

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

- 1) 교 량 명 : 산수교 (SEG 1)
- 2) 교량등급 : 1 등교 (DB-24 및 DL-24 적용)
- 3) 교량형식 : PSC BEAM교
- 4) 교량연장 : $35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 \text{ m}$
- 5) 교량폭원 : 12.625 m
- 6) 거더간격 : 2.550 m
- 7) 사 각 : 90.0°

1.2 하 중

- 1) 고정하중 (도.설 2.1.2)
 - ① 철근 콘크리트 : $W_{c1} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
 - ② 무근 콘크리트 : $W_{c2} = 23.5 \text{ kN/m}^3$
 - ③ 포 장 : $W_a = 23.5 \text{ kN/m}^3$

- 2) 활하중 (도.설 2.1.3)
 - ① DB-24 :- $Pr = 96.0 \text{ kN}$
 $- Pf = 24.0 \text{ kN}$
 - ② DL-24 :- $Wl = 12.7 \text{ kN/m}$
 $- Pm = 108.0 \text{ kN}$
 $- Ps = 156.0 \text{ kN}$
 - ③ 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$ (도.설 2.1.4)

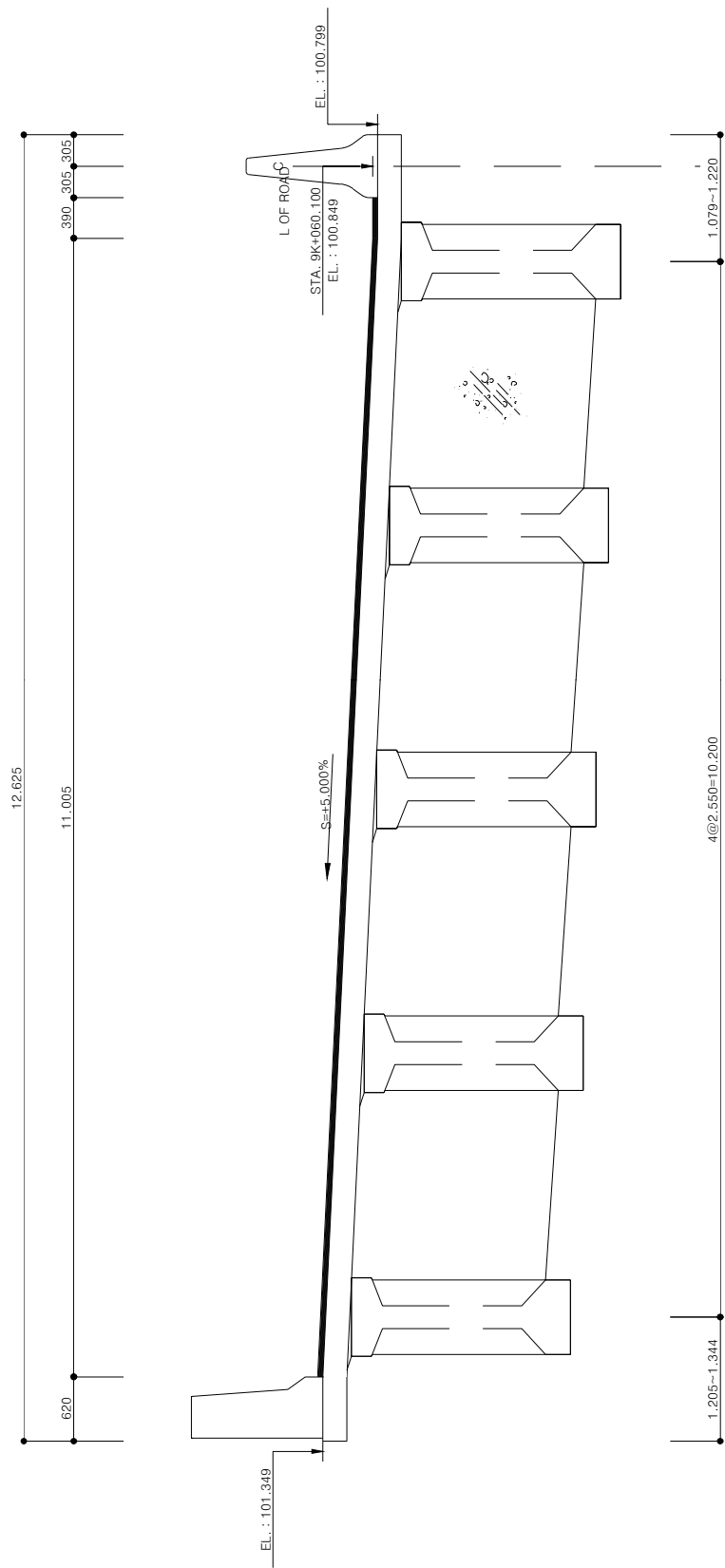
1.3 사용재료

- 1) SLAB 콘크리트
 - ① 설계 기준 강도 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
 - ② 허용 휨압축강도 : $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 11.0 \text{ MPa}$
 - ③ 탄 성 계 수 : $E_c = 27804 \text{ MPa}$
- 2) 철 근
 - ① 항복 강도 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 - ② 탄성 계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

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. 설계단면



3. 바닥판의 설계

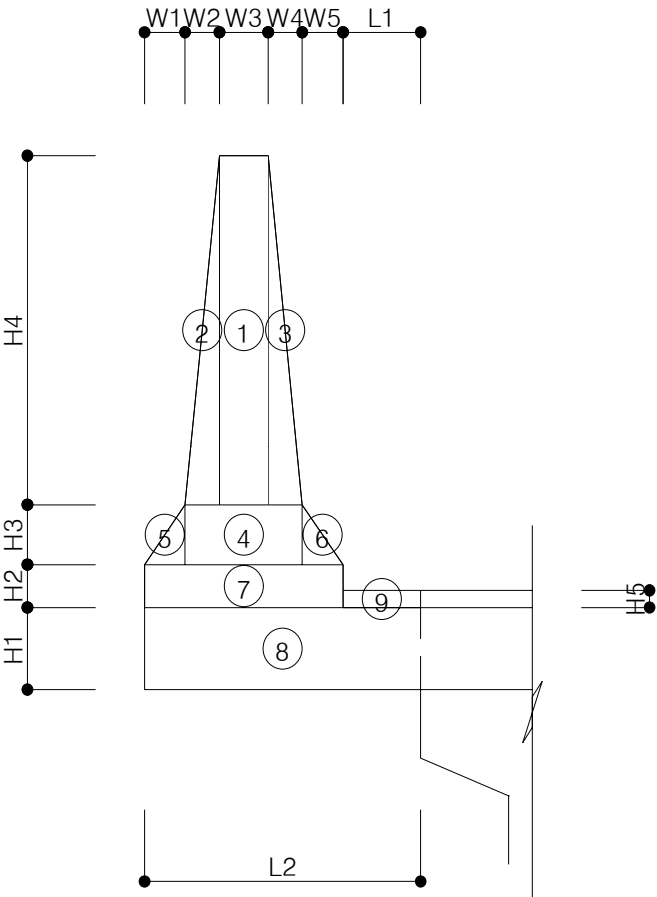
* 바닥판의 유효지간장 산정 (도.설 4.7.3)

상부플랜지폭 / 바닥판두께 = 0.760 / 0.240 = 3.167 < 4 이므로,
 바닥판 유효지간장은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

3.1 캔틸레버부

3.1.1 좌측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m ³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000 kN/m ³	H2 =	0.125 m	W1 =	0.125 m
콘크리트 교면포장 단위중량	: 23.500 kN/m ³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.105 m
설계 속도	100.0 km/h	H4 =	1.020 m	W3 =	0.150 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.105 m
곡선 반경(R)	1025.0 m			W5 =	0.125 m
				L1 =	0.239 m
				L2 =	0.849 m
				L3 =	0.910 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)	거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	$0.15 \times 1.02 \times 25 = 3.825$	0.544	2.081
2	$\frac{1}{2} \times 0.105 \times 1.02 \times 25 = 1.339$	0.654	0.876
3	$\frac{1}{2} \times 0.105 \times 1.02 \times 25 = 1.339$	0.434	0.581
4	$0.36 \times 0.175 \times 25 = 1.575$	0.544	0.857
5	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.766	0.209
6	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.322	0.088
7	$0.61 \times 0.125 \times 25 = 1.906$	0.544	1.037
8	$0.849 \times 0.24 \times 25 = 5.094$	0.425	2.162
9	$0.239 \times 0.05 \times 23.5 = 0.281$	0.120	0.034
TOTAL	15.905		7.925

$$\therefore M_d = 7.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

- ① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

$$\begin{aligned}
 H &= (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\
 &= (100.000 / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 23333.333 \text{ N/m} = 23.333 \text{ kN/m} \\
 \text{작용높이 } h &= 1.170 \text{ m} \\
 M_{co} &= 23.333 \times 1.170 = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

$$\begin{aligned}
 \text{작용높이 } h &= 1.440 \text{ m} \\
 M_{co} &= 10.000 \times 1.440 = 14.400 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 풍하중

$$\begin{aligned}
 P_w &= 3.000 \text{ kN/m}^2 \times 1.270 \text{ m} = 3.810 \text{ kN/m} \\
 M_w &= 3.810 \text{ kN/m} \times 0.685 \text{ m} = 2.610 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

라) 하중 조합

(도.설 2.2.3.2)

$$\begin{aligned}\textcircled{1} \quad Mu1 &= 1.3 \quad Md \\ &= 1.3 \times 7.925 &= 10.302 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \textcircled{2} \quad Mu2 &= 1.3 \quad Md + 1.3 \quad Mco \\ &= 1.3 \times 7.925 + 1.3 \times 27.3 &= 45.792 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \textcircled{3} \quad Mu3 &= 1.3 \quad Md + 0.65 \quad Mw \\ &= 1.3 \times 7.925 + 0.65 \times 2.61 &= 11.998 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \textcircled{4} \quad Mu4 &= 1.2 \quad Md + 1.2 \quad Mw + 1.2 \quad Mco \\ &= 1.2 \times 7.925 + 1.2 \times 2.61 + 1.2 \times 27.3 &= 45.401 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\ \textcircled{5} \quad Mu5 &= 1.3 \quad Md + 1.3 \quad Mw \\ &= 1.3 \times 7.925 + 1.3 \times 2.61 &= 13.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}\end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 45.792 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

마) 캔틸레버판 단부설계

(도.설 4.7.6.4)

- ① 주철근량: 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.
- ② 배력철근량: 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.
- ③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

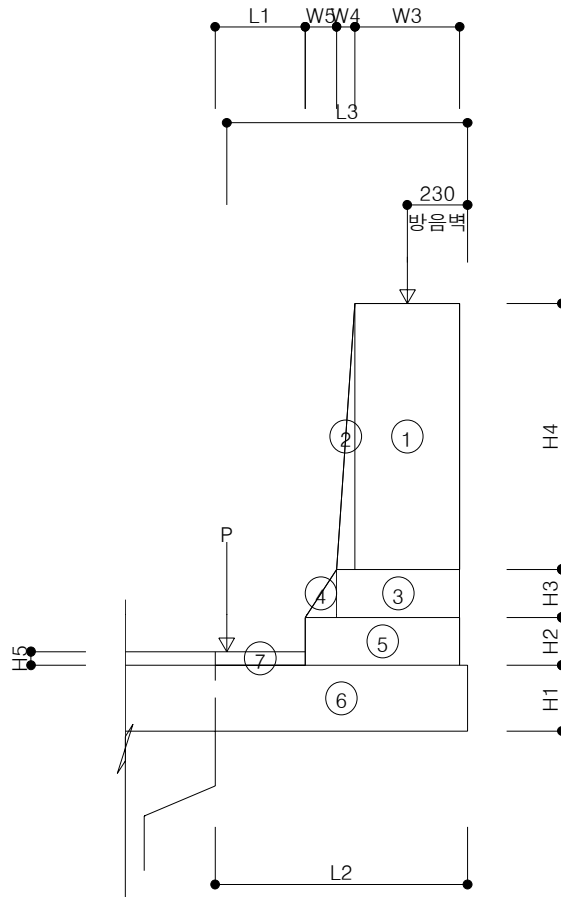
바) 바닥판의 최소 두께

(도.설 3.6.1.5)

활하중이 없으므로 차도부 바닥판의 최소두께 220 mm이상을 사용한다. $\Rightarrow$ 240 mm 사용 0.K

3.1.2 우측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m ³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000 kN/m ³	H2 =	0.175 m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장 단위중량	23.500 kN/m ³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.000 m
설계 속도	100.0 km/h	H4 =	0.970 m	W3 =	0.400 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.070 m
곡선 반경(R)	1025.0 m			W5 =	0.120 m
방음벽높이	2.000 m			L1 =	0.344 m
				L2 =	0.964 m
				L3 =	0.920 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)	거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	$0.4 \times 0.97 \times 25 = 9.700$	0.734	7.120
2	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.97 \times 25 = 0.849$	0.511	0.433
3	$0.47 \times 0.175 \times 25 = 2.056$	0.699	1.437
4	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.424	0.111
5	$0.59 \times 0.175 \times 25 = 2.581$	0.639	1.649
6	$0.964 \times 0.24 \times 25 = 5.784$	0.482	2.788
7	$0.344 \times 0.05 \times 23.5 = 0.404$	0.172	0.070
8	방음벽 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.734	0.734
TOTAL	22.637		14.343

$$\therefore M_d = 14.343 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭

(도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.044 + 1.14 = 1.175 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.044 \text{ m}$$

충격계수

(도.설 2.1.4)

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.044) = 0.375 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3$$

$$M_{I+i} = Pr/E \cdot X \cdot (1 + i) = (96 / 1.175) \times 0.044 \times (1 + 0.3) = 4.673 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = (100.000 / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 23333.333 \text{ N/m} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.170 \text{ m}$$

$$M_{co} = 23.333 \times 1.170 = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

$$\text{작용높이 } h = 1.440 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.440 = 14.400 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

【 단철근보 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	45.8	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.00 = 397200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 17.307 \text{ mm, } c = 17.307 / \beta_1 = 17.307 / 0.85 = 20.361 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (180.00 - 20.361) / 20.361 = 0.02352$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 777.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.277]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00552$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 17.307 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 993.000 \times 400 \times (180.00 - a/2) = 57.850 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 45.793 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.263]$$

【 배력철근 검토 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 794.4 mm²

H16 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 mm²

480.0 mm² < 794.4 mm² ∴ 0.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.849) = 130.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 794.4 mm²

H16 - CTC 250

필요철근량 : 777.5 x 0.670 = 520.9 mm² < 794.4 mm² ∴ 0.K

【 균열검토 : 좌측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8.708 \times 1000000 / [993.000 \times (180.000 - 43.553/3)] \\ = 52.993 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 993.000/1000.0 + 7 \times 993.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 180.0 / (7 \times 993.000)} \\ = 43.553 \text{ mm}$$

사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 60.00 - 16/2 = 52.00 \text{ mm}$$

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.99) - 2.5 \times 52.00 = 1356.05 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 52.99) = 1188.84 \text{ mm}$$

Sa는 작은 값인 1188.84 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 1188.84 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

【 단부 설계 : 좌측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.849m 이상 배치한다.

- 주철근

$$A_s \text{ req} = 777.511 \times 2 = 1555.022 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} = 1986.000 \text{ mm}^2$$

$$H16 - CTC 100.0 = 1986.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.277] \quad \therefore 0.K$$

- 배력철근

$$A_s \text{ req} = 520.932 \times 2 = 1041.865 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} : 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$H16 - CTC 125.0 = 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.525] \quad \therefore 0.K$$

【 처짐검토 : 좌측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

$$t_{\min} = L / 10 = 849.0 / 10 = 84.9 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 84.9 \text{ mm} \leq h = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	74.9	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1432.500 \times 400.00 = 573000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 24.967 \text{ mm, } c = 24.967 / \beta_1 = 24.967 / 0.85 = 29.373 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (180.00 - 29.373) / 29.373 = 0.01538$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \text{ ----- ①}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- ②}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1307.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1432.5 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.096]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00796$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 24.967 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1432.500 \times 400 \times (180.00 - a/2) = 81.589 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 74.942 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 1.089]}$$

【 배력철근 검토 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 mm²

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 mm²

480.0 mm² < 1146.0 mm² ∴ 0.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.964) = 122.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 mm²

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1307.3 x 0.670 = 875.9 mm² < 1146.0 mm² ∴ 0.K

【 균열검토 : 우측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 32.146 \times 1000000 / [1432.500 \times (180.000 - 50.886/3)] \\ = 137.641 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1432.500/1000.0 + 7 \times 1432.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 180.0)/(7 \times 1432.500)]} \\ = 50.886 \text{ mm}$$

사용철근량 = 1432.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 60.00 - 19/2 = 50.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 137.64) - 2.5 \times 50.50 = 445.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 137.64) = 457.71 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 445.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 445.89 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

【 단부 설계 : 우측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.964m 이상 배치한다.

- 주철근

$$A_s \text{ req} = 1307.279 \times 2 = 2614.558 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} = 2865.000 \text{ mm}^2$$

$$H19 - CTC 100.0 = 2865.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.096] \quad \therefore 0.K$$

- 배력철근

$$A_s \text{ req} = 875.877 \times 2 = 1751.754 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} : 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$H19 - CTC 125.0 = 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.308] \quad \therefore 0.K$$

【 처짐검토 : 우측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

$$t_{\min} = L / 10 = 964.0 / 10 = 96.4 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 96.4 \text{ mm} \leq h = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 경험적설계조건 : 중앙부 】

바닥판 두께 : 240 mm 유효지간 : 1790 mm 철근덮개(상면) : 60 mm 철근덮개(하면) : 40 mm

- ① 지지부재 : PSC 거더
- ② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함.
- ③ 주거더 플랜지부의 현치와 같이 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함.
- ④ 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하
$$6 < 1.790 / 0.240 = 7.458 < 15 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상
$$8.000 + 140.000 + 8.000 = 156.000 > 150 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑥ 유효지간이 표준차선평폭 3.6m 이하
$$1.790 < 3.6 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm
- ⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우
 - ▷ 좌측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : $1.229 \geq 0.240 \times 3 = 0.720 \quad \text{---> } 0.K$
 - ▷ 우측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : $1.229 \geq 0.240 \times 3 = 0.720 \quad \text{---> } 0.K$
- ⑨ 콘크리트의 28일 압축강도는 27 Mpa 이상
- ⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동

【 경험적설계법 : 중앙부 】

1) 철근배근량

- ① 지간방향 :
 - 상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 - 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상
- ② 지간방향에 직각방향 :
 - 상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 - 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

2) 사용철근량

① 일반부 주철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(1 Cycle)
		H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(2 Cycle)
	합계					993.000 mm ²	=> 0.K
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.4%	=	960.000 mm ²	
	사용철근량	: H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(1 Cycle)
		H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(2 Cycle)
	합계					993.000 mm ²	=> 0.K

② 일반부 배력철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16 @ 250	=			794.400 mm ²	=> 0.K
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16 @ 250	=			794.400 mm ²	=> 0.K

③ 단부 주철근

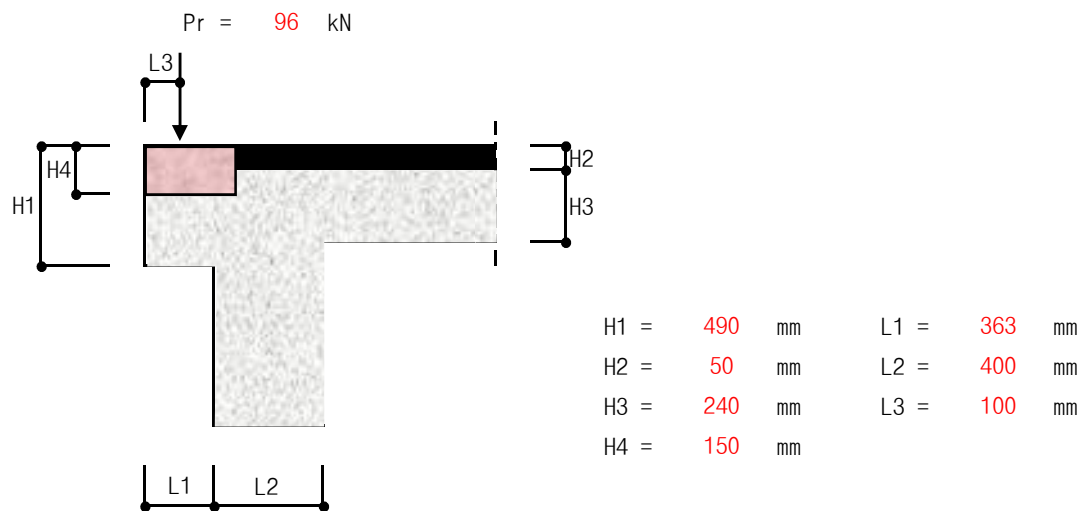
필요철근량	: 960	×	1배	=	960.000 mm ²	
사용철근량	: H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(1 Cycle)
	H16 @ 400	=			496.500 mm ²	(2 Cycle)
합계					993.000 mm ²	=> 0.K

④ 단부 배력철근

필요철근량	: 720	×	1배	=	720.000 mm ²	
사용철근량	: H16 @ 250	=			794.400 mm ²	=> 0.K

3.3 슬래브판 단부

1) 설계단면 (도.설.기 4.7.3)



2) 하중계산

① 고정하중

$$P_d = L1 \times H1 \times W_c = 0.363 \times 0.490 \times 25.0 = 4.450 \text{ kN/m}$$

$$M_d = P_d \times L1 / 2 = 4.450 \times 0.363 / 2 = 0.810 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중

$$\begin{aligned} \text{충격계수 } i &= 15 / (40 + L) \quad (\text{도.설.기 2.1.4}) \\ &= 15 / (40 + 0.263) = 0.373 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \end{aligned}$$

- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우) (도.설.기 4.7.5.2)

$$\begin{aligned} E &= 0.350 X + 0.980 \\ 0.350 \times 0.263 + 0.980 &= 1.072 \text{ m} < 2.100 \text{ m} \quad \therefore E = 1.072 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{P}{E} X = \frac{96 \times (1 + 0.300)}{1.072} \times 0.263 = 30.618 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 모멘트 요약 정리

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
M (kN · m)	0.810	30.618	
V (kN)	4.450	116.418	

3) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	사용하중 조합
	1.30	2.15	계수하중 조합

② 하중조합 결과

구 분	사용하중 조합	계수하중 조합	비 고
M (kN · m)	31.428	66.882	
V (kN)	120.868	256.084	

4) 단면검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	340.0	280.0	60.0	66.9	0.0

* 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1324.000 \times 400.00 = 529600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.076 \text{ mm, } c = 23.076 / \beta_1 = 23.076 / 0.85 = 27.149 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 27.149) / 27.149 = 0.02794$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 718.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.843]

1단 : H16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00473$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1324.000 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 120.851 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 66.875 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.807]}$$

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)	
균 열 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

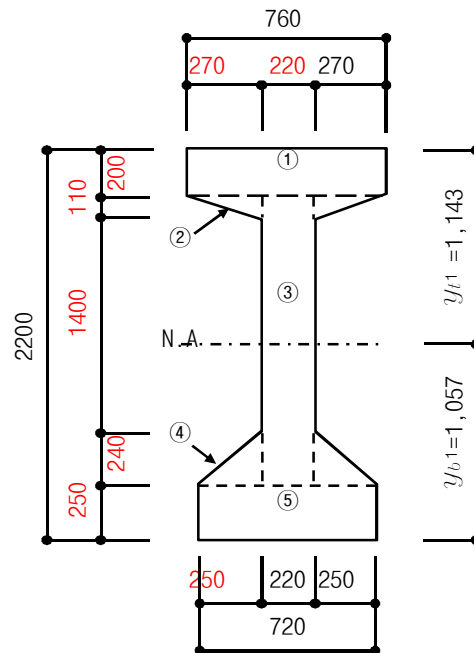
1.4 참고문헌

- 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

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

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

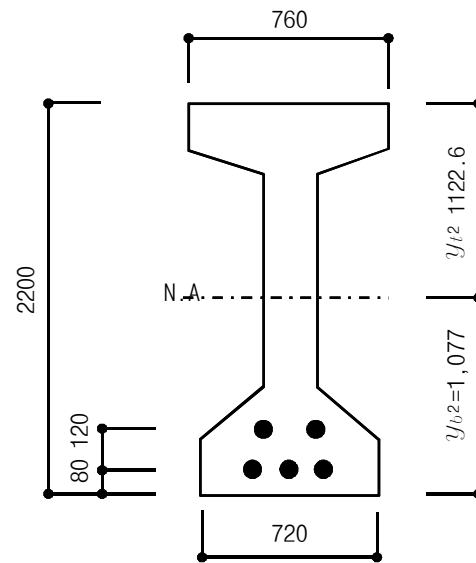
$$I_{x1} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

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

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

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

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

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

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

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

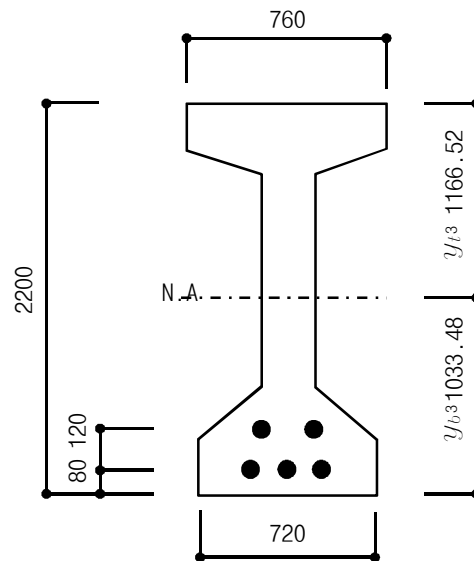
$$Z_{t2} = \frac{I_{x2}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

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

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

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

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

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

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

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

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

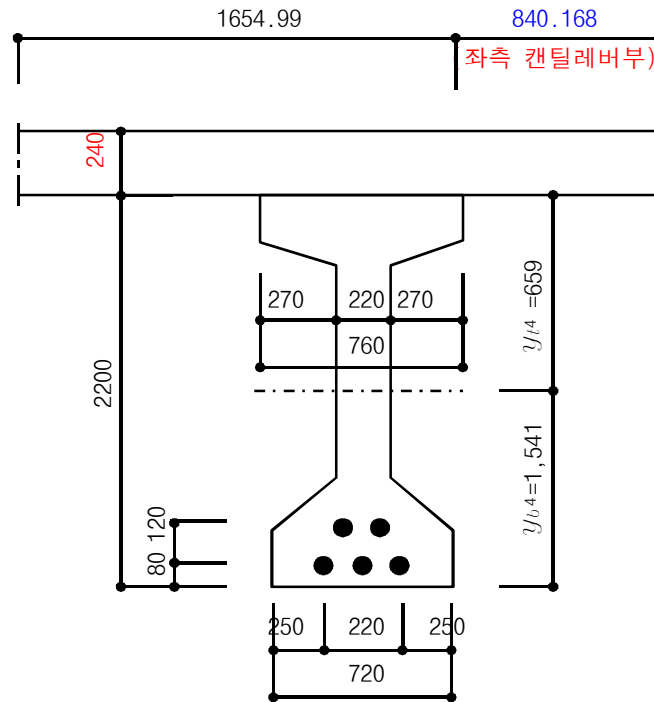
$$Z_{b3} = \frac{I_{x3}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.276 \text{ mm}^3$$

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

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

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

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

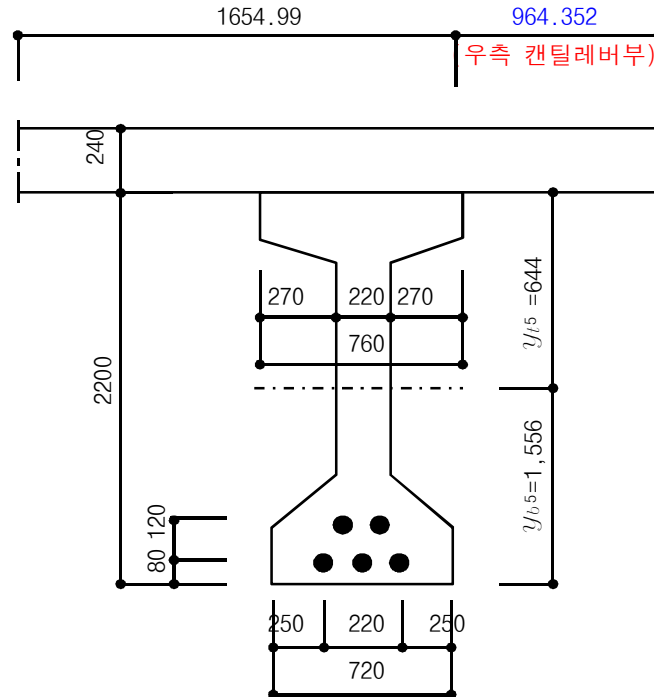
659.236 mm : 거더상단에서 도심까지

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

-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 래 브	565821	120	67898473	764	330473079352	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165495	500034366012

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

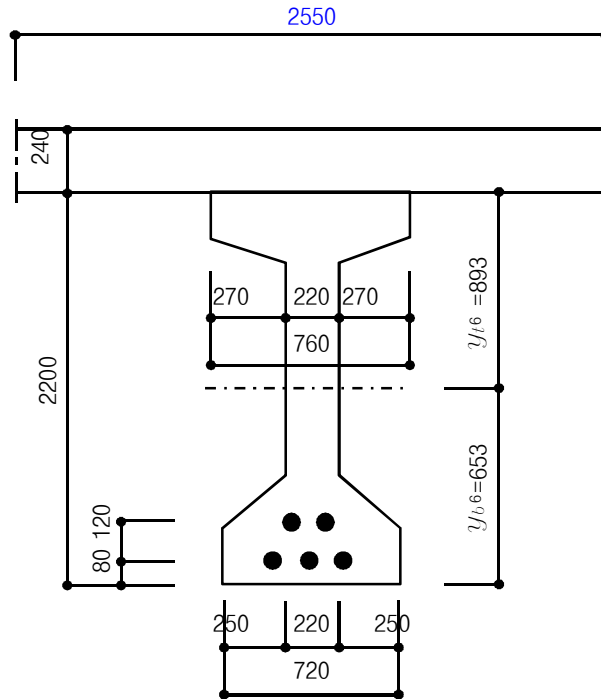
$$y_{t5} = 884.24 - 240.00 = 644.238 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

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

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

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

(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

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

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

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

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

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

중 작은값 사용

(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)

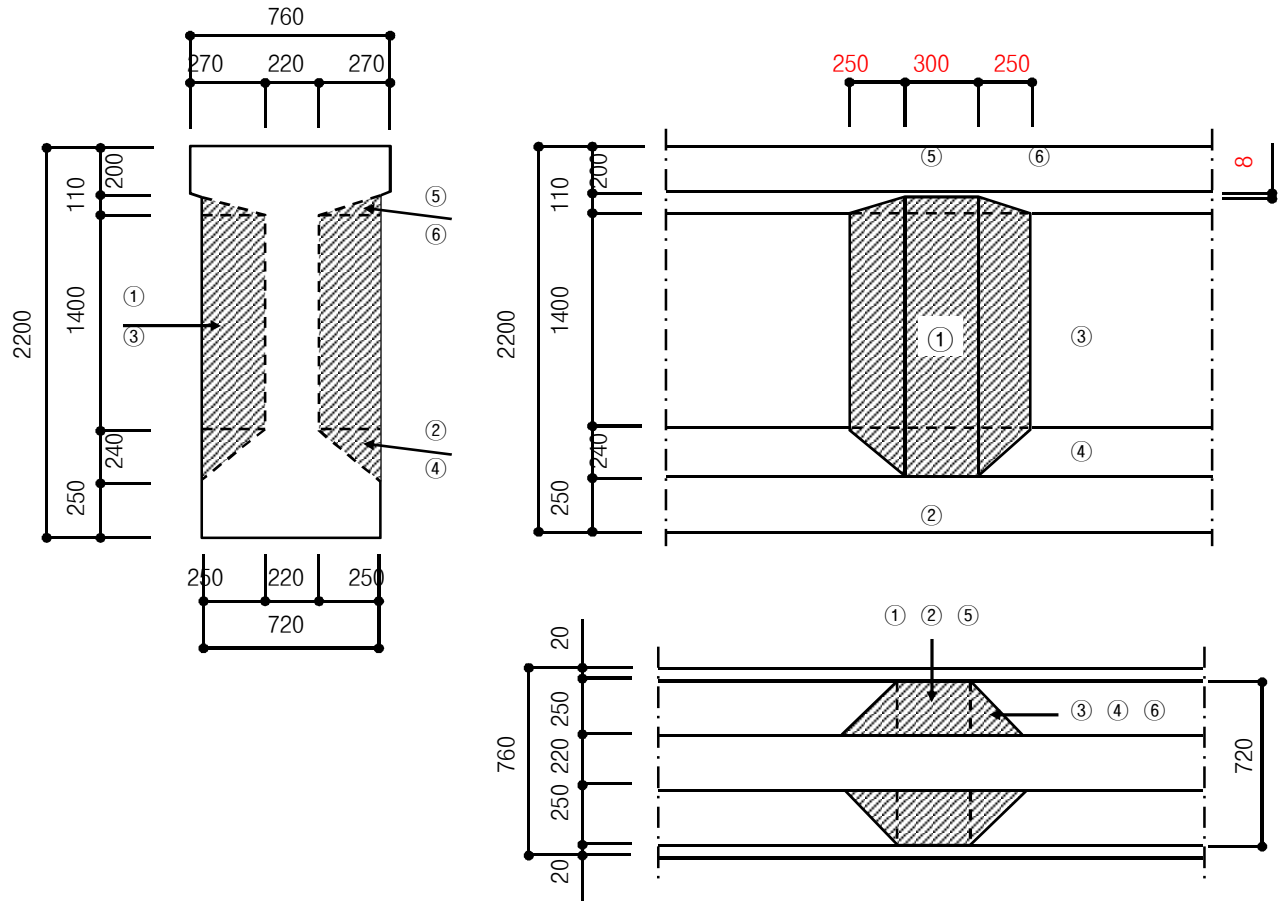
구 분	순 단 면	P.S 강연선 환산 단면적	바닥판 환산		
			외측 BEAM (G1)	외측 BEAM (G5)	내측 BEAM (G2 ~ G4)
A	789594.03	827939.18	1366934.01	1393759.78	1378780.78
y_{st}			899.24	884.24	892.54
y_t	1122.55	1166.52	659.24	644.24	652.54
y_b	-1077.45	-1033.48	-1540.76	-1555.76	-1547.46
I_x	464353043161.34	497318427094.83	1040251435395.39	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

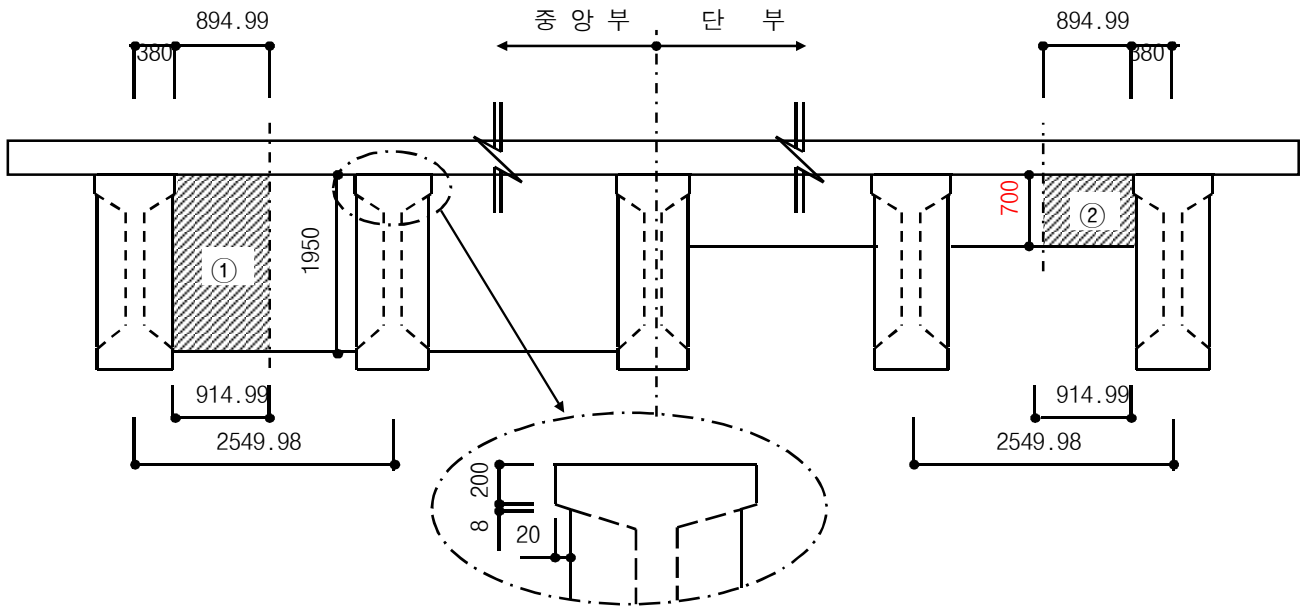
$$\Sigma = 0.425 \text{ m}^3$$

* 가로보 본체 연결 헌치부

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

2) 횡 BEAM 중량

(1) 외측 BEAM



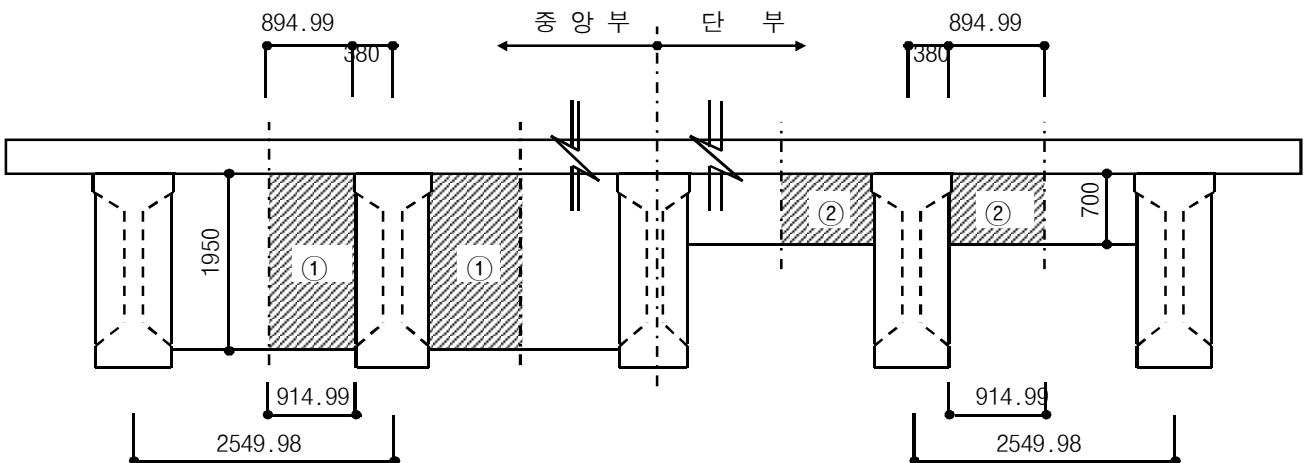
① 중 앙 부

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

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



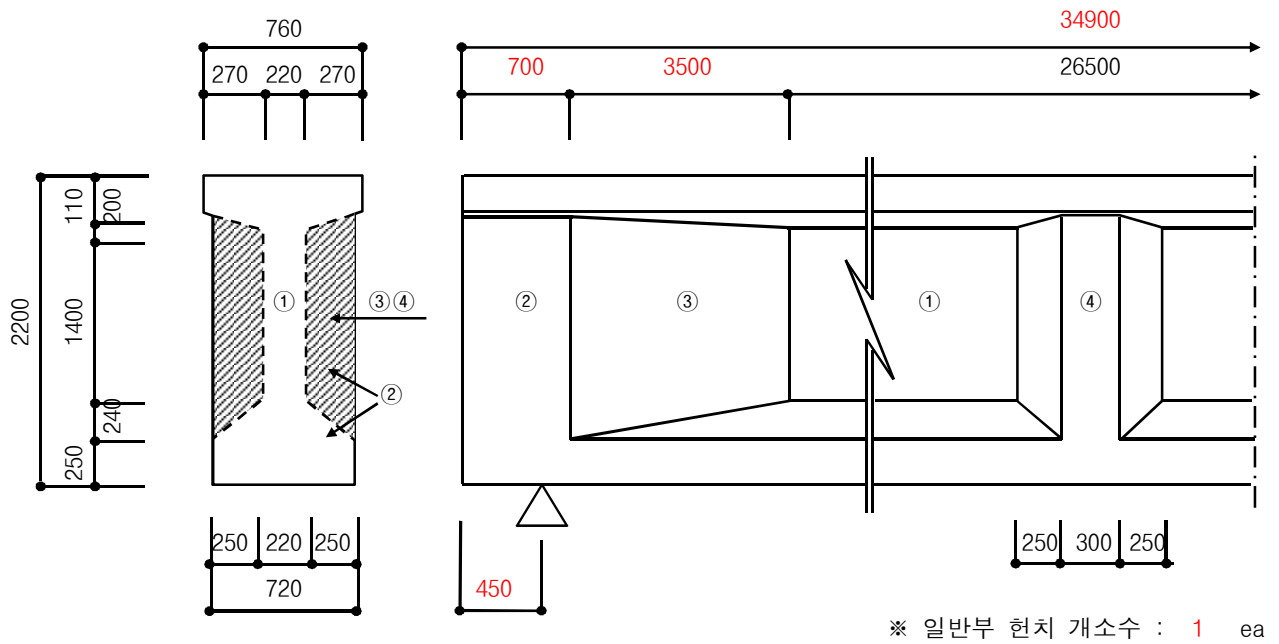
① 중 앙 부

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

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 단부현차구간

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

④ 가로보 본체 연결 현차부

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

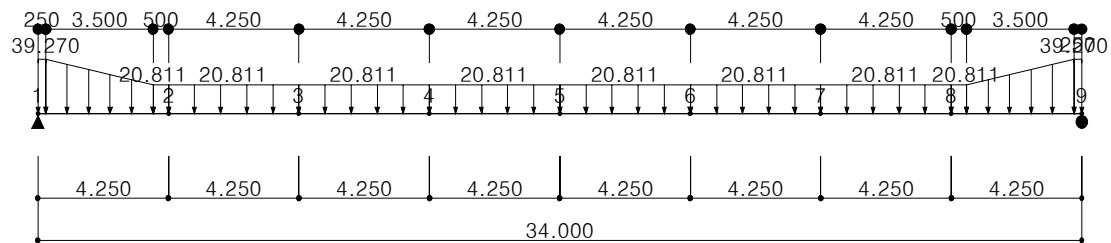
⑤ BEAM 총중량

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

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)

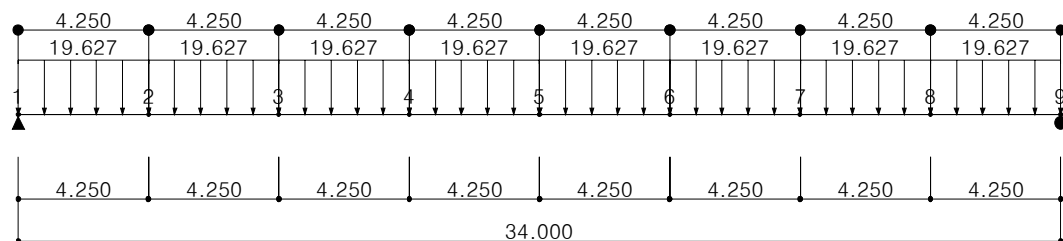
$$W_s = 19.627 \text{ kN/m}$$

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)

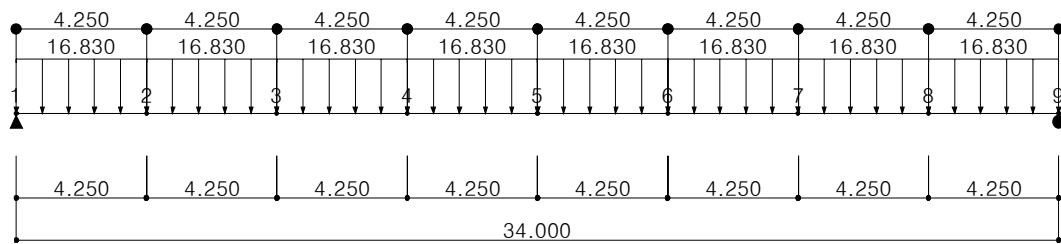
$$W_s = 16.830 \text{ kN/m}$$

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

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

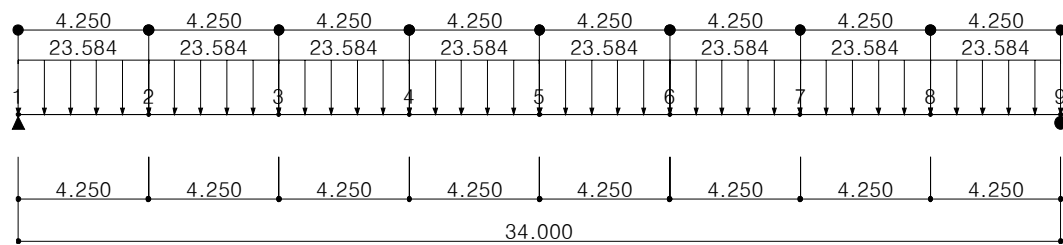
③ 슬래브 거푸집 중량

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

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

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

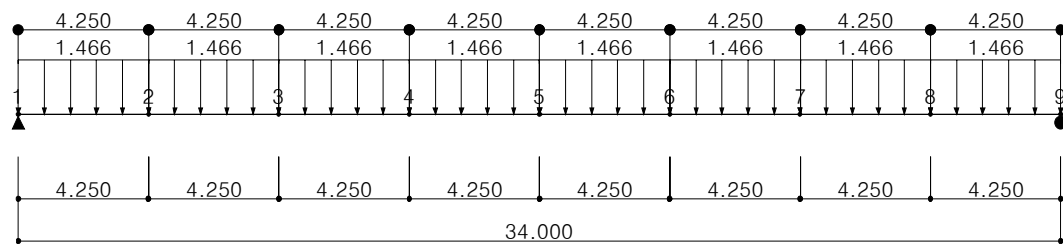
② 슬래브 거푸집 중량

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

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

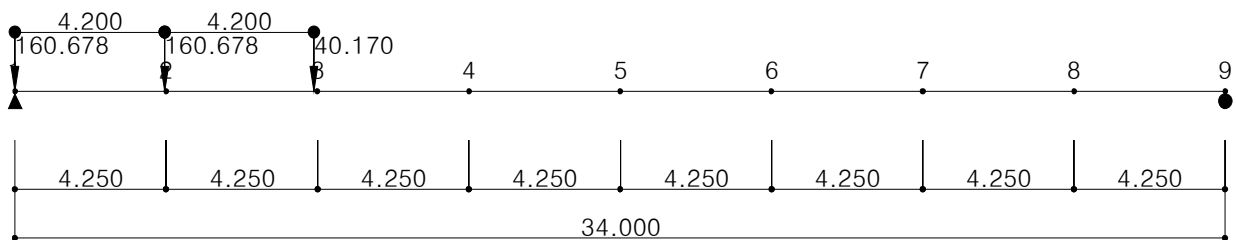
① 전륜하중

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

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

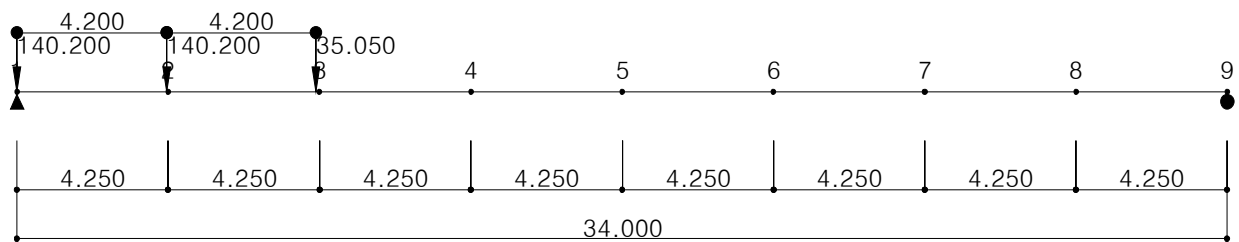
① 전륜하중

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

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)

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

여기서, $\sum f_i$: 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 단면2차모멘트 (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')

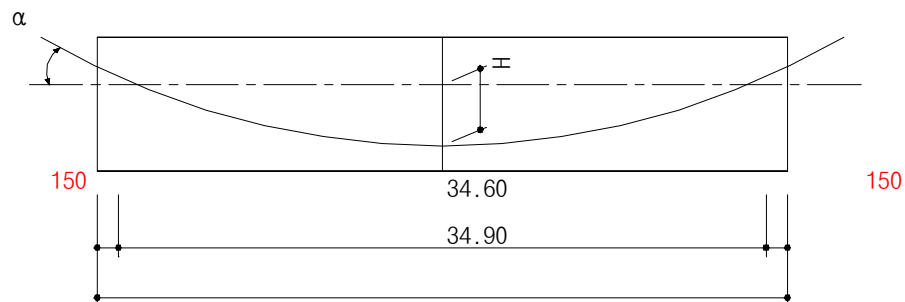
$$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p = 0.8 \times 1600.00 \times 1184.52 = 1516.186 \text{ kN}$$

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

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

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

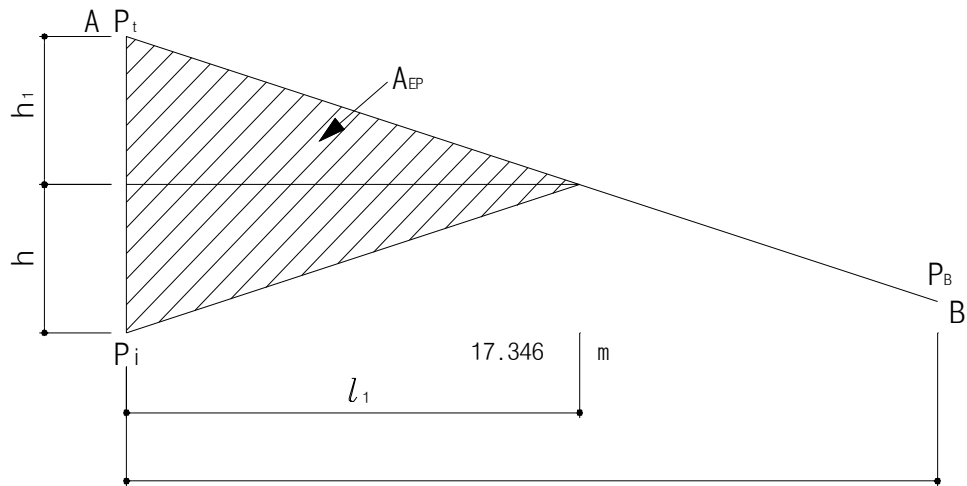
② 정착장치 활동량에 의한 손실량

▪ 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

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

(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

$$N_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times 209.97}{209.97 \times 5.97 - (-23.91)^2}$$

$$\times \frac{1}{1 + 3.8}$$

$$= 196.896 \text{ kN}$$

$$M_s = \frac{0.0002 \times 30891000.00 \times 0.50 \times -23.91}{(-23.91)^2 - 209.97 \times 5.97}$$

$$\times \frac{1}{1 + 3.80}$$

$$= 22.421 \text{ kN.m}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

① 외측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \quad \text{바닥판 상연응력}$$

$$= -\frac{-1215932.65}{565820.61} - \frac{-170952663.25 - (-1215932.65 \times 120.00)}{2715938917.00}$$

$$\times 120.00 = 3.255 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \quad \text{바닥판 하연응력}$$

$$= -\frac{-1215932.65}{565820.61} + \frac{-170952663.25 - (-1215932.65 \times 120.00)}{2715938917.00}$$

$$\times 120.00 = 1.043 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \quad \text{PSC 거더 상연응력}$$

$$= \frac{-1215932.65}{827939.18} + \frac{-170952663.25 + (-1215932.65 \times 1166.52)}{497318427094.83}$$

$$\times 1166.52 = -5.197 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \quad \text{PSC 거더 하연응력}$$

$$= \frac{-1215932.65}{827939.18} - \frac{-170952663.25 + (-1215932.65 \times 1166.52)}{497318427094.83}$$

$$\times 1033.48 = 1.834 \text{ MPa}$$

② 내측 거더

$$f_{c2}' = -\frac{-1120820.67}{550841.60} - \frac{-158160615.85 - (-1120820.67 \times 120.00)}{2644039700.88}$$

$$\times 120.00 = 3.109 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1120820.67}{550841.60} + \frac{-158160615.85 - (-1120820.67 \times 120.00)}{2644039700.88}$$

$$\times 120.00 = 0.961 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1120820.67}{827939.18} + \frac{-158160615.85 + (-1120820.67 \times 1166.52)}{497318427094.83}$$

$$\times 1166.52 = -4.792 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1120820.67}{827939.18} - \frac{-158160615.85 + (-1120820.67 \times 1166.52)}{497318427094.83}$$

$$\times 1033.48 = 1.692 \text{ MPa}$$

(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

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

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

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

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

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)

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

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

(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 4.2500m 이격부)

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

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

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

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

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

(3) 내측 거더

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

(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

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

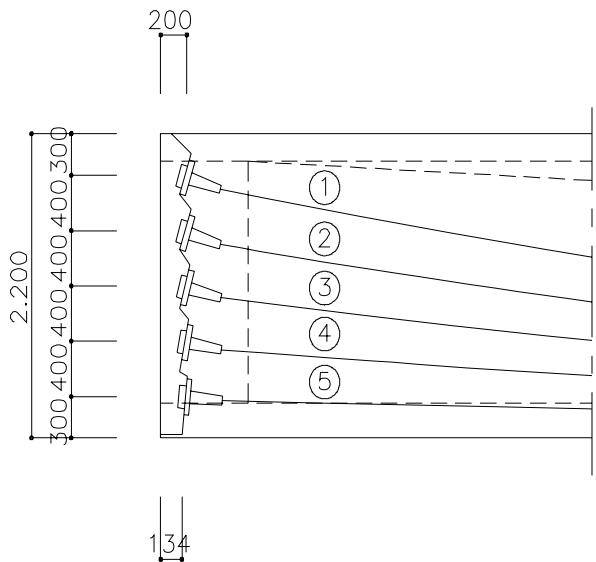
3. 정착부 검토

1) 설계조건

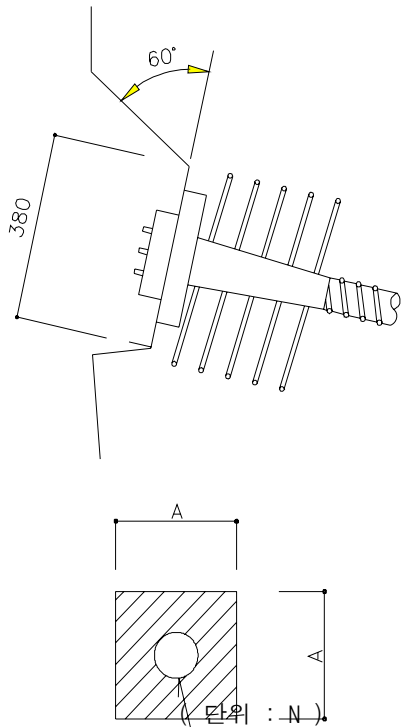
(1) 정착판 규격

$$280.000 \text{ mm} \times 280.00 \text{ mm} = 78400.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{도로공사 표준도})$$

(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

$$\text{① 초기 Prestress}(P_i) = \text{긴장력}(P_t) \times \text{즉시 손실률}$$

$$\text{즉시 손실률} = 1319819.93 / 1534800.00 = 85.99\%$$

$$\text{② 유효 Prestress}(P_e) = \text{초기 Prestress}(P_i) \times \text{유효계수}$$

$$\text{유효계수} : \eta = 0.859 \quad (\text{내·외측 거더 중 큰 값 적용})$$

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 닳은꼴을 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)

$$T_{burst} = 0.25 \times 7674.00 \times (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.50 \times 1534.80 \times \sin 0.1115 = 1027.21 \text{ kN}$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (2200.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 \times \sin 0.1115 = 1100.00 \text{ mm}$$

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

∴ 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.

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

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

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

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.

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

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

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

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

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

1. 설계조건

1.1 상부형식

교 량 형 식	PSC BEAM교
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	90.000

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) - 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)

극한강도 (f_{pu})		1900.0 MPa	
항복응력 (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	
탄성계수 (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	
탄성계수	SLAB (E_{sc})		27804.00 MPa	
	가로보 (E_{cs})		27804.00 MPa	

4) SLAB 및 가로보 철근

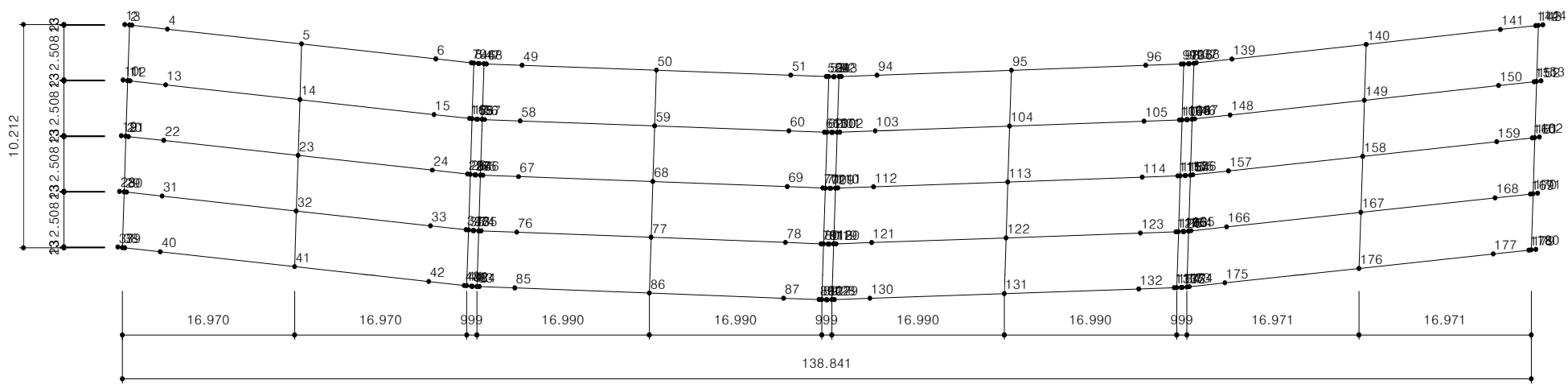
항복강도 (f_y)	SLAB		400.00 MPa	
	가로보		300.00 MPa	
탄성계수	SLAB (E_{ss})		200000.00 MPa	
	가로보 (E_{cs})		200000.00 MPa	

1.4 참고문헌

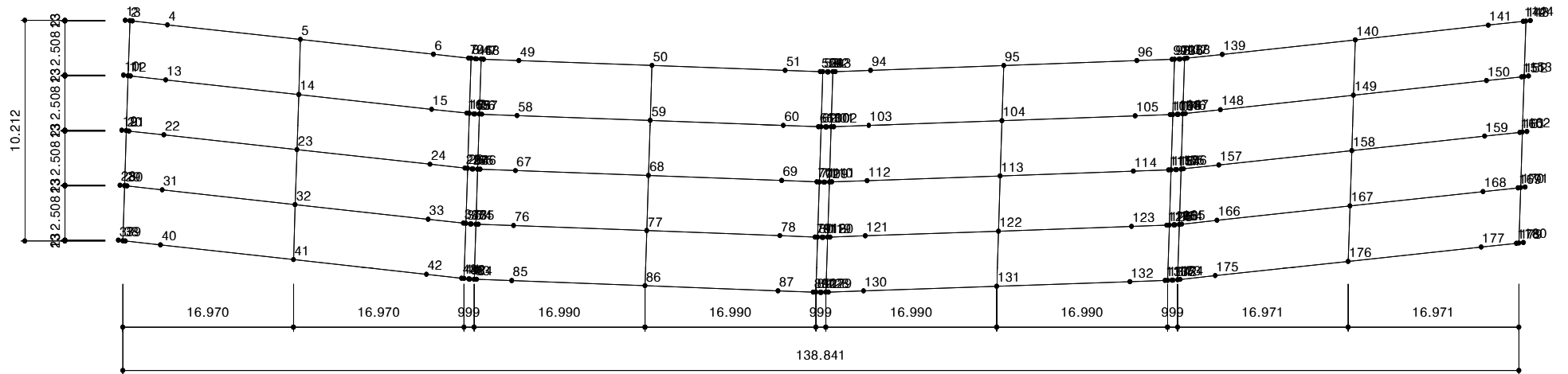
- 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (도.설.기)
- 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (도.설.해)
- 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (콘.설)
- 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (도.요)
- 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (도.편)

2. 모 델 링

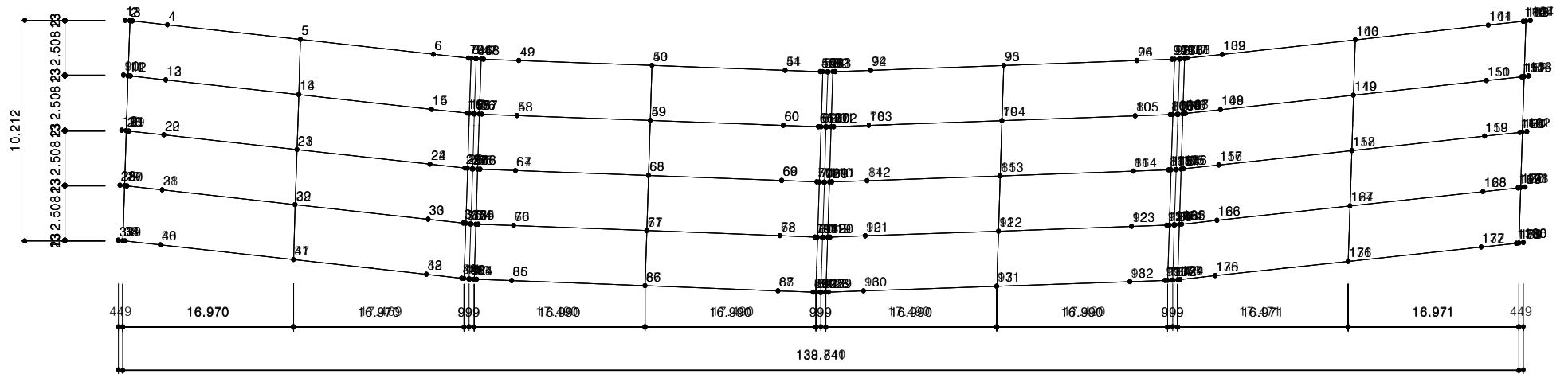
2.1 합성전 모델링



2.2 합성후 모델링

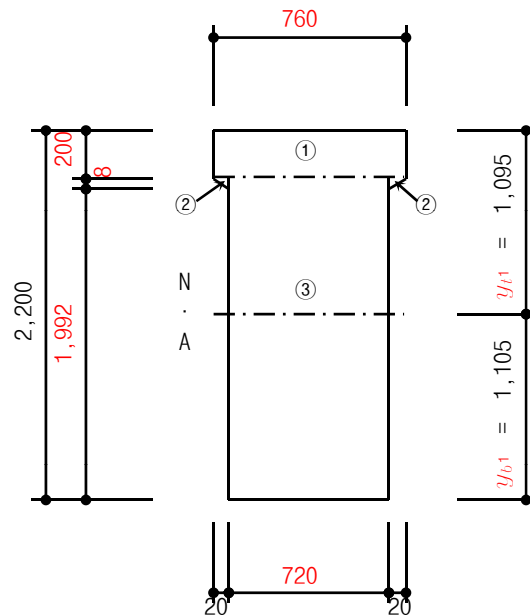


2.3 활하중 모델링



3. 단면 계수 산정 (격자해석)

1) Beam 단부 총단면



(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	100	15200000	995	150449078560	506666667
② (△)	20	8	160	203	32427	892	127368627	569
③ (□)	720	2000	1440000	1200	1728000000	-105	15910733236	480000000000
계			1592160		1743232427		166487180423	480506667236

$$y_{t1} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1743232426.67}{1592160.00} = 1094.885 \text{ mm}$$

$$y_{b1} = 1094.89 - 2200.00 = -1105.115 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 480506667235.56 + 166487180422.83 = 646993847658.383 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{646993847658.38}{1094.89} = 590923911.654 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{646993847658.38}{1105.11} = 585453972.834 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{646993847658.38}{1592160.00} = 406362.330 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	b	h	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	20	8	80	-367	-29333	367	10755556	1778
	20	8	80	367	29333	-367	10755556	1778
③ (□)	720	2000	1440000	0	0	0	0	622080000000
계			1592160		0		21511111	69524270222

$$x_{e1} = \frac{\sum A}{1592160.00} = 0.000 \text{ mm}$$

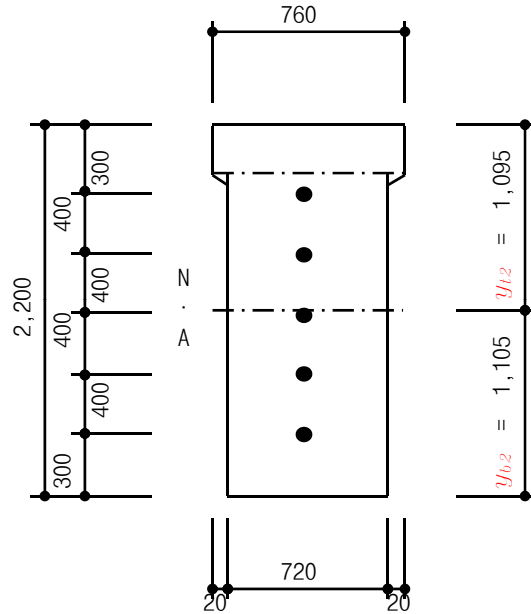
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2)$$

$$= 69524270222.22 + 21511111.11 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \sum (b \times t^3) / 3$$

$$= (2,000.0 \times 720.0^3 + 760.0 \times 200.0^3) / 3 = 25085866666.667 \text{ mm}^4$$



강선번호	X좌표	Y좌표
1	0.00	1900.00
2	0.00	1500.00
3	0.00	1100.00
4	0.00	700.00
5	0.00	300.00

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²)

(단위 :mm)

번 호	수량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
총단면		1592160	1095	1743232427	0	4913	646993847658
1번 SHEATH	1	-3421	300	-1026358	795	-2161353862	
2번 SHEATH	1	-3421	700	-2394836	395	-533331556	
3번 SHEATH	1	-3421	1100	-3763314	-5	-91457	
4번 SHEATH	1	-3421	1500	-5131792	-405	-561633566	
5번 SHEATH	1	-3421	1900	-6500269	-805	-2217957884	
계	5	1575054		1724415857		-5474363412	646993847658

$$y_{t2} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1724415857.47}{1575054.03} = 1094.830 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = 1094.83 - 2200.00 = -1105.170 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 646993847658.38 + -5474363411.51 = 641519484246.873 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{641519484246.87}{1094.83} = 585953697.496 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{641519484246.87}{1105.17} = 580471134.538 \text{ mm}^3$$

$$e_{p2} = 1105.17 - 1100.00 = 5.170 \text{ mm}$$

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{641519484246.87}{5.17} = 124076717473.435 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 (A = 3,421.2 mm²)

(단위 :mm)

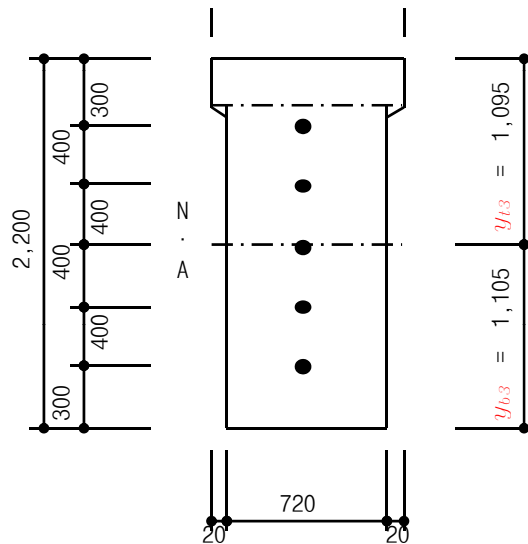
번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
-----	----	---	---	-----	----	-------------------	----------------

1번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
2번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
5번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
계	5	1575054		0		0	69545781333

$$x_{e2} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1575054.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 69545781333.33 + 0.00 = 69545781333.333 \text{ mm}^4$$

3) Beam 단부 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)

번 호	수량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
총단면		1575054	1095	1724415857	0	23783	641519484247
강 연 선	5	38345	1100	42179664	-5	976915	
계	5	1613399		1766595521		1000698	641519484247

$$y_{t3} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1766595521.45}{1613399.18} = 1094.953 \text{ mm}$$

$$y_{b3} = 1094.95 - 2200.00 = -1105.047 \text{ mm}$$

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 641519484246.87 + 1000698.31 = 641520484945.184 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{641520484945.18}{1094.95} = 585888852.270 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{641520484945.18}{1105.05} = 580536588.861 \text{ mm}^3$$

$$e_{p3} = 1105.05 - 1100.00 = 5.047 \text{ mm}$$

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{641520484945.18}{5.05} = 127097599557.410 \text{ mm}^3$$

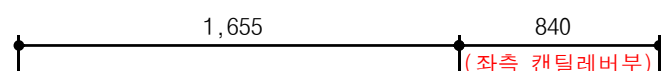
(단위:mm)

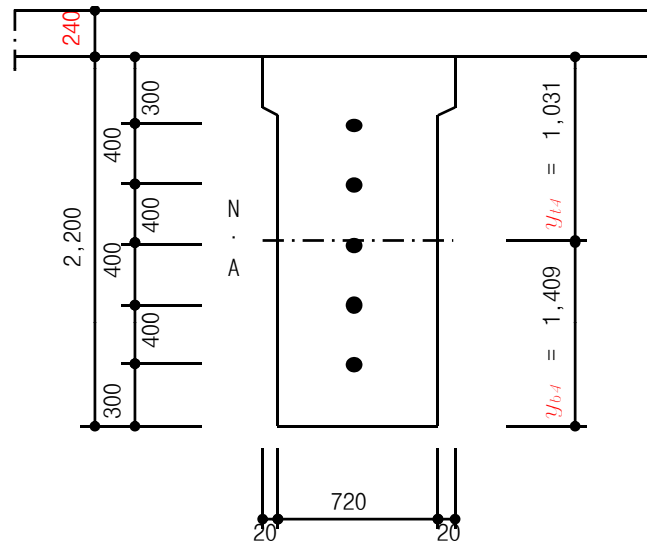
번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		1575054	0	0	0	0	69545781333
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	

$x_{e3} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1613399.18}$ $I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2)$ $= 69545781333.33 + 0.00$	$= 0.000 \text{ mm}$ $= 69545781333.333 \text{ mm}^4$
--	---

4) Beam 단부 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)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1220 + 360 = 1580.17 \text{ mm}$$

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

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1580 = 3020.17 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1580 = 4413.50 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 1830 / 2 + 1580 = 2495.16 \text{ mm}$$

} 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)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-304	149343427738	641520484945
슬래브	538995	120	64679381	911	447036866802	2587175220
계	2152394		2218490704		596380294541	644107660166

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2218490704.46}{2152394.01} =$$

1030.708 mm : 바닥판 상단에서 도심
축까지의 거리

$$y_{t4} = 1030.71 - 240.00 =$$

790.708 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b4} = 1030.71 - 2440.00 =$$

-1409.292 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644107660165.57 + 596380294540.73 = 1240487954706.290 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1240487954706.29}{1030.71} =$$

1203529428.182 mm³

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1240487954706.29}{790.71} =$$

1568831028.001 mm³

$$I_{22} = 1240487954706.29$$

$$e_{p4} = 1409.29 - 1100.00 = 309.292 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1240487954706.29}{309.29} = 4010739916.933 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x ²	A·x ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	2152394		0		0	296088489187

$$x_{e4} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2152394.01} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) = 296088489187.39 + 0.00 = 296088489187.391 \text{ mm}^4$$

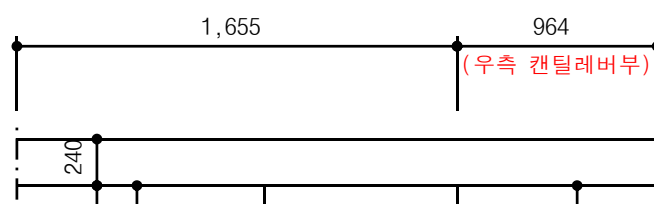
- 비틀림 상수

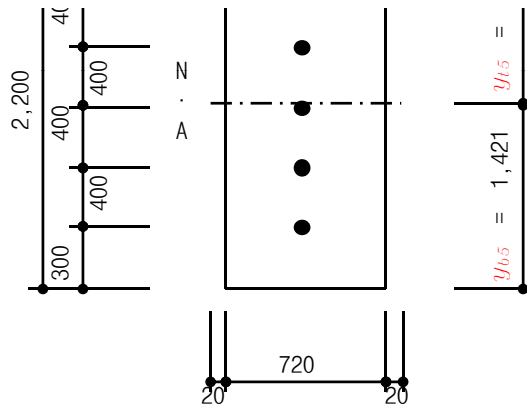
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,245.8 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262356354730.667 \text{ mm}^4$$

(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) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 1344 + 360 = 1704.35 \text{ mm}$$

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

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 6t + b_f = 6 \times 240 + 1704 = 3144.35 \text{ mm}$$

$$\textcircled{2} \quad l/12 + b_f = 34000 / 12 + 1704 = 4537.69 \text{ mm}$$

$$\textcircled{3} \quad l/2 + b_f = 1830 / 2 + 1704 = 2619.34 \text{ mm}$$

} 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)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-315	160552070479	641520484945
슬래브	565821	120	67898473	899	457803365352	2715938917
계	2179220		2221709797		618355435832	644236423862

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2221709796.87}{2179219.78} =$$

1019.498 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

$$y_{t5} = 1019.50 - 240.00 =$$

779.498 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b5} = 1019.50 - 2440.00 =$$

-1420.502 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644236423862.12 + 618355435831.76 = 1262591859693.880 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1262591859693.88}{1019.50} =$$

1238444897.084 mm³

$$Z_{t5} = \frac{I_{33}}{y_{t5}} = \frac{1262591859693.88}{779.50} =$$

1619750362.858 mm³

$$Z_{b5} = \frac{I_{33}}{y_{b5}} = \frac{1262591859693.88}{1420.50} =$$

888834855.791 mm³

$$e_{p5} = 1420.50 - 1100.00 =$$

320.502 mm

$$I_{22} = 1262591859693.88$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x ²	A·x ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	2179220		0		0	331624980458

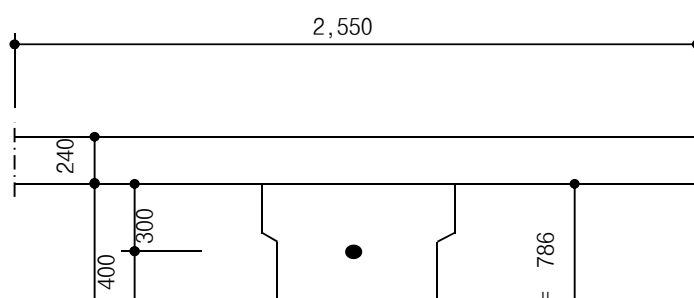
$$x_{e5} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2179219.78} = 0.000 \text{ mm}$$

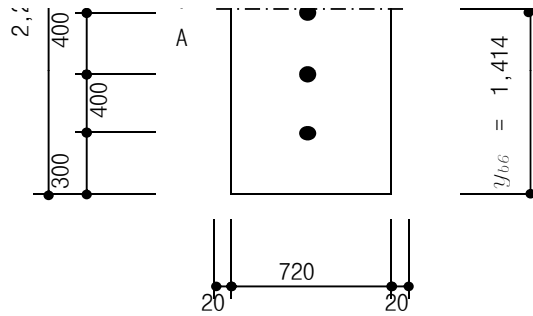
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) \\ = 331624980458.37 + 0.00 = 331624980458.374 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\ = 25085866666.67 + (2,357.6 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\ = 262928594602.667 \text{ mm}^4$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

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

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 12t + b_w = 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm}$$

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

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

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

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

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} =$$

1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 =$$

785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 =$$

-1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} =$$

1218960860.192 mm³

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} =$$

1591293697.688 mm³

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} =$$

884067928.743 mm³

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 =$$

314.277 mm

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} =$$

3978394976.859 mm³

(단위 : mm)

PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm}$$

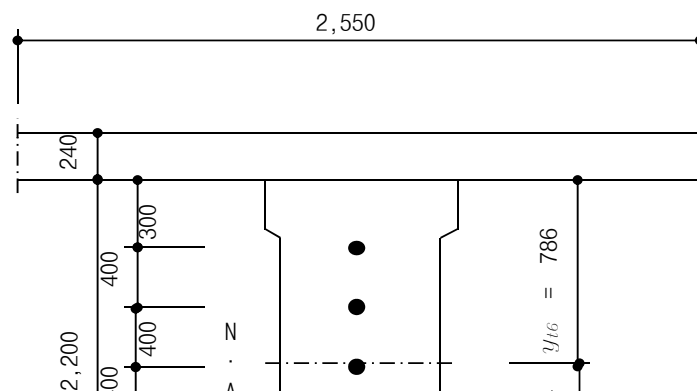
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4$$

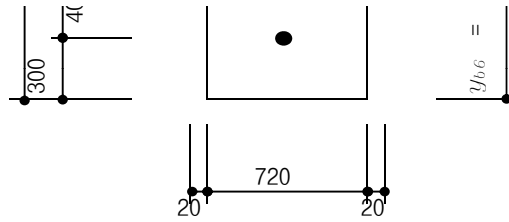
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \text{ mm}^4$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

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

- 유효폭 산정

$$\textcircled{1} \quad 12t + b_w = 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm}$$

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

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

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

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

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} =$$

1025.723 mm : 바닥판 상단에서 도심
축까지의 거리

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 =$$

785.723 mm : 거더상단에서 도심까지

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 =$$

-1414.277 mm : 도심에서 거더하단까지

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} =$$

1218960860.192 mm³

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} =$$

1591293697.688 mm³

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} =$$

884067928.743 mm³

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 =$$

314.277 mm

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} =$$

3978394976.859 mm³

(단위 : mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333

계	2164241		0		0	311357015760
---	---------	--	---	--	---	--------------

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm}$$

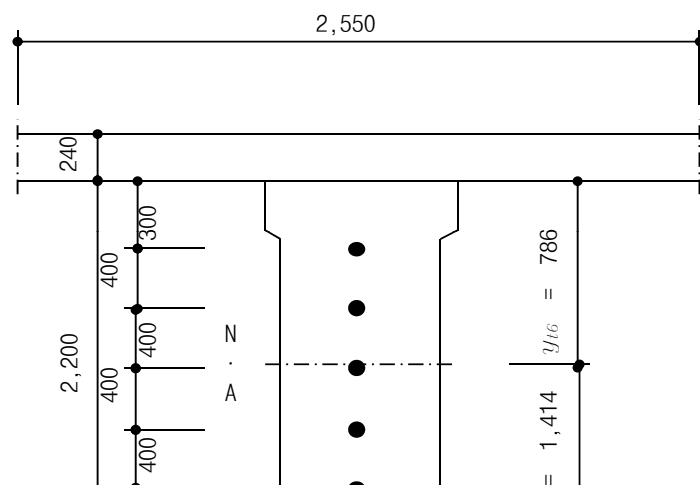
$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2) = 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4$$

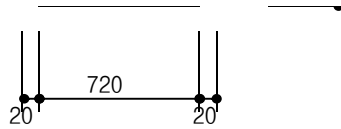
$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 25085866666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 26260906666.667 \text{ mm}^4$$

(5) 내측 BEAM (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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

$$\text{복부+돌출길이 } b_f = 2550 + 360 = 2910.00 \text{ mm}$$

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

- 유효폭 산정

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 12t + b_{fw} &= 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l_n &= 2550 = 2550.00 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad \text{거더경간}/4 &= 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 12t + b_{fw} &= 12 \times 240 + 720 = 3600.00 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l_n &= 2550 = 2550.00 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad \text{거더경간}/4 &= 34000 / 4 = 8500.00 \text{ mm} \end{aligned}} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

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

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

(단위 : mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	1335	2153811324	-309	154277563579	641520484945
슬래브	550842	120	66100993	906	451874535534	2644039701
계	2164241		2219912316		606152099113	644164524646

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{2219912316.47}{2164240.78} = 1025.723 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t6} = 1025.72 - 240.00 = 785.723 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b6} = 1025.72 - 2440.00 = -1414.277 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned} I_{33} &= \sum (I_o + A \times y'^2) \\ &= 644164524646.07 + 606152099112.80 = 1250316623758.870 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1250316623758.87}{1025.72} = 1218960860.192 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1250316623758.87}{785.72} = 1591293697.688 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1250316623758.87}{1414.28} = 884067928.743 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1414.28 - 1100.00 = 314.277 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1250316623758.87}{314.28} = 3978394976.859 \text{ mm}^3$$

(단위 : mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	1613399	0	0	0	0	69545781333
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	2164241		0		0	311357015760

$$e_b = \frac{\sum A}{2164240.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x^2)$$

$$= 311357015760.34 + 0.00 = 311357015760.342 \text{ mm}^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 250858666666.67 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 262609066666.667 \text{ mm}^4$$

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)
A	1575054.03	1613399.18	2152394.01	2179219.78	2164240.78
y_{st}			1030.71	1019.50	1025.72
y_t	1094.83	1094.95	790.71	779.50	785.72
y_b	-1105.17	-1105.05	-1409.29	-1420.50	-1414.28
I_{33}	641519484246.87	641520484945.18	1240487954706.29	1262591859693.88	1250316623758.87
I_{22}	69545781333.33	69545781333.33	296088489187.39	331624980458.37	311357015760.34
Z_{st}			1203529428.18	1238444897.08	1218960860.19
Z_t	585953697.50	585888852.27	1568831028.00	1619750362.86	1591293697.69
Z_b	580471134.54	580536588.86	880220957.18	888834855.79	884067928.74
e_p	5.17	5.05	309.29	320.50	314.28
Z_p	124076717473.44	127097599557.41	4010739916.93	3939417254.85	3978394976.86
K	250858666666.67	250858666666.67	262356354730.67	262928594602.67	262609066666.67

(단위:mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	2164240.78	2164240.78			
y_{st}	1025.72	1025.72			
y_t	785.72	785.72			
y_b	-1414.28	-1414.28			
I_{33}	1250316623758.87	1250316623758.87			
I_{22}	311357015760.34	311357015760.34			
Z_{st}	1218960860.19	1218960860.19			
Z_t	1591293697.69	1591293697.69			
Z_b	884067928.74	884067928.74			
e_p	314.28	314.28			
Z_p	3978394976.86	3978394976.86			
K	262609066666.67	262609066666.67			

y_{st} : 바닥판 상면 ~ 도심축 (mm)

y_t : 거더 상면 ~ 도심축 (mm)

y_b : 도심축 ~ 거더 하면 (mm)

I_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm⁴)

I_{22} : 단면 2차 모멘트 (mm⁴)

Z_t : 거더 상면에 대한 단면계수 (mm³)

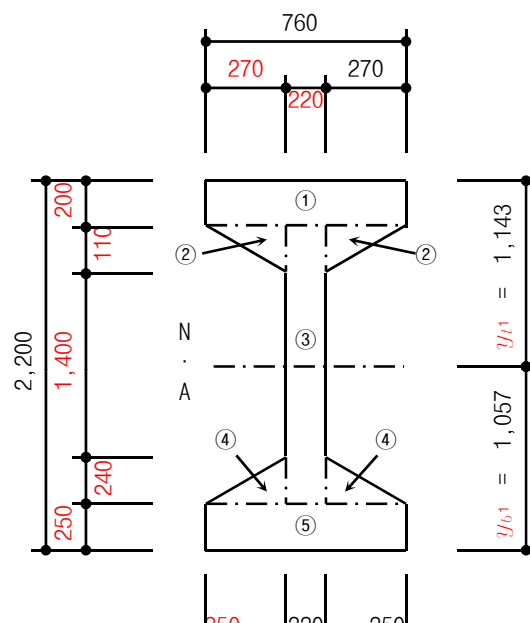
Z_b : 거더 하면에 대한 단면계수 (mm³)

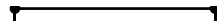
e_p : 도심축 ~ PS 강연선 도심 (mm)

Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm³)

K : 비틀림 상수 (mm⁴)

6) Beam 중앙부 총단면





(단위:mm)

번 호	b	h	A	y	A·y	y'	A·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

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

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

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2) = 99911340000.00 + 379594039261.81 = 479505379261.807 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t1} = \frac{I_{33}}{y_{t1}} = \frac{479505379261.81}{1142.69} = 419630408.905 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{I_{33}}{y_{b1}} = \frac{479505379261.81}{1057.31} = 453512326.189 \text{ mm}^3$$

$$r_1^2 = \frac{I_{33}}{A} = \frac{479505379261.81}{806700.00} = 594403.594 \text{ mm}^2$$

(단위:mm)

번 호	b	h	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
① (□)	760	200	152000	0	0	0	0	7316266667
② (△)	270	110	14850	-200	-2970000	200	594000000	60142500
	270	110	14850	200	2970000	-200	594000000	60142500
③ (□)	220	1750	385000	0	0	0	0	1552833333
④ (△)	250	240	30000	-193	-5800000	193	1121333333	104166667
	250	240	30000	193	5800000	-193	1121333333	104166667
⑤ (□)	720	250	180000	0	0	0	0	7776000000
계			806700		0		3430666667	16973718333

$$x_{e1} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{806700.00} = 0.000 \text{ mm}$$

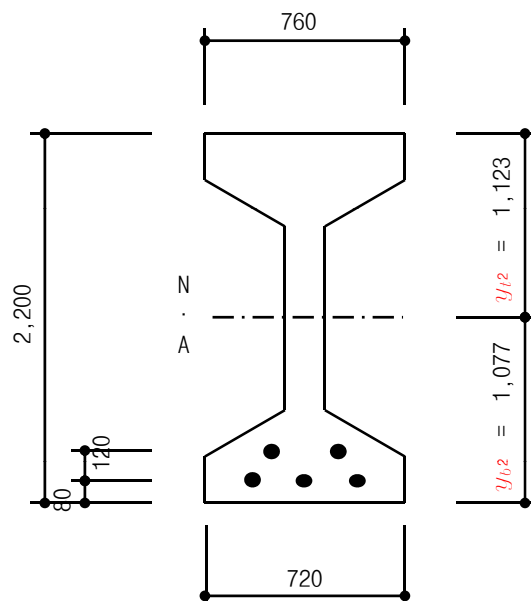
$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2) = 16973718333.33 + 3430666666.67 = 20404385000.000 \text{ mm}^4$$

- 비틀림 상수

$$K = \Sigma (b \times t^3) / 3$$

$$+ 720.0 \times 250.0^3) / 3 = 11988000000.000 \text{ mm}^4$$

7) Beam 중앙부 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 = 3,421.2 mm²)

(단위 :mm)

번 호	수량	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I ₀
-----	----	---	---	-----	----	-------------------	----------------

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

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

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

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2) = 479505379261.81 + -15152336100.46 = 464353043161.343 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t2} = \frac{I_{33}}{y_{t2}} = \frac{464353043161.34}{1122.55} = 413658348.231 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b2} = \frac{I_{33}}{y_{b2}} = \frac{464353043161.34}{1077.45} = 430974934.985 \text{ mm}^3$$

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

$$Z_{p2} = \frac{I_{33}}{e_{p2}} = \frac{464353043161.34}{949.45} = 489076902.528 \text{ mm}^3$$

※ SHEATH ϕ 66 ($A = 3,421.2 \text{ mm}^2$)

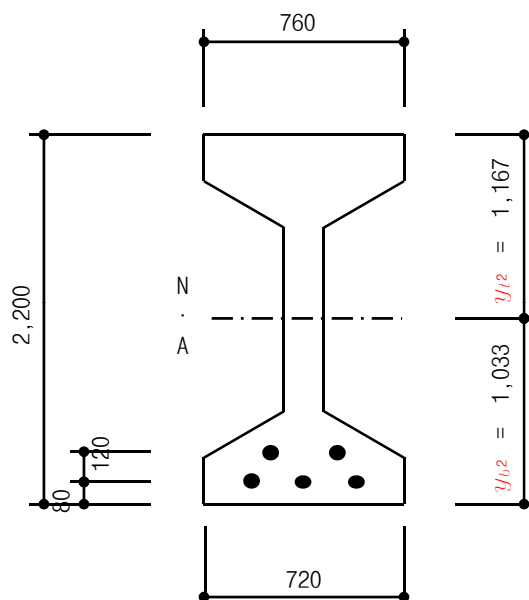
(단위 : mm)

번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		806700	0	0	0	0	20404385000
1번 SHEATH	1	-3421	-55	188166	55	-10349113	
2번 SHEATH	1	-3421	55	-188166	-55	-10349113	
3번 SHEATH	1	-3421	0	0	0	0	
4번 SHEATH	1	-3421	-185	632921	185	-117090378	
5번 SHEATH	1	-3421	185	-632921	-185	-117090378	
계	5	789594		0		-254878983	20404385000

$$x_{e2} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{789594.03} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2) = 20404385000.00 + -254878982.78 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

8) Beam 중앙부 P.S 강연선 환산단면



$$\begin{aligned}
 \text{※ 강연선 } \phi \ 12.7 \times 12 \text{ ea} &= 98.71 \times 12.00 = 1184.52 \text{ mm}^2 \\
 n_p &= E_{pss} / E_{pc} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47 \\
 \text{강연선 환산단면적} &= 1184.52 \times 6.47 = 7669.03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(단위: mm)

총단면		789594	1123	886360426	44	1526757757	464353043161
강 연 선	5	38345	2072	79451149	-905	31438626176	
계	5	827939		965811575		32965383933	464353043161

$$y_{t3} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{965811574.90}{827939.18} = 1166.525 \text{ mm}$$

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

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 464353043161.34 + 32965383933.49 = 497318427094.829 \text{ mm}^4$$

$$Z_{t3} = \frac{I_{33}}{y_{t3}} = \frac{497318427094.83}{1166.52} = 426324782.157 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b3} = \frac{I_{33}}{y_{b3}} = \frac{497318427094.83}{1033.48} = 481209827.208 \text{ mm}^3$$

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

$$Z_{p3} = \frac{I_{33}}{e_{p3}} = \frac{497318427094.83}{905.48} = 549234724.213 \text{ mm}^3$$

(단위 :mm)

번 호	수량	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
총단면		789594	0	0	0	0	20149506017
강 연 선	5	38345	0	0	0	0	
계	5	827939		0		0	20149506017

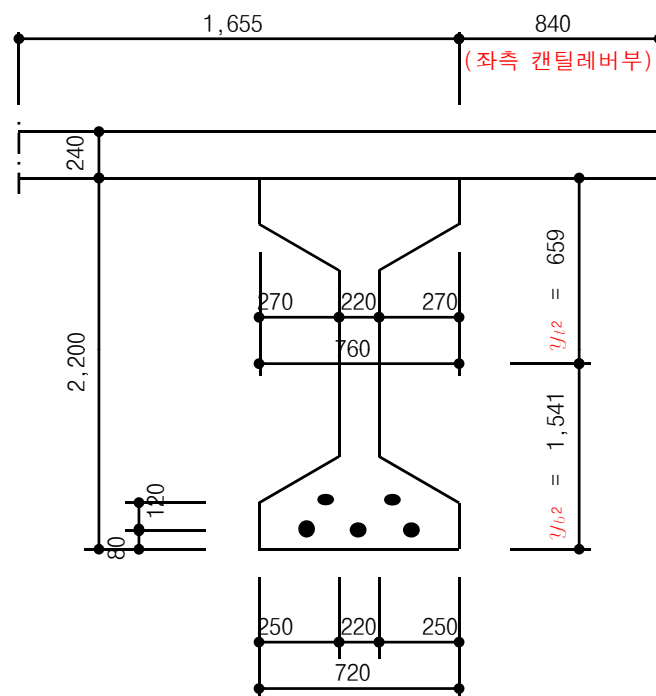
$$x_{e3} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{827939.18} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 20149506017.22 + 0.00 = 20149506017.218 \text{ mm}^4$$

9) Beam 중앙부 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

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

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

- 유효폭 산정

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad 6t + b_f &= 6 \times 240 + 1330 = 2770.17 \text{ mm} \\ \textcircled{2} \quad l/12 + b_f &= 34000 / 12 + 1330 = 4163.50 \text{ mm} \\ \textcircled{3} \quad l/2 + b_f &= 2330 / 2 + 1330 = 2495.16 \text{ mm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \\ \textcircled{3} \end{aligned}} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

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

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

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-507	213063404195	497318427095
슬래브	538995	120	64679381	779	327282428762	2587175220
계	1366934		1229196358		540345832957	499905602315

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1229196357.90}{1366934.01} = 899.236 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 899.24 - 240.00 = 659.236 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b4} = 899.24 - 2440.00 = -1540.764 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned} I_{33} &= \Sigma (I_o + A \times y'^2) \\ &= 499905602315.21 + 540345832957.10 = 1040251435272.320 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1040251435272.32}{899.24} = 1156816859.668 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1040251435272.32}{659.24} = 1577965008.378 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1040251435272.32}{1540.76} = 675153025.332 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1540.76 - 128.00 = 1412.764 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1040251435272.32}{1412.76} = 736323603.664 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	538995	0	0	0	0	226542707854
계	1366934		0		0	246692213871

$$x_{e4} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1366934.01} = 0.000 \text{ mm}$$

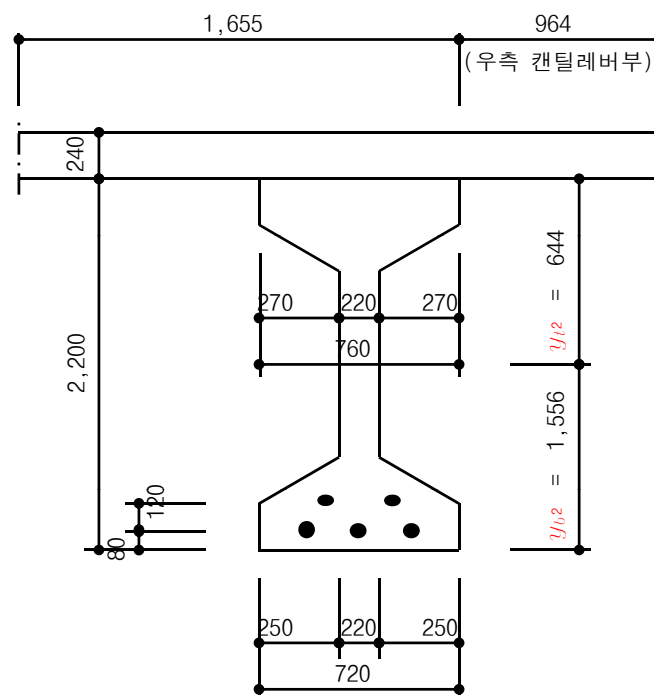
$$\begin{aligned} I_{22} &= \Sigma (I_o + A \times x'^2) \\ &= 246692213871.28 + 0.00 = 246692213871.276 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- 비틀림 상수

$$K_c = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_s$$

$$= 23485688064.000 \text{ mm}^4$$

(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) (도.설 4.2.2.6)

$$\begin{aligned} \text{복부+돌출길이 } b_f &= 1344 + 110 = 1454.35 \text{ mm} \\ \text{화사계수 } n_c &= 27804 / 30891 = 0.90 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
① \quad 6t + b_f &= 6 \times 240 + 1454 = 2894.35 \text{ mm} \\
② \quad l/12 + b_f &= 34000 / 12 + 1454 = 4287.69 \text{ mm} \\
③ \quad l/2 + b_f &= 2330 / 2 + 1454 = 2619.34 \text{ mm}
\end{aligned}
\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{중 작은값 사용}$$

$$\begin{aligned}
\text{환산 유효폭 } B &= 2619 \times 0.90 = 2357.59 \text{ mm} \\
A_{slab} &= 2358 \times 240 = 565820.61 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-522	225848086092	497318427095
슬래브	565821	120	67898473	764	330473079276	2715938917
계	1393760		1232415450		556321165368	500034366012

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1232415450.32}{1393759.78} = 884.238 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

$$y_{t4} = 884.24 - 240.00 = 644.238 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지}$$

$$y_{b4} = 884.24 - 2440.00 = -1555.762 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지}$$

$$\begin{aligned}
I_{33} &= \sum (I_o + A \times y'^2) \\
&= 500034366011.77 + 556321165368.35 = 1056355531380.110 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1056355531380.11}{884.24} = 1194650600.718 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t4} = \frac{I_{33}}{y_{t4}} = \frac{1056355531380.11}{644.24} = 1639697488.343 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b4} = \frac{I_{33}}{y_{b4}} = \frac{1056355531380.11}{1555.76} = 678995613.183 \text{ mm}^3$$

$$e_{p4} = 1555.76 - 128.00 = 1427.762 \text{ mm}$$

$$Z_{p4} = \frac{I_{33}}{e_{p4}} = \frac{1056355531380.11}{1427.76} = 739868113.104 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	565821	0	0	0	0	262079199125
계	1393760		0		0	282228705142

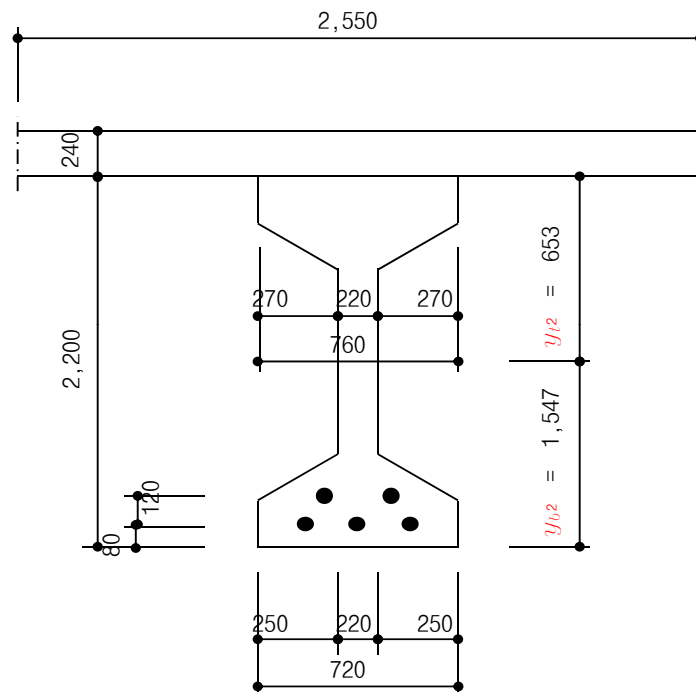
$$x_{e4} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1393759.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
I_{22} &= \sum (I_o + A \times x'^2) \\
&= 282228705142.26 + 0.00 = 282228705142.259 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

- 비틀림 상수

$$\begin{aligned}
K_s &= K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\
&= 11988000000.00 + (2,357.6 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\
&= 24057927936.000 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

(3) 내측 BEAM (G2 : 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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

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

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

- 유효폭 산정

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

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

중 작은값 사용

$$\begin{aligned} \text{환산 유효폭 } B &= 2550 \times 0.90 = 2295.17 \text{ mm} \\ A_{slab} &= 2295 \times 240 = 550841.60 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

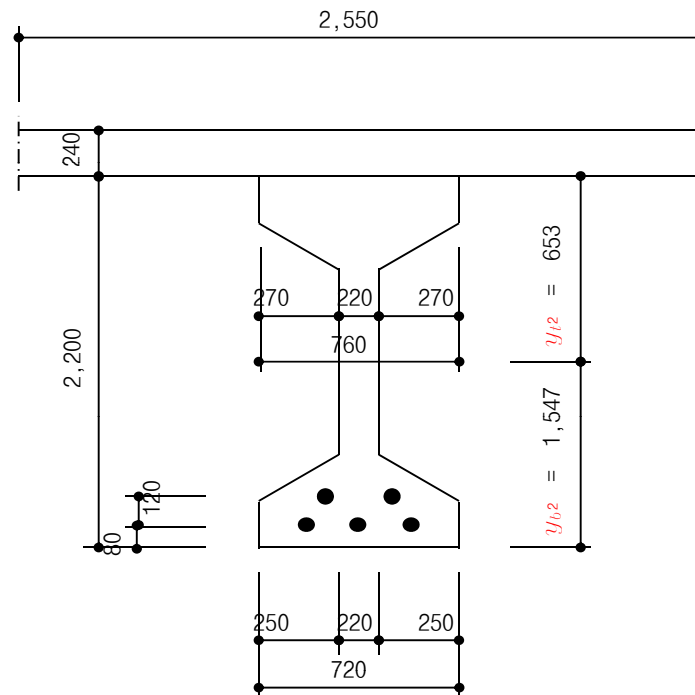
$$\begin{aligned} y_{st} &= \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리} \\ y_{t6} &= 892.54 - 240.00 = 652.541 \text{ mm} : \text{거더상단에서 도심까지} \\ y_{b6} &= 892.54 - 2440.00 = -1547.459 \text{ mm} : \text{도심에서 거더하단까지} \\ I_{33} &= \Sigma (I_o + A \times y'^2) \\ &= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4 \\ Z_{st} &= \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3 \\ Z_{t6} &= \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3 \\ Z_{b6} &= \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3 \\ e_{p6} &= 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm} \\ Z_{p6} &= \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$\begin{aligned} x_{e6} &= \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm} \\ I_{22} &= \Sigma (I_o + A \times x'^2) \\ &= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4 \\ K_s &= K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c \\ &= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 \\ &= 23738400000.000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

(4) 내측 BEAM (G3 : 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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

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

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

- 유효폭 산정

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

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

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

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

} 중 작은값 사용

(단위:mm)

번 호	A	y	A·y	y'	A·y' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$$y_{st} = \frac{\Sigma (A \times y)}{\Sigma A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

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

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

$$I_{33} = \Sigma (I_o + A \times y'^2) = 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

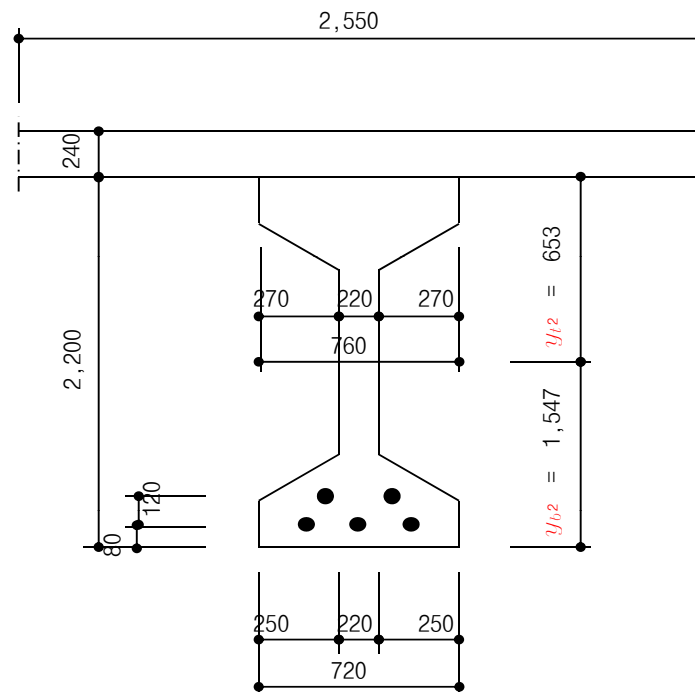
번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{e6} = \frac{\Sigma (A \times x)}{\Sigma A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \Sigma (I_o + A \times x'^2) = 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c = 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900 = 23738400000.000 \text{ mm}^4$$

(5) 내측 BEAM (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 (비대칭) (도.설 4.2.2.6)

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

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

- 유효폭 산정

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

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

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

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

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

} 중 작은값 사용

(단위 : mm)

PS강선 환산단면	827939	1407	1164516977	-514	218724674151	497318427095
슬래브	550842	120	66100993	773	328752812591	2644039701
계	1378781		1230617970		547477486743	499962466796

$$y_{st} = \frac{\sum (A \times y)}{\sum A} = \frac{1230617969.92}{1378780.78} = 892.541 \text{ mm} : \text{바닥판 상단에서 도심 축까지의 거리}$$

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

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

$$I_{33} = \sum (I_o + A \times y'^2)$$

$$= 499962466795.71 + 547477486742.72 = 1047439953538.430 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st} = \frac{I_{33}}{y_{st}} = \frac{1047439953538.43}{892.54} = 1173548666.556 \text{ mm}^3$$

$$Z_{t6} = \frac{I_{33}}{y_{t6}} = \frac{1047439953538.43}{652.54} = 1605171825.170 \text{ mm}^3$$

$$Z_{b6} = \frac{I_{33}}{y_{b6}} = \frac{1047439953538.43}{1547.46} = 676877224.843 \text{ mm}^3$$

$$e_{p6} = 1547.46 - 128.00 = 1419.459 \text{ mm}$$

$$Z_{p6} = \frac{I_{33}}{e_{p6}} = \frac{1047439953538.43}{1419.46} = 737914751.633 \text{ mm}^3$$

(단위:mm)

번 호	A	x	A·x	x'	A·x' ²	I _o
PS강선 환산단면	827939	0	0	0	0	20149506017
슬래브	550842	0	0	0	0	241811234427
계	1378781		0		0	261960740444

$$x_{e6} = \frac{\sum (A \times x)}{\sum A} = \frac{0.00}{1378780.78} = 0.000 \text{ mm}$$

$$I_{22} = \sum (I_o + A \times x'^2)$$

$$= 261960740444.23 + 0.00 = 261960740444.227 \text{ mm}^4$$

$$K_s = K + (B_s \times t_s^3) / 3 / n_c$$

$$= 11988000000.00 + (2,295.2 \times 240.0^3) / 3 / 0.900$$

$$= 23738400000.000 \text{ mm}^4$$

10) 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)
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_{22}	20149506017.22	20149506017.22	246692213871.28	282228705142.26	261960740444.23
Z_{st}			1156816859.67	1194650600.72	1173548666.56
Z_t	413658348.23	426324782.16	1577965008.38	1639697488.34	1605171825.17
Z_b	430974934.98	481209827.21	675153025.33	678995613.18	676877224.84
e_p	949.45	905.48	1412.76	1427.76	1419.46
Z_p	489076902.53	549234724.21	736323603.66	739868113.10	737914751.63
K	11988000000.00	11988000000.00	23485688064.00	24057927936.00	23738400000.00

(단위:mm)

구 분	바닥판 환산				
	내측 BEAM (G3)	내측 BEAM (G4)			
A	1378780.78	1378780.78			
y_{st}	892.54	892.54			
y_t	652.54	652.54			
y_b	-1547.46	-1547.46			
I_{33}	1047439953538.43	1047439953538.43			
I_{22}	261960740444.23	261960740444.23			
Z_{st}	1173548666.56	1173548666.56			
Z_t	1605171825.17	1605171825.17			
Z_b	676877224.84	676877224.84			
e_p	1419.46	1419.46			
Z_p	737914751.63	737914751.63			
K	23738400000.00	23738400000.00			

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_{33} : 단면 2차 모멘트 (mm^4)

I_{22} : 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)

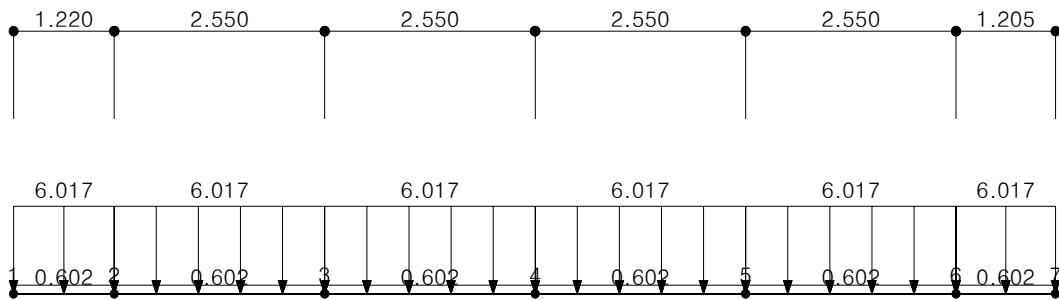
Z_p : 강선 위치에 대한 단면계수 (mm^3)

K : 비틀림 상수 (mm^4)

4. 하 중 산 정 (격자해석)

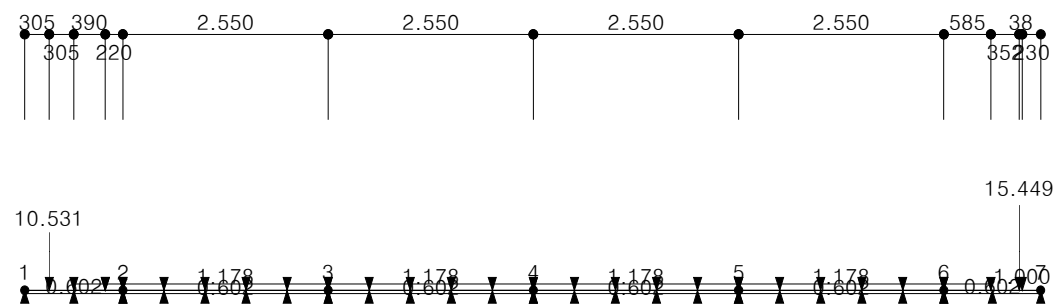
4.1 횡방향 하중분배

1) Beam 단부 총단면



- 슬래브자중 $W = 0.240 \times 25.000 \times 35.000 / 34.900 = 6.017 \text{ kN/m}^2$
- 슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10.0% 정도로 추정하여 추가 적용함
- 거푸집 중량 $W_s = 6.017 \times 0.100 = 0.602 \text{ kN/m}^2$

2) 합성후 고정하중

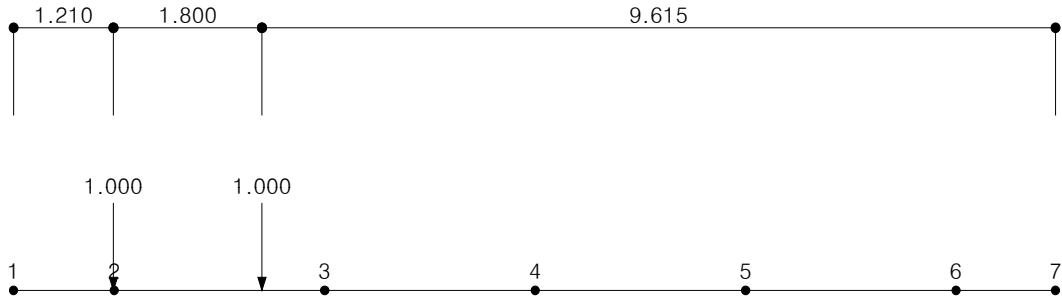


- 콘크리트 교면포장 $W_m = 0.050 \times 23.500 = 1.175 \text{ kN/m}^2$
- 거푸집 중량 $W = -0.602 = -0.602 \text{ kN/m}^2$
- 방호벽 자중 $P1 = 10.531 \text{ kN/m}$
 $P2 = 15.449 \text{ kN/m}$
- 방음벽 자중 $P1 = 1.000 \text{ kN/m}$

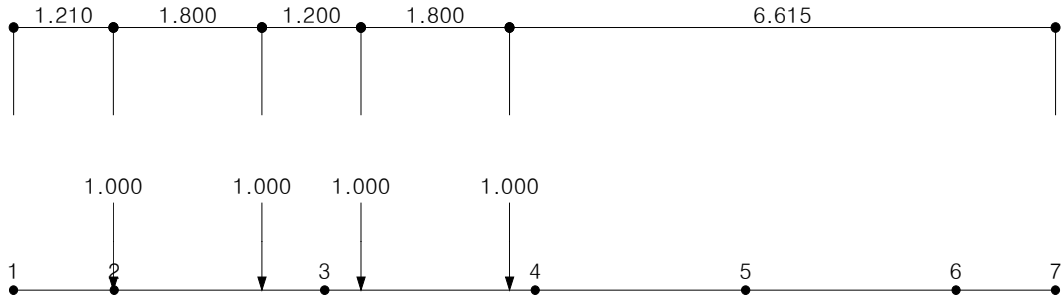
3) 활 하 중

- 연석간 교폭 $W_c = 11.395 \text{ m}$
 $\therefore$ 설계 차로수 $N = 3$ (도.설 2.1.3)
 $\therefore$ 설계 차로폭 $W = W_c / N = 11.395 / 3 = 3.798 \text{ m} > 3.6 \text{ m} \Rightarrow W = 3.600 \text{ m}$

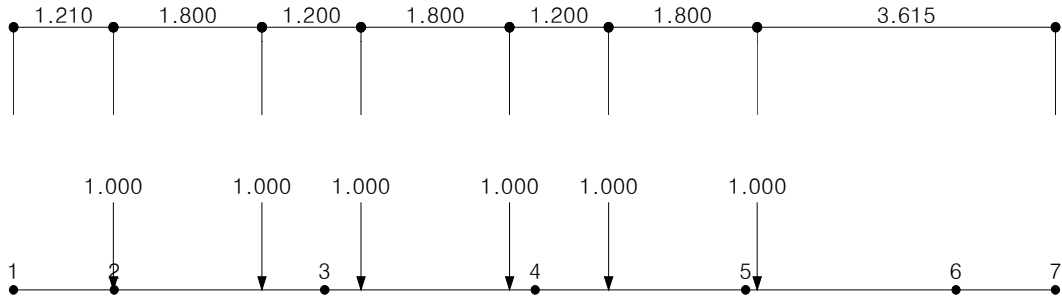
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



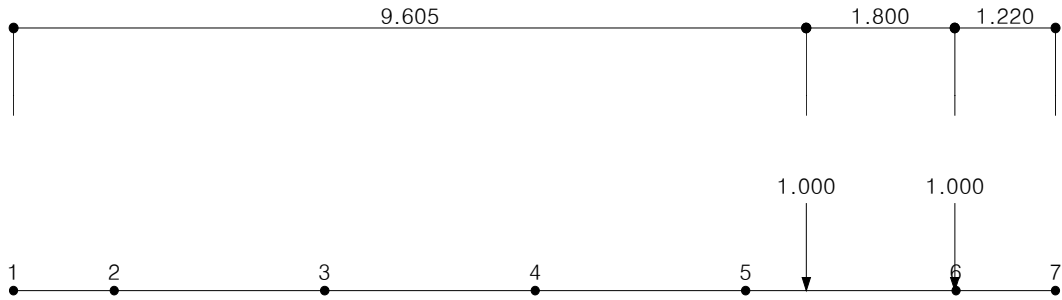
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



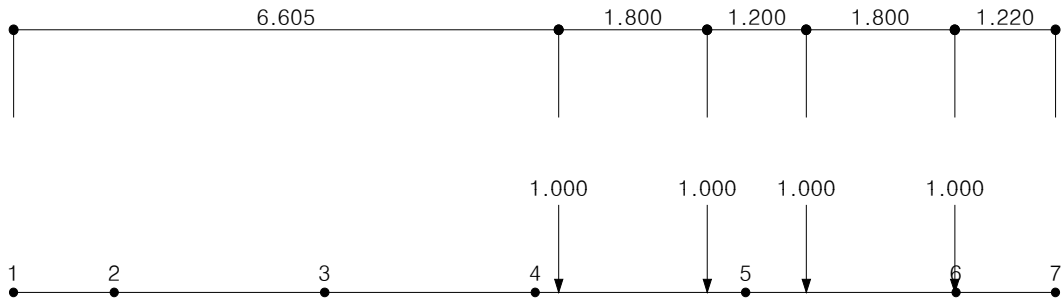
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



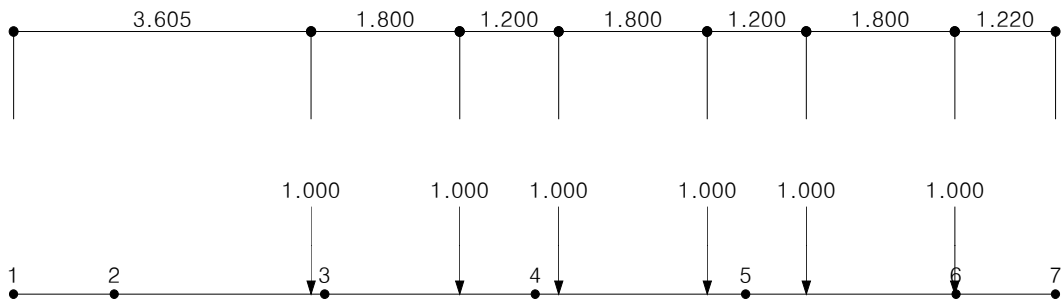
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



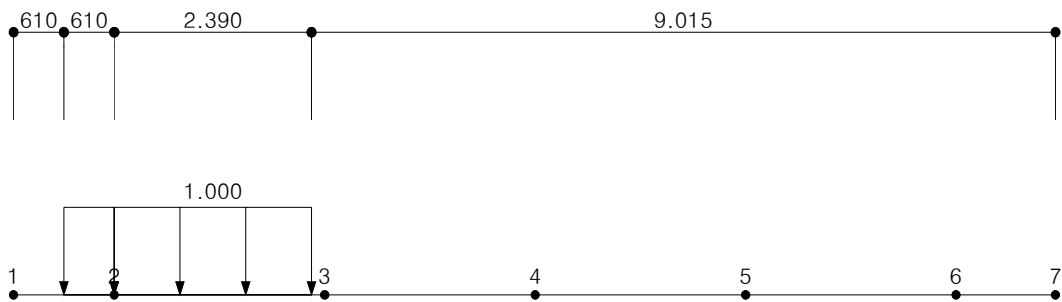
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



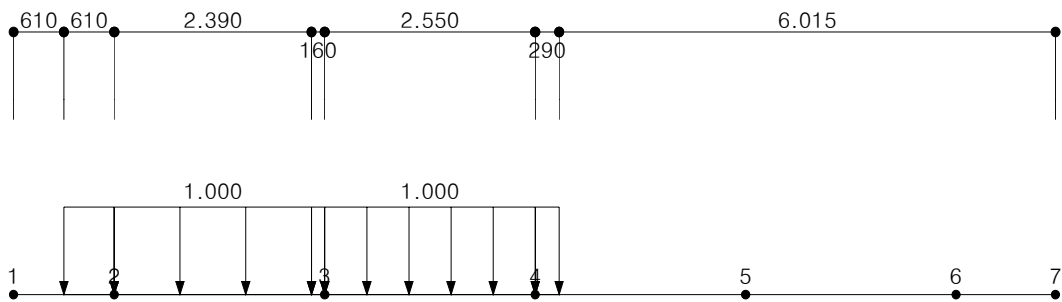
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



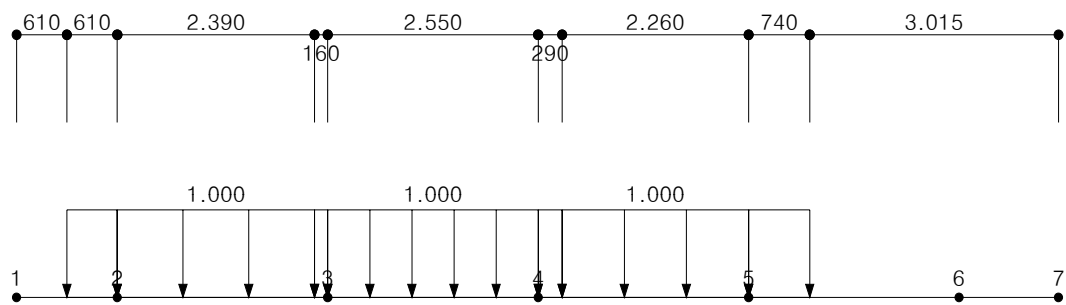
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



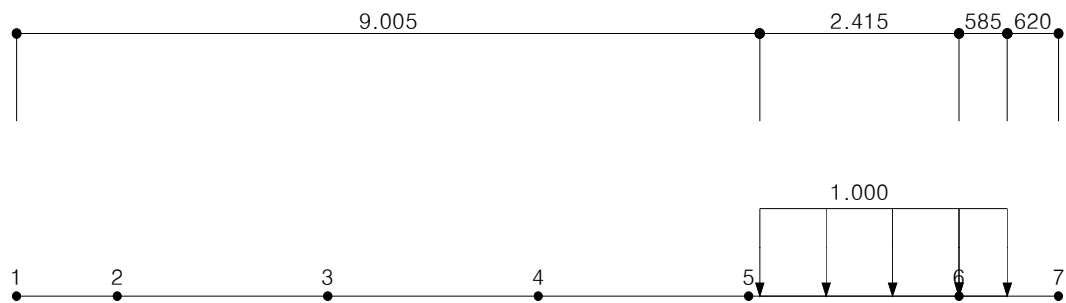
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



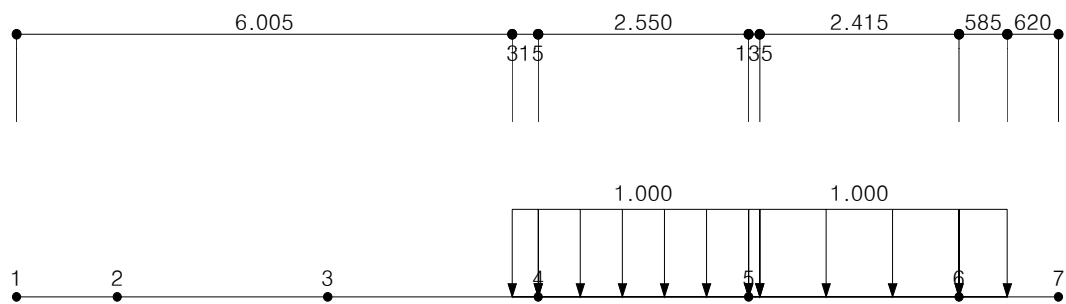
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



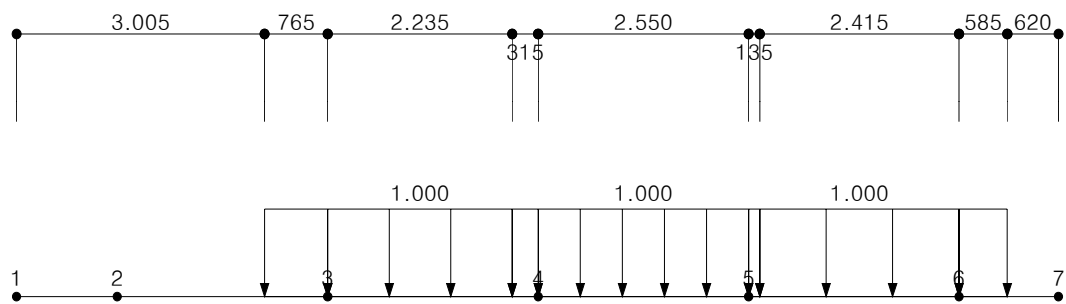
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

▪ DB-24 (윤하중)

$$\text{전륜 하중 } P_f = 24.000 \text{ kN}$$

$$\text{후륜 하중 } P_r = 96.000 \text{ kN}$$

▪ DL-24 (차선하중)

$$W = 12.700 / 3.000 = 4.233 \text{ kN/m}$$

$$P_m = 108.000 / 3.000 = 36.000 \text{ kN}$$

$$P_s = 156.000 / 3.000 = 52.000 \text{ kN}$$

5) 충격계수

$$\text{지간장 (L)} = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 \text{ m}$$

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크케도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

6) 풍 하 중 (도.설 2.1.11)

다음의 계산은 활하중 비재하시의 값으로 활하중 재하시에는 산정된 값의 1/2을 적용한다.

▪ 우측 방음벽 (외측 ⇒ 내측 풍하중 작용시)

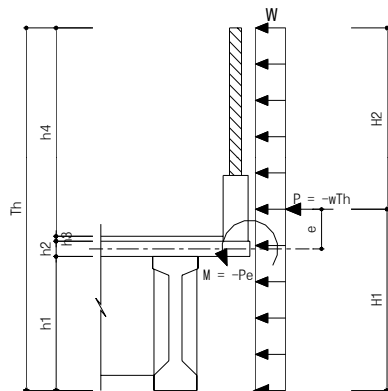
$$\text{교량 폭원 (B)} = 12.625 \text{ m}$$

$$\text{교량 총높이 (D)} = \text{거더높이} + \text{SLAB두께} + \text{방음벽높이(포장두께 포함)}$$

$$= 2.200 + 0.240 + 2.000 = 4.440 \text{ m}$$

$$B / D = 12.625 / 4.440 = 2.843$$

$$1 \leq B / D < 8 \text{ 이므로 } P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 15.235 \text{ kN/m} \geq 6.000 \text{ kN/m}$$



$$h1 = 2.200 \text{ m} \quad w = 3.431 \text{ kN/m}$$

$$h2 = 0.240 \text{ m} \quad P = -15.235 \text{ kN}$$

$$h3 = 0.050 \text{ m} \quad M = 1.524 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$h4 = 1.950 \text{ m}$$

$$Th = 4.440 \text{ m}$$

$$H1 = 2.220 \text{ m}$$

$$H2 = 2.220 \text{ m}$$

$$\sim = -0.100 \sim$$

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235
LOAD CASE	G4			G5					
	P	M	H	P	M	H			
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000			

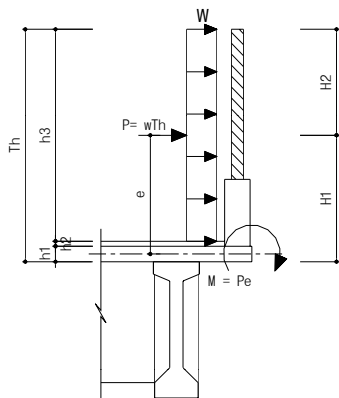
▪ 우측 방음벽 (내측 ⇒ 외측 풍하중 작용시)

교량 폭원 (B) = 12.625 m

교량 총높이 (D) = 방음벽높이(포장두께 미포함) = 1.950 m

$B / D = 12.625 / 1.950 = 6.474$

$1 \leq B / D < 8$ 이므로 $P = [4 - 0.2 (B / D)] D = 5.275 \text{ kN/m} < 6.000 \text{ kN/m}$



$h1 = 0.240 \text{ m}$ $w = 2.679 \text{ kN/m}$

$h2 = 0.050 \text{ m}$ $P = 6.000 \text{ kN}$

$h3 = 1.950 \text{ m}$ $M = 6.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Th = 2.240 \text{ m}$

$H1 = 1.120 \text{ m}$

$H2 = 1.120 \text{ m}$

$e = 1.000 \text{ m}$

LOAD CASE	G1			G2			G3		
	P	M	H	P	M	H	P	M	H
LLWIND	-0.798	0.000	0.000	4.841	0.000	0.000	0.250	0.000	15.235
LOAD CASE	G4			G5					
	P	M	H	P	M	H			
LLWIND	-5.856	0.000	0.000	1.563	0.000	0.000			

4.2 BEAM별 작용 하중

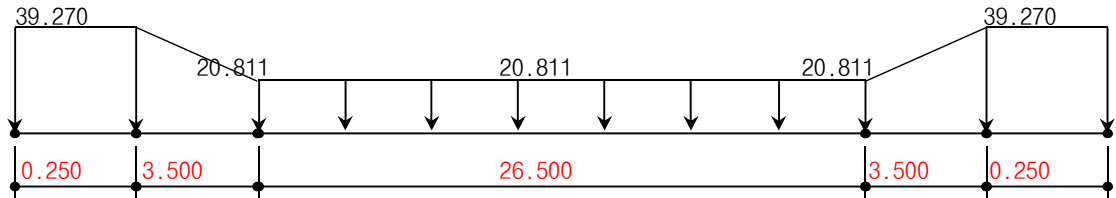
1) 고정하중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

▪ PSC BEAM 본체 중량

$$\text{단부구간} : 1.575 \times 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 39.270 \text{ kN/m}$$

$$\text{일반구간} : 0.790 \times 23.500 + (17.507 + 59.195) / 34.000 = 20.811 \text{ kN/m}$$



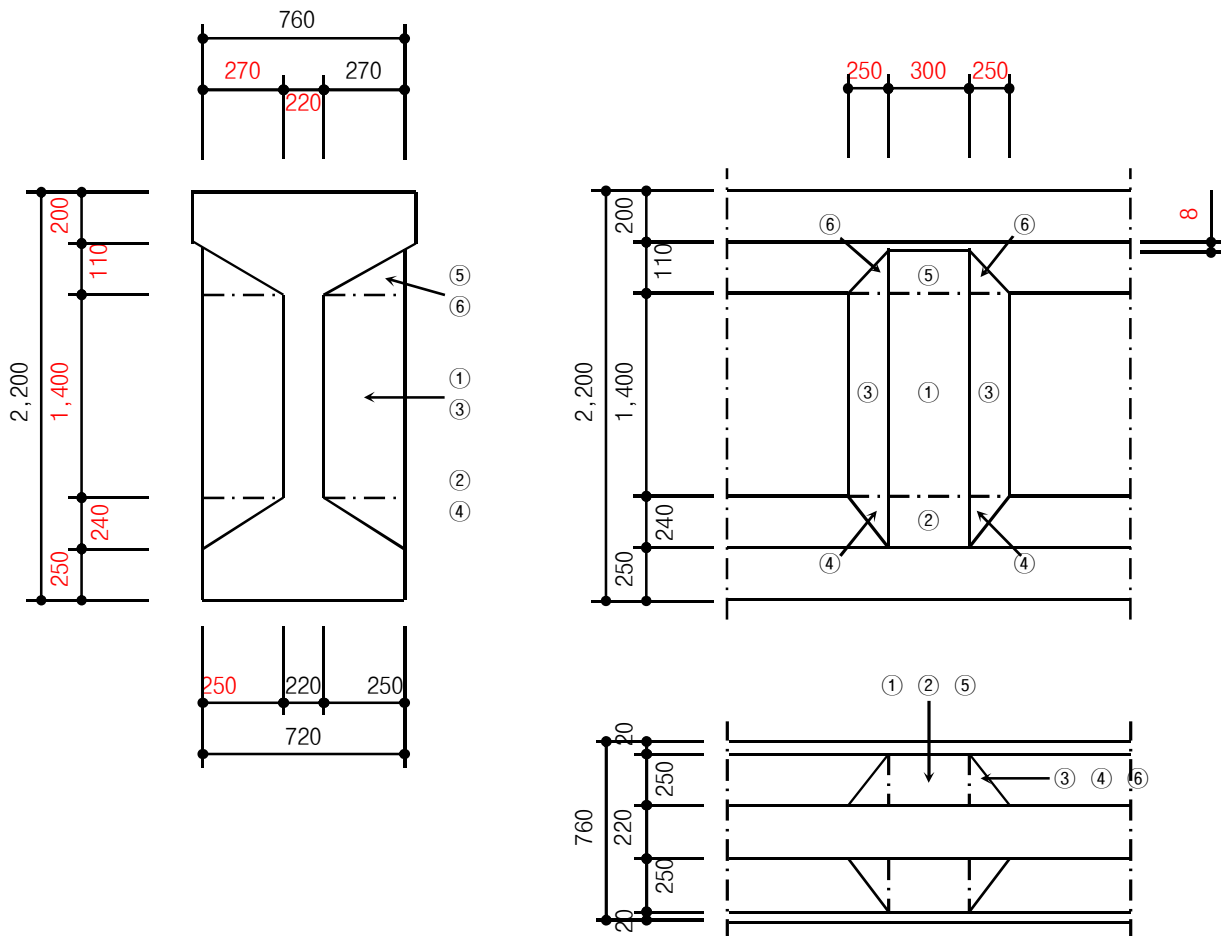
$$\text{PSC BEAM 본체 중량} : 781.421 / 34.000 = 22.983 \text{ kN/m}$$

$$\text{단부 가로보} : 0.400 \times 0.700 \times 25.000 = 7.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{일반부 가로보} : 0.300 \times 1.950 \times 25.000 = 14.625 \text{ kN/m}$$

$$\text{중간지점부 가로보} : 0.900 / 2 \times 1.950 \times 25.000 = 21.938 \text{ kN/m}$$

- 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

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

▪ 가로보 본체 연결 현치부

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

(단위 :kN/m)

구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중	구 분	합성전 고정하중		합 성 후 고정하중
	슬래브 자중	Beam 자중			슬래브 자중	Beam 자중	
G1	17.186	22.983	15.854	G2	15.992	22.983	-4.818
G3	17.297	22.983	5.401	G4	16.062	22.983	-8.217
G5	17.027	22.983	24.590				

※ 합성후 고정하중은 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등

▪ Beam 연결부

(단위 :kN)

구 분			슬 래 브			Beam		
			적용 길이	단위 하중	적용 하중	적용 길이	적용 면적	적용 하중
P1	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P2	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
P3	G1	시점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.186	0.859	0.050	1.575	1.969
	G2	시점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	15.992	0.800	0.050	1.575	1.969
	G3	시점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.297	0.865	0.050	1.575	1.969
	G4	시점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	16.062	0.803	0.050	1.575	1.969
	G5	시점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969
		종점	0.050	17.027	0.851	0.050	1.575	1.969

※ 합성전 Beam과 Beam 사이에는 강성이 없는 걸로 가정하고, 하중은 집중하중 형태로 적용합니다.

2) 활 하 중

※ 단위 하중 작용에 의한 횡방향 분배율

< DB 하중 >

(단위 : kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
DBL-2	1.133	1.933	1.001	-0.079	0.013
DBL-3	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
DBR-1	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
DBR-2	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
DBR-3	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

< DL 하중 >

(단위 : kN/m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
DLL-2	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
DLL-3	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
DLR-1	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
DLR-2	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
DLR-3	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681

※ (-) 하중의 경우는 작용하지 않습니다.

4.3 CASE별 하중 및 재하 방법

1) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 바닥판 자중
- 거푸집 중량 포함
- Beam 자중
- 가로보 자중
- 가로보 부근 콘크리트 BLOCK 중량

2) CASE 2 : 합성후 고정하중

- 합성후 단면에 대하여 Beam별 하중 재하
- 거푸집 중량 제외

3) CASE 3 : 활하중 및 풍하중

- **DB-24 하중** (표준 트럭하중을 연행하중으로 작용하며, 바퀴 간격은 전륜하중에 경우는 4.2m 후륜 하중에 경우에는 4.2~9.0m로 작용함)
- **DL-24 하중** (차선하중은 Sap Bridge에서 작용하였으며, Ps 및 Pm 하중은 재하 구간내에서 검토 단면에 최대 단면력을 발생시키는 위치에 작용함)

4) CASE 4 : 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별 **10** mm 의 부등침하를 조합하여 적용

5. 격자 해석결과

1) G1 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.546	287.765	196.095	395.560	21.538	71.202	1367.937
모 멘 트	3317.316	2404.462	620.855	2441.607	156.360	564.589	9427.008

2) G2 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.774	279.481	100.200	541.183	49.437	72.066	1424.422
모 멘 트	3320.730	2439.366	675.861	2194.027	135.756	568.588	9266.450

3) G3 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.906	287.906	102.836	474.420	11.054	72.270	1349.865
모 멘 트	3322.829	2390.193	447.059	1960.340	14.511	570.082	8697.758

4) G4 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.789	279.492	163.076	540.905	58.795	72.511	1492.170
모 멘 트	3321.131	2429.150	1071.667	2174.544	224.666	571.607	9680.433

5) G5 전단력 및 휨 모멘트

(단위 : kN)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	406.539	285.745	334.983	392.565	36.289	73.571	1511.548
모 멘 트	3317.467	2394.387	1125.795	2444.922	115.752	576.564	9917.011

6. Beam 검토

6.1 외력에 의한 응력 계산

바닥판 및 PSC BEAM $f = \frac{M}{Z}$

PS 강연선 $f = \frac{n \cdot M}{Z}$, $n = \frac{E_{pss}}{E_{pc}} = 200000.00 / 30891.00 = 6.47$

1) G1 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3317.316	0.4137		8.019			
		0.4310			-7.697		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2404.462	0.4263		5.640			
		0.4812			-4.997		
		0.5492				-4.378	-28.344
합성 후 고정 하중	620.855	1.1568	0.537				
		1.5780		0.393			
		0.6752			-0.920		
		0.7363				-0.843	-5.459
활 하 중	2519.787	1.1568	2.178				
		1.5780		1.597			
		0.6752			-3.732		
		0.7363				-3.422	-22.156
지점 침하	564.589	1.1568	0.488				
		1.5780		0.358			
		0.6752			-0.836		
		0.7363				-0.767	-4.964
계	9427.008		3.203	16.008	-18.182	-16.193	-60.923

2) G2 응력 계산

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)				PS 강연선 응력 (MPa)
			바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3320.730	0.4137		8.028			
		0.4310			-7.705		
		0.4891				-6.790	
합성 전 고정 하중	2439.366	0.4263		5.722			
		0.4812			-5.069		
		0.5492				-4.441	-28.755
합성 후 고정 하중	675.861	1.1735	0.576				
		1.6052		0.421			
		0.6769			-0.998		
		0.7379				-0.916	-5.930
활 하 중	2261.905	1.1735	1.927				
		1.6052		1.409			
		0.6769			-3.342		
		0.7379				-3.065	-19.846
지점 침하	568.588	1.1735	0.485				
		1.6052		0.354			
		0.6769			-0.840		
		0.7379				-0.771	-4.989
계	9266.450		2.988	15.934	-17.955	-15.983	-59.520

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	3322.829	0.4137		8.033			
		0.4310			-7.710		
		0.4891				-6.794	
합성 전 고정 하중	2390.193	0.4263		5.607			
		0.4812			-4.967		
		0.5492				-4.352	-28.176
합성 후 고정 하중	447.059	1.1735	0.381				
		1.6052		0.279			
		0.6769			-0.660		
		0.7379				-0.606	-3.922
활 하 중	1967.596	1.1735	1.677				
		1.6052		1.226			
		0.6769			-2.907		
		0.7379				-2.666	-17.263
지점 침하	570.082	1.1735	0.486				
		1.6052		0.355			
		0.6769			-0.842		
		0.7379				-0.773	-5.002
계	8697.758		2.543	15.499	-17.087	-15.191	-54.363

구 분	모멘트 (kN · m)	단면계수 (m ³)	바닥판 상 연	PSC BEAM		PSC 강선 도심위치	응력 (MPa)
				상 연	하 연		
Beam 자 중	3321.131	0.4137		8.029			
		0.4310			-7.706		
		0.4891				-6.791	
합성 전 고정 하중	2429.150	0.4263		5.698			
		0.4812			-5.048		
		0.5492				-4.423	-28.635
합성 후 고정 하중	1071.667	1.1735	0.913				
		1.6052		0.668			
		0.6769			-1.583		
		0.7379				-1.452	-9.403
활 하 중	2286.877	1.1735	1.949				
		1.6052		1.425			
		0.6769			-3.379		
		0.7379				-3.099	-20.065
지점 침하	571.607	1.1735	0.487				
		1.6052		0.356			
		0.6769			-0.844		
		0.7379				-0.775	-5.015
계	9680.433		3.349	16.175	-18.560	-16.539	-63.118

5) G5 응력 계산

			콘크리트 단면 휨 응력 (MPa)	
--	--	--	--------------------	--

			상 연	상 연	하 연	도심위치	(MPa)
Beam 자 중	3317.467	0.4137		8.020			
		0.4310			-7.698		
		0.4891				-6.783	
합성 전 고정 하중	2394.387	0.4263		5.616			
		0.4812			-4.976		
		0.5492				-4.359	-28.225
합성 후 고정 하중	1125.795	1.1947	0.942				
		1.6397		0.687			
		0.6790			-1.658		
		0.7399				-1.522	-9.852
활 하 중	2502.798	1.1947	2.095				
		1.6397		1.526			
		0.6790			-3.686		
		0.7399				-3.383	-21.901
지점 침하	576.564	1.1947	0.483				
		1.6397		0.352			
		0.6790			-0.849		
		0.7399				-0.779	-5.045
계	9917.011		3.520	16.201	-18.867	-16.826	-65.023

6.2 프리스트레스에 의한 응력 계산

1) 단면내에서의 긴장재 위치 결정

(1) 수요 PS 각역선 개수의 약사

② PS 강연선의 소요 인장력 (P_t)

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

여기서, Σf_t : 외측 거더의 하연 휨 인장응력 (MPa)
 f_{ct} : 허용 휨인장응력 (MPa)
 A_c : 거더의 순단면적 (mm^2)
 y_{b2} : 거더 순단면의 도심에서 하연까지의 거리 (mm)
 Y_c : 거더 순단면의 단면2차반경 (mm^2)
 e_{p2} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리 (mm)

$$P_e = ((18.867 - 1.414) \times 789594.028) / (1 + 1077.448 / 588090.875 \times 949.448) = 5030.283 \text{ kN}$$

$$Y_c = 464353043161.343 / 789594.028 = 588090.875 \text{ mm}^2$$

$$P_t = 5030.283 / 0.80 = 6287.854 \text{ kN}$$

③ 강연선 1set의 인장력 (P_t')

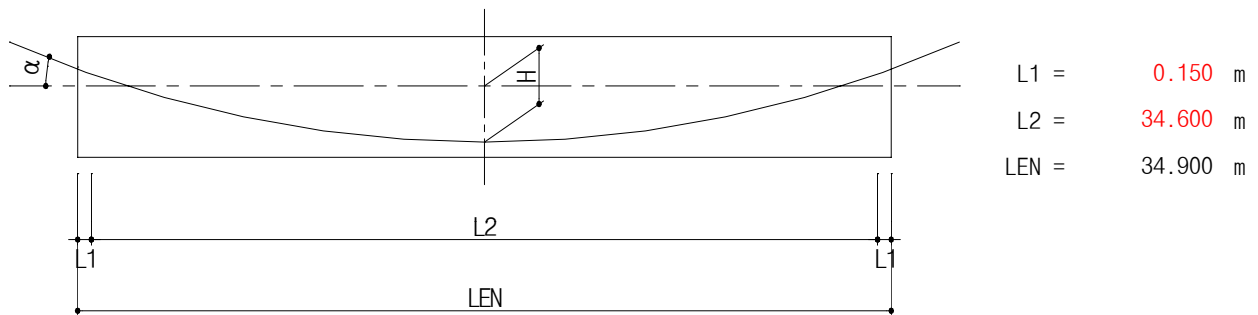
$$P_t' = 0.8 \times f_{py} \times A_p = 0.8 \times 1600.00 \times 1184.520 = 1516.186 \text{ kN}$$

④ 소요 PS 강연선 set 개수 (n)

$$n = P_t / P_t' = 6287.854 / 1516.186 = 4.147 \text{ ea}$$

∴ 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

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

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

$$\text{곡률 마찰계수 } \mu = 0.250 \text{ (1/rad)}$$

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

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

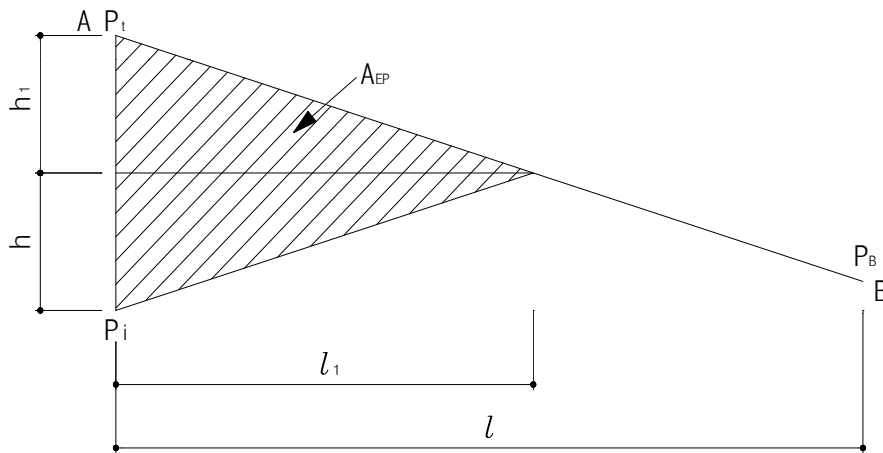
② 정착장치 활동량에 의한 손실량

- PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

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

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]

$$\therefore A_{EP} = \Delta l \times A_P \times E_P = 6.0 \times 5922.600 \times 200000.000 = 7107.120 \text{ kN.m}$$



- 마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$$l = 17.346 \text{ m}$$

$$P_t = 1295.715 \times 5922.600 / 10^3 = 7674.000 \text{ kN}$$

$$P_B = (1295.715 - 140.310) \times 5922.600 / 10^3 = 6843.000 \text{ kN}$$

$$\Delta P_B = P_t - P_B = 7674.000 - 6843.000 = 831.000 \text{ kN}$$

$$l_1 : h_1 = 17.346 : 831.000 \Rightarrow h_1 = l_1 \times 831.000 / 17.346$$

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

$$7107.120 = 831.000 / 17.346 \times l_1^2$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{(7107.120 \times 17.346 / 831.000)} = 12.180 \text{ m}$$

$$12.180 < 17.346 \text{ m}$$

∴ 정착 장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

③ 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

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

여기서, E_{pss} : PS 강연선의 탄성계수 (200,000.0 MPa)
 E_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도 (27,032.9 MPa)
 f_{cir} : 프리스트레스 도입 직후 거더의 고정하중과 프리스트레스 회에 의해 발생

$f_{ctg'}$: 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

f_{dog} : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심 위치에서의 응력

$$f_{pt} = f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} = 1295.715 - 140.310 = 1155.405 \text{ MPa}$$

$$P_t' = f_{pt} \times A_p \times N = 1155.405 \times 5922.600 = 6843.000 \text{ kN}$$

$$f_{ctg'} = \frac{P_t'}{A_c} + \frac{P_t' \times e_{p2}}{Z_{p2}} = \frac{6843.000}{789594.028} + \frac{6843.000 \times 949.448}{489076902.528} = 21.951 \text{ MPa(압축)}$$

$$f_{dog} = M_d / Z_{p2} = 3322.829 / 489076902.528 = -6.794 \text{ MPa(인장)}$$

(M_d : 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$f_{cir} = \frac{N-1}{N} f_{ctg'} + f_{dog} = \frac{4}{5} \times 21.951 - 6.794 = 10.767 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{pel} = 0.5 \times \frac{E_{pss}}{E_{ci}} \times f_{cir} = 0.50 \times \frac{200000.000}{27032.900} \times 10.767 = 39.828 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 초기 긴장응력

$$\begin{aligned} f_{pt} &= f_{pt1} - f_{pf} - f_{ps} - f_{pel} \\ &= 1295.715 - 140.310 - 0 - 39.828 = 1115.577 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(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 강연선 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력)

$$P_t = 1115.577 \times 5922.600 = 6607.116 \text{ kN}$$

$$P = P_t \times e_{p2} = M$$

- 외측 거더 (G1) (M_d : G1 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$\begin{aligned}
 f_{c1r1} &= \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.316}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa} \\
 f_{cds} &= 4.378 + 0.843 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.221 \text{ MPa} \\
 \therefore \Delta f_{pcr} &= 12 \times 14.411 - 7 \times 5.221 = 136.389 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 내측 거더 (G2) (M_d : G2 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$\begin{aligned}
 f_{c1r1} &= \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3320.730}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa} \\
 f_{cds} &= 4.441 + 0.916 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.357 \text{ MPa} \\
 \therefore \Delta f_{pcr} &= 12 \times 14.404 - 7 \times 5.357 = 135.351 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 내측 거더 (G3) (M_d : G3 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$\begin{aligned}
 f_{c1r1} &= \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3322.829}{489076902.528} = 14.400 \text{ MPa} \\
 f_{cds} &= 4.352 + 0.606 \text{ (휨 응력 참조)} = 4.958 \text{ MPa} \\
 \therefore \Delta f_{pcr} &= 12 \times 14.400 - 7 \times 4.958 = 138.097 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 내측 거더 (G4) (M_d : G4 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$\begin{aligned}
 f_{c1r1} &= \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3321.131}{489076902.528} = 14.404 \text{ MPa} \\
 f_{cds} &= 4.423 + 1.452 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.875 \text{ MPa} \\
 \therefore \Delta f_{pcr} &= 12 \times 14.404 - 7 \times 5.875 = 131.717 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 외측 거더 (G5) (M_d : G5 거더 자중에 의한 최대 모멘트)

$$\begin{aligned}
 f_{c1r1} &= \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{489076902.528} - \frac{3317.467}{489076902.528} = 14.411 \text{ MPa} \\
 f_{cds} &= 4.359 + 1.522 \text{ (휨 응력 참조)} = 5.881 \text{ MPa} \\
 \therefore \Delta f_{pcr} &= 12 \times 14.411 - 7 \times 5.881 = 131.765 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\begin{aligned}
 \therefore \Delta f_{psh} &= 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r) \\
 &\quad (H_r : \text{주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도} = 70.00) \\
 &= 0.80 \times (119.00 - 1.05 \times 70.00) = 36.400 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

③ PS 강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

- 저릴랙세이션 강연선 사용

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

Δf_{pel} : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

Δf_{pcr} : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

Δf_{psh} : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

▪ 외측 거더 (G1)

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 - 0.05 \times (136.389 + 36.400) = 12.556 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 - 0.05 \times (135.351 + 36.400) = 12.608 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 - 0.05 \times (138.097 + 36.400) = 12.471 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 - 0.05 \times (131.717 + 36.400) = 12.790 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$\therefore \Delta f_{pr} = 35 - 0.07 \times 140.310 - 0.1 \times 39.828 - 0.05 \times (131.765 + 36.400) = 12.787 \text{ MPa}$$

④ PS 강연선의 유효응력

$$f_{pe} = f_{pt} - \Delta f_{pcr} - \Delta f_{psh} - \Delta f_{pr}$$

▪ 외측 거더 (G1)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 136.389 - 36.400 - 12.556 = 930.232 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{930.232}{1115.577} = 0.834$$

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 135.351 - 36.400 - 12.608 = 931.218 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{931.218}{1115.577} = 0.835$$

▪ 내측 거더 (G3)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 138.097 - 36.400 - 12.471 = 928.609 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{928.609}{1115.577} = 0.832$$

▪ 내측 거더 (G4)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 131.717 - 36.400 - 12.790 = 934.670 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.670}{1115.577} = 0.838$$

▪ 외측 거더 (G5)

- PS 강연선의 유효 인장응력

$$f_{pe} = 1115.577 - 131.765 - 36.400 - 12.787 = 934.625 \text{ MPa}$$

- 유효계수

$$\eta = \frac{f_{pe}}{f_{pt}} = \frac{934.625}{1115.577} = 0.838$$

(8) 긴장재의 신축량 계산

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 P_t &= f_{pt} \times A_p \times N = 1115.577 \times 5922.600 / 10^3 = 6607.116 \text{ kN} \\
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} - \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{t2}} = \frac{6607.116}{789594.028} - \frac{6607.116 \times 949.448}{413658348.231} = -6.797 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{P_t}{A_c} + \frac{P_t \times e_{p2}}{Z_{b2}} = \frac{6607.116}{789594.028} + \frac{6607.116 \times 949.448}{430974934.985} = 22.923 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 거더 자중에 의한 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{t2}} = \frac{3322.829}{413658348.231} = 8.033 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \frac{M_d}{Z_{b2}} = \frac{3322.829}{430974934.985} = -7.710 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

∴ 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= -6.797 + 8.033 = 1.236 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= 22.923 + (-7.710) = 15.213 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 유효 프리스트레스

▪ 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.834 \times -6.797 = -5.668 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.834 \times 22.923 = 19.115 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
 f_{ct} \text{ (상면응력)} &= \eta \times f_{ct} = 0.835 \times -6.797 = -5.674 \text{ MPa} \\
 f_{cb} \text{ (하면응력)} &= \eta \times f_{cb} = 0.835 \times 22.923 = 19.135 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G3)

$$f_{ct} \text{ (상면응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.832 \times -6.797 = -5.658 \text{ MPa}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$f_{ct} \text{ (상연응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.838 \times -6.797 = -5.695 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} \text{ (하연응력)} = \eta \times f_{cb} = 0.838 \times 22.923 = 19.206 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$f_{ct} \text{ (상연응력)} = \eta \times f_{ct} = 0.838 \times -6.797 = -5.695 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} \text{ (하연응력)} = \eta \times f_{cb} = 0.838 \times 22.923 = 19.205 \text{ MPa}$$

③ 설계하중 작용시의 휨응력

▪ 외측 거더 (G1)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.668	16.008	10.340
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.115	-18.182	0.933
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.203	3.203
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

▪ 내측 거더 (G2)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.674	15.934	10.260
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.135	-17.955	1.180
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.988	2.988
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장 (+) : 압축

■ 내측 거더 (G3)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.658	15.499	9.841
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.081	-17.087	1.995
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						2.543	2.543
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

■ 내측 거더 (G4)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.175	10.480
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.206	-18.560	0.646
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.349	3.349
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

■ 외측 거더 (G5)

(단위 : MPa)

구 분		프리스트레스 도입 직후			설계하중 작용시		
		프리스트레스	거더 자중	계	유효 프리스트레스	총하중 (고정하중, 활하중)	계
PSC 거더	상연	-6.797	8.033	1.236	-5.695	16.201	10.506
	하연	22.923	-7.710	15.213	19.205	-18.867	0.339
PS 콘크리트 허용응력		(인장) 1.41 < 계 < 19.20 (압축)			(인장) 3.16 < 계 < 18.00 (압축)		
바닥판						3.520	3.520
바닥판 콘크리트 허용응력					(인장) 0.68 < 계 < 10.80 (압축)		

(-) : 인장, (+) : 압축

6.3 2차 응력 계산

1) 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

▪ 외측 거더 (G1)

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

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

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000}{27804.000} \times \frac{497318427094.829}{2587175220.383} = 213.567$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.567 = 214.567$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 213.567 \times 0.120 = -24.461$$

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

$$= 1.167^2 + 0.601 + 213.567 \times$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 930.23}{2} \right) \times 5922.60 = 6058.253 \text{ kN}$$

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

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

$$N_c = - \frac{0.500}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times [6058.253 \times \{ 214.567 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -24.461 \times 0.905 \} + 3317.316 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167)] \\ - \frac{0.792}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times 2404.462 \times (-24.461 - 214.567 \times 1.167) = -1067.493 \text{ kN}$$

$$M_c = - \frac{0.500}{213.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times [6058.253 \times \{ -24.461 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 6.062 \times 0.905 \} + 3317.316 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167)] \\ - \frac{0.792}{214.567 \times 6.062 - -24.461^2} \times 2404.462 \times (6.062 - -24.461 \times 1.167) = -151.582 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G2)

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

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

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000}{27804.000} \times \frac{497318427094.829}{2644039700.884} = 208.974$$

$$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 \\ = 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 931.22}{2} \right) \times 5922.60 = 6061.172 \text{ kN}$$

$$\phi^\infty = 3.80$$

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

$$N_c = - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6061.172 \times \{ 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905 \} + 3320.730 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2439.366 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1085.930 \text{ kN}$$

$$M_c = - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6061.172 \times \{ -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905 \} + 3320.730 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2439.366 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -154.344 \text{ kN.m}$$

▪ 내측 거더 (G3)

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

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

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974$$

$$B = 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 = 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974$$

$$P = \left(\frac{1115.58 + 928.61}{2} \right) \times 5922.60 = 6053.448 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}
N_c &= - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6053.448 \times \{ 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times 0.905 \} + 3322.829 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2390.193 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1071.430 \text{ kN} \\
M_c &= - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6053.448 \times \{ -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times 0.905 \} + 3322.829 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2390.193 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167) = -152.496 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▪ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
N_c &= -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1') \\
M_c &= -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1') \\
m &= \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2644039700.884} = 208.974 \\
B &= 1 + m = 1 + 208.974 = 209.974 \\
C &= y_1' - m y_2 = 1.167 - 208.974 \times 0.120 = -23.910 \\
F &= y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 \\
&= 1.167^2 + 0.601 + 208.974 \times 0.120^2 + 208.974 \times 0.005 = 5.974 \\
P &= \frac{(1115.58 + 934.67)}{2} \times 5922.60 = 6071.397 \text{ kN} \\
K &= \frac{\phi^\infty}{1 + \phi^\infty} = \frac{3.80}{1 + 3.80} = 0.792
\end{aligned}$$

2.40

$$\begin{aligned}
N_c &= - \frac{0.500}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times [6071.397 \times \{ \\
&\quad 209.974 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + -23.910 \times \\
&\quad 0.905 \} + 3321.131 \times (-23.910 - 209.974 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times 2429.150 \times (\\
&\quad -23.910 - 209.974 \times 1.167) = -1082.269 \text{ kN} \\
M_c &= - \frac{0.500}{208.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times [6071.397 \times \{ \\
&\quad -23.910 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.974 \times \\
&\quad 0.905 \} + 3321.131 \times (5.974 - -23.910 \times 1.167)] \\
&\quad - \frac{0.792}{209.974 \times 5.974 - -23.910^2} \times 2429.150 \times (\\
&\quad 5.974 - -23.910 \times 1.167) = -153.911 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▪ 외측 거더 (G5)

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

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

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30891.000 \times 497318427094.829}{27804.000 \times 2715938916.938} = 203.441$$

$$B = 1 + m = 1 + 203.441 = 204.441$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.167 - 203.441 \times 0.120 = -23.246$$

$$\begin{aligned}
F &= y_1'^2 + r_{c1}^2 + m y_2^2 + m r_{c2}^2 \\
&= 1.167^2 + 0.601 + 203.441 \times \\
&\quad 0.120^2 + 203.441 \times 0.005 = 5.868
\end{aligned}$$

$$P = \frac{(1115.58 + 934.62)}{2} \times 5922.60 = 6071.263 \text{ kN}$$

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

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

$$\begin{aligned}
& - \frac{-23.246^2}{2} - \frac{204.441}{x} \times 5.868 \times 0.792 \\
& 204.441 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + (-23.246 \times 0.905) + 3317.467 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167) \\
& - \frac{0.792}{-23.246^2 - 204.441 \times 5.868} \times 2394.387 \times (-23.246 - 204.441 \times 1.167) = -1079.281 \text{ kN} \\
M_c &= - \frac{0.500}{203.441 \times 5.868 - (-23.246^2)} \times [6071.263 \times \{-23.246 \times (1.167 \times 0.905 - 0.601) + 5.868 \times 0.905\} + 3317.467 \times (5.868 - (-23.246 \times 1.167))] \\
& - \frac{0.792}{204.441 \times 5.868 - (-23.246^2)} \times 2394.387 \times (5.868 - (-23.246 \times 1.167)) = -154.079 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
N_s &= \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty} \\
M_s &= \varepsilon_s E_{cl} I_{cl} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}
\end{aligned}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 214.567}{214.567 \times 6.062 - (-24.461^2)} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 195.560 \text{ kN} \\
M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-24.461)}{-24.461^2 - 214.567 \times 6.062} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 22.295 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910^2)} \times \frac{1}{1 + 3.80} = 196.896 \text{ kN} \\
M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80}
\end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 196.896 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.421 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 209.974}{209.974 \times 5.974 - (-23.910)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 196.896 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.910)}{-23.910^2 - 209.974 \times 5.974} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.421 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

■ 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 N_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times 204.441}{204.441 \times 5.868 - (-23.246)^2} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 198.531 \text{ kN} \\
 M_s &= \frac{0.0002 \times 30891000.000 \times 0.497 \times (-23.246)}{-23.246^2 - 204.441 \times 5.868} \times \frac{1}{1 + 3.80} \\
 &= 22.574 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2) PSC 거더 및 바닥판의 상·하연 응력계산

(1) 크리프에 의한 응력계산

$$f_{c2}' = -\frac{N_c}{A_{c2}} - \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상연응력}$$

$$f_{c2} = -\frac{N_c}{A_{c2}} + \frac{M_c - N_c y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하연응력}$$

$$f_{c1}' = \frac{N_c}{A_{c1}} + \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상연응력}$$

$$f_{c1} = \frac{N_c}{A_{c1}} - \frac{M_c + N_c y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 하연응력}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$f_{c2}' = -\frac{-1067492.781}{538994.838} - \frac{-151582293.469 - (-1067492.781 \times 120.000)}{2587175220.383} \times 120.000 = 3.070 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = -\frac{-1067492.781}{538994.838} + \frac{-151582293.469 - (-1067492.781 \times 120.000)}{2587175220.383} \times 120.000 = 0.891 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1067492.781}{827939.177} + \frac{-151582293.469 + (-1067492.781 \times 1166.525)}{497318427094.829} \times 1166.525 = -4.566 \text{ MPa}$$

$$-1067492.781 \quad -151582293.469 \quad + \quad -1067492.781 \quad \times \quad 1166.525$$

$$= -4.192 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$f_{c2}' = - \frac{-1085930.028}{550841.604} - \frac{-154343854.440}{2644039700.884} - \frac{-1085930.028}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.062 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1085930.028}{550841.604} + \frac{-154343854.440}{2644039700.884} - \frac{-1085930.028}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.881 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1085930.028}{827939.177} + \frac{-154343854.440}{497318427094.829} + \frac{-1085930.028}{497318427094.829} \times 1166.525 \times 1166.525$$

$$= -4.645 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1085930.028}{827939.177} - \frac{-154343854.440}{497318427094.829} + \frac{-1085930.028}{497318427094.829} \times 1166.525 \times -1033.475$$

$$= -4.265 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$f_{c2}' = - \frac{-1071430.203}{550841.604} - \frac{-152496396.375}{2644039700.884} - \frac{-1071430.203}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.031 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1071430.203}{550841.604} + \frac{-152496396.375}{2644039700.884} - \frac{-1071430.203}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.859 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = \frac{-1071430.203}{827939.177} + \frac{-152496396.375}{497318427094.829} + \frac{-1071430.203}{497318427094.829} \times 1166.525 \times 1166.525$$

$$= -4.583 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = \frac{-1071430.203}{827939.177} - \frac{-152496396.375}{497318427094.829} + \frac{-1071430.203}{497318427094.829} \times 1166.525 \times -1033.475$$

$$= -4.208 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$f_{c2}' = - \frac{-1082269.432}{550841.604} - \frac{-153911219.245}{2644039700.884} - \frac{-1082269.432}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 3.056 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - \frac{-1082269.432}{550841.604} + \frac{-153911219.245}{2644039700.884} - \frac{-1082269.432}{2644039700.884} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= 0.874 \text{ MPa}$$

$$-1082269.432 \quad -153911219.245 \quad + \quad -1082269.432 \quad \times \quad 1166.525$$

$$\begin{aligned}
 f_{c1} &= \frac{-1082269.432}{827939.177} - \frac{-153911219.245 + -1082269.432 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475 \\
 &= -4.630 \text{ MPa} \\
 &= -4.251 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 f_{c2}' &= - \frac{-1079281.240}{565820.608} - \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000 \\
 &= 2.993 \text{ MPa} \\
 f_{c2} &= - \frac{-1079281.240}{565820.608} + \frac{-154079400.038 - -1079281.240 \times 120.000}{2715938916.938} \times 120.000 \\
 &= 0.822 \text{ MPa} \\
 f_{c1}' &= \frac{-1079281.240}{827939.177} + \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times 1166.525 \\
 &= -4.618 \text{ MPa} \\
 f_{c1} &= \frac{-1079281.240}{827939.177} - \frac{-154079400.038 + -1079281.240 \times 1166.525}{497318427094.829} \times -1033.475 \\
 &= -4.240 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 응력계산

$$f_{s2}' = -\frac{N_s}{A_{c2}} - \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 상면응력}$$

$$f_{s2} = -\frac{N_s}{A_{c2}} + \frac{M_s - N_s y_2}{I_{c2}} \cdot y_2' \quad ; \text{ 바닥판 하면응력}$$

$$f_{s1}' = \frac{N_s}{A_{c1}} + \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 상면응력}$$

$$f_{s1} = \frac{N_s}{A_{c1}} - \frac{M_s + N_s y_1'}{I_{c1}} \cdot y_1' \quad ; \text{ PSC 거더 하면응력}$$

■ 외측 거더 (G1)

$$f_{s2}' = -\frac{195559.892}{538994.838} - \frac{22294625.163 - 195559.892 \times 120.000}{2587175220.383} \times 120.000 = -0.308 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = -\frac{195559.89}{538994.84} + \frac{22294625.16 - 195559.89 \times 120.00}{2587175220.38} \times 120.000 = -0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{195559.89}{827939.18} + \frac{22294625.16 + 195559.89 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 = 0.824 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{195559.89}{827939.18} - \frac{22294625.16 + 195559.89 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475 = 0.757 \text{ MPa}$$

■ 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
 f_{s2} &= - \frac{550841.604}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 f_{s1} &= \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475 \\
 &= 0.762 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 f_{s2}' &= - \frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 f_{s1} &= \frac{196896.24}{827939.18} - \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times -1033.475 \\
 &= 0.762 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

■ 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 f_{s2}' &= - \frac{196896.244}{550841.604} - \frac{22421150.068 - 196896.244 \times 120.000}{2644039700.884} \times 120.000 \\
 &= -0.303 \text{ MPa} \\
 f_{s2} &= - \frac{196896.24}{550841.60} + \frac{22421150.07 - 196896.24 \times 120.00}{2644039700.88} \times 120.000 \\
 &= -0.412 \text{ MPa} \\
 f_{s1}' &= \frac{196896.24}{827939.18} + \frac{22421150.07 + 196896.24 \times 1166.52}{497318427094.83} \times 1166.525 \\
 &= 0.829 \text{ MPa} \\
 &196896.24 \quad 22421150.07 \quad + \quad 196896.24 \quad \times \quad 1166.52
 \end{aligned}$$

$$= 0.762 \text{ MPa}$$

▪ 외측 거더 (G5)

$$f_{s2}' = - \frac{198530.882}{565820.608} - \frac{22574374.935}{2715938916.938} - \frac{198530.882}{2715938916.938} \times 120.000 \times 120.000$$

$$= -0.296 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - \frac{198530.88}{565820.61} + \frac{22574374.93}{2715938916.94} - \frac{198530.88}{2715938916.94} \times 120.00 \times 120.000$$

$$= -0.406 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = \frac{198530.88}{827939.18} + \frac{22574374.93}{497318427094.83} + \frac{198530.88}{497318427094.83} \times 1166.52 \times 1166.525$$

$$= 0.836 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = \frac{198530.88}{827939.18} - \frac{22574374.93}{497318427094.83} + \frac{198530.88}{497318427094.83} \times 1166.52 \times -1033.475$$

$$= 0.768 \text{ MPa}$$

6.4 휨 극한 안전성 검토

1) 외력에 의한 극한 모멘트 계산

하 중 조 합

$$CASE\ 1 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 2.15(\Sigma \text{활하중})$$

$$CASE\ 2 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 3 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 0.65(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 4 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 1.3(\Sigma \text{지점침하})$$

$$CASE\ 5 = 1.25x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.25(\Sigma \text{활하중}) + 0.625(\Sigma \text{풍하중}) + 1.25(\Sigma \text{지점침하})$$

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6342.6	2.150	2441.6					13494.878
CASE 2	1.300	6342.6			1.300	156.4			8448.690
CASE 3	1.300	6342.6	1.300	2441.6	0.650	156.4			11521.145
CASE 4	1.300	6342.6	1.300	2441.6			1.300	564.6	12153.477
CASE 5	1.250	6342.6	1.250	2441.6	0.625	156.4	1.250	564.6	11783.760

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6436.0	2.150	2194.0					13083.903
CASE 2	1.300	6436.0			1.300	135.8			8543.228
CASE 3	1.300	6436.0	1.300	2194.0	0.650	135.8			11307.221
CASE 4	1.300	6436.0	1.300	2194.0			1.300	568.6	11958.144
CASE 5	1.250	6436.0	1.250	2194.0	0.625	135.8	1.250	568.6	11583.063

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN.m)

CASE	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	합 계
CASE 1	1.300	6160.1	2.150	1960.3					12222.836
CASE 2	1.300	6160.1			1.300	14.5			8026.969
CASE 3	1.300	6160.1	1.300	1960.3	0.650	14.5			10565.979
CASE 4	1.300	6160.1	1.300	1960.3			1.300	570.1	11297.653
CASE 5	1.250	6160.1	1.250	1960.3	0.625	14.5	1.250	570.1	10872.198

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6821.9	2.150	2174.5					13543.802
CASE 2	1.300	6821.9			1.300	224.7			9160.599
CASE 3	1.300	6821.9	1.300	2174.5	0.650	224.7			11841.473
CASE 4	1.300	6821.9	1.300	2174.5			1.300	571.6	12438.529
CASE 5	1.250	6821.9	1.250	2174.5	0.625	224.7	1.250	571.6	12100.541

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	6837.6	2.150	2444.9					14145.526
CASE 2	1.300	6837.6			1.300	115.8			9039.421
CASE 3	1.300	6837.6	1.300	2444.9	0.650	115.8			12142.581
CASE 4	1.300	6837.6	1.300	2444.9			1.300	576.6	12816.875
CASE 5	1.250	6837.6	1.250	2444.9	0.625	115.8	1.250	576.6	12396.263

2) 설계단면의 휨 저항강도 계산

■ 관련 제 원

$$\begin{aligned}
 f_{pu} &= 1900.0 \text{ MPa} && : \text{PSC 강선 극한 강도} \\
 E_{pss} &= 200000.0 \\
 f_{ck} &= 27.0 \\
 b_1 &= 220.0 \text{ mm} && : \text{PSC Beam 복부 두께} \\
 d &= 2200.0 + 240.0 - 128.0 && = 2312.000 \text{ mm} \\
 A_p &= 5.0 \times 1184.520 && = 5922.600 \text{ mm}^2 \\
 f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.000 \text{ (가정치)} && = 1767.000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 B &= 2495.158 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 930.232 \text{ MPa} && : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{930.232}{1900.000} = 0.490 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \text{ 에서} \\
 x &= \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2495.158} = 0.215 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.215 = 0.183 \text{ m} \\
 a &= 0.183 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형율 (= 0.003)} \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{930.232}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.215 / 0.215 \times 0.003 + 0.005 = 0.034 \\
 \epsilon_p &= 0.034 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

■ 극한 저항모멘트

$$= 0.85 \times \left\{ 0.0059 \times 1767000.000 \times \left(2.312 - \frac{0.183}{2} \right) \right\} = 19753.436 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19753.436 \text{ kN.m} > M_u = 13494.878 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$B = 2550.000 \text{ mm}$$

$$f_{pe} = 931.218 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력}$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = \frac{931.218}{1900.000} = 0.490 < 0.500$$

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

$$x = \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} = 0.210 \text{ m}$$

$$a = 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m}$$

$$a = 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \therefore \text{직사각형 부재로 취급}$$

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

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

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pe}}{E_{pss}} = \frac{931.218}{200000.000} = 0.005$$

$$\epsilon_p = 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035$$

$$\epsilon_p = 0.035 > 0.015$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}$$

▪ 극한 저항모멘트

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

$$= 0.85 \times \left\{ 0.0059 \times 1767000.000 \times \left(2.312 - \frac{0.179}{2} \right) \right\} = 19770.918 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 13083.903 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
 B &= 2550.000 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 928.609 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{928.609}{1900.000} = 0.489 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} \times 1767.000 = 0.210 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m} \\
 a &= 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형을 (= 0.003)} \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{928.609}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035 \\
 \epsilon_p &= 0.035 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.179 / 2) \} = 19770.918 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 12222.836 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
 B &= 2550.000 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 934.670 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{934.670}{1900.000} = 0.492 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600 \times 1767.000}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2550.000} = 0.210 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.210 = 0.179 \text{ m} \\
 a &= 0.179 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형율} \quad (= 0.003) \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{934.670}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.210 / 0.210 \times 0.003 + 0.005 = 0.035 \\
 \epsilon_p &= 0.035 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.179 / 2) \} = 19770.918 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19770.918 \text{ kN.m} > M_u = 13543.802 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
 B &= 2619.342 \text{ mm} \\
 f_{pe} &= 934.625 \text{ MPa} \quad : \text{PS 강연선의 유효 인장응력} \\
 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} &= \frac{934.625}{1900.000} = 0.492 < 0.500 \\
 A_p \cdot f_{ps} &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot 0.85 \cdot x \cdot B \quad \text{에서} \\
 x &= \frac{5922.600}{0.85 \times 0.85 \times 27.00 \times 2619.342} \times 1767.000 = 0.205 \text{ m} \\
 a &= 0.85 \cdot x = 0.85 \times 0.205 = 0.174 \text{ m} \\
 a &= 0.174 \text{ m} < 0.240 \text{ m} \quad \therefore \text{직사각형 부재로 취급} \\
 \epsilon_p &= (d - x) / x \cdot \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} \\
 \text{여기서, } \epsilon_{cu} &: \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률} \quad (= 0.003) \\
 \epsilon_{pe} &= \frac{f_{pe}}{E_{ps}} = \frac{934.625}{200000.000} = 0.005 \\
 \epsilon_p &= 2.312 - 0.205 / 0.205 \times 0.003 + 0.005 = 0.036 \\
 \epsilon_p &= 0.036 > 0.015 \\
 \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 0.93 \times 1900.0 = 1767.0 \text{ MPa 로 사용함.}
 \end{aligned}$$

▪ 극한 저항모멘트

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi \{ A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) \} \\
 &= 0.85 \times \{ 0.0059 \times 1767000.000 \times (2.312 - 0.174 / 2) \} = 19791.973 \text{ kN.m} \\
 \Phi M_n &= 19791.973 \text{ kN.m} > M_u = 14145.526 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 균열모멘트 계산

$$\begin{aligned}
 f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -0.63 \sqrt{f_{ck}} \\
 \text{여기서, } f_{\text{외력}} &: [\text{고정하중 및 활하중에 의한 응력 계산}] \text{ 참조} \\
 f_{pe} &: \text{유효프리스트레스에 의한 응력} \\
 f_{cr}^{-1} &: \text{균열이 발생되기 위한 추가적인 응력} \\
 M_{cr}^{-1} &: \text{균열이 발생되기 위한 추가적인 모멘트}
 \end{aligned}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\begin{aligned}
 f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.182 + 19.115 - M_{cr}^{-1} / 675153025.332 \\
 &= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{cr} &= 9427.008 + 3319.970 = 12746.978 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,753.44 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,296.37 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -17.955 + 19.135 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (1.180 + 3.984) \times 676877224.843 = 3496.040 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9266.450 + 3496.040 = 12762.490 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,314.99 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -17.087 + 19.081 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (1.995 + 3.984) \times 676877224.843 = 4047.249 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 8697.758 + 4047.249 = 12745.008 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,294.01 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.560 + 19.206 - M_{cr}^{-1} / 676877224.843 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (0.646 + 3.984) \times 676877224.843 = 3134.004 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9680.433 + 3134.004 = 12814.437 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,770.92 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,377.32 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned}
f_{\text{외력}} + f_{pe} + f_{cr}^{-1} &= -18.867 + 19.205 - M_{cr}^{-1} / 678995613.183 \\
&= -0.63 \sqrt{40.000} = -3.984 \\
M_{cr}^{-1} &= (0.339 + 3.984) \times 678995613.183 = 2935.299 \text{ kN.m} \\
M_{cr} &= 9917.011 + 2935.299 = 12852.310 \text{ kN.m} \\
\Phi M_n &= 19,791.97 \text{ kN.m} > 1.2M_{cr} = 15,422.77 \text{ kN.m} \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

6.5 전단설계 및 전단 연결재 산정

1) 외력에 의한 극한 전단력 계산

▪ 하 중 조 합

$$CASE\ 1 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 2.15(\Sigma \text{활하중})$$

$$CASE\ 2 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 3 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 0.65(\Sigma \text{풍하중})$$

$$CASE\ 4 = 1.3x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.3(\Sigma \text{활하중}) + 1.3(\Sigma \text{지점침하})$$

$$CASE\ 5 = 1.25x(\Sigma \text{고정하중}) + 1.25(\Sigma \text{활하중}) + 0.625(\Sigma \text{풍하중}) + 1.25(\Sigma \text{지점침하})$$

(1) 외측 거더 (G1)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	890.4	2.150	395.6					2007.982
CASE 2	1.300	890.4			1.300	21.5			1185.526
CASE 3	1.300	890.4	1.300	395.6	0.650	21.5			1685.755
CASE 4	1.300	890.4	1.300	395.6			1.300	71.2	1764.318
CASE 5	1.250	890.4	1.250	395.6	0.625	21.5	1.250	71.2	1709.921

(2) 내측 거더 (G2)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	786.5	2.150	541.2					2185.934
CASE 2	1.300	786.5			1.300	49.4			1086.659
CASE 3	1.300	786.5	1.300	541.2	0.650	49.4			1758.063
CASE 4	1.300	786.5	1.300	541.2			1.300	72.1	1819.614
CASE 5	1.250	786.5	1.250	541.2	0.625	49.4	1.250	72.1	1780.527

(3) 내측 거더 (G3)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	797.6	2.150	474.4					2056.946
CASE 2	1.300	797.6			1.300	11.1			1051.314
CASE 3	1.300	797.6	1.300	474.4	0.650	11.1			1660.874
CASE 4	1.300	797.6	1.300	474.4			1.300	72.3	1747.640
CASE 5	1.250	797.6	1.250	474.4	0.625	11.1	1.250	72.3	1687.332

(4) 내측 거더 (G4)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	849.4	2.150	540.9					2267.109
CASE 2	1.300	849.4			1.300	58.8			1180.597
CASE 3	1.300	849.4	1.300	540.9	0.650	58.8			1845.557
CASE 4	1.300	849.4	1.300	540.9			1.300	72.5	1901.604
CASE 5	1.250	849.4	1.250	540.9	0.625	58.8	1.250	72.5	1865.212

(5) 외측 거더 (G5)

(단위 : kN)

CASE	고정하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1027.3	2.150	392.6					2179.464
CASE 2	1.300	1027.3			1.300	36.3			1382.624
CASE 3	1.300	1027.3	1.300	392.6	0.650	36.3			1869.371
CASE 4	1.300	1027.3	1.300	392.6			1.300	73.6	1941.425
CASE 5	1.250	1027.3	1.250	392.6	0.625	36.3	1.250	73.6	1889.435

2) 휨 전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_w \cdot d + V_{do} + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \quad M_{cr} = Z_b(0.5\sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_{do})$$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지점부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.467	-223.079	-82.746	-284.959	-5.401	-33.162	
모 멘 트	1222.937	956.167	416.602	1062.849	14.841	124.578	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	305.8	2.150	285.0					1010.235
CASE 2	1.300	305.8			1.300	5.4			404.595
CASE 3	1.300	305.8	1.300	285.0	0.650	5.4			771.531
CASE 4	1.300	305.8	1.300	285.0			1.300	33.2	811.130
CASE 5	1.250	305.8	1.250	285.0	0.625	5.4	1.250	33.2	783.308

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1372.8	2.150	1062.8					4069.725
CASE 2	1.300	1372.8			1.300	14.8			1803.893
CASE 3	1.300	1372.8	1.300	1062.8	0.650	14.8			3175.950
CASE 4	1.300	1372.8	1.300	1062.8			1.300	124.6	3328.254
CASE 5	1.250	1372.8	1.250	1062.8	0.625	14.8	1.250	124.6	3209.520

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.467 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$M_{max} = 4069.725 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10640.21 - 2541.38) = 3898.758 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.834 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5509.390 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.640 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.467 + (1010.235 \times 3898.758) / 4069.725 = 1365.705 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1365.705 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1365.705 \text{ kN 적용함.}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지점부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.472	-219.420	-16.562	-366.788	-18.419	-33.401	
모 멘 트	1222.916	935.339	34.724	1363.080	100.977	125.451	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	236.0	2.150	366.8					1095.371
CASE 2	1.300	236.0			1.300	18.4			330.722
CASE 3	1.300	236.0	1.300	366.8	0.650	18.4			795.574
CASE 4	1.300	236.0	1.300	366.8			1.300	33.4	827.023
CASE 5	1.250	236.0	1.250	366.8	0.625	18.4	1.250	33.4	806.727

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	970.1	2.150	1363.1					4191.706
CASE 2	1.300	970.1			1.300	101.0			1392.353
CASE 3	1.300	970.1	1.300	1363.1	0.650	101.0			3098.723
CASE 4	1.300	970.1	1.300	1363.1			1.300	125.5	3196.174
CASE 5	1.250	970.1	1.250	1363.1	0.625	101.0	1.250	125.5	3136.355

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.472 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1095.371 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4191.706 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10651.48 - 2541.34) = 3904.204 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.835 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5515.229 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.651 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 & + (1095.371 \times 3904.204) / 4191.706 = 1418.158 \text{ kN} \\
 V_{ci} & = 1418.158 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN} \\
 \therefore V_{ci} & = 1418.158 \text{ kN 적용함.}
 \end{aligned}$$

① 지 점 부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.469	-222.755	-49.486	-318.648	-1.948	-33.489	
모 멘 트	1222.952	955.533	221.727	1185.223	13.427	125.777	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	272.2	2.150	318.6					1039.006
CASE 2	1.300	272.2			1.300	1.9			356.445
CASE 3	1.300	272.2	1.300	318.6	0.650	1.9			769.421
CASE 4	1.300	272.2	1.300	318.6			1.300	33.5	811.690
CASE 5	1.250	272.2	1.250	318.6	0.625	1.9	1.250	33.5	781.689

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1177.3	2.150	1185.2					4078.668
CASE 2	1.300	1177.3			1.300	13.4			1547.893
CASE 3	1.300	1177.3	1.300	1185.2	0.650	13.4			3079.956
CASE 4	1.300	1177.3	1.300	1185.2			1.300	125.8	3234.738
CASE 5	1.250	1177.3	1.250	1185.2	0.625	13.4	1.250	125.8	3118.717

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.469 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1039.006 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4078.668 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10621.65 - 2541.41) = 3889.811 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.832 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5499.780 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.622 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.469 + (1039.006 \times 3889.811) / 4078.668 = 1388.809 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1388.809 \text{ kN 적용함.}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 전 부

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

$$d = 1.100 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.471	-219.155	-23.576	-366.206	2.683	-33.578	
모 멘 트	1222.928	934.768	40.041	1361.092	-21.493	126.103	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	242.7	2.150	366.2					1102.894
CASE 2	1.300	242.7			1.300	-2.7			312.062
CASE 3	1.300	242.7	1.300	366.2	0.650	-2.7			789.874
CASE 4	1.300	242.7	1.300	366.2			1.300	33.6	835.269
CASE 5	1.250	242.7	1.250	366.2	0.625	-2.7	1.250	33.6	801.467

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	974.8	2.150	1361.1					4193.599
CASE 2	1.300	974.8			1.300	-21.5			1239.310
CASE 3	1.300	974.8	1.300	1361.1	0.650	-21.5			3022.700
CASE 4	1.300	974.8	1.300	1361.1			1.300	126.1	3200.604
CASE 5	1.250	974.8	1.250	1361.1	0.625	-21.5	1.250	126.1	3064.071

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.471 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1102.894 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4193.599 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10690.98 - 2541.36) = 3923.196 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.677 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.691 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.471 + (1102.894 \times 3923.196) / 4193.599 = 1429.694 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1429.694 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1429.694 \text{ kN} \text{ 적용함}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$V_{ci} = \infty$: 단 지점부에서의 $M_{max} = 0$ 이므로

$$d = 2.200 - (1.900 + 1.500 + 1.100 + 0.700 + 0.300) / 5$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

구 분	합 성 전		합 성 후				비 고
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍하중	지점침하	
전 단 력	-275.473	-221.709	-144.784	-282.394	-15.119	-33.874	
모 멘 트	1222.938	950.155	705.130	1053.685	73.686	127.190	

(단위 : kN)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	366.5	2.150	282.4					1083.588
CASE 2	1.300	366.5			1.300	15.1			496.096
CASE 3	1.300	366.5	1.300	282.4	0.650	15.1			853.380
CASE 4	1.300	366.5	1.300	282.4			1.300	33.9	887.589
CASE 5	1.250	366.5	1.250	282.4	0.625	15.1	1.250	33.9	862.900

(단위 : kN.m)

CASE	고정하중(거더제외)		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계
	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	하중계수	단 면 력	
CASE 1	1.300	1655.3	2.150	1053.7					4417.294
CASE 2	1.300	1655.3			1.300	73.7			2247.662
CASE 3	1.300	1655.3	1.300	1053.7	0.650	73.7			3569.557
CASE 4	1.300	1655.3	1.300	1053.7			1.300	127.2	3687.009
CASE 5	1.250	1655.3	1.250	1053.7	0.625	73.7	1.250	127.2	3591.254

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 220.000 \text{ mm} : \text{거더 복부 두께}$$

$$d = 2.200 - (1.175 + 0.945 + 0.665 + 0.436 + 0.206) / 5$$

$$d = 1.515 \text{ m} < 0.8 \cdot h = 1.760 \text{ m} \quad \therefore d = 1.760 \text{ m} \text{ 적용함.}$$

$$d = 1.760 \text{ m}$$

$$V_{do} = 275.473 \text{ kN} : \text{Beam 자중에 의한 전단력}$$

$$V_i = 1083.588 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 4417.294 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 0.481 \times (0.5 \times \sqrt{40.000} + 10690.46 - 2541.38) = 3922.937 \text{ kN.m}$$

$$f_{pe} = \frac{0.838 \times 6607.116}{827939.177} + \frac{5535.409 \times (1033.475 - 685.335)}{481209827.208} = 10.690 \text{ MPa}$$

$$V_{ci} = 0.050 \times \sqrt{40.000} \times 0.220 \times 1.760 + 275.473 + (1083.588 \times 3922.937) / 4417.294 = 1360.236 \text{ kN}$$

$$V_{ci} = 1360.236 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} b_w d = 342.841 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1360.236 \text{ kN} \text{ 적용함.}$$

3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

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

(1) 외측 거더 (G1)

① 지점부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.834 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5509.390 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5509390.309 \times \sin 0.1115 = 613.124 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.654) \times 720.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 613.124 = 5467.036 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.834 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5509.390 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5509390.309 / 827939.177 = 6.654 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5509390.309 \times \sin 0.0857 = 471.457 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.654) \times 220.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 471.457 = 1954.597 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.000 \\
 b_w &= 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께} \\
 d &= 1760.000 \text{ mm} \\
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.835 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5515.229 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.661) \times 720.000 \times 1760.000 + 613.773 = 5470.367 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평균			26.500		0.0857	26.542	

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.835 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5515.229 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5515228.867 / 827939.177 = 6.661 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5515228.867 \times \sin 0.0857 = 471.957 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.661) \times 220.000 \times 1760.000 + 471.957 = 1955.916 \text{ kN}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$d = 1760.000 \text{ mm}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.832 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5499.780 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 \text{ MPa}$$

$$V_s = P_e \times \sin \alpha = 5499780.402 \times \sin 0.1115 = 612.054 \text{ kN}$$

$$1760.000 + 612.054 = 5461.554 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000 \text{ mm}$: 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.832 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5499.780 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5499780.402 / 827939.177 = 6.643 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5499780.402 \times \sin 0.0857 = 470.635 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.643) \times 220.000 \times 1760.000 + 470.635 = 1952.426 \text{ kN}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$f_{ck} = 40.000$$

$$b_w = 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께}$$

$$d = 1760.000 \text{ mm}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.677 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_e \times A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin \alpha = 5535677.279 \times \sin 0.1115 = 616.049 \text{ kN}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 720.000 \times$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000$ mm : 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.677 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535677.279 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535677.279 \times \sin 0.0857 = 473.706 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 220.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 473.706 = 1960.534 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.000 \\
 b_w &= 720.000 \text{ mm} : \text{거더 단부 복부 두께} \\
 d &= 1760.000 \text{ mm} \\
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.409 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535409.000 \times \sin 0.1115 = 616.019 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 720.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 616.019 = 5481.879 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부) $b_w = 220.000$ mm : 거더 중앙부 복부 두께

N0	H_y	H	l'	a	α (rad)	L	비 고
1	1.197	0.997	26.500	0.0057	0.1494	26.600	
2	0.963	0.763	26.500	0.0043	0.1146	26.558	
3	0.678	0.598	26.500	0.0034	0.0901	26.536	
4	0.444	0.364	26.500	0.0021	0.0548	26.513	
5	0.209	0.129	26.500	0.0007	0.0195	26.502	
계			132.500		0.4284	132.709	
평 균			26.500		0.0857	26.542	

$$\begin{aligned}
 P_e &= f_{pe} \times A_p = 0.838 \times 1115.577 \times 5922.600 = 5535.409 \text{ kN} \\
 f_{pc} &= P_e \times A_c = 5535409.000 / 827939.177 = 6.686 \text{ MPa} \\
 V_p &= P_e \times \sin \alpha = 5535409.000 \times \sin 0.0857 = 473.683 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{40.000} + 0.30 \times 6.686) \times 220.000 \times \\
 &\quad 1760.000 + 473.683 = 1960.474 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) 콘크리트의 공칭전단강도 결정

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,467.0] = 5467.036 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,365.7, V_{cw} = 1,954.6] = 1365.705 \text{ kN}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,470.4] = 5470.367 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,418.2, V_{cw} = 1,955.9] = 1418.158 \text{ kN}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,461.6] = 5461.554 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,388.8, V_{cw} = 1,952.4] = 1388.809 \text{ kN}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,482.0] = 5482.032 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,429.7, V_{cw} = 1,960.5] = 1429.694 \text{ kN}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = \infty, V_{cw} = 5,481.9] = 5481.879 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\therefore V_c = \min[V_{ci}, V_{cw}] = \min[V_{ci} = 1,360.2, V_{cw} = 1,960.5] = 1360.236 \text{ kN}$$

5) 전단철근이 부담하여야 할 전단강도 (도.설 P332)

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$\Phi V_c = 0.80 \times 5467.036 = 4373.629 \text{ kN} > V_u = 2007.982 \text{ kN}$$

$$1/2 \Phi V_c = 1/2 \times 4373.629 = 2186.815 \text{ kN} > V_u = 2007.982 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1365.705 = 1092.564 \text{ kN} < V_u = 1368.341 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1368.341 - 1092.564 = 275.777 \text{ kN}$$

$$V_s = 344.721 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN}$$

$$= 344.721 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 344.721 \text{ kN} \text{ 적용함 (전단철근 가격은 최대가격 사용)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5470.367 = 4376.294 \text{ kN} > V_u = 2185.934 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4376.294 = 2188.147 \text{ kN} > V_u = 2185.934 \text{ kN}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1418.158 = 1134.526 \text{ kN} < V_u = 1453.485 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1453.485 - 1134.526 = 318.959 \text{ kN} \\ V_s &= 398.699 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 398.699 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 398.699 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5461.554 = 4369.244 \text{ kN} > V_u = 2056.946 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4369.244 = 2184.622 \text{ kN} > V_u = 2056.946 \text{ kN}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1388.809 = 1111.047 \text{ kN} < V_u = 1397.116 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1397.116 - 1111.047 = 286.069 \text{ kN} \\ V_s &= 357.586 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 357.586 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 357.586 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 5482.032 = 4385.626 \text{ kN} > V_u = 2267.109 \text{ kN} \\ 1/2\phi V_c &= 1/2 \times 4385.626 = 2192.813 \text{ kN} < V_u = 2267.109 \text{ kN} \\ \therefore 1/2\phi V_c &< V_u \text{ 이므로 최소 전단철근을 사용하여야 한다.}\end{aligned}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.80 \times 1429.694 = 1143.755 \text{ kN} < V_u = 1461.006 \text{ kN} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 1461.006 - 1143.755 = 317.251 \text{ kN} \\ V_s &= 396.564 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN} \\ &= 396.564 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN} \\ \therefore V_s &= 396.564 \text{ kN 적용함} \quad (\text{전단철근 간격은 최대간격 사용})\end{aligned}$$

① 지 점 부

$$\Phi V_c = 0.80 \times 5481.879 = 4385.503 \text{ kN} > V_u = 2179.464 \text{ kN}$$

$$1/2\Phi V_c = 1/2 \times 4385.503 = 2192.752 \text{ kN} > V_u = 2179.464 \text{ kN}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$\Phi V_c = 0.80 \times 1360.236 = 1088.189 \text{ kN} < V_u = 1441.703 \text{ kN}$$

$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c = 1441.703 - 1088.189 = 353.514 \text{ kN}$$

$$V_s = 441.893 \text{ kN} < 2/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1632.579 \text{ kN}$$

$$= 441.893 \text{ kN} < 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 816.289 \text{ kN}$$

$$\therefore V_s = 441.893 \text{ kN} \text{ 적용함 (전단철근 간격은 최대간격 사용)}$$

6) 스테럽의 배치간격 결정

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

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad \text{or} \quad \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_w}$$

(1) 외측 거더 (G1)

① 지 점 부

$$0.8 = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K., } s = 200 \text{ mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{344721.37} = 608.38 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 608.38 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{398699.16} = 526.01 \text{ mm}$$

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

$$\therefore s = 526.01 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{357585.94} = 586.49 \text{ mm}$$

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

$$\therefore s = 586.49 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 지 점 부

$$s = \frac{0.35 \times 720.00}{200.00 \text{ mm}} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{396563.99} = 528.85 \text{ mm}$$

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

$$\therefore s = 528.85 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 지 점 부

$$s = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 720.00} = 472.86 \text{ mm}$$

$$200.00 \text{ mm} < 0.75 h = 825.00 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 472.86 \text{ mm} > 200.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 200\text{mm 적용}$$

② 단면 변화부 (Beam 단부에서 4.200 m 이격부)

$$s = \frac{397.20 \times 300.00 \times 1760.00}{441893.04} = 474.60 \text{ mm}$$

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

$$\therefore s = 474.60 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K, } s = 300\text{mm 적용}$$

7) 전단연결재의 설계

(1) 외측 거더 (G1)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{196094.796}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.193 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{406329.578}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.399 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1067.493 - 195.560) \times 10^3}{760.000 \times 2495.158} = 0.460 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times F \times A$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{832504.48}{760.00 \times 2495.16} = 0.439 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned} \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\ &= 1.30 \times 0.193 + 2.15 \times 0.399 \\ &= 1.108 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\ \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\ &= 1.30 \times 0.193 + 1.30 \times 0.399 + 1.30 \times (0.460 + 0.439) \\ &= 1.937 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(2) 내측 거더 (G2)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{100199.958}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.098 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{124918.479}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.123 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1085.930 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.459 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned} V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \\ V_t &= 850802.40 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.098 + 2.15 \times 0.123 \\
 &= 0.392 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.098 + 1.30 \times 0.123 + 1.30 \times \\
 &\quad (0.459 + 0.439) \\
 &= 1.454 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용 전단 철근량} &: D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2 \\
 \text{전단철근 간격 (s)} &= \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

(3) 내측 거더 (G3)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{102836.064}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.101 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{108363.202}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.106 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1071.430 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.451 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 산정

$$\begin{aligned} \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\ &= 1.30 \times 0.101 + 2.15 \times 0.106 \\ &= 0.360 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\ &= 1.30 \times 0.101 + 1.30 \times 0.106 + 1.30 \times \\ &\quad (0.451 + 0.439) \\ &= 1.427 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(4) 내측 거더 (G4)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{163075.751}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.160 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{192473.205}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.189 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1082.269 - 196.896) \times 10^3}{760.000 \times 2550.000} = 0.457 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned} V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 1.00\text{E-}05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2550.0 = 850.802 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\tau_t = \frac{V_t}{a \times b} = \frac{850802.40}{760.00 \times 2550.00} = 0.439 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{case1} &= 1.3 \times \tau_d + 2.15 \times \tau_l \\
 &= 1.30 \times 0.160 + 2.15 \times 0.189 \\
 &= 0.615 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
 \text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
 &= 1.30 \times 0.160 + 1.30 \times 0.189 + 1.30 \times \\
 &\quad (0.457 + 0.439) \\
 &= 1.618 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{사용 전단 철근량} : D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{전단철근 간격 (s)} = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$$

(5) 외측 거더 (G5)

① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{334983.318}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.329 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{353127.763}{760.000 \times (2440.000 - 1100.000)} = 0.347 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{N_c + N_s}{a \times b} = \frac{(1079.281 - 198.531) \times 10^3}{760.000 \times 2619.342} = 0.442 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\begin{aligned}
 V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\
 &= 1.00E-05 \times 5 \times 27804.000 \times 240.0 \times 2619.3 = 873.938 \text{ kN} \\
 \tau_t &= \frac{V_t}{a \times b} = \frac{873938.22}{760.00 \times 2619.34} = 0.439 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한 응력의 사전

$$\begin{aligned}
&= 1.30 \times 0.329 + 2.15 \times 0.347 \\
&= 1.173 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa} \\
\text{case2} &= 1.30 \times \tau_d + 1.30 \times \tau_l + 1.3 \times (\tau_{c+s} + \tau_t) \\
&= 1.30 \times 0.329 + 1.30 \times 0.347 + 1.30 \times \\
&\quad (0.442 + 0.439) \\
&= 2.024 \text{ MPa} < 3.500 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

사용 전단 철근량 : $D \ 16 \times 2 = 198.6 \times 2 = 397.200 \text{ mm}^2$

전단철근 간격 (s) = $\frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{397.20 \times 300.00}{0.35 \times 760.00} = 447.970 \text{ mm}$

6.6 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 = 34000.000 mm
 E_{pc} : 거더의 탄성계수 = 30891.000 MPa
 I : 단면 2차 모멘트 (순단면, PS강연선 환산단면 및 바닥판 환산단면)

[처짐 (δ)] (단위 :mm)

구 분	합 성 전		합 성 후				합 계
	Beam 자중	고정하중	고정하중	활 하 중	풍 하 중	지점침하	
G1	24.707	19.500	1.696	8.245	0.366	11.928	66.259
G2	24.708	19.455	1.362	7.170	0.218	11.935	64.739
G3	24.708	19.427	1.471	6.135	0.000	11.943	63.684
G4	24.708	19.406	2.094	7.087	0.123	11.952	65.309
G5	24.708	19.400	3.260	8.097	0.351	11.960	67.601

2) 프리스트레스에 의한 처짐 계산

$$P_i = 1115.577 \times 5922.600 = 6607.116 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
\delta_p &= -\frac{P_i \cdot e_1 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot I} - \frac{5 \cdot P_i \cdot e_2 \cdot L^2}{48 \cdot E \cdot I} \\
&= 6607116.067 \times (1077.448 - 1100.000) \times 34000.000^2
\end{aligned}$$

$$= \frac{5 \times 6607116.067 \times (1100.000 - 128.000) \times 34000.000^2}{48 \times 30891.000 \times 464353043161.343} = -52.411 \text{ mm}$$

3) 활하중 처짐 검토

▪ 허용처짐

$$\delta_{\alpha} = L / 800 = 34000.000 / 800.000 = 42.500 \text{ mm}$$

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta = 8.245 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta = 7.170 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta = 6.135 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta = 7.087 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta = 8.097 \text{ mm} < 42.500 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

4) 프리스트레스 도입시

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta_{s1} = 24.707 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta_{s1} = 24.708 - 52.411 = -27.70 \text{ mm (상향)}$$

5) 바닥판 타설 후 (크리프, 건조수축의 영향 포함)

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta_{s2} = 24.707 - 52.411 + 19.500 + (3.800 - 2.400) \times (24.707 - 52.411) = -46.99 \text{ mm (상향)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.455 + (3.800 - 2.400) \times$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.427 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.06 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.406 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.08 \text{ mm (상향)}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\delta_{s2} = 24.708 - 52.411 + 19.400 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) = -47.09 \text{ mm (상향)}$$

6) 사용하중 작용시 (최종)

(1) 외측 거더 (G1)

$$\delta_{s3} = 24.707 - 0.834 \times 52.411 + 19.500 + 1.696 + (3.800 - 2.400) \times (24.707 - 52.411) + 2.400 \times (24.707 - 0.834 \times 52.411 + 19.500 + 1.696) + 8.245 + 0.183 + 11.928 = -10.95 \text{ mm (상향)}$$

(2) 내측 거더 (G2)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.835 \times 52.411 + 19.455 + 1.362 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.835 \times 52.411 + 19.455 + 1.362) + 7.170 + 0.218 + 11.935 = -13.42 \text{ mm (상향)}$$

(3) 내측 거더 (G3)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.832 \times 52.411 + 19.427 + 1.471 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.832 \times 52.411 + 19.427 + 1.471) + 6.135 + 0.000 + 11.943 = -13.98 \text{ mm (상향)}$$

(4) 내측 거더 (G4)

$$\delta_{s3} = 24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.406 + 2.094 + (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) + 2.400 \times (24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.406 + 2.094) + 7.087 + 0.123 + 11.952 = -11.81 \text{ mm (상향)}$$

(5) 외측 거더 (G5)

$$\begin{aligned} \delta_{s3} &= 24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.400 + 3.260 + \\ & \quad (3.800 - 2.400) \times (24.708 - 52.411) \\ & \quad + 2.400 \times (24.708 - 0.838 \times 52.411 + 19.400 \\ & \quad + 3.260) + 8.097 + 0.351 + 11.960 = -6.62 \text{ mm (상 항)} \end{aligned}$$

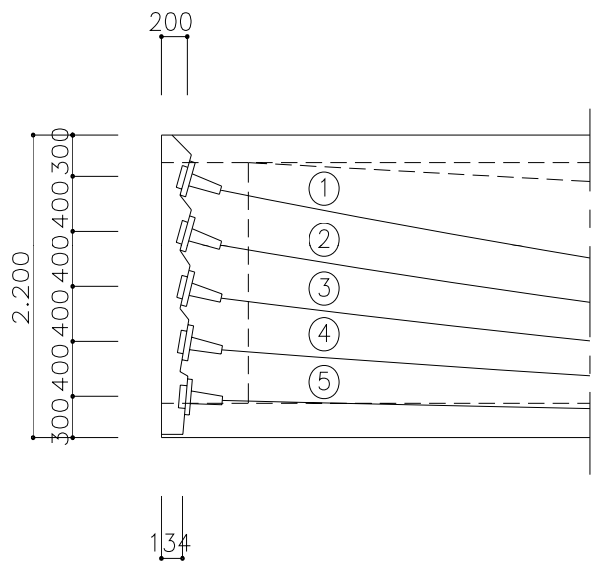
7. 정착부 검토

1) 설계조건

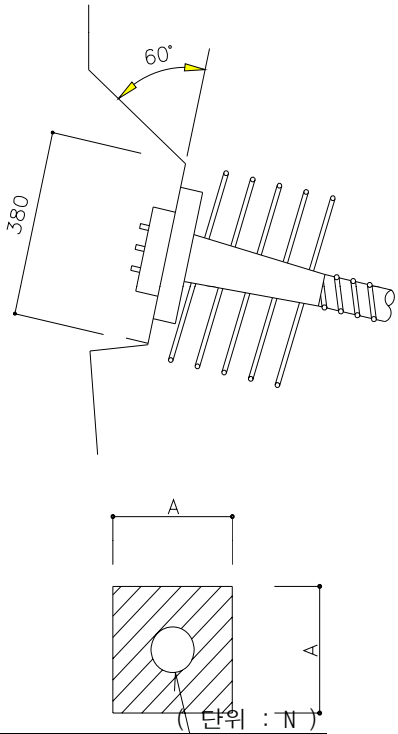
(1) 정착판 규격

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	1387029.448	1162102.697
2	1572000.000	1353451.454	1133969.857
3	1537000.000	1323317.357	1108722.436
4	1497000.000	1288878.388	1079868.242
5	1457000.000	1254439.420	1051014.047
계	7674000.000	6607116.067	5535677.279
평 균	1534800.000	1321423.213	1107135.456

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

즉시 손실률 = 1321423.21 / 1534800.00 = 86.10%

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

유효계수 : η = 0.838 (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 (= 32.000 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)

$$f_{api} = 0.70 \times 32.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$

$$\therefore 30.392 \text{ MPa} < 35.200 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

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

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1611000.000 / 60728.541 = 26.528 \text{ MPa}$$

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

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 (= 40.000 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00)} = 28.571 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.571 \text{ MPa} < 36.000 \text{ MPa}$$

㉡ 실제로 작용하는 지압응력

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

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1162102.70 / 60728.54 = 19.136 \text{ MPa}$$

$$\therefore 19.136 \text{ MPa} < 28.571 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

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 (= 32.000 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)

$$f_{api} = 0.70 \times 32.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00 - 0.20)} = 30.392 \text{ MPa}$$

$$\therefore 30.392 \text{ MPa} < 35.200 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

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

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1572000.000 / 60728.541 = 25.886 \text{ MPa}$$

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

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 (= 40.000 MPa)

$$f_{api} = 0.50 \times 40.00 \times \sqrt{(160000.00 / 78400.00)} = 28.571 \text{ MPa}$$

$$\therefore 28.571 \text{ MPa} < 36.000 \text{ MPa}$$

㉢ 실제로 작용하는 지압응력

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

$$A_e = A_b - \pi \times D^2 / 4 = 78400.00 - \pi \times 150.00^2 / 4 = 60728.541 \text{ mm}^2$$

$$f_{b1} = 1133969.86 / 60728.54 = 18.673 \text{ MPa}$$

$$\therefore 18.673 \text{ MPa} < 28.571 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

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

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

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)

$$T_{burst} = 0.25 \times 7674.00 \times (1 - 1120.00 / 2200.00) + 0.50 \times 1534.80 \times \sin 0.1115 = 1027.211 \text{ kN}$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (2200.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 \times \sin 0.1115 = 1100.000 \text{ mm}$$

$$e = \frac{2200.00}{2} - \frac{1 \times 400.00 + 2 \times 400.00 + 3 \times 400.00 + 4 \times 400.00 + 5 \times 300.00}{5} = 0.000 \text{ mm}$$

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

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 1027210.76 / 180.00 = 5706.726 \text{ mm}^2$$

∴ 보강철근은 단부로부터 1.10m 만큼 떨어진 구간내에 100mm 간격으로 배치함.

$$D 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 5706.73 / 198.60 = 28.735 \text{ ea}$$

$$USE. A_s = 16 - 21 \text{ ea} - 12 \text{ layer} = 50047.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 5706.7 \text{ mm}^2 < USE. A_s = 50047.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 정착부의 파열응력 검토 (폭 방향)

$$T_{burst} = 0.25 \times 1611.00 \times (1 - 280.00 / 720.00) +$$

$$d_{burst} = 0.50 \times (720.00 - 2 \times 0.00) + 5 \times 0.00 = 360.000 \text{ mm}$$

$$e = 0.00 = 0.000 \text{ mm}$$

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

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{burst} / f_s = 394112.58 / 180.00 = 2189.514 \text{ mm}^2$$

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

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 2189.51 / 198.60 = 11.000 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 4 \text{ ea} - 5 \text{ layer} = 3972.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 2189.5 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 3972.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

(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

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

$$y_c = h / 6 = 2200.00 / 6 = 366.667 \text{ mm}$$

$$\therefore e = 0.00 \text{ mm} < y_c = 366.667 \text{ mm} \quad (\text{단부 인장력이 발생하지 않는다})$$

② 할렬력에 대한 검토

$$T_{spall} = 0.02 \times 7674.00 = 153.480 \text{ kN}$$

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

$$f_s = 0.60 \times 300.00 = 180.000 \text{ MPa}$$

$$A_{s(req)} = T_{spall} / f_s = 153480.00 / 180.00 = 852.667 \text{ mm}^2$$

$$D \ 16 \text{ 사용시 필요갯수 } n = 852.667 / 198.600 = 4.293 \text{ ea}$$

$$USE. \ A_s = 16 - 5 \text{ ea} - 1 \text{ layer} = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(req)} = 852.7 \text{ mm}^2 < USE. \ A_s = 993.0 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

8. 연속부 검토

8.1 합성에 의한 2차 응력

- 합성후 PSC Beam의 소성 변형이 바닥판에 의하여 구속되고 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축 및 크리프가 달라지므로 내부 응력이 발생된다.
- 본 검토에서는 공사 진행 시기를 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.
 - 바닥판 콘크리트의 타설은 PSC Beam 프리스트레스 도입 시점에서 90일 이내
 - 바닥판 콘크리트 타설후 동바리의 제거는 15일 이후

1) 크리프 및 건조수축 계수의 산정 (도.설 4.2.3.3, 도.설 4.2.3.4)

(1) 바닥판의 크리프 계수 ; $\Phi_s(t, t')$

$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t')$ 여기서, $\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t')$ $\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}}$ $h = \frac{2A_c}{u}$ $\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}}$ $\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}$ $\beta_c(t - t') = \left(\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right)^{0.3}$ $\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h + 250 \leq 1,500 \text{ (일)}$	$A_c = 12625.0 \times 240.0$ $= 3030000.0 \text{ mm}^2$ $u = 12625.0 \times 2 + 240.0 \times 2$ $= 25730.0 \text{ mm}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t' = 15 \text{ 일}$ $f_{cu} = 27.0 + 8$ $= 35.0 \text{ MPa}$
---	---

$$\begin{aligned} \Phi_s(t, t') &= 2.320 \times 1.000 = 2.320 \\ \Phi_0 &= 1.486 \times 2.840 \times 0.550 = 2.320 \\ \phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times 70.00) / (0.10 \times \sqrt[3]{235.523}) = 1.486 \\ h &= 2 \times 3030000.00 / 25730.00 = 235.523 \text{ mm} \\ \beta(f_{cu}) &= 16.8 / \sqrt{35.000} = 2.840 \\ \beta(t') &= 1 / (0.10 + 15^{0.2}) = 0.550 \\ \beta_c(t - t') &= ((\infty - 15) / (619.000 + (\infty - 15)))^{0.3} = 1.000 \\ \beta_H &= 1.50 \times [1 + (0.012 \times 70.00)^{18}] \times 235.523 \\ &\quad + 250.000 = 619 \text{ 일} < 1500 \text{ 일} \end{aligned}$$

(2) PSC Beam 크리프 계수 ; $\Phi_p(t, t')$

$\phi(t, t') = \phi_0 \beta_c(t - t')$ 여기서, $\phi_0 = \phi_{RH} \beta(f_{cu}) \beta(t')$ $\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - 0.01RH}{0.10 \sqrt[3]{h}}$ $h = \frac{2A_c}{u}$ $\beta(f_{cu}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cu}}}$ $\beta(t') = \frac{1}{0.1 + (t')^{0.2}}$ $\beta_c(t - t') = \left(\frac{(t - t')}{\beta_H + (t - t')} \right)^{0.3}$ $\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h + 250 \leq 1,500 \text{ (일)}$	$A_c = 806700.0 \text{ mm}^2$ $u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) \times 2 = 6456.2 \text{ mm}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t' = 90 \text{ 일}$ $f_{cu} = 40.0 + 8 = 48.0 \text{ MPa}$
---	--

$$\begin{aligned} \Phi_p(t, t') &= 1.399 \times 1.000 = 1.399 \\ \Phi_0 &= 1.476 \times 2.425 \times 0.391 = 1.399 \\ \Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times 70.00) / (0.10 \times \sqrt[3]{249.899}) = 1.476 \\ h &= 2 \times 806700.00 / 6456.20 = 249.899 \text{ mm} \\ \beta(f_{cu}) &= 16.8 / \sqrt{48.000} = 2.425 \\ \beta(t') &= 1 / (0.10 + 90^{0.2}) = 0.391 \\ \beta_c(t - t') &= ((\infty - 90) / (641.000 + (\infty - 90)))^{0.3} = 1.000 \\ \beta_H &= 1.50 \times [1 + (0.012 \times 70.00)^{18}] \times 249.899 \\ &\quad + 250.000 = 641 \text{ 일} < 1500 \text{ 일} \end{aligned}$$

$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$ 여기서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$ $\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6}$ $\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & RH \geq 99\% \end{cases}$ $\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 + (t - t_s)}}$ $\beta_{sc} = \begin{cases} 4: 2\text{종 시멘트} \\ 5: 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6: 3\text{종 시멘트} \end{cases}$	$A_c = 12625.0 \times 240.0$ $= 3030000.0 \text{ mm}^2$ $u = 12625.0 \times 2 + 240.0 \times 2$ $= 25730.0 \text{ mm}$ $\beta_{sc} = 5 \text{ (1, 5종 시멘트)}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t_s = 1 \text{ 일}$ $f_{cu} = 27.0 + 8$ $= 35.0 \text{ MPa}$
---	--

$$\begin{aligned} \varepsilon_{shs}(t - t_s) &= -0.000443 \times 1.000 &= -0.000443 \\ \varepsilon_{sho} &= 0.000435 \times -1.018 &= -0.000443 \\ \varepsilon_s(f_{cu}) &= [160.0 + 10 \times 5 \times (9 - 35.000 / 10)] \times 10^{-6} &= 0.000435 \\ \beta_{RH} &= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3] &= -1.018 \\ \beta_s(t - t_s) &= \sqrt{((\infty - 1) / (0.035 \times 235.523^2 + (\infty - 1)))} &= 1.000 \\ h &= 2 \times 3030000.00 / 25730.00 &= 235.523 \text{ mm} \end{aligned}$$

(4) PSC Beam의 건조수축 계수 ; $\varepsilon_{shp}(t, t_s)$

$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$ 여기서, $\varepsilon_{sho} = \varepsilon_s(f_{cu})\beta_{RH}$ $\varepsilon_s(f_{cu}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cu}}{10} \right) \right] \times 10^{-6}$ $\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40\% \leq RH < 99\% \\ 0.25 & RH \geq 99\% \end{cases}$ $\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{(t - t_s)}{0.035h^2 + (t - t_s)}}$ $\beta_{sc} = \begin{cases} 4: 2\text{종 시멘트} \\ 5: 1, 5\text{종 시멘트} \\ 6: 3\text{종 시멘트} \end{cases}$	$A_c = 806700.0 \text{ mm}^2$ $u = 760.0 + 720.0 + (200.0 + 291.5 + 1400.0 + 346.6 + 250.0) \times 2$ $= 6456.2 \text{ mm}$ $\beta_{sc} = 5 \text{ (1, 5종 시멘트)}$ $RH = 70.0 \%$ $t = \infty$ $t_s = 1 \text{ 일}$ $f_{cu} = 40.0 + 8$ $= 48.0 \text{ MPa}$
---	---

$$\varepsilon_{shs}(t - t_s) = -0.000377 \times 1.000 = -0.000377$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s(f_{cu}) &= [160.0 + 10 \times 5 \times (9 - 48.000 / 10)] \times 10^{-6} = 0.000370 \\ \beta_{RH} &= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3] = -1.018 \\ \beta_s(t-t_s) &= \sqrt{((\infty - 1) / (0.035 \times 249.899^2 + (\infty - 1)))} = 1.000 \\ h &= 2 \times 806700.00 / 6456.20 = 249.899 \text{ mm}\end{aligned}$$

※ 크리프 및 건조수축계수의 정리

구 분	크리프 계수	건조수축 변형률
바 닥 판	2.320	-0.000443
PSC Beam	1.399	-0.000377

2) 2차 응력(크리프, 건조수축)에 의한 부재력 산정

(1) 크리프에 의한 부재력

▪ 3D 격자 해석에 의한 최대 부재력

구 분	단 위	고정하중 (M_D)			활 하 중 (M_L)	지 점 침 하 (M_{ST})	풍하중 (M_W)
		합 성 전	합 성 후	합 계			
G1	kN.m	4,784.323	918.973	5,703.296	2,278.191	1,357.070	104.105
G2	kN.m	4,790.211	335.565	5,125.776	2,268.515	1,371.990	193.359
G3	kN.m	4,801.975	572.410	5,374.385	2,024.237	1,375.021	47.332
G4	kN.m	4,753.886	519.737	5,273.623	2,255.192	1,377.685	158.503
G5	kN.m	4,802.636	1,668.604	6,471.240	2,294.874	1,394.308	187.702

▪ 프리스트레스의 계산

$M_{PS} = \frac{1.07}{10.00} \cdot w \cdot l^2$	P : 유효 인장력
$w = \frac{8 \times P \times a}{l^2}$	$0.9 \cdot f_{py}$: 유효 인장 응력
$P = 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p$	A_p : 강선 단면적 (= 5,922.600 mm ²)
	a : 지점~중간지점 강선의 y값 편차
	l : Beam 길이 (= 34.000 m)

구 분	P (kN)	l (m)	a (m)	w (kN/m)	M_{ps} (kN.m)	비 고
G1	5,509.390	34.000	0.972	37.060	4,583.989	
G2	5,515.229	34.000	0.972	37.099	4,588.847	
G3	5,499.780	34.000	0.972	36.995	4,575.993	
G4	5,535.677	34.000	0.972	37.237	4,605.861	
G5	5,535.409	34.000	0.972	37.235	4,605.637	

▪ 크리프에 의한 연속부에서의 부재력

$$\phi = \phi_c - \phi_o = 2.320 - 1.399 = 0.921$$

구 분	M_{ps}	M_d	Φ	M_{c2}	비 고
G1	4,583.989	5,703.296	0.921	-673.770	
G2	4,588.847	5,125.776	0.921	-323.206	
G3	4,575.993	5,374.385	0.921	-480.594	
G4	4,605.861	5,273.623	0.921	-401.961	
G5	4,605.637	6,471.240	0.921	-1,123.005	

(2) 건조수축에 의한 부재력

구 분	B_{SLAB} (mm)	H_{SLAB} (mm)	y_{st} (mm)	y_s (mm)	E_{c1} (MPa)	P_S (kN)	M_S (kN.m)
G1	2,495.158	240.000	899.236	779.236	27,804.064	-1,102.118	-858.810
G2	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G3	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G4	2,550.000	240.000	892.541	772.541	27,804.064	-1,126.342	-870.145
G5	2,619.342	240.000	884.238	764.238	27,804.064	-1,156.970	-884.201
계						-5,638.113	-4,353.445

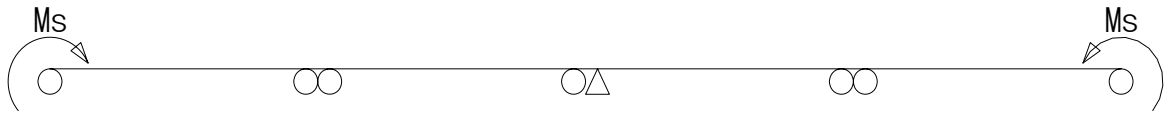
※ y_{st} : 바닥판 환산단면의 도심에서 바닥판 상면까지의 거리

y_s : 전체 단면의 도심에서 바닥판 도심까지의 거리

$$E_{c1} = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$$

$$P_S = E_{c1} \times (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) \times A$$

$$M_S = P_S \times y_s$$



▪ 프로그램의 해석결과 연속부에서의 건조수축에 의한 모멘트

- G1 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -237.791 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 8)$$

- G2 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -241.547 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 16)$$

- G3 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -239.668 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 24)$$

- G4 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -237.721 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 32)$$

- G5 건조수축에 의한 모멘트

$$M_{S2} = -241.848 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{절점 } 40)$$

9. 연속부 설계

- 연속부는 적어도 PSC거더의 저면폭(660mm) 만큼은 연속부에서 완전히 강결된 것으로 가정
- 연속부 설계시 고정하중은 합성후 고정하중을 거더에 재하하여 연속부 모멘트를 산정함

9.1 하중조건

▪ CASE 2 : 1.3D + 1.3L + 1.3CR + 1.3SH + 1.3ST + 0.65W

▪ CASE 3 : 1.0D + 1.0L + 1.0CR + 1.0SH + 1.0ST + 1.0W

1) 외측거더 G1에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,092.776
CASE 2	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	6,554.945
CASE 3	918.973	2,278.191	673.770	-237.791	1,357.070	104.105	5,094.318

2) 내측거더 G2에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,313.542
CASE 2	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	5,400.732
CASE 3	335.565	2,268.515	323.206	-241.547	1,371.990	193.359	4,251.089

3) 내측거더 G3에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,096.242
CASE 2	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	5,507.138
CASE 3	572.410	2,024.237	480.594	-239.668	1,375.021	47.332	4,259.926

4) 내측거더 G4에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,524.321
CASE 2	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	5,714.938
CASE 3	519.737	2,255.192	401.961	-237.721	1,377.685	158.503	4,475.358

5) 외측거더 G5에 대한 하중 조합 및 설계 모멘트

구 분	고정하중(D)	활 하 중(L)	크 리 프(CR)	건조수축(SH)	지점침하(ST)	풍하중(W)	M_u
CASE 1	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	7,103.164
CASE 2	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	8,232.632
CASE 3	1,668.604	2,294.874	1,123.005	-241.848	1,394.308	187.702	6,426.645

9.2 연속부 검토

1) G1 연속부 철근량 산정

$f_{ck} =$	27.00 MPa	$M_u =$	6,554.9 kN · m	$\phi =$	0.85 (Bending)
$f_{yk} =$	400.00 MPa	$V_u =$	- kN	$k_1 =$	0.85

$$b' = 720 \text{ mm (저면폭)} \quad d = 2,310 \text{ mm} \quad d_{cu} = 60 \text{ mm}, \quad d_{cl} = 40 \text{ mm}$$

[필요 철근량 산정]

$$\begin{aligned} \alpha &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s \\ M_u &= \Phi \times A_s \times f_y \times (d - \alpha/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 6,554,945,097 \\ A_s &= 8,746.9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$\begin{aligned} A_{smin1} &= (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2 \\ A_{smin2} &= (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2 \\ \hline Max &= 5,821.2 \text{ mm}^2 \\ A_{s2} &= A_s \times 4/3 = 11,662.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[사용 철근량 검토]

$$\begin{aligned} Req'd A_s &= 8,746.9 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,454.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.} \\ H \text{ 22 @ 125 } &= 7,727.0 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.0 \text{ EA}) \\ H \text{ 22 @ 125 } &= 7,727.0 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.0 \text{ EA}) \\ \hline \text{합계} &= 15,454.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,123.241 = 11,154.8 \text{ kN.m} \\ M_n &= C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) \\ &= 6,181,604 \times (2,310.00 - 374.10 / 2) = 13,123.2 \text{ kN.m} \\ C &= 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 374.10 \times 720.00 = 6,181,604 \text{ N} \\ a' &= \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,454.0}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 374.10 \text{ mm} \\ \Phi M_n &= 11,154.8 \text{ kN.m} > M_u = 6,554.9 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

[사용 철근비 검토]

$$\begin{aligned} \rho_{min1} &= A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00094 \\ \rho_{min1} &= A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00101 \\ \hline \rho_{min2} &= A_{s2} / (b' \cdot d) = 11,662.493 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00202 \\ \hline Max &= 0.00101 \end{aligned}$$

$$\rho_b = 0.0001 \cdot K_1 \cdot \frac{600 + f_y}{f_y} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,454.011 / (2,495.16 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00101 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 5,094.3 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = \frac{-n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho}}{2} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{5,094,317,761.467}{15,454.01 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 151.707 \text{ MPa}$$

$$f_s = 151.707 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,495.16 / 40.0 = 16,218.527 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 151.707 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,218.527} \times 10^{-5} = 0.228 \text{ mm}$$

$$w = 0.228 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

철근 사용량 : 40.0 / 2.495 = 16.03 EA/m

$\pi \times D \times n$

여기서 , D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0047 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0047 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) G2 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,400.7$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u =$ - kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm , $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,400,731,692$$

$$A_s = 7,143.8 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 9,525.1 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,143.8 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$\phi M_n = \frac{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b' \cdot x}{1000} = \frac{0.85 \times 27.00 \times 720.00}{1000} = 11,377.9 \text{ kN.m} > M_u = 5,400.7 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00092$$

$$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099$$

$$Max = 0.00099$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 9,525.080 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00162$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 4,251.1 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,251,088,631.057}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 123.873 \text{ MPa}$$

$$f_s = 123.873 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$\begin{aligned} w &= 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5} \\ &= 1.08 \times 1.406 \times 123.873 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000} \times 10^{-5} = 0.186 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$w = 0.186 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm2}$$

여기서 D : 철근 직경

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0046 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

3) G3 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,507.1$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u = -$ kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm, $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$\alpha = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - \alpha/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,507,137,774$$

$$A_s = 7,290.4 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 9,720.5 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,290.4 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125 } = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 382.32 \text{ mm}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00092$$

$$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099$$

$$Max = 0.00099$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 9,720.500 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00165$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 4,259.9 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,259,925,912.909}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 124.131 \text{ MPa}$$

$$f_s = 124.131 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 124.131 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000} \times 10^{-5} = 0.187 \text{ mm}$$

$$w = 0.187 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장률 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장률은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm2}$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

1 000 : 단위 폭 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.00}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0046 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

4) G4 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00$ MPa	$M_u = 5,714.9$ kN·m	$\phi = 0.85$ (Bending)
$f_y = 400.00$ MPa	$V_u = -$ kN	$k_1 = 0.85$
$b = 2,550$ mm	$H = 2,440$ mm	$d' = 130$ mm
$b' = 720$ mm(저면폭)	$d = 2,310$ mm	$d_{cu} = 60$ mm, $d_{cl} = 40$ mm

[필요 철근량 산정]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 5,714,938,154$$

$$A_s = 7,577.3 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$Max = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 10,103.1 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 7,577.3 \text{ mm}^2 < USE A_s = 15,793.7 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$H \text{ 22 @ 125} = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$H \text{ 22 @ 125} = 7,896.8 \text{ mm}^2 \quad (n = 20.4 \text{ EA})$$

$$\text{합계} = 15,793.7 \text{ mm}^2$$

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 13,385.709 = 11,377.9 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 6,317,472 \times (2,310.00 - 382.32 / 2) = 13,385.7 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 382.32 \times 720.00 = 6,317,472 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 15,793.7}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 382.32 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 11,377.9 \text{ kN.m} > M_u = 5,714.9 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00099$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 10,103.075 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00172$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 15,793.680 / (2,550.00 \times 2,310.00) = 0.00268$$

$$\rho_{min} = 0.00099 \leq \rho_{use} = 0.00268 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 4,475.4 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00268, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.178$$

$$x = k \times d = 0.178 \times 2,310.000 = 411.315 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{4,475,357,722.547}{15,793.68 \times (2,310.00 - 411.31 / 3)} = 130.408 \text{ MPa}$$

$$f_s = 130.408 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,550.00 / 40.8 = 16,250.000 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 207.95 / 147.95 = 1.406$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$w = 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A) \times 10^{-5}}$$

$$= 1.08 \times 1.406 \times 130.408 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,250.000 \times 10^{-5}} = 0.196 \text{ mm}$$

$$w = 0.196 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm2 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 40.8 / 2.550 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm2}$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\pi \times 22.20 \times 16.00$$

$$\mu = 0.0046 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

5) G5 연속부 철근량 산정

$f_{ck} = 27.00 \text{ MPa}$	$M_u = 8,232.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$\phi = 0.85 \text{ (Bending)}$
$f_y = 400.00 \text{ MPa}$	$V_u = - \text{kN}$	$k_1 = 0.85$
$b = 2,619 \text{ mm}$	$H = 2,440 \text{ mm}$	$d' = 130 \text{ mm}$
$b' = 720 \text{ mm (저면폭)}$	$d = 2,310 \text{ mm}$	$d_{cu} = 60 \text{ mm}, d_{cl} = 40 \text{ mm}$

[필요 철근량 산정]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b') = 0.0242 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1152 A_s^2 + 785,400 A_s = 8,232,632,385$$

$$A_s = 11,131.3 \text{ mm}^2$$

[최소 철근량 산정] (콘.설.해 6.3.2)

$$A_{smin1} = (0.25 \sqrt{f_{ck}} \times b' \times d) / f_y = 5,401.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} = (1.4 \times b' \times d) / f_y = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Max} = 5,821.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_s \times 4/3 = 14,841.8 \text{ mm}^2$$

[사용 철근량 검토]

$$Req'd A_s = 11,131.3 \text{ mm}^2 < USE A_s = 18,729.3 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

H 22 @ 125	=	8,111.6 mm ²	(n = 21.0 EA)
H 25 @ 125	=	10,617.8 mm ²	(n = 21.0 EA)
합계	=	18,729.3 mm ²	

[설계모멘트 검토]

$$\phi M_n = \phi \cdot 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \times 15,607.592 = 13,266.5 \text{ kN.m}$$

$$M_n = C \left(d - \frac{a'}{2} \right) = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' \left(d - \frac{a'}{2} \right)$$

$$= 7,491,737 \times (2,310.00 - 453.39 / 2) = 15,607.6 \text{ kN.m}$$

$$C = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot a' \cdot b' = 0.85 \times 27.00 \times 453.39 \times 720.00 = 7,491,737 \text{ N}$$

$$a' = \frac{f_y \cdot A_s}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b'} = \frac{400.00 \times 18,729.3}{0.85 \times 27.00 \times 720.00} = 453.39 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 13,266.5 \text{ kN.m} > M_u = 8,232.6 \text{ kN.m} \quad \text{O.K.}$$

[사용 철근비 검토]

$$\rho_{min1} = A_{smin1} / (b' \cdot d) = 5,401.400 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00089$$

$$\rho_{min2} = A_{smin2} / (b' \cdot d) = 5,821.200 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00096$$

$$\rho_{min2} = A_{s2} / (b' \cdot d) = 14,841.752 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00245$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0.85 \cdot k_1 \cdot \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.85 \times 0.85 \times \frac{27.00}{400.00} \times \frac{600.00}{600.00 + 400.00} = 0.02926 \end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho = 0.75 \times 0.02926 = 0.02195$$

$$\rho_{use} = A_{req} / (b' \cdot d) = 18,729.343 / (2,619.34 \times 2,310.00) = 0.00310$$

$$\rho_{min} = 0.00096 \leq \rho_{use} = 0.00310 \leq \rho_{max} = 0.02195 \quad \text{O.K.}$$

[휨 균열에 대한 검토] (도.설.해 4.11.6)

$$M_{ser} = 6,426.6 \text{ kN.m (Service Load)}$$

$$\rho_{use} = 0.00310, \quad n = E_s / E_c = 200,000.0 / 27,804.0 = 7.2$$

$$k = -n \times \rho + \sqrt{(n \times \rho)^2 + 2 \times n \times \rho} = 0.190$$

$$x = k \times d = 0.190 \times 2,310.000 = 438.741 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times (d - \frac{x}{3})} = \frac{6,426,644,940.556}{18,729.34 \times (2,310.00 - 438.74 / 3)} = 158.582 \text{ MPa}$$

$$f_s = 158.582 \text{ MPa} \leq f_a = 160.000 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A = 2 \times d' \times b / \text{철근수} = 2 \times 130.00 \times 2,619.34 / 42.0 = 16,214.974 \text{ mm}^2$$

$$\beta_c = d_1 / d_2 = 205.81 / 145.81 = 1.411$$

(여기서, β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지의 거리 / 단면의 중립축에서 철근도심까지의 거리)

$$\begin{aligned} w &= 1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A)} \times 10^{-5} \\ &= 1.08 \times 1.411 \times 158.582 \times \sqrt[3]{60.00 \times 16,214.974} \times 10^{-5} = 0.240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$w = 0.240 \text{ mm} < w_a = 0.005 \times t_c = 0.245 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

(4) 주장을 검토 (도.설 3.9.2.6)

인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다.

이 경우 주장은 0.0035 mm/mm² 이상으로 한다.

$$\text{철근 사용량} : 42.0 / 2.619 = 16.03 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 료} : \mu = \frac{\pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

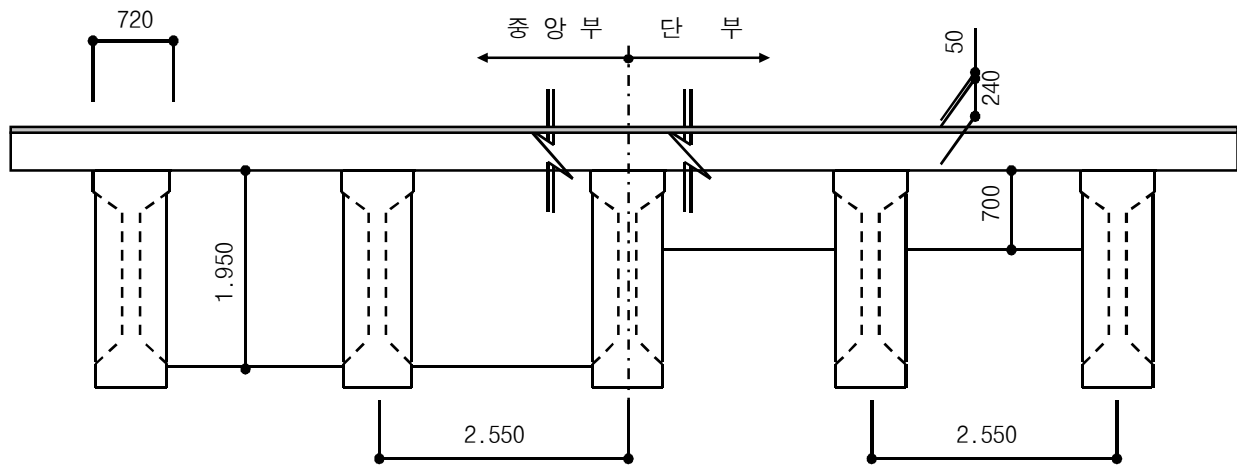
1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 22.20 \times 16.03}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0047 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0047 \text{ mm/mm}^2 > \mu_{req} = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

4. 가로보의 설계



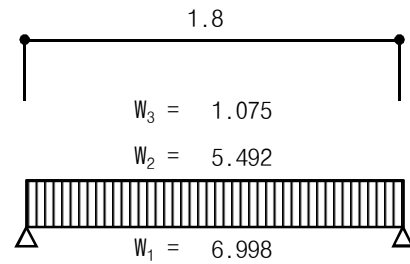
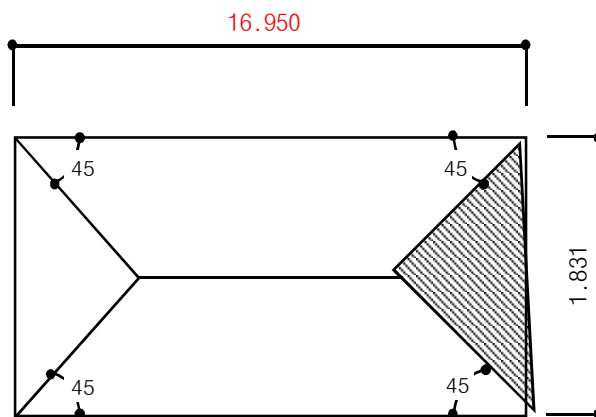
4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

가로보높이 : 0.70 m 주 Beam 간 격 : 2.550 m
 가로보 폭 : 0.40 m 가로보 순지간 : 2.550 - 0.720 = 1.830 m
 교량 사각 : 88.63 ° 가로보 사지간 : 1.830 ÷ SIN (88.63) = 1.831 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



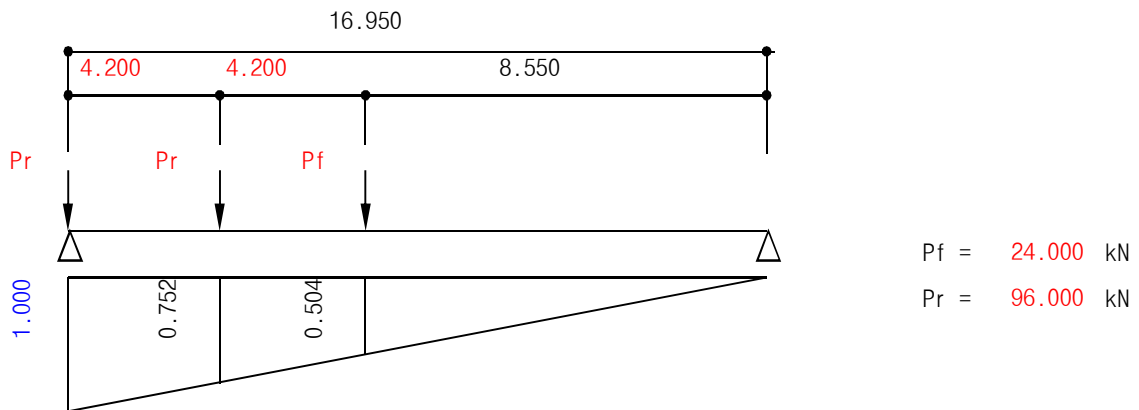
가로보 폭 : 0.400 × SIN (88.63) = 0.400 m
 가로보자중 : 0.400 × 0.700 × 25.00 = 6.998 kN/m
 슬라브자중 : 0.240 × 0.915 × 25.00 = 5.492 kN/m
 포장 자중 : 0.050 × 0.915 × 23.50 = 1.075 kN/m

작용 단면력

$V_d = 13.565 \times 1.831 / 2 = 12.416 \text{ kN}$
 $M_d = 13.565 \times 1.831^2 / 8 = 5.682 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 활 하 중

① DB-24 하중



충격계수

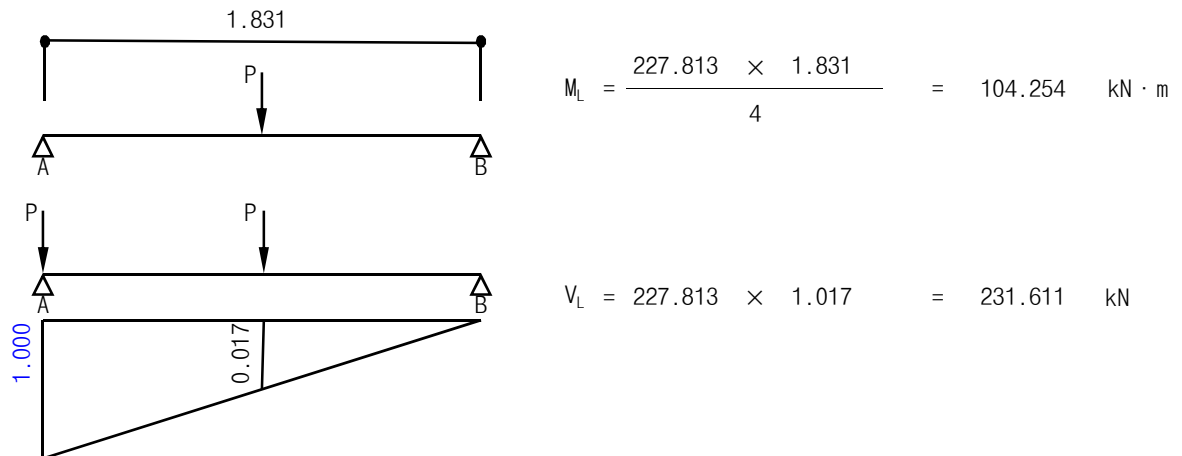
$$i = \frac{15}{40 + 16.95} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (1.000 + 0.752) + 24.000 \times 0.504 \} \times 1.263 = 227.813 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윗하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윗하중 수는 2 ea



(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M	kN · m	5.682	104.254
V	kN	12.416	231.611

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 M_d + 2.15 M_L = 1.300 \times 5.682 + 2.150 \times 104.254 = 231.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 V_d + 2.15 V_L = 1.300 \times 12.416 + 2.150 \times 231.611 = 514.104 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 231.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b = 400 \text{ mm} \quad h = 940 \text{ mm}$$

$$d' = 40 \text{ mm} \quad d = 900 \text{ mm}$$

$$\phi(\text{Bending}) = 0.85$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0327 A_s$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.1667 A_s^2 + 229,500 A_s \\ &= 231,532,000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘.설.해 6.3.2)

필요철근량 $A_{sreq} = 1,028.04$ 이상이어야 하며,

최소철근량 $A_{smin} = 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} \times b \times d = 1,558.85$ 와

$A_{smin} = 1.4 / f_y \times b \times d = 1,680.00$ 중에서 큰 값 이상이거나,

$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 1,370.72$ 이상이어야 한다.

$$\text{사용철근 } D \ 25 \times 3 \text{ EA} = 1520.10 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.0042 \leq P_{max} = 0.75 P_b = 0.0325 \quad \text{O.K.}$$

(콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

$$\text{Max. } c = 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 450 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 58.443 \text{ mm}$$

$$\text{Max. } a = 0.85 \times c = 382.500 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 49.676 \text{ mm}$$

$$j d = d - a/2 = 875.162 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 f_{ck} a b = 456.030 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 456.030 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi f_y A_s j d = 339.235 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 231.532 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$) (도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

$$l_n / d = 1.83 \div 0.90 = 2.03 \leq 5.00 \quad \text{O.K}$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &= \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(f_{ck})/3} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$= 997.661 \text{ kN} \geq S_u = 514.104 \text{ kN} \quad \mathbf{0.K}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 400.00 \times 900.00 \times 10^{-3} \\ &= 249.415 \text{ kN} < S_u = 514.104 \text{ kN} \quad \mathbf{\text{전단철근 필요}} \end{aligned}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned} S_v &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 = 180.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K} \\ A_v &= 253.40 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 150.00 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K} \\ &(\text{D } 13 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned} S_h &= 150.00 \text{ mm} \leq d/5 = 180.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} \quad \mathbf{0.K} \\ A_h &= 397.20 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 90.00 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{253.40}{150.00} \left(\frac{2.03}{12.00} \right) + \frac{397.20}{150.00} \left(\frac{2.03}{12.00} \right) \right] \\ &\quad \times 300.00 \times 900.00 \\ &= 519.613 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 249.415 + 519.613 = 769.028 \text{ kN} < 997.661 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 769.028 \geq V_u = 514.104 \text{ kN} \quad \mathbf{0.K.} \end{aligned}$$

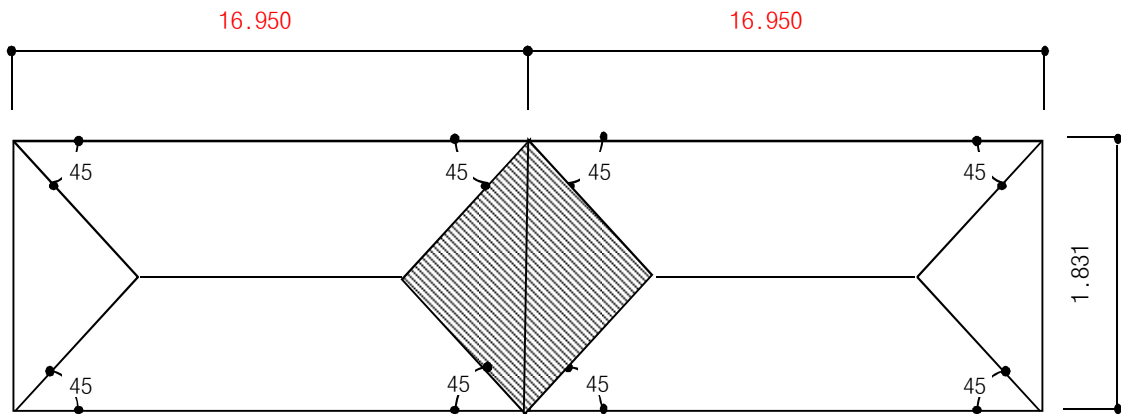
4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

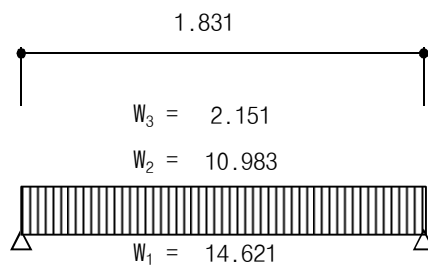
가로보높이 : 1.95 m 주 Beam 간 격 : 2.550 m
 가로보 폭 : 0.30 m 가로보 순지간 : 2.550 - 0.720 = 1.830 m
 교량사각 : 88.63 ° 가로보 사지간 : 1.830 ÷ SIN (88.63) = 1.831 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



가로보 폭 : 0.300 × SIN (88.63) = 0.300 m
 가로보자중 : 0.300 × 1.950 × 25.00 = 14.621 kN/m
 슬라브자중 : 0.240 × 1.831 × 25.00 = 10.983 kN/m
 포장 자중 : 0.050 × 1.831 × 23.50 = 2.151 kN/m

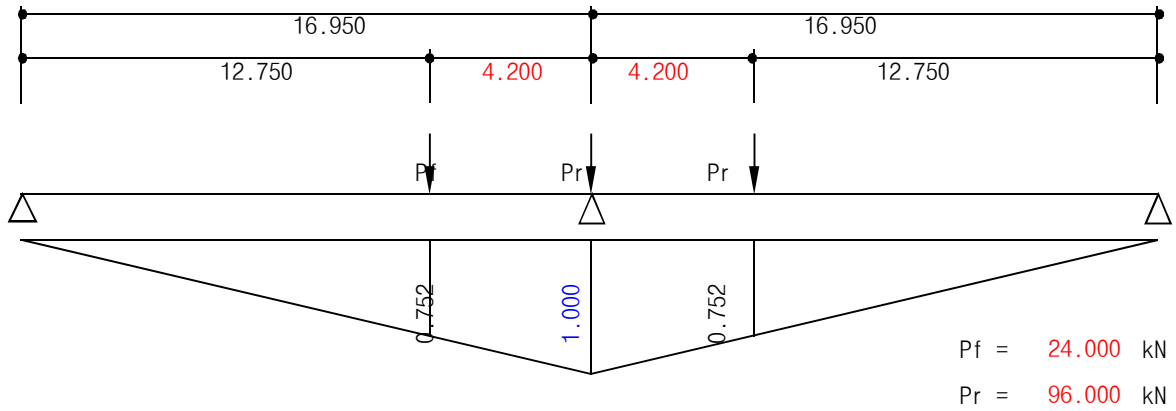


작용 단면력

$V_d = 27.755 \times 1.831 / 2 = 25.403 \text{ kN}$
 $M_d = 27.755 \times 1.831^2 / 8 = 11.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2)활 하 중

① DB-24 하중



충격계수

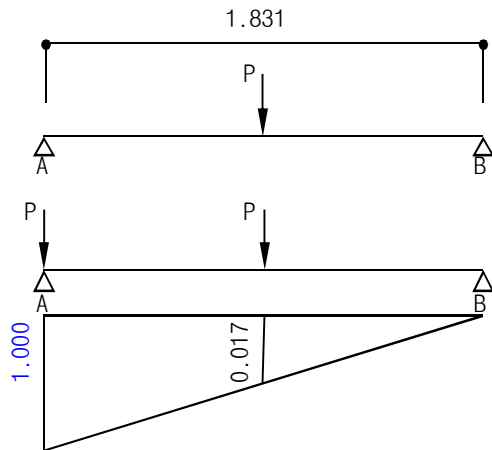
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \\ \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 윤하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.831}{4} = 107.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 235.326 \times 1.017 = 239.250 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	11.625	107.692
Vu	kN	25.403	239.250

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.30 \times 11.625 + 2.15 \times 107.692 = 246.651 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.30 \times 25.403 + 2.15 \times 239.250 = 547.410 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu &= 246.651 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 300 \text{ mm} & h &= 2190 \text{ mm} \\ d' &= 40 \text{ mm} & d &= 2150 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0436 A_s \\ \mu &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -5.5556 A_s^2 + 548,250 A_s \\ &= 246,651,000 \end{aligned}$$

사용철근량은

(콘.설.해 6.3.2)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 451.958 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} \times b \times d = 2792.932 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 3010.000 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 602.610 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근 } D \text{ 22} \times 3 \text{ EA} = 1161.30 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.}$$

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.0018 \leq P_{max} = 0.75 P_b = 0.0325 \quad \mathbf{O.K.}$$

(콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 1075.00 \text{ mm} > c = a/0.85 = 59.53 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 913.75 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 50.601 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 2124.70 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 348.39 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 348.39 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 629.19 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \mu = 246.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 콘보에 대한 계산

$$l_n / d = 1.83 \div 2.15 = 0.85 \leq 5.00 \quad \mathbf{O.K.}$$

∴ 높이가 콘 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &= \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(f_{ck})/3} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3} \\ &= 1787.48 \text{ kN} \geq S_u = 547.41 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 300.00 \times 2150.00 \times 10^{-3} \\ &= 446.87 \text{ kN} < V_u = 547.41 \text{ kN}\end{aligned}$$

전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned}S_v &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 = 430.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} & \mathbf{0.K} \\ A_v &= 397.20 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 150.00 \text{ mm}^2 & \mathbf{0.K} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned}S_h &= 300.00 \text{ mm} \leq d/5 = 430.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} & \mathbf{0.K} \\ A_h &= 4645.20 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 135.00 \text{ mm}^2 & \mathbf{0.K} \\ &(\text{D } 22 \times 12 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) + \frac{4645.20}{300} \left(\frac{0.85}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300.00 \times 2150.00 \\ &= 6915.40 \text{ kN}\end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 446.869 + 6915.398 = 7362.267 \text{ kN} > 1787.476 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 1787.476 \geq V_u = 547.410 \text{ kN} & \mathbf{0.K.}\end{aligned}$$

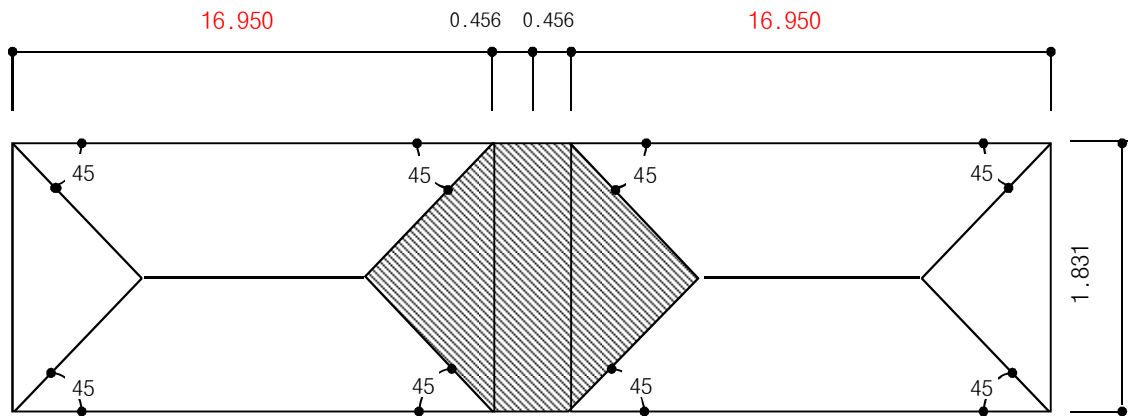
4.3 중간지점부 가로보

1) 가로보제원

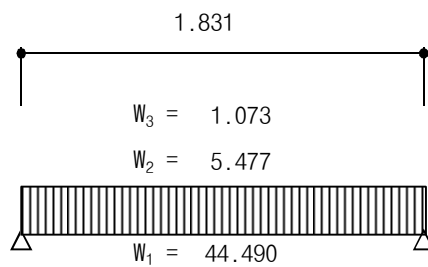
가로보높이 : 1.95 m 주 Beam 간 격 : 2.550 m
 가로보 폭 : 0.91 m 가로보 순지간 : 2.550 - 0.720 = 1.830 m
 교량사각 : 88.63 ° 가로보 사지간 : 1.830 ÷ SIN (88.63) = 1.831 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



가로보 폭 : 0.913 × SIN (88.63) = 0.913 m
 가로보자중 : 0.913 × 1.950 × 25.00 = 44.490 kN/m
 슬라브자중 : 0.240 × 0.913 × 25.00 = 5.477 kN/m
 포장 자중 : 0.050 × 0.913 × 23.50 = 1.073 kN/m

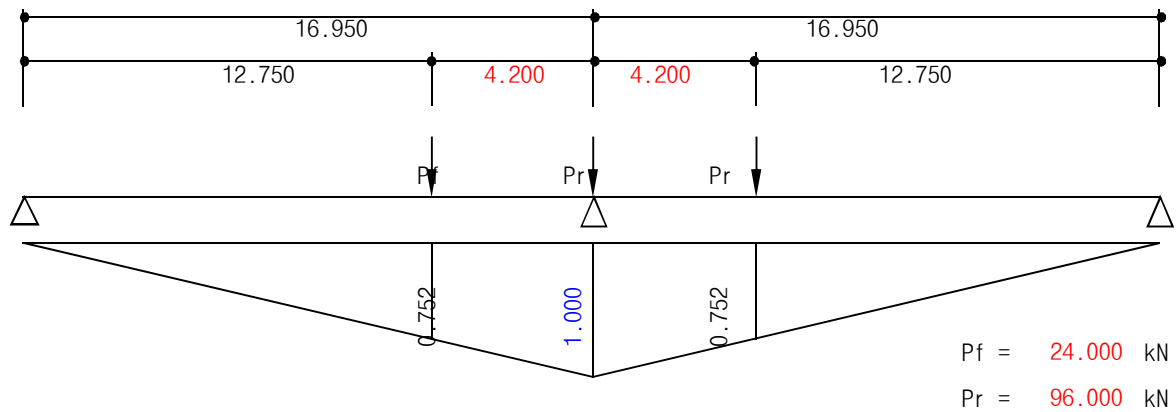


작용 단면력

$V_d = 51.040 \times 1.831 / 2 = 46.715 \text{ kN}$
 $M_d = 51.040 \times 1.831^2 / 8 = 21.378 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(2) 활 하 중

① DB-24 하중



충격계수

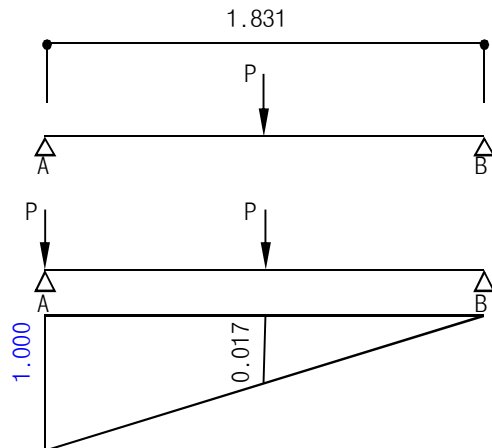
$$i = \frac{15}{40 + 16.950} = 0.263 < 0.300$$

$$P_{(L+i)} = \{ 96.000 \times (0.752 + 1.000) + 24.000 \times 0.752 \} \times 1.263 = 235.326 \text{ kN}$$

② 작용 단면적

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 모멘트 산정을 위한 재하가능 율하중 수는 1 ea

CROSS BEAM 경간장 : 1.830 m 이므로 전단력 산정을 위한 재하가능 율하중 수는 2 ea



$$M_L = \frac{235.326 \times 1.831}{4} = 107.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_L = 235.326 \times 1.017 = 239.250 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	21.378	107.692
Vu	kN	46.715	239.250

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.30 \times 21.378 + 2.15 \times 107.692 = 259.330 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.30 \times 46.715 + 2.15 \times 239.250 = 575.116 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu &= 259.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 913 \text{ mm} & h &= 2190 \text{ mm} \\ d' &= 40 \text{ mm} & d &= 2150 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0143 A_s \\ \mu &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -1.8257 A_s^2 + 548250 A_s \\ &= 259330000 \end{aligned}$$

사용철근량은

(콘.설.해 6.3.2)

$$\text{필요철근량 } A_{sreq} = 473.762 \text{ 이상이어야 하며,}$$

$$\text{최소철근량 } A_{smin} = 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} \times b \times d = 8498.668 \text{ 와}$$

$$A_{smin} = 1.4 / f_y \times b \times d = 9159.189 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,}$$

$$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 631.682 \text{ 이상이어야 한다.}$$

$$\text{사용철근 } D \text{ 22} \times 3 \text{ EA} = 1161.30 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.}$$

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.0006 \leq P_{max} = 0.75 P_b = 0.0325 \quad \mathbf{O.K.}$$

(콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

$$\text{Max. } c = 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 1075.00 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 19.56 \text{ mm}$$

$$\text{Max. } a = 0.85 \times c = 913.75 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 16.63 \text{ mm}$$

$$j d = d - a/2 = 2141.69 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 f_{ck} a b = 348.39 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 348.39 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi f_y A_s j d = 634.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq \mu = 259.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{O.K.}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(도.설 4.4.6.9, 콘.설 7.8.2)

(1) 높이가 콘보에 대한 계산

$$l_n / d = 1.83 \div 2.15 = 0.85 \leq 5.00 \quad \mathbf{O.K.}$$

∴ 높이가 콘 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &= \phi \cdot 2 \cdot \sqrt{(f_{ck})} / 3 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times 2.00 \times \sqrt{27.00} / 3.00 \times 912.88 \times 2150.00 \times 10^{-3} \\ &= 5439.148 \text{ kN} \geq S_u = 575.12 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.80 \times \sqrt{27.00} / 6.00 \times 912.88 \times 2150.00 \times 10^{-3} \\ &= 1359.787 \text{ kN} \geq V_u = 575.116 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K.}\end{aligned}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned}S_v &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 = 430.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} \quad \mathbf{O.K.} \\ A_v &= 2026.80 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 456.44 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.} \\ &(\text{D } 25 \times 4 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned}S_h &= 200.00 \text{ mm} \leq d/5 = 430.00 \text{ mm or } 300.00 \text{ mm} \quad \mathbf{O.K.} \\ A_h &= 9120.60 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 273.86 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.} \\ &(\text{D } 25 \times 18 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{2026.80}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) + \frac{9120.60}{200} \left(\frac{0.85}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300.00 \times 2150.00 \\ &= 20708.064 \text{ kN}\end{aligned}$$

- 공칭전단강도

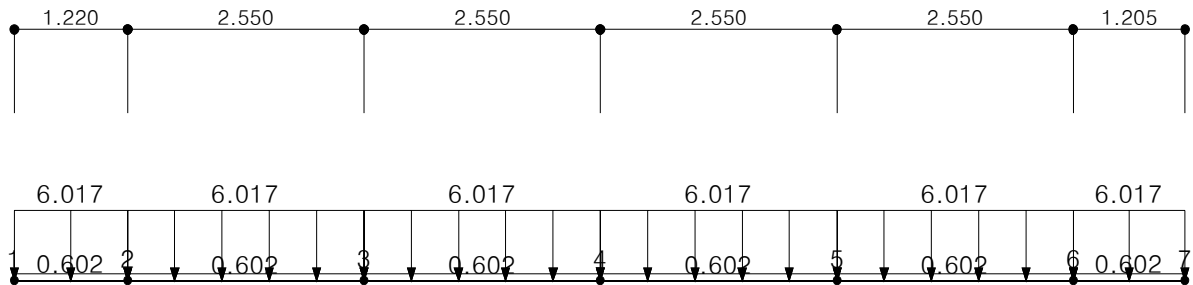
$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 1359.79 + 20708.06 = 22067.85 \text{ kN} > 5439.15 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 5439.15 \geq V_u = 575.12 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K.}\end{aligned}$$

5. 반력 산정

5.1 횡방향 하중분배 (관용해석)

5.1.1 횡방향 하중분배

1) 합성전 고정하중

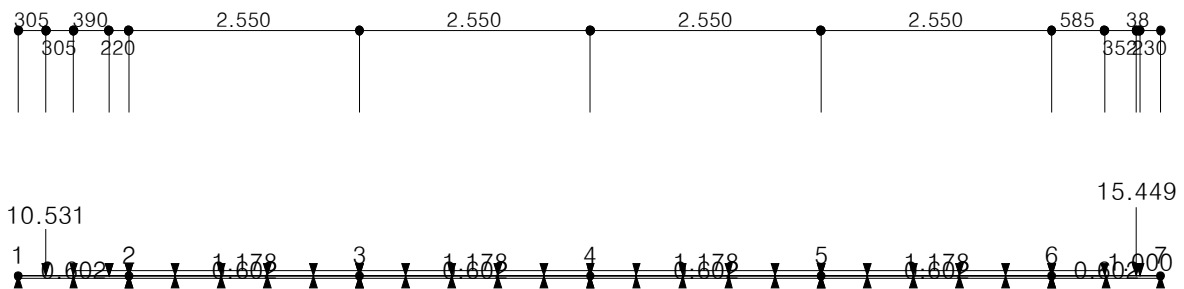


$$\text{슬래브자중 } W = 0.240 \times 25.000 \text{ kN/m}^3 \times 35.000 / 34.900 = 6.017 \text{ kN/m}^2$$

슬래브 거푸집 중량 : 슬래브 중량의 10% 정도로 추정하여 추가 적용함

$$\text{슬래브자중 } W_s = 6.017 \times 0.100 = 0.602 \text{ kN/m}^2$$

2) 합성후 고정하중



$$\text{콘크리트 교면포장 } W_m = 0.050 \times 23.500 \text{ kN/m}^3 \times 35.000 / 34.900 = 1.178 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{거푸집 중량 } W = -0.602 = -0.602 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{방호벽 자중 } P1 = 10.531 = 10.531 \text{ kN/m}$$

$$P2 = 15.449 = 15.449 \text{ kN/m}$$

$$\text{방음벽 자중 } P1 = 1.000 = 1.000 \text{ kN/m}$$

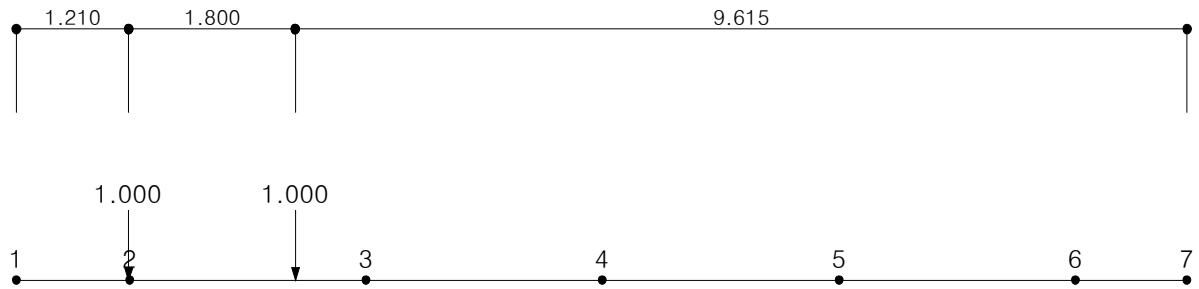
3) 활하중

$$\text{연석간의 교폭 } W_c = 11.395 \text{ m}$$

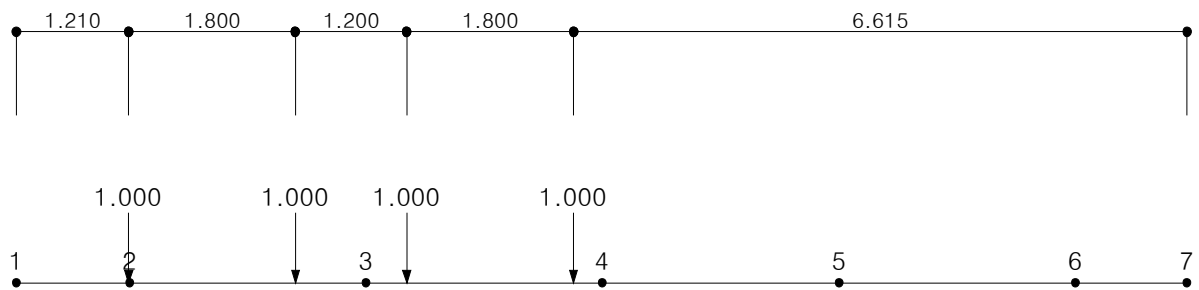
$$\therefore \text{설계 차로수 } N = 3 \quad (\text{도.설 2.1.3})$$

$$\text{설계 차로폭 } W = W_c / N = 11.395 / 3 = 3.798 \text{ m} > 3.6 \text{ m} \Rightarrow W = 3.6 \text{ m}$$

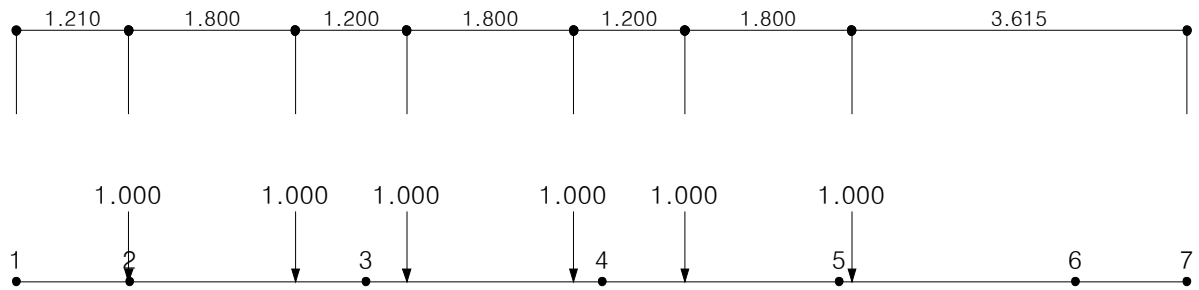
< 활하중 : DB(좌측기준) (1차선) >



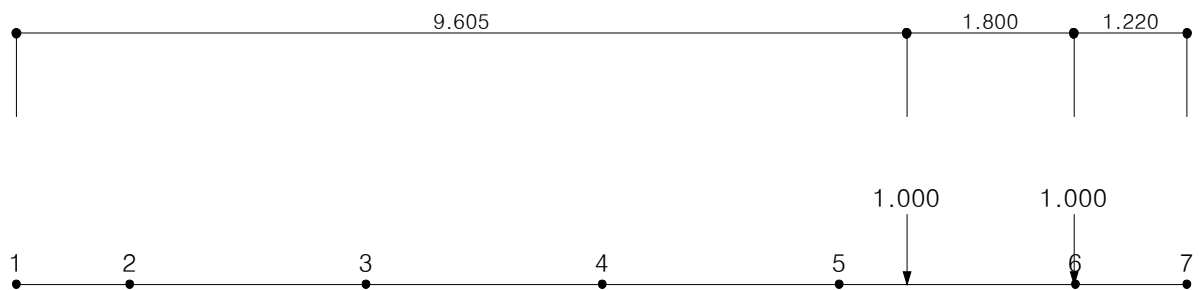
< 활하중 : DB(좌측기준) (2차선) >



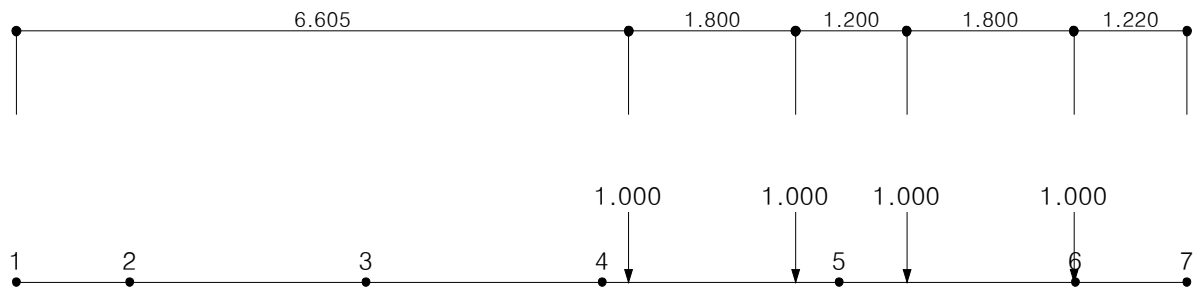
< 활하중 : DB(좌측기준) (3차선) >



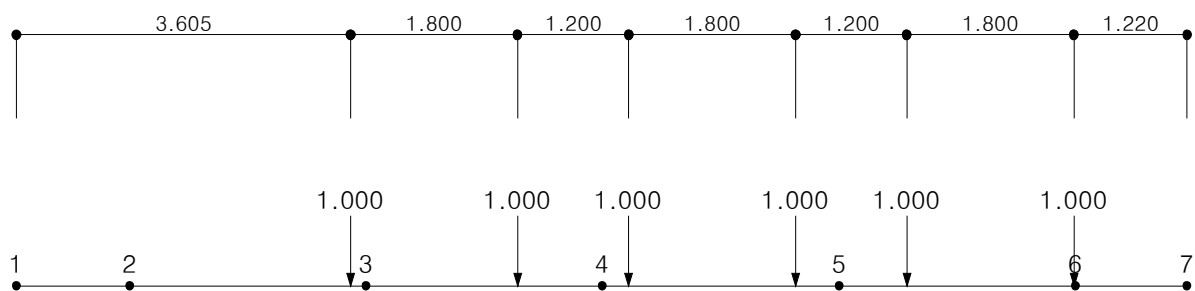
< 활하중 : DB(우측기준) (1차선) >



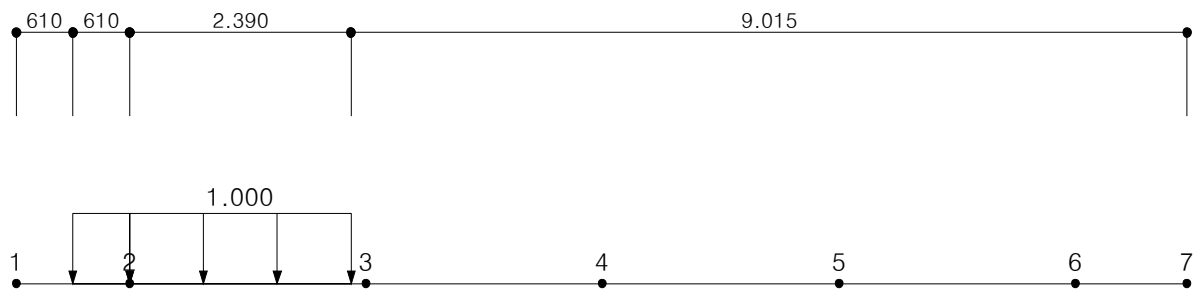
< 활하중 : DB(우측기준) (2차선) >



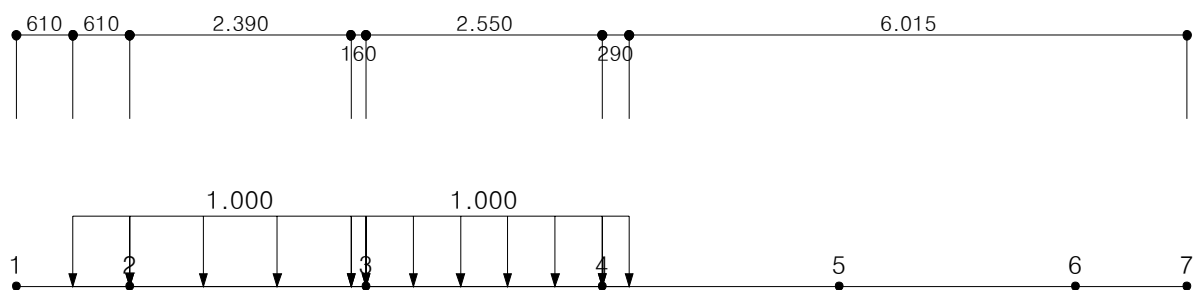
< 활하중 : DB(우측기준) (3차선) >



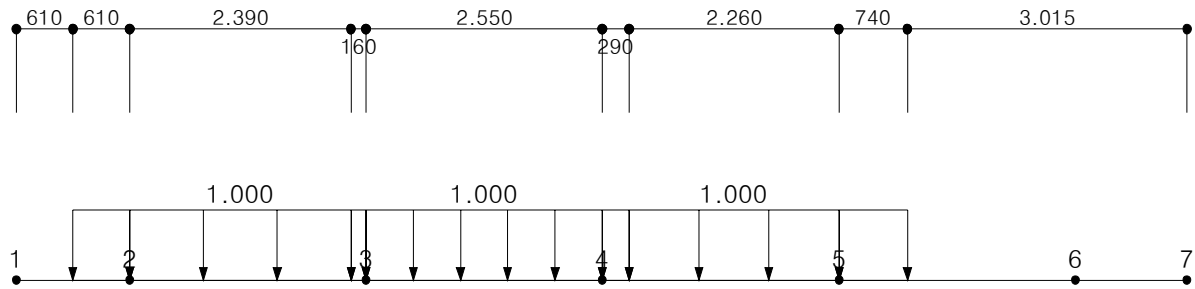
< 활하중 : DL(좌측기준) (1차선) >



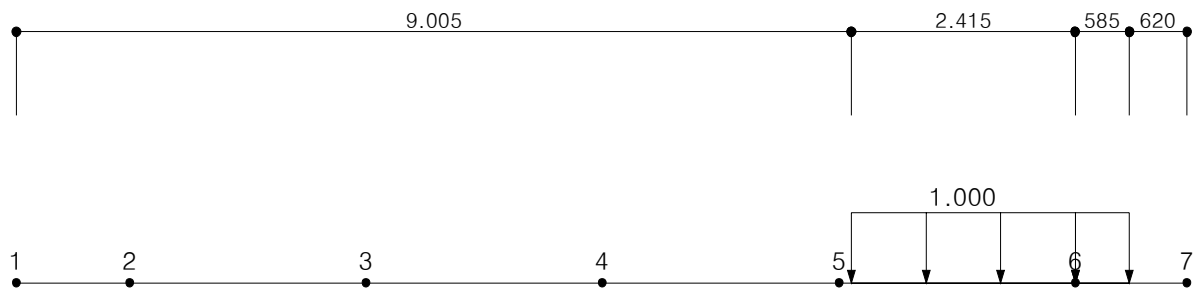
< 활하중 : DL(좌측기준) (2차선) >



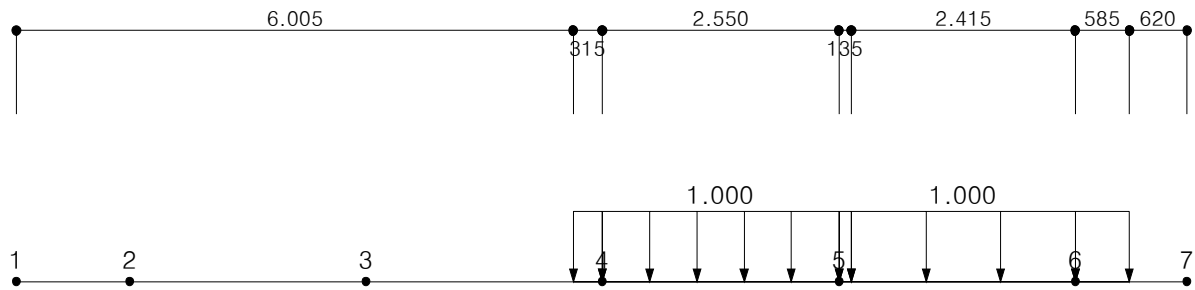
< 활하중 : DL(좌측기준) (3차선) >



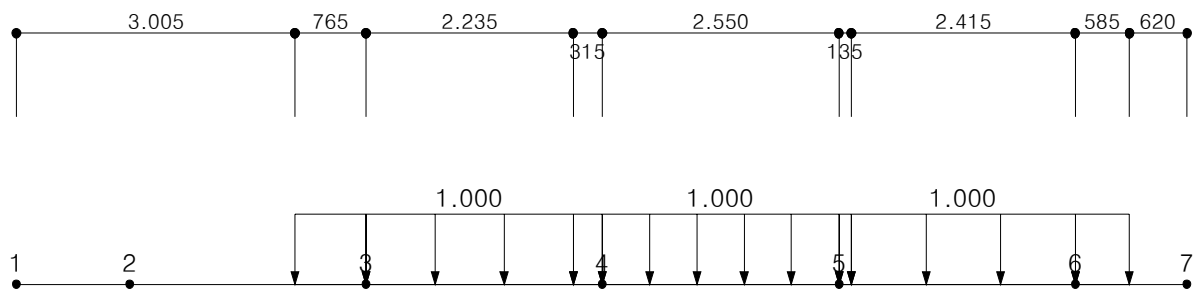
< 활하중 : DL(우측기준) (1차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (2차선) >



< 활하중 : DL(우측기준) (3차선) >



4) 활하중의 크기

◁ DB-24 (운하중)

$$\text{전륜 하중} \quad P_f = 24.000 \text{ kN}$$

$$\text{후륜 하중} \quad P_r = 96.000 \text{ kN}$$

◁ DL-24 (차선하중)

$$W = 12.700 / 3 = 4.233 \text{ kN/m}$$

$$P_m = 108.000 / 3 = 36.000 \text{ kN}$$

$$P_s = 156.000 / 3 = 52.000 \text{ kN}$$

5) 충격계수 (도.설 2.1.4)

$$\text{지간장 (L)} = 34.000 + 34.000 + 34.000 + 34.000 \text{ m}$$

따라서, 내부 지점 및 지간내에 재하되는 하중에 대한 충격계수는 아래와 같다.

다만, 탱크케도하중과 탱크 트레일러 하중에는 일률적으로 충격계수를 0.15로 적용 한다.

◁ 제1 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제2 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제3 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

◁ 제4 지간

$$i = \frac{15}{40 + 34.000} = 0.203 < 0.3 \Rightarrow 0.203$$

∴ 계산된 충격계수 중 가장 큰 0.203 를 적용함.

5.1.2 주형별 작용 하중

1) 고정 하중

- 빔 본체 중량 및 가로보 중량

- PSC BEAM 본체 중량 : 792.04 kN/본 = 792.043 kN/본
- 단부 가로보 : 0.40 × 0.70 × 25.00 = 7.000 kN/m
- 일반부 가로보 : 0.30 × 1.95 × 25.00 × 1 EA = 14.625 kN/m
- 중간지점부 가로보 : 0.90 / 2 EA × 1.95 × 25.00 = 21.938 kN/m

- 슬래브 및 가로보 자중 (합성전 고정하중)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5
Beam 본체		792.043	792.043	792.043	792.043	792.043
슬래브	분배율	17.186	15.992	17.297	16.062	17.027
	하 중	601.494	559.705	605.402	562.170	595.961
가로보	거리	0.915	1.830	1.830	1.830	0.915
	단부	6.405	12.810	12.810	12.810	6.405
	일반부	13.382	26.763	26.763	26.763	13.382
	중간지점부	20.073	40.145	40.145	40.145	20.073
계		1433.397	1431.466	1477.164	1433.932	1427.863

- 포장 및 방호벽 하중, 거푸집 하중 공제 등 (합성후 고정하중)

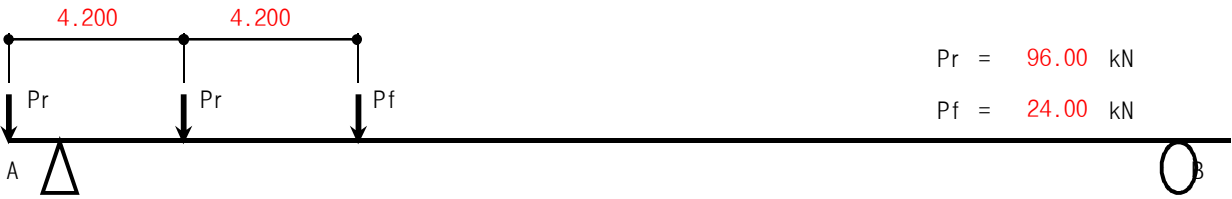
위 치		G1	G2	G3	G4	G5
합성후	분배율	15.854	-4.818	5.401	-8.217	24.590
	하중	553.303	-168.149	188.494	-286.759	858.185

2) 활 하 중

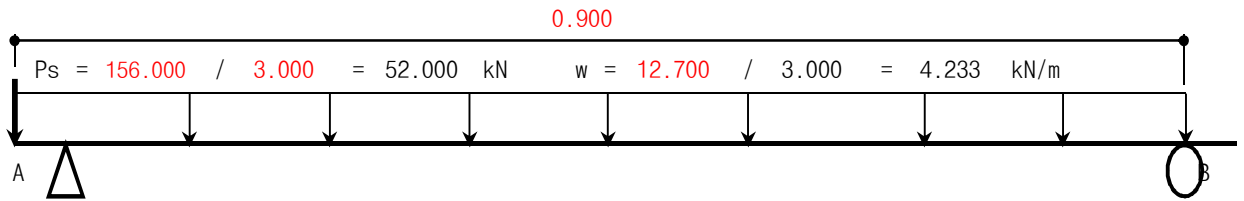
- 종방향 반력 계산

① 단부에 작용하는 반력 계산

- DB 24

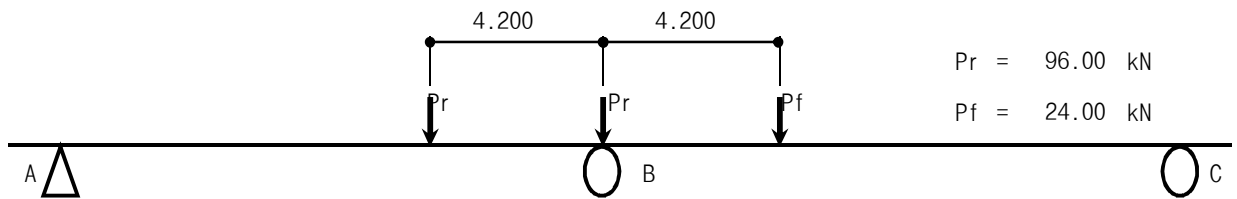


- DL 24

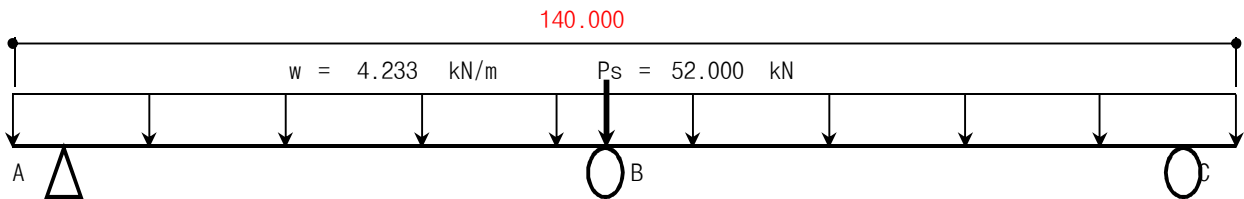


② 중간 지점부에 작용하는 반력 계산

- DB 24



- DL 24



③ 결과 정리

구 분	DB 반력	DL 반력	탱크 반력	트레일러 반력	비 고
단부 종방향 분배율	233.548	139.278	0.000	0.000	
중간 지점부 종방향 분배율	256.697	281.791	0.000	0.000	전, 후 동일 반력 적용

- 횡방향 분배율(반력)에 의한 반력

① 단부에 작용하는 DB 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	횡분배율	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	282.151	212.604	-34.812	8.565	-1.412
DBL-2	횡분배율	1.132	1.933	1.001	-0.079	0.013
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	264.491	451.448	233.674	-18.467	3.045
DBL-3	횡분배율	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	242.075	381.843	366.707	273.502	-2.970
DBR-1	횡분배율	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.432	8.682	-35.289	217.862	277.271
DBR-2	횡분배율	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.953	-17.906	236.991	452.657	259.495
DBR-3	횡분배율	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533

② 단부에 작용하는 DL 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	횡분배율	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	251.424	192.377	-32.682	8.041	-1.326
DLL-2	횡분배율	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	234.600	406.736	209.495	-18.159	2.996
DLL-3	횡분배율	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	214.773	344.027	326.611	247.228	-4.487
DLR-1	횡분배율	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.346	8.163	-33.179	197.182	247.015
DLR-2	횡분배율	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.923	-17.709	212.538	407.789	230.128
DLR-3	횡분배율	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-3.871	250.182	325.834	345.314	210.693

③ 중간 지점부에 작용하는 DB 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DBL-1	횡분배율	1.208	0.910	-0.149	0.037	-0.006
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	155.059	116.839	-19.131	4.707	-0.776
DBL-2	횡분배율	1.132	1.933	1.001	-0.079	0.013
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	145.353	248.098	128.418	-10.149	1.673
DBL-3	횡분배율	1.152	1.817	1.745	1.301	-0.014
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	133.035	209.846	201.527	150.306	-1.632
DBR-1	횡분배율	-0.006	0.037	-0.151	0.933	1.187
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-0.787	4.771	-19.393	119.728	152.377
DBR-2	횡분배율	0.013	-0.077	1.015	1.938	1.111
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	1.623	-9.840	130.241	248.762	142.608
DBR-3	횡분배율	-0.011	1.316	1.741	1.823	1.130
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-1.214	152.022	201.141	210.594	130.539

④ 중간 지점부에 작용하는 DL 반력 산정

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
DLL-1	횡분배율	1.805	1.381	-0.235	0.058	-0.010
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
DLL-2	횡분배율	1.684	2.920	1.504	-0.130	0.022
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	237.324	411.459	211.928	-18.370	3.031
DLL-3	횡분배율	1.713	2.745	2.606	1.972	-0.036
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
DLR-1	횡분배율	-0.010	0.059	-0.238	1.416	1.774
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
DLR-2	횡분배율	0.021	-0.127	1.526	2.928	1.652
	감소율	100%	100%	100%	100%	100%
	반 력	2.956	-17.915	215.006	412.524	232.800
DLR-3	횡분배율	-0.031	1.996	2.599	2.755	1.681
	감소율	90%	90%	90%	90%	90%
	반 력	-3.916	253.087	329.618	349.324	213.139

5.2 반력집계 (관용해석)

1) 단부 반력

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
고정하중	Beam	396.022	396.022	396.022	396.022	396.022
	슬래브 가르보	320.677	319.712	342.560	320.944	317.910
	합성후	276.652	-84.074	94.247	-143.380	429.092
고정하중 합계		993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024
활하중	DBL-1	282.151	212.604	-34.812	8.565	-1.412
	DBL-2	264.491	451.448	233.674	-18.467	3.045
	DBL-3	242.075	381.843	366.707	273.502	-2.970
	DBR-1	-1.432	8.682	-35.289	217.862	277.271
	DBR-2	2.953	-17.906	236.991	452.657	259.495
	DBR-3	-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533
	DLL-1	251.424	192.377	-32.682	8.041	-1.326
	DLL-2	234.600	406.736	209.495	-18.159	2.996
	DLL-3	214.773	344.027	326.611	247.228	-4.487
	DLR-1	-1.346	8.163	-33.179	197.182	247.015
	DLR-2	2.923	-17.709	212.538	407.789	230.128
	DLR-3	-3.871	250.182	325.834	345.314	210.693
활하중 Max		-2.210	276.625	366.003	383.205	237.533
풍하중	Max	7.580	30.044	-0.645	-2.708	24.399
	Min	-5.550	-12.699	-3.513	-33.840	-2.849
지점침하	Max	3.315	3.345	3.356	3.369	3.444
	Min	-3.315	-3.345	-3.356	-3.369	-3.444
합 계		991.140	908.284	1198.832	956.791	1380.557
받침 검토용		1282.605	1101.474	1202.569	1028.259	1435.939

2) 중간 지점부 반력 (편측 반력)

(단위 : kN)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
고정하중	Beam	396.022	396.022	396.022	396.022	396.022
	슬래브 가르보	320.677	319.712	342.560	320.944	317.910
	합성후	276.652	-84.074	94.247	-143.380	429.092
고정하중 합계		993.350	631.659	832.829	573.586	1143.024
활하중	DBL-1	155.059	116.839	-19.131	4.707	-0.776
	DBL-2	145.353	248.098	128.418	-10.149	1.673
	DBL-3	133.035	209.846	201.527	150.306	-1.632
	DBR-1	-0.787	4.771	-19.393	119.728	152.377
	DBR-2	1.623	-9.840	130.241	248.762	142.608
	DBR-3	-1.214	152.022	201.141	210.594	130.539
	DLL-1	254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
	DLL-2	237.324	411.459	211.928	-18.370	3.031
	DLL-3	217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
	DLR-1	-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
	DLR-2	2.956	-17.915	215.006	412.524	232.800
	DLR-3	-3.916	253.087	329.618	349.324	213.139
만재하시 활하중		217.267	348.022	330.404	250.099	-4.539
좌측편재하시 활하중		254.343	194.611	-33.062	8.134	-1.341
우측편재하시 활하중		-1.362	8.258	-33.564	199.471	249.883
풍하중	Max	23.368	13.651	-1.188	7.761	22.770
	Min	-16.137	-11.271	-3.204	-15.038	-20.814
지점침하	Max	8.080	7.581	7.230	6.878	6.376
	Min	-8.080	-7.581	-7.230	-6.878	-6.376
합 계		1247.694	979.681	1163.233	823.685	1392.907
받침 검토용		1267.457	1057.525	1169.869	996.869	1410.668

5. 구조해석 결과 Summary 및 하부구조 설계를 위한 반력의 산정

5.1 DB 하중 좌측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBL-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	297.518	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1196.611	805.823
G2	727.362	27.052	192.344	-13.331	29.836	-12.594	33.393	-33.393	995.069	701.393
G3	729.934	23.864	66.823	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	853.678	706.501
G4	727.410	32.890	17.963	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	810.509	703.209
G5	721.070	233.175	6.276	-23.249	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1006.539	895.687

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	147.066	-15.971	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1106.875	803.666
G2	754.131	87.732	94.342	-10.958	13.649	-11.271	55.939	-55.939	998.969	769.330
G3	757.835	84.413	47.761	-6.444	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	942.273	781.382
G4	753.726	138.433	13.212	-5.901	7.761	-14.978	49.853	-49.853	959.104	828.916
G5	743.344	254.588	4.660	-24.667	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1059.521	917.312

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	147.066	-15.971	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1094.124	790.915
G2	754.684	68.541	94.342	-10.958	13.649	-11.271	55.939	-55.939	980.331	750.692
G3	757.754	61.801	47.761	-6.444	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	919.580	758.689
G4	753.234	109.744	13.212	-5.901	7.761	-14.978	49.853	-49.853	929.923	799.734
G5	742.058	223.735	4.660	-24.667	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1027.383	885.174

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	144.834	-19.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1102.080	759.208
G2	754.093	58.607	92.791	-13.755	12.077	-9.921	75.811	-75.811	987.340	718.173
G3	757.867	48.829	45.105	-8.189	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	923.506	724.607
G4	754.018	96.520	12.952	-6.345	6.210	-13.304	68.780	-68.780	935.375	768.762
G5	744.046	210.906	5.168	-22.470	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1033.873	860.059

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	144.834	-19.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1104.802	761.931
G2	754.928	58.524	92.791	-13.755	12.077	-9.921	75.811	-75.811	988.092	718.926
G3	757.998	48.783	45.105	-8.189	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	923.590	724.691
G4	753.029	96.585	12.952	-6.345	6.210	-13.304	68.780	-68.780	934.451	767.837
G5	741.541	210.889	5.168	-22.470	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1031.351	857.537

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	147.498	-15.751	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1092.427	789.361
G2	754.055	68.400	94.089	-11.026	13.651	-11.269	55.869	-55.869	979.237	749.926
G3	758.078	61.395	47.018	-6.620	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	918.774	758.387
G4	754.376	109.496	13.208	-5.984	7.752	-15.038	50.016	-50.016	930.972	800.354
G5	744.861	224.456	4.728	-24.135	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1031.270	888.968

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	147.498	-15.751	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1110.710	807.644
G2	755.513	87.450	94.089	-11.026	13.651	-11.269	55.869	-55.869	999.745	770.434
G3	758.190	83.729	47.018	-6.620	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	941.218	780.832
G4	753.161	137.952	13.208	-5.984	7.752	-15.038	50.016	-50.016	958.212	827.594
G5	740.954	254.684	4.728	-24.135	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1057.591	915.289

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	297.470	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1192.776	803.225
G2	728.620	27.017	193.786	-13.472	30.044	-12.699	33.450	-33.450	997.896	702.367
G3	730.260	23.983	66.634	-12.060	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	854.114	706.890
G4	726.671	31.265	18.313	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	808.480	700.689
G5	724.886	234.239	6.322	-23.539	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1012.088	899.732

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBL-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-35.036	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	791.202
G2	727.362	27.052	402.066	-21.659	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	693.065
G3	729.934	23.864	264.415	-18.958	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1051.270	699.602
G4	727.410	32.890	74.554	-15.724	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	867.100	694.165
G5	721.070	233.175	22.680	-31.220	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1022.943	887.716

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	205.039	-25.051	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1164.848	794.585
G2	754.131	87.732	165.341	-18.145	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1069.968	762.143
G3	757.835	84.413	114.634	-12.186	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1009.146	775.640
G4	753.726	138.433	54.191	-10.217	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1000.083	824.600
G5	743.344	254.588	20.092	-29.749	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1074.952	912.231

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	205.039	-25.051	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1152.097	781.834
G2	754.684	68.541	165.341	-18.145	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1051.330	743.505
G3	757.754	61.801	114.634	-12.186	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	986.453	752.947
G4	753.234	109.744	54.191	-10.217	7.761	-14.978	49.853	-49.853	970.902	795.419
G5	742.058	223.735	20.092	-29.749	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1042.814	880.093

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	199.199	-31.226	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1156.445	747.971
G2	754.093	58.607	163.165	-22.787	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1057.714	709.142
G3	757.867	48.829	111.593	-15.469	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	989.995	717.327
G4	754.018	96.520	53.456	-11.871	6.210	-13.304	68.780	-68.780	975.879	763.235
G5	744.046	210.906	18.503	-28.389	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1047.208	854.140

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	199.199	-31.226	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1159.168	750.693
G2	754.928	58.524	163.165	-22.787	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1058.466	709.895
G3	757.998	48.783	111.593	-15.469	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	990.079	717.411
G4	753.029	96.585	53.456	-11.871	6.210	-13.304	68.780	-68.780	974.955	762.311
G5	741.541	210.889	18.503	-28.389	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1044.686	851.618

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	205.627	-24.744	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1150.556	780.369
G2	754.055	68.400	165.238	-18.215	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1050.387	742.736
G3	758.078	61.395	114.001	-12.399	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	985.757	752.607
G4	754.376	109.496	54.132	-10.338	7.752	-15.038	50.016	-50.016	971.897	795.999
G5	744.861	224.456	20.105	-29.300	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1046.647	883.803

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	205.627	-24.744	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1168.840	798.652
G2	755.513	87.450	165.238	-18.215	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1070.895	763.244
G3	758.190	83.729	114.001	-12.399	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1008.202	775.052
G4	753.161	137.952	54.132	-10.338	7.752	-15.038	50.016	-50.016	999.137	823.240
G5	740.954	254.684	20.105	-29.300	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1072.968	910.124

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-34.603	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	788.768
G2	728.620	27.017	403.808	-21.849	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	693.989
G3	730.260	23.983	264.718	-18.964	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1052.198	699.986
G4	726.671	31.265	74.712	-15.830	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	864.878	691.496
G5	724.886	234.239	22.717	-31.607	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1028.483	891.664

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBL-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1214.596	788.148
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1195.721	686.932
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	694.872
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1077.799	687.880
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1077.651	876.640

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	194.594	-27.773	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1154.403	791.864
G2	754.131	87.732	180.108	-20.358	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1084.735	759.930
G3	757.835	84.413	161.045	-16.387	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1055.556	771.439
G4	753.726	138.433	118.048	-16.059	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1063.940	818.758
G5	743.344	254.588	79.430	-35.077	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1134.290	906.903

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	194.594	-27.773	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1141.652	779.113
G2	754.684	68.541	180.108	-20.358	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1066.097	741.292
G3	757.754	61.801	161.045	-16.387	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1032.863	748.746
G4	753.234	109.744	118.048	-16.059	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1034.759	789.577
G5	742.058	223.735	79.430	-35.077	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1102.152	874.765

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	187.710	-33.765	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1144.957	745.431
G2	754.093	58.607	177.643	-25.571	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1072.192	706.358
G3	757.867	48.829	157.886	-20.762	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1036.287	712.034
G4	754.018	96.520	116.739	-19.308	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1039.162	755.799
G5	744.046	210.906	75.766	-35.915	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1104.471	846.615

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	187.710	-33.765	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1147.679	748.154
G2	754.928	58.524	177.643	-25.571	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1072.944	707.110
G3	757.998	48.783	157.886	-20.762	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1036.371	712.118
G4	753.029	96.585	116.739	-19.308	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1038.238	754.875
G5	741.541	210.889	75.766	-35.915	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1101.949	844.093

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	194.935	-27.515	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1139.864	777.598
G2	754.055	68.400	180.171	-20.355	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1065.319	740.596
G3	758.078	61.395	160.697	-16.500	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1032.453	748.506
G4	754.376	109.496	118.084	-16.127	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1035.848	790.211
G5	744.861	224.456	79.185	-34.731	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1105.727	878.372

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	194.935	-27.515	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1158.147	795.881
G2	755.513	87.450	180.171	-20.355	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1085.827	761.104
G3	758.190	83.729	160.697	-16.500	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1054.897	770.951
G4	753.161	137.952	118.084	-16.127	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1063.088	817.451
G5	740.954	254.684	79.185	-34.731	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1132.048	904.693

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1209.956	785.845
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1197.997	687.757
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	695.313
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1076.236	685.293
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1083.373	880.543

5.2 DB 하중 우측 편재하 기준

1) DB 하중 1차선 재하시 (DBR-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	6.187	-22.603	7.580	-5.550	33.145	-33.145	905.280	803.635
G2	727.362	27.052	18.005	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	820.729	707.907
G3	729.934	23.864	67.273	-12.107	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	854.127	706.454
G4	727.410	32.890	194.963	-13.432	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	987.510	696.457
G5	721.070	233.175	293.993	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1294.256	898.390

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	5.067	-22.593	23.333	-16.137	60.219	-60.219	964.876	797.044
G2	754.131	87.732	14.834	-5.617	13.649	-11.271	55.939	-55.939	919.461	774.671
G3	757.835	84.413	49.918	-7.086	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	944.429	780.740
G4	753.726	138.433	94.340	-10.932	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1040.232	823.885
G5	743.344	254.588	144.082	-14.663	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1198.943	927.317

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	5.067	-22.593	23.333	-16.137	60.219	-60.219	952.125	784.293
G2	754.684	68.541	14.834	-5.617	13.649	-11.271	55.939	-55.939	900.823	756.034
G3	757.754	61.801	49.918	-7.086	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	921.736	758.047
G4	753.234	109.744	94.340	-10.932	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1011.051	794.704
G5	742.058	223.735	144.082	-14.663	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1166.805	895.179

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	5.477	-21.084	19.793	-13.118	80.797	-80.797	962.723	758.112
G2	754.093	58.607	14.598	-6.119	12.077	-9.921	75.811	-75.811	909.147	725.810
G3	757.867	48.829	47.328	-8.888	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	925.730	723.908
G4	754.018	96.520	92.991	-13.685	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1015.414	761.422
G5	744.046	210.906	142.302	-18.459	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1171.006	864.071

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	5.477	-21.084	19.793	-13.118	80.797	-80.797	965.445	760.835
G2	754.928	58.524	14.598	-6.119	12.077	-9.921	75.811	-75.811	909.900	726.562
G3	757.998	48.783	47.328	-8.888	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	925.814	723.992
G4	753.029	96.585	92.991	-13.685	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1014.490	760.498
G5	741.541	210.889	142.302	-18.459	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1168.484	861.549

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	4.867	-23.035	23.368	-16.122	60.036	-60.036	949.796	782.078
G2	754.055	68.400	15.196	-5.631	13.651	-11.269	55.869	-55.869	900.344	755.320
G3	758.078	61.395	50.625	-6.884	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	922.381	758.122
G4	754.376	109.496	94.601	-10.824	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1012.366	795.513
G5	744.861	224.456	143.986	-14.834	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1170.528	898.269

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	4.867	-23.035	23.368	-16.122	60.036	-60.036	968.080	800.361
G2	755.513	87.450	15.196	-5.631	13.651	-11.269	55.869	-55.869	920.852	775.828
G3	758.190	83.729	50.625	-6.884	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	944.826	780.567
G4	753.161	137.952	94.601	-10.824	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1039.606	822.754
G5	740.954	254.684	143.986	-14.834	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1196.849	924.590

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	6.100	-22.076	7.373	-5.417	32.770	-32.770	901.406	801.295
G2	728.620	27.017	17.636	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	821.746	708.995
G3	730.260	23.983	66.388	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	853.867	706.932
G4	726.671	31.265	194.545	-13.270	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	984.711	694.057
G5	724.886	234.239	294.907	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1300.673	902.500

2) DB 하중 2차선 재하시 (DBR-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	22.828	-30.552	7.580	-5.550	33.145	-33.145	921.922	795.686
G2	727.362	27.052	75.136	-15.853	29.836	-12.594	33.393	-33.393	877.860	698.871
G3	729.934	23.864	266.104	-19.025	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1052.959	699.536
G4	727.410	32.890	402.395	-21.731	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	688.159
G5	721.070	233.175	335.344	-35.136	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	883.800

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	23.697	-27.784	23.333	-16.137	60.219	-60.219	983.506	791.852
G2	754.131	87.732	56.936	-10.480	13.649	-11.271	55.939	-55.939	961.563	769.808
G3	757.835	84.413	117.041	-12.980	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1011.552	774.846
G4	753.726	138.433	164.429	-17.825	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1110.321	816.991
G5	743.344	254.588	197.992	-22.691	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1252.852	919.289

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	23.697	-27.784	23.333	-16.137	60.219	-60.219	970.755	779.101
G2	754.684	68.541	56.936	-10.480	13.649	-11.271	55.939	-55.939	942.925	751.171
G3	757.754	61.801	117.041	-12.980	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	988.859	752.153
G4	753.234	109.744	164.429	-17.825	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1081.140	787.810
G5	742.058	223.735	197.992	-22.691	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1220.714	887.151

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	21.568	-27.169	19.793	-13.118	80.797	-80.797	978.814	752.027
G2	754.093	58.607	56.122	-12.282	12.077	-9.921	75.811	-75.811	950.671	719.647
G3	757.867	48.829	114.121	-16.337	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	992.523	716.460
G4	754.018	96.520	162.433	-22.356	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1084.857	752.750
G5	744.046	210.906	193.507	-28.443	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1222.211	854.086

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	21.568	-27.169	19.793	-13.118	80.797	-80.797	981.537	754.750
G2	754.928	58.524	56.122	-12.282	12.077	-9.921	75.811	-75.811	951.424	720.400
G3	757.998	48.783	114.121	-16.337	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	992.607	716.544
G4	753.029	96.585	162.433	-22.356	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1083.932	751.826
G5	741.541	210.889	193.507	-28.443	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1219.689	851.564

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	23.340	-28.204	23.368	-16.122	60.036	-60.036	968.270	776.908
G2	754.055	68.400	57.456	-10.430	13.651	-11.269	55.869	-55.869	942.605	750.522
G3	758.078	61.395	117.957	-12.718	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	989.712	752.288
G4	754.376	109.496	164.748	-17.689	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1082.513	788.648
G5	744.861	224.456	197.645	-22.914	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1224.187	890.189

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	23.340	-28.204	23.368	-16.122	60.036	-60.036	986.553	795.192
G2	755.513	87.450	57.456	-10.430	13.651	-11.269	55.869	-55.869	963.113	771.030
G3	758.190	83.729	117.957	-12.718	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1012.157	774.733
G4	753.161	137.952	164.748	-17.689	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1109.753	815.889
G5	740.954	254.684	197.645	-22.914	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1250.508	916.510

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	22.545	-29.861	7.373	-5.417	32.770	-32.770	917.851	793.509
G2	728.620	27.017	73.993	-15.990	30.044	-12.699	33.450	-33.450	878.102	699.848
G3	730.260	23.983	265.450	-18.881	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1052.930	700.070
G4	726.671	31.265	402.493	-21.520	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	685.806
G5	724.886	234.239	336.370	-35.431	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	887.840

3) DB 하중 3차선 재하시 (DBR-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	77.815	-41.650	7.580	-5.550	33.145	-33.145	976.908	784.588
G2	727.362	27.052	287.243	-22.110	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1089.968	692.614
G3	729.934	23.864	391.165	-23.687	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.020	694.873
G4	727.410	32.890	392.744	-27.831	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1185.291	682.059
G5	721.070	233.175	311.431	-38.204	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1311.694	880.732

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	85.924	-34.310	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1045.733	785.326
G2	754.131	87.732	121.025	-16.479	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1025.652	763.809
G3	757.835	84.413	162.599	-16.862	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1057.111	770.964
G4	753.726	138.433	178.046	-19.559	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1123.939	815.258
G5	743.344	254.588	185.745	-25.856	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1240.606	916.124

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	85.924	-34.310	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1032.982	772.576
G2	754.684	68.541	121.025	-16.479	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1007.014	745.172
G3	757.754	61.801	162.599	-16.862	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1034.418	748.271
G4	753.234	109.744	178.046	-19.559	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1094.758	786.076
G5	742.058	223.735	185.745	-25.856	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1208.468	883.986

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	80.972	-36.005	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1038.218	743.191
G2	754.093	58.607	119.652	-19.908	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1014.201	712.021
G3	757.867	48.829	159.488	-21.275	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1037.889	711.521
G4	754.018	96.520	175.874	-24.586	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1098.297	750.521
G5	744.046	210.906	180.329	-31.412	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1209.034	851.117

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	80.972	-36.005	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1040.941	745.914
G2	754.928	58.524	119.652	-19.908	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1014.954	712.773
G3	757.998	48.783	159.488	-21.275	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1037.973	711.605
G4	753.029	96.585	175.874	-24.586	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1097.373	749.597
G5	741.541	210.889	180.329	-31.412	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1206.512	848.595

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	85.819	-34.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1030.748	770.524
G2	754.055	68.400	121.602	-16.450	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1006.750	744.502
G3	758.078	61.395	163.441	-16.685	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1035.196	748.322
G4	754.376	109.496	178.274	-19.486	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1096.039	786.852
G5	744.861	224.456	185.415	-26.108	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1211.958	886.995

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	85.819	-34.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1049.032	788.808
G2	755.513	87.450	121.602	-16.450	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1027.258	765.010
G3	758.190	83.729	163.441	-16.685	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1057.641	770.766
G4	753.161	137.952	178.274	-19.486	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1123.279	814.092
G5	740.954	254.684	185.415	-26.108	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1238.279	913.316

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	76.770	-40.870	7.373	-5.417	32.770	-32.770	972.076	782.500
G2	728.620	27.017	286.903	-22.286	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1091.013	693.552
G3	730.260	23.983	390.797	-23.578	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1178.277	695.372
G4	726.671	31.265	392.726	-27.807	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1182.892	679.520
G5	724.886	234.239	312.344	-38.588	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1318.111	884.683

5.3 DL 하중 좌측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLL-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	263.289	-21.819	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1162.383	804.419
G2	727.362	27.052	170.019	-14.151	29.836	-12.594	33.393	-33.393	972.744	700.573
G3	729.934	23.864	63.047	-14.522	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	849.902	704.038
G4	727.410	32.890	17.048	-8.317	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	809.594	701.572
G5	721.070	233.175	6.566	-24.578	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1006.830	894.358

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	236.775	-16.655	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1196.584	802.982
G2	754.131	87.732	154.585	-11.426	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1059.212	768.862
G3	757.835	84.413	79.507	-6.718	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	974.019	781.108
G4	753.726	138.433	21.543	-7.231	7.761	-14.978	49.853	-49.853	967.435	827.586
G5	743.344	254.588	5.934	-42.304	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1060.794	899.676

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	236.775	-16.655	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1183.833	790.231
G2	754.684	68.541	154.585	-11.426	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1040.575	750.224
G3	757.754	61.801	79.507	-6.718	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	951.326	758.415
G4	753.234	109.744	21.543	-7.231	7.761	-14.978	49.853	-49.853	938.254	798.405
G5	742.058	223.735	5.934	-42.304	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1028.656	867.538

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	225.784	-33.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1183.030	745.208
G2	754.093	58.607	147.127	-23.489	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1041.676	708.440
G3	757.867	48.829	74.649	-13.913	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	953.050	718.883
G4	754.018	96.520	20.472	-9.377	6.210	-13.304	68.780	-68.780	942.896	765.729
G5	744.046	210.906	8.617	-39.523	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1037.322	843.007

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	225.784	-33.988	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1185.753	747.931
G2	754.928	58.524	147.127	-23.489	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1042.428	709.192
G3	757.998	48.783	74.649	-13.913	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	953.134	718.967
G4	753.029	96.585	20.472	-9.377	6.210	-13.304	68.780	-68.780	941.971	764.805
G5	741.541	210.889	8.617	-39.523	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1034.800	840.485

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	237.093	-16.352	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1182.022	788.761
G2	754.055	68.400	154.393	-11.445	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1039.541	749.507
G3	758.078	61.395	79.091	-6.887	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	950.847	758.119
G4	754.376	109.496	21.580	-7.446	7.752	-15.038	50.016	-50.016	939.344	798.891
G5	744.861	224.456	6.001	-41.986	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1032.543	871.117

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	237.093	-16.352	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1200.305	807.044
G2	755.513	87.450	154.393	-11.445	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1060.049	770.015
G3	758.190	83.729	79.091	-6.887	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	973.291	780.564
G4	753.161	137.952	21.580	-7.446	7.752	-15.038	50.016	-50.016	966.584	826.132
G5	740.954	254.684	6.001	-41.986	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1058.864	897.438

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	262.659	-21.479	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1157.965	801.891
G2	728.620	27.017	171.224	-14.321	30.044	-12.699	33.450	-33.450	975.334	701.518
G3	730.260	23.983	62.965	-14.523	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	850.445	704.427
G4	726.671	31.265	17.379	-8.383	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	807.546	698.944
G5	724.886	234.239	6.604	-24.890	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1012.370	898.381

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLL-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	312.552	-38.644	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1211.646	787.595
G2	727.362	27.052	342.148	-22.950	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1144.873	691.774
G3	729.934	23.864	224.042	-21.798	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1010.897	696.762
G4	727.410	32.890	70.520	-18.788	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	863.066	691.101
G5	721.070	233.175	22.496	-34.659	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1022.760	884.278

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-26.246	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	793.391
G2	754.131	87.732	264.157	-18.936	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1168.783	761.352
G3	757.835	84.413	177.865	-12.725	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1072.377	775.101
G4	753.726	138.433	86.029	-11.672	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1031.921	823.145
G5	743.344	254.588	34.241	-47.397	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1089.102	894.583

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-26.246	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	780.640
G2	754.684	68.541	264.157	-18.936	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1150.146	742.715
G3	757.754	61.801	177.865	-12.725	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1049.684	752.408
G4	753.234	109.744	86.029	-11.672	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1002.740	793.964
G5	742.058	223.735	34.241	-47.397	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1056.964	862.445

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-53.227	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	725.969
G2	754.093	58.607	252.269	-38.896	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1146.818	693.033
G3	757.867	48.829	169.719	-26.351	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1048.121	706.445
G4	754.018	96.520	82.329	-18.919	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1004.752	756.188
G5	744.046	210.906	33.999	-48.144	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1062.703	834.385

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-53.227	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	728.692
G2	754.928	58.524	252.269	-38.896	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1147.570	693.785
G3	757.998	48.783	169.719	-26.351	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1048.205	706.530
G4	753.029	96.585	82.329	-18.919	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1003.828	755.264
G5	741.541	210.889	33.999	-48.144	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1060.181	831.863

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-25.819	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	779.294
G2	754.055	68.400	264.093	-18.925	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1149.242	742.026
G3	758.078	61.395	177.637	-12.922	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1049.393	752.084
G4	754.376	109.496	86.073	-11.903	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1003.838	794.434
G5	744.861	224.456	34.191	-47.140	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1060.733	865.963

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-25.819	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	797.577
G2	755.513	87.450	264.093	-18.925	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1169.750	762.534
G3	758.190	83.729	177.637	-12.922	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1071.837	774.529
G4	753.161	137.952	86.073	-11.903	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1031.078	821.675
G5	740.954	254.684	34.191	-47.140	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1087.055	892.284

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	311.108	-38.134	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1206.414	785.237
G2	728.620	27.017	343.648	-23.150	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1147.758	692.688
G3	730.260	23.983	224.299	-21.836	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1011.779	697.115
G4	726.671	31.265	70.731	-18.922	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	860.898	688.405
G5	724.886	234.239	22.527	-35.049	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1028.294	888.221

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLL-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	289.766	-42.955	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1188.859	783.283
G2	727.362	27.052	339.203	-30.483	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1141.927	684.241
G3	729.934	23.864	328.114	-26.739	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1114.969	691.821
G4	727.410	32.890	241.758	-25.150	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1034.304	684.739
G5	721.070	233.175	84.265	-47.114	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1084.529	871.822

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1281.980	790.592
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	759.053
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1141.607	770.703
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1129.565	817.111
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1190.507	890.566

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1269.229	777.841
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	740.416
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1118.914	748.010
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1100.384	787.930
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1158.369	858.428

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1261.247	723.128
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	688.283
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1114.946	697.399
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1098.569	743.335
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1158.254	821.320

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1263.970	725.851
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	689.036
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1115.030	697.483
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1097.645	742.410
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1155.732	818.798

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1267.126	776.403
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	739.808
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1118.874	747.802
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1101.563	788.492
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1161.903	861.881

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1285.409	794.687
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	760.316
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1141.319	770.247
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1128.803	815.732
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1188.224	888.202

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	288.395	-42.320	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1183.701	781.051
G2	728.620	27.017	340.010	-30.672	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1144.120	685.167
G3	730.260	23.983	328.178	-26.711	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1115.658	692.239
G4	726.671	31.265	242.308	-25.190	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1032.475	682.137
G5	724.886	234.239	84.480	-47.553	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1090.246	875.718

5.4 DL 하중 우측 편재하 기준

1) DL 하중 1차선 재하시 (DLR-1)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	6.486	-23.960	7.580	-5.550	33.145	-33.145	905.579	802.278
G2	727.362	27.052	17.177	-8.544	29.836	-12.594	33.393	-33.393	819.902	706.180
G3	729.934	23.864	63.371	-14.603	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	850.226	703.957
G4	727.410	32.890	171.717	-14.276	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	964.264	695.614
G5	721.070	233.175	260.771	-21.938	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1261.034	896.998

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	6.740	-38.565	23.333	-16.137	60.219	-60.219	966.549	781.072
G2	754.131	87.732	25.128	-6.106	13.649	-11.271	55.939	-55.939	929.755	774.182
G3	757.835	84.413	83.869	-7.385	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	978.381	780.441
G4	753.726	138.433	153.781	-11.398	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1099.673	823.419
G5	743.344	254.588	226.190	-15.329	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1281.051	926.651

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	6.740	-38.565	23.333	-16.137	60.219	-60.219	953.798	768.321
G2	754.684	68.541	25.128	-6.106	13.649	-11.271	55.939	-55.939	911.118	755.544
G3	757.754	61.801	83.869	-7.385	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	955.688	757.748
G4	753.234	109.744	153.781	-11.398	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1070.492	794.238
G5	742.058	223.735	226.190	-15.329	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1248.913	894.513

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	8.898	-36.724	19.793	-13.118	80.797	-80.797	966.144	742.472
G2	754.093	58.607	23.712	-9.190	12.077	-9.921	75.811	-75.811	918.261	722.739
G3	757.867	48.829	78.627	-15.135	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	957.028	717.662
G4	754.018	96.520	146.458	-23.404	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1068.881	751.702
G5	744.046	210.906	216.552	-31.467	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1245.257	851.063

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	8.898	-36.724	19.793	-13.118	80.797	-80.797	968.867	745.195
G2	754.928	58.524	23.712	-9.190	12.077	-9.921	75.811	-75.811	919.013	723.492
G3	757.998	48.783	78.627	-15.135	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	957.112	717.746
G4	753.029	96.585	146.458	-23.404	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1067.957	750.778
G5	741.541	210.889	216.552	-31.467	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1242.735	848.541

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	6.590	-38.703	23.368	-16.122	60.036	-60.036	951.519	766.409
G2	754.055	68.400	25.283	-6.035	13.651	-11.269	55.869	-55.869	910.431	754.917
G3	758.078	61.395	84.122	-7.163	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	955.878	757.844
G4	754.376	109.496	153.816	-11.237	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1071.581	795.101
G5	744.861	224.456	226.087	-15.434	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1252.630	897.669

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	6.590	-38.703	23.368	-16.122	60.036	-60.036	969.803	784.692
G2	755.513	87.450	25.283	-6.035	13.651	-11.269	55.869	-55.869	930.939	775.425
G3	758.190	83.729	84.122	-7.163	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	978.323	780.288
G4	753.161	137.952	153.816	-11.237	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1098.821	822.341
G5	740.954	254.684	226.087	-15.434	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1278.951	923.990

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	6.393	-23.418	7.373	-5.417	32.770	-32.770	901.699	799.953
G2	728.620	27.017	16.795	-8.458	30.044	-12.699	33.450	-33.450	820.905	707.380
G3	730.260	23.983	62.630	-14.411	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	850.110	704.539
G4	726.671	31.265	170.991	-14.112	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	961.157	693.215
G5	724.886	234.239	261.685	-22.213	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1267.451	901.057

2) DL 하중 2차선 재하시 (DLR-2)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	22.465	-34.030	7.580	-5.550	33.145	-33.145	921.558	792.208
G2	727.362	27.052	71.026	-19.007	29.836	-12.594	33.393	-33.393	873.751	695.717
G3	729.934	23.864	225.146	-21.886	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1012.001	696.674
G4	727.410	32.890	342.054	-23.042	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1134.601	686.848
G5	721.070	233.175	309.336	-38.744	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1309.600	880.192

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	40.012	-43.000	23.333	-16.137	60.219	-60.219	999.821	776.637
G2	754.131	87.732	93.246	-11.167	13.649	-11.271	55.939	-55.939	997.873	769.121
G3	757.835	84.413	183.145	-13.544	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1077.656	774.282
G4	753.726	138.433	260.493	-18.604	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1206.386	816.213
G5	743.344	254.588	319.418	-23.780	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	918.200

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	40.012	-43.000	23.333	-16.137	60.219	-60.219	987.070	763.886
G2	754.684	68.541	93.246	-11.167	13.649	-11.271	55.939	-55.939	979.236	750.484
G3	757.754	61.801	183.145	-13.544	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1054.963	751.589
G4	753.234	109.744	260.493	-18.604	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1177.204	787.032
G5	742.058	223.735	319.418	-23.780	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	886.062

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	38.732	-45.655	19.793	-13.118	80.797	-80.797	995.978	733.541
G2	754.093	58.607	88.741	-19.809	12.077	-9.921	75.811	-75.811	983.289	712.119
G3	757.867	48.829	174.499	-27.847	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1052.901	704.949
G4	754.018	96.520	249.033	-38.186	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1171.456	736.921
G5	744.046	210.906	303.954	-48.549	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	833.981

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	38.732	-45.655	19.793	-13.118	80.797	-80.797	998.701	736.264
G2	754.928	58.524	88.741	-19.809	12.077	-9.921	75.811	-75.811	984.042	712.872
G3	757.998	48.783	174.499	-27.847	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1052.985	705.033
G4	753.029	96.585	249.033	-38.186	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1170.532	735.996
G5	741.541	210.889	303.954	-48.549	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	831.459

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	39.686	-43.156	23.368	-16.122	60.036	-60.036	984.615	761.957
G2	754.055	68.400	93.501	-11.015	13.651	-11.269	55.869	-55.869	978.649	749.937
G3	758.078	61.395	183.656	-13.249	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1055.411	751.758
G4	754.376	109.496	260.617	-18.390	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1178.381	787.948
G5	744.861	224.456	319.054	-23.922	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	889.182

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	39.686	-43.156	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1002.898	780.240
G2	755.513	87.450	93.501	-11.015	13.651	-11.269	55.869	-55.869	999.157	770.445
G3	758.190	83.729	183.656	-13.249	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1077.856	774.203
G4	753.161	137.952	260.617	-18.390	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1205.621	815.188
G5	740.954	254.684	319.054	-23.922	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	915.503

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	22.198	-33.323	7.373	-5.417	32.770	-32.770	917.504	790.047
G2	728.620	27.017	70.048	-18.920	30.044	-12.699	33.450	-33.450	874.158	696.918
G3	730.260	23.983	224.505	-21.669	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1011.985	697.281
G4	726.671	31.265	341.613	-22.801	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1131.779	684.526
G5	724.886	234.239	310.356	-39.083	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1316.123	884.187

3) DL 하중 3차선 재하시 (DLR-3)

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	84.694	-46.489	7.580	-5.550	33.145	-33.145	983.788	779.749
G2	727.362	27.052	243.442	-25.332	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1046.167	689.392
G3	729.934	23.864	327.897	-26.764	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1114.751	691.797
G4	727.410	32.890	338.656	-30.528	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1131.203	679.362
G5	721.070	233.175	286.682	-43.045	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1286.945	875.891

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	148.875	-48.594	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1108.684	771.042
G2	754.131	87.732	192.134	-17.439	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1096.761	762.849
G3	757.835	84.413	250.180	-17.613	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	770.213
G4	753.726	138.433	282.053	-20.402	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	814.415
G5	743.344	254.588	301.132	-27.994	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1355.993	913.986

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	148.875	-48.594	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1095.933	758.291
G2	754.684	68.541	192.134	-17.439	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1078.123	744.211
G3	757.754	61.801	250.180	-17.613	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	747.520
G4	753.234	109.744	282.053	-20.402	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	785.234
G5	742.058	223.735	301.132	-27.994	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1323.855	881.848

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	140.710	-61.022	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1097.956	718.175
G2	754.093	58.607	183.669	-32.982	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1078.218	698.947
G3	757.867	48.829	239.356	-36.292	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	696.504
G4	754.018	96.520	269.743	-41.983	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	733.123
G5	744.046	210.906	285.574	-52.138	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1314.279	830.392

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	140.710	-61.022	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1100.679	720.897
G2	754.928	58.524	183.669	-32.982	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1078.970	699.699
G3	757.998	48.783	239.356	-36.292	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	696.588
G4	753.029	96.585	269.743	-41.983	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	732.199
G5	741.541	210.889	285.574	-52.138	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1311.757	827.870

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	148.528	-48.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1093.457	756.524
G2	754.055	68.400	192.456	-17.287	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1077.604	743.664
G3	758.078	61.395	250.741	-17.397	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	747.610
G4	754.376	109.496	282.157	-20.248	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	786.090
G5	744.861	224.456	300.743	-28.160	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1327.286	884.943

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	148.528	-48.588	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1111.741	774.808
G2	755.513	87.450	192.456	-17.287	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1098.112	764.172
G3	758.190	83.729	250.741	-17.397	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	770.054
G4	753.161	137.952	282.157	-20.248	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	813.330
G5	740.954	254.684	300.743	-28.160	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1353.607	911.264

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	83.600	-45.686	7.373	-5.417	32.770	-32.770	978.906	777.685
G2	728.620	27.017	243.168	-25.315	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1047.277	690.523
G3	730.260	23.983	327.478	-26.591	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1114.957	692.359
G4	726.671	31.265	338.217	-30.416	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1128.383	676.911
G5	724.886	234.239	287.595	-43.457	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1293.361	879.814

5.4 최대 반력 집계

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	805.823
G2	727.362	27.052	402.066	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	707.907
G3	729.934	23.864	391.393	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	706.501
G4	727.410	32.890	402.395	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	703.209
G5	721.070	233.175	335.344	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	898.390

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	787.695
G2	754.131	87.732	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	769.054
G3	757.835	84.413	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	774.937
G4	753.726	138.433	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	823.015
G5	743.344	254.588	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	912.655

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	774.944
G2	754.684	68.541	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	750.417
G3	757.754	61.801	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	752.244
G4	753.234	109.744	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	793.833
G5	742.058	223.735	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	880.517

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	739.220
G2	754.093	58.607	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	719.691
G3	757.867	48.829	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	716.418
G4	754.018	96.520	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	762.416
G5	744.046	210.906	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	845.612

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	741.942
G2	754.928	58.524	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	720.444
G3	757.998	48.783	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	716.502
G4	753.029	96.585	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	761.492
G5	741.541	210.889	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	843.090

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	773.610
G2	754.055	68.400	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	749.689
G3	758.078	61.395	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	751.767
G4	754.376	109.496	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	794.370
G5	744.861	224.456	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	883.435

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	791.893
G2	755.513	87.450	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	770.197
G3	758.190	83.729	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	774.212
G4	753.161	137.952	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	821.610
G5	740.954	254.684	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	909.756

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	803.225
G2	728.620	27.017	403.808	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	708.995
G3	730.260	23.983	391.536	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	706.932
G4	726.671	31.265	402.493	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	700.689
G5	724.886	234.239	336.370	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	902.500

5.4 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	339.401	-35.036	22.828	-30.552	1201.560	831.607
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	402.066	-21.659	75.136	-15.853	1156.480	738.561
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	264.415	-18.958	266.104	-19.025	1145.191	734.839
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	74.554	-15.724	402.395	-21.731	1162.696	744.576
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	22.680	-31.220	335.344	-35.136	1289.589	923.025

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1226.676	861.677
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1130.883	830.696
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1089.343	829.523
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1152.652	880.487
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1317.349	974.151

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1213.925	848.927
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1112.245	812.059
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1066.650	806.830
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1123.471	851.306
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1285.211	942.013

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1187.332	820.897
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1088.573	792.891
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.241	780.346
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1099.571	831.620
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1258.906	906.808

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1190.055	823.620
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1089.325	793.643
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.325	780.430
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1098.647	830.696
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1256.384	904.286

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1212.161	847.391
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1111.500	811.440
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1066.592	806.551
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1124.489	851.969
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1288.371	945.396

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1230.444	865.674
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1132.008	831.948
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1089.036	828.996
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1151.729	879.209
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1314.692	971.717

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	338.552	-34.603	22.545	-29.861	1197.401	828.988
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	403.808	-21.849	73.993	-15.990	1159.446	739.648
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	264.718	-18.964	265.450	-18.881	1145.779	735.362
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	74.712	-15.830	402.493	-21.520	1160.429	742.105
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	22.717	-31.607	336.370	-35.431	1295.495	927.519

6. 관용해석, 격자해석 반력 비교

6.1 관 용 해 석

1) 최 대 반 력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	282.151	0.000	7.580	-5.550	33.145	0.000	1312.436	990.575
G2	715.733	-84.074	451.448	0.000	29.836	-12.594	33.393	0.000	1131.418	625.362
G3	738.582	94.247	366.707	0.000	-0.846	-3.513	33.480	0.000	1232.593	831.073
G4	716.966	-143.380	452.657	0.000	-2.708	-33.620	33.600	0.000	1058.490	556.776
G5	713.932	429.092	277.271	0.000	24.269	-2.849	33.884	0.000	1466.314	1141.599

[중간지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	254.343	0.000	23.333	-16.137	60.219	0.000	1319.579	985.282
G2	715.733	-84.074	411.459	0.000	13.649	-11.271	55.939	0.000	1105.882	626.023
G3	738.582	94.247	330.404	0.000	-1.269	-3.049	52.898	0.000	1215.496	831.305
G4	716.966	-143.380	412.524	0.000	7.761	-14.978	49.853	0.000	1039.844	566.097
G5	713.932	429.092	249.883	0.000	22.770	-20.814	45.544	0.000	1449.836	1132.617

2) 하부 설계시 작용반력

[단지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	-2.210	0.000	254.343	0.000	-1.362	0.000	1247.693	993.350
G2	715.733	-84.074	276.625	0.000	194.611	0.000	8.258	0.000	908.284	631.659
G3	738.582	94.247	366.003	0.000	-33.062	0.000	-33.564	0.000	1198.832	832.829
G4	716.966	-143.380	383.205	0.000	8.134	0.000	199.471	0.000	956.791	573.586
G5	713.932	429.092	237.533	0.000	-1.341	0.000	249.883	0.000	1392.907	1143.024

[중간지점부]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	716.698	276.652	217.267	0.000	254.343	0.000	-1.362	0.000	1247.693	993.350
G2	715.733	-84.074	348.022	0.000	194.611	0.000	8.258	0.000	979.681	631.659
G3	738.582	94.247	330.404	0.000	-33.062	0.000	-33.564	0.000	1163.233	832.829
G4	716.966	-143.380	250.099	0.000	8.134	0.000	199.471	0.000	823.685	573.586
G5	713.932	429.092	-4.539	0.000	-1.341	0.000	249.883	0.000	1392.907	1143.024

6.2 격자해석

1) 최대반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	339.401	-20.415	7.580	-5.550	33.145	-33.145	1238.495	805.823
G2	727.362	27.052	402.066	-6.817	29.836	-12.594	33.393	-33.393	1204.790	707.907
G3	729.934	23.864	391.393	-12.059	-0.846	-3.513	33.480	-33.480	1178.248	706.501
G4	727.410	32.890	402.395	-6.681	-2.708	-33.620	33.600	-33.600	1194.942	703.209
G5	721.070	233.175	335.344	-20.546	24.269	-2.849	33.884	-33.884	1335.608	898.390

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1298.561	787.695
G2	754.131	87.732	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1193.647	769.054
G3	757.835	84.413	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1144.691	774.937
G4	753.726	138.433	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1227.946	823.015
G5	743.344	254.588	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1374.278	912.655

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	338.752	-31.941	23.333	-16.137	60.219	-60.219	1285.810	774.944
G2	754.684	68.541	289.020	-11.234	13.649	-11.271	55.939	-55.939	1175.009	750.417
G3	757.754	61.801	250.180	-12.889	-1.269	-3.049	52.898	-52.898	1121.998	752.244
G4	753.234	109.744	282.053	-11.802	7.761	-14.978	49.853	-49.853	1198.765	793.833
G5	742.058	223.735	319.418	-29.325	22.770	-20.814	45.544	-45.544	1342.140	880.517

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고정하중		활하중		풍하중		지점침하		합계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1278.026	739.220
G2	754.093	58.607	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1170.422	719.691
G3	757.867	48.829	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.757	716.418
G4	754.018	96.520	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1192.166	762.416
G5	744.046	210.906	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1332.658	845.612

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	320.780	-39.977	19.793	-13.118	80.797	-80.797	1280.749	741.942
G2	754.928	58.524	275.873	-12.237	12.077	-9.921	75.811	-75.811	1171.174	720.444
G3	757.998	48.783	239.356	-16.378	-1.188	-3.204	72.299	-72.299	1117.841	716.502
G4	753.029	96.585	269.743	-12.690	6.210	-13.304	68.780	-68.780	1191.242	761.492
G5	741.541	210.889	303.954	-36.917	19.980	-17.320	63.763	-63.763	1330.136	843.090

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1283.881	773.610
G2	754.055	68.400	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1174.194	749.689
G3	758.078	61.395	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1122.496	751.767
G4	754.376	109.496	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1199.921	794.370
G5	744.861	224.456	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1345.596	883.435

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	338.952	-31.503	23.368	-16.122	60.036	-60.036	1302.164	791.893
G2	755.513	87.450	289.046	-11.263	13.651	-11.269	55.869	-55.869	1194.702	770.197
G3	758.190	83.729	250.741	-13.239	-1.317	-3.053	52.941	-52.941	1144.941	774.212
G4	753.161	137.952	282.157	-11.968	7.752	-15.038	50.016	-50.016	1227.161	821.610
G5	740.954	254.684	319.054	-29.668	22.769	-20.746	45.841	-45.841	1371.917	909.756

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중		풍 하 중		지점침하		합 계	
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	338.552	-20.146	7.373	-5.417	32.770	-32.770	1233.858	803.225
G2	728.620	27.017	403.808	-6.843	30.044	-12.699	33.450	-33.450	1207.918	708.995
G3	730.260	23.983	391.536	-12.018	-0.645	-3.467	33.559	-33.559	1179.016	706.932
G4	726.671	31.265	402.493	-6.638	-2.916	-33.840	33.689	-33.689	1192.660	700.689
G5	724.886	234.239	336.370	-20.771	24.399	-2.828	34.441	-34.441	1342.136	902.500

2) 하부 설계시 작용반력

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌 측 편재 하 시		우 측 편재 하 시			
	합성 전	합성 후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	724.002	138.157	315.502	-38.090	339.401	-35.036	22.828	-30.552	1201.560	831.607
G2	727.362	27.052	392.996	-27.792	402.066	-21.659	75.136	-15.853	1156.480	738.561
G3	729.934	23.864	391.393	-23.688	264.415	-18.958	266.104	-19.025	1145.191	734.839
G4	727.410	32.890	285.253	-22.010	74.554	-15.724	402.395	-21.731	1162.696	744.576
G5	721.070	233.175	77.388	-42.296	22.680	-31.220	335.344	-35.136	1289.589	923.025

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌측 편재 하 시		우측 편재 하 시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	744.590	143.333	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1226.676	861.677
G2	754.131	87.732	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1130.883	830.696
G3	757.835	84.413	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1089.343	829.523
G4	753.726	138.433	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1152.652	880.487
G5	743.344	254.588	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1317.349	974.151

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌측 편재 하 시		우측 편재 하 시			
	합성전	합성 후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	745.846	129.327	322.171	-29.045	338.752	-26.246	40.012	-43.000	1213.925	848.927
G2	754.684	68.541	289.020	-21.235	264.157	-18.936	93.246	-11.167	1112.245	812.059
G3	757.754	61.801	247.095	-17.123	177.865	-12.725	183.145	-13.544	1066.650	806.830
G4	753.234	109.744	183.672	-17.705	86.029	-11.672	260.493	-18.604	1123.471	851.306
G5	742.058	223.735	135.647	-51.414	34.241	-47.397	319.418	-23.780	1285.211	942.013

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌측 편재 하 시		우측 편재 하 시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.885	122.668	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1187.332	820.897
G2	754.093	58.607	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1088.573	792.891
G3	757.867	48.829	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.241	780.346
G4	754.018	96.520	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1099.571	831.620
G5	744.046	210.906	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1258.906	906.808

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌 측 편재 하 시		우 측 편재 하 시			
	합성 전	합성 후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	746.631	122.644	304.001	-56.068	320.780	-53.227	38.732	-45.655	1190.055	823.620
G2	754.928	58.524	275.873	-43.646	252.269	-38.896	88.741	-19.809	1089.325	793.643
G3	757.998	48.783	236.544	-35.398	169.719	-26.351	174.499	-27.847	1043.325	780.430
G4	753.029	96.585	176.146	-31.772	82.329	-18.919	249.033	-38.186	1098.647	830.696
G5	741.541	210.889	129.549	-61.210	33.999	-48.144	303.954	-48.549	1256.384	904.286

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌측 편재 하 시		우측 편재 하 시			
	합성전	합성 후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	743.356	129.853	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1212.161	847.391
G2	754.055	68.400	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1111.500	811.440
G3	758.078	61.395	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1066.592	806.551
G4	754.376	109.496	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1124.489	851.969
G5	744.861	224.456	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1288.371	945.396

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재 하 시		좌측 편재 하 시		우측 편재 하 시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	747.399	144.094	322.196	-28.709	338.952	-25.819	39.686	-43.156	1230.444	865.674
G2	755.513	87.450	289.046	-21.143	264.093	-18.925	93.501	-11.015	1132.008	831.948
G3	758.190	83.729	247.118	-17.204	177.637	-12.922	183.656	-13.249	1089.036	828.996
G4	753.161	137.952	183.798	-17.846	86.073	-11.903	260.617	-18.390	1151.729	879.209
G5	740.954	254.684	135.360	-51.222	34.191	-47.140	319.054	-23.922	1314.692	971.717

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하중		활 하 중						합 계	
			만재하시		좌측 편재하시		우측 편재하시			
	합성전	합성후	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
G1	720.494	138.356	314.650	-37.525	338.552	-34.603	22.545	-29.861	1197.401	828.988
G2	728.620	27.017	393.887	-28.081	403.808	-21.849	73.993	-15.990	1159.446	739.648
G3	730.260	23.983	391.536	-23.637	264.718	-18.964	265.450	-18.881	1145.779	735.362
G4	726.671	31.265	286.070	-22.033	74.712	-15.830	402.493	-21.520	1160.429	742.105
G5	724.886	234.239	77.607	-42.728	22.717	-31.607	336.370	-35.431	1295.495	927.519

6.3 최대 반력 비교

1) 합성전 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	724.002	724.002	716.698	744.590	744.590
G2	715.733	727.362	727.362	715.733	754.131	754.131
G3	738.582	729.934	738.582	738.582	757.835	757.835
G4	716.966	727.410	727.410	716.966	753.726	753.726
G5	713.932	721.070	721.070	713.932	743.344	743.344

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	745.846	745.846	716.698	743.885	743.885
G2	715.733	754.684	754.684	715.733	754.093	754.093
G3	738.582	757.754	757.754	738.582	757.867	757.867
G4	716.966	753.234	753.234	716.966	754.018	754.018
G5	713.932	742.058	742.058	713.932	744.046	744.046

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	746.631	746.631	716.698	743.356	743.356
G2	715.733	754.928	754.928	715.733	754.055	754.055
G3	738.582	757.998	757.998	738.582	758.078	758.078
G4	716.966	753.029	753.029	716.966	754.376	754.376
G5	713.932	741.541	741.541	713.932	744.861	744.861

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	716.698	747.399	747.399	716.698	720.494	720.494
G2	715.733	755.513	755.513	715.733	728.620	728.620
G3	738.582	758.190	758.190	738.582	730.260	738.582
G4	716.966	753.161	753.161	716.966	726.671	726.671
G5	713.932	740.954	740.954	713.932	724.886	724.886

2) 합성후 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	138.157	276.652	276.652	143.333	276.652
G2	-84.074	27.052	27.052	-84.074	87.732	87.732
G3	94.247	23.864	94.247	94.247	84.413	94.247
G4	-143.380	32.890	32.890	-143.380	138.433	138.433
G5	429.092	233.175	429.092	429.092	254.588	429.092

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	129.327	276.652	276.652	122.668	276.652
G2	-84.074	68.541	68.541	-84.074	58.607	58.607
G3	94.247	61.801	94.247	94.247	48.829	94.247
G4	-143.380	109.744	109.744	-143.380	96.520	96.520
G5	429.092	223.735	429.092	429.092	210.906	429.092

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	122.644	276.652	276.652	129.853	276.652
G2	-84.074	58.524	58.524	-84.074	68.400	68.400
G3	94.247	48.783	94.247	94.247	61.395	94.247
G4	-143.380	96.585	96.585	-143.380	109.496	109.496
G5	429.092	210.889	429.092	429.092	224.456	429.092

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	276.652	144.094	276.652	276.652	138.356	276.652
G2	-84.074	87.450	87.450	-84.074	27.017	27.017
G3	94.247	83.729	94.247	94.247	23.983	94.247
G4	-143.380	137.952	137.952	-143.380	31.265	31.265
G5	429.092	254.684	429.092	429.092	234.239	429.092

3) 활 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	282.151	339.401	339.401	254.343	338.752	338.752
G2	451.448	402.066	451.448	411.459	289.020	411.459
G3	366.707	391.393	391.393	330.404	250.180	330.404
G4	452.657	402.395	452.657	412.524	282.053	412.524
G5	277.271	335.344	335.344	249.883	319.418	319.418

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.752	338.752	254.343	320.780	320.780
G2	411.459	289.020	411.459	411.459	275.873	411.459
G3	330.404	250.180	330.404	330.404	239.356	330.404
G4	412.524	282.053	412.524	412.524	269.743	412.524
G5	249.883	319.418	319.418	249.883	303.954	303.954

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	320.780	320.780	254.343	338.952	338.952
G2	411.459	275.873	411.459	411.459	289.046	411.459
G3	330.404	239.356	330.404	330.404	250.741	330.404
G4	412.524	269.743	412.524	412.524	282.157	412.524
G5	249.883	303.954	303.954	249.883	319.054	319.054

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.952	338.952	282.151	338.552	338.552
G2	411.459	289.046	411.459	451.448	403.808	451.448
G3	330.404	250.741	330.404	366.707	391.536	391.536
G4	412.524	282.157	412.524	452.657	402.493	452.657
G5	249.883	319.054	319.054	277.271	336.370	336.370

4) 풍 하 중 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	7.580	7.580	7.580	23.333	23.333	23.333
G2	29.836	29.836	29.836	13.649	13.649	13.649
G3	-0.846	-0.846	-0.846	-1.269	-1.269	-1.269
G4	-2.708	-2.708	-2.708	7.761	7.761	7.761
G5	24.269	24.269	24.269	22.770	22.770	22.770

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	23.333	23.333	23.333	19.793	23.333
G2	13.649	13.649	13.649	13.649	12.077	13.649
G3	-1.269	-1.269	-1.269	-1.269	-1.188	-1.188
G4	7.761	7.761	7.761	7.761	6.210	7.761
G5	22.770	22.770	22.770	22.770	19.980	22.770

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	19.793	23.333	23.333	23.368	23.368
G2	13.649	12.077	13.649	13.649	13.651	13.651
G3	-1.269	-1.188	-1.188	-1.269	-1.317	-1.269
G4	7.761	6.210	7.761	7.761	7.752	7.761
G5	22.770	19.980	22.770	22.770	22.769	22.770

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	23.333	23.368	23.368	7.580	7.373	7.580
G2	13.649	13.651	13.651	29.836	30.044	30.044
G3	-1.269	-1.317	-1.269	-0.846	-0.645	-0.645
G4	7.761	7.752	7.761	-2.708	-2.916	-2.708
G5	22.770	22.769	22.770	24.269	24.399	24.399

5) 지 점 침 하 (Max)

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	33.145	33.145	33.145	60.219	60.219	60.219
G2	33.393	33.393	33.393	55.939	55.939	55.939
G3	33.480	33.480	33.480	52.898	52.898	52.898
G4	33.600	33.600	33.600	49.853	49.853	49.853
G5	33.884	33.884	33.884	45.544	45.544	45.544

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	60.219	60.219	60.219	80.797	80.797
G2	55.939	55.939	55.939	55.939	75.811	75.811
G3	52.898	52.898	52.898	52.898	72.299	72.299
G4	49.853	49.853	49.853	49.853	68.780	68.780
G5	45.544	45.544	45.544	45.544	63.763	63.763

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	80.797	80.797	60.219	60.036	60.219
G2	55.939	75.811	75.811	55.939	55.869	55.939
G3	52.898	72.299	72.299	52.898	52.941	52.941
G4	49.853	68.780	68.780	49.853	50.016	50.016
G5	45.544	63.763	63.763	45.544	45.841	45.841

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	60.219	60.036	60.219	33.145	32.770	33.145
G2	55.939	55.869	55.939	33.393	33.450	33.450
G3	52.898	52.941	52.941	33.480	33.559	33.559
G4	49.853	50.016	50.016	33.600	33.689	33.689
G5	45.544	45.841	45.841	33.884	34.441	34.441

[A1]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	724.002	276.652	339.401	7.580	33.145	1376.990
G2	727.362	27.052	451.448	29.836	33.393	1254.173
G3	738.582	94.247	391.393	-0.846	33.480	1257.280
G4	727.410	32.890	452.657	-2.708	33.600	1245.204
G5	721.070	429.092	335.344	24.269	33.884	1531.525

[P1 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	744.590	276.652	338.752	23.333	60.219	1431.879
G2	754.131	87.732	411.459	13.649	55.939	1316.086
G3	757.835	94.247	330.404	-1.269	52.898	1234.750
G4	753.726	138.433	412.524	7.761	49.853	1358.417
G5	743.344	429.092	319.418	22.770	45.544	1548.783

[P1 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	745.846	276.652	338.752	23.333	60.219	1433.135
G2	754.684	68.541	411.459	13.649	55.939	1297.449
G3	757.754	94.247	330.404	-1.269	52.898	1234.669
G4	753.234	109.744	412.524	7.761	49.853	1329.236
G5	742.058	429.092	319.418	22.770	45.544	1547.498

[P2 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	743.885	276.652	320.780	23.333	80.797	1433.780
G2	754.093	58.607	411.459	13.649	75.811	1306.794
G3	757.867	94.247	330.404	-1.188	72.299	1254.223
G4	754.018	96.520	412.524	7.761	68.780	1335.723
G5	744.046	429.092	303.954	22.770	63.763	1552.240

[P2 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	746.631	276.652	320.780	23.333	80.797	1436.527
G2	754.928	58.524	411.459	13.649	75.811	1307.547
G3	757.998	94.247	330.404	-1.188	72.299	1254.354
G4	753.029	96.585	412.524	7.761	68.780	1334.799
G5	741.541	429.092	303.954	22.770	63.763	1549.735

[P3 전열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	743.356	276.652	338.952	23.368	60.219	1430.862
G2	754.055	68.400	411.459	13.651	55.939	1296.678
G3	758.078	94.247	330.404	-1.269	52.941	1235.035
G4	754.376	109.496	412.524	7.761	50.016	1330.293
G5	744.861	429.092	319.054	22.770	45.841	1550.234

[P3 후열]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	747.399	276.652	338.952	23.368	60.219	1434.904
G2	755.513	87.450	411.459	13.651	55.939	1317.186
G3	758.190	94.247	330.404	-1.269	52.941	1235.147
G4	753.161	137.952	412.524	7.761	50.016	1357.533
G5	740.954	429.092	319.054	22.770	45.841	1546.326

[A2]

(단위 : kN)

구분	고 정 하 중		활 하 중	풍 하 중	지 점 침 하	합 계
	합 성 전	합 성 후				
G1	720.494	276.652	338.552	7.580	33.145	1372.632
G2	728.620	27.017	451.448	30.044	33.450	1255.558
G3	738.582	94.247	391.536	-0.645	33.559	1257.602
G4	726.671	31.265	452.657	-2.708	33.689	1242.928
G5	724.886	429.092	336.370	24.399	34.441	1536.989

6.4 하부 설계시 반력 비교

1) 고정하중

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	862.158	993.350	993.350	887.924	887.924
G2	631.659	754.414	631.659	631.659	841.863	841.863
G3	832.829	753.797	832.829	832.829	842.248	842.248
G4	573.586	760.300	573.586	573.586	892.159	892.159
G5	1143.024	954.245	1143.024	1143.024	997.931	997.931

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	875.173	875.173	993.350	866.552	866.552
G2	631.659	823.226	823.226	631.659	812.700	812.700
G3	832.829	819.555	819.555	832.829	806.697	806.697
G4	573.586	862.978	862.978	573.586	850.539	850.539
G5	1143.024	965.793	965.793	1143.024	954.952	954.952

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	869.275	869.275	993.350	873.209	873.209
G2	631.659	813.452	813.452	631.659	822.455	822.455
G3	832.829	806.781	806.781	832.829	819.473	819.473
G4	573.586	849.614	849.614	573.586	863.872	863.872
G5	1143.024	952.430	952.430	1143.024	969.317	969.317

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	993.350	891.493	891.493	993.350	858.849	993.350
G2	631.659	842.962	842.962	631.659	755.638	631.659
G3	832.829	841.918	841.918	832.829	754.243	832.829
G4	573.586	891.113	891.113	573.586	757.936	573.586
G5	1143.024	995.638	995.638	1143.024	959.126	1143.024

2) 만재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-2.210	315.502	315.502	217.267	322.171	322.171
G2	276.625	392.996	392.996	348.022	289.020	289.020
G3	366.003	391.393	391.393	330.404	247.095	247.095
G4	383.205	285.253	285.253	250.099	183.672	183.672
G5	237.533	77.388	77.388	-4.539	135.647	135.647

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	322.171	322.171	217.267	304.001	217.267
G2	348.022	289.020	289.020	348.022	275.873	348.022
G3	330.404	247.095	247.095	330.404	236.544	330.404
G4	250.099	183.672	183.672	250.099	176.146	250.099
G5	-4.539	135.647	135.647	-4.539	129.549	-4.539

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	304.001	217.267	217.267	322.196	322.196
G2	348.022	275.873	348.022	348.022	289.046	289.046
G3	330.404	236.544	330.404	330.404	247.118	247.118
G4	250.099	176.146	250.099	250.099	183.798	183.798
G5	-4.539	129.549	-4.539	-4.539	135.360	135.360

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	217.267	322.196	322.196	-2.210	314.650	314.650
G2	348.022	289.046	289.046	276.625	393.887	393.887
G3	330.404	247.118	247.118	366.003	391.536	391.536
G4	250.099	183.798	183.798	383.205	286.070	286.070
G5	-4.539	135.360	135.360	237.533	77.607	77.607

3) 좌측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	339.401	339.401	254.343	338.752	338.752
G2	194.611	402.066	402.066	194.611	264.157	264.157
G3	-33.062	264.415	264.415	-33.062	177.865	177.865
G4	8.134	74.554	74.554	8.134	86.029	86.029
G5	-1.341	22.680	22.680	-1.341	34.241	34.241

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.752	338.752	254.343	320.780	320.780
G2	194.611	264.157	264.157	194.611	252.269	252.269
G3	-33.062	177.865	177.865	-33.062	169.719	169.719
G4	8.134	86.029	86.029	8.134	82.329	82.329
G5	-1.341	34.241	34.241	-1.341	33.999	33.999

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	320.780	320.780	254.343	338.952	338.952
G2	194.611	252.269	252.269	194.611	264.093	264.093
G3	-33.062	169.719	169.719	-33.062	177.637	177.637
G4	8.134	82.329	82.329	8.134	86.073	86.073
G5	-1.341	33.999	33.999	-1.341	34.191	34.191

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	254.343	338.952	338.952	254.343	338.552	338.552
G2	194.611	264.093	264.093	194.611	403.808	403.808
G3	-33.062	177.637	177.637	-33.062	264.718	264.718
G4	8.134	86.073	86.073	8.134	74.712	74.712
G5	-1.341	34.191	34.191	-1.341	22.717	22.717

4) 우측 편재하시

(단위 : kN)

구분	A1			P1 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	22.828	22.828	-1.362	40.012	40.012
G2	8.258	75.136	75.136	8.258	93.246	93.246
G3	-33.564	266.104	266.104	-33.564	183.145	183.145
G4	199.471	402.395	402.395	199.471	260.493	260.493
G5	249.883	335.344	335.344	249.883	319.418	319.418

(단위 : kN)

구분	P1 (후열)			P2 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	40.012	40.012	-1.362	38.732	38.732
G2	8.258	93.246	93.246	8.258	88.741	88.741
G3	-33.564	183.145	183.145	-33.564	174.499	174.499
G4	199.471	260.493	260.493	199.471	249.033	249.033
G5	249.883	319.418	319.418	249.883	303.954	303.954

(단위 : kN)

구분	P2 (후열)			P3 (전열)		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	38.732	38.732	-1.362	39.686	39.686
G2	8.258	88.741	88.741	8.258	93.501	93.501
G3	-33.564	174.499	174.499	-33.564	183.656	183.656
G4	199.471	249.033	249.033	199.471	260.617	260.617
G5	249.883	303.954	303.954	249.883	319.054	319.054

(단위 : kN)

구분	P3 (후열)			A2		
	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력	관 용 해 석	격 자 해 석	적 용 반 력
G1	-1.362	39.686	39.686	-1.362	22.545	22.545
G2	8.258	93.501	93.501	8.258	73.993	73.993
G3	-33.564	183.656	183.656	-33.564	265.450	265.450
G4	199.471	260.617	260.617	199.471	402.493	402.493
G5	249.883	319.054	319.054	249.883	336.370	336.370