My =-5.23848e-002, Mz =-7.87992e-003
End Moments Myi =-5.23848e-002, Myj = 0.00000e+000 (for Lb)
Myi =-5.23848e-002, Myj = 0.00000e+000 (for Ly)
Mzi =-7.87992e-003, Mzj = 0.00000e+000 (for Lz)

[[[*]]] CHECK AXIAL STRESS OF L-SECTION.

( ). Check slenderness ratio of axial tension member (l/r).
[KSSC-ASD03 Specification 3.8]
-. l/r = 71.3 < 300.0 ---> O.K.

[[[*]]] CHECK BENDING STRESSES OF L-SECTION.

( ). Check width-thickness ratio of flange (BTR).
[KSSC-ASD03 Specification 3.6 Table 3.1]
-. BTR = bf/tf = 16.67 > 200/SQRT[Fy] ---> SLENDER SECTION !

```
--------------------------------------------------------------------------------
 midas Gen - Steel Code Checking    [ KSSC-ASD03 ]                    Gen 2021
================================================================================


     ( ). Calculate reduction factor of unstiffened elements (Qs).
          [ AISC-ASD89 Specification Appendix B. (A-B5-1) ]
          -. BTR  =   16.67  <  155/SQRT[Fy], Fy=     34.084 kips/in^2.
          -. Qs   =  1.340 - 0.00447*BTR*SQRT[Fy]  =  0.905

     ( ). Calculate allowable bending stresses (FBC,FBT).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.2.3 ]
          -. FBC  =  Qs*0.6*Fy  = 127613.277 KPa.
          -. FBT  =  0.6*Fy     = 141000.000 KPa.

     ( ). Calculate actual bending stresses of member.
          -. AAA  =  -My*Izz + Mz*Iyz   =        0.0000
          -. BBB  =   Mz*Iyy - My*Iyz   =        0.0000
          -. CCC  =  Iyy*Izz - Iyz^2    =        0.0000
          -. fb1  =  (AAA*z1-BBB*y1)/CCC  =  -1194.605 KPa.
          -. fb2  =  (AAA*z2-BBB*y2)/CCC  =    879.336 KPa.
          -. fb3  =  (AAA*z3-BBB*y3)/CCC  =    -68.176 KPa.
          -. fb4  =  (AAA*z4-BBB*y4)/CCC  =   -192.613 KPa.
          -. fb5  =  (AAA*z5-BBB*y5)/CCC  =  -1279.881 KPa.

     ( ). Check ratio of bending stresses.
               fb_com        -1279.881
          -. --------  =  ------------  =  0.010  <  1.000  --->  O.K.
               FBC         127613.277
              fb_ten           879.336
          -. --------  =  ------------  =  0.006  <  1.000  --->  O.K.
               FBT         141000.000

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK COMBINED STRESSES OF L-SECTION.
================================================================================

     ( ). Check interaction ratio of combined stresses (Axial tension + bending).
          [ KSSC-ASD03 Specification 8.3 (8.5) ]
                         ft     fbc
          -. Rmax1  =  ---- + -----   (8.5)
                         Ft     FBC
                    =  0.010  <  1.000  --->  O.K.

================================================================================
   [[[*]]]   CHECK SHEAR STRESSES.
================================================================================

     ( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvy).
          [ KSSC-ASD03 Specification 7.3 ]
          -. Fvy  =  0.40*Fy  =  94000.000 KPa.

     ( ). Calculate shear stress in local-y direction (fvy).
          ( LCB =    1, POS =    I )
          -. Applied shear force : Fyy =       -0.02 kN.
          -. fvy  =  Fyy / Asy         =     25.940 KPa.
```

Certified by :

PROJECT TITLE :

MIDAS	Company		Client	
	Author		File Name	울제물포터널 램프CD구간 격벽 ALC PANEL-201112.ac

---

midas Gen - Steel Code Checking [KSSC-ASD03] Gen 2021

==========

( ). Check ratio of shear stress (fvy/Fvy).

$$-.\ \frac{fvy}{Fvy} = \frac{25.940}{94000.000} = 2.760e\text{-}004 < 1.000 \quad ---> \quad 0.K.$$

( ). Calculate allowable shear stress in local-y direction (Fvz).
[KSSC-ASD03 Specification 7.3]
-. Fvz = 0.40*Fy = 94000.000 KPa.

( ). Calculate shear stress in local-z direction (fvz).
(LCB = 1, POS = I)
-. Applied shear force : Fzz = -0.16 kN.
-. fvz = Fzz / Asz = 181.177 KPa.

( ). Check ratio of shear stress (fvz/Fvz).

$$-.\ \frac{fvz}{Fvz} = \frac{181.177}{94000.000} = 0.002 < 1.000 \quad ---> \quad 0.K.$$

4.1 Z-PLATE 검토

1) 설계조건

수직지점 간격	=	1.295	m	수평지점 간격	=	0.60	m
판넬중량	=	2.50	kN/m^2	철물중량	=	0.25	kN/m^2
제시된 풍압	=	0.021	kN/m^2				

2) 부재가정 **가정단면 :** PL- 110 x 110 x 8T (BOLT : Ø12)

Asy	=	7.84	cm^2 : BOLT 직경 제외
Ix	=	0.42	cm^4 : BOLT 직경 제외
Zx	=	1.05	cm^3 : BOLT 직경 제외

3) 풍압에 의한 응력 검토 (휨)

P_w	=	0.021 x (1.295 / 2) x (0.6 / 1)	=	0.01	kN		
M_{uw}	=	0.01 x (40 / 1000)	=	0.00	kN.m		
σ_{bw}	=	0 x 100 / 1.05	=	0.00	kN/cm^2		
f_{bw}			=	16.0	kN/cm^2	>	σ_{bw}
					(O.K)		0%

4) 풍압에 의한 응력 검토 (전단)

V_w	=	0.021 x (1.295 / 2) x (0.6 / 1)	=	0.01	kN		
vy	=	0.01 / 7.84	=	0.00	kN.m		
fsy	=	2.4 / (1.5 x √3)	=	0.92	kN/cm^2		
vy / fsy	=	0 / 0.92	=	0.00	kN/cm^2	<	1.00
					(O.K)		

USE, PL- 110 x 110 x 8T (BOLT : Ø12)

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 1

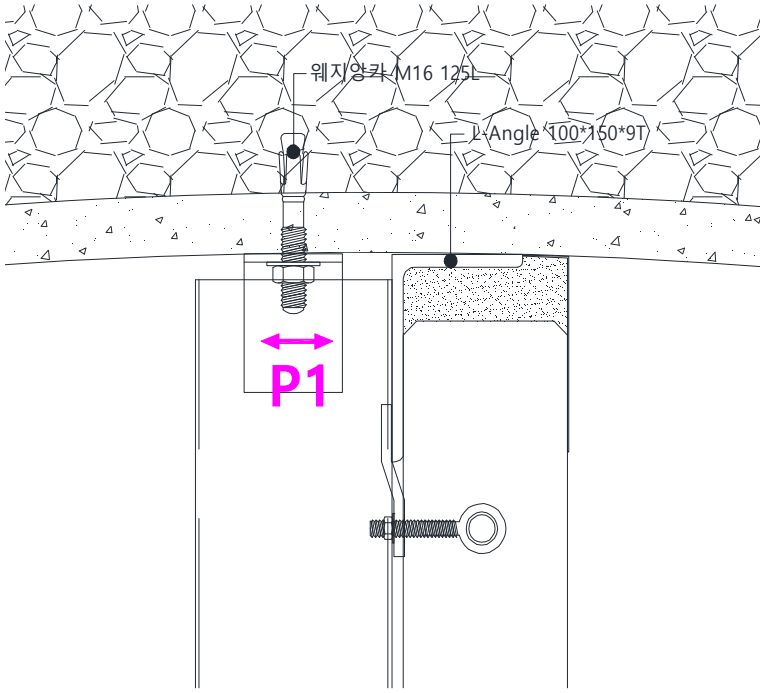
: B-100x100x4.0T, UPPER ANCHOR (V1)

1) GENERAL

Slcb1 : W.L

P_1 = 0.02 kN

P_2 = 0.000 kN



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	0.1% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

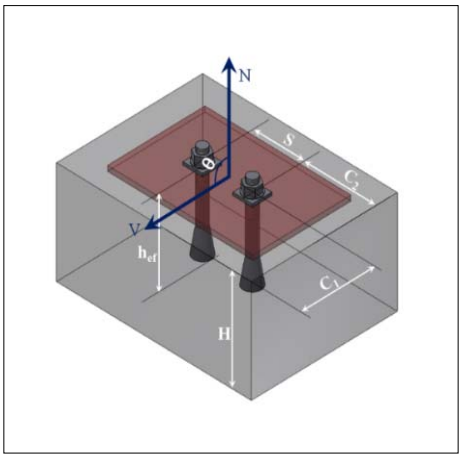
(1) INPUT DATA

P_1	=	0.02 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	0.03 kN	
P_2	=	0.000 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	0.00 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	2 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0.0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1	=	0.03 N
P_2	=	0.00 N



−. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua2}	=	P_2	
	=	0.00 kN	

−. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1	
	=	0.03 N	

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	0.00 N	<	$0.2 * \phi N_n$	=	3.82 N	
V_{ua}	=	0.03 N	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	6.25 N	
∴ $(N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$	=	0.00	<	1.2		O.K	0.1%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance ($\varnothing N_n$)				Value / Unit	
$\varnothing N_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		81.64 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing N_{cb}$	콘크리트 파괴강도			38.10 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			69.27 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 390.0	b = 390.0	$a \times b$	152100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
$\varnothing N_{pn}$	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \varnothing \varphi_{c,P} \cdot N_p$		19.11 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			17.37 kN	
$\varnothing N_n$	$Min\ [\varnothing N_{sa}; \varnothing N_{cb}; \varnothing N_{pn}]$			19.11 kN	0.000

Shear Resistance ($\varnothing V_n$)				Value / Unit	
$\varnothing V_{sa}$	앵커의 강재강도	$n \cdot \varnothing 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		45.22 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
$\varnothing V_{cb}$	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1)\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
$\varnothing V_{cp}$	콘크리트 프라이아웃 강도	$\varnothing k_{cp} \cdot N_{cb}$		96.98 kN	
$\varnothing$	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			69.27 kN	
$\varnothing V_n$	$Min\ [\varnothing V_{sa}; \varnothing V_{cb}; \varnothing V_{cp}]$			31.27 kN	0.001

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 2

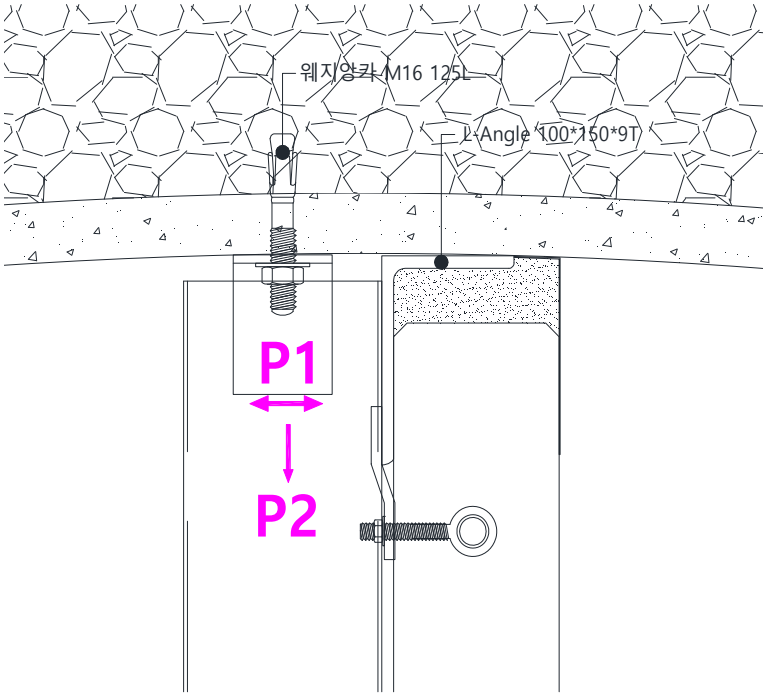
: B-100x100x4.0T, UPPER ANCHOR (V2)

1) GENERAL

Slcb1 : D.L + W.L

P_1 = 0.03 kN

P_2 = 6.600 kN



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	34.6% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

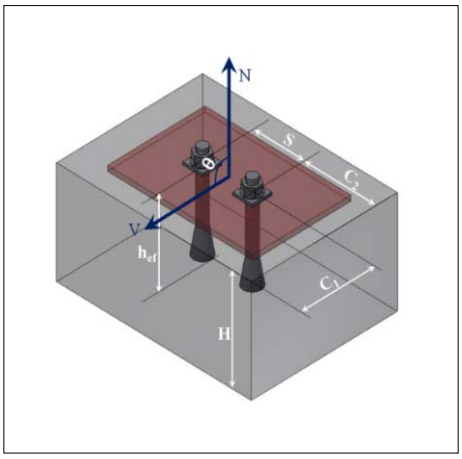
(1) INPUT DATA

P_1	=	0.03 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	0.04 kN	
P_2	=	6.600 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	7.92 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	2 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0.0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1	=	0.04 N
P_2	=	7.92 N



−. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua2}	=	P_2
	=	7.92 kN

−. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1
	=	0.04 N

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	7.92 N	>	$0.2 * \phi N_n$	=	3.82 N
V_{ua}	=	0.04 N	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	6.25 N

∴ $(N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$	=	0.42	<	1.2	O.K	34.6%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance (ϕN_n)				Value / Unit	
ϕN_{sa}	앵커의 강재강도	$n \cdot \phi \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		81.64 kN	
ϕ	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
ϕN_{cb}	콘크리트 파괴강도			38.10 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			69.27 kN	
ϕ	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 390.0	b = 390.0	$a \times b$	152100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
ϕN_{pn}	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \phi \varphi_{c,P} \cdot N_p$		19.11 kN	
ϕ	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			17.37 kN	
ϕN_n	$Min\ [\phi N_{sa}; \phi N_{cb}; \phi N_{pn}]$			19.11 kN	0.415

Shear Resistance (ϕV_n)				Value / Unit	
ϕV_{sa}	앵커의 강재강도	$n \cdot \phi\, 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		45.22 kN	
ϕ	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
ϕV_{cb}	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
ϕ	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
ϕV_{cp}	콘크리트 프라이아웃 강도	$\phi k_{cp} \cdot N_{cb}$		96.98 kN	
ϕ	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			69.27 kN	
ϕV_n	$Min\ [\phi V_{sa}; \phi V_{cb}; \phi V_{cp}]$			31.27 kN	0.001

-. CHECK FOR ANCHOR SYSTEM 3

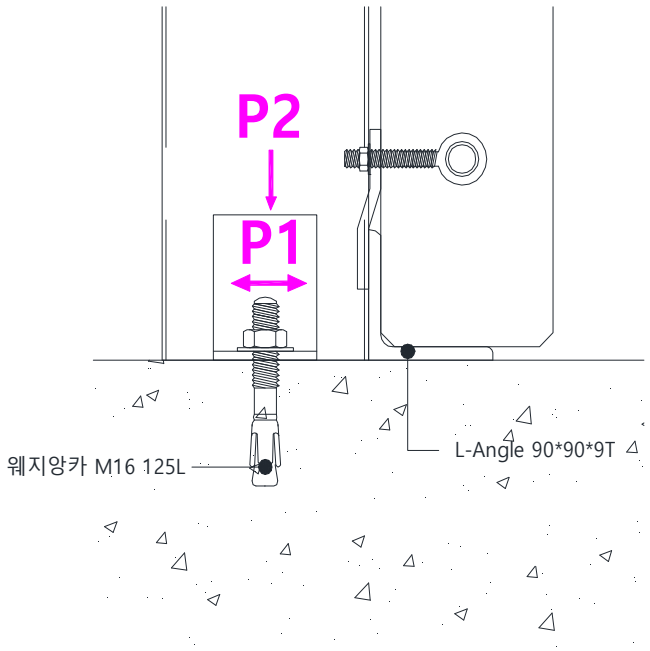
: B-100x100x4.0T, BOTTOM ANCHOR (H1)

1) GENERAL

sLCB : W.L + D.L

P_1 = 0.01 kN

P_2 = 2.70 kN (압축응력)



No.	Item	Specification	Ratio
1	-	-	-
2	-	-	-
3	· ANCHOR	M16 ANCHOR	0.0% O.K.

2) CHECK FOR ANCHOR

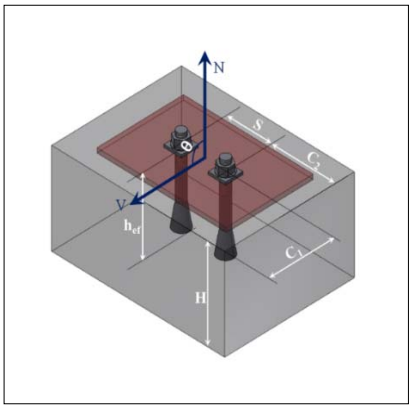
(1) INPUT DATA

P_1	=	0.01 kN × 1.3	(풍하중 하중계수 1.3, 하중계수 설계법)
	=	0.01 kN	
P_2	=	2.700 kN × 1.2	(ANGLE 자중계수 1.2, 하중계수 설계법)
	=	3.24 kN	

Anchor Diameter		M16	(Anchor Diameter)
n	=	2 EA	(Anchor EA, 좌,우)
h_{ef}	=	70 mm	(Effective Embedment Depth)
C_{a1}	=	200 mm	(Edge Distance)
f_{ck}	=	24 MPa	(Concrete's Compressive Strength, MPa)
e	=	0 mm	(Compressive Distance)
d	=	30 mm	(Compressive Distance)

(2) LOAD DATA (F_{sd})

P_1 = 0.01 kN



-. Pull-out Load of Anchor Bolt

N_{ua1}	=	$(P_1 \times e) / 0.85\,d$	
	=	0.00 kN	
N_{ua2}	=	*0.00*	
	=	0.00 kN	
N_{ua}	=	$N_{ua1} - N_{ua2}$	
	=	0.00 kN	

-. Shear Load of Anchor Bolt

V_{ua}	=	P_1	
	=	0.01 kN	

(3) CHECK STRESS STABILITY

N_{ua}	=	0.00 kN	<	$0.2 * \phi Nn$	=	2.64 kN
V_{ua}	=	0.01 kN	<	$(0.2 * \phi V_n)$	=	6.25 kN

$\therefore (N_{ua} / \phi N_n) + (V_{ua} / \phi V_n)$	=	0.00	<	1.2	O.K	0.0%

(4) TENSION & SHEAR RESISTANCE

Tensile Resistance (ϕN_n)				Value / Unit	
ϕN_{sa}	앵커의 강재강도	$n \cdot \phi \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		81.64 kN	
ϕ	강도감소계수			0.65	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
ϕN_{cb}	콘크리트 파괴강도			38.10 kN	
N_{cb}	$(A_{Nc} / A_{Nco}) \cdot \varphi_{ed,N} \cdot \varphi_{c,N} \cdot \varphi_{cp,N} \cdot N_b$			69.27 kN	
ϕ	강도감소계수			0.55	
A_{Nc}	a = 390.0	b = 390.0	$a \times b$	152100 mm^2	
A_{Nco}	$(2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h^2_{ef}$			44100 mm^2	
$\varphi_{ed,N}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,N}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{cp,N}$	콘크리트 쪼개짐에 대한 수정계수			1.0	
N_b	기본 콘크리트 파괴강도	$k_c \sqrt{(f_{ck})} h_{ef}^{1.5}$		20.1 kN	
	기본 콘크리트 파괴강도계수	k_c		7	
ϕN_{pn}	앵커의 뽑힘 강도	$n \cdot \phi \varphi_{c,P} \cdot N_p$		13.20 kN	
ϕ	강도감소계수			0.55	
$\varphi_{c,P}$	균열 콘크리트 수정계수			1.0	
N_p	인장을 받는 단일 앙카볼트의 뽑힘 강도			12.00 kN	
ϕN_n	$Min\ [\phi N_{sa}; \phi N_{cb}; \phi N_{pn}]$			13.20 kN	0.000

Shear Resistance (ϕV_n)				Value / Unit	
ϕV_{sa}	앵커의 강재강도	$n \cdot \phi\, 0.6 \cdot A_{se} \cdot f_{uta}$		45.22 kN	
ϕ	강도감소계수			0.60	
A_{se}	단일앙카의 유효단면적			157.0 mm^2	
f_{uta}	앵커강재의 설계기준 인장강도	(4.6 등급)		400.0 MPa	
ϕV_{cb}	콘크리트 파괴강도			31.27 kN	
V_{cb}	$(A_{Vc} / A_{Vco}) \cdot \varphi_{ed,V} \cdot \varphi_{c,V} \cdot \varphi_{h,V} \cdot V_b$			44.67 kN	
ϕ	강도감소계수			0.70	
A_{Vc}	$\{2(1.5C_{a1}) + s_1)\} h_a$	C_{a1} = 200.0			
	s_1 = 0.0	h_a = $1.5C_{a1}$		180000 mm^2	
A_{Vco}	$4.5(C_{a1})^2$			180000 mm^2	
$\varphi_{ed,V}$	연단거리 (가장자리) 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{c,V}$	콘크리트 균열에 대한 수정계수			1.0	
$\varphi_{h,V}$	전단강도에 대한 수정계수			1.0	
V_b	기본 콘크리트 파괴강도				
	$0.6(l_e / d_a)^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f_{ck}} (C_{a1})^{1.5}$			44.67 kN	
ϕV_{cp}	콘크리트 프라이아웃 강도	$\phi k_{cp} \cdot N_{cb}$		96.98 kN	
ϕ	강도감소계수			0.70	
k_{cp}	프라이아웃 강도계수			2.0	
N_{cb}	콘크리트 파괴강도			69.27 kN	
ϕV_n	$Min\ [\phi V_{sa}; \phi V_{cb}; \phi V_{cp}]$			31.27 kN	0.000

◆ 구조계산 요약

▶ THK.125mm ALC PANEL(수직) 길이 : 3.024㎜이하

※ PANEL하중 : 2.5kN/㎡ 적용 (제시된 하중)

※ 풍하중 : 0.021kN/㎡ 적용 (제시된 풍압)

※ 상/하 PANEL 지점 : L-ANGLE에 의한 PIN 접합

▶ 수직부재(V1) : B-100x100x4.0T

※ 지점 WEDGE ANCHOR 2EA 이상-M16

▶ 수직부재(V2) : B-100x100x4.0T

※ 지점 WEDGE ANCHOR 2EA 이상-M16

▶ 수평부재(H1) : B-100x100x4.0T

※ 지점 WELDING

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

▶ 상부 수평부재(H0) : L-150x100x9T

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

▶ 하부 수평부재(H01) : L-90x90x9T

※ Z-PLATE(110x110x8T) + ϕ12 O-BOLT

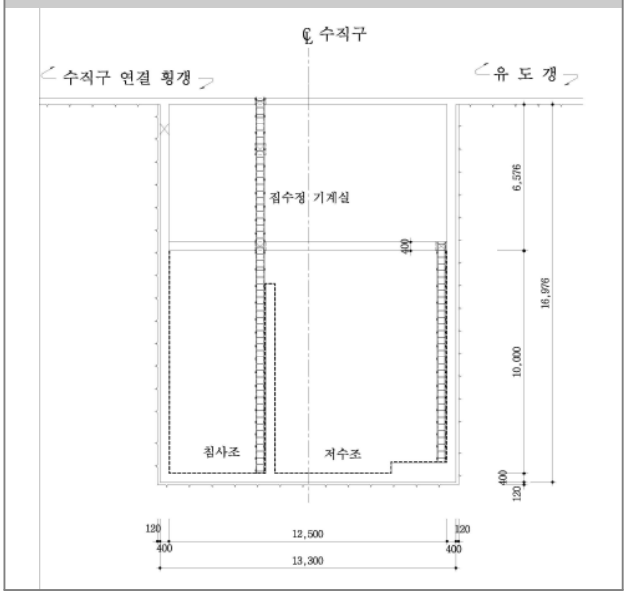
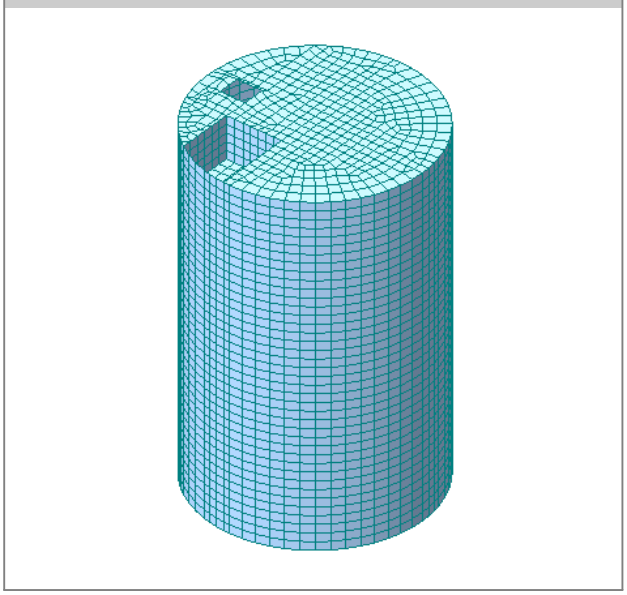
11. 수직구 집수정 바닥 슬래브 구조변경_#104-3

1. 공기정화시설 집수정 콘크리트 라이닝 검토

1.1 콘크리트 라이닝 검토(배수조건)

- 집수정의 외벽에 작용하는 수압이 집수정내로 지하수가 유입되는 배수조건으로 검토
- 침투해석에 의해 집수정 바닥부에 작용하는 양압력 검토결과 31.4kN//m^2로 검토되어 벽체와 바닥부에 잔류수압이 31.4kN//m^2 작용하는 것으로 검토
- 슬래브하중과 기계실 하중을 추가적으로 집수정 바닥에 재하하여 검토

해석단면 및 모델링

해석단면	모델링
	

지반스프링계수

구 분	암반의 변형계수 (Ed, MPa)	라이닝 등가반경 (R, m)	Ed/R (kN/m^3)	비 고
2 등 급	12,000	6.8	1,772,526	Ks = E/R×L

적용하중

-Ⅱ등급

이완하중(kN/m^2)	잔류수압(kN/m^2)	구조물 하중(kN)	비 고
• 이완하중고 H_P = 3.58m • 이완하중 $P_v = \gamma_t \times H = 26 \times 3.58$ $= 93.08kN/m^2 \times (1-\sin 40)$ $= 37.06kN/m^2$	• P_w = 31.4kN/m^2 (집수정하부 양압력 검토결과)	• 호이스트레일 = 1.5 ×11 = 16.5kN • 펌프 하중 = 9.8 × 11 =107.8kN • EV 하중 = 108.5 + 145.6 = 254.1kN	• 자중 • 슬래브하중과 기계실장비 하중의 100%를 집수정바닥에 추가 하중으로 재하 = 26kN/m^2

단면제원

검토위치	단위 폭 (B, m)	라이닝 두께 (D, m)	단면2차모멘트 (I, m^4)	단면계수 (Z, m^3)
벽 체	1.0	0.40	5.33×10^{-3}	2.66×10^{-2}
바 닥 부	1.0	0.60	1.80×10^{-2}	6.00×10^{-2}

단면력검토

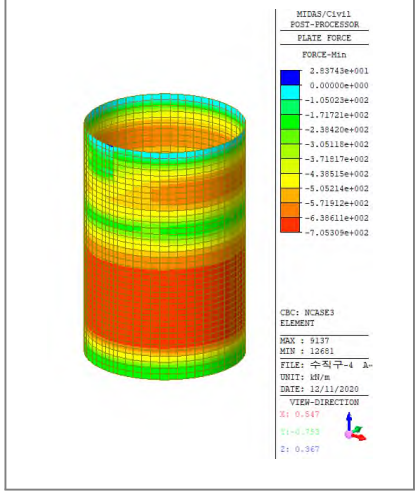
검토위치	하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
벽 체	CASE 3	138.49	229.35	186.63
	USE	80.35	141.53	126.31

검토위치		하중조합	모멘트(kN·m)	축력(kN)	전단력(kN)
바 닥 부	상 면	CASE 3	313.74	348.74	235.07
		USE	180.23	201.35	135.45
	하 면	CASE 3	319.89	347.57	232.29
		USE	184.34	201.81	133.91

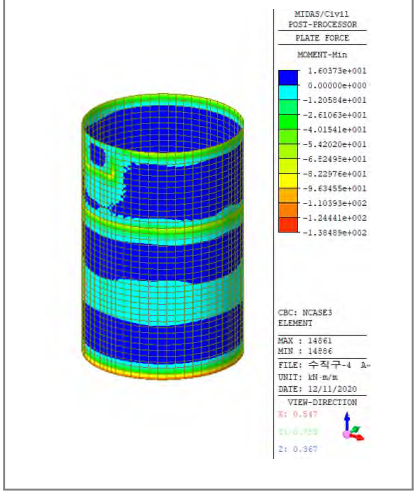
단면력도

벽체

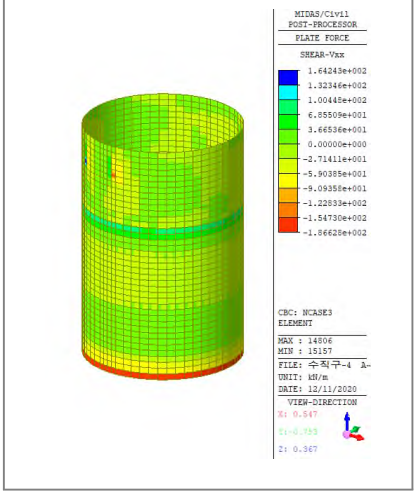
축력도



모멘트도

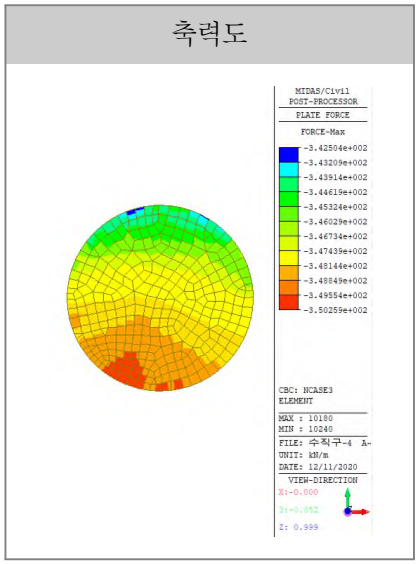


전단력도

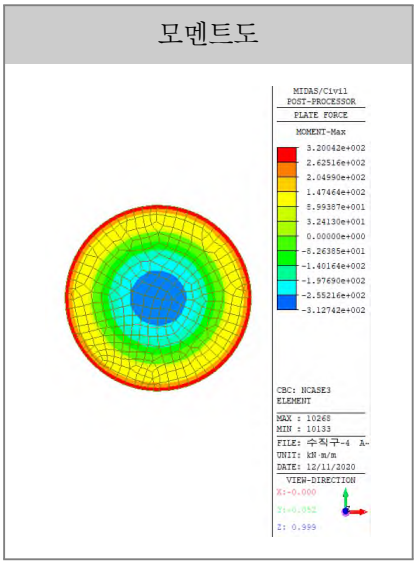


바닥부

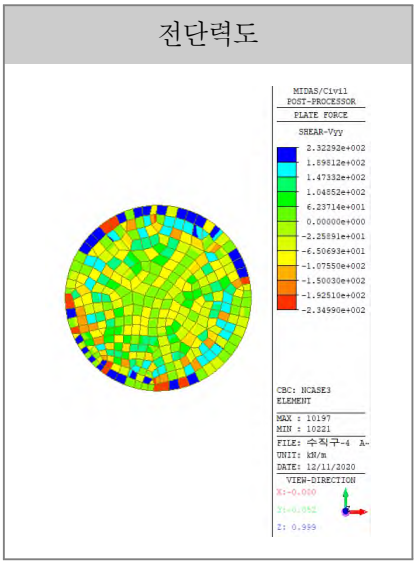
축력도



모멘트도



전단력도



벽체 철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치	Mu (kN·m)	øMn (kN·m)	Pu (kN)	øPn (kN)	주철근	Vu (kN)	øVn (kN)	전단철근	판 정
벽 체	138.49	206.99	229.35	342.80	H16@150	186.63	373.33	H13@300	O.K

균열검토

검토위치	사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm)			적용간격 (mm)	결과
				S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S		
벽 체	80.35	191.78	40.00	280.63	328.51	280.63	150	O.K

배력철근검토

검토위치	폭 (mm)	높이 (mm)	최소철근비	소요철근량 (mm^2/m)	사용 배력철근량 (mm^2/m)	판 정
벽 체	1,000	400	0.0025	1,000	16,89(H13@150×2)	O.K

바닥부 철근량검토

휨 및 전단검토

검토위치			휨 검토 (kN, m)			전단 검토 (kN)			판 정
			철근 배근	øMn (kN·m)	Mu (kN·m)	철근 배근	øVn (kN)	Vu (kN)	
바닥부	가로 배근	상 면	H19@150 (dc=60mm)	321.36	313.74	H13@300 (2.22 EA)	476.10	234.99	O.K
		하 면	H19@150 (dc=60mm)	321.36	317.44				O.K
	세로 배근	상 면	H19@150 (dc=60mm)	333.69	313.43	H13@300 (2.22 EA)	493.79	235.07	O.K
		하 면	H19@150 (dc=60mm)	333.69	319.89				O.K

균열검토

검토위치		사용모멘트 (kN·m)	철근응력 (fs, MPa)	높이 (cm)	철근간격(mm)			적용간격 (mm)	결과
					S=375(210/fs)−2.5Cc	S=300(210/fs)	Min. S		
바닥부	상 면	180.23	197.940	60.00	271.59	318.28	271.59	150.0	O.K
	하 면	184.34	202.45	60.00	262.73	311.18	262.73	150.0	O.K

철근량 산정결과

벽체

검토위치	주철근	배력철근	전단철근
벽 체	H16@150	H13@150	H13@300

바닥부

검토위치	가로,세로 철근 배근	전단철근
바 닥 부	H19@150	H13@300

검토결과	• 벽체와 바닥부에 31.4kN/m^2 작용하는 것으로 검토 • 바닥부에 슬래브와 장비 하중의 100%인 26kN/m^2의 추가 하중이 작용하는 것으로 검토 • 집수정 구조물의 하부에 대하여 배수조건으로 검토한 결과, 집수정 벽체는 주철근 H16@150, 배력철근 H13@150, 전단철근 H13@300을 배근하여 안정성이 확보되는 것으로 검토됨 • 하집수정 바닥부는 가로. 세로 H19@150의 철근, 전단철근 H13@300을 배근하여 안정성이 확보되는 것으로 검토됨

< 부 록 >

◈ 벽체

▷ 벽 체 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
Øc = 0.65　　Øv = 0.75　　α = 0.80

극한 모멘트 Mu = 138.490 KN · m　　극 한 축 력 Pu = 229.350 KN
단면의 두께 H = 400.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 340.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 60.000 mm
작 용 편 심 e = 603.837 mm

인장측 철근 Ast = 1324.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm
압축측 철근 Asc = 1324.000㎟
1단 (dc = 60mm) : H 16 @ 150 mm

▷ 평형상태 검토

c = 600/(600+fy)*d = 204.000 mm
k1 = 0.850　　a = k1 · c = 173.40 mm
Cck = 0.85 · fck · B · H = 9,180,000.0 N
소성중심 x = (Cck · H/2 + fy · Asc · dc + fy · Ast · d)/(Cck + fy · Asc + fy · Ast)
= 200.00 mm
콘크리트 Cc = 0.85 · fck · a · b = 3,979,531.0 N
압축철근 Cs = (fs-0.85 · fck) · Asc = 499,214.2 N
(εsc > εy --> fs = fy = 400.00 MPa)
인장철근 Ts = fy · Ast = 529,600.0 N
평형축력 Pb = Cc + Cs - Ts = 3,949,145.0 N
평형모멘트 Mb = Cc(x-a/2) + Cs(x-dc) + Ts(d-x) = 594,914,800.0 N · mm
평형편심 eb = Mb / Pb = 150.644 mm
e ≥eb -------> 인장파괴영역

▷ 기둥 강도 검토

철근의 응력을 Trial & Error Method로 계산한다.
c = 53.108 mm로 가정하면.. a = k1 · c = 45.141 mm
εsc = -0.0004　　fsc = -77.87 MPa
εsc < 0 ---> 압축측 철근이 인장됨
Pn = 0.85 · fck · a · b + Asc · fsc - Ast · fy
= 403,297.8 N
Mn = 0.85 · fck · a · b · (x-a/2) + Asc · fsc · (x-dc) + Ast · fst · (d-x)
= 243,526,300.0 N · mm
e' = Mn/Pn = 603.837 mm ≒ e = 603.837 mm ---> say O.K.

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.01621
0.005 ≤ εt = 0.01621 --------> 인장지배단면
0.005 ≤ εt 이므로 강도감소계수를 0.85를 적용한다.
보정 Ø= 0.85
ØPn = 342.803 KN ≥ Pu = 229.350 KN　　∴O.K
ØMn = 206.997 KN · m ≥ Mu = 138.490 KN · m　　∴O.K

▷ 전단력 검토

작용전단력 Vu = 186.630 KN
ØVc =Øv · 1/6 · (1+Pu/(14 · Ag)) · λ√(fck) · B · D/1000 = 229.881 KN
Øv · Vc = 229.881 KN ≥ Vu = 186.630 KN.. ∴전단철근 필요없음.

◈ 벽체

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00

사용 모멘트 Mo = 80.350 KN·m
단면의 두께 H = 400.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 340.000 mm 피 복 두 께 Dc = 60.000 mm

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 80.350 KN·m (사용하중 모멘트)
Used As = H16 @ 150.00 mm (Dc = 60.00 mm)
= 1324.000 ㎟
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00389
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.208 (j = 0.931)
x = k·d = 70.658 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.187 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 191.777 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 191.777 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 280.63 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 52.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 280.63 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부(A-A') 가로 상면

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 313.740 KN·m 계수 전단력 Vu = 234.990 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 511.500 mm 피 복 두 께 Dc = 88.500 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 @ 150.00 mm (Dc = 88.50 mm)
= 1910.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00373

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 33.290 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03618 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 321,358,900 N·mm
= 321.359 KN·m ≥ Mu = 313.740 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.024)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 32.474 mm로 가정
As = Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)} = 1863.181 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 32.474 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00364 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00486
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1863.181 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 332.229 KN
Øv·Vc = 332.229 KN > Vu = 234.990 KN ... ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 180.230 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00373
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.204 (j = 0.932)
x = k·d = 104.343 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.247 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 197.939 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 197.939 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 200.35 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 79.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 200.35 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부(A-A') 가로 하면

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 317.440 KN·m 계수 전단력 Vu = 234.990 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 511.500 mm 피 복 두 께 Dc = 88.500 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 @ 150.00 mm (Dc = 88.50 mm)
= 1910.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00373

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 33.290 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03618 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 321,358,900 N·mm
= 321.359 KN·m ≥ Mu = 317.440 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.012)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 32.870 mm로 가정
As = Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)} = 1885.908 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 32.870 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00369 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00492
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1885.908 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 332.229 KN
Øv·Vc = 332.229 KN > Vu = 234.990 KN ... ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 184.340 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00373
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.204 (j = 0.932)
x = k·d = 104.343 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.412 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 202.453 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 202.453 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 191.48 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 79.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 191.48 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부(A-A') 세로 상면

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 313.430 KN·m 계수 전단력 Vu = 235.070 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 530.500 mm 피 복 두 께 Dc = 69.500 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 @ 150.00 mm (Dc = 69.50 mm)
= 1910.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00360

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 33.290 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03764 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 333,697,500 N·mm
= 333.698 KN·m ≥ Mu = 313.430 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.065)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 31.205 mm로 가정
As = Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)} = 1790.361 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 31.205 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00337 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00450
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1790.361 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 344.570 KN
Øv·Vc = 344.570 KN > Vu = 235.070 KN ... ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 180.230 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00360
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.201 (j = 0.933)
x = k·d = 106.481 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.839 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 190.626 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 190.626 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 263.11 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 60.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 263.11 mm ..... ∴ O.K

◈ 바닥부(A-A') 세로 하면

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
ρmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 319.890 KN·m 계수 전단력 Vu = 235.070 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm 단 면 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 530.500 mm 피 복 두 께 Dc = 69.500 mm

▷ 휨모멘트 검토

-. 휨강도 검토

사용철근량 As.use = H19 @ 150.00 mm (Dc = 69.50 mm)
= 1910.000 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00360

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 33.290 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03764 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 333,697,500 N·mm
= 333.698 KN·m ≥ Mu = 319.890 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.043)

-. 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 31.868 mm로 가정
As = Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)} = 1828.440 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 31.868 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

ρreq = [Mu /{ Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00345 ⇒ 4/3 ρreq = 0.00460
∴ 필요철근량 As.req = ρreq × (B·D) = 1828.440 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : ρmin ≤ ρ ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 344.570 KN
Øv·Vc = 344.570 KN > Vu = 235.070 KN ... ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 184.340 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³ √(Fck + Δf)} = 7
ρ = As/(B·D) = 0.00360
k = -nρ+ √((nρ)² + 2nρ) = 0.201 (j = 0.933)
x = k·d = 106.481 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 6.995 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 194.974 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 194.974 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 253.90 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 60.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 253.90 mm ..... ∴ O.K

12. 수직구 집수정 슬래브 변경 기술검토서

사외비

DAELIM

기술지원검토보고서

특수교량팀

집수정 슬래브 변경 구조검토

– 서울제물포터널2공구 현장 –

작 성 자 김 주 홍

검 토 자 최 진 혁

승 인 자 이 준 호

대림산업 기술개발원

Technology Research & Development Institute

의뢰일 : 2020.08.05, 의뢰부서 : 서울제물포터널2공구 현장 , 승인일 : 2020.08.24

"이 정보(문서)는 대림산업㈜의 자산으로서, 허가 없는 사외반출을 금지합니다."

- 목차 -

1. 검토 개요 ····· 2
1.1. 현장 현황 ····· 2
1.2. 검토 범위 ····· 2
1.3. 적용 기준 ····· 2

2. 집수정 슬래브 변경 현황 ····· 2
2.1. 집수정 당초 설계 ····· 2
2.2. 집수정 변경 설계 ····· 4

3. 슬래브 변경안 구조해석 ····· 5
3.1. 설계하중 ····· 5
3.2. 하중조합 ····· 6
3.3. 해석 모델 ····· 7
3.4. 해석 결과 ····· 8

4. 슬래브 단면 검토 ····· 9

5. 뚫림 검토 ····· 10

6. 결론 ····· 11
6.1. 집수정 변경 설계 ····· 11
6.2. 변경된 슬래브 단면 검토 결과 ····· 11
6.3. 뚫림 검토 결과 ····· 12
6.4. 현장 시공 시 유의사항 ····· 12

1. 검토 개요

1.1. 현장 현황

○ 수직갱(환기탑 #2) 최하단 집수정 기초타설 완료 및 벽체 타설을 위한 슬립폼 조립중

○ 시공성 개선을 위해 기계실 천장 슬래브 삭제를 위한 구조 안전성 검토 필요

1.2. 검토 범위

○ 기계실 천장 슬래브 삭제에 따른 집수정 최상층 및 엘리베이터 피트 바닥 슬래브 구조 안전성 검토

• 설계하중 및 하중 고려 방법 (설계하중 변경 시 추가 검토 필요)

구분	설계하중	하중 고려 방법
자중	프로그램 내 고려	집수정 단면 형상에 따른 철근 콘크리트 자중 적용
호이스트 레일	1,732 kgf / General Assembly	호이스트 레일 및 펌프 제원에 따른 기계 장치 자중 적용
펌프	1,000 kgf / EA	
엘리베이터 카	14,848 kgf	엘리베이터 안전기준 해설서 (2019) 에 따라 카 및 균형추의 완충기 지지대 아래에 부과되는 정하중의 4배 적용
엘리베이터 균형추	11,068 kgf	

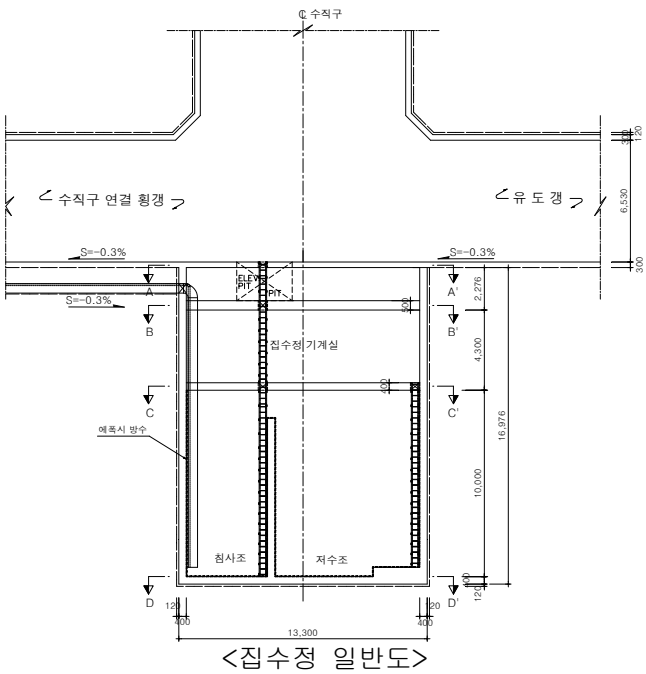
1.3. 적용 기준

○ 콘크리트 구조기준 해설 (2012)

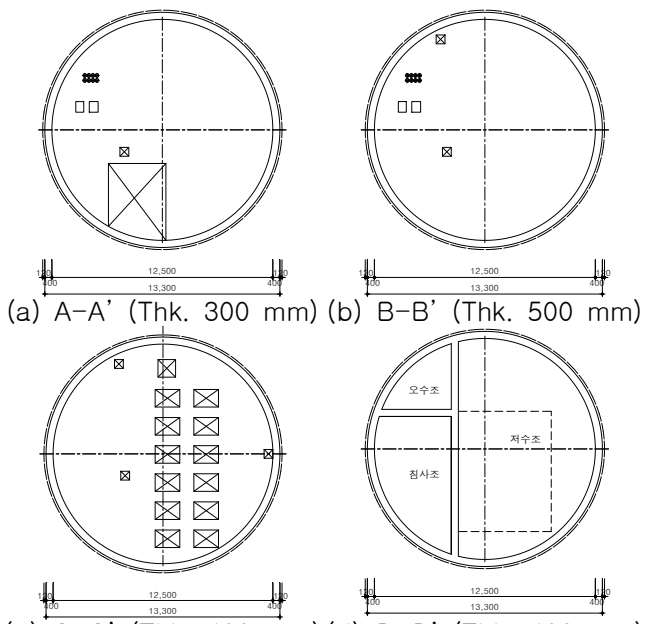
○ 엘리베이터 안전기준 해설서 (2019)

2. 집수정 슬래브 변경 현황

2.1. 집수정 당초 설계



<집수정 일반도>



(a) A-A' (Thk. 300 mm) (b) B-B' (Thk. 500 mm)

(c) C-C' (Thk. 400 mm) (d) D-D' (Thk. 400 mm)

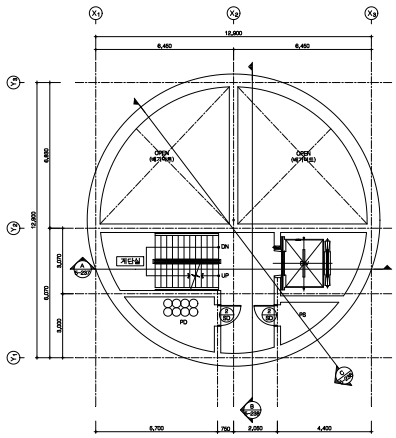
<집수정 단면도>

○ 단면 B-B′ 슬래브 하면에 집수정 펌프 이동을 위한 호이스트 레일 지지용 앵커 설치

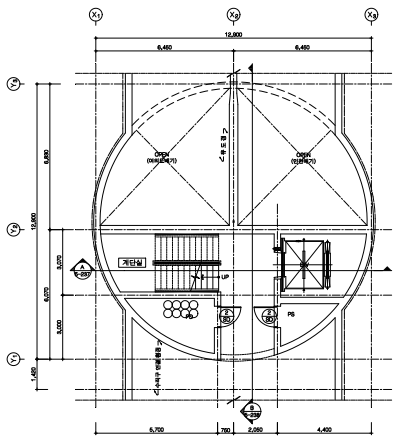
○ 집수정 상부 환기탑 설계현황



<환기탑 일반도>



(a) 지하층



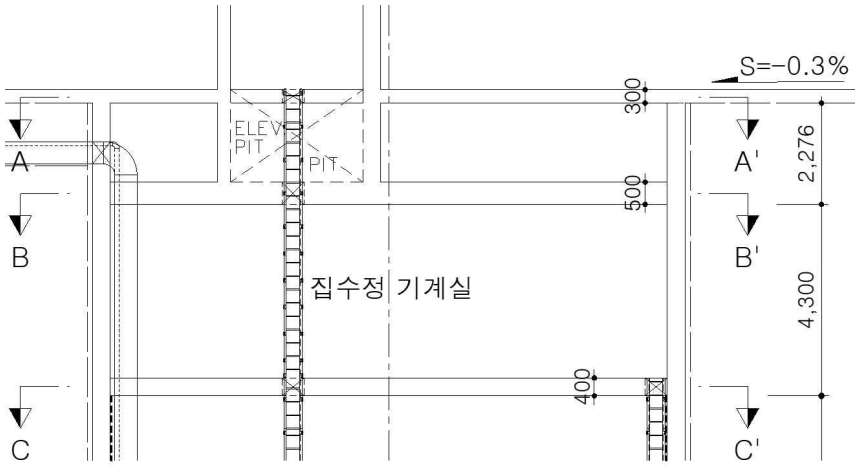
(b) 최하층

<환기탑 단면도>

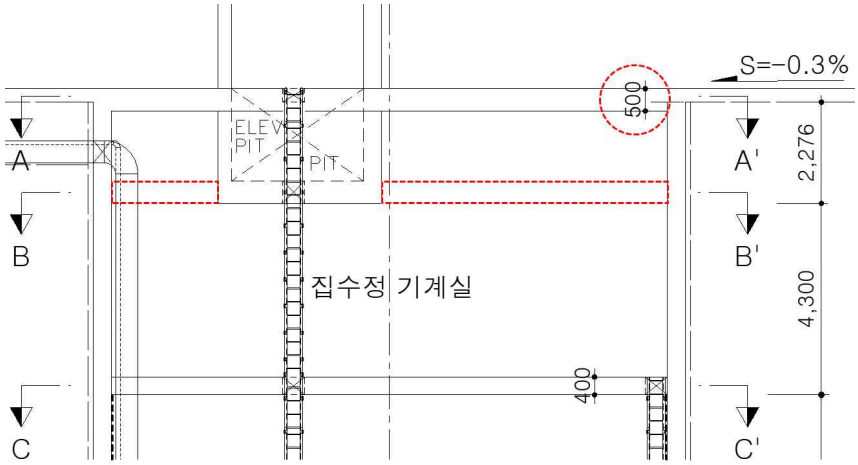
2.2. 집수정 변경 설계

❍ 단면 B-B′ 슬래브 중 엘리베이터 피트 바닥부를 제외한 슬래브 제거 및 단면 A-A′ 슬래브 두께 변경

❍ 단면 B-B′ 슬래브 설치 예정이었던 호이스트 레일 지지용 앵커 설치 위치 변경



(a) 당초



(b) 변경

<집수정 슬래브 변경 현황>

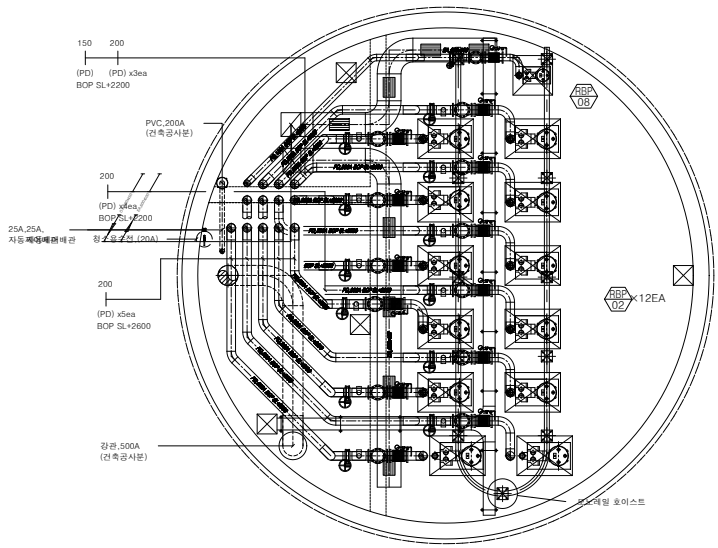
단면	슬래브 역할	슬래브 두께 (mm)		비고
		당초	변경	
A-A'	횡갱 연결층	300	**500**	당초 B-B' 슬래브와 동일한 두께로 변경
B-B'	E/V 피트 기초	500	**제거**	E/V 피트 바닥부 슬래브 제외
C-C'	기계실	400	400	호이스트 레일 고정용 Beam은 투사되는 상면 슬래브까지 연장 설치

3. 슬래브 변경안 구조해석

3.1. 설계하중

❍ 자중 : 프로그램 내 고려

❍ 호이스트 레일 및 펌프



<호이스트 레일 및 펌프 설치도>

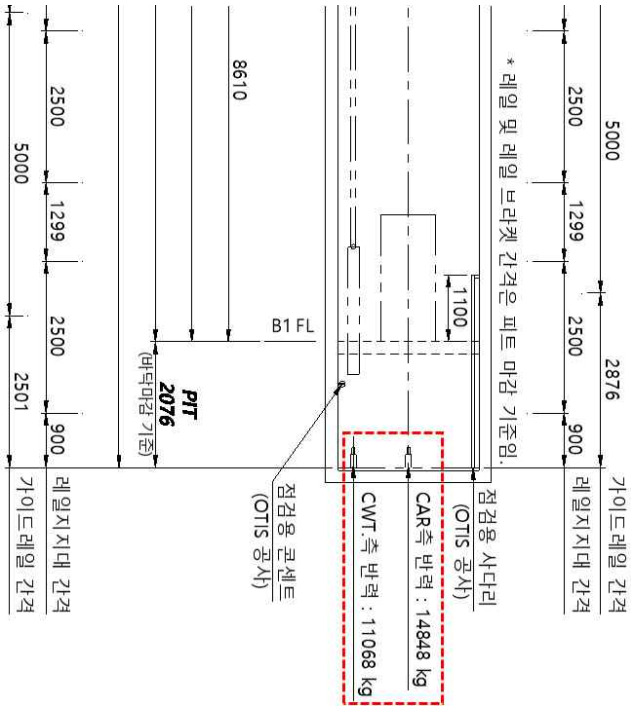
- 호이스트 레일
  - General Assembly : 1,732 kgf
  - 레일 고정 지점 11개소에 균등하게 분배되는 것으로 가정 → 각 지점 157.5 kgf 재하 (=1,732/11)

- 펌프
  - RBP-02 x 12EA (각 500 kgf), RBP-08 x 1EA (500 kgf) - 부재 포함 각 펌프 약 1,000 kgf 가정
  → 한번에 한 펌프만 레일로 이동하나, 안전측 검토를 위해 모든 레일 고정 지점에 1,000 kgf 재하

❍ 엘리베이터

- 엘리베이터 안전기준 해설서 (2019)
  - 피트 바닥은 전 부하 상태의 카 및 균형추가 완충기에 작용하였을 때 카 및 균형추 지지대 아래에 부과되는 정하중의 4배를 지지할 수 있어야 함
  - 카 및 균형추 완충기 지지대 아래에 부과되는 하중이 설치검사 대상 승강기의 설치도면에 표기되어야 함

- 지지대 작용 하중 (정하중의 4배 고려)
  - Car 측 반력 : 14,848 kgf
  - CWT. 측 반력 : 11,068 kgf



<엘리베이터 단면도>

6.1.8.5 피트 바닥은 전 부하 상태의 카가 완충기에 작용하였을 때 카 완충기 지지대 아래에 부과되는 정하중의 4배를 지지할 수 있어야 한다.

$$F = 4 \cdot g_n \cdot (P + Q)$$

여기서,

F : 전체 수직력(N)

g_n : 중력 가속도(9.81 ㎨)

P : 카 자중과 이동케이블, 보상 로프/체인 등 카에 의해 지지되는 부품의 중량(kg)

Q : 정격하중(kg)

6.1.8.6 피트 바닥은 균형추가 완충기에 작용하였을 때 균형추 완충기 지지대 아래에 부과되는 정하중의 4배를 지지할 수 있어야 한다.

$$F = 4 \cdot g_n \cdot (P + q \cdot Q)$$

여기서,

F : 전체 수직력(N)

g_n : 중력 가속도(9.81 ㎨)

P : 카 자중 및 이동케이블, 보상 로프/체인 등 카에 의해 지지되는 부품의 중량(kg)

Q : 정격하중(kg)

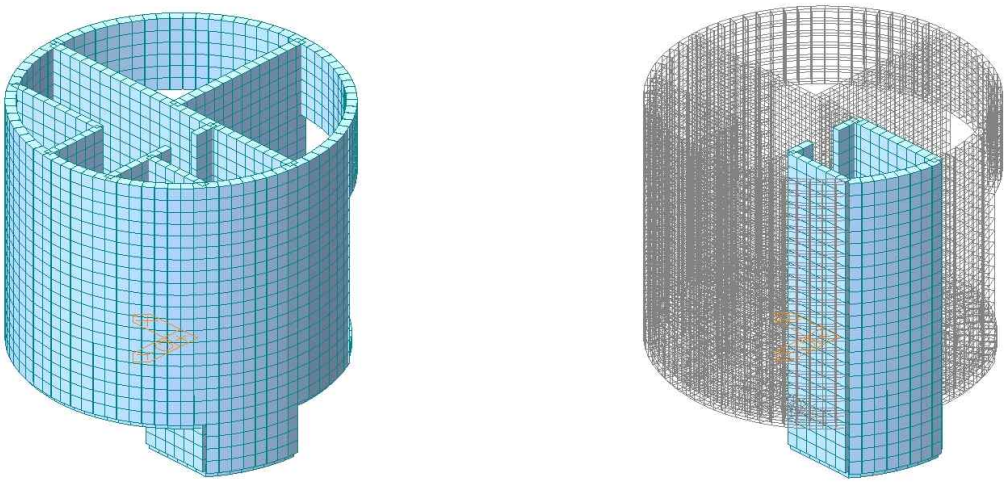
q : 균형추에 의해 보상되는 밸런스율

<엘리베이터 안전기준 - 피트 바닥 설계>

3.2. 하중조합

❍ U = 1.2 D + 1.6 L

3.3. 해석 모델



(a) 전체계 모델 (b) 엘리베이터 피트부 Active

<집수정 슬래브 해석 모델>

❍ 상용 구조해석 프로그램인 Midas Civil 2019를 적용하여 3D Plate 해석 수행

- 원설계 수직갱 모델 수정 적용

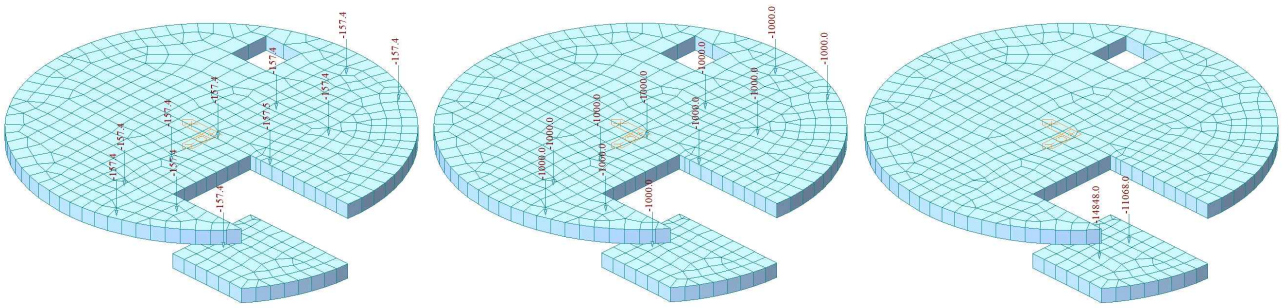
❍ 경계조건

구 분	경계조건	비 고
수직갱 라이닝	고정	수직갱은 구조적으로 안정한 것으로 가정
벽체 상면	고정	환기탑 최하층으로부터 상부 10m 모델링

❍ 부재 재질

구 분	경계조건	비 고
콘크리트	fck = 27 MPa	수직갱 라이닝, 벽체, 슬래브

❍ 하중재하도

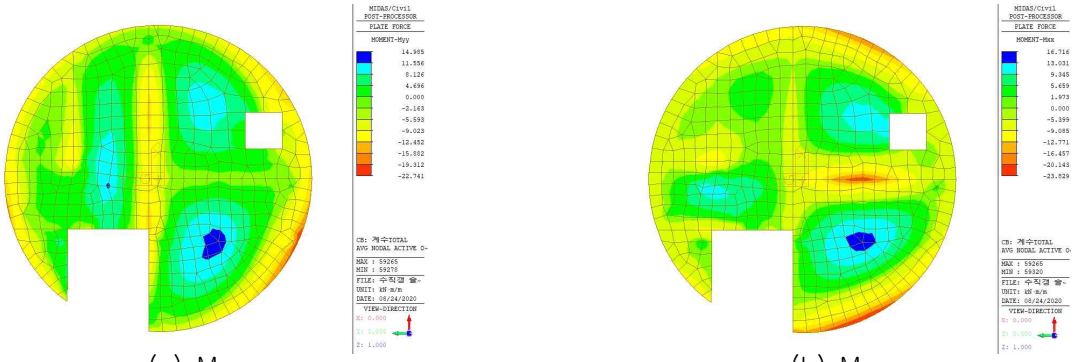


(a) 호이스트 레일 (b) 펌프 (c) 엘리베이터

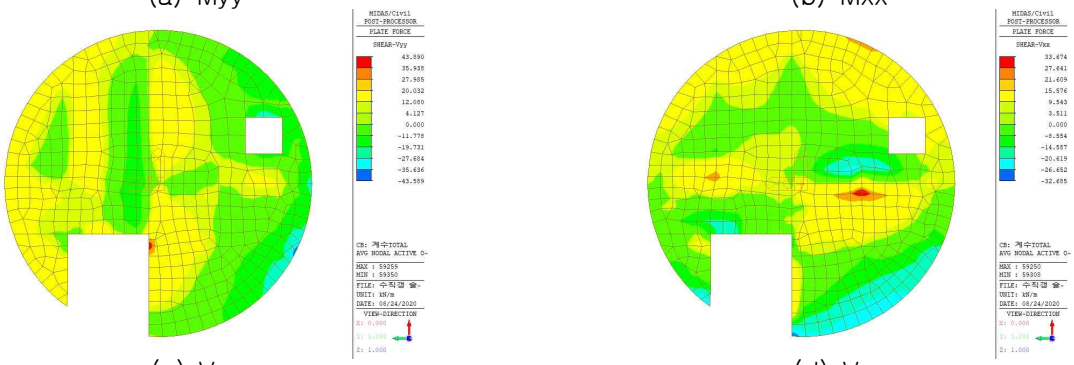
<하중재하도 (kgf)>

3.4. 해석 결과

3.4.1 일반부 슬래브



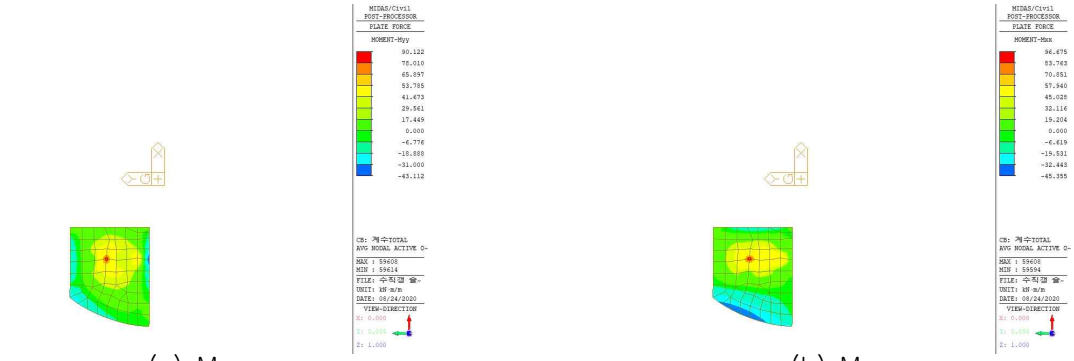
(a) Myy (b) Mxx



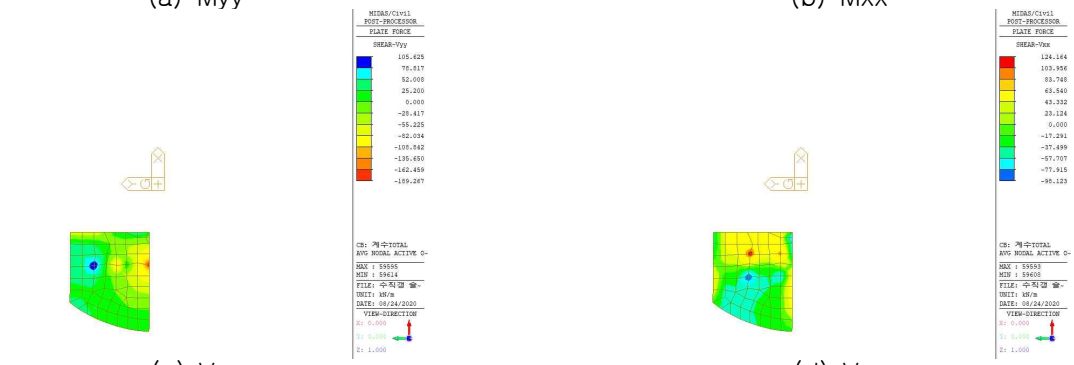
(c) Vyy (d) Vxx

<일반부 슬래브 해석 결과>

3.4.2 피트 바닥 슬래브



(a) Myy (b) Mxx

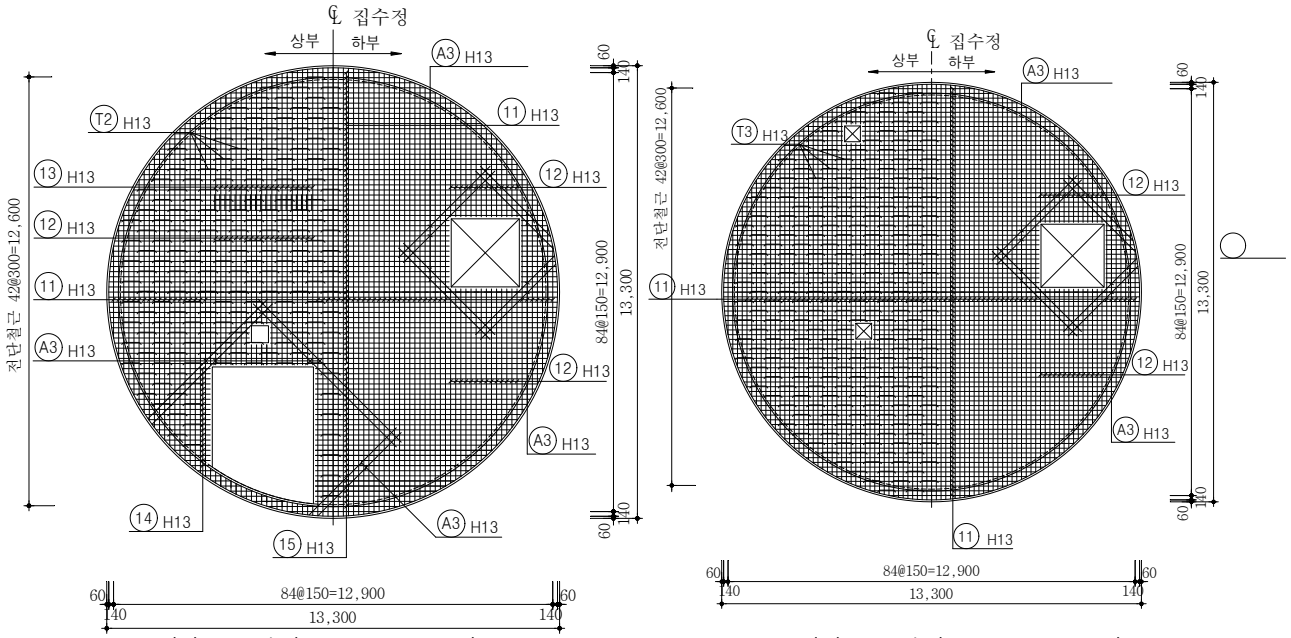


(c) Vyy (d) Vxx

<피트 바닥 슬래브 해석 결과>

4. 슬래브 단면 검토

❍ 당초 슬래브 철근 배근도 (Thk. 300 mm, 주철근 H13@150 적용)



(a) A-A' (Thk. 300 mm) (b) B-B' (Thk. 500 mm)

<당초 슬래브 철근 배근도>

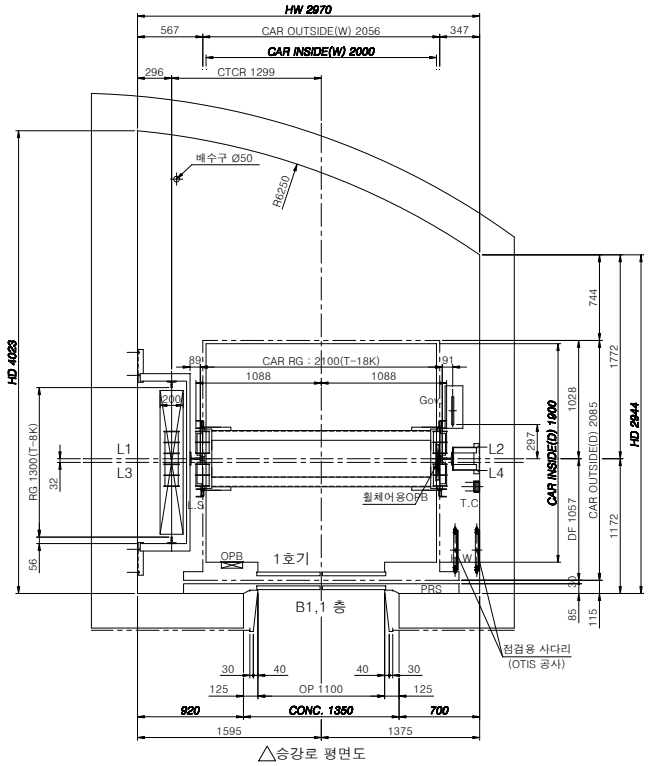
❍ 변경된 슬래브 단면 검토 결과 (Thk. 500 mm, 주철근 H16@150 적용)

구분			휨 검토 [kN.m]				전단 검토 [kN]				검토 결과
			철근 배근	ØMn	Mu	U.R	철근 배근	ØVc	Vu	U.R	
일반부	가로 배근	상면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	22.741	12%	D13@450 (3.333EA)	285.788	43.89	15%	OK
		하면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	14.985	8%					OK
	세로 배근	상면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	23.829	12%	D13@300 (2.222EA)	285.788	33.674	12%	OK
		하면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	16.716	9%					OK
피트 바닥	가로 배근	상면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	43.112	22%	D13@450 (3.333EA)	285.788	189.67	66%	OK
		하면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	90.122	47%					OK
	세로 배근	상면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	45.355	24%	D13@300 (2.222EA)	285.788	124.164	43%	OK
		하면	H16@150 (dc=60mm)	192.876	96.675	50%					OK

- 다음과 같이 슬래브의 두께 및 철근 배근을 변경할 경우 변경된 슬래브가 구조적으로 안전한 것으로 판단됨
  - 호이스트 레일 설치를 위한 앵커 시공을 고려해 슬래브 두께 300 mm에서 500 mm로 변경
  - 온도, 수축철근량에 대한 규정에 따라 휨철근 규격을 H13에서 H16으로 변경
  - 사용성 검토 중 최외단 철근 배근간격에 대한 규정에 따라 철근 배근간격 150 mm 유지

5. 뚫림 검토

❍ 피트 바닥의 비교적 작은 재하면적에 카 및 균형추 완충 하중이 재하 되므로 뚫림 전단강도에 대한 검토 수행



<승강로 평면도>

- 안전측 검토를 위해 하중이 한 점에 집중되는 것으로 가정

  → 위험단면 : 슬래브 두께 500 mm의 절반을 반지름으로 하는 원의 둘레 1570 mm (= 500 π)

❍ 2방향 슬래브의 뚫림전단강도 검토 결과

구분		뚫림전단강도			계수 반력 Vu (kN)	U.R	검토 결과
		위험단면의 둘레 (mm)	단면 두께 (mm)	ØVc (kN)			
검토 단면	카	1570	500	764.965	145.659	19 %	OK
	균형추	1570	500	764.965	108.577	14 %	OK

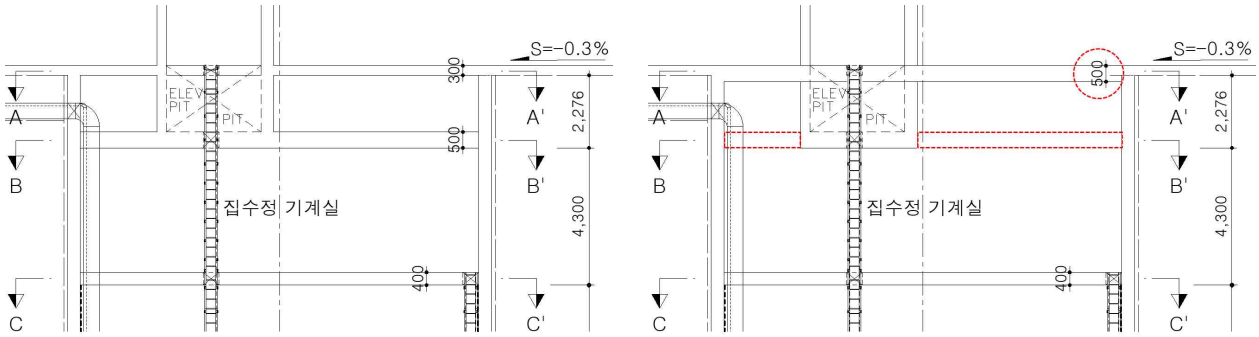
- 검토 결과 카 및 균형추 완충 하중이 한 점으로 피트 바닥에 재하 되더라도 피트 바닥이 뚫림에 대해 구조적으로 안전한 것으로 판단됨

6. 결론

6.1. 집수정 변경 설계

❍ 단면 B-B′ 슬래브 중 엘리베이터 피트 바닥부를 제외한 슬래브 삭제 및 단면 A-A′ 슬래브 두께 변경

❍ 단면 B-B′ 슬래브 설치 예정이었던 호이스트 레일 지지용 앵커 설치 위치 변경



(a) 당초 (b) 변경

<집수정 슬래브 변경 현황>

단면	슬래브 역할	슬래브 두께 (mm)		비고
		당초	변경	
A-A'	횡갱 연결층	300	**500**	당초 B-B' 슬래브와 동일한 두께로 변경
B-B'	E/V 피트 기초	500	**제거**	E/V 피트 바닥부 슬래브 제외
C-C'	기계실	400	400	호이스트 레일 고정용 Beam은 투사되는 상면 슬래브까지 연장 설치

6.2. 변경된 슬래브 단면 검토 결과

구분			휨 검토 [kN.m]				전단 검토 [kN]				검토 결과
			철근 배근	ØMn	Mu	U.R	철근 배근	ØVc	Vu	U.R	
일반부	가로 배근	상면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	22.625	12%	D13@450 (3.333EA)	285.788	43.829	15%	OK
		하면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	14.942	8%					OK
	세로 배근	상면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	23.795	12%	D13@300 (2.222EA)	285.788	33.839	12%	OK
		하면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	16.666	9%					OK
피트 바닥	가로 배근	상면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	43.109	22%	D13@450 (3.333EA)	285.788	189.266	66%	OK
		하면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	90.124	47%					OK
	세로 배근	상면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	45.357	24%	D13@300 (2.222EA)	285.788	124.161	43%	OK
		하면	D16@150 (dc=60mm)	192.876	96.675	50%					OK

❍ 다음과 같이 슬래브의 두께 및 철근 배근을 변경할 경우 변경된 슬래브가 구조적으로 안전한 것으로 판단됨

- 호이스트 레일 설치를 위한 앵커 시공을 고려해 단면 A-A′ 두께를 300 mm에서 500 mm로 변경
- 온도, 수축철근량에 대한 규정에 따라 휨철근 규격을 D13에서 D16으로 변경
- 사용성 검토 중 최외단 철근 배근간격에 대한 규정에 따라 휨철근 배근간격 150 mm 유지

6.3. 뚫림 검토 결과

구분		뚫림전단강도			계수 반력 Vu (kN)	U.R	검토 결과
		위험단면의 둘레 (mm)	단면 두께 (mm)	ØVc (kN)			
검토 단면	카	1570	500	764.965	145.659	19 %	OK
	균형추	1570	500	764.965	108.577	14 %	OK

❍ 피트 바닥에 대한 뚫림 전단강도 검토 결과 카 및 균형추 완충 하중이 한 점으로 피트 바닥에 재하되더라도 피트 바닥이 뚫림에 대해 구조적으로 안전한 것으로 판단됨

6.4. 현장 시공 시 유의사항

❍ 검토에 적용된 설계하중 변경 시 추가 검토가 필요함

• 설계하중 및 하중 고려 방법

구분	하중 값	하중 고려 방법
자중	프로그램 내 고려	집수정 단면 형상에 따른 철근 콘크리트 자중 적용
호이스트 레일	1,732 kgf / General Assembly	호이스트 레일 및 펌프 제원에 따른 기계 장치 자중 적용
펌프	1,000 kgf / EA	
엘리베이터 카	14,848 kgf	엘리베이터 안전기준 해설서 (2019) 에 따라 카 및 균형추의 완충기 지지대 아래에 부과되는 정하중의 4배 적용
엘리베이터 균형추	11,068 kgf	

13. #91-1 축류팬실 내부마감벽

사단법인 한국건축구조기술사회	문 서 번 호	2020 - 08 - 135
	발 주 처	

구 조 계 산 서

Structural Design Analysis

서울제물포터널 민간투자사업 제2공구
챔버 및 격벽 FRAME 구조검토

2020년 08월

1. 건축법 제38조 및 건축법시행령 제32조(구조안전의 확인)에 따라 기술사법에 의거 등록한 건축구조기술사가 구조계산을 수행하여 구조안전을 확인하였습니다. 본 구조설계계산서는 계산서에 포함된 설계조건을 기초로 구조안전을 확인할 것이므로 계산서내의 설계조건에 유의하시기 바라며, 시공자는 하중의 증가, 단면변경 또는 불합리한 계산서 부분에 대하여는 사전에 확인변경 받아 본 구조설계계산서를 최종 확정 후 시공하시기 바랍니다.

2. 건축법 시행령 제91조의 3 규정에 의거, 본 구조설계 계산서 외의 구조설계도서에 대한 검토 및 서명 날인이 필요한 경우에는 당해 구조기술사에게 별도 협력을 요청하시기 바랍니다.

0	20. 08. 25	설 계	채 무 근	채 무 근	채 도 수
차 례	일 자	구조설계단계	설 계 자	검 토 자	승 인 자

㈜명아주구조기술 AJU STRUCTURE ENG.
기술사사무소
안전진단전문기관

構造技術士/代表理事 蔡 道 洙

韓國技術士會 No.95145070012 登錄 蔡道洙 技術士 構造 REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER

서울특별시 강남구 역삼로 78길 8, 2층
Tel. 02-568-3502~4, Fax. 02-568-3505, E-mail. apseco@naver.com

1. 구조설계개요

1.1 구조물개요

1.2 구조설계방법 및 적용기준

1.3 구조재료의 종류

1.4 적용프로그램

1.5 구조 특기사항

1. 구조설계개요

1.1 구조물개요

공 사 명	서울제물포터널 민간투자사업 제2공구 챔버 및 격벽 FRAME 구조검토
대지위치	서울시
용 도	지지 FRAME
구조형식	철골조
규 모	-
중 요 도	-
특기사항	-

1.2 구조설계방법 및 적용기준

구 분	내 용
설계방법	허용응력설계법
적용기준	강구조 부재 설계기준(허용응력설계법) KDS 21 30 05 국토교통부

1.3 구조재료의 종류

재 료	규격	구분	재질	비고
일반강재	KS D 3503	각관 및 강관	SS275	-

1.4 적용프로그램

적용프로그램	
MIDAS GEN	- 3D Modeling View & Analysis - Member Design - Member Result Data

1.5 구조 특기사항

1) 상시설계조건과 동일하지 않을 경우, 즉시 구조회사에 문의 후 시공할 것.
2) 용접은 유자격자가 할 것.

2. 설계하중

2.1 고정하중

2.2 하중조합

2. 설계하중

2.1 고정하중 및 활하중

1) 고정하중(Dead Load) : 모델링된 철골부재 자중은 구조해석시 고려되며, 접합용 Plate, Bolt 등 잡자재를 고려하여 10% 추가하여 설계

2) 활하중(Live Load) : 아래와 같음

UNIT : kg

TYPE	활하중(L.L)		비고
챔버	Total	10,500	
격벽	Plate 6t	47.4 (kg/m^2)	

2.2 하중조합 : Load Combination

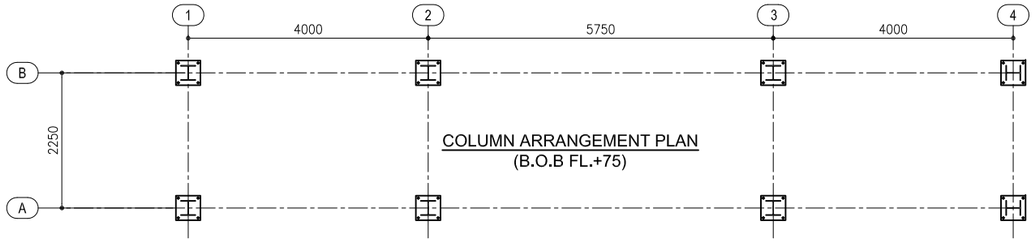
1) KDS 21 10 00 가시설물 설계 일반사항

a) D + L 허용응력증가계수 1.0

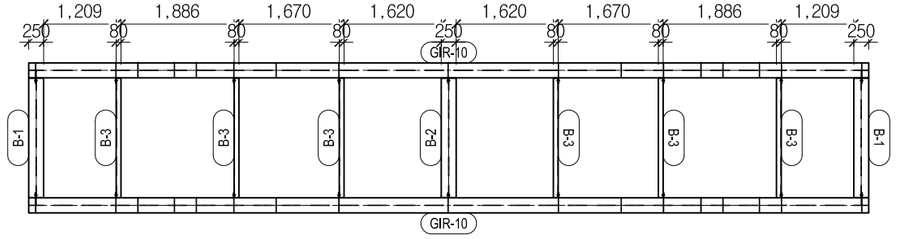
3. 관련도면

공기정화시설#2 본선측 챔버 상세도

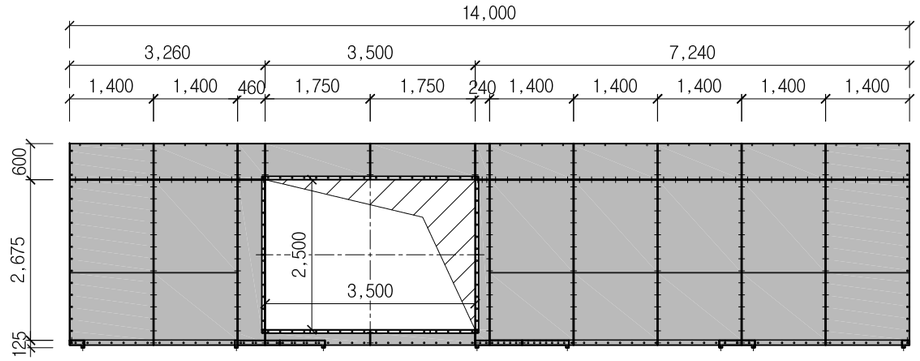
제작수량 : 여의도방향 1set / 인천방향 1set <대칭>



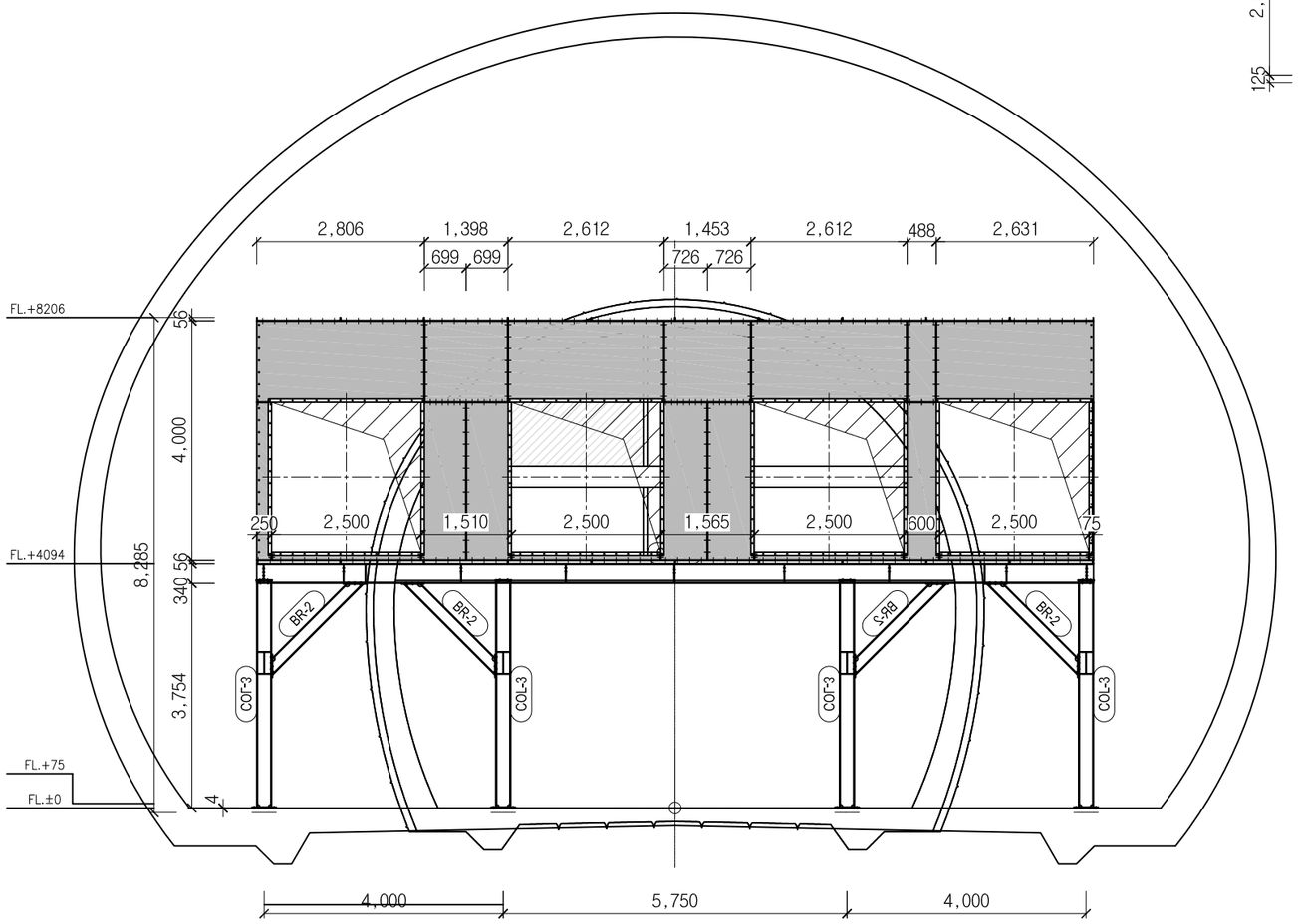
COLUMN ARRANGEMENT PLAN
(B.O.B FL.+75)

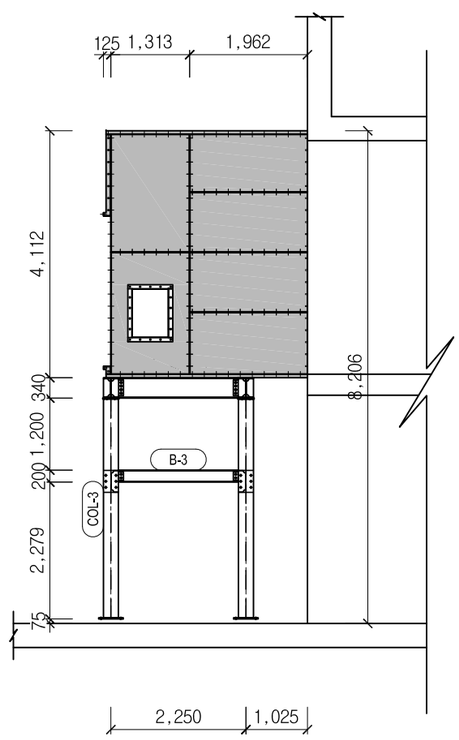


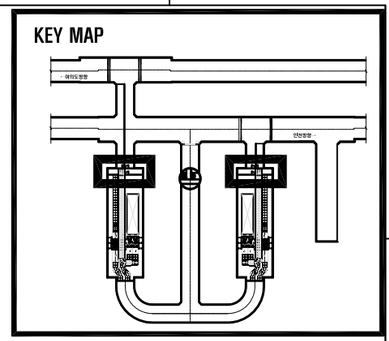
T.O.S FL.+4094 FRAMING PLAN



T.O.S FL.+8206 FRAMING PLAN







for Approval

SHOP NOTE

1. ALL MAT'L SHALL BE SS400 or SS275

수정번호 REV.NO.	날 자 DATE	내 용 DESCRIPTION	설계 DEN	심사 CHK	승인 APP
3					
2					
1			SONG	BAE	
0	2020.07	FOR APPROVAL	SONG	BAE	

사업주: 서울터널 주식회사

시공사: 대림산업

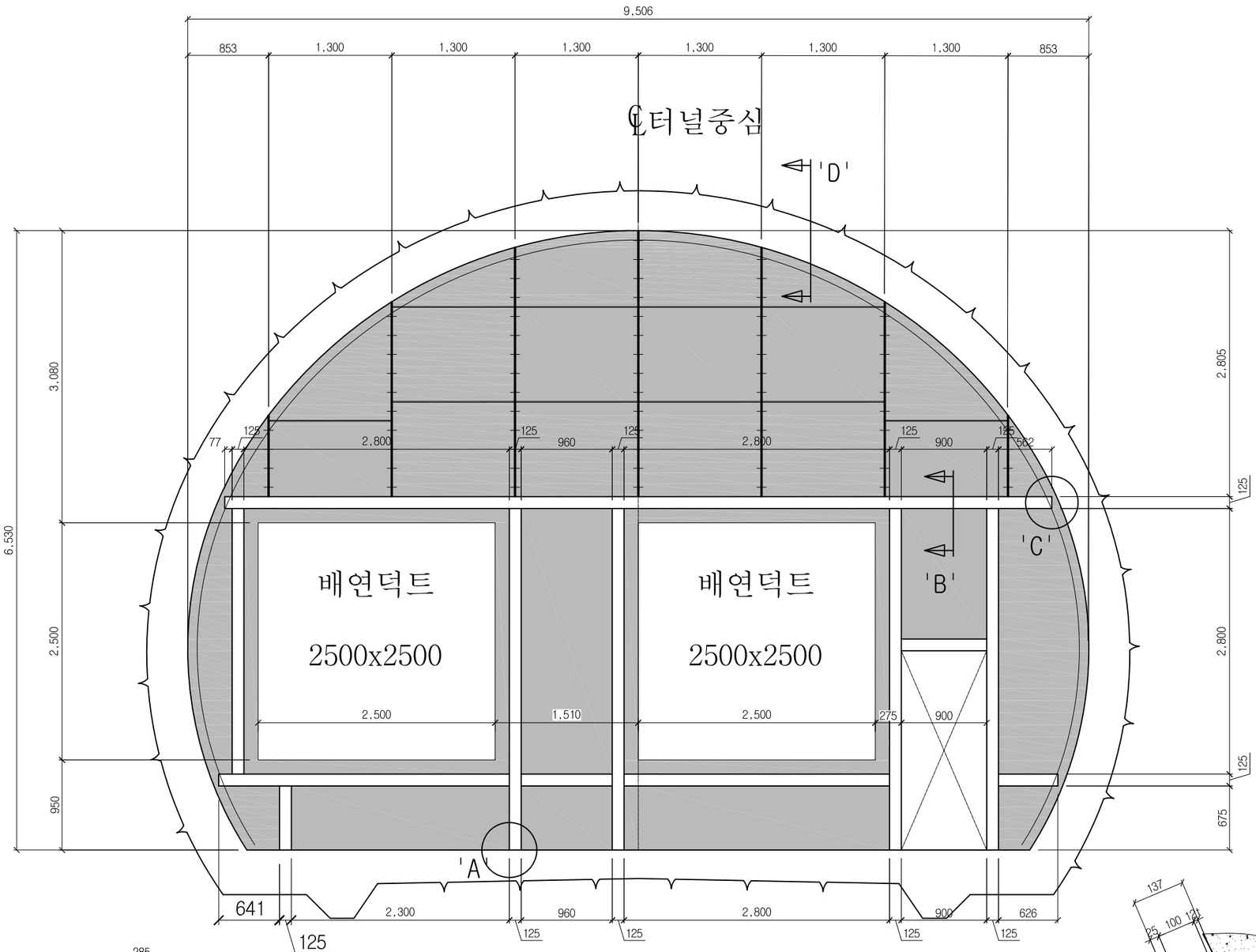
제작사: 대림코퍼레이션 / 코리아플랜트

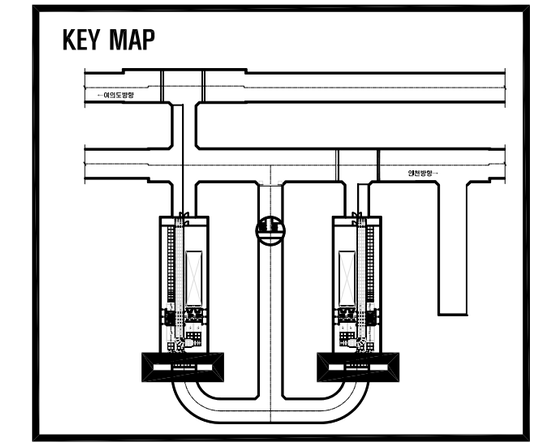
도면명칭 TITLE: 공기정화시설#2 본선측 챔버 상세도

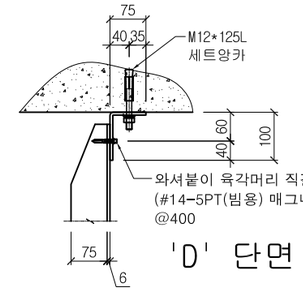
척 도 SCALE	사업소번호 PROJECT NO.	도면번호 DWG. NO.	도면종류 TYPE	수 정 REV. NO.
N/S	-	KP-06-01	ERECTION	0

공기정화시설#2 유도갱 격벽 마감상세도

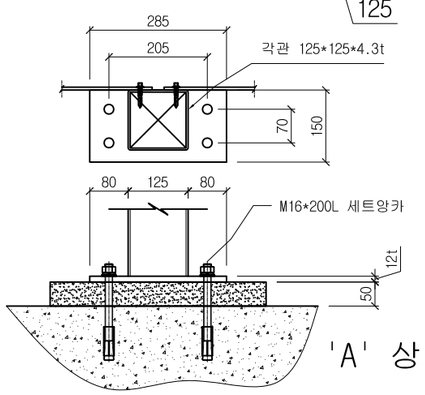
제작수량 : 여의도방향 1set / 인천방향 1set <대칭>



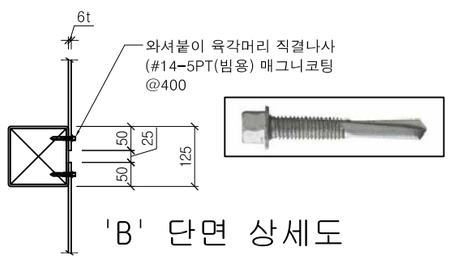




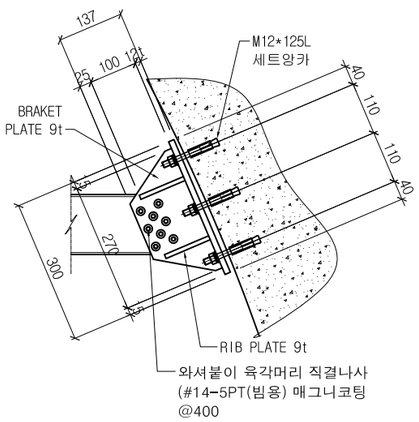
'D' 단면 상세도



'A' 상세도



'B' 단면 상세도



'C' 상세도

for Approval

SHOP NOTE

1. ALL MAT'L SHALL BE SS400 or SS275

수정번호 REV.NO.	날 자 DATE	내 용 DESCRIPTION	설계 DEN	심사 CHK	승인 APP
5					
4					
3			SONG	BAE	
2	2020.07	FOR APPROVAL	SONG	BAE	
1					

사업주 서울터널 주식회사

시공사 대림산업

제작사 대림코퍼레이션 / 코리아플랜트

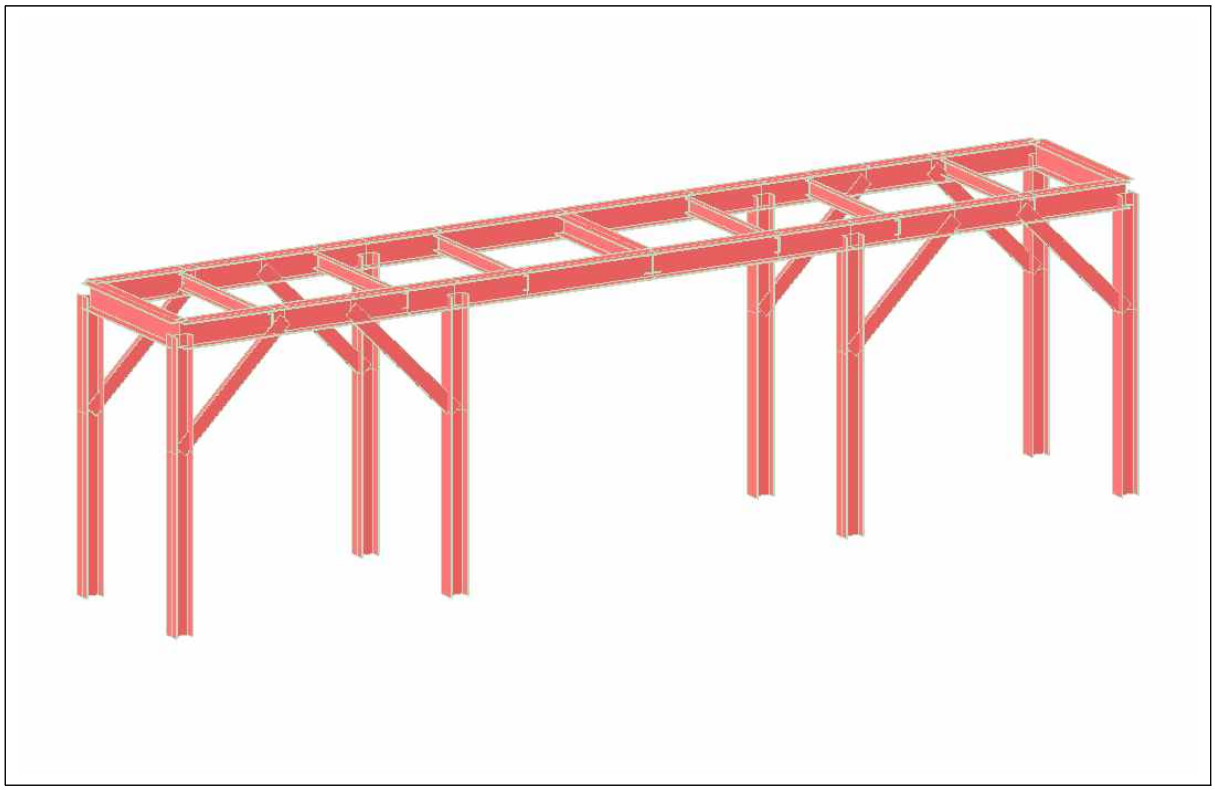
도면명칭 TITLE 공기정화시설#2 유도갱 격벽 마감상세도

척 도 SCALE	사업소번호 PROJECT NO.	도면번호 DWG. NO.	도면종류 TYPE	수 정 REV. NO.
N/S	-	KP-06-02	ERECTION	0

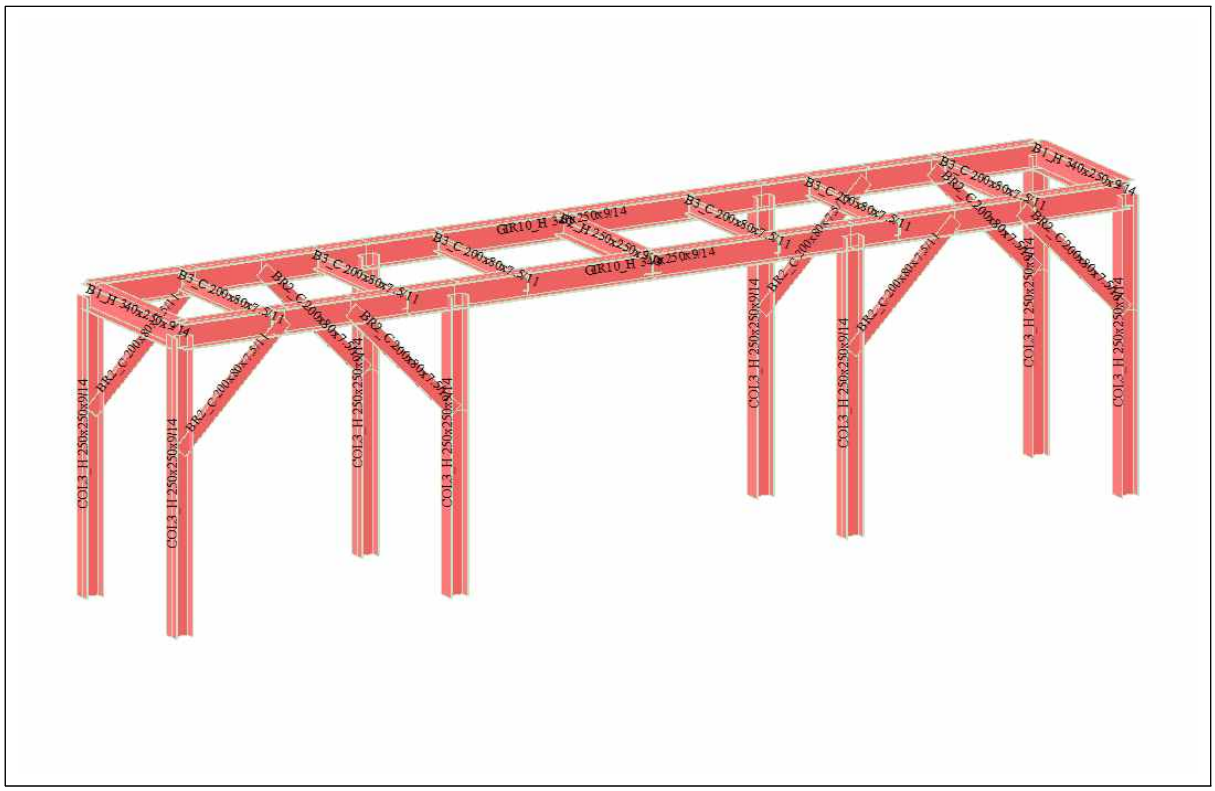
4. 해석결과 및 부재설계

4. 해석결과 및 부재설계

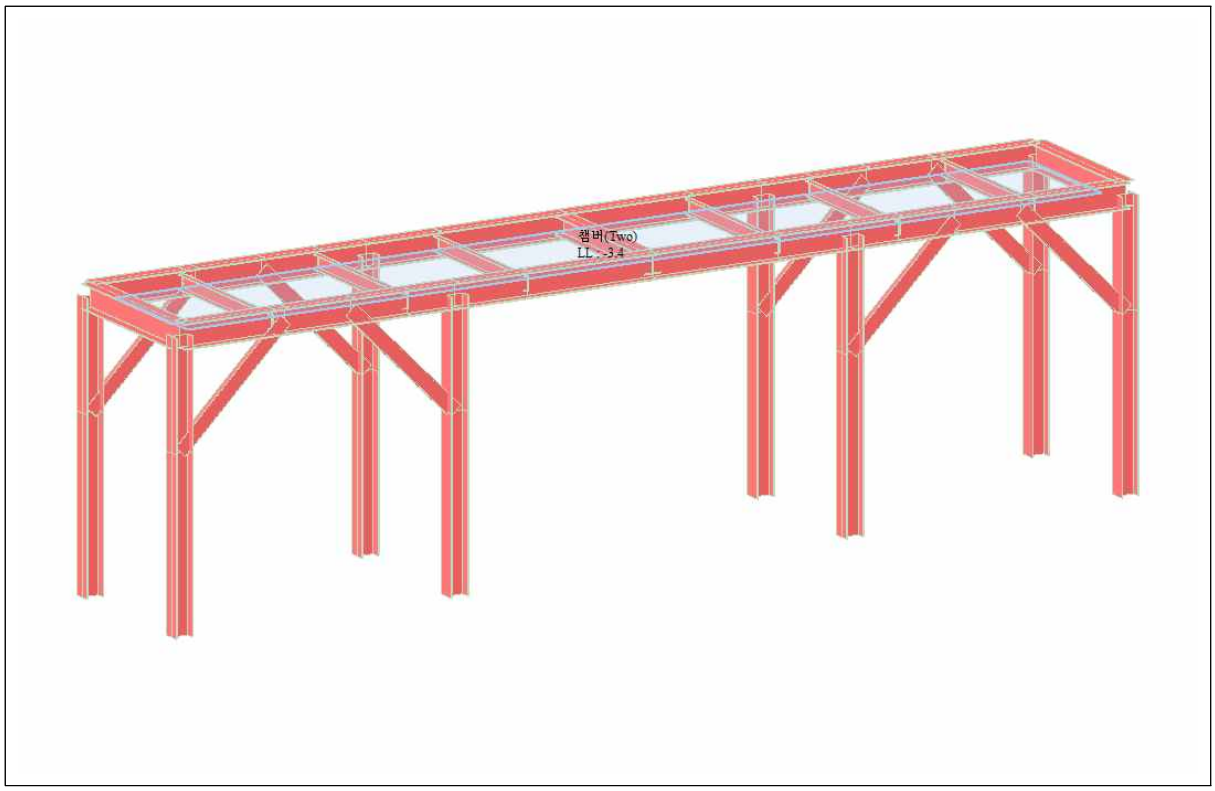
4.1 챔버 3D Modeling & Analysis



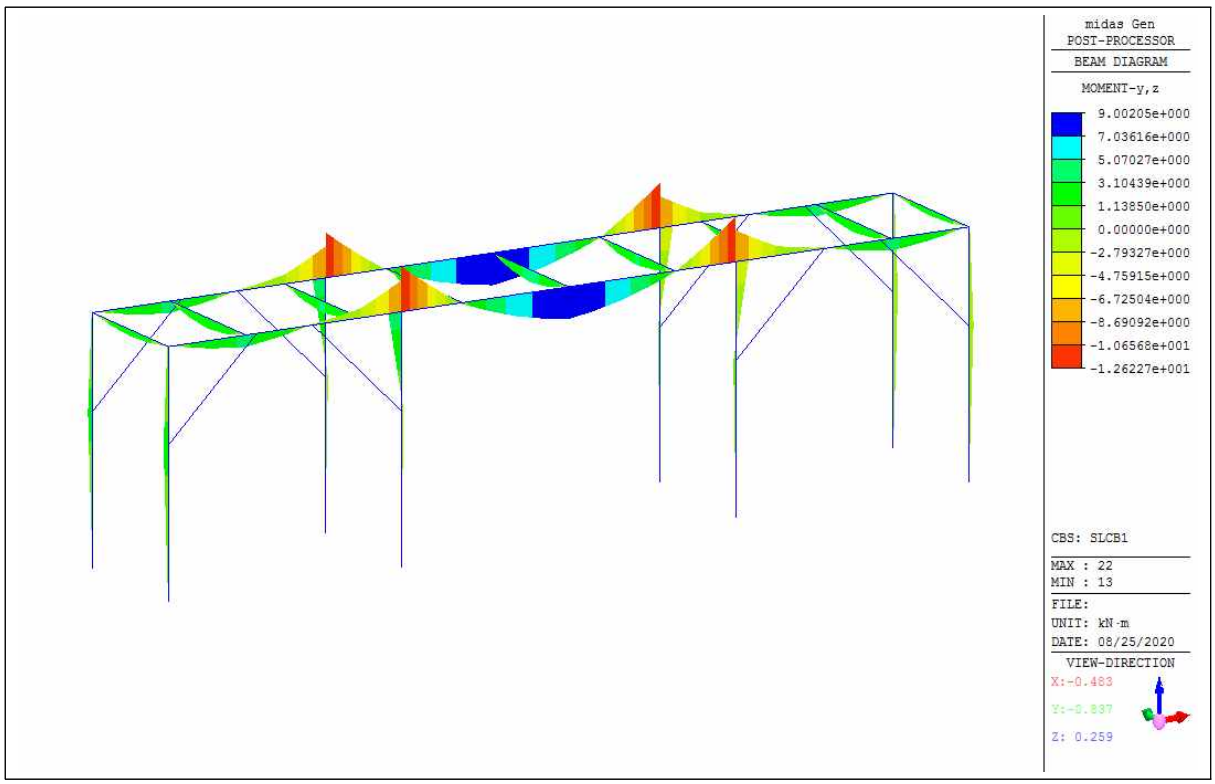
3D Modeling View



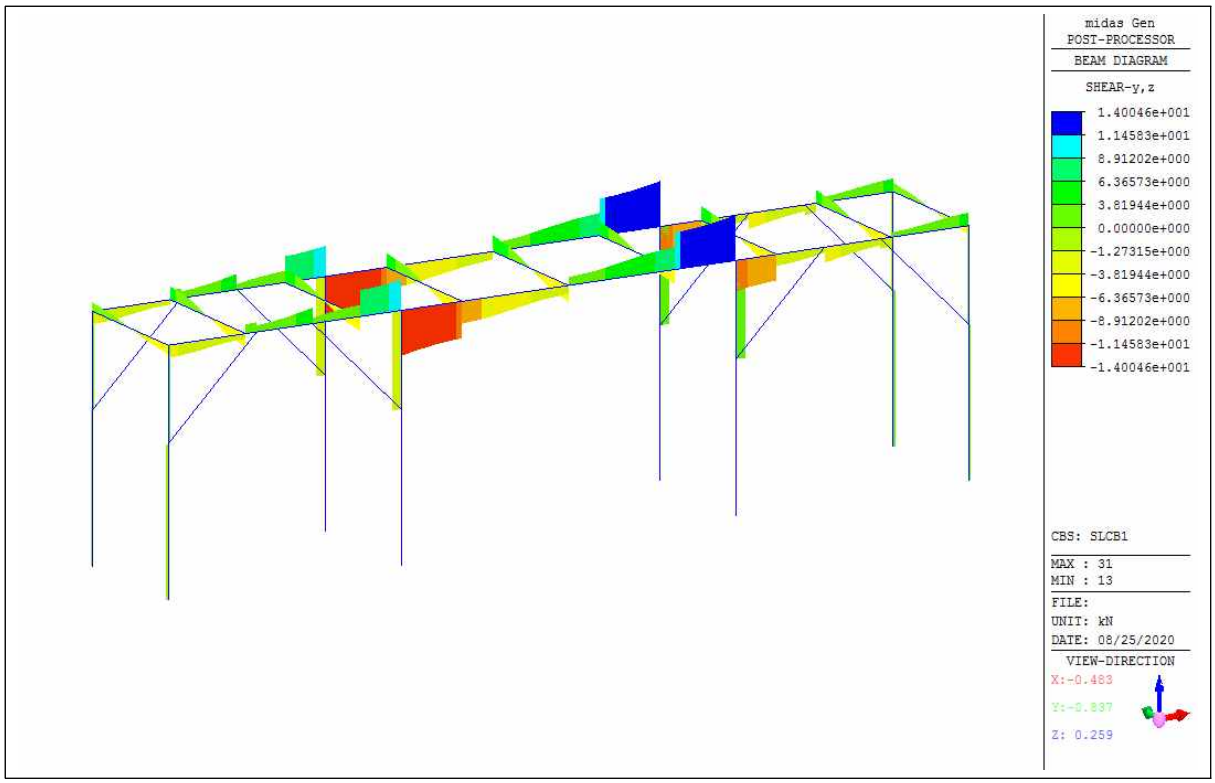
3D Modeling View - Property Name



3D Modeling View - Loading State

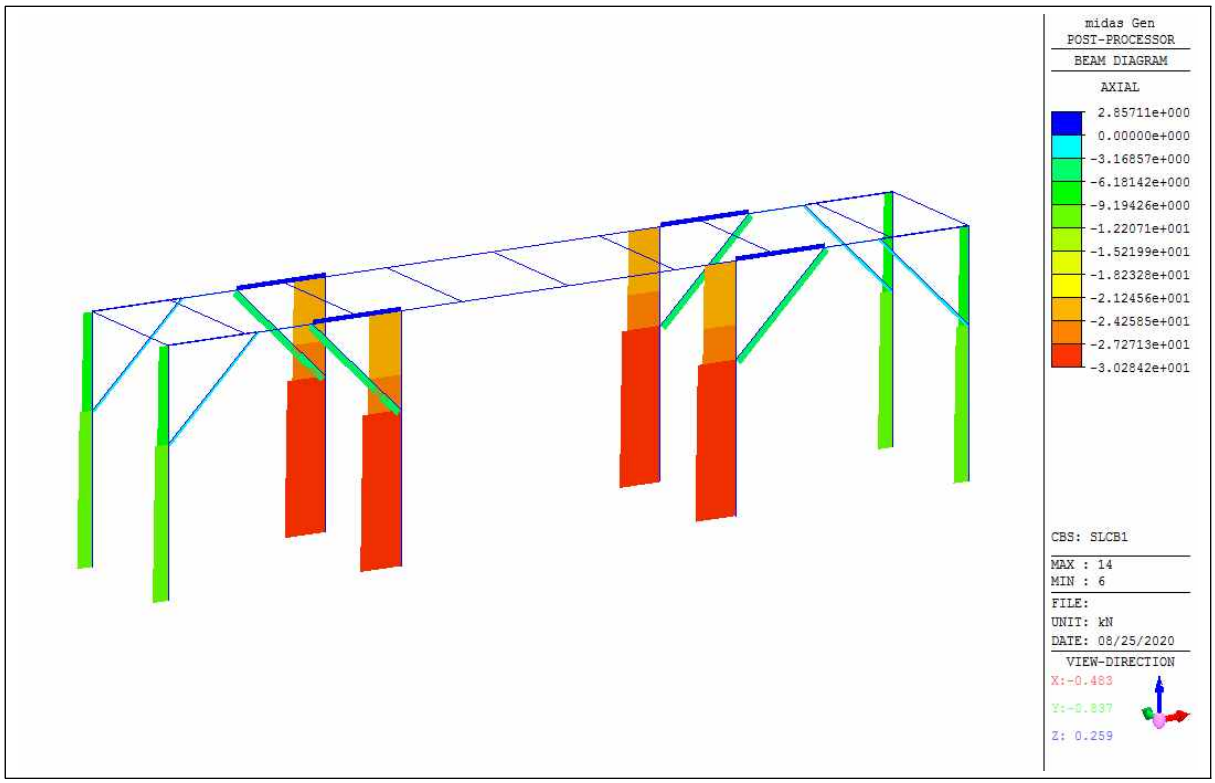


3D Modeling Beam Moment Diagrams
Load Combination : 1.0D + 1.0L



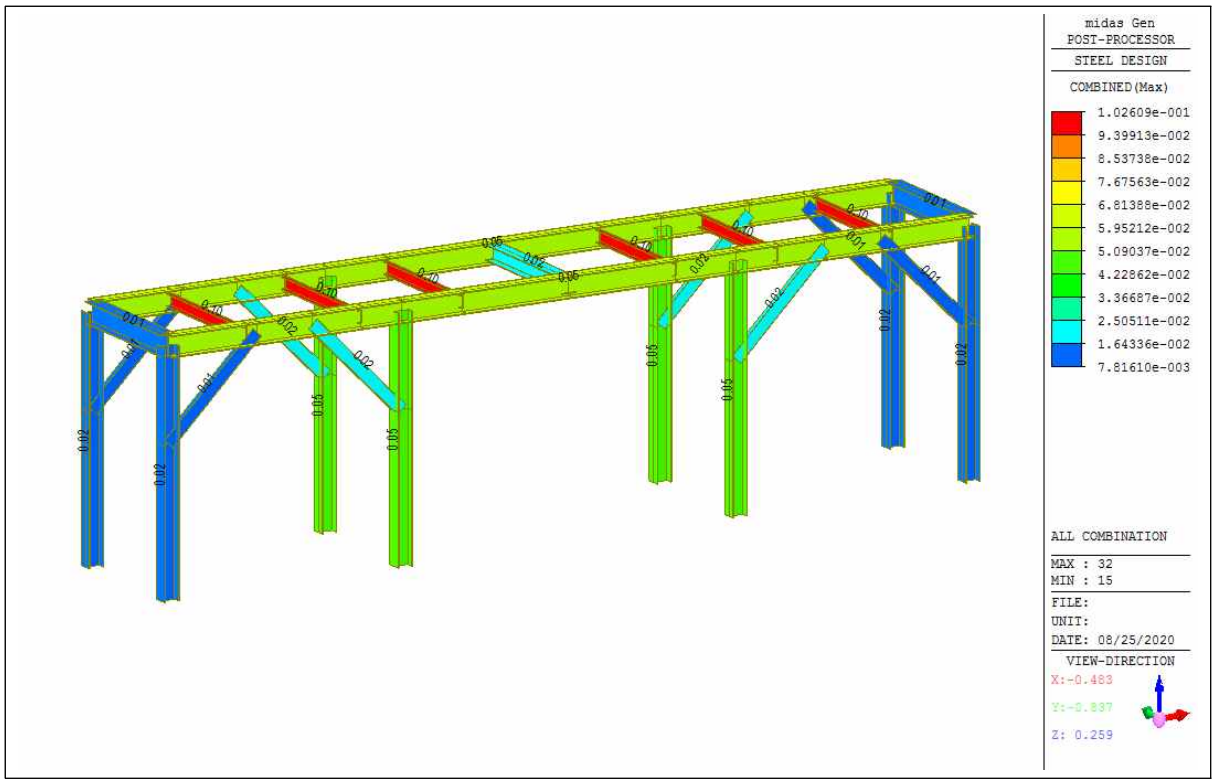
3D Modeling Beam Shear Diagrams

Load Combination : 1.0D + 1.0L



3D Modeling Beam Axial Diagrams

Load Combination : 1.0D + 1.0L



3D Modeling Steel Stress Ratio Check(<1.0 --- O.K!)

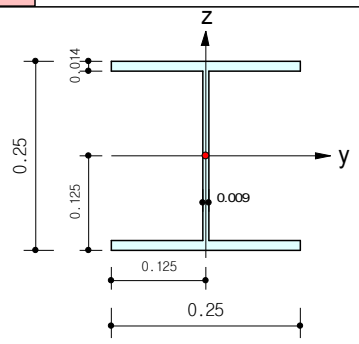
Load Combination : 1.0D + 1.0L

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 4
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name COL3_H 250x250x9/14 (No:500)
(Rolled : H 250x250x9/14).
Member Length : 3.92400



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -23.493 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 3.94547, Mz = 0.00168
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 3.94547 (for Lb)
Myi = -0.7888, Myj = 3.94547 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00168 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0004 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = -3.1146 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.25000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.25000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.25000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00922	Asz	0.00225
Qyb	0.05205	Qzb	0.00781
Iyy	0.00011	Izz	0.00004
Ybar	0.12500	Zbar	0.12500
Syy	0.00087	Szz	0.00029
ry	0.10800	rz	0.06290

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.52000, Lz = 3.92400, Lb = 3.92400
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

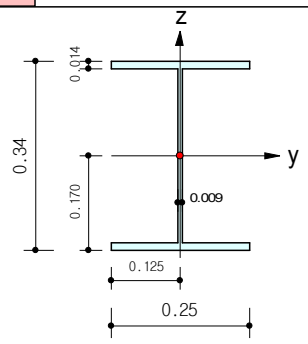
Slenderness Ratio
KL/r = 62.4 < 200.0 (Memb:4, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 2549/ 130105 = 0.020 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 4567/ 165000 = 0.028 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 6/ 206250 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.047 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.013 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 12
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name GIR10_H 340x250x9/14 (No:502)
(Rolled : H 340x250x9/14).
Member Length : 13.7500



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.2575 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -12.623, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.39962, Myj = 9.00205 (for Lb)
Myi = -12.623, Myj = -12.623 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00026 (LCB: 1, POS:3/4)
Fzz = 8.21321 (LCB: 1, POS:1/4)

Depth	0.34000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.25000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.25000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.01015	Asz	0.00306
Qyb	0.07556	Qzb	0.00781
Iyy	0.00022	Izz	0.00004
Ybar	0.12500	Zbar	0.17000
Syy	0.00128	Szz	0.00029
ry	0.14600	rz	0.06000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.75000, Lz = 1.82500, Lb = 1.82500
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

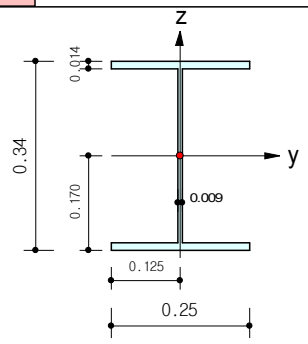
Slenderness Ratio
KL/r = 39.4 < 200.0 (Memb:12, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 25/ 146313 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 9889/ 181500 = 0.054 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.055 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.024 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 16
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name B1_H 340x250x9/14 (No:504)
(Rolled : H 340x250x9/14).
Member Length : 2.25000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 1.81083, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 2.76188 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.34000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.25000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.25000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.01015	Asz	0.00306
Qyb	0.07556	Qzb	0.00781
Iyy	0.00022	Izz	0.00004
Ybar	0.12500	Zbar	0.17000
Syy	0.00128	Szz	0.00029
ry	0.14600	rz	0.06000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.25000, Lz = 2.25000, Lb = 2.25000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

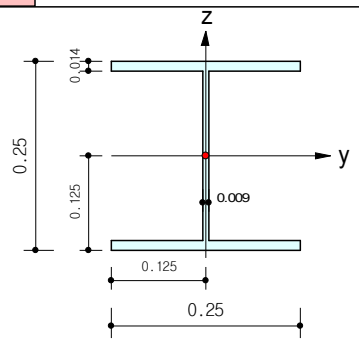
Slenderness Ratio
L/r = 37.5 < 300.0 (Memb:16, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0/ 137500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 1419/ 181500 = 0.008 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.008 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.008 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 17
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name B2_H 250x250x9/14 (No:505)
(Rolled : H 250x250x9/14).
Member Length : 2.25000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00008 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 3.55608, Mz = 0.00000
End Moments Myi = -0.0034, Myj = -0.0034 (for Lb)
Myi = -0.0034, Myj = -0.0034 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 5.02773 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.25000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.25000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.25000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00922	Asz	0.00225
Qyb	0.05205	Qzb	0.00781
Iyy	0.00011	Izz	0.00004
Ybar	0.12500	Zbar	0.12500
Syy	0.00087	Szz	0.00029
ry	0.10800	rz	0.06290

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.25000, Lz = 2.25000, Lb = 2.25000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

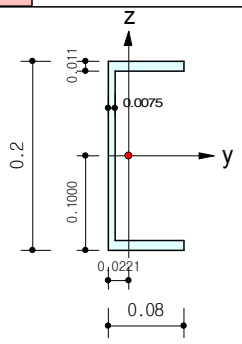
Slenderness Ratio
L/r = 35.8 < 300.0 (Memb:17, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 4116/ 181500 = 0.023 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = ft/Ft + fbty/Fbty + fbcz/Fbcz = 0.023 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.020 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 32
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name B3_C 200x80x7.5/11 (No:506)
(Rolled : C 200x80x7.5/11).
Member Length : 2.25000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0003 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 3.24761, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 4.46105 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.08000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00313	Asz	0.00150
Qyb	0.01505	Qzb	0.00168
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.02210	Zbar	0.10000
Syy	0.00020	Szz	0.00003
ry	0.07880	rz	0.02320

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.25000, Lz = 2.25000, Lb = 2.25000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

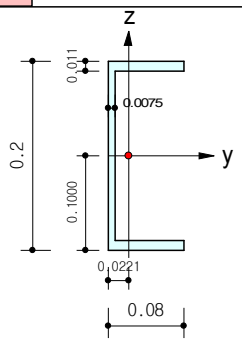
Slenderness Ratio
KL/r = 97.0 < 200.0 (Memb:32, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 0.1/99513.3 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 16654/ 162311 = 0.103 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.103 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.027 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 64
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name BR2_C 200x80x7.5/11 (No:508)
(Rolled : C 200x80x7.5/11).
Member Length : 2.14960



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4.8688 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.10835, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = -0.2016 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.08000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00313	Asz	0.00150
Qyb	0.01505	Qzb	0.00168
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.02210	Zbar	0.10000
Syy	0.00020	Szz	0.00003
ry	0.07880	rz	0.02320

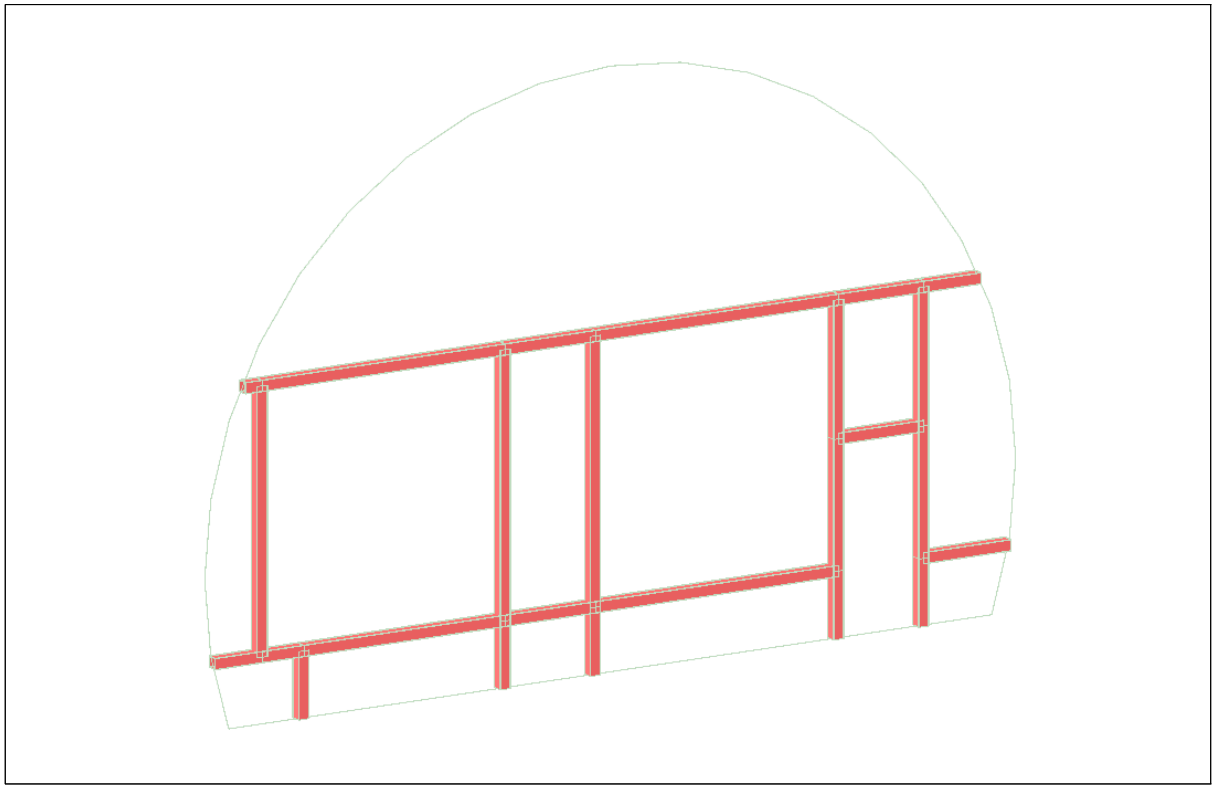
3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.14960, Lz = 2.14960, Lb = 2.14960
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

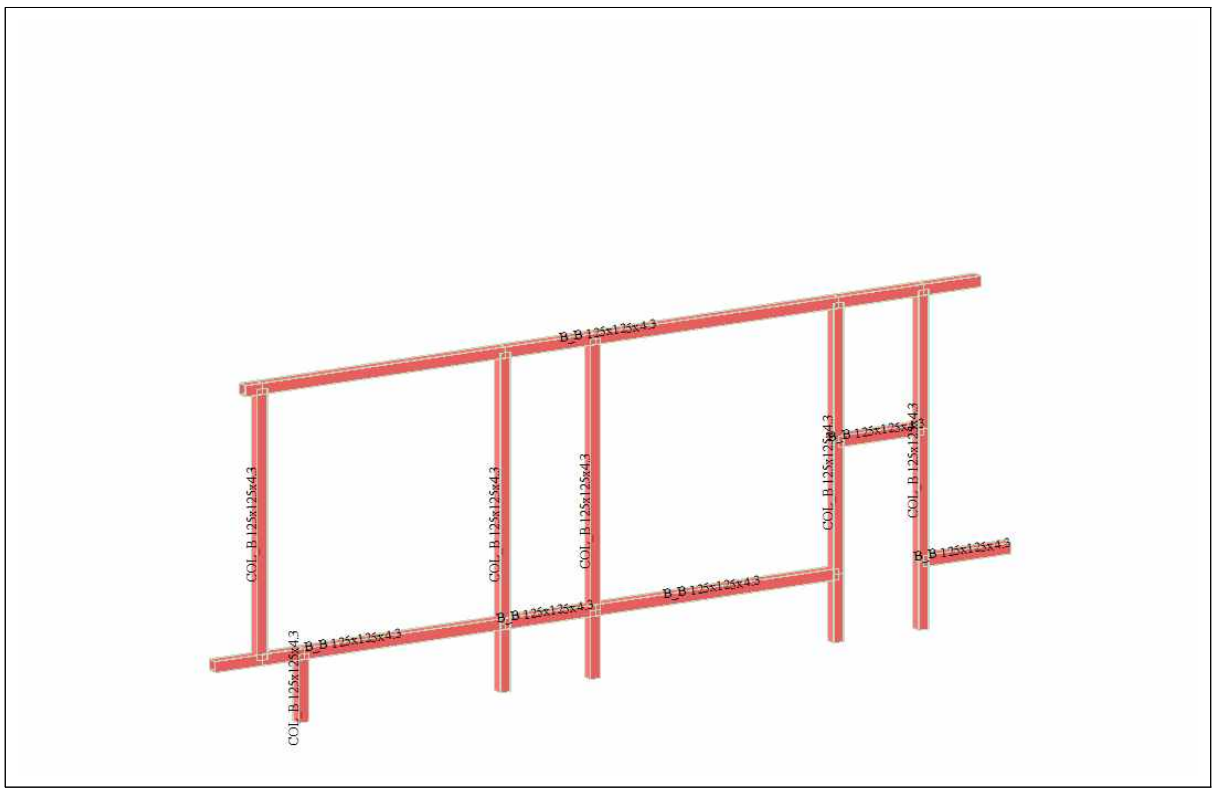
4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 92.7 < 200.0 (Memb:64, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 1554/ 103742 = 0.015 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 556/ 165000 = 0.003 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.018 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.001 < 1.000 ..... O.K

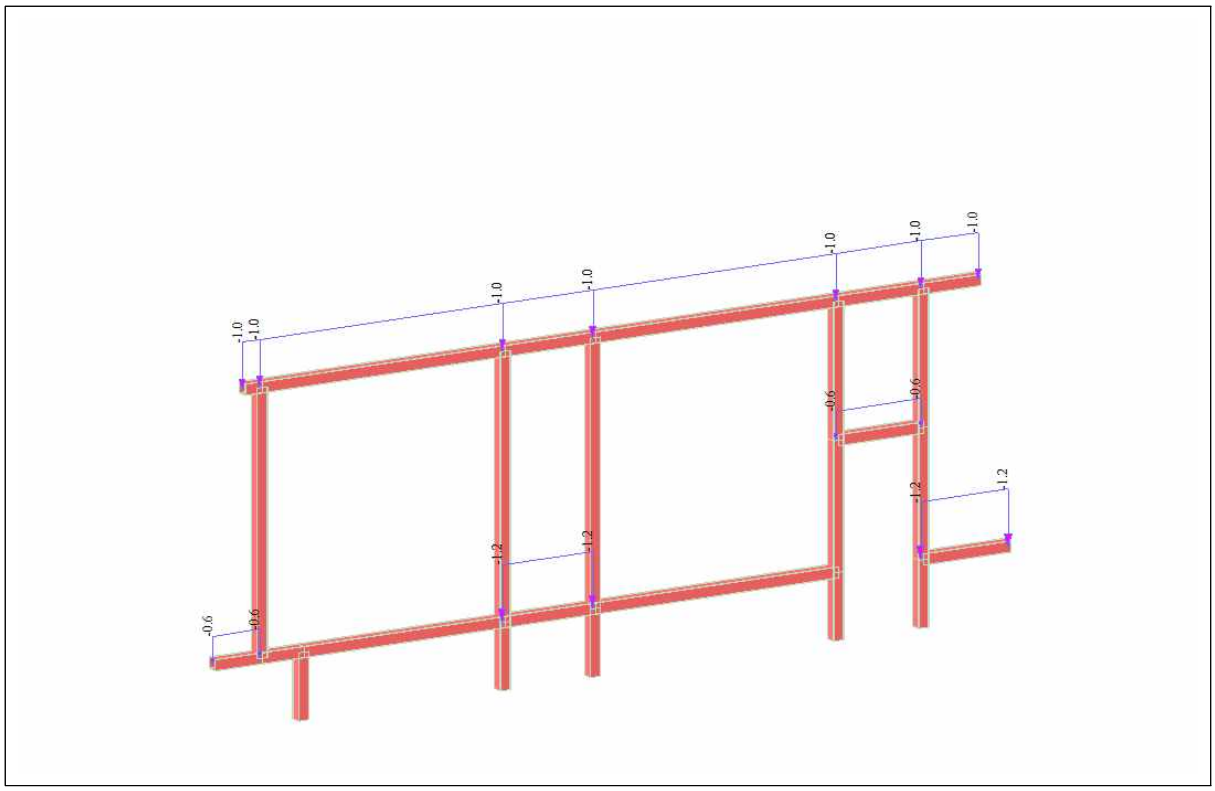
4.2 격벽 3D Modeling & Analysis



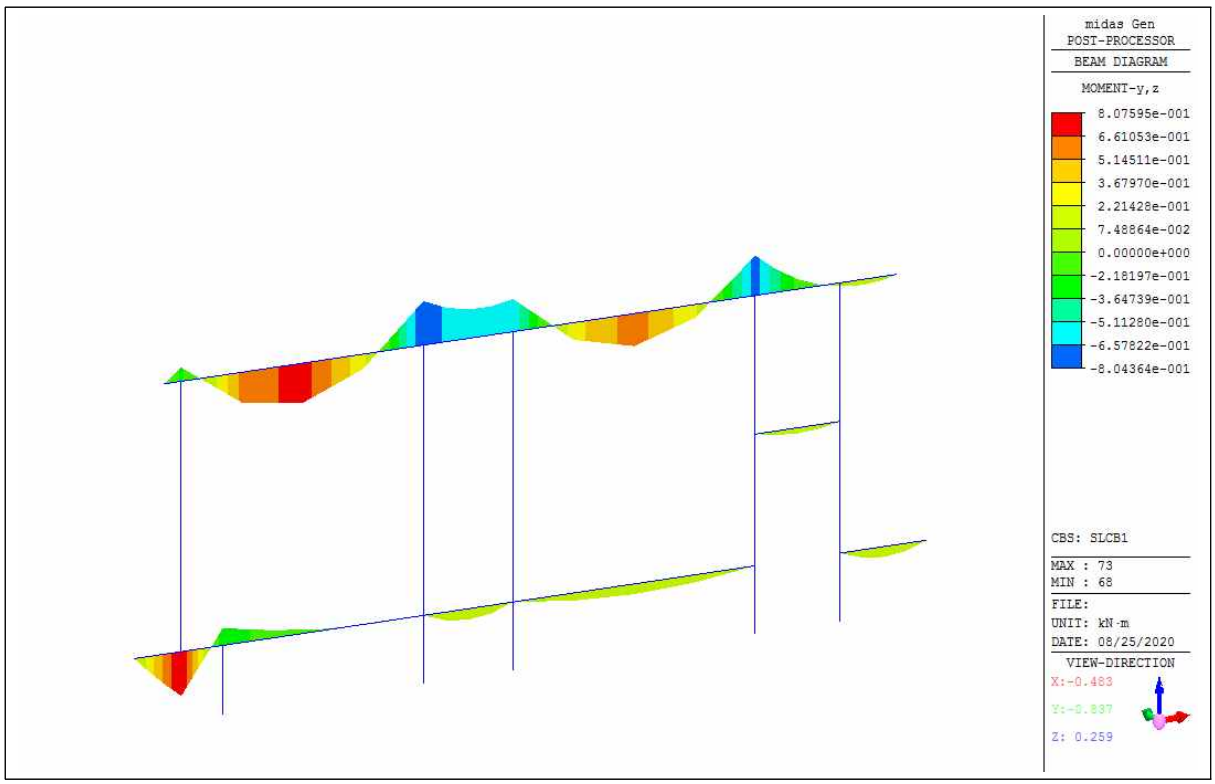
3D Modeling View



3D Modeling View - Property Name

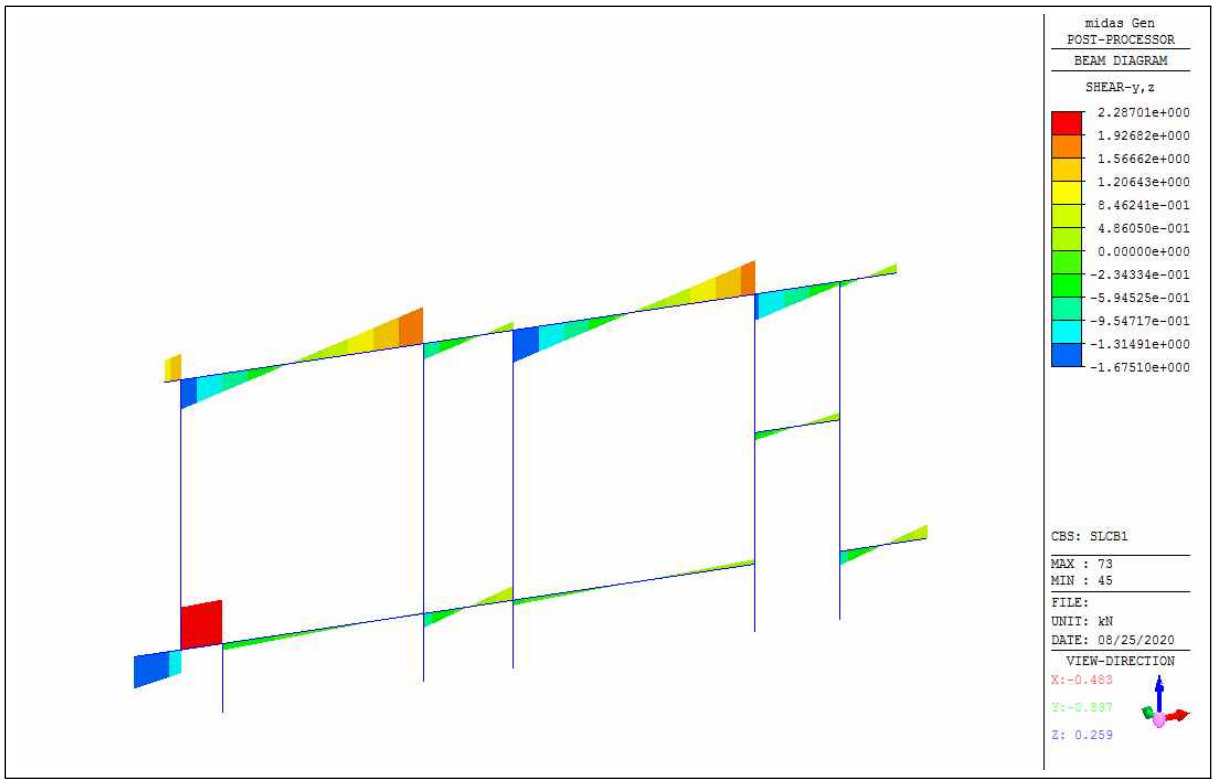


3D Modeling View - Loading State



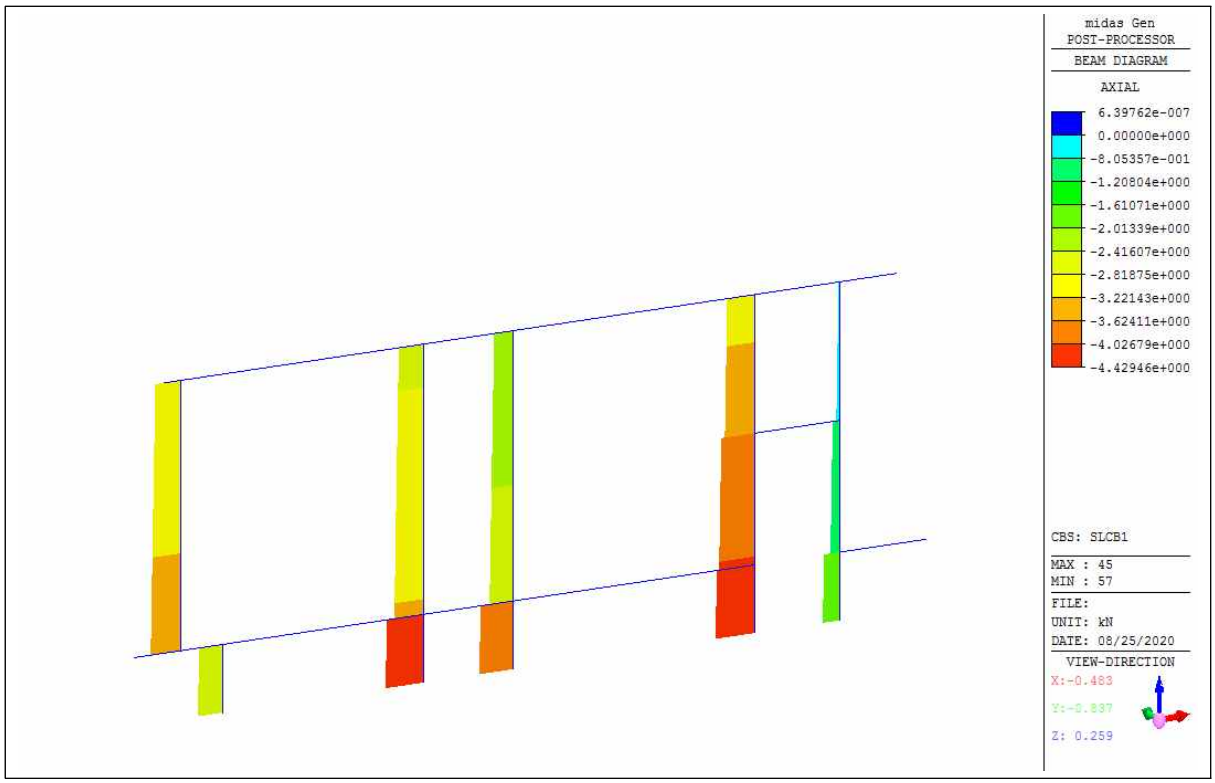
3D Modeling Beam Moment Diagrams

Load Combination : 1.0D + 1.0L



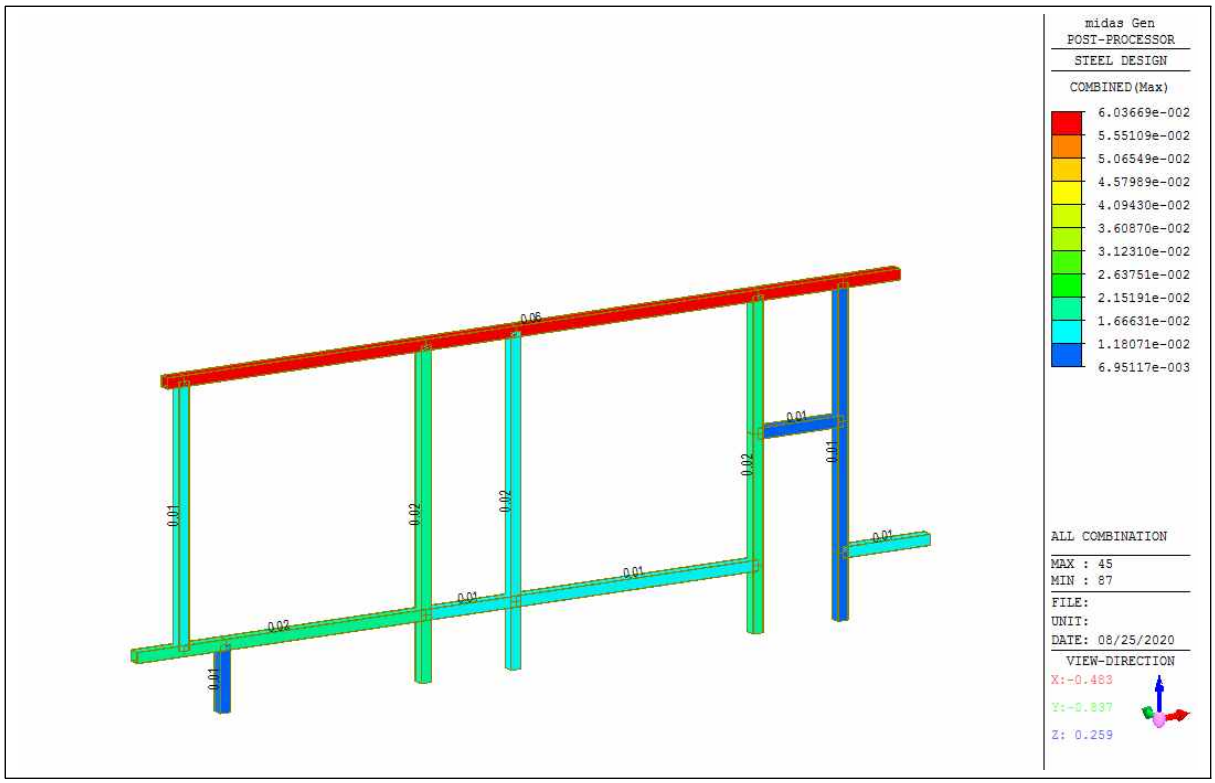
3D Modeling Beam Shear Diagrams

Load Combination : 1.0D + 1.0L



3D Modeling Beam Axial Diagrams

Load Combination : 1.0D + 1.0L



3D Modeling Steel Stress Ratio Check(<1.0 --- O.K!)

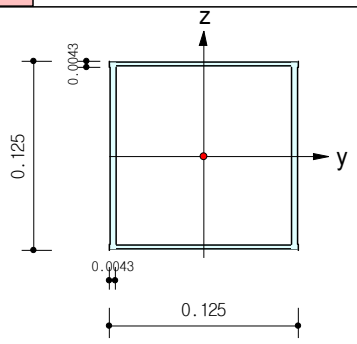
Load Combination : 1.0D + 1.0L

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled2.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 57
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name COL_B 125x125x4.3 (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 3.66250



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4.4295 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = 0.00005, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00005, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00005, Myj = -0.0000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 0.00008 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.12500	Web Thick	0.00430
Flg Width	0.12500	Top F Thick	0.00430
Web Center	0.12070	Bot.F Thick	0.00430
Area	0.00208	Asz	0.00108
Qyb	0.00547	Qzb	0.00547
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.06250	Zbar	0.06250
Syy	0.00008	Szz	0.00008
ry	0.04931	rz	0.04931

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.73750, Lz = 3.66250, Lb = 3.66250
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

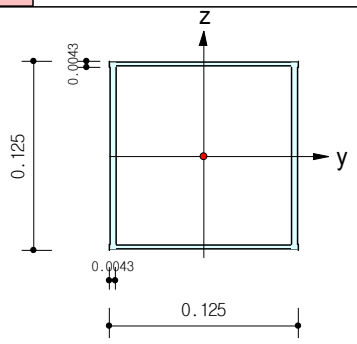
Slenderness Ratio
KL/r = 74.3 < 200.0 (Memb:57, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
fa/Fa = 2134/ 120411 = 0.018 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 1/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Compression+Bending)
Rmax = fa/Fa + fbcy/Fbcy + fbcz/Fbcz = 0.018 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.000 < 1.000 ..... O.K

Certified by :

Company		Project Title	
Author		File Name	G:\...\GEN\Untitled2.mgb

1. Design Information

Design Code KSSC-ASD03
Unit System kN, m
Member No 46
Material SS275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name B_B 125x125x4.3 (No:10)
(Built-up Section).
Member Length : 8.85110



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -0.8044, Mz = 0.00000
End Moments Myi = -0.0001, Myj = -0.0001 (for Lb)
Myi = -0.5979, Myj = -0.7280 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = -1.4252 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.12500	Web Thick	0.00430
Flg Width	0.12500	Top F Thick	0.00430
Web Center	0.12070	Bot.F Thick	0.00430
Area	0.00208	Asz	0.00108
Qyb	0.00547	Qzb	0.00547
Iyy	0.00001	Izz	0.00001
Ybar	0.06250	Zbar	0.06250
Syy	0.00008	Szz	0.00008
ry	0.04931	rz	0.04931

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.92500, Lz = 8.85110, Lb = 8.85110
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Moment Factor / Bending Coefficient
Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
L/r = 179.5 < 300.0 (Memb:46, LCB: 1)..... O.K
Axial Stress
ft/Ft = 0/ 137500 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Stresses
fby/Fby = 9961/ 165000 = 0.060 < 1.000 ..... O.K
fbz/Fbz = 0/ 165000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Stress (Tension+Bending)
Rmax = fbty/Fbty + fbcz/Fbcz = 0.060 < 1.000 ..... O.K
Shear Stresses
fvy/Fvy = 0.000 < 1.000 ..... O.K
fvz/Fvz = 0.012 < 1.000 ..... O.K