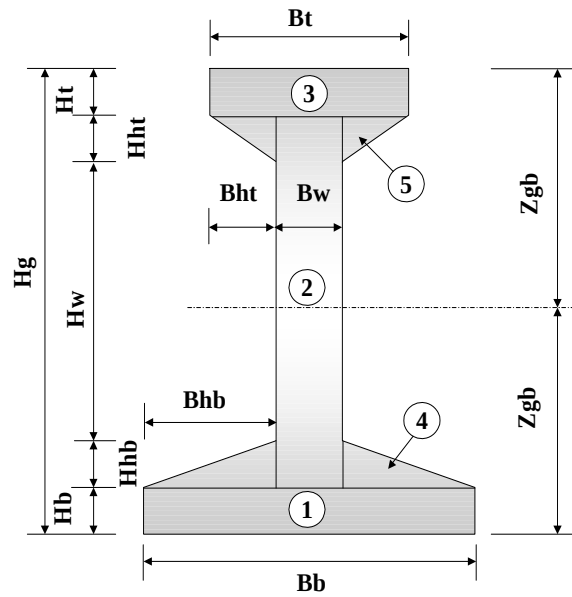


5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

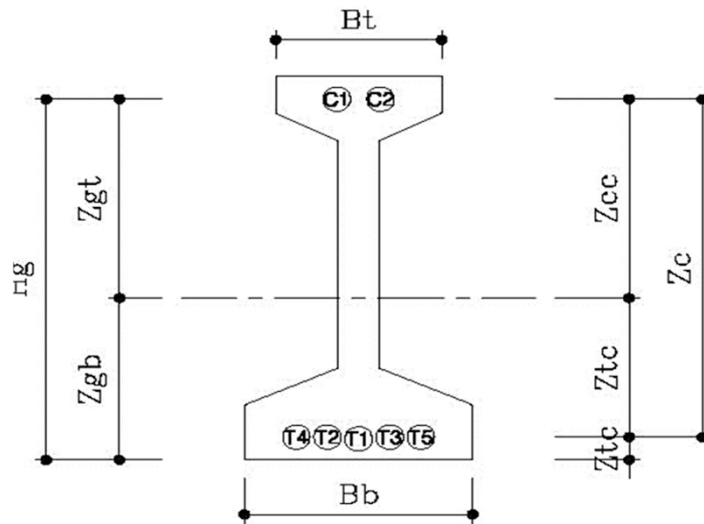


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.900	0.38000	1.250	0.47500	0.59375	0.114317
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.300	0.36800	0.84640	0.000533
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	2.150	0.09675	0.20801	0.000056
Σ 합 계	-	1.00500	1.017	1.02225	1.66769	0.117581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.017164 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 1.382836 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.745473 \text{ m}^4$

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
C1	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.275	0.00541	0.01230	4.492E-07
Σ	-	0.00475	2.275	0.01081	0.02459	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times z^2) - \Sigma A \times zc^2$: 0.000001 m⁴

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T3	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T4	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
T5	105	0.00866	0.125	0.00108	0.00014	5.967E-06
Σ	-	0.03848	0.124	0.00477	0.00059	2.504E-05

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times z^2) - \Sigma A \times zt^2$: 0.000025 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
총 단 면	1.00500	1.017	1.02225	1.03980	0.745473
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.275	-0.01081	-0.02459	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.03848	0.124	-0.00477	-0.00059	-0.000025
Σ	0.96176	1.047	1.00667	1.01461	0.745446

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\Sigma (A \times z) / \Sigma A$ = -1.046689 m

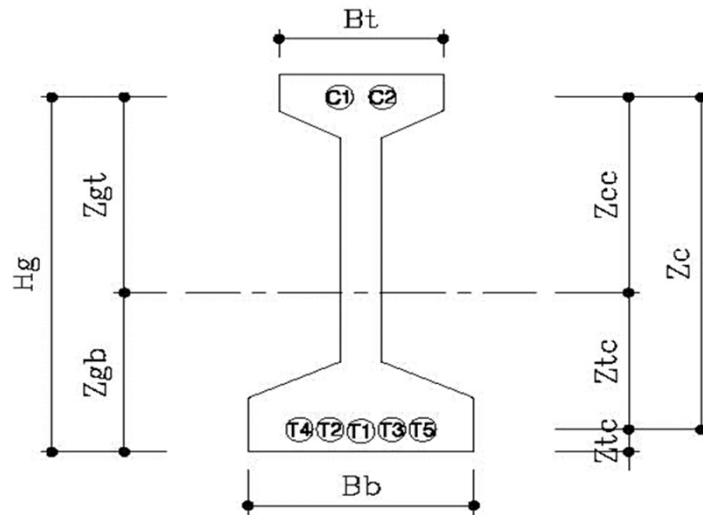
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.353311 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.228311 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -0.922689 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2$: 0.706389 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.275	0.00286	0.00651	1.257E-07
Σ	-	0.00251	2.275	0.00572	0.01301	2.513E-07

- PS 강봉 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zc^2 = 2.513E-07 \text{ m}^4$

▷ PS 강연선

< 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z ²	lo
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T3	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T4	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
T5	17	0.00236	0.125	0.00029	0.00004	4.424E-07
Σ	-	0.01040	0.1241	0.00129	0.00016	1.845E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2 = 1.9327E-06 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	0.96176	1.047	1.00667	1.05367	0.706389
PS 강봉	6.665	0.01676	2.275	0.03812	0.08672	1.675E-06
PS 강연선	6.665	0.06933	0.124	0.00860	0.00107	1.288E-05
Σ	-	1.04785	1.005	1.05339	1.14146	0.706404

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A = -1.005284 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.394716 \text{ m}$

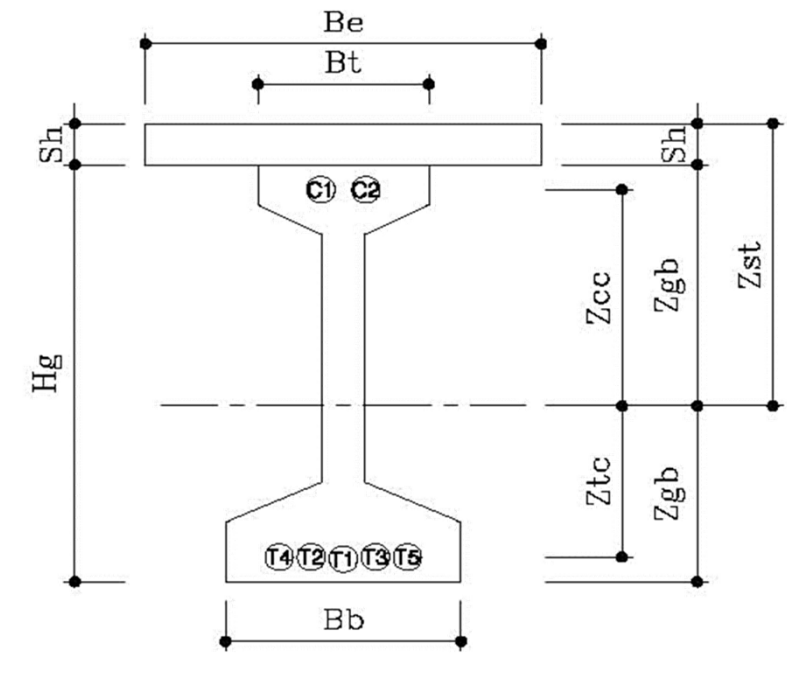
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.269716 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.881217 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.788906 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 0.900 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 4.983 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.340 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.050 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.050 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.43788	2.520	1.10346	2.78071	0.002102
Σ	-	1.48573	1.452	2.15685	3.83967	0.791008

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.451706$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.948294$ m

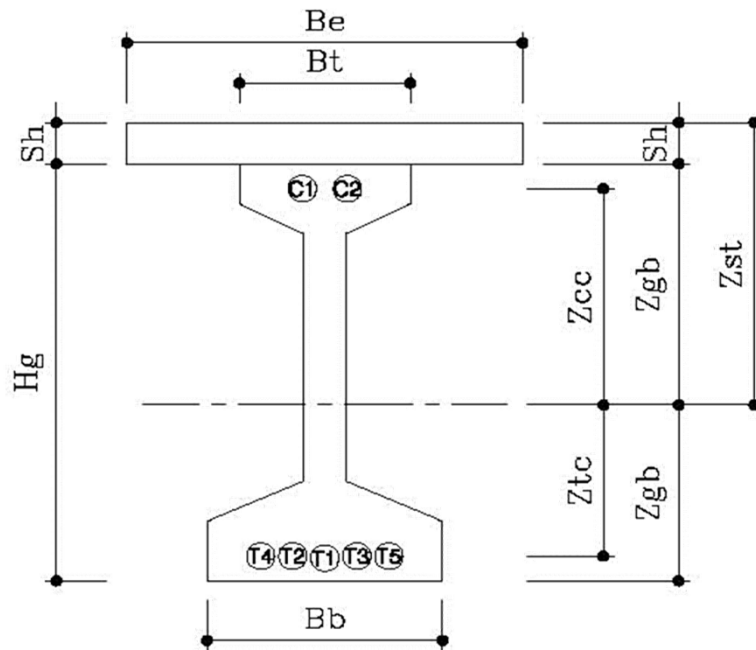
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.823294$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.327640$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 1.188294$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.499568$ m⁴

5.4.2 G2~G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

$$\text{거더 경간의 } 1/4 = 12.25 \text{ m}$$

$$16 \times \text{바닥판 두께} + \text{복부폭} = 4.040 \text{ m}$$

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.500 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.500 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.53400	2.520	1.34568	3.39111	0.002563
Σ	-	1.58185	1.517	2.39907	4.45007	0.791469

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb)} = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.516620 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt)} = H_g - Z_{gb} = 0.883380 \text{ m}$$

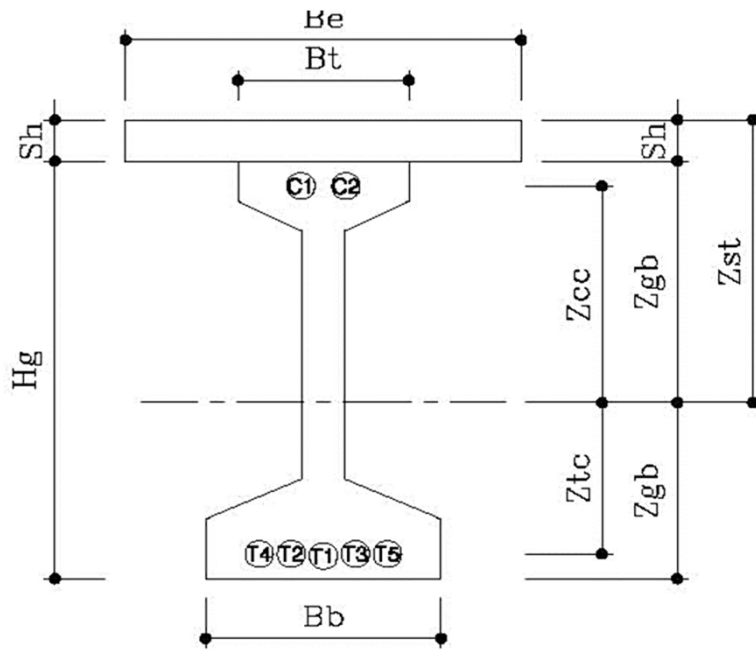
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc)} = z_c - z_{gb} = 0.758380 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc)} = z_{gb} - z_t = -1.392554 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst)} = z_{gt} + sh = 1.123380 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy)} = \Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.603061 \text{ m}^4$$

5.4.3 G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b_1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.125 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b_1 = 5.208 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b_1 = 2.565 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_1 = 2.275 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.275 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	1.04785	1.005	1.05339	1.05896	0.788906
바닥판	0.890	0.48594	2.520	1.22457	3.08591	0.002333
Σ	-	1.53379	1.485	2.27796	4.14487	0.791239

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.485180 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.914820 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.789820 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.361114 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 1.154820 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.552929 \text{ m}^4$$

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.48573	1.499568	1.188	0.948	-1.452	0.823	-1.328

5.5.2 G2~G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.58185	1.603061	1.123	0.883	-1.517	0.758	-1.393

5.5.3 G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.00500	0.745473	-	1.383	-1.017	-	-
순 단 면	0.96176	0.706389	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923
PS강재 환산단면	1.04785	0.788906	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881
바닥판 합성단면	1.53379	1.552929	1.155	0.915	-1.485	0.790	-1.361

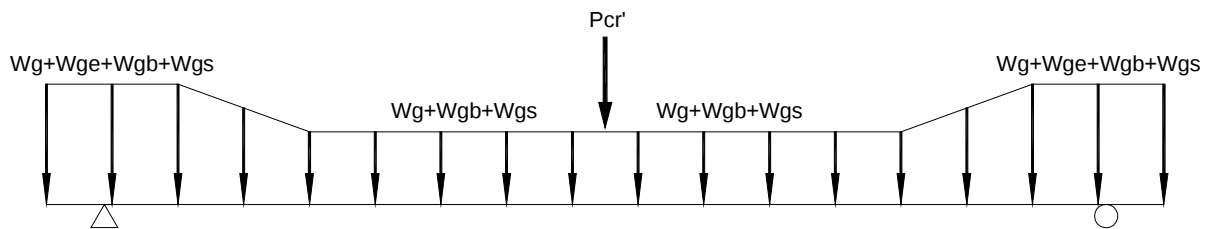
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 0.962 \times 25000 = 24044 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 1.015 \times 25000 = 25375 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 1.015 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 15225 \text{ N}$
강 봉 (Wgb)	$w_{1cm} \times C_{ea} = 102.1 \times 2 \text{ EA} = 204 \text{ N/m}$
T1 강연선 (Wgs1)	$w_{1tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 7 \text{ EA} = 77 \text{ N/m}$
T2~T5 강연선 (Wgs2)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 4 \text{ EA} \times 17 \text{ EA} = 749 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

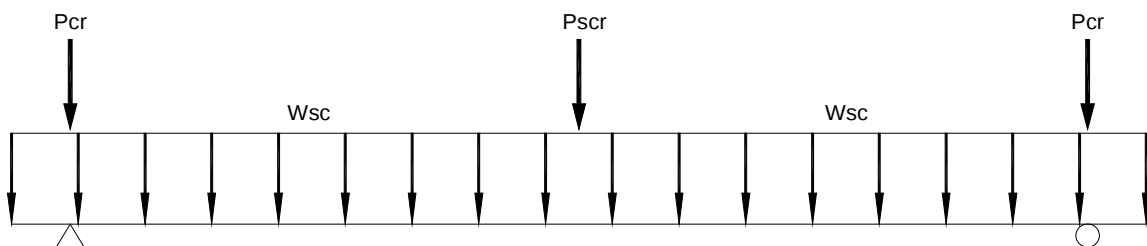
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.050 \times 25000 = 12300 \text{ N/m}$
- (2) G2~G4 거더 : $0.240 \times 2.500 \times 25000 = 15000 \text{ N/m}$
- (3) G5 거더 : $0.240 \times 2.275 \times 25000 = 13650 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 1.25 \times 25000 = 19063 \text{ N}$
- (2) G2~G4 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 2.50 \times 25000 = 38125 \text{ N}$
- (3) G5 거더 : $0.300 \times 2.033 \times 1.25 \times 25000 = 19063 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

(2) 우측 캔틸레버 하중

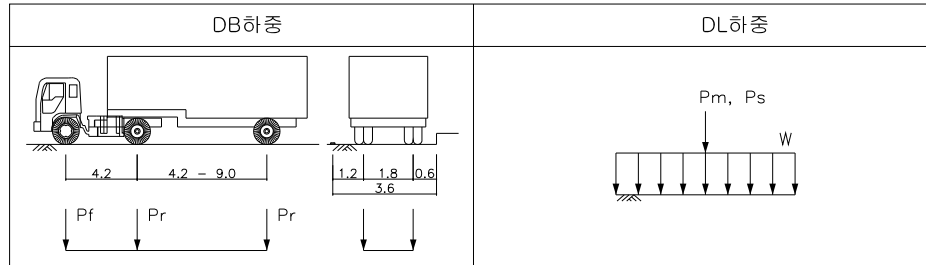
- 방호벽(우) : $A \times w = 0.398 \times 25000 = 9955 \text{ N/m}$

(3) 중앙부 하중

- 포장하중 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 3 차로
- (2) 차 로 폭 : 3.6 m
- (3) 적용하중(1등급)



- 1) DB24 : DBr = 96.00 kN
DBf = 24.00 kN
- 2) DL24 : DLw = 12.70 kN/m
: DLm = 108.00 kN
: DLs = 156.00 kN

7. 하중 횡분배계수의 산정

▶ 직교 이방성 판이론에 기초한 Guyon-Massonnet Method에 의해 하중의 횡방향 분배계수를 산정한다

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.591092	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.024896	0.003911
요소 중심간격(V)	2.500	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 5.913\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 49.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 19098.166$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ (C_x / C_y) } = 0.602$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 128.032$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ (C_x \times C_y) } = 0.113$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

$$K0 = 2 \times \lambda \times B_b \times [A] \times [B] \times [C]$$

$$[A] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \cos(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \cosh(\lambda \cdot y) \\ \sin(\lambda \cdot y) \cdot \sinh(\lambda \cdot y) \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} \cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ \sin(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) + \cos(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \\ -\cos(\lambda \cdot e) \cdot \sinh(\lambda \cdot e) - \sin(\lambda \cdot e) \cdot \cosh(\lambda \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \pm \frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \frac{\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & 0 \\ \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} & \pm \frac{1}{2} & 0 & \frac{-\cos^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} \\ \frac{-\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} & 0 & \pm \frac{1}{2} & \frac{-\cosh^2(\lambda \cdot B_b)}{X_o} \\ 0 & \frac{\sin^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \frac{-\sinh^2(\lambda \cdot B_b)}{Y_o} & \pm \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

$$\lambda : \frac{\pi \cdot \theta}{\sqrt{2} \cdot B_b}, B_b : \text{저항폭의 } \frac{1}{2} \text{ (m)}$$

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

$$X_o : 2 \cdot \{ \sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) - \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b) \}$$

$$Y_o : 2 \cdot \{ \sinh(\lambda \cdot B_b) \cdot \cosh(\lambda \cdot B_b) + \sin(\lambda \cdot B_b) \cdot \cos(\lambda \cdot B_b) \}$$

· 매트릭스 [B]에서 ±의 부호는, y < e일 때 +를, y ≥ e일 때 -를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

$$K1 = 1/2 \times \sigma \times B_b \times [D] \times [E] \times [F]$$

$$[D] = \begin{bmatrix} \cosh(\sigma \cdot y) \\ \sinh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \cosh(\sigma \cdot y) \\ (\sigma \cdot y) \cdot \sinh(\sigma \cdot y) \end{bmatrix}, [F] = \begin{bmatrix} \sinh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\cosh(\sigma \cdot e) - (\sigma \cdot e) \cdot \sinh(\sigma \cdot e) \\ \cosh(\sigma \cdot e) \\ -\sinh(\sigma \cdot e) \end{bmatrix}$$

$$[E] = \begin{bmatrix} \pm 1 & \frac{2+3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & \frac{-2-(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & 0 \\ \frac{2-3 \cdot \cosh^2(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} & \pm 1 & 0 & \frac{-2-(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} \\ -\frac{1}{Y_1} & 0 & \pm 1 & \frac{-2-3 \cdot \sinh^2(\sigma \cdot B_b)}{Y_1} \\ 0 & -\frac{1}{X_1} & \frac{-2+3 \cdot \cosh^2(\sigma \cdot B_b)}{X_1} & \pm 1 \end{bmatrix}$$

$$\sigma : \sqrt{2} \cdot \lambda$$

$$X_1 : (\sigma \cdot B_b) - 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$$

$$Y_1 : (\sigma \cdot B_b) + 3 \cdot \sinh(\sigma \cdot B_b) \cdot (\sigma \cdot B_b)$$

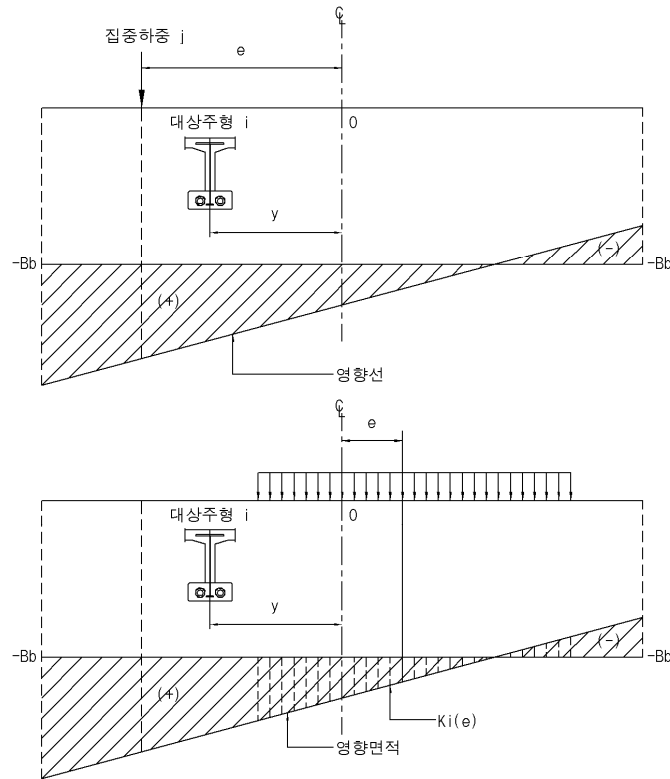
· 매트릭스 [E]에서 ±의 부호는, y < e일 때 -, y ≥ e일 때 +를 취한다.

y, e는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 -, 우측에 있을 때는 +의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 종거(Ka)

$$K_a = K_0 + (K_1 - K_0) \times \sqrt{\alpha}$$

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

$$K_{ai} = K_{aij} / N_g$$

분포하중

$$K_{ai} = \int \frac{K_{ai}(e)}{N_g} \cdot de$$

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 종거

	거더 위치(m)	G1	G2	G3	G4	G5	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-5.912	-0.098	-0.030	0.090	0.325	0.714	1.000
-0.75×Bb	-4.434	-0.058	0.027	0.147	0.331	0.553	1.000
-0.50×Bb	-2.956	-0.012	0.087	0.205	0.328	0.391	1.000
-0.25×Bb	-1.478	0.047	0.154	0.256	0.294	0.249	1.000
0.00×Bb	0.000	0.129	0.223	0.280	0.231	0.137	1.000
0.25×Bb	1.478	0.239	0.286	0.259	0.160	0.056	1.000
0.50×Bb	2.956	0.378	0.324	0.208	0.093	-0.003	1.000
0.75×Bb	4.434	0.535	0.328	0.151	0.033	-0.047	1.000
1.00×Bb	5.912	0.687	0.321	0.096	-0.020	-0.084	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (Σ)
방호벽(우)	-5.725	-0.093	-0.023	0.097	0.325	0.693	1.000
포장하중	0.225	2.322	2.346	2.337	2.261	2.109	11.375

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (Σ)
DB1	4.412	1.063	0.652	0.304	0.071	-0.091	2.000
DB2	0.812	0.383	0.513	0.532	0.384	0.188	2.000
DB3	-2.787	-0.006	0.191	0.421	0.640	0.755	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 5.112	G2 2.612	G3 0.112	G4 -2.388	G5 -4.888	합계 (Σ)
DL1	4.412	0.533	0.328	0.152	0.034	-0.047	1.000
DL2	0.812	0.186	0.259	0.274	0.192	0.089	1.000
DL3	-2.787	-0.006	0.095	0.212	0.327	0.373	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DB1	1.063	0.652	0.304	0.071	-0.091	2.000
DB2	0.383	0.513	0.532	0.384	0.188	2.000
DB3	-0.006	0.191	0.421	0.640	0.755	2.000
DB12	1.446	1.166	0.836	0.455	0.097	4.000
DB13	1.057	0.844	0.725	0.710	0.664	4.000
DB23	0.376	0.705	0.952	1.023	0.943	4.000
DB123	1.296	1.221	1.131	0.985	0.767	5.400

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	합계
DL1	0.533	0.328	0.152	0.034	-0.047	1.000
DL2	0.186	0.259	0.274	0.192	0.089	1.000
DL3	-0.006	0.095	0.212	0.327	0.373	1.000
DL12	0.719	0.588	0.425	0.226	0.042	2.000
DL13	0.527	0.423	0.363	0.361	0.326	2.000
DL23	0.180	0.354	0.485	0.518	0.462	2.000
DL123	0.641	0.614	0.573	0.497	0.374	2.700

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	7882.0	7882.0	7882.0	순 단 면	
합성전 고정하중	3923.8	4967.4	4328.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	387.8	1475.7	2265.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3875.7	3097.7	3079.2		
DL 활하중	4167.6	3371.0	3338.3		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4167.6	3371.0	3338.3		
합 계	16361.2	17696.1	17814.1		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G4	G5	저 항 단 면	비 고
거더 자중	692.8	692.8	692.8	순 단 면	
합성전 고정하중	310.9	386.6	344.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	36.6	105.5	208.0	바닥판 합성단면	
DB 활하중	401.6	356.0	284.0		
DL 활하중	412.9	348.5	296.1		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	412.9	356.0	296.1		
합 계	1453.2	1540.8	1540.9		

8.3 반력종합

8.3.1 S1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		335.479	431.438	431.438	431.438	369.161	
합성후		27.919	75.288	106.983	154.947	216.713	
ADD		1079.040	1222.368	1254.063	1302.027	1301.516	
좌 측 편 재 하	DB1	290.560	202.445	111.819	35.481	9.916	
	DB2	126.321	154.898	157.055	118.172	72.839	
	DB3	18.458	69.454	134.137	194.270	214.665	
	DB12	414.496	356.862	266.855	149.424	61.519	
	DB13	305.132	271.175	243.795	225.516	203.218	
	DB23	143.275	224.088	291.069	312.433	287.355	
	DB123	388.294	383.445	360.757	309.319	248.435	
	DL1	307.654	198.265	113.238	38.486	12.486	
	DL2	136.298	151.165	151.401	115.762	79.424	
	DL3	23.411	70.988	131.253	192.064	225.448	
	DL12	440.750	348.769	261.963	148.638	69.947	
	DL13	325.089	268.012	241.436	224.869	215.599	
	DL23	156.875	221.527	282.268	307.790	304.511	
	DL123	415.237	377.268	353.563	306.597	265.547	
우 측 편 재 하	DB1	11.882	46.088	117.427	206.147	273.117	
	DB2	84.030	127.612	158.637	147.804	112.248	
	DB3	232.911	193.932	128.797	58.690	16.046	
	DB12	75.926	170.154	274.113	353.784	383.365	
	DB13	224.280	236.372	243.821	263.735	282.467	
	DB23	316.407	321.417	286.958	205.554	123.596	
	DB123	277.482	327.575	362.205	370.396	355.245	
	DL1	14.900	50.138	118.028	204.518	285.535	
	DL2	91.812	125.134	152.975	144.503	120.336	
	DL3	247.492	189.796	126.689	59.555	20.458	
	DL12	85.662	170.665	268.427	348.801	403.227	
	DL13	240.497	235.156	241.390	262.350	297.478	
	DL23	338.465	314.767	278.953	202.561	134.928	
	DL123	299.069	324.267	354.955	366.161	376.015	
ENV		440.750	383.445	362.205	370.396	403.227	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1519.790	1605.813	1616.268	1672.423	1704.743	

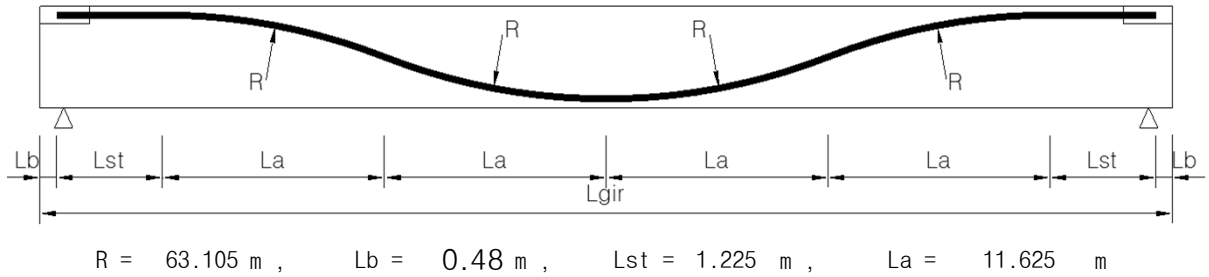
8.3.2 S1 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	비 고
자 중		715.642	715.642	715.642	715.642	715.642	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		335.479	431.438	431.438	431.438	369.161	
합성후		30.746	70.869	106.833	147.510	225.891	
ADD		1081.867	1217.949	1253.913	1294.590	1310.694	
좌 측 편 재 하	DB1	286.115	207.553	112.754	40.919	10.354	
	DB2	123.791	154.707	157.392	120.090	74.713	
	DB3	17.654	64.851	133.812	190.770	218.374	
	DB12	407.843	362.102	268.139	157.336	63.656	
	DB13	300.217	271.965	244.416	227.986	207.167	
	DB23	139.952	219.257	291.079	310.827	292.915	
	DB123	381.593	383.984	361.619	313.268	253.676	
	DL1	298.091	206.962	114.549	45.396	12.863	
	DL2	131.926	151.743	151.928	117.749	82.245	
	DL3	22.610	65.222	130.741	185.956	232.973	
	DL12	427.242	358.471	263.768	158.382	72.557	
	DL13	315.222	271.271	242.204	226.464	222.857	
	DL23	151.774	216.238	282.285	303.613	314.802	
	DL123	402.422	380.720	354.728	309.820	274.619	
우 측 편 재 하	DB1	11.403	40.725	116.965	200.903	277.583	
	DB2	82.103	125.823	158.741	148.106	114.739	
	DB3	229.164	197.395	129.569	63.360	16.817	
	DB12	73.682	162.518	273.722	348.537	390.016	
	DB13	220.287	234.059	244.102	262.978	287.360	
	DB23	310.804	323.162	287.836	210.649	126.819	
	DB123	272.155	323.884	362.550	369.987	361.891	
	DL1	14.481	43.333	117.351	195.711	295.028	
	DL2	88.833	123.332	153.115	144.111	124.528	
	DL3	239.778	195.930	127.834	65.401	21.231	
	DL12	82.802	161.305	267.895	339.198	416.508	
	DL13	233.016	233.847	241.856	259.211	307.182	
	DL23	327.886	319.212	280.229	208.241	139.736	
	DL123	289.656	321.466	355.500	362.983	388.522	
ENV		427.242	383.984	362.550	369.987	416.508	
군 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(∑)		1509.109	1601.933	1616.463	1664.577	1727.202	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.371 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.225 + 0.371 \times 63.105 = 24.609 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 232808 \text{ N}$$

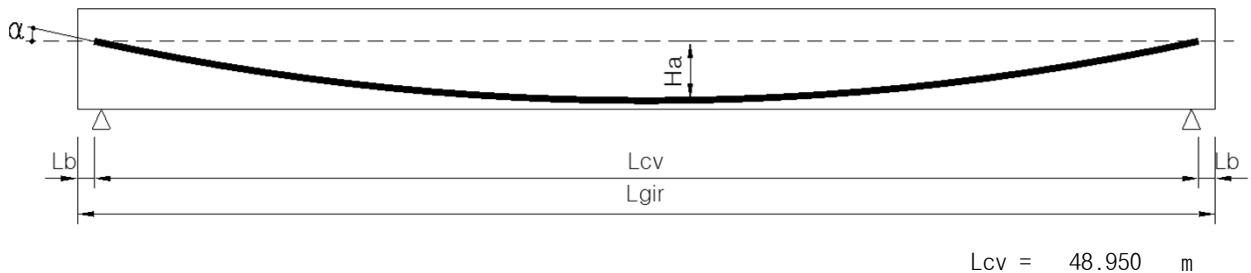
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 24.475 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 213388 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



▷ $y = a \cdot x^2$ 에서 $a = 4 \cdot Ha / Lcv^2$

▷ 지간중양부의 접선변화각 누계 (α) = $\tan^{-1}(a \times Lcv)$

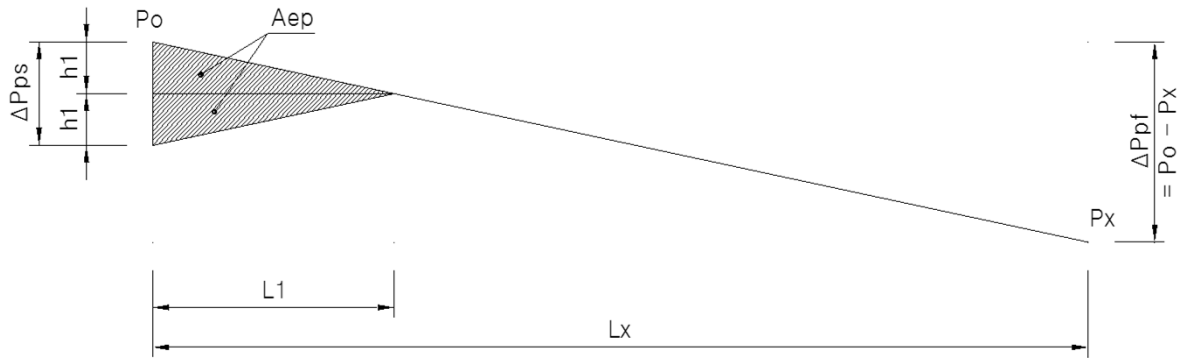
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 지간중양부까지의 강선길이(x) = $Lt / 2$

▷ 마찰손실량 (ΔPpf) = $Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}]$

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002713	0.13202	49.093	24.547	0.250	0.005	490336
T3	1.125	0.001878	0.09167	49.019	24.509	0.250	0.005	460293
T4	0.625	0.001043	0.05103	48.971	24.486	0.250	0.005	429916
T5	0.125	0.000209	0.01021	48.951	24.475	0.250	0.005	399302

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



- ▷ 정착장치 활동량 가정 : $\Delta \ell : 6 \text{ mm}$
- ▷ PS강재의 단위길이당 마찰손실력(p) = $\Delta P_{pf} / L_x$
- ▷ 정착장치 활동에 의한 손실발생 길이(L_1)

$$A_{ep} = \Delta \ell \cdot A_p \cdot E_p$$

$$h_1 = \Delta P_{pf} \times L_1 / L_x = p \times L_1$$

$$A_{ep} = h_1 \times L_1 = p \times L_1^2$$

$$L_1 = \sqrt{A_{ep} / p}$$

- ▷ 긴장단에서의 손실력(ΔP_{ps}) = $2 \cdot p \cdot L_1$

- ▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔP_{px})

$$L_x \leq L_1 \text{ 이면 } \Delta P_{px} = \Delta P_{ps} \cdot (1 - L_x / L_1)$$

$$L_x > L_1 \text{ 이면 } \Delta P_{px} = 0$$

단위	L_x	p	A_{ep}	L_1	ΔP_{ps}	ΔP_{px}
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
C2	24.475	4359	1508400	18.602	162180	0
T1	24.609	9460	1165080	11.097	209973	0
T2	24.547	19976	2829480	11.902	475481	0
T3	24.509	18780	2829480	12.274	461035	0
T4	24.486	17558	2829480	12.695	445779	0
T5	24.475	16314	2829480	13.169	429704	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

- ▶ 긴장순서는 T3, T4, T5, T2 순으로 하고, 그 이후에 일체긴장 PS강재(C1, C2, T1)를 긴장하는 것으로 가정한다.
또한, 일체긴장 PS강재를 긴장할 때는 거더의 탄성변형이 발생하지 않으므로 계산에서 제외한다.

▶ $f_{cir} = \epsilon_c \cdot E_{ci}$, $\Delta f_{pe} = \epsilon_p \cdot E_{pt}$, $\epsilon_c = \epsilon_p$

▶ $\Delta f_{pe} = \epsilon_p \cdot E_{pt} = (E_{pt}/E_{ci}) \cdot f_{cir} = n \cdot f_{cir}$

$$f_{cir} = \sum f_{psi} + f_{sw} / N$$

$$(E_{pt} / E_{ci}) = n$$

$$f_{sw} = M_{sw} \cdot e / I_{net}$$

$$\sum f_{psi} = \begin{cases} \text{①강선 경우 : } f_{ps2} + f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \text{②강선 경우 : } f_{ps3} + f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \text{③강선 경우 : } f_{ps4} \cdots f_{psN} \\ \cdots \\ \text{④강선 경우 : } 0 \end{cases}$$

$$f_{psi} = P_r / A_{net} + P_r \cdot e^2 / I_{net}$$

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 28066 Mpa
- 탄성계수비(n) = 7.125963
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : $A_{net} = 0.96176 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.70639 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 7882000 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3400000	-490336	0	2909664	-0.921689	4
T3	3400000	-460293	0	2939707	-0.921689	1
T4	3400000	-429916	0	2970084	-0.921689	2
T5	3400000	-399302	0	3000698	-0.921689	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	6.592	19.913	-2.571	17.342	123.579	291.388
T4	6.660	13.253	-2.571	10.682	76.120	179.484
T5	6.729	6.525	-2.571	3.954	28.175	66.435
T2	6.525	0.000	-2.571	-2.571	-18.321	-43.200
Σ	26.505	39.691	-10.284	29.407	209.554	494.107

Δf_{pe} 의 평균치 : 52.388 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 123.527 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

▶ 순 긴장력 = 초기 긴장력 - 마찰에 의한 손실 - 정착장치 활동에 의한 손실 - 탄성변형에 의한 손실

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
C2	-600000	106694	0	0	-493306	1.22831	-605933
PS강봉 소계(압축)					-986612	1.22831	-1211866
T1	1200000	-232808	0	0	967192	-0.93169	-901122
T2	3400000	-490336	0	43200	2952864	-0.92169	-2721624
T3	3400000	-460293	0	-291388	2648320	-0.92169	-2440928
T4	3400000	-429916	0	-179484	2790600	-0.92169	-2572066
T5	3400000	-399302	0	-66435	2934263	-0.92169	-2704478
PS강연선 소계(인장)					12293238	-0.92269	-11340218

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	3923.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	387.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	4167.60	
균중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.1.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{3923.80}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	6.937	-5.000	42.091	-29.212	

10.1.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{387.80}{1.49957} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
f _{al}	MPa	0.273	0.218	0.245	-0.375	1.419	-2.288	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4167.6 + 0}{1.49957} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
f _{ll}	MPa	2.939	2.346	2.635	-4.035	15.250	-24.592	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.4857} + n \cdot \frac{502.7}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fsh	MPa	0.128	0.056	0.063	-0.742	0.141	4.665	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 17.88 - 7 \times 4.73 = 181.433 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28.17 + -10.30 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.38 + -0.34 = -4.73 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{3924}{0.78891} \cdot -0.881 = -4.383 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{388}{1.49957} \cdot -1.328 = -0.343 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cir} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -181.433 \times 0.0104 = -1887.358 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1887.358}{1.4857} + n \cdot \frac{2505.731}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
fcr	MPa	0.637	0.280	0.314	-3.696	0.702	23.253	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (392.45 + 42.09 + 1.42) \times 0.03 = 13.079 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.079 \times 0.0025 = 32.880 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{32.880}{1.4857} + n \cdot \frac{-27.070}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
f _{rgb}	MPa	-0.039	-0.035	-0.039	0.004	-0.247	0.012	

10.1.9 강선의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	181.433	7.323
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	181.433	7.719
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	181.433	22.801
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	181.433	18.957
T5	0.002358	169.3467	-28.175	36.400	181.433	15.072
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	907.165	71.873
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	181.433	14.375

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 14.375 \times 0.0104 = 149.53 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{149.53}{1.4857} + n \cdot \frac{198.52}{1.4996} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.188	0.948	0.948	-1.452	0.823	-1.328	
f _{rgs}	MPa	0.050	0.022	0.025	-0.293	0.056	1.842	

10.2 G2~G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4967.40	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	1475.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3371.00	
균중하중		gj	-	-	0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4967.40}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1475.70}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{al}	MPa	0.920	0.724	0.813	-1.396	4.653	-8.544	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3371 + 0}{1.60306} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{ll}	MPa	2.102	1.653	1.858	-3.189	10.629	-19.517	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5819} + n \cdot \frac{502.7}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fsh	MPa	0.100	0.034	0.038	-0.715	-0.010	4.506	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cfr} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.77 = 167.121 \text{ Mpa}$$

$$f_{cfr} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28 + -10.30 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.55 + -1.22 = -6.77 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4967}{0.78891} \cdot -0.881 = -5.549 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1476}{1.60306} \cdot -1.328 = -1.222 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cfr} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -167.121 \times 0.0104 = -1738.480 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1738.480}{1.5819} + n \cdot \frac{2308.074}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
fcr	MPa	0.461	0.154	0.173	-3.283	-0.047	20.688	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (392.45 + 53.29 + 4.65) \times 0.03 = 13.512 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.512 \times 0.0025 = 33.968 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{33.968}{1.5819} + n \cdot \frac{-27.966}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgb}	MPa	-0.037	-0.033	-0.037	0.005	-0.231	0.019	

10.2.9 강선의 릴렉сей션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	167.121	8.039
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	167.121	8.435
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	167.121	23.517
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	167.121	19.673
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	167.121	15.787
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	835.607	75.451
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	167.121	15.090

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 15.090 \times 0.0104 = 156.98 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{156.98}{1.5819} + n \cdot \frac{208.41}{1.6031} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.123	0.883	0.883	-1.517	0.758	-1.393	
f _{rgs}	MPa	0.042	0.014	0.016	-0.296	-0.004	1.868	

10.3 G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

구분		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw	-	-	7882.00	순단면(net)
PS	강봉	gb	-987	1.228	-1211.87	
	강선	gs	12293	-0.923	-11340.22	
합성전 고정하중		bl	-	-	4328.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al	-	-	2265.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll	-	-	3338.30	
균중하중		gj	-	-	0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	-	-	
f _{sw}	MPa	-	-	15.100	-11.679	-	-	

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 일체긴장 강연선(T1)과 강봉(C1,C2)은 상호 지지하여 힘이 작용하므로 거더에 축력에 의한 압축응력이 발생하지 않는다.

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} 11326 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{987}{0.002514} = 392.447 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12293}{0.0104025} = -1181.758 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot y$$

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	-	-	1.353	-1.047	1.228	-0.923	
f _{ps}	MPa	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4328.80}{0.78891} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	-		1.000		6.665	6.665	
y	m	-	-	1.395	-1.005	1.270	-0.881	
f _{bl}	MPa	-	-	7.653	-5.516	46.435	-32.227	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2265.00}{1.55293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
f _{al}	MPa	1.499	1.188	1.334	-2.166	7.678	-13.232	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3338.3 + 0}{1.55293} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
f _{ll}	MPa	2.209	1.750	1.967	-3.193	11.316	-19.502	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

※ 안전측의 계산을 위해 건조수축에 의한 일체긴장 강봉(C1,C2)의 영향은 무시한다.

$$\Delta f_{sh} = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot H_r) = 0.80 \cdot (119 - 1.05 \cdot 70) = 36.4 \text{ Mpa}$$

여기서, H_r 은 주위의 연간 평균 상대습도(%)로서 70%를 적용한다.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0104 = -378.65 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-378.7}{1.5338} + n \cdot \frac{502.7}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fsh	MPa	0.113	0.044	0.049	-0.728	0.059	4.582	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 17.88 - 7 \times 6.77 = 167.115 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 28.17 + -10.30 = 17.88 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.84 + -1.94 = -6.77 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{11326}{0.9618} + \frac{-12552}{0.70639} \cdot -0.923 = 28.172 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{7882}{0.70639} \cdot -0.923 = -10.296 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4329}{0.78891} \cdot -0.881 = -4.835 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2265}{1.55293} \cdot -1.328 = -1.936 \text{ MPa}$$

여기서, f_{cir} 은 정착직후 프리스트레스와 자중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

f_{cds} 는 긴장 이후의 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS강선 중심에서의 콘크리트 응력

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -167.115 \times 0.0104 = -1738.412 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1738.412}{1.5338} + n \cdot \frac{2307.985}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
fcr	MPa	0.519	0.201	0.226	-3.341	0.269	21.037	

10.3.8 강봉의 릴렉세이션

$$\Delta f_{rgb} = (f_{ps} + f_{bl} + f_{al}) \times 3\%$$

$$= (392.45 + 46.44 + 7.68) \times 0.03 = 13.397 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 13.397 \times 0.0025 = 33.680 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{33.680}{1.5338} + n \cdot \frac{-27.728}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.005	-0.240	0.016	

10.3.9 강선의 릴렉세이션

$$\Delta f_{rgs} = 35 - 0.07 \cdot \Delta f_{pf} - 0.1 \cdot \Delta f_{pe} - 0.05 \cdot (\Delta f_{sh} + \Delta f_{cr})$$

구분	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	239.786	0.000	36.400	167.115	8.039
T2	0.002358	207.954	18.321	36.400	167.115	8.435
T3	0.002358	195.213	-123.579	36.400	167.115	23.517
T4	0.002358	182.330	-76.120	36.400	167.115	19.673
T5	0.002358	169.347	-28.175	36.400	167.115	15.788
Σ	0.010403	994.630	-209.554	182.000	835.574	75.453
avg	0.002081	198.926	-41.911	36.400	167.115	15.091

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 15.091 \times 0.0104 = 156.98 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{156.98}{1.5338} + n \cdot \frac{208.41}{1.5529} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

구분	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n	-	0.89		1.000		6.665	6.665	
y	m	1.155	0.915	0.915	-1.485	0.790	-1.361	
f _{rgs}	MPa	0.047	0.018	0.020	-0.302	0.024	1.900	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.804

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	17	17	17	17
P _{CT}	(kN)	-493.306	-493.306	967.192	2952.864	2648.320	2790.600	± 2934.263
A _P	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	± 0.0024
f _{ps}	(MPa)	-392.447	-392.447	996.180	1252.328	1123.169	1183.511	± 1244.439
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.000
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.2 G2~G4거더 응력산출

1) G2~G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.815

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	-	-	8.782	-6.330	53.286	-36.982	
4	fal	0.920	0.724	0.813	-1.396	4.653	-8.544	
5	fl l	2.102	1.653	1.858	-3.189	10.629	-19.517	
6	fsh	0.100	0.034	0.038	-0.715	-0.010	4.506	
7	fcr	0.461	0.154	0.173	-3.283	-0.047	20.688	
8	frgb	-0.037	-0.033	-0.037	0.005	-0.231	0.019	
9	frgs	0.042	0.014	0.016	-0.296	-0.004	1.868	
계		3.590	2.545	14.471	3.492	460.722	-1219.720	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

[illegible]

11.3 G5거더 응력산출

1) G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.815

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw	-	-	15.100	-11.679	-	-	
2	fps	-	-	-12.271	30.375	392.447	-1181.758	
계		-	-	2.829	18.696	392.447	-1181.758	
응력 검토		-	-	-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
		-	-	0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	-	-	7.653	-5.516	46.435	-32.227	
4	fal	1.499	1.188	1.334	-2.166	7.678	-13.232	
5	fll	2.209	1.750	1.967	-3.193	11.316	-19.502	
6	fsh	0.113	0.044	0.049	-0.728	0.059	4.582	
7	fcr	0.519	0.201	0.226	-3.341	0.269	21.037	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.005	-0.240	0.016	
9	frgs	0.047	0.018	0.020	-0.302	0.024	1.900	
계		4.349	3.167	14.041	3.456	457.989	-1219.184	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

[illegible]

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

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

여기서, M : 경간 중앙부 최대 휨 모멘트(= P X e)
 L : 지간
 E : 거더의 탄성계수
 I : 단면 2차 모멘트(거더중앙부)
 P : 프리스트레스 힘 (도입 또는 유효 프리스트레스 kgf)
 e : (지점부에서의 편심거리, +하향)

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	3923.80	30008	0.7889	41.45
합성후 고정하중	387.80	30008	1.4996	2.16
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	4167.60	30008	1.4996	23.16

(2) G2~G4 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4967.40	30008	0.7889	52.48
합성후 고정하중	1475.70	30008	1.6031	7.67
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	3371.00	30008	1.4996	18.74

(3) G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	7882.00	30008	0.7064	93.00
합성전 고정하중	4328.80	30008	0.7889	45.73
합성후 고정하중	2265.00	30008	1.5529	12.16
프리스트레스 도입직후	-12552.08	30008	0.7064	-148.10
프리스트레스 손실	2312.78	30008	1.4996	12.85
활하중	3338.30	30008	1.4996	18.55

12.2 크리프에 의한 처짐

(1) 바닥판 타설전 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 30$ 일, $t = 90$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_b(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.469$$

$$\text{여기서, } h = 2 \times A_c \times EA / u \times EA$$

$$= (2 \times \text{거더단면적}(\text{mm}^2) \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레}(\text{mm}) \times \text{거더갯수})$$

$$= 262.549 \text{ mm}$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (30)^{0.2} \} = 0.48$$

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.47$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 661 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.469 \times 2.425 \times 0.482 = 1.717$$

$$\therefore \Phi_b(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$= 1.717 \times 0.47 = 0.807$$

(2) 바닥판 타설후 Bicon 거더 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 90$ 일, $t = 10000$ 일, $RH = 70\%$)

$$\Phi_t(t-t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.219$$

$$\text{여기서, } h = 2 \times A_c \times EA / u \times EA$$

$$= (2 \times \text{거더단면적}(\text{m}^2) \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레}(\text{m}) \times \text{거더갯수})$$

$$= 262.549$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.425$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / \{ 0.1 + (90)^{0.2} \} = 0.39$$

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.98$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 661 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$$

$$= 1.219 \times 2.425 \times 0.391 = 1.156$$

$$\therefore \Phi_t(t, t') = \Phi_0 \times \beta_c(t-t')$$

$$= 1.156 \times 0.98 = 1.133$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.807) \\ &= 0.807 \times (93.00 + -148.10) = -44.47 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.133) \\ &= 1.133 \times (93.00 + 41.45 + 2.16 + -135.25) \\ &= 1.54 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G4 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.807) \\ &= 0.807 \times (93.00 + -148.10) = -44.47 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.133) \\ &= 1.133 \times (93.00 + 52.48 + 7.67 + -135.25) \\ &= 20.29 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G4 거더	G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-55.10	-55.10	-55.10	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-99.57	-99.57	-99.57	
바닥판 타설 후	-58.11	-47.09	-53.84	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-41.56	-6.28	-27.28	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	23.16	18.74	18.55	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

$$\triangleright \text{허용처짐}(\delta_a) = L / 800 = 49 / 800 = 61.25 \text{ mm}$$

(1) G1 거더

$$\delta_v = 23.16 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

(2) G2~G4 거더

$$\delta_v = 18.74 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

(3) G5 거더

$$\delta_v = 18.55 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } 0.K$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$\mu_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 24812020.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2500.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2515.9 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.010403 \text{ m}^2 = 10403 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ f_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ f_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ f_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ f_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ f_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ f_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (f_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001654 \\ r_{p2} &= 0.55 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_2 &= 0.85 - [0.007 \times (f_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p2} &= A_p / (b \times d_p) = 0.000400 \end{aligned}$$

4) PS강재의 응력계산(F_{ps}) (도로교설계기준, 2010, p.4-127)

* 철근을 배치하지 않았거나, 배치했더라도 그 영향을 무시할 수 있는 경우

$$F_{ps} = f_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (f_{put} / f_{ck})] = 1827.8 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 331.4 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께} &: 240.0 \text{ mm} < 331.4 \text{ mm} && \text{플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / f_{ck} = 0.112 \\ q_p (=0.112) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &= \phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times f_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times f_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 36119.83 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \phi \cdot M_n (=36119.83) &> \mu_u (=24812.02) && \text{0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{be} - f_d) = -31328.429 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 24.407 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -11.679 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.675 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-31328.429) < \phi \cdot M_n (=36119.83) && \text{0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토

14.1.1 G1 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	692.83	5.13
합성전	310.88	1.25
합성후	36.57	18.05
활하중	412.90	33.84

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2240.1 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 18600.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.407 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 0.008 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.675 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 97.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 692.83 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1339.42 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14 \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 255804.19 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1360.03 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 255804.19 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 10125272 \text{ N} = 10125.27 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 10125.3 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 10125.3 = 8100.2 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 4,050.109 \text{ kN}$$

$$\therefore V_u < 1/2 \phi V_c, \text{ 전단 철근 불필요}$$

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times s / f_y = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 210.819 \text{ mm}^2 > 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.667 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D16} \times 2 \text{ EA} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

4) 전단 철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

$$A_v = (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d)$$

$$= (2240.1 - 8100.2) \times 200$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 1920.00)$$

$$= -2,543.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 186.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D16} \times 2 \text{ EA} = 397.2 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.2 수직 전단 검토 (0.45m ~ 4.95m)

14.2.1 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	664.94	368.25
합성전	304.12	167.88
합성후	35.56	37.88
활하중	404.69	205.42

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2176.1 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 18237.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.407 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 0.546 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.675 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 709.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 664.94 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1311.67 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14 \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 34519.57 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 340.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 34519.57 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4294783.00 \text{ N} = 4294.78 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 4294.8 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 4294.8 = 3435.8 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,717.913 \text{ kN}$$

$$\therefore 1/2 \phi V_c < V_u < \phi V_c, \text{ 최소 전단 철근 배근}$$

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

$$A_{vmin} = 0.0625 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times s / f_y = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vmin} = 210.819 \text{ mm}^2 > 0.35 \times b_w \times s / f_y = 186.667 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

$$A_{vll} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 210.819 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

14.3 수직 전단 검토 (4.95m ~ 중앙부)

14.3.1 거더

▷ 검토 구간에서 전단력이 가장 크게 발생하는 지점에 대하여 전단 검토 시행

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	387.52	4918.60
합성전	194.03	2397.10
합성후	19.41	283.87
활하중	290.30	2715.00

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1405.4 \text{ kN}$$

(2) 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c (도로교설계기준, 2010, p.4-76)

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 13687.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.407 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 7.288 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.6749 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 9322.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2400 - (2275 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 893.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$893.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1920 \text{ mm} \quad \therefore d = 1920.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 387.52 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 901.62 \text{ kN}$$

- V_{ci} 는 $0.14 \sqrt{F_{ck}} \times b_w \times d$ 보다 작아서는 안된다.

$$V_{ci} = 1832.69 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 340.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1832.69 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4294783.00 \text{ N} = 4294.78 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10345587 / 961764 = 10.757 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 9358975 \times 0.2512 = 2351286.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1832.7 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1832.7 = 1466.2 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 733.078 \text{ kN}$$

$\therefore 1/2 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, 최소 전단 철근 배근

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1800mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

$$\begin{aligned} A_v &= (V_u - \phi V_c) S / (\phi f_y d) \\ &= (1405.4 - 1466.2) \times 400 \\ &\quad / (0.80 \times 300 \times 1920.00) \\ &= -52.75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{vmin} = 0.35 \times b_w \times s / f_y = 93.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{vall} = \max(A_v, A_{vmin}) = 93.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{vuse} = \mathbf{D13} \times 2 \text{ EA} = 253.4 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \quad \mathbf{0.K}$$

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.081$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.5 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5$$

$$= 725000 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.081 \times 725000 = 58725 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 58725 / (2.5 \times 0.80)$$

$$= 0.059 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

$$n_2 = n [1 + \phi_2 / 2] = 1.2 \times [1 + 4.0 / 2] = 3.60$$

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.208$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60$$

$$= 870000 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.208 \times 870000 = 180960 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 180960 / (2.5 \times 0.80)$$

$$= 0.181 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1040.3 \times 1000 / (0.800 \times 2.112) = 0.616 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서 안된다.

$$d_p = 2.640 - 0.875 = 1.765 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.6 = 2.112 \text{ m}$$

$$d_p = 2.112 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 412.9 \times 1000 / \{ 0.800 \times 2.112 \} = 0.244 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.640 - 0.875 = 1.765 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.6 = 2.112 \text{ m}$$

$$dp = 2.112 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.616 + 2.15 \times 0.244 \\ &= 1.325 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.616 + 0.244 + 0.059) \\ &= 1.195 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.059 + 0.181) \\ &= 0.312 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6) 전단연결재의 배치간격 결정

- 접촉면을 청결하고 부유물이 없게끔하며, 대략 6 mm 깊이로 표면을 일부러 거칠게 한 후 최소전단연결재 이상을 사용.

- 최대 전단철근 간격

$$a. \quad bw \times 4 = 0.8 \times 4 = 3.200 \quad m$$

$$b. \quad 0.600 \quad m$$

$$\ast \quad \text{전단철근 최대 간격 } s = 0.600 \quad m$$

① 단부 (4.55m)

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \, A_v = D \, 16 \times 2 \, ea = 0.000398 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \, s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.200 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

② 중간 가로보부(19.95m)

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \, A_v = D \, 16 \times 2 \, ea = 0.000398 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \, s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

③ 중앙부

$$\text{- 사용 철근량} \quad Use \, A_v = D \, 16 \times 2 \, ea = 0.000398 \quad m^2$$

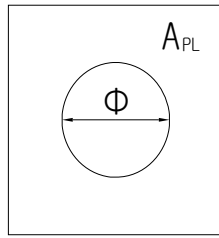
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \, s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

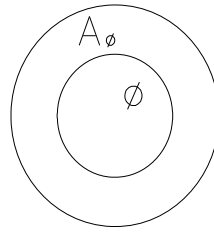
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL} (m^2)$	$A_{\Phi} (m^2)$	$\Phi (m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T3	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T4	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115
T5	15.2/17연선	0.099	0.031	0.100	0.115

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,400,000	2,952,864	2,372,646
T3	3,400,000	2,648,320	2,127,942
T4	3,400,000	2,790,600	2,242,265
T5	3,400,000	2,934,263	2,357,699

$$* \text{유효 프리스트레스}(P_e) = \text{초기 프리스트레스}(P_i) \times \text{유효율}$$

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

$$f_{ap} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{((A_{b'} / A_b) - 0.2)} \leq 1.1 \times f_{ci}$$

- f_{ci} = 프리스트레스 도입시의 압축 강도 = 32 MPa
- $A_{b'}$ = 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닻은꼴은 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적
- A_b = 정착판의 면적

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	$A_{b'}$	A_b	f_{api}	$1.1f_{ci}$	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	35.6	35.2	35.2
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	34.1	35.2	34.1

- 작용 지압응력

$$f_b = \text{도입긴장력}(P_o) / A_e \quad (A_e : \text{정착판의 유효면적})$$

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	0.K
T3	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	0.K
T4	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	35.2	0.K
T5	15.2/17연선	3,400,000	0.115	29.6	34.1	0.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

$$f_{ap} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b' / A_b)} \leq 0.9 \times f_{ck}$$

$$\bullet \quad f_{ck} = \text{설계 기준 강도} = 40 \text{ MPa}$$

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	A _b '	A _b	f _{api}	0.9f _{ck}	허용지압응력
T2	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T3	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T4	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7
T5	15.2/17연선	0.250	0.099	31.7	36.0	31.7

- 작용 지압응력

$$f_b = \text{도입긴장력}(P_o) / A_e \quad (A_e : \text{정착판의 유효면적})$$

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	P _{net}	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/17연선	2,952,864	0.115	25.7	31.7	0.K
T3	15.2/17연선	2,648,320	0.115	23.0	31.7	0.K
T4	15.2/17연선	2,790,600	0.115	24.3	31.7	0.K
T5	15.2/17연선	2,934,263	0.115	25.5	31.7	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 315 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2400 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.131096267 \\ \Sigma P_o(\text{도입긴장력}) &= 13600000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \Sigma P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \Sigma P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 13600000 \times \{ 1 - (315 / 2400) \} \\ &\quad + 0.5 \times 13600000 \times \sin 0.13110 \\ &= 2952704.6 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \Phi T_n = \Phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 2952704.62 / (0.8 \times 300.0) = 14763.5 \text{ mm}^2 \\ e &= 2400 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4 \\ &= 575 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13110 \\ &= 0.5 \times (2400 - 2 \times 575.0) + 5 \times 575.0 \times \sin 0.13110 \\ &= 1143.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm를 넘어서는 안된다.

(도로교설계기준, P323)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1143.2 = 2858 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 16 (A = 198.6 \text{ mm}^2) - 6 ea \times 14 \text{ layer} = 16682.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

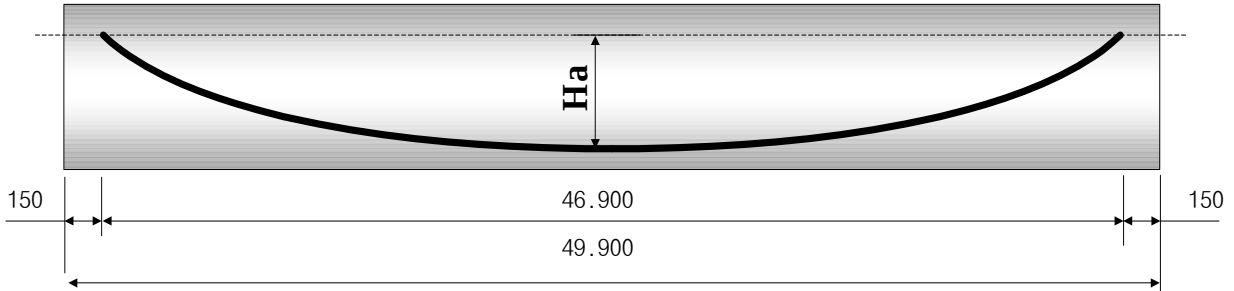
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \Sigma P_o = 0.02 \times 2952704.620 = 59054.092 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 59054.092 / 180 = 328.078 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	$A_p(m^2)$	$E_p(MPa)$	$H_a(m)$	$L(m)$	α (radian)
C1	0.001257	200000	0.000	48.950	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	48.950	0.00000
T1	0.000971	200000	2.160	49.217	0.37055
T2	0.002358	200000	1.625	49.093	0.13202
T3	0.002358	200000	1.125	49.019	0.09167
T4	0.002358	200000	0.625	48.971	0.05103
T5	0.002358	200000	0.125	48.951	0.01021

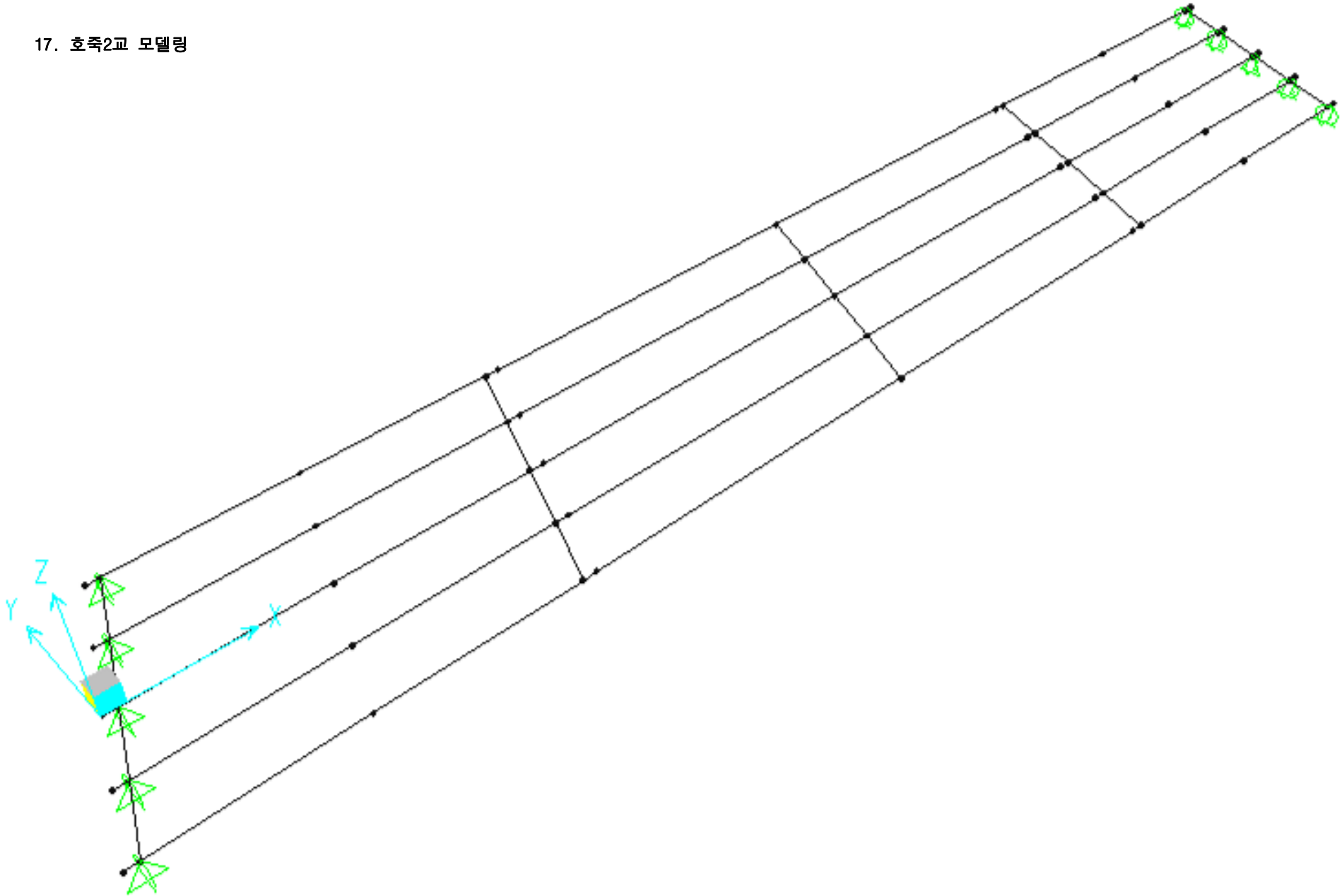
16.2 PS 강재의 신장률

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

$$\Delta L = (P_o + P_{net}) / 2 \times L_{ps} / (A_p \times E_p)$$

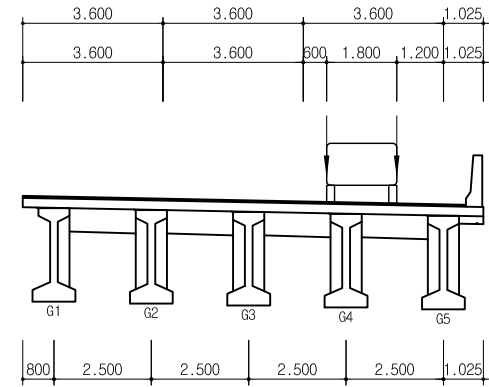
강선번호	긴장순서	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	$L_{ps}(m)$	$\Delta L(mm)$
C1	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
C2	5	-600.00	-493.31	48.950	-106.439
T1	5	1200.00	967.19	49.217	274.650
T2	4	3400.00	2952.86	49.093	330.680
T3	1	3400.00	2648.32	49.019	314.349
T4	2	3400.00	2790.60	48.971	321.432
T5	3	3400.00	2934.26	48.951	328.754

17. 호죽2교 모델링

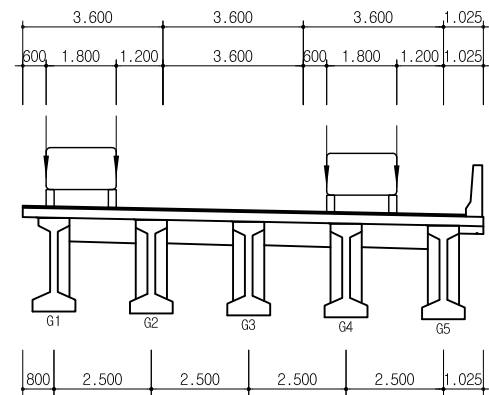


(1) DB하중

DB3



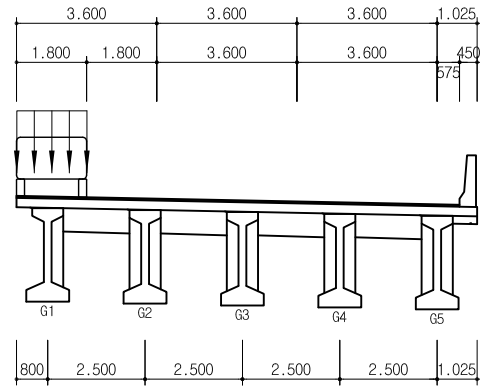
DB23



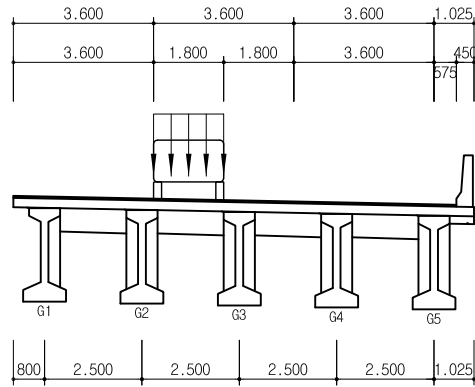
Technical drawing of a bridge deck cross-section showing three lanes. The drawing includes two sets of dimensions: a top set for lane widths and a bottom set for deck widths. The top set of dimensions (from left to right) is: 600, 1.800, 1.200, 600, 1.800, 1.200, 600, 1.800, 1.200, 450. The bottom set of dimensions (from left to right) is: 800, 2.500, 2.500, 2.500, 2.500, 1.025. The drawing also shows three vehicle symbols representing traffic lanes and a central divider. The lanes are labeled G1, G2, G3, G4, and G5 from left to right.

(2) DL하중

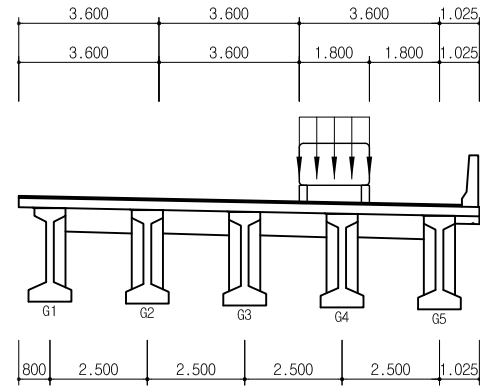
DL1



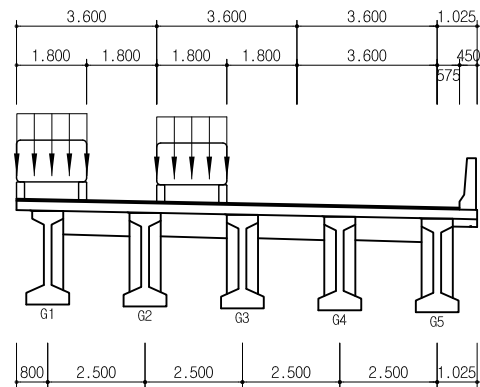
DL2



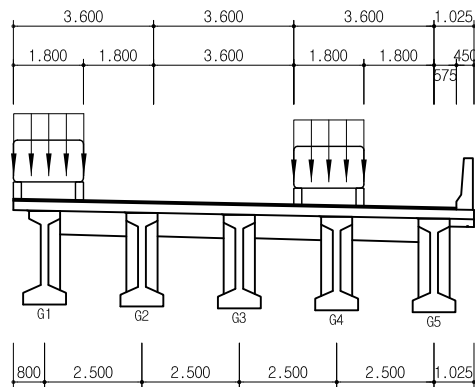
DL3



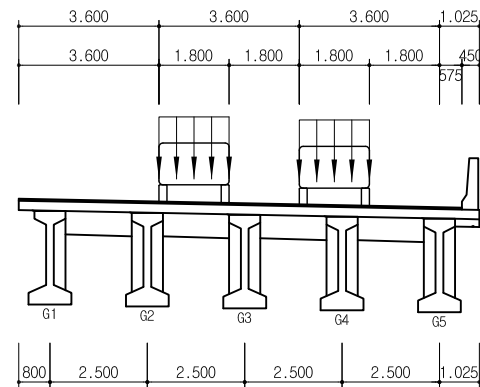
DL12



DL13



DL23



DL123

