

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM 교
교 량 연 장	$35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 \text{ m}$
교 량 폭 원	12.625 m
사 각	90

1.2 하중조건

1) 고정하중

철근 콘크리트 단위중량	$W_{sc} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
무근 콘크리트 단위중량	$W_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$
포 장 단위중량	$W_a = 23.50 \text{ kN/m}^3$

2) 활하중

1 등 교	DB - 24, DL - 24
충 격 계 수	$I = \frac{15}{40 + L} \leq 0.30$

1.3 사용재료 및 설계강도

1) PSC BEAM (POST - TENSION)

(도.설 4.6.3.3)

콘크리트 설계기준강도 (f_{ck})	40.00 MPa	(도.설 4.6.1.3)
철근 항복강도 (f_y)	300.00 MPa	(도.설 4.6.1.4)
프리스트레스 도입시 압축강도(f_{ci})	32.00 MPa	
프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci})	27032.90 MPa	
허 용 응 력	① 프리스트레스 도입 직후의 응력 (크리프, 건조수축 손실전)	
	- 허용휨 압축응력 : $0.60 (f_{ci}) = 19.200 \text{ MPa}$	
	- 허용휨 인장응력 : $0.25 \sqrt{(f_{ci})} = 1.414 \text{ MPa}$	
	② 설계 하중 작용시 (손실후)	
허 용 응 력	- 허용휨 압축응력 : $0.45 (f_{ck}) = 18.000 \text{ MPa}$	
	- 허용휨 인장응력 : $0.5 \sqrt{(f_{ck})} = 3.162 \text{ MPa}$	
균 열 응 력	$0.63 \sqrt{(f_{ck})} = 3.984 \text{ MPa}$	
CREEP 계수 (ψ)	3.0 (28일 기준)	(도.설 4.2.3.3)
콘크리트 탄성계수 (E_{pc})	30891.00 MPa	(도.설 4.2.3.1)
철근 탄성계수 (E_{ps})	200000.00 MPa	(도.설 4.2.3.2)

2) P.S 강선 (12.7mm 7연선) (도.설 4.6.3.3)

극 한 강 도 (f_{pu})		1900.0 MPa	
항 복 응 력 (f_{py})		1600.0 MPa	
JACK에 의한 최대긴장응력	$0.90 \cdot f_{py} =$	$0.90 \times 1600 =$	1440.0 MPa
PRESTRESS 도입직후	$0.83 \cdot f_{py} =$	$0.83 \times 1600 =$	1328.0 MPa
설계하중 작용시(손실후 사용하중)	$0.80 \cdot f_{py} =$	$0.80 \times 1600 =$	1280.0 MPa
탄 성 계 수 (E_{ps})		200000.0 MPa	(도.설 4.2.3.2)
파상마찰계수 (k)		0.005 1/m	(도.설 4.6.3.4)
곡률마찰계수 (μ)		0.250 1/rad	(도.설 4.6.3.4)
건조수축률		0.0002 (28일 기준)	(도.설 2.1.7)
릴랙세이션 (γ)		5.0 %	(도.설 2.3.3)
정착장치의 활동량 (시점부)		6.0 mm	
정착장치의 활동량 (종점부)		6.0 mm	

3) SLAB 및 가로보 콘크리트 (도.설 4.5.2.1)

설계기준 강도 (f_{ck})	SLAB		27.00 MPa
	가로보		27.00 MPa
허용 휨 압축강도 (f_{ca})	SLAB	$0.4 \cdot f_{ck} =$	$0.40 \times 27 =$ 10.80 MPa
	가로보	$0.4 \cdot f_{ck} =$	$0.40 \times 27 =$ 10.80 MPa
바닥판 콘크리트 허용 휨 인장강도 (f_{ta})		$0.13 \sqrt{f_{ck}} =$	$0.13 \times \sqrt{27} =$ 0.68 MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{sc})		27804.00 MPa
	가로보 (E_{cc})		27804.00 MPa

4) SLAB 및 가로보 철근

항 복 강 도 (f_y)	SLAB		400.00 MPa
	가로보		300.00 MPa
탄 성 계 수	SLAB (E_{ss})		200000.00 MPa
	가로보 (E_{cs})		200000.00 MPa

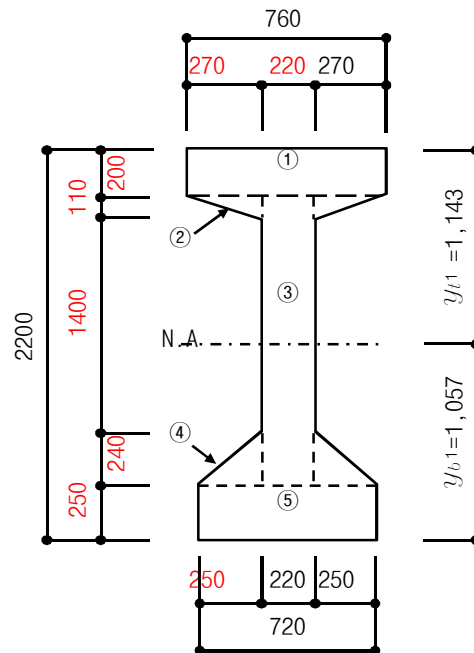
1.4 참고문헌

- 1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (도.설.기)
- 2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (도.설.해)
- 3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (콘.설)
- 4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (도.요)
- 5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (도.편)

2. BEAM 검토

2.1 단면의 제원

1) 총 단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	$A \cdot y$	y'	$A \cdot y'^2$	I_o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	1043	165253189528	506666667
② (△)	270	110	29700	237	7029000	906	24379816544	19965000
③ (□)	220	1750	385000	1075	413875000	68	1763785480	98255208333
④ (△)	250	240	60000	1870	112200000	727	31739225417	192000000
⑤ (□)	720	250	180000	2075	373500000	932	156458022292	937500000
계			806700		921804000		379594039262	99911340000

$$y_{t1} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{921804000.00}{806700.00} = 1142.685 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1142.69 - 2200.00 = -1057.315 \text{ mm}$$

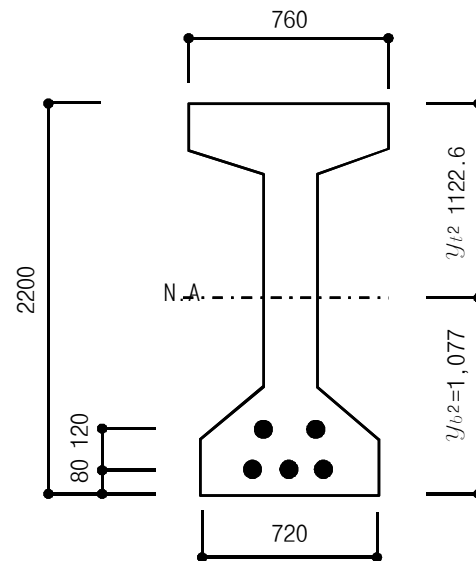
$$I_{x1} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{x1}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{x1}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{x1}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

2) 순단면



강선번호	X좌표	Y좌표
1	-55.00	200.00
2	55.00	200.00
3	0.00	80.00
4	-185.00	80.00
5	185.00	80.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3421 mm²)

(단위 : mm)

구 분	수 량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
총 단 면		806700	1143	921804000	-20	326983428	479505379262
1번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
2번 SHEATH	1	-3421	2000	-6842389	-877	-2634028324	
3번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
4번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
5번 SHEATH	1	-3421	2120	-7252932	-997	-3403754294	
계	5	789594		886360426		-15152336100	479505379262

$$y_{t2} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{886360426.02}{789594.03} = 1122.552 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1122.55 - 2200.00 = -1077.448 \text{ mm}$$

$$I_{x2} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

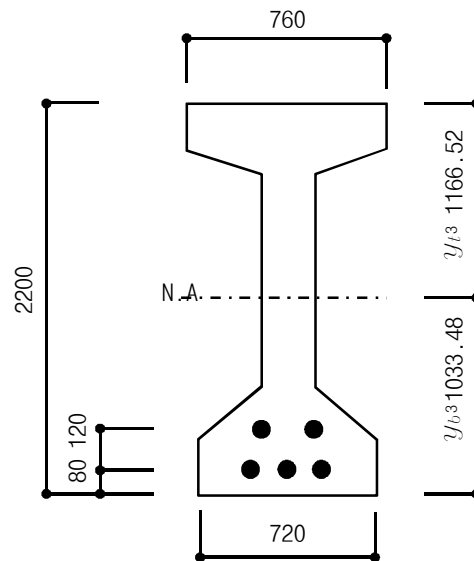
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{x2}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1077.45 - 128.00 = 949.448 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{x2}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

3) P.S 강연선 환산단면



※ 강연선 ϕ 12.7 $\times$ 12 ea = 98.71 $\times$ 12.00 = 1184.52 mm²
 $n_p = E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47$
 강연선 환산단면적 = 1184.52 $\times$ 6.47 = 7669.03 mm²

(단위:mm)

구 분	수 량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
순 단 면		789594	1123	886360426	44	1526757767	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626166	
계		827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{965811575.02}{827939.18} = 1166.525 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 1166.52 - 2200.00 = -1033.475 \text{ mm}$$

$$I_{x3} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{x3}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.103 \text{ mm}^3$$

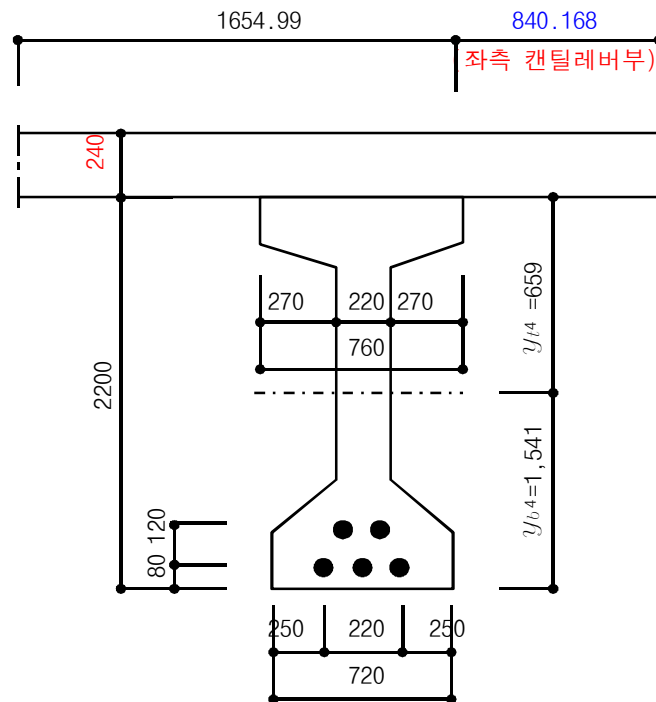
$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.276 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 1033.48 - 128.00 = 905.475 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{x3}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.302 \text{ mm}^3$$

4) 슬래브 환산단면

(1) 외측 BEAM (G1 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m

- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m

- 캔틸레버 길이 : 1.22 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1220 + 110 = 1330.17 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1330 = 2770.17 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1330 = 4163.50 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 2330 / 2 + 1330 = 2495.16 \text{ mm}$$

} 중 작은값 사용

$$\text{환산 유효폭 } B = 2495 \times 0.90 = 2245.81 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2246 \times 240 = 538994.84 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

구 분	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-507	213063404243	497318427095
슬래브	538995	120	64679381	779	327282428837	2587175220
계	1366934		1229196358		540345833081	499905602315

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1229196358.03}{1366934.01} =$$

899.236 mm : 바닥판 상단에서 도심
축까지의 거리

$$y_{t4} = 899.24 - 240.00 =$$

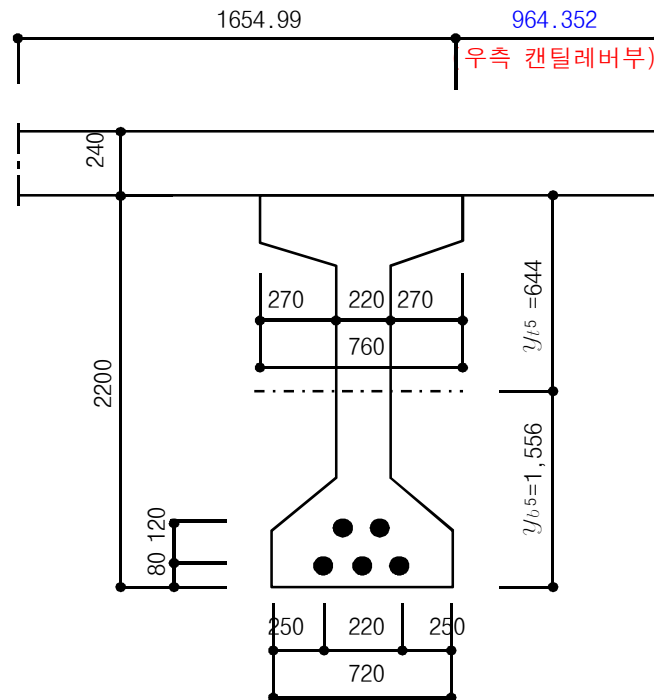
659.236 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b4} = 899.24 - 2440.00 =$$

-1540.764 mm : 도심에서 거더하단까지

$$\begin{aligned}
I_{x4} &= \Sigma (I_o + A \times y^2) \\
&= 499905602314.83 + 540345833080.56 = 1040251435395.39 \text{ mm}^4 \\
Z_{st} &= \frac{I_{x4}}{y_{st}} = \frac{1040251435395.39}{899.24} = 1156816859.690 \text{ mm}^3 \\
Z_{t4} &= \frac{I_{x4}}{y_{t4}} = \frac{1040251435395.39}{659.24} = 1577965008.352 \text{ mm}^3 \\
Z_{b4} &= \frac{I_{x4}}{y_{b4}} = \frac{1040251435395.39}{1540.76} = 675153025.451 \text{ mm}^3 \\
e_{p4} &= 1540.76 - 128.00 = 1412.764 \text{ mm} \\
Z_{p4} &= \frac{I_{x4}}{e_{p4}} = \frac{1040251435395.39}{1412.76} = 736323603.797 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

(2) 외측 BEAM (G5 : 비대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 배치 간격 : 2.55 m
- 캔틸레버 길이 : 1.34 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (비대칭)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1344 + 110 = 1454.35 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1454 = 2894.35 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1454 = 4287.69 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 2330 / 2 + 1454 = 2619.34 \text{ mm}$$

} 중 작은값 사용

$$\text{환산 유효폭 } B = 2619 \times 0.90 = 2357.59 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2358 \times 240 = 565820.61 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

구 분	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-522	225848086144	497318427095
슬 레 브	565821	120	67898473	764	330473079352	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165495	500034366012

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1232415450.44}{1393759.78} = 884.238 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

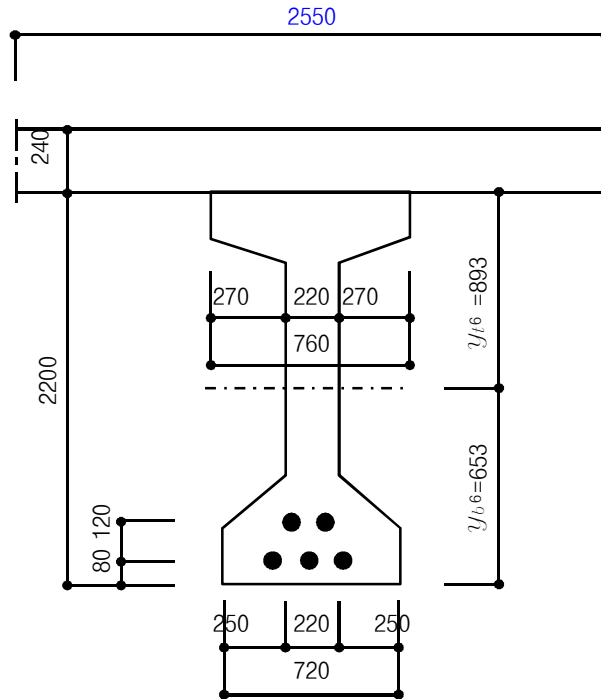
$$y_{t5} = 884.24 - 240.00 = 644.238 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b5} = 884.24 - 2440.00 = -1555.762 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$I_{x5} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$\begin{aligned}
&= 500034366011.83 + 556321165495.46 = 1056355531507.290 \text{ mm}^4 \\
Z_{st} &= \frac{I_{x5}}{y_{st}} = \frac{1056355531507.29}{884.24} = 1194650600.744 \text{ mm}^3 \\
Z_{t5} &= \frac{I_{x5}}{y_{t5}} = \frac{1056355531507.29}{644.24} = 1639697488.318 \text{ mm}^3 \\
Z_{b5} &= \frac{I_{x5}}{y_{b5}} = \frac{1056355531507.29}{1555.76} = 678995613.303 \text{ mm}^3 \\
e_{p5} &= 1555.76 - 128.00 = 1427.762 \text{ mm} \\
Z_{p5} &= \frac{I_{x5}}{e_{p5}} = \frac{1056355531507.29}{1427.76} = 739868113.238 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

(3) 내측 BEAM (G2~G4 : 대칭)



- PSC BEAM 지간 길이 : 34.00 m
- PSC BEAM 좌측 배치 간격 : 2.55 m
- PSC BEAM 우측 배치 간격 : 2.55 m

※ 상부바닥판의 유효폭 계산 (대칭)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 110 = 2660.00 \text{ mm}$$

$$\text{환산계수 } n_c = 27804 / 30891 = 0.90$$

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 12t + b_w = 12 \times 240 + 220 = 3100.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l_n = 2550 = 2550.00 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad \text{거더경간}/4 = 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm}$$

중 작은값 사용

$$\text{환산 유효폭 } B = 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm}$$

$$A_{slab} = 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2$$

(단위 : mm)

구 분	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516978	-514	218724674201	497318427095
슬 래 브	550842	120	66100993	773	328752812666	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486868	499962466796

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1230617970.04}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t6} = 892.54 - 240.00 = 652.541 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b6} = 892.54 - 2440.00 = -1547.459 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$I_{x6} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$\begin{aligned}
&= 499962466795.71 + 547477486867.81 = 1047439953663.52 \text{ mm}^4 \\
Z_{st} &= \frac{I_{x6}}{y_{st}} = \frac{1047439953663.52}{892.54} = 1173548666.580 \text{ mm}^3 \\
Z_{t6} &= \frac{I_{x6}}{y_{t6}} = \frac{1047439953663.52}{652.54} = 1605171825.144 \text{ mm}^3 \\
Z_{b6} &= \frac{I_{x6}}{y_{b6}} = \frac{1047439953663.52}{1547.46} = 676877224.963 \text{ mm}^3 \\
e_{p6} &= 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm} \\
Z_{p6} &= \frac{I_{x6}}{e_{p6}} = \frac{1047439953663.52}{1419.46} = 737914751.767 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

5) 단면제원 정리

(단위:mm)

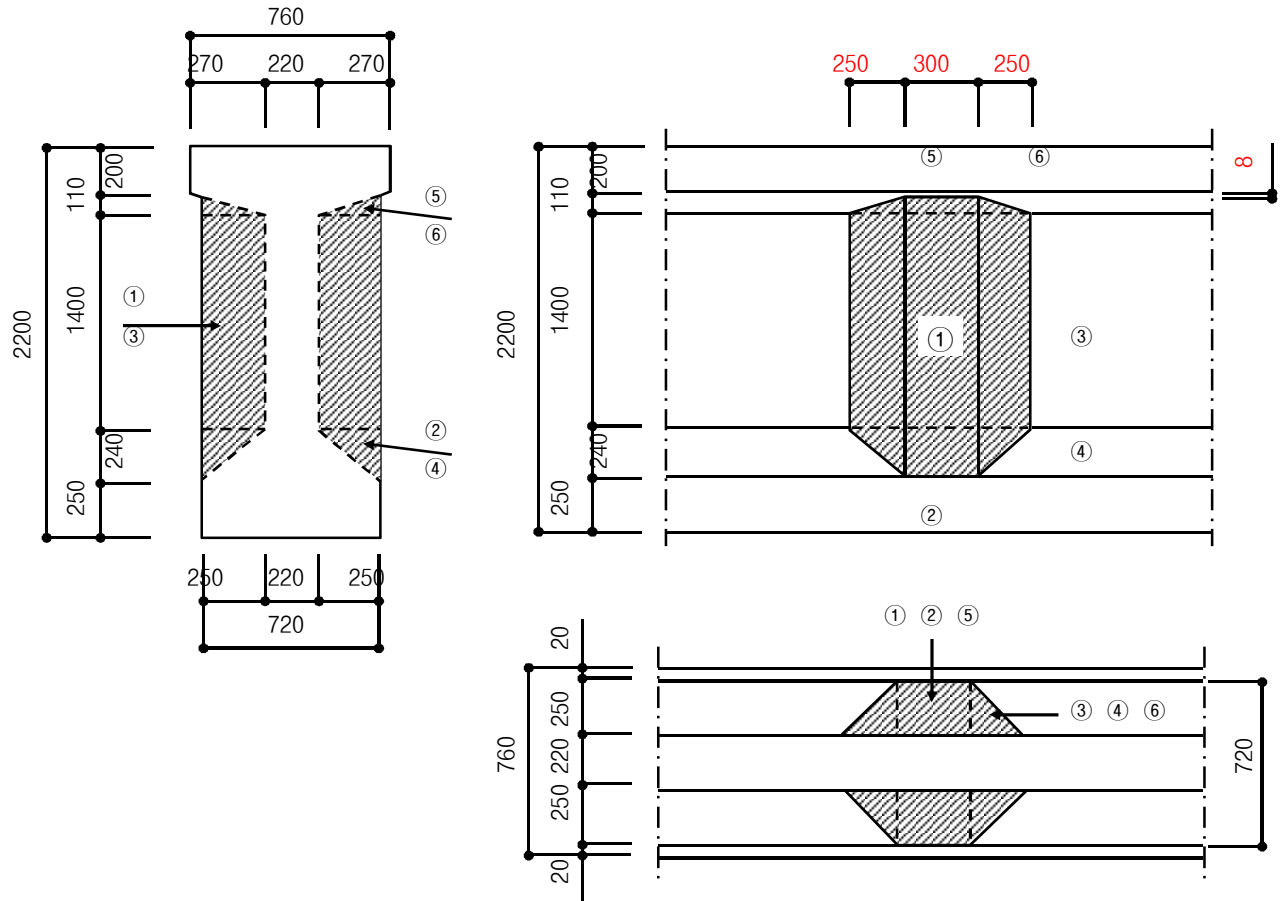
구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2 ~ G4)
A	789594.03	827939.18	1366934.01	1393759.78	1378780.78
y_{st}			899.24	884.24	892.54
y_t	1122.55	1166.52	659.24	644.24	652.54
y_b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1555.76	-1547.46
I_x	464353043161.34	497318427094.83	1040251435395.39	1056355531507.29	1047439953663.52
Z_{st}			1156816859.69	1194650600.74	1173548666.58
Z_t	413658348.23	426324782.10	1577965008.35	1639697488.32	1605171825.14
Z_b	430974934.98	481209827.28	675153025.45	678995613.30	676877224.96
e_p	949.45	905.48	1412.76	1427.76	1419.46
Z_p	489076902.53	549234724.30	736323603.80	739868113.24	737914751.77

A : 단 면 적 (mm^2)
 y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)
 y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)
 y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)
 I_x : 단면 2차 모멘트 (mm^4)
 Z_{st} : 바닥판 상면에 대한 단면계수 (mm^3)
 Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm^3)
 Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm^3)
 e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)
 Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

2.2 고정하중

1) PSC BEAM 중량

(1) 가로보 부근 PSC BEAM 콘크리트 BLOCK 중량



①	0.300	×	1.400	×	0.250	×	2	ea		=	0.210			
②	0.250	×	0.240	/	2	×	0.300	×	2	ea	=	0.018		
③	0.250	×	0.250	/	2	×	1.400	×	4	ea	=	0.175		
④	0.250	×	0.250	/	2	×	0.240	/	3	×	4	ea	=	0.010
⑤	0.250	×	0.300	×	0.102	/	2	×	2	ea	=	0.008		
⑥	0.250	×	0.250	/	2	×	0.102	/	3	×	4	ea	=	0.004

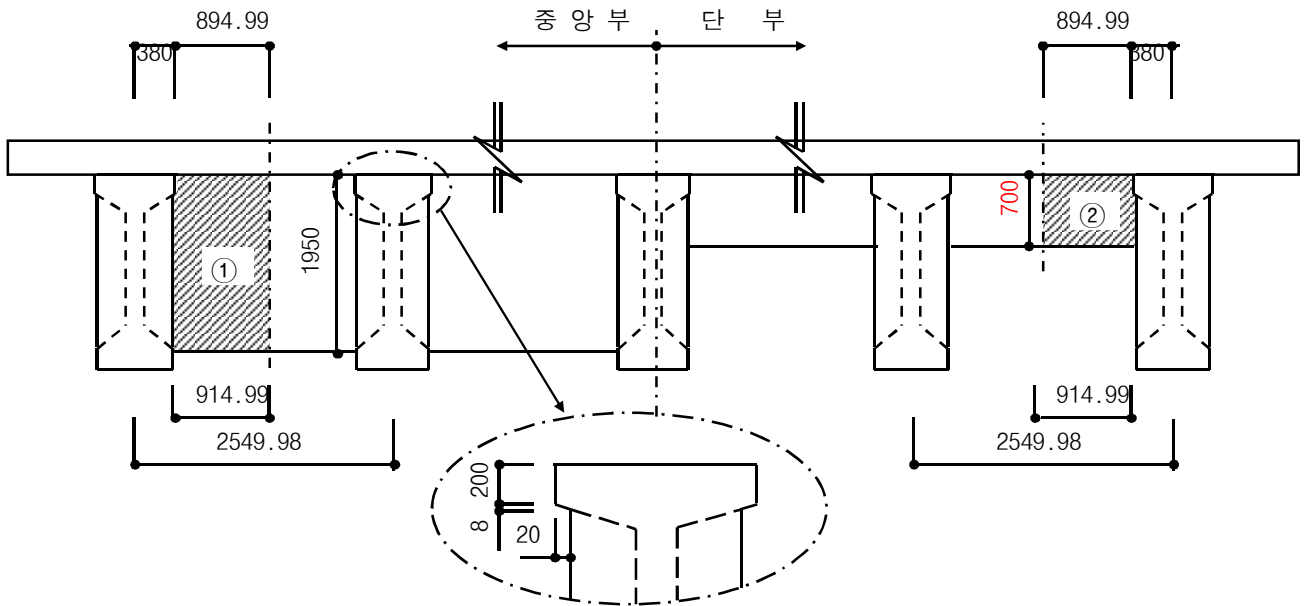
$\Sigma = 0.425 \text{ m}^3$

* 가로보 본체 연결 헨치부

$$0.425 \times 25.000 = 10.623 \text{ kN}$$

2) 횡 BEAM 중량

(1) 외측 BEAM



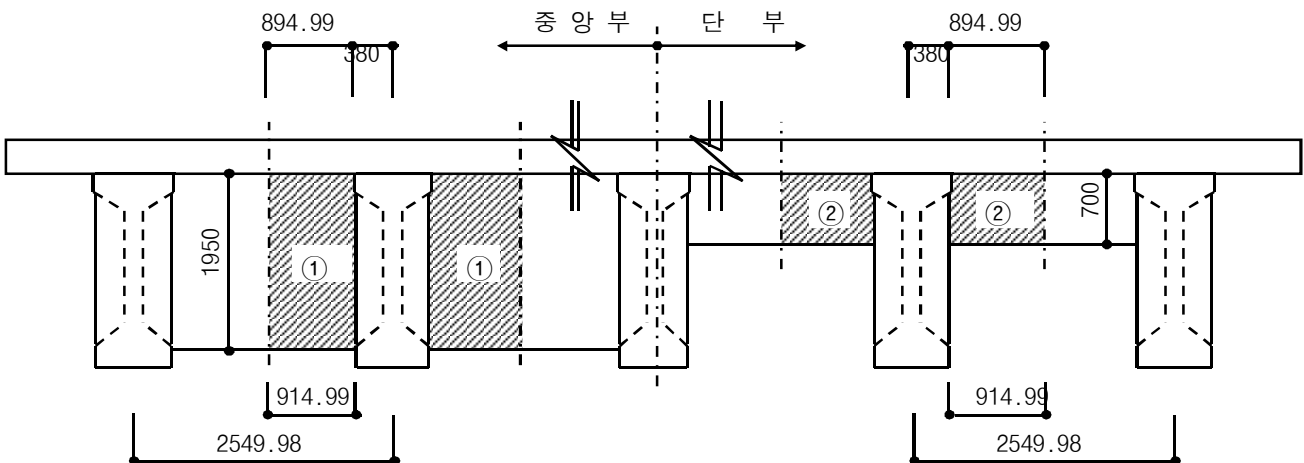
① 중 앙 부

$$P_c = \{ 1.950 \times 0.915 - (0.020 \times 0.200 + 0.020 \times 0.008 / 2) \} \times 0.300 \times 25.000 = 13.351 \text{ kN}$$

② 단 부

$$P_e = \{ 0.700 \times 0.915 - (0.020 \times 0.200 + 0.020 \times 0.008 / 2) \} \times 0.400 \times 25.000 = 6.364 \text{ kN}$$

(2) 내측 BEAM



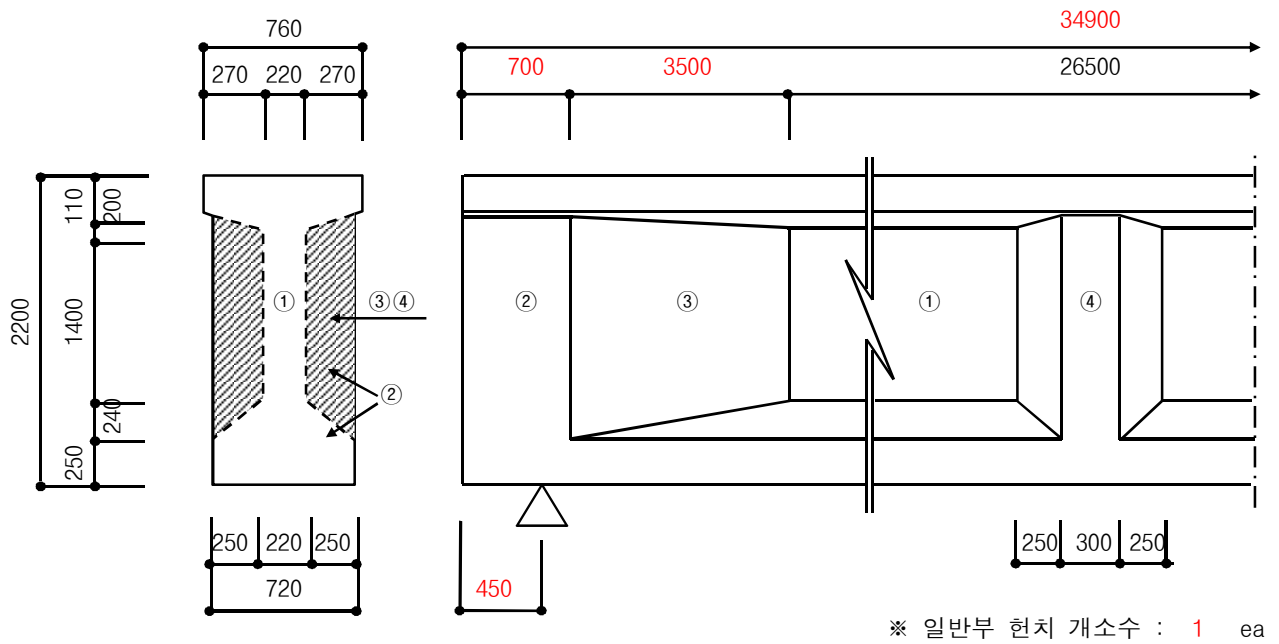
① 중 앙 부

$$P_c = 13.351 \times 2 \text{ ea} = 26.702 \text{ kN}$$

② 단 부

$$P_e = 6.364 \times 2 \text{ ea} = 12.728 \text{ kN}$$

(3) BEAM 중량



① 표준구간

$$w = 0.790 \times 23.500 = 18.555 \text{ kN/m}$$

② 단부구간

$$w = (1.592 - 0.017) \times 23.500 = 37.014 \text{ kN/m}$$

③ 단부현치구간

$$w = (37.014 + 18.555) / 2 = 27.785 \text{ kN/m}$$

④ 가로보 본체 연결 현치부

$$w = 10.623 \text{ kN/ea}$$

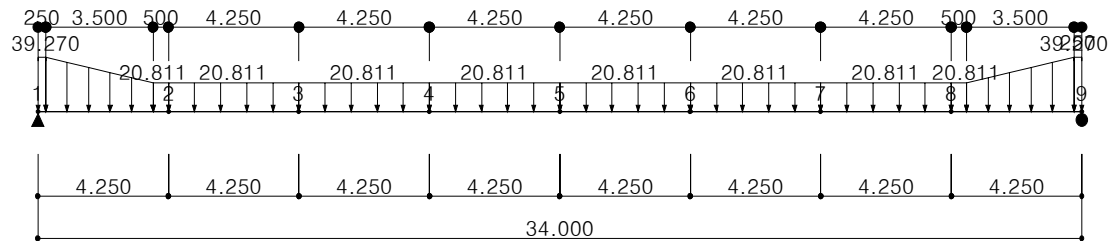
⑤ BEAM 총중량

$$\begin{aligned} w &= (37.014 \times 0.250 + 27.785 \times 3.500) \times 2 \text{ ea} \\ &+ 18.555 \times 26.500 + 10.623 \times 1 \text{ ea} \\ &+ (17.507 + 59.195) \\ &= 792.043 \text{ kN} \end{aligned}$$

2.3 고정하중에 의한 모멘트 및 전단력

1) PSC BEAM 해석

(1) 해석 모델링 및 작용하중



(2) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	396.022	6	2933.351	93.760
2	1384.581	270.657	7	2346.919	182.208
3	2346.919	182.208	8	1384.581	270.657
4	2933.351	93.760	9	0.000	396.022
5	3143.876	5.311			

2) 슬래브 및 횡 BEAM (합성전)

(1) 외측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

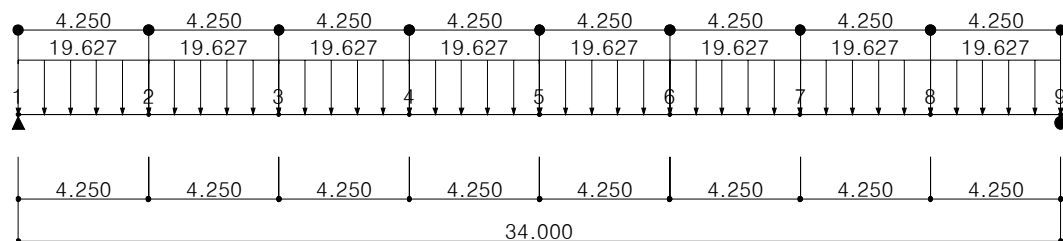
$$W_s = 19.627 \text{ kN/m}$$

② 횡 Beam 중량

$$P_c = 13.351 \text{ kN/m}$$

$$P_e = 6.364 \text{ kN/m}$$

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	346.690	6	2743.892	90.088
2	1269.134	256.914	7	2183.765	173.501
3	2183.765	173.501	8	1269.134	256.914
4	2743.892	90.088	9	0.000	346.690
5	2949.515	6.676			

(2) 내측 BEAM

① 슬래브 중량 (거푸집 중량은 바닥판 중량의 10%로 추정하여 포함)

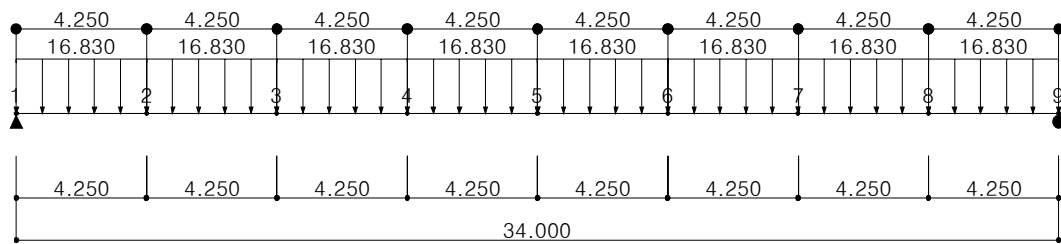
$$W_s = 16.830 \text{ kN/m}$$

② 횡 Beam 중량

$$P_c = 26.702 \text{ kN/m}$$

$$P_e = 12.728 \text{ kN/m}$$

③ 해석 모델링 및 작용하중



④ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	312.187	6	2450.148	84.878
2	1120.706	227.932	7	1937.422	156.405
3	1937.422	156.405	8	1120.706	227.932
4	2450.148	84.878	9	0.000	312.187
5	2658.885	13.351			

3) 포장 및 방호벽 (합성후)

(1) 외측 BEAM

① 방호벽 중량

$$W_1 = 22.898 \text{ kN/m}$$

② 포장 중량

$$W_2 = 2.470 \text{ kN/m}$$

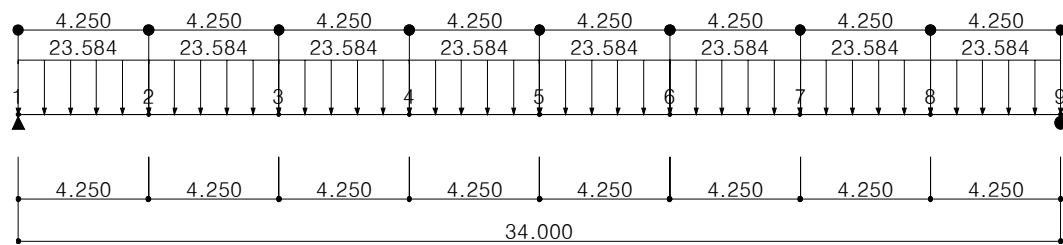
③ 슬래브 거푸집 중량

$$W_3 = -1.784 \text{ kN/m}$$

④ 적용 등분포 하중

$$W = 22.898 + 2.470 - 1.784 = 23.584 \text{ kN/m}$$

⑤ 해석 모델링 및 작용하중



⑥ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	400.930	6	3194.908	100.232
2	1490.957	300.697	7	2555.927	200.465
3	2555.927	200.465	8	1490.957	300.697
4	3194.908	100.232	9	0.000	400.930
5	3407.902	0.000			

(2) 내측 BEAM

① 포장 중량

$$W_1 = 2.996 \text{ kN/m}$$

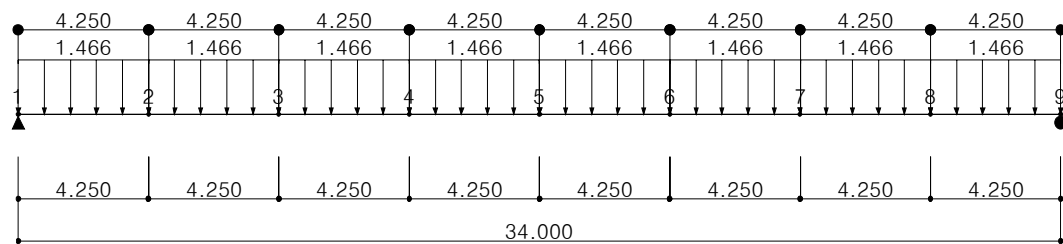
② 슬래브 거푸집 중량

$$W_3 = -1.530 \text{ kN/m}$$

③ 적용 등분포 하중

$$W = 2.996 + (-1.530) = 1.466 \text{ kN/m}$$

④ 해석 모델링 및 작용하중



⑤ 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	24.926	6	198.630	6.232
2	92.694	18.695	7	158.904	12.463
3	158.904	12.463	8	92.694	18.695
4	198.630	6.232	9	0.000	24.926
5	211.872	0.000			

2.4 활하중에 의한 모멘트 및 전단력

1) 충격계수 (도.설 2.1.4)

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.300$$

$$\therefore i = 0.203$$

2) 횡분배계수 (도.설 3.7.2)

(1) 외측 BEAM

- ① 4개 이상의 세로보인 경우 : $(L / 1.65) \times P$ $L < 1.80$
- ② 4개 이상의 세로보인 경우 : $[L / (1.20 + 0.25L)] \times P$ $1.80 \leq L < 4.20$
- ③ 세로보 사이의 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 $L > 4.20$

(2) 내측 BEAM

- ① 1차선의 경우 : $(L / 2.10) \times P$ $L \leq 3.00$
- ② 2차선 이상인 경우 : $(L / 1.65) \times P$ $L \leq 4.20$
- ③ 바닥판을 단순거더로 가정하여 산출한 세로보 위의 반력 $L > 4.20$

3) 외측 BEAM

(1) 작용 활하중

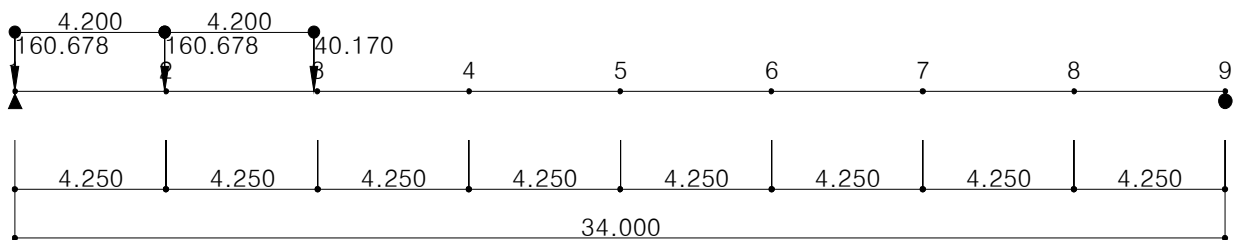
① 전륜하중

$$P_f = 24.000 \times (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) \times 1.392 = 40.170 \text{ kN}$$

② 후륜하중

$$P_r = 96.000 \times (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) \times 1.392 = 160.678 \text{ kN}$$

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	331.836	6	2523.024	105.826
2	1218.193	286.634	7	2052.170	60.624
3	2052.170	241.432	8	1218.193	20.326
4	2523.024	196.230	9	0.000	0.000
5	2651.849	151.028			

4) 내측 BEAM

(1) 작용 활하중

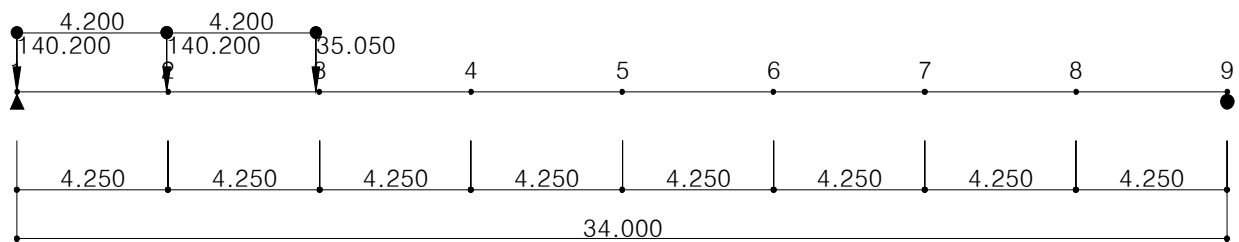
① 전륜하중

$$P_f = 24.000 \times (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) \times 2.550 / 2.10 = 35.050 \text{ kN}$$

② 후륜하중

$$P_r = 96.000 \times (1.0 + (15.0 / (40 + 34.000))) \times 2.550 / 2.10 = 140.200 \text{ kN}$$

(2) 해석 모델링 및 작용하중



(3) 해석 결과

절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	절점 NO.	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)
1	0.000	311.197	6	2459.141	113.992
2	1154.961	271.756	7	1974.675	74.551
3	1974.675	232.315	8	1154.961	35.110
4	2459.141	192.874	9	0.000	0.000
5	2608.359	153.433			

2.5 단면력 집계표

1) 관용적 해석 결과

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외 측 거 더	전 단 력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	346.690	256.914	173.501	90.088	6.676
		합성후 고정하중	400.930	300.697	200.465	100.232	0.000
		활 하 중	331.836	286.634	241.432	196.230	151.028
		계	1475.477	1114.901	797.606	480.310	163.015
	모 멘 트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	1269.134	2183.765	2743.892	2949.515
		합성후 고정하중	0.000	1490.957	2555.927	3194.908	3407.902
		활 하 중	0.000	1218.193	2052.170	2523.024	2651.849
		계	0.000	5362.866	9138.780	11395.174	12153.143
내 측 거 더	전 단 력 (kN)	거 더 자 중	396.022	270.657	182.208	93.760	5.311
		합성전 고정하중	312.187	227.932	156.405	84.878	13.351
		합성후 고정하중	24.926	18.695	12.463	6.232	0.000
		활 하 중	311.197	271.756	232.315	192.874	153.433
		계	1044.331	789.039	583.391	377.743	172.095
	모 멘 트 (kN.m)	거 더 자 중	0.000	1384.581	2346.919	2933.351	3143.876
		합성전 고정하중	0.000	1120.706	1937.422	2450.148	2658.885
		합성후 고정하중	0.000	92.694	158.904	198.630	211.872
		활 하 중	0.000	1154.961	1974.675	2459.141	2608.359
		계	0.000	3752.942	6417.919	8041.269	8622.992

2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산

▪ 바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$
 ▪ PS 강연선 $f = \frac{M}{Z}$, $n = \frac{E_{ps}}{E_{pc}} = \frac{200000.00}{30891.00} = 6.47$

1) 외측 BEAM

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정하중	2949.52	0.4263		6.918			
		0.4812			-6.129		
		0.5492				-5.370	-34.769
합성후 고정하중	3407.90	1.1947	2.853				
		1.6397		2.078			
		0.6790			-5.019		
		0.7399				-4.606	-29.822
활하중	2651.85	1.1947	2.220				
		1.6397		1.617			
		0.6790			-3.906		
		0.7399				-3.584	-23.206
계	12153.14		5.072	18.214	-22.349	-19.989	-87.796

2) 내측 BEAM

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3143.88	0.4137		7.600			
		0.4310			-7.295		
		0.4891				-6.428	
합성전 고정 하중	2658.89	0.4263		6.237			
		0.4812			-5.525		
		0.5492				-4.841	-31.343
합성후 고정 하중	211.87	1.1735	0.181				
		1.6052		0.132			
		0.6769			-0.313		
		0.7379				-0.287	-1.859
활하중	2608.36	1.1735	2.223				
		1.6052		1.625			
		0.6769			-3.854		
		0.7379				-3.535	-22.885
계	8622.99		2.403	15.594	-16.987	-15.091	-56.087

2.7 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 소요 PS 강연선 개수의 약산

① 유효계수 $\eta = P_e / P_t = 0.8$ 로 가정 $\therefore P_t = P_e / 0.8$

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

$$P_e = \frac{\sum f_t - f_{ct}}{1 + \frac{y_{b2}^2}{Y_c^2} e_{p2}} A_c$$

여기서, $\sum f_t$: 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)
 f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)
 A_c : 거더의 순단면적 (mm²)
 y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)
 Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm²)
 e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

$$P_e = ((22.35 - 1.41) \times 789594.03) / (1 + 1077.45 / 588090.88 \times 949.45) = 6033.945 \text{ kN}$$

$$Y_c = 464353043161.34 / 789594.03 = 588090.875 \text{ mm}^2$$

$$P_t = 6033.95 / 0.80 = 7542.432 \text{ kN}$$

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

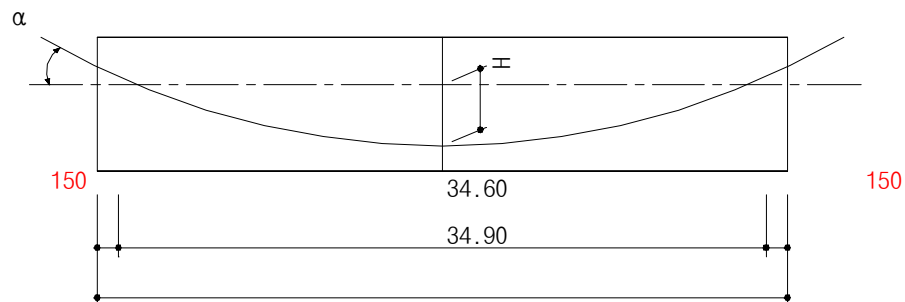
$$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p = 0.8 \times 1600.00 \times 1184.52 = 1516.186 \text{ kN}$$

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 7542.43 / 1516.19 = 4.975 \text{ ea}$$

$\therefore$ PS 강연선 5set 필요

(2) PS 강연선의 배치



(3) PS 강연선을 포물선 형상으로 배치

(단위 : m)

NO	H _{end}	H _{middle}	H	l	a	α (rad)	L
1	1.900	0.200	1.700	34.600	0.0057	0.1941	34.821
2	1.500	0.200	1.300	34.600	0.0043	0.1492	34.730
3	1.100	0.080	1.020	34.600	0.0034	0.1174	34.680
4	0.700	0.080	0.620	34.600	0.0021	0.0716	34.630
5	0.300	0.080	0.220	34.600	0.0007	0.0254	34.604
계				173.000		0.5576	173.465
평 균				34.600		0.1115	34.693

(4) 거더 중심으로부터 거리에 따른 거더 하단에서 강연선까지의 높이 산출

$$y = a \cdot x^2 + 0.20 \quad (\text{강연선 ①②})$$

$$y = a \cdot x^2 + 0.08 \quad (\text{강연선 ③④⑤})$$

(단위 : m)

NO	0.0000	3.0000	6.0000	9.0000	12.0000	15.0000	17.3000
1	0.200	0.251	0.404	0.660	1.018	1.478	1.900
2	0.200	0.239	0.356	0.552	0.825	1.177	1.500
3	0.080	0.111	0.203	0.356	0.571	0.847	1.100
4	0.080	0.099	0.155	0.248	0.378	0.546	0.700
5	0.080	0.087	0.106	0.140	0.186	0.245	0.300

(5) 긴장재의 긴장(Jacking)응력 가정

강연선 번 호	긴장 순서	강연선 단면적 (mm ²)	강연선 가닥수 (Strand)	긴장력 (N)	긴장응력 (MPa)
1	1	98.71	12	1611000.0	1360.0
2	2	98.71	12	1572000.0	1327.1
3	3	98.71	12	1537000.0	1297.6
4	4	98.71	12	1497000.0	1263.8
5	5	98.71	12	1457000.0	1230.0
평 균				1534800.0	1295.7

$$f_{pt1} = (0.90 \times f_{py}) \times 0.90 = 1440.00 \times 0.90 = 1295.71 \text{ MPa} : \text{가정치}$$

(6) 프리스트레스의 즉시 손실 및 긴장재의 초기응력 결정

① PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

$\chi = L / 2 = 34.693 / 2 = 17.346 \text{ m}$: 정착단에서 거더 중심까지의 강연선 평균길이

곡률 마찰계수 $\mu = 0.250 \text{ (1/rad)}$

파상 마찰계수 $\kappa = 0.005 \text{ (1/m)}$

$$\kappa \times \chi + \mu \times \alpha = 0.005 \times 17.346 + 0.250 \times 0.112 = 0.1146$$

$$\therefore \Delta f_{pf} = f_{pt1} (1 - e^{-(\kappa \chi + \mu \alpha)}) = 1295.715 \times (1 - e^{-0.1146}) = 140.310 \text{ MPa}$$

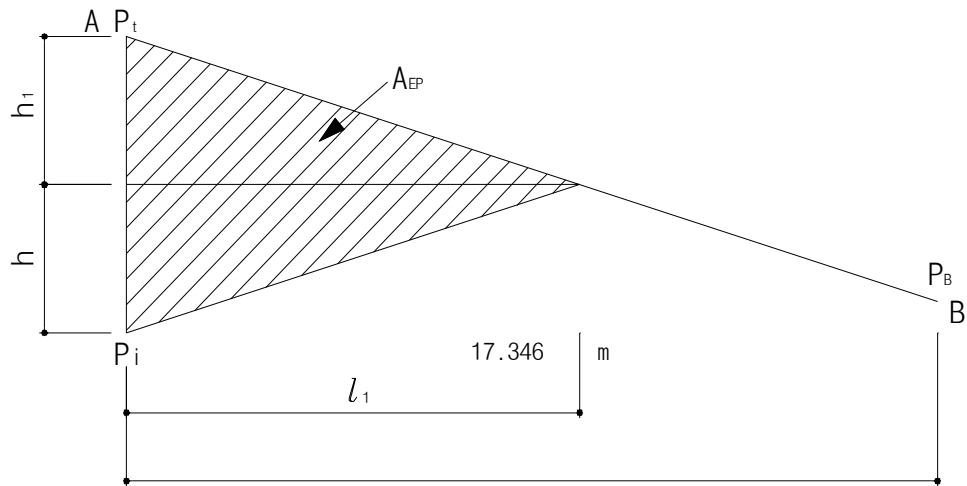
② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$$\Delta l = \frac{A_{EP}}{A_P \times E_{ps}}$$

여기서, Δl : PS 강재의 활동량 (mm) [6.000 mm]
 A_{EP} : 빗금친 부분의 면적
 A_P : PS 강재의 단면적 (mm²) [5,922.600 mm²]
 E_P : PS 강재의 탄성계수 (MPa) [200,000 MPa]

$$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P = 6.0 \times 5922.6 \times 200000.0 = 7107.120 \text{ kN.m}$$



▪ 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$$P_t = 1295.71 \times 5922.60 / 10^3 = 7674.000 \text{ kN}$$

$$P_B = (1295.71 - 140.31) \times 5922.60 / 10^3 = 6843.000 \text{ kN}$$

$$\Delta P_B = P_t - P_B = 7674.00 - 6843.00 = 831.000 \text{ kN}$$

$$l_1 : h_1 = 17.35 : 831.00 \Rightarrow h_1 = l_1 \times 831.00 / 17.35$$

$$A_{EP} = l_1 \times h_1 \times 2ea / 2$$

$$7107.12 = 831.00 / 17.35 \times l_1^2$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{(7107.12 \times 17.35 / 831.00)} = 12.18 \text{ m} < 17.35 \text{ m}$$

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 종단단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \left(\frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} \right)$$

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200000 MPa)
 E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27033 MPa)
 f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생
 하는 긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력
 $f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력
 f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.71 - 140.31 - 0 = 1155.405 \text{ MPa} \\ P_t' &= f_{pt} \times A_p \times N = 1155.40 \times 5922.60 = 6843.000 \text{ kN} \\ f_{ctg'} &= \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843}{789594} + \frac{6843 \times 949}{489076902.53} = 21.951 \text{ MPa(압축)} \\ f_{dog} &= M_d / Z_{p2} = 3143.88 / 489076902.53 = -6.428 \text{ MPa(인장)} \\ &\quad (M_d : \text{거더 자중에 의한 절점 5의 모멘트}) \\ f_{cir} &= \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.95 - 6.43 = 11.132 \text{ MPa} \\ \therefore f_{pel} &= 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.5 \times \frac{200000.00}{27032.90} \times 11.13 = 41.181 \text{ MPa} \end{aligned}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel} \\ &= 1295.71 - 140.31 - 0 - 41.18 = 1114.223 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(7) 프리스트레스의 시간적 손실 및 긴장재의 유효응력 결정

① 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times f_{cir1} - 7 \times f_{cds}$$

(f_{cds} : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연전 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

▪ 외측 거더

$$P_t = 1114.22 \times 5922.60 = 6599.100 \text{ kN}$$

$$f_{cir1} = \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{p2}} - \frac{M_d}{Z_{p2}}$$

$$= \frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{489076902.53} - \frac{3143.88}{489076902.53} = 14.740 \text{ MPa}$$

$$f_{cds} = 5.37 + 4.61 \quad (2.6 \text{ 휨 응력 참조}) = 9.976 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.74 - 7 \times 9.98 = 107.049 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더

$$f_{cds} = 4.84 + 0.29 \quad (2.6 \text{ 휨 응력 참조}) = 5.128 \text{ MPa}$$

$$\therefore \Delta f_{pcr} = 12 \times 14.74 - 7 \times 5.13 = 140.986 \text{ MPa}$$

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\therefore \Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$$

(H_r : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70.00)

$$= 0.80 \times (119.00 - 1.05 \times 70.00) = 36.400 \text{ MPa}$$

③ PS 강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

▪ 저릴랙세이션 강연선 사용

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times \Delta f_{pf} - 0.1 \times \Delta f_{pel} - 0.05 \times (\Delta f_{pcr} + \Delta f_{psh})$$

여기서, Δf_{pf} : 고려되는 시점인 $0.7f_{pu}$ 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35.00 - 0.07 \times 140.31 - 0.10 \times 41.18 - 0.05 \times (107.05 + 36.40) = 13.888 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35.00 - 0.07 \times 140.31 - 0.10 \times 41.18 - 0.05 \times (140.99 + 36.40) = 12.191 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 유효응력

▪ 외측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\ &= 1114.22 - 107.05 - 36.40 - 13.89 = 956.887 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{956.89}{1114.22} = 0.859$$

▪ 내측 거더

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr} \\ &= 1114.22 - 140.99 - 36.40 - 12.19 = 924.647 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{924.65}{1114.22} = 0.830$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

$$\Delta l = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \cdot E_{pss}} \times \text{강연선 길이}$$

$$P_{t1} = P_t \cdot e^{-(\mu\alpha + \kappa x)}$$

강연선 번 호	긴장 순서	P_t (kN)	P_{t1} (kN)	강연선 길이 (L/2, m)	Δl (m)
1	1	1611.000	1406.757	17.411	0.22178
2	2	1572.000	1388.510	17.365	0.21700
3	3	1537.000	1368.600	17.340	0.21267
4	4	1497.000	1348.510	17.315	0.20797
5	5	1457.000	1327.786	17.302	0.20338

(9) 프리스트레스의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

① 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

▪ 프리스트레스에 의한 콘크리트 응력

$$P_t = f_{pt} \times A_p \times N = 1114.22 \times 5922.60 / 10^3 = 6599.100 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6599.10}{789594} - \frac{6599.10 \times 949.45}{413658348.23} = -6.789 \text{ MPa} \\ f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{6599.10}{789594} + \frac{6599.10 \times 949.45}{430974934.98} = 22.896 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{3143.88}{413658348.23} = 7.600 \text{ MPa} \\ f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{3143.88}{430974934.98} = -7.295 \text{ MPa} \end{aligned}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned} f_{ct} \text{ (상면응력)} &= -6.789 + 7.600 = 0.811 \text{ MPa} \\ f_{cb} \text{ (하면응력)} &= 22.896 + -7.295 = 15.601 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더

$$\begin{aligned} f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.859 \times -6.789 = -5.830 \text{ MPa} \\ f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.859 \times 22.896 = 19.663 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(프리스트레스에 의한 콘크리트 응력)

▪ 내측 거더

$$\begin{aligned} f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.830 \times -6.789 = -5.634 \text{ MPa} \\ f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.830 \times 22.896 = 19.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.830	18.214	12.384
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.663	-22.349	-2.686
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						5.072	5.072
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.789	7.600	0.811	-5.634	15.594	9.960
	하연	22.896	-7.295	15.601	19.000	-16.987	2.013
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.403	2.403
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

2.8 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.00}{27804.00} \times \frac{497318427094.83}{2715938917.00} = 203.441$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.44 = 204.441$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.17 - 203.44 \times 0.12 = -23.246$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2$$

$$= 1.17^2 + 0.60 + 203.44 \times 0.12^2 + 203.44 \times 0.00 = 5.868$$

$$P = \left(\frac{1114.22 + 956.89}{2} \right) \times 5922.60 = 6133.178 \text{ kN}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500$$

$$N_c = -\frac{0.50}{-23.25^2 - 204.44 \times 5.87} \times [6133.18 \times \{204.44 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -23.25 \times 0.91\} + 3143.88 \times (-23.25 - 204.44 \times 1.17)]$$

$$- \frac{0.79}{-23.25^2 - 204.44 \times 5.87} \times 2949.52 \times (-23.25 - 204.44 \times 1.17) = -1215.933 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.50}{204.44 \times 5.87 - -23.25^2} \times [6133.18 \times \{-23.25 \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 5.87 \times 0.91\} + 3143.88 \times (5.87 - -23.25 \times 1.17)]$$

$$- \frac{0.79}{204.44 \times 5.87 - -23.25^2} \times 2949.51502 \times (5.87 - -23.25 \times 1.17) = -170.953 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{E_{c1}I_{c1}}{E_{c2}I_{c2}} = \frac{30891.00}{27804.00} \times \frac{497318427094.83}{2644039700.88} = 208.974 \\
 B &= 1 + m = 1 + 208.97 = 209.974 \\
 C &= y_1' - my_2 = 1.17 - 208.97 \times 0.12 = -23.910 \\
 F &= y_1'^2 + r_{c1}^2 + my_2^2 + mr_{c2}^2 \\
 &= 1.17^2 + 0.60 + 208.97 \times 0.12^2 + 208.97 \times 0.00 = 5.974 \\
 P &= \left(\frac{1114.22 + 924.65}{2} \right) \times 5922.60 = 6037.706 \text{ kN} \\
 K &= \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792 \\
 K' &= \frac{\phi_t}{1 + \phi^\infty} = \frac{2.40}{1 + 3.80} = 0.500 \\
 N_c &= - \frac{0.50}{-23.91^2 - 209.97 \times 5.97} \times [6037.71 \times \{ 209.97 \\
 &\quad \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + -23.91 \times 0.91 \\
 &\quad \} + 3143.88 \times (-23.91 - 209.97 \times 1.17)] \\
 &\quad - \frac{0.79}{-23.91^2 - 209.97 \times 5.97} \times 2658.89 \\
 &\quad \times (-23.91 - 209.97 \times 1.17) = -1120.821 \text{ kN} \\
 M_c &= - \frac{0.50}{209.97 \times 5.97 - -23.91^2} \times [6037.71 \times \{ -23.91 \\
 &\quad \times (1.17 \times 0.91 - 0.60) + 5.97 \times 0.91 \\
 &\quad \} + 3143.88 \times (5.97 - -23.91 \times 1.17)] \\
 &\quad - \frac{0.79}{209.97 \times 5.97 - -23.91^2} \times 2658.89 \\
 &\quad \times (5.97 - -23.91 \times 1.17) = -158.161 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

① 외측 거더

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 204.44}{204.44 \times 5.87 - (-23.25)^2} \times \frac{1}{1 + 3.8} = 198.531 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-23.25)}{(-23.25)^2 - 204.44 \times 5.87} \times \frac{1}{1 + 3.8} = 22.574 \text{ kN.m}$$

② 내측 거더

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 209.97}{209.97 \times 5.97 - (-23.91)^2} \times \frac{1}{1 + 3.8} = 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times (-23.91)}{(-23.91)^2 - 209.97 \times 5.97} \times \frac{1}{1 + 3.8} = 22.421 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$\begin{aligned}
 f_{c2}' &= -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' && ; \text{ 바닥판 상연응력} \\
 &= -\frac{-1215932.65}{565820.61} - \frac{-170952663.25 - (-1215932.65 \times 120.00)}{2715938917.00} \\
 &\quad \times 120.00 && = 3.255 \text{ MPa} \\
 f_{c2} &= -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' && ; \text{ 바닥판 하연응력} \\
 &= -\frac{-1215932.65}{565820.61} + \frac{-170952663.25 - (-1215932.65 \times 120.00)}{2715938917.00} \\
 &\quad \times 120.00 && = 1.043 \text{ MPa} \\
 f_{c1}' &= \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1}{I_{c1}} \cdot y_1' && ; \text{ PSC 거더 상연응력} \\
 &= \frac{-1215932.65}{827939.18} + \frac{-170952663.25 + (-1215932.65 \times 1166.52)}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1166.52 && = -5.197 \text{ MPa} \\
 f_{c1} &= \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1}{I_{c1}} \cdot y_1' && ; \text{ PSC 거더 하연응력} \\
 &= \frac{-1215932.65}{827939.18} - \frac{-170952663.25 + (-1215932.65 \times 1166.52)}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1033.48 && = 1.834 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 내측 거더

$$\begin{aligned}
 f_{c2}' &= -\frac{-1120820.67}{550841.60} - \frac{-158160615.85 - (-1120820.67 \times 120.00)}{2644039700.88} \\
 &\quad \times 120.00 && = 3.109 \text{ MPa} \\
 f_{c2} &= -\frac{-1120820.67}{550841.60} + \frac{-158160615.85 - (-1120820.67 \times 120.00)}{2644039700.88} \\
 &\quad \times 120.00 && = 0.961 \text{ MPa} \\
 f_{c1}' &= \frac{-1120820.67}{827939.18} + \frac{-158160615.85 + (-1120820.67 \times 1166.52)}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1166.52 && = -4.792 \text{ MPa} \\
 f_{c1} &= \frac{-1120820.67}{827939.18} - \frac{-158160615.85 + (-1120820.67 \times 1166.52)}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1033.48 && = 1.692 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$\begin{aligned}
 f_{s_2}' &= -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' && ; \text{ 바닥판 상면응력} \\
 &= -\frac{198530.88}{565820.61} - \frac{22574374.93 - 198530.88 \times 120.00}{2715938917.00} \\
 &\quad \times 120.00 && = -0.296 \text{ MPa} \\
 f_{s_2} &= -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' && ; \text{ 바닥판 하면응력} \\
 &= -\frac{198530.88}{565820.61} + \frac{22574374.93 - 198530.88 \times 120.00}{2715938917.00} \\
 &\quad \times 120.00 && = -0.406 \text{ MPa} \\
 f_{s_1}' &= \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' && ; \text{ PSC 거더 상면응력} \\
 &= \frac{198530.88}{827939.18} + \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1166.52 && = 0.836 \text{ MPa} \\
 f_{s_1} &= \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1 && ; \text{ PSC 거더 하면응력} \\
 &= \frac{198530.88}{827939.18} - \frac{22574374.93 + 198530.88 \times 1166.52}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1033.48 && = -0.288 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 내측 거더

$$\begin{aligned}
 f_{s_2}' &= -\frac{196896.24}{550841.60} - \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \\
 &\quad \times 120.00 && = -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s_2} &= -\frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \\
 &\quad \times 120.00 && = -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s_1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1166.52 && = 0.829 \text{ MPa} \\
 f_{s_1} &= \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \\
 &\quad \times 1033.48 && = -0.286 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

2.9 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

(1) 외측 거더

$$\begin{aligned} M_u &= 1.300 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.150 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.300 \times 9501.293 + 2.150 \times 2651.849 = 18053.157 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

(2) 내측 거더

$$\begin{aligned} M_u &= 1.300 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.150 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.300 \times 6014.633 + 2.150 \times 2608.359 = 13426.995 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

(1) 외측 거더

$$\begin{aligned} B &= 2619.34 \text{ mm} \\ b_1 &= 220.00 \text{ mm} : \text{복부 두께} \\ d &= 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 \text{ mm} \\ A_p &= 5 \times 1184.52 = 5922.600 \text{ mm}^2 \\ f_{pe} &= 956.89 \text{ MPa} : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\ \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{956.89}{1900.00} = 0.50 > 0.50 \\ f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.00 \text{ (가정치)} = 1767.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \text{ 에서} \\ x &= \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2619.34} = 0.205 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.20 = 0.174 \text{ m} \\ a &= 0.17 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \end{aligned}$$

$$\epsilon_p = d - x / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{956.89}{200000.00} = 0.005$$

$$\epsilon_p = 2.31 - 0.205 / 0.205 \times 0.003 + 0.005 = 0.036$$

$$\epsilon_p = 0.036 > 0.015$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900 = 1767 \text{ MPa 로 사용함.}$$

■ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\ &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.00 \times (2.31 - 0.17 / 2) \} = 19791.973 \text{ kN.m} \\ \Phi M_n &= 19791.97 \text{ kN.m} > M_{tu} = 18053.16 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

※ f_{pe} / f_{pu} 가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$\begin{aligned}f_{ps} &= f_{pu} \times \{1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck})\} \\ \text{여기서, } \gamma_p &= 0.28 \quad ; \quad \text{PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙сей션 강재)} \\ \beta_1 &= 0.85 \\ \rho_p &= 0.0059 / (2.62 \times 2.31) = 0.0010\end{aligned}$$

$$f_{ps} = 1,856.93 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B \quad \text{에서} \\ a &= \frac{0.0059 \times 1856.93}{0.85 \times 27.00 \times 2.62} = 0.183 \text{ m} \\ a &= 0.18 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급}\end{aligned}$$

■ 연성 한계 검토

$$\begin{aligned}q_p &= \rho_p \times f_{ps} / f_{ck} \quad : \quad \text{사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)} \\ &= 0.0010 \times 1856.93 / 27.00 = 0.067 \\ q_p &= 0.07 < 0.36 \cdot \beta_1 = 0.31 \quad (\text{연성파괴로 되는 저보강임})\end{aligned}$$

따라서, 극한저항모멘트

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\ &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1856926.03 \times (2.31 - 0.17 / 2) \} = 20799.225 \text{ kN.m} \\ \Phi M_n &= 20799.23 \text{ kN.m} > M_{tu} = 18053.16 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

(2) 내측 거더

$$B = 2550.00 \text{ mm}$$

$$b_1 = 220.00 \text{ mm} \quad : \text{복부 두께}$$

$$d = 2200.00 + 240.00 - 128.00 = 2312.000 \text{ mm}$$

$$A_p = 5 \times 1184.52 = 5922.600 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 924.65 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력}$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{924.65}{1900.00} = 0.49 < 0.50$$

$$f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900 \text{ (가정치)} = 1767.000 \text{ MPa}$$

$$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \text{ 에서}$$

$$x = \frac{5922.60 \times 1767.00}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.00} = 0.210 \text{ m}$$

$$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.21 = 0.179 \text{ m}$$

$$a = 0.18 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급}$$

$$\epsilon_p = d - x / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe}$$

여기서, ϵ_{cu} : 콘크리트 압축연단에서의 최대변형률 (= 0.003)

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{924.646634}{200000} = 0.004623233$$

$$\epsilon_p = 2.31 - 0.21 / 0.21 \times 0.003 + 0.00 = 0.035$$

$$\epsilon_p = 0.035 > 0.015$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.930 \times 1900 = 1767 \text{ MPa 로 사용함.}$$

■ 극한 저항모멘트

$$\Phi M_n = \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \}$$

$$= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.00 \times (2.31 - 0.18 / 2) \} = 19770.918 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19770.92 \text{ kN.m} > M_u = 13426.99 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

※ f_{pe} / f_{pu} 가 0.5보다 크거나 같다면 도로교설계기준에 따라 다음과 같이 산출할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \times \{ 1 - (\gamma_p / \beta_1) \times \rho_p \times (f_{pu} / f_{ck}) \}$$

여기서, $\gamma_p = 0.28$; PS 강재 종류에 따른 계수 (저 릴랙сей션 강재)

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_p = 0.0059 / (2.55 \times 2.31) = 0.0010$$

$$f_{ps} = 1,855.75 \text{ MPa}$$

$$A_p \cdot f_{ps} = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot a \cdot B \quad \text{에서}$$

$$a = \frac{0.0059 \times 1855.75}{0.85 \times 27.00 \times 2.55} = 0.188 \text{ m}$$

$$a = 0.19 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급}$$

▪ 연성한계 검토

$$q_p = \rho_p \times f_{ps} / f_{ck} \quad : \text{사각형 단면에서의 강재지수 (도.설 4.6.3.6)}$$

$$= 0.0010 \times 1855.75 / 27.00 = 0.069$$

$$q_p = 0.07 < 0.36 \cdot \beta_1 = 0.31 \quad (\text{연성파괴로 되는 저보강임})$$

따라서, 극한저항모멘트

$$\Phi M_n = \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \}$$

$$= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1855754.72 \times (2.31 - 0.18 / 2) \} = 20763.992 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 20763.99 \text{ kN.m} > M_u = 13426.99 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 균열모멘트 계산

(1) 외측 거더

$$f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{f_{ck}}$$

여기서, $f_{\text{외력}}$: [2.6 고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산] 참조

f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트

$$\begin{aligned} f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' &= -22.35 + 19.66 - M_{cr}' / 678995613.30 \\ &= -0.63 \sqrt{40.00} = -3.98 \end{aligned}$$

$$M_{cr}' = (-2.69 + 3.98) \times 678995613.30 = 881.503 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 12153.143 + 881.503 = 13034.646 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19,791.97 \text{ kN.m} > 1.2 M_{cr} = 15,641.58 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 내측 거더

$$\begin{aligned} f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}' &= -16.99 + 19.00 - M_{cr}' / 676877224.96 \\ &= -0.63 \sqrt{40.00} = -3.98 \end{aligned}$$

$$M_{cr}' = (2.01 + 3.98) \times 676877224.96 = 4059.753 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 8622.992 + 4059.753 = 12682.745 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19770.92 \text{ kN.m} > 1.2 M_{cr} = 15219.29 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}$$

2.12 전단설계 및 전단연결재 산정

1) 극한 전단력의 계산

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.30 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.30 \times 1143.64 + 2.15 \times 331.84 = 2200.181 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.30 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.30 \times 828.27 + 2.15 \times 286.63 = 1693.010 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.30 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.30 \times 733.13 + 2.15 \times 311.20 = 1622.148 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.30 \times (\Sigma \text{고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\ &= 1.30 \times 517.28 + 2.15 \times 271.76 = 1256.743 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}} \\ &= \infty : \text{단 지점부에서의 } M_{\max} = 0 \text{ 이므로} \\ d &= 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 \text{ m} \\ d &= 1.10 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.76 \text{ m} \\ \therefore d &= 1.76 \text{ m 적용함.} \end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\begin{aligned} V_{ci} &= 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{\max}} \quad v \\ \text{여기서, } M_{cr} &= Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do}) \\ f_{pe} &= \frac{0.86 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5667.26 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 11.291 \text{ MPa} \\ M_{cr} &= 0.48 \times (0.5 \times 6324.56 + 11291.15 - 2877.29) = 5570.548 \text{ kN.m} \\ V_{do} &= 270.66 \text{ kN} : \text{거더자중에 의한 전단력} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_w &= 220.00 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께} \\
d &= 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 \text{ m} \\
d &= 1.54 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.76 \text{ m} \\
\therefore d &= 1.76 \text{ m} \text{ 적용함.} \\
V_i &= 1.30 \times (\Sigma \text{거더자중을 제외한 고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\
&= 1.30 \times 557.61 + 2.15 \times 286.63 = 1341.156 \text{ kN} \\
M_{max} &= 1.30 \times (\Sigma \text{거더자중을 제외한 고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\
&= 1.30 \times 2760.09 + 2.15 \times 1218.19 = 6207.235 \text{ kN.m} \\
V_{ci} &= 0.05 \times 6324.56 \times 0.22 \times 1.76 + 270.66 + \\
&+ (1341.16 \times 5570.55) / 6207.23 = 1596.692 \text{ kN} \\
V_{ci} &= 1,596.69 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN} \\
\therefore V_{ci} &= 1,596.69 \text{ kN} \text{ 적용함.}
\end{aligned}$$

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned}
V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \\
&= \infty : \text{단 지점부에서의 } M_{max} = 0 \text{ 이므로} \\
d &= 2.20 - (1.90 + 1.50 + 1.10 + 0.70 + 0.30) / 5 = 1.100 \text{ m} \\
d &= 1.10 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.76 \text{ m} \\
\therefore d &= 1.76 \text{ m} \text{ 적용함.}
\end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.250m 이격부)

$$\begin{aligned}
V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \\
\text{여기서, } M_{cr} &= Z_b (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do}) \\
f_{pe} &= \frac{0.83 \times 6599.10}{827939.18} + \frac{5476.31 \times (1033.48 - 655.95)}{481209827.28} = 10.911 \text{ MPa} \\
M_{cr} &= 0.48 \times (0.5 \times 6324.56 + 10910.72 - 2877.29) = 5387.482 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_{do} &= 270.66 \text{ kN} : \text{거더자중에 의한 전단력} \\
b_w &= 220.00 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께} \\
d &= 2.2 - (1.12 + 0.91 + 0.63 + 0.42 + 0.20) / 5 = 1.544 \text{ m} \\
d &= 1.54 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.76 \text{ m} \\
\therefore d &= 1.76 \text{ m} \text{ 적용함.} \\
V_i &= 1.30 \times (\Sigma \text{거더자중을 제외한 고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\
&= 1.30 \times 246.63 + 2.15 \times 271.76 = 904.889 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{max} &= 1.30 \times (\Sigma \text{거더자중을 제외한 고정하중}) + 2.15 \times (\Sigma \text{활하중}) \\
&= 1.30 \times 1213.40 + 2.15 \times 1154.96 = 4060.586 \text{ kN.m} \\
V_{ci} &= 0.50 \times 6324.56 \times 0.22 \times 1.76 + 270.66 + \\
&+ (904.89 \times 5387.48) / 4060.59 = 2695.674 \text{ kN} \\
V_{ci} &= 2695.67 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN} \\
\therefore V_{ci} &= 2695.67 \text{ kN 적용함.}
\end{aligned}$$

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned}
V_{cw} &= (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p \\
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.86 \times 1114.22 \times 5922.60 = 5667.257 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5667256.99 / 827939.18 = 6.845 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5667256.99 \times \sin 0.1115 = 630.692 \text{ kN} \\
V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.00} + 0.30 \times 6845.02) \times 0.22 \times \\
&1.76 + 630.69 = 2135.981 \text{ kN}
\end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\begin{aligned}
V_{cw} &= (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p \\
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.86 \times 1114.22 \times 5922.60 = 5667.257 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5667256.99 / 827939.18 = 6.845 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5667256.99 \times \sin 0.0825 = 466.861 \text{ kN} \\
V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.00} + 0.30 \times 6845.02) \times 0.22 \times \\
&1.76 + 466.86 = 1972.150 \text{ kN}
\end{aligned}$$

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\begin{aligned}
V_{cw} &= (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p \\
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.83 \times 1114.22 \times 5922.60 = 5476.312 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5476312.15 / 827939.18 = 6.614 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5476312.15 \times \sin 0.1115 = 609.442 \text{ kN} \\
V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.00} + 0.30 \times 6614.39) \times 0.22 \times \\
&1.76 + 609.44 = 2087.942 \text{ kN}
\end{aligned}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\begin{aligned}
V_{cw} &= (0.29\sqrt{f_{ck}} + 0.3f_{pc}) \cdot b_w \cdot d + V_p \\
P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.83 \times 1114.22 \times 5922.60 = 5476.312 \text{ kN} \\
f_{pc} &= P_e \times A_c = 5476312.15 / 827939.18 = 6.614 \text{ MPa} \\
V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5476312.15 \times \sin 0.0825 = 451.132 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_{cw} = \left(\frac{0.29}{1.76} \sqrt{40.00} + 0.30 \times 6614.39 \right) \times 0.22 \times \frac{1}{451.13} = 1929.631 \text{ kN}$$

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 2,136.0] = 2135.981 \text{ kN}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,596.7, V_{cw} = 1,972.2] = 1596.692 \text{ kN}$$

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 2,087.9] = 2087.942 \text{ kN}$$

② 절점 2 (지점에서 1,384.5814m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 2,695.7, V_{cw} = 1,929.6] = 1929.631 \text{ kN}$$

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 2135.98 = 1708.785 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 2200.18 - 1708.78 = 491.396 \text{ kN}$$

$$V_s = 614.25 \text{ kN} < \frac{2}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.58 \text{ kN}$$

$$< \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.29 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 614.25 \text{ kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1596.69 = 1277.353 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1693.01 - 1277.35 = 415.657 \text{ kN}$$

$$V_s = 519.57 \text{ kN} < \frac{2}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.58 \text{ kN}$$

$$< \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.29 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 519.57 \text{ kN 적용함. (전단철근 간격은 최대간격 사용)}$$

(2) 내측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 2087.94 = 1670.353 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1622.15 - 1670.35 = -48.205 \text{ kN}$$

$$V_s = -60.26 \text{ kN} < \frac{2}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.58 \text{ kN}$$

$$< \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.29 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 0.00 \text{ kN 적용함. (전단철근 필요없음)}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1929.63 = 1543.705 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1256.74 - 1543.70 = -286.962 \text{ kN}$$

$$V_s = -358.70 \text{ kN} < \frac{2}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.58 \text{ kN}$$

$$< \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.29 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 0.00 \text{ kN 적용함. (전단철근 필요없음)}$$

6) 스테럽의 배치간격 결정

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

(1) 외측 거더

① 절점 1 (지점)

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{614245.09} = 341.43 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 341.43 \text{ mm} < 200.00 \text{ mm} \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 절점 2 (지점에서 4.2500m 이격부)

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{519570.81} = 403.64 \text{ mm}$$

$$300.00 \text{ mm} < 0.75 h = 1650.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 403.64 \text{ mm} < 300.00 \text{ mm} \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더

① 합성 후 고정 하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{400929.65}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.394 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{331835.68}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.326 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1215.93 - 198.53) \times 10^3}{760.00 \times 2619.34} = 0.511 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 0.00001 \times 5 \times 27804.00 \times 240.00 \times 2619.34 = 873.938 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{873938.22}{760.00 \times 2619.34} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.39 + 2.15 \times 0.33 \\
 &= 1.21 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.39 + 1.30 \times 0.33 + 1.30 \times (0.51 + 0.44) \\
 &= 2.17 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.97 \text{ mm}$$

(2) 내측 거더

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{24926.06}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.024 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{311196.52}{760.00 \times (2440.00 - 1100.00)} = 0.306 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1120.82 - 196.90) \times 10^3}{760.00 \times 2550.00} = 0.477 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 0.00001 \times 5 \times 27804.00 \times 240.00 \times 2550.00 = 850.802 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.02 + 2.15 \times 0.31 \\
 &= 0.69 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.02 + 1.30 \times 0.31 + 1.30 \times \\
 &\quad (0.48 + 0.44) \\
 &= 1.62 \text{ MPa} < 3.50 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

사용 전단 철근량 : $D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.2 \text{ mm}^2$

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.97 \text{ mm}$

2.13 처짐 계산

1) 고정하중 및 활하중에 의한 처짐 계산

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E_{pc} \times I}$$

여기서, L : 전체 지간 = 34000 mm
 E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891 MPa
 I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

구 분		절 점	1	2	3	4	5
		거 리	0.0000	4.2500	8.5000	12.7500	17.0000
외측 거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-9.880	-18.141	-23.587	-25.488
		합성후 고정하중	0.000	-5.509	-10.109	-13.135	-14.188
		활 하 중	0.000	-3.720	-6.921	-9.084	-9.757
		계	0.000	-29.718	-54.624	-71.078	-76.733
내측 거더	처짐 (δ) (mm)	거 더 자 중	0.000	-10.609	-19.453	-25.272	-27.300
		합성전 고정하중	0.000	-8.804	-16.177	-21.052	-22.760
		합성후 고정하중	0.000	-0.340	-0.624	-0.811	-0.876
		활 하 중	0.000	-3.224	-5.998	-7.872	-8.455
		계	0.000	-22.977	-42.252	-55.006	-59.391

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

$$P_i = 1114.223422 \times 5922.6 = 6,599.10 \text{ kN}$$

$$\delta_p = -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I}$$

$$= -\frac{6599099.64 \times (1077.45 - 1100.00) \times 34000.00^2}{8 \times 30891.00 \times 464353043161.34} -$$

$$= \frac{5 \times 6599099.64 \times (1100.00 - 128.00) \times 34000.00^2}{48 \times 30891.00 \times 464353043161.34}$$

$$= -52.35 \text{ mm}$$

3) 활하중 처짐 검토

(1) 허용처짐

$$\delta_a = L / 800 = 34000.00 / 800.00 = 42.500 \text{ mm}$$

(2) 외측 거더

$$\delta = 9.76 \text{ mm} < 42.50 \text{ mm} \therefore 0.K$$

(3) 내측 거더

$$\delta = 8.46 \text{ mm} < 42.50 \text{ mm} \therefore 0.K$$

(4) 프리스트레스 도입시

① 외측 거더

$$\delta_{s1} = 27.30 - 52.35 = -25.05 \text{ mm (상향)}$$

② 내측 거더

$$\delta_{s1} = 27.30 - 52.35 = -25.05 \text{ mm (상향)}$$

(5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

① 외측 거더

$$\begin{aligned} \delta_{s2} &= 27.30 - 52.35 + 25.49 + (3.80 - 2.40) \times \\ &\quad (27.30 - 52.35) = -34.63 \text{ mm (상향)} \end{aligned}$$

② 내측 거더

$$\begin{aligned} \delta_{s2} &= 27.30 - 52.35 + 22.76 + (3.80 - 2.40) \times \\ &\quad (27.30 - 52.35) = -37.35 \text{ mm (상향)} \end{aligned}$$

(6) 사용하중 작용시 (최종)

① 외측 거더

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 27.30 - 0.86 \times 52.35 + 25.49 + 14.19 + \\ &\quad (3.80 - 2.40) \times (27.30 - 52.35) + \\ &\quad 2.40 \times (27.30 - 0.86 \times 52.35 + 25.49 + \\ &\quad 14.19) + 9.76 = 49.56 \text{ mm (하향)} \end{aligned}$$

② 내측 거더

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 27.30 - 0.83 \times 52.35 + 22.76 + 0.88 + \\ &\quad (3.80 - 2.40) \times (27.30 - 52.35) + \\ &\quad 2.40 \times (27.30 - 0.83 \times 52.35 + 22.76 + \\ &\quad 0.88) + 8.46 = -1.13 \text{ mm (상향)} \end{aligned}$$

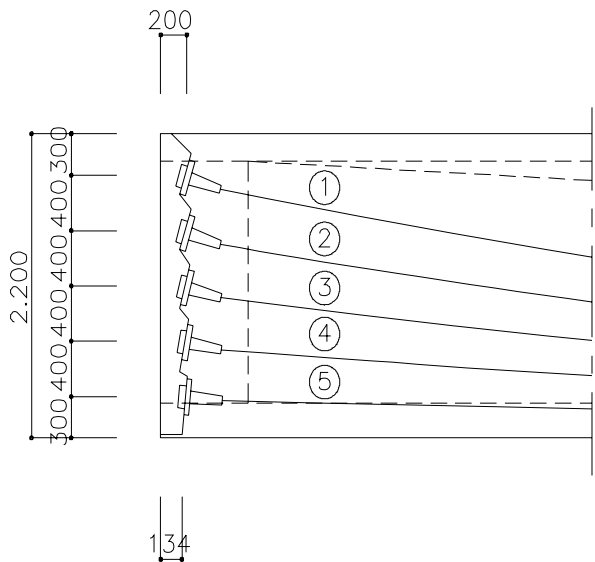
3. 정착부 검토

1) 설계조건

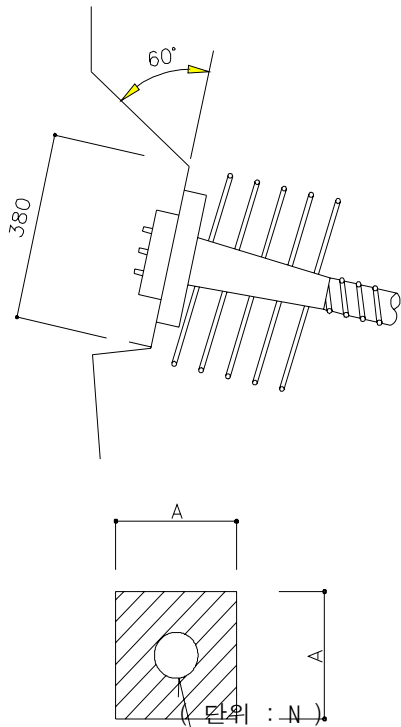
(1) 정착판 규격

280.000 mm × 280.00 mm = 78400.00 mm² (도로공사 표준도)

(단부상세)



(앵커상세)



(2) 긴장력 (4. BEAM검토의 프리스트레스 계산 참조)

강선 번호	긴 장 력 (P_t)	초기 Prestress (P_i)	유효 Prestress (P_e)
1	1611000.000	1385346.563	1189725.177
2	1572000.000	1351809.309	1160923.637
3	1537000.000	1321711.773	1135076.100
4	1497000.000	1287314.590	1105536.058
5	1457000.000	1252917.406	1075996.017
계	7674000.000	6599099.640	5667256.989
평 균	1534800.000	1319819.928	1133451.398

① 초기 Prestress(P_i) = 긴장력(P_t) × 즉시 손실률

즉시 손실률 = 1319819.93 / 1534800.00 = 85.99%

② 유효 Prestress(P_e) = 초기 Prestress(P_i) × 유효계수

유효계수 : η = 0.859 (내·외측 거더 중 큰 값 적용)

2) 지압응력 검토

(1) 강선 ①번 검토

① 긴장재 정착 직후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)
 A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 뒀은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적
(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm²)
 A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm²)

$$f_{api} = 0.7 \times 32 \times \sqrt{(160000 / 78400 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$

$$\therefore 30.39 \text{ MPa} < 35.20 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_t (\text{긴장력}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1611000.00 / 60728.54 = 26.528 \text{ MPa}$$

$$\therefore 26.53 \text{ MPa} < 30.39 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

② Prestress 손실 발생 후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000 / 78400)} = 28.571 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.57 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_e (\text{유효 Prestress}) / A_e (\text{정착판의 유효면적})$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1189725.18 / 60728.54 = 19.591 \text{ MPa}$$

$$\therefore 19.59 \text{ MPa} < 28.57 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

(2) 강선 ②번 검토

① 긴장재 정착 직후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)} \leq 1.1 f_{ci}$$

여기서, f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 (= 32 MPa)
 A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닻은꼴을 부재 단부에 가장 크게 그렸을 때 그 도형의 면적
(= 400 mm × 400 mm = 160000 mm²)
 A_b : 정착판의 면적 (= 78400 mm²)

$$f_{api} = 0.70 \times 32.00 \times \sqrt{(160000 / 78400 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$
$$\therefore 30.39 \text{ MPa} < 35.20 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_t \text{ (긴장력)} / A_e \text{ (정착판의 유효면적)}$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1572000.00 / 60728.54 = 25.886 \text{ MPa}$$

$$\therefore 25.89 \text{ MPa} < 30.39 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

② Prestress 손실 발생 후

㉠ 허용 지압 응력

$$f_{api} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)} \leq 0.9 f_{ck}$$

여기서, f_{ck} : 프리스트레스 콘크리트 압축강도 (= 40 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000 / 78400.00)} = 28.57 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.57 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

$$f_{b1} = P_e \text{ (유효 Prestress)} / A_e \text{ (정착판의 유효면적)}$$

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.54 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1160923.64 / 60728.54 = 19.12 \text{ MPa}$$

$$\therefore 19.12 \text{ MPa} < 28.57 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

(3) 정착부의 파열력에 대한 보강 철근량 산정

(도.설 4.6.3.9)

$$T_{burst} = 0.25 \Sigma P_u (1 - a/h) + 0.5 P_u \sin \alpha$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

$$T_{spall} = 0.02 \times P_u$$

여기서, T_{burst} : 정착부에서의 파열력
 d_{burst} : 정착장치와 파열력의 도심 사이의 거리
 T_{spall} : 할렬력 (할렬력은 전체 계수 긴장력의 2% 이상 취해야 한다)
 a : 정착판의 일변길이 (mm) (280 × 280)
 P_u : 긴장재의 긴장력
 h : 정착단면의 치수 (mm)
 α : 부재의 도심선에 대한 긴장력의 경사각
 e : PS 강재의 도심의 편심량, 단면의 도심에 대한 정착장치 또는 정착장치 군의 편심 (항상 양의 값, mm)

※ 위 식을 적용하는 데 있어 만일 긴장재가 한 개 이상이라면 규정된 긴장 순서를 고려해야 한다.

① 정착부의 파열응력 검토 (높이 방향)

$$T_{burst} = 0.25 \times 7674.00 \times (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.5 \times 1534.80 \times \sin 0.1115 = 1027.21 \text{ kN}$$

$$d_{burst} = 0.5 \times (2200.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 \times \sin 0.1115 = 1100.00 \text{ mm}$$

$$e = \frac{2200}{2} - \frac{1 \times 400.00 + 2 \times 400.00 + 3 \times 400.00}{5} - \frac{4 \times 400.00 + 5 \times 300.00}{5} = 0.00 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6 f_y 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.00 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 1027210.76 / 180.00 = 5706.73 \text{ mm}^2$$

∴ 보강철근은 단부로부터 1.100m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

$$D 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 5706.73 / 198.60 = 28.70 \text{ ea}$$

$$USE. A_s = 16 - 21 \text{ ea} - 12 \text{ layer} = 50047.00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 5707 \text{ mm}^2 < USE. A_s = 50047 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.}$$

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

$$T_{burst} = 0.25 \times 1611.00 \times (1 - 280.00 / 720.00) + 0.50 \times 1534.80 \times \sin 0.1941 = 394.11 \text{ kN}$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (720.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 \times \sin 0.1941 = 360.00 \text{ mm}$$

$$e = 0.00 = 0.00 \text{ mm}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.00 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.51 \text{ mm}^2$$

∴ 보강철근은 단부로부터 0.400m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 2189.51 / 198.60 = 11.00 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 4 \text{ ea} - 5 \text{ layer} = 3972.00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 2190 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 3972 \text{ mm}^2 \quad 0.K.$$

(4) 도로교설계기준을 기초로한 정착부의 단부 할렬력에 대한 검토 (도.설 4.6.3.9 (6) ④ (아))

" 중심 간격이 단면 깊이의 0.4배 미만인 다중 정착구에서 할렬력은 어떠한 경우에도

할렬력을 전체 계수긴장력의 2%보다 작게 취해서는 안된다."

" 긴장재 전체의 도심이 단면의 핵 외부에 위치한다면 할렬력과 종방향 단부 인장력 둘 다

발생하게 된다."

① 단부 인장력에 대한 검토

$$e = 0.00 \text{ mm}$$

$$y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.67 \text{ mm}$$

$$\therefore e = 0.00 \text{ mm} < y_c = 366.67 \text{ mm} \quad (\text{단부 인장력이 발생하지 않는다})$$

② 할렬력에 대한 검토

$$T_{spall} = 0.02 \times 7674.00 = 153.48 \text{ kN}$$

∴ 철근은 최대 긴장력에 대하여 0.6fy 이하의 응력을 받도록 설계하여야 한다.

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.00 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.67 \text{ mm}^2$$

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 852.67 / 198.60 = 4.30 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 5 \text{ ea} - 1 \text{ layer} = 993.00 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 853 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 993 \text{ mm}^2 \quad 0.K.$$