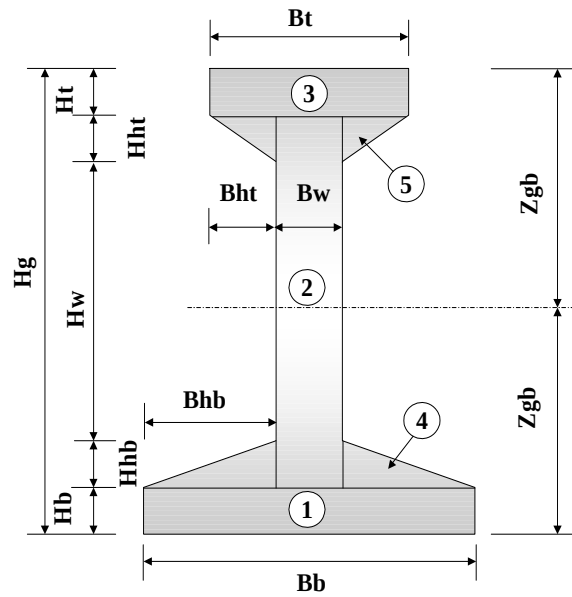


5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

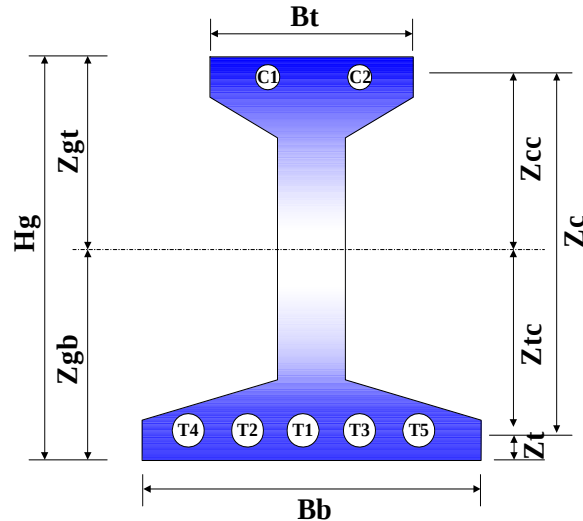


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	lo
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.600	0.32000	1.100	0.35200	0.38720	0.068267
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.000	0.32000	0.64000	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	1.850	0.08325	0.15401	0.000056
Σ 합 계		0.94500	0.887	0.83775	1.20074	0.071531

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -0.886508 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 1.213492 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.529597 \text{ m}^4$

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	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
Σ		0.00475	1.975	0.00938	0.01853	8.984E-07

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times z_c^2$: 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	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times z_t^2$: 0.000014 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
총 단 면	0.94500	0.887	0.83775	0.74267	0.529597
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.975	-0.00938	-0.01853	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	0.91095	0.905	0.82474	0.72369	0.529581

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -0.905362 m

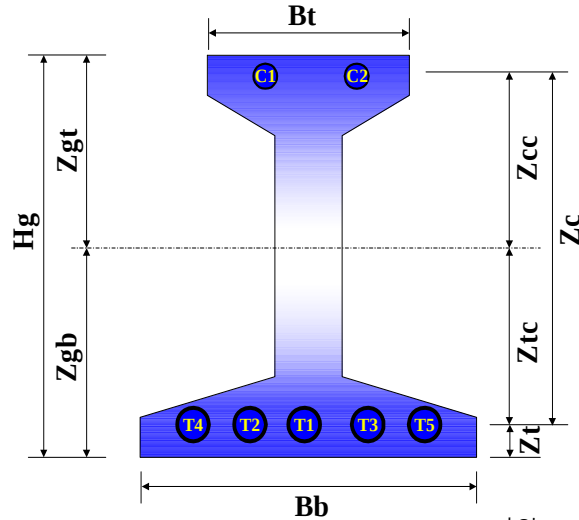
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.194638 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.069638 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -0.781675 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.506581 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	1.975	0.00248	0.00490	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.975	0.00248	0.00490	1.257E-07
Σ		0.00251	1.975	0.00497	0.00981	2.513E-07

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

▷ 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	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times z^2) - \Sigma A \times zt^2 = 1.7302E-06 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	0.91095	0.905	0.82474	0.74669	0.506581
PS 강봉	6.474	0.01628	1.975	0.03214	0.06349	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		0.99098	0.873	0.86479	0.81116	0.506594

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A = -0.872662 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.227338 \text{ m}$

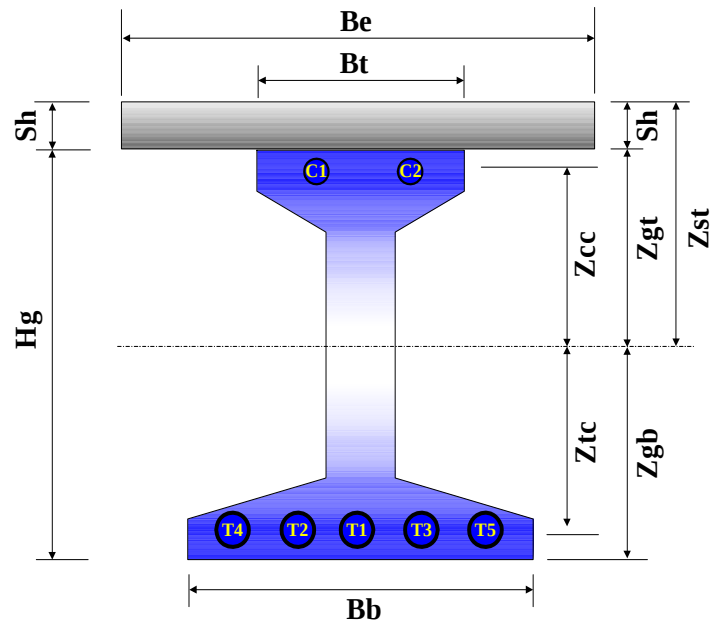
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.102338 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.748648 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 0.563078 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 5.067 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.840 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.740 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.740 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.59184	2.220	1.31388	2.91682	0.002841
Σ		1.58282	1.376	2.17868	3.67150	0.565918

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.376451$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.723549 m

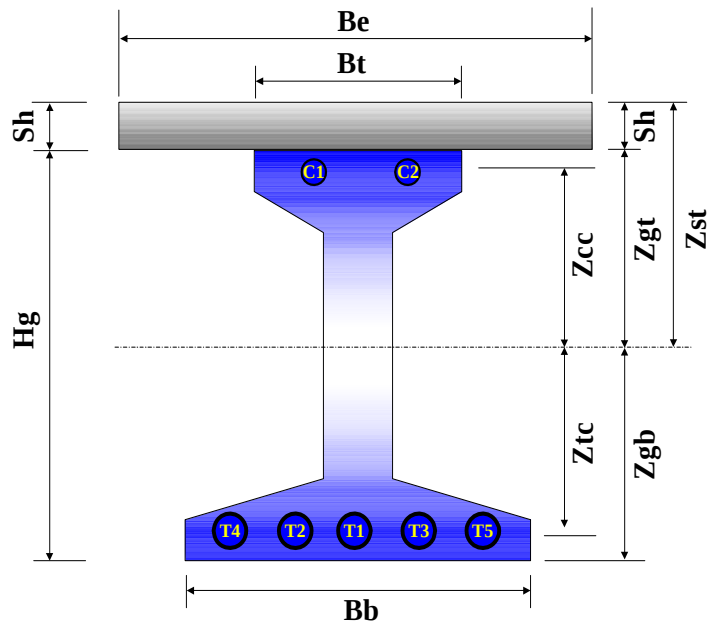
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.598549 m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.252437 m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 0.963549 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum lo + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2 = 1.238572$ m⁴

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

$$\text{거더 경간의 } 1/4 = 11.00 \text{ m}$$

$$12 \times \text{바닥판 두께} + \text{복부폭} = 3.080 \text{ m}$$

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.880 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.880 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.62208	2.220	1.38102	3.06586	0.002986
Σ		1.61306	1.392	2.24581	3.82053	0.566064

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.392265 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.707735 \text{ m}$$

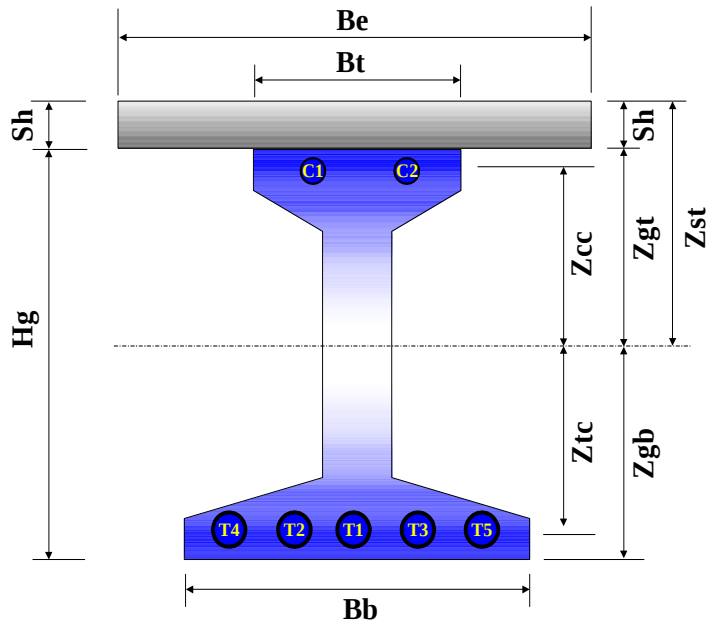
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.582735 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.268251 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 0.947735 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.259831 \text{ m}^4$$

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b_1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.450 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b_1 = 5.117 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b_1 = 2.890 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_1 = 2.790 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.790 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	0.99098	0.873	0.86479	0.75467	0.563078
바닥판	0.900	0.60264	2.220	1.33786	2.97005	0.002893
Σ		1.59362	1.382	2.20265	3.72472	0.565970

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.382168 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.717832 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.592832 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.258154 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 0.957832 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.246256 \text{ m}^4$$

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	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.58282	1.238572	0.964	0.724	-1.376	0.599	-1.252

5.5.2 G2~G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.61306	1.259831	0.948	0.708	-1.392	0.583	-1.268

5.5.3 G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.91095	0.506581		1.195	-0.905	1.070	-0.782
PS강재 환산단면	0.99098	0.563078		1.227	-0.873	1.102	-0.749
바닥판 합성단면	1.59362	1.246256	0.958	0.718	-1.382	0.593	-1.258

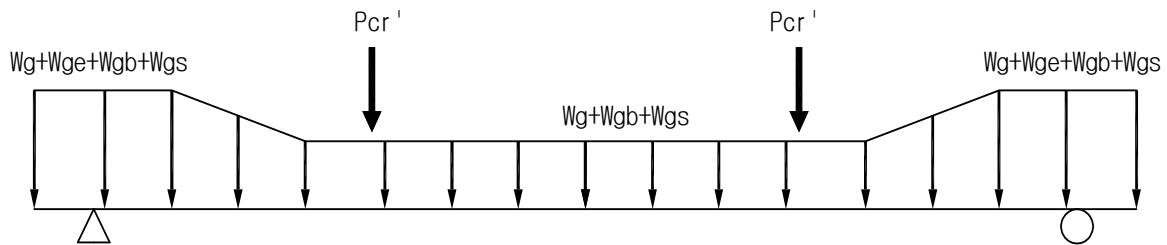
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 0.911 \times 25000 = 22774 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 0.835 \times 25000 = 20875 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 0.835 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 12525 \text{ N}$
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)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 4 \text{ EA} \times 16 \text{ EA} = 705 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

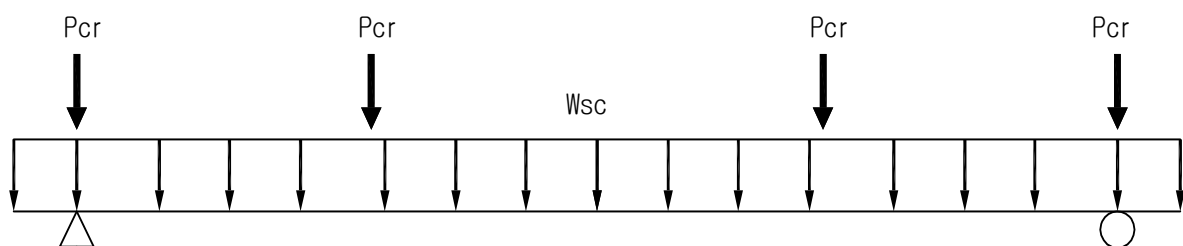
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.740 \times 25000 = 16440 \text{ N/m}$
- (2) G2~G5 거더 : $0.240 \times 2.880 \times 25000 = 17280 \text{ N/m}$
- (3) G6 거더 : $0.240 \times 2.790 \times 25000 = 16740 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 1.44 \times 25000 = 18720 \text{ N}$
- (2) G2~G5 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 2.88 \times 25000 = 37440 \text{ N}$
- (3) G6 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 1.44 \times 25000 = 18720 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

- 방호벽(좌) : $A \times w = 0.394 \times 25000 = 9839 \text{ N/m}$

(2) 우측 캔틸레버 하중

- 방호벽(우) : $A \times w = 0.394 \times 25000 = 9839 \text{ N/m}$

(3) 중앙부 하중

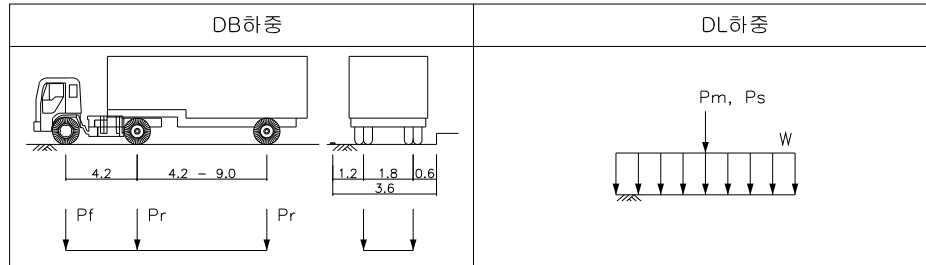
- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

(4) 기타 하중

	위치	하중크기
1) 중분대	7.875m	10540N/m
2) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
3) 난간(우)	16.905m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 4 차로
- (2) 차 로 폭 : 3 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)	1.259543	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026050	0.003911
요소 중심간격(V)	2.880	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 8.525\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 44.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 13123.722$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ (C_x / C_y) } = 0.881$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 116.293$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ (C_x \times C_y) } = 0.127$

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 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $+$ 를, $y \geq e$ 일 때 $-$ 를 취한다.

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

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

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

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

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

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

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

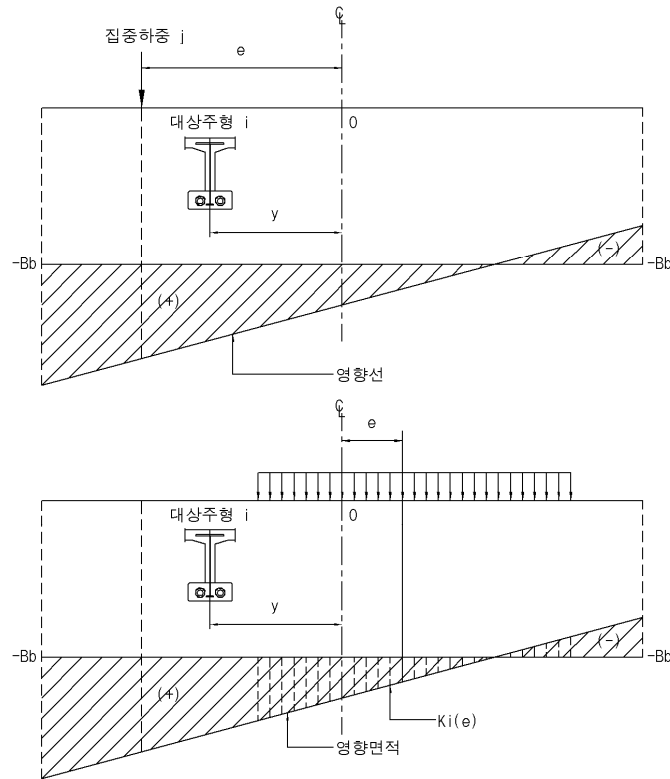
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

y, e 는 저항폭중심에서 좌측에 있을 때는 $-$, 우측에 있을 때는 $+$ 의 값으로 한다.

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 증거(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 증거

	거더 위치(m)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-8.525	-0.008	-0.033	-0.036	0.036	0.275	0.766	1.000
-0.75×Bb	-6.394	-0.014	-0.004	0.034	0.135	0.321	0.529	1.000
-0.50×Bb	-4.263	-0.015	0.033	0.112	0.234	0.336	0.301	1.000
-0.25×Bb	-2.131	-0.003	0.087	0.203	0.309	0.266	0.137	1.000
0.00×Bb	0.000	0.040	0.167	0.290	0.291	0.169	0.042	1.000
0.25×Bb	2.131	0.135	0.264	0.309	0.205	0.089	-0.001	1.000
0.50×Bb	4.263	0.298	0.335	0.235	0.113	0.033	-0.015	1.000
0.75×Bb	6.394	0.526	0.321	0.136	0.035	-0.004	-0.014	1.000
1.00×Bb	8.525	0.762	0.276	0.038	-0.035	-0.033	-0.009	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.340	0.742	0.280	0.046	-0.029	-0.030	-0.009	1.000
방호벽(우)	-8.340	-0.009	-0.031	-0.030	0.044	0.279	0.746	1.000
콘크리트포장	0.000	2.489	2.722	2.838	2.844	2.740	2.517	16.150
중분대	0.650	0.062	0.196	0.307	0.268	0.142	0.024	1.000
난간(좌)	8.380	0.747	0.279	0.044	-0.030	-0.031	-0.009	1.000
난간(우)	-8.380	-0.009	-0.031	-0.031	0.043	0.278	0.750	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (Σ)
DB1	6.575	1.092	0.632	0.255	0.059	-0.011	-0.026	2.000
DB2	3.575	0.488	0.624	0.522	0.286	0.101	-0.022	2.000
DB3	-1.156	0.031	0.246	0.488	0.609	0.443	0.183	2.000
DB4	-4.156	-0.028	0.073	0.236	0.474	0.650	0.595	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.225	G2 4.345	G3 1.465	G4 -1.415	G5 -4.295	G6 -7.175	합계 (Σ)
DL1	6.575	0.547	0.318	0.127	0.029	-0.006	-0.014	1.000
DL2	3.575	0.238	0.320	0.265	0.142	0.049	-0.013	1.000
DL3	-1.156	0.012	0.120	0.246	0.315	0.221	0.086	1.000
DL4	-4.156	-0.015	0.035	0.116	0.239	0.334	0.291	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.092	0.632	0.255	0.059	-0.011	-0.026	2.000
DB2	0.488	0.624	0.522	0.286	0.101	-0.022	2.000
DB3	0.031	0.246	0.488	0.609	0.443	0.183	2.000
DB4	-0.028	0.073	0.236	0.474	0.650	0.595	2.000
DB12	1.580	1.256	0.777	0.345	0.090	-0.048	4.000
DB13	1.123	0.877	0.743	0.668	0.432	0.157	4.000
DB14	1.064	0.704	0.491	0.533	0.639	0.569	4.000
DB23	0.519	0.870	1.010	0.895	0.545	0.161	4.000
DB24	0.460	0.697	0.758	0.760	0.752	0.573	4.000
DB34	0.003	0.319	0.724	1.083	1.094	0.778	4.000
DB123	1.450	1.351	1.138	0.859	0.480	0.121	5.400
DB124	1.397	1.196	0.911	0.737	0.667	0.492	5.400
DB134	0.986	0.855	0.881	1.028	0.974	0.677	5.400
DB234	0.442	0.849	1.121	1.232	1.076	0.681	5.400
DB1234	1.187	1.181	1.125	1.071	0.888	0.547	6.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.547	0.318	0.127	0.029	-0.006	-0.014	1.000
DL2	0.238	0.320	0.265	0.142	0.049	-0.013	1.000
DL3	0.012	0.120	0.246	0.315	0.221	0.086	1.000
DL4	-0.015	0.035	0.116	0.239	0.334	0.291	1.000
DL12	0.784	0.637	0.392	0.171	0.043	-0.026	2.000
DL13	0.558	0.438	0.373	0.344	0.215	0.072	2.000
DL14	0.531	0.352	0.243	0.267	0.328	0.277	2.000
DL23	0.250	0.440	0.510	0.457	0.270	0.073	2.000
DL24	0.222	0.354	0.381	0.381	0.383	0.278	2.000
DL34	-0.003	0.155	0.362	0.554	0.555	0.377	2.000
DL123	0.716	0.682	0.574	0.437	0.237	0.054	2.700
DL124	0.692	0.605	0.457	0.368	0.339	0.238	2.700
DL134	0.489	0.425	0.440	0.524	0.494	0.327	2.700
DL234	0.211	0.427	0.564	0.626	0.544	0.328	2.700
DL1234	0.586	0.594	0.565	0.543	0.449	0.263	3.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	5979.5	5979.5	5979.5	순 단 면	
합성전 고정하중	4182.7	4591.9	4255.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2114.8	2066.5	1992.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3863.3	3132.2	3745.5		
DL 활하중	3879.9	3122.1	3736.3		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3879.9	3132.2	3745.5		
합 계	16156.9	15770.1	15973.2		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	583.2	583.2	583.2	순 단 면	
합성전 고정하중	371.0	398.9	377.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	223.3	175.4	214.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	434.6	390.6	437.4		
DL 활하중	422.7	366.4	425.6		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	434.6	390.6	437.4		
합 계	1612.1	1548.0	1612.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	289.583	195.642	99.338	34.981	9.677	2.354	
DB2	153.939	181.833	154.180	92.587	43.580	12.207	
DB3	30.078	83.743	140.728	169.943	134.999	76.634	
DB4	9.776	35.028	80.181	144.488	189.559	179.184	
DB12	443.442	377.434	253.352	127.283	50.732	14.055	
DB13	319.152	279.230	239.762	204.082	141.086	72.295	
DB14	292.290	229.380	178.620	178.477	195.503	174.384	
DB23	183.667	265.508	294.800	262.095	177.723	83.716	
DB24	156.801	215.634	233.656	236.489	232.139	185.804	
DB34	33.297	117.658	220.299	314.308	324.444	255.386	
DB123	425.462	414.862	354.442	266.591	165.416	71.431	
DB124	401.295	370.003	299.411	243.538	214.392	163.308	
DB134	290.131	281.813	287.407	313.581	297.460	225.911	
DB234	168.189	269.457	336.943	365.796	330.427	236.200	
DB1234	356.981	371.150	355.057	330.415	279.910	193.561	
DL1	285.575	183.360	97.099	36.617	11.513	2.664	
DL2	154.994	169.175	141.452	86.309	43.335	14.326	
DL3	32.569	79.493	127.670	155.014	125.502	79.388	
DL4	11.393	35.404	75.588	133.316	176.767	179.288	
DL12	440.456	352.448	238.322	122.515	52.477	16.314	
DL13	317.543	262.599	224.368	190.533	133.339	75.277	
DL14	289.522	217.079	171.527	168.687	184.466	174.635	
DL23	187.076	248.539	268.964	240.688	167.628	88.063	
DL24	159.084	202.981	216.080	218.828	218.712	187.410	
DL34	38.674	113.760	202.661	288.181	302.149	258.217	
DL123	424.807	388.485	329.076	248.608	157.919	75.588	
DL124	399.620	347.500	281.509	228.930	203.927	164.975	
DL134	289.879	266.895	269.240	291.299	278.932	228.583	
DL234	172.462	254.241	309.367	336.449	309.793	240.093	
DL1234	357.442	349.191	330.353	307.023	264.040	197.016	
ENV	443.442	414.862	355.057	365.796	330.427	258.217	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1675.397	1648.590	1571.463	1576.950	1554.933	1486.786	

8.3.2 종점측(단위:kN, 좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB2	153.939	181.833	154.180	92.587	43.580	12.207	
DB3	30.078	83.743	140.728	169.943	134.999	76.634	
DB4	9.776	35.028	80.181	144.488	189.559	179.184	
DB12	443.442	377.434	253.352	127.283	50.732	14.055	
DB13	319.152	279.230	239.762	204.082	141.086	72.295	
DB14	292.290	229.380	178.620	178.477	195.503	174.384	
DB23	183.667	265.508	294.800	262.095	177.723	83.716	
DB24	156.801	215.634	233.656	236.489	232.139	185.804	
DB34	33.297	117.658	220.299	314.308	324.444	255.386	
DB123	425.462	414.862	354.442	266.591	165.416	71.431	
DB124	401.295	370.003	299.411	243.538	214.392	163.308	
DB134	290.131	281.813	287.407	313.581	297.460	225.911	
DB234	168.189	269.457	336.943	365.796	330.427	236.200	
DB1234	356.981	371.150	355.057	330.415	279.910	193.561	
DL1	285.575	183.360	97.099	36.617	11.513	2.664	
DL2	154.994	169.175	141.452	86.309	43.335	14.326	
DL3	32.569	79.493	127.670	155.014	125.502	79.388	
DL4	11.393	35.404	75.588	133.316	176.767	179.288	
DL12	440.456	352.448	238.322	122.515	52.477	16.314	
DL13	317.543	262.599	224.368	190.533	133.339	75.277	
DL14	289.522	217.079	171.527	168.687	184.466	174.635	
DL23	187.076	248.539	268.964	240.688	167.628	88.063	
DL24	159.084	202.981	216.080	218.828	218.712	187.410	
DL34	38.674	113.760	202.661	288.181	302.149	258.217	
DL123	424.807	388.485	329.076	248.608	157.919	75.588	
DL124	399.620	347.500	281.509	228.930	203.927	164.975	
DL134	289.879	266.895	269.240	291.299	278.932	228.583	
DL234	172.462	254.241	309.367	336.449	309.793	240.093	
DL1234	357.442	349.191	330.353	307.023	264.040	197.016	
ENV	443.442	414.862	355.057	365.796	330.427	258.217	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1675.397	1648.590	1571.463	1576.950	1554.933	1486.786	

8.3.3 시점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	2.317	9.587	34.569	98.798	195.404	290.963	
DB2	12.034	42.997	91.936	153.815	182.605	155.445	
DB3	113.234	162.052	167.122	115.600	60.778	17.028	
DB4	235.970	196.708	120.975	55.312	19.389	5.327	
DB12	13.806	49.870	126.150	252.426	377.938	446.315	
DB13	108.645	167.818	200.742	213.964	255.794	306.290	
DB14	230.993	202.371	154.490	153.148	213.433	288.940	
DB23	119.586	204.057	258.504	269.201	243.057	170.909	
DB24	241.937	238.634	212.256	208.389	200.719	153.564	
DB34	349.203	358.760	288.097	170.912	80.167	22.355	
DB123	103.566	188.865	262.966	330.905	394.463	415.222	
DB124	213.689	219.981	221.330	276.172	356.346	399.607	
DB134	309.734	327.951	289.416	241.784	246.616	274.317	
DB234	319.584	360.591	341.406	291.513	235.153	152.486	
DB1234	262.944	304.818	309.743	316.775	342.382	344.902	
DL1	2.623	11.411	36.269	96.665	183.047	287.013	
DL2	14.116	42.811	85.739	141.099	169.849	156.564	
DL3	115.335	150.238	152.587	106.163	59.028	20.164	
DL4	233.922	183.587	114.446	54.157	20.812	6.122	
DL12	16.022	51.697	121.571	237.520	352.804	443.462	
DL13	110.923	157.791	187.672	202.168	241.373	304.327	
DL14	229.067	191.026	149.396	149.642	202.169	285.666	
DL23	123.211	191.697	237.583	246.845	228.270	174.006	
DL24	241.356	224.934	199.310	194.350	189.034	155.338	
DL34	349.258	333.825	267.033	160.320	79.839	26.286	
DL123	107.071	179.368	245.445	308.768	369.982	414.322	
DL124	213.421	209.277	210.990	261.521	334.677	397.511	
DL134	309.812	307.101	271.746	229.996	234.660	273.278	
DL234	320.882	337.625	316.654	270.217	222.834	155.943	
DL1234	264.243	287.051	290.247	297.360	322.838	344.755	
ENV	349.258	360.591	341.406	330.905	394.463	446.315	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1581.212	1594.319	1557.812	1542.058	1618.970	1674.884	

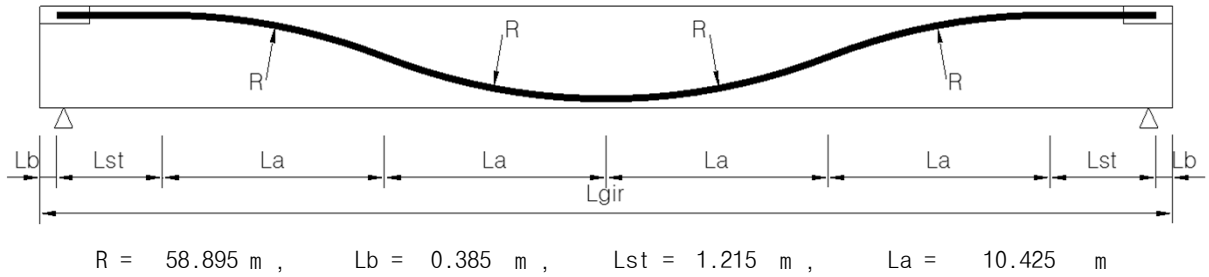
8.3.4 종점측(단위:kN, 우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	비고
자 중	603.264	603.264	603.264	603.264	603.264	0.000	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	397.158	444.096	444.096	444.096	444.096	403.893	
합성후	231.533	186.368	169.046	163.793	177.147	221.412	
ADD	1231.955	1233.728	1216.406	1211.153	1224.507	1228.569	
DB1	2.317	9.587	34.569	98.798	195.404	290.952	
DB2	12.034	42.996	91.936	153.815	182.604	155.440	
DB3	113.230	162.051	167.121	115.599	60.778	17.028	
DB4	235.961	196.707	120.975	55.312	19.389	5.327	
DB12	13.806	49.869	126.150	252.426	377.936	446.299	
DB13	108.642	167.817	200.742	213.964	255.793	306.279	
DB14	230.984	202.370	154.489	153.148	213.432	288.930	
DB23	119.582	204.056	258.503	269.200	243.056	170.904	
DB24	241.929	238.633	212.255	208.388	200.718	153.559	
DB34	349.192	358.758	288.096	170.911	80.167	22.355	
DB123	103.564	188.864	262.965	330.904	394.461	415.207	
DB124	213.681	219.980	221.330	276.171	356.344	399.593	
DB134	309.724	327.949	289.415	241.783	246.615	274.307	
DB234	319.573	360.590	341.405	291.512	235.152	152.482	
DB1234	262.935	304.816	309.742	316.774	342.380	344.890	
DL1	2.623	11.411	36.269	96.666	183.048	287.011	
DL2	14.116	42.811	85.740	141.100	169.851	156.563	
DL3	115.335	150.239	152.589	106.164	59.028	20.164	
DL4	233.921	183.588	114.447	54.158	20.812	6.122	
DL12	16.022	51.697	121.572	237.522	352.807	443.459	
DL13	110.922	157.792	187.673	202.170	241.375	304.325	
DL14	229.066	191.027	149.397	149.644	202.170	285.664	
DL23	123.211	191.698	237.586	246.848	228.271	174.005	
DL24	241.355	224.936	199.312	194.352	189.035	155.337	
DL34	349.255	333.827	267.036	160.321	79.840	26.286	
DL123	107.071	179.369	245.447	308.771	369.985	414.319	
DL124	213.419	209.278	210.992	261.524	334.680	397.508	
DL134	309.810	307.103	271.749	229.998	234.661	273.276	
DL234	320.880	337.627	316.657	270.220	222.835	155.942	
DL1234	264.242	287.052	290.250	297.363	322.840	344.753	
ENV	349.255	360.590	341.405	330.904	394.461	446.299	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1581.210	1594.318	1557.811	1542.057	1618.968	1674.868	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.356 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.215 + 0.356 \times 58.895 = 22.175 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 217377 \text{ N}$$

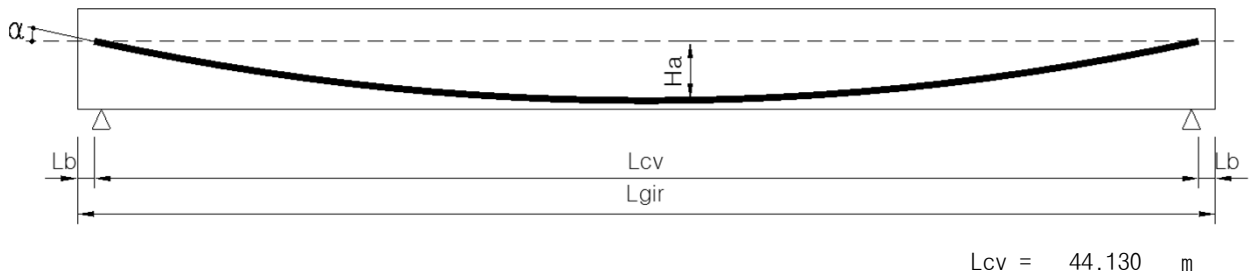
(2) 일체긴장 강봉 (C1,C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 22.065 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 194182 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



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

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

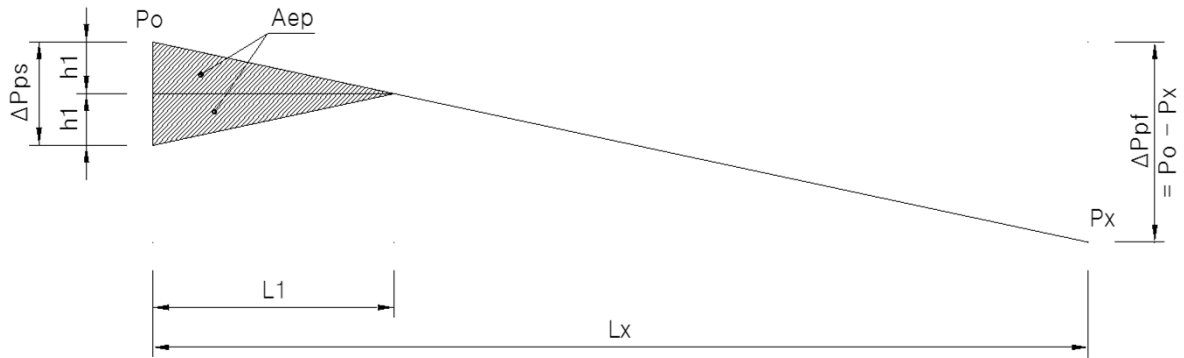
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 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	1.475	0.003030	0.13291	44.261	22.131	0.250	0.005	422126
T3	1.025	0.002105	0.09264	44.193	22.097	0.250	0.005	394060
T4	0.575	0.001181	0.05207	44.150	22.075	0.250	0.005	365663
T5	0.125	0.000257	0.01133	44.131	22.065	0.250	0.005	337025

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	22.065	4400	1508400	18.515	162939	0
C2	22.065	4400	1508400	18.515	162939	0
T1	22.175	9803	1165080	10.902	213736	0
T2	22.131	19074	2663040	11.816	450758	0
T3	22.097	17833	2663040	12.220	435849	0
T4	22.075	16565	2663040	12.679	420058	0
T5	22.065	15274	2663040	13.204	403360	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

- ▶ 긴장순서는 T2 → T5 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}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- 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 : $A_{net} = 0.91095 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.50658 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 5979500 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3150000	-422126	0	2727874	-0.780362	4
T3	3150000	-394060	0	2755940	-0.780362	1
T4	3150000	-365663	0	2784337	-0.780362	2
T5	3150000	-337025	0	2812975	-0.780362	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	6.338	19.147	-2.303	16.844	115.887	257.177
T4	6.404	12.743	-2.303	10.440	71.830	159.406
T5	6.469	6.274	-2.303	3.971	27.322	60.633
T2	6.274	0.000	-2.303	-2.303	-15.843	-35.159
Σ	25.485	38.164	-9.211	28.953	199.197	442.057

Δf_{pe} 의 평균치 : 49.799 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 110.514 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중양부)

▶ 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	97091	0	0	-502909	1.06964	-537931
C2	-600000	97091	0	0	-502909	1.06964	-537931
PS강봉 소계(압축)					-1005818	1.06964	-1075862
T1	1200000	-217377	0	0	982623	-0.79036	-776628
T2	3150000	-422126	0	35159	2763034	-0.78036	-2156166
T3	3150000	-394060	0	-257177	2498763	-0.78036	-1949939
T4	3150000	-365663	0	-159406	2624931	-0.78036	-2048396
T5	3150000	-337025	0	-60633	2752342	-0.78036	-2147822
PS강연선 소계(인장)					11621692	-0.78168	-9078951

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4182.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2114.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3879.90	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
f _{sw}	MPa			14.101	-10.687			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
f _{ps}	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4182.70}{0.56308} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.227	-0.873	1.102	-0.749	
f _{bl}	MPa			9.117	-6.482	53.012	-36.003	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2114.80}{1.23857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
f _{al}	MPa	1.481	1.112	1.235	-2.350	6.616	-13.844	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3879.9 + 0}{1.23857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
f _{ll}	MPa	2.717	2.040	2.267	-4.312	12.139	-25.400	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0098 = -358.46 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.5828} + n \cdot \frac{448.9}{1.2386} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fsh	MPa	0.111	0.032	0.036	-0.725	-0.062	4.405	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 18.10 - 7 \times 7.70 = 163.258 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 27.32 + -9.23 = 18.10 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.56 + -2.14 = -7.70 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4183}{0.56308} \cdot -0.749 = -5.561 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2115}{1.23857} \cdot -1.252 = -2.138 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -163.258 \times 0.0098 = -1607.714 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1607.714}{1.5828} + n \cdot \frac{2013.560}{1.2386} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
fcr	MPa	0.496	0.145	0.161	-3.253	-0.276	19.758	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (400.09 + 53.01 + 6.62) \times 0.03 = 13.791 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.791 \times 0.0025 = -34.672 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-34.672}{1.5828} + n \cdot \frac{-20.753}{1.2386} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
f _{rgb}	MPa	-0.034	-0.031	-0.034	0.001	-0.207	-0.006	

10.1.9 강선의 릴렉сей션

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

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	223.892	0.000	36.400	163.258	9.345
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	163.258	10.118
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	163.258	24.176
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	163.258	20.666
T5	0.002219	151.8678	-27.322	36.400	163.258	17.119
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	816.289	81.423
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	163.258	16.285

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -16.285 \times 0.0098 = -160.37 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-160.37}{1.5828} + n \cdot \frac{200.85}{1.2386} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.964	0.724	0.724	-1.376	0.599	-1.252	
f _{rgs}	MPa	0.049	0.014	0.016	-0.325	-0.028	1.971	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 5.6308E+11 / 27804.0636 \times 2840832000 = 220.215 \\
 B &= 1 + m = 1 + 220.215 = 221.215 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 220.215 \times 0.12 = -25.198 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.506 + 0.568 + 220.215 \times 0.005 + 220.215 \times 0.014 \\
 &= 6.303 \\
 P &= (1383.68 + 1130.49439) / 2 \times (138.7 \times 71) \\
 &= 12379418 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ T=}\infty\text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ T=}\infty\text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1676127.019 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -198462.876 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 105576.782 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 12026.185 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= 2.719 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= 2.945 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= -6.608 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= 1.804 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상면응력}$$

$$= -0.151 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하면응력}$$

$$= -0.206 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상면응력}$$

$$= 0.415 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하면응력}$$

$$= -0.113 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
f _{cr2}	MPa	2.719	2.945	-6.608	1.804	-5.935	1.548	
f _{sh2}	MPa	-0.151	-0.206	0.415	-0.113	0.373	-0.097	
f ₂	MPa	2.568	2.739	-6.193	1.692	-5.562	1.451	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4591.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2066.50	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3132.20	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
f _{sw}	MPa			14.101	-10.687			

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
f _{ps}	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4591.90}{0.56308} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
f _{bl}	MPa	1.399	1.045	1.161	-2.284	6.188	-13.468	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2066.50}{1.25983} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
f _{al}	MPa	1.399	1.045	1.161	-2.284	6.188	-13.468	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3132.2 + 0}{1.25983} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
f _{ll}	MPa	2.121	1.584	1.760	-3.461	9.380	-20.413	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0098 = -358.46 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6131} + n \cdot \frac{448.9}{1.2598} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fsh	MPa	0.104	0.027	0.030	-0.718	-0.094	4.365	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 18.10 - 7 \times 8.16 = 160.038 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 27 + -9.23 = 18.10 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -6.11 + -2.05 = -8.16 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4592}{0.56308} \cdot -0.749 = -6.105 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2067}{1.25983} \cdot -1.252 = -2.054 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -160.038 \times 0.0098 = -1576.007 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1576.007}{1.6131} + n \cdot \frac{1973.849}{1.2598} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
fcr	MPa	0.457	0.119	0.132	-3.158	-0.414	19.189	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (400.09 + 58.20 + 6.19) \times 0.03 = 13.934 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.934 \times 0.0025 = -35.031 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-35.031}{1.6131} + n \cdot \frac{-20.968}{1.2598} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
f _{rgb}	MPa	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.203	-0.004	

10.2.9 강선의 릴렉сей션

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

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	223.892	0.000	36.400	160.038	9.506
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	160.038	10.279
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	160.038	24.337
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	160.038	20.827
T5	0.002219	151.868	-27.322	36.400	160.038	17.280
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	800.191	82.228
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	160.038	16.446

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -16.446 \times 0.0098 = -161.95 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-161.95}{1.6131} + n \cdot \frac{202.83}{1.2598} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.268	
f _{rgs}	MPa	0.047	0.012	0.014	-0.325	-0.043	1.972	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.56307757 / 27804.0636 \times 0.00289267 = 216.269 \\
 B &= 1 + m = 1 + 216.269 = 217.269 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 216.269 \times 0.12 = -24.725 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.506 + 0.568 + 216.269 \times 0.005 + 216.269 \times 0.014 \\
 &= 6.227 \\
 P &= (1383.68 + 1134.08061) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12397076 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - C \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1811607.638 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - F \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -215292.448 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 106167.333 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 12081.709 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= 2.919 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= 3.093 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= -7.144 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= 1.951 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= -0.149 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= -0.203 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= 0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= -0.114 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
f _{cr2}	MPa	2.919	3.093	-7.144	1.951	-6.416	1.674	
f _{sh2}	MPa	-0.149	-0.203	0.417	-0.114	0.375	-0.097	
f ₂	MPa	2.770	2.890	-6.726	1.838	-6.041	1.577	

10.3 G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			5979.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1006	1.070	-1075.86	
	강선	gs	11622	-0.782	-9078.95	
합성전 고정하중		bl			4255.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1992.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3745.50	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905			
f _{sw}	MPa			14.101	-10.687			

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10616 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1006}{0.002514} = 400.087 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11622}{0.0098477} = -1180.143 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.195	-0.905	1.070	-0.782	
f _{ps}	MPa			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4255.30}{0.56308} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.227	-0.873	1.102	-0.749	
f _{bl}	MPa			9.275	-6.595	53.932	-36.628	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1992.90}{1.24626} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
f _{al}	MPa	1.379	1.033	1.148	-2.210	6.137	-13.025	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3745.5 + 0}{1.24626} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
f _{ll}	MPa	2.591	1.942	2.157	-4.154	11.535	-24.480	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0098 = -358.46 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.5936} + n \cdot \frac{448.9}{1.2463} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fsh	MPa	0.108	0.030	0.034	-0.723	-0.074	4.390	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 18.10 - 7 \times 7.66 = 163.532 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 27.32 + -9.23 = 18.10 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.66 + -2.00 = -7.66 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10616}{0.911} + \frac{-10155}{0.50658} \cdot -0.782 = 27.323 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{5980}{0.50658} \cdot -0.782 = -9.227 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4255}{0.56308} \cdot -0.749 = -5.658 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1993}{1.24626} \cdot -1.252 = -2.003 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -163.532 \times 0.0098 = -1610.413 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1610.413}{1.5936} + n \cdot \frac{2016.941}{1.2463} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
fcr	MPa	0.486	0.136	0.151	-3.247	-0.331	19.725	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (400.09 + 53.93 + 6.14) \times 0.03 = 13.805 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.805 \times 0.0025 = -34.705 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-34.705}{1.5936} + n \cdot \frac{-20.773}{1.2463} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
f _{rgb}	MPa	-0.034	-0.030	-0.034	0.001	-0.205	-0.005	

10.3.9 강선의 릴렉сей션

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

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	223.892	0.000	36.400	163.532	9.331
T2	0.002219	190.215	15.843	36.400	163.532	10.104
T3	0.002219	177.568	-115.887	36.400	163.532	24.162
T4	0.002219	164.773	-71.830	36.400	163.532	20.652
T5	0.002219	151.868	-27.322	36.400	163.532	17.105
Σ	0.009848	908.316	-199.197	182.000	817.660	81.355
avg	0.001970	181.663	-39.839	36.400	163.532	16.271

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -16.271 \times 0.0098 = -160.23 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-160.23}{1.5936} + n \cdot \frac{200.68}{1.2463} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.958	0.718	0.718	-1.382	0.593	-1.258	
f _{rgs}	MPa	0.048	0.014	0.015	-0.323	-0.033	1.963	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.56307757 / 27804.0636 \times 0.00289267 = 216.269 \\
 B &= 1 + m = 1 + 216.269 = 217.269 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.22733807 - 216.269 \times 0.12 = -24.725 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.506 + 0.568 + 216.269 \times 0.005 + 216.269 \times 0.014 \\
 &= 6.227 \\
 P &= (1383.68 + 1130.18903) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12377914 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - C \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1708127.603 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - F \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -202323.086 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 106167.333 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 12081.709 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

$$f_{c2}' = - N_{\phi} / A_{c2} - ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= 2.724 \text{ MPa}$$

$$f_{c2} = - N_{\phi} / A_{c2} + ((M_{\phi} - N_{\phi} Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= 2.944 \text{ MPa}$$

$$f_{c1}' = N_{\phi} / A_{c1} + ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= -6.734 \text{ MPa}$$

$$f_{c1} = N_{\phi} / A_{c1} - ((M_{\phi} + N_{\phi} Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= 1.839 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

$$f_{s2}' = - N_s / A_{c2} - ((M_s - N_s Y_2) Y_2' / I_{c2}) : \text{슬래브 상연응력}$$

$$= -0.149 \text{ MPa}$$

$$f_{s2} = - N_s / A_{c2} + ((M_s - N_s Y_2) Y_2 / I_{c2}) : \text{슬래브 하연응력}$$

$$= -0.203 \text{ MPa}$$

$$f_{s1}' = N_s / A_{c1} + ((M_s + N_s Y_1') Y_1' / I_{c1}) : \text{거더 상연응력}$$

$$= 0.417 \text{ MPa}$$

$$f_{s1} = N_s / A_{c1} - ((M_s + N_s Y_1') Y_1 / I_{c1}) : \text{거더 하연응력}$$

$$= -0.114 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.227	-0.873	1.102	-0.749	
f _{cr2}	MPa	2.724	2.944	-6.734	1.839	-6.048	1.578	
f _{sh2}	MPa	-0.149	-0.203	0.417	-0.114	0.375	-0.097	
f ₂	MPa	2.576	2.741	-6.317	1.725	-5.673	1.480	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.817

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	± 2752.342
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	± 0.0022
f _{ps}	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	± 1240.241
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~G5거더 응력산출

1) G2~G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.820

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			14.101	-10.687	0.000	0.000	
2	fps			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	
계				1.807	19.116	400.087	-1180.143	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	10.009	-7.117	58.198	-39.525	
4	fal	1.399	1.045	1.161	-2.284	6.188	-13.468	
5	fil	2.121	1.584	1.760	-3.461	9.380	-20.413	
6	fsh	0.104	0.027	0.030	-0.718	-0.094	4.365	
7	fcr	0.457	0.119	0.132	-3.158	-0.414	19.189	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.033	0.001	-0.203	-0.004	
9	frgs	0.047	0.012	0.014	-0.325	-0.043	1.972	
10	f2	2.770	2.890	-6.726	1.838	-6.041	1.577	
계		6.864	5.646	8.152	3.892	467.057	-1226.451	
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)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	2752.342
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	1240.241
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.3 G6거더 응력산출

1) G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.817

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			14.101	-10.687	0.000	0.000	
2	fps			-12.294	29.802	400.087	-1180.143	
계				1.807	19.116	400.087	-1180.143	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.275	-6.595	53.932	-36.628	
4	fal	1.379	1.033	1.148	-2.210	6.137	-13.025	
5	fll	2.591	1.942	2.157	-4.154	11.535	-24.480	
6	fsh	0.108	0.030	0.034	-0.723	-0.074	4.390	
7	fcr	0.486	0.136	0.151	-3.247	-0.331	19.725	
8	frgb	-0.034	-0.030	-0.034	0.001	-0.205	-0.005	
9	frgs	0.048	0.014	0.015	-0.323	-0.033	1.963	
10	f2	2.576	2.741	-6.317	1.725	-5.673	1.480	
계		7.153	5.865	8.237	3.590	465.376	-1226.723	
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)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-502.909	-502.909	982.623	2763.034	2498.763	2624.931	2752.342
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
f _{ps}	(MPa)	-400.087	-400.087	1012.075	1245.058	1125.975	1182.827	1240.241
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

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	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4182.70	30891	0.5631	48.49
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.2386	9.14
프리스트레스 도입직후	-10154.81	30891	0.5066	-130.87
프리스트레스 손실	1702.04	30891	1.2386	8.97
활하중	3879.90	30891	1.2386	20.45

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	5979.50	30891	0.5066	77.06
합성전 고정하중	4591.90	30891	0.5631	53.24
합성후 고정하중	2066.50	30891	1.2598	11.20
프리스트레스 도입직후	-10154.81	30891	0.5066	-130.87
프리스트레스 손실	1702.04	30891	1.2386	8.97
활하중	3132.20	30891	1.2386	16.51

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.465$$

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

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

$$= 267.868 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 669 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.465 \times 2.425 \times 0.482 = 1.712$$

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

$$= 1.712 \times 0.47 = 0.805$$

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.217$$

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

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

$$= 267.868$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 669 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.217 \times 2.425 \times 0.391 = 1.154$$

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

$$= 1.154 \times 0.98 = 1.131$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.805) \\ &= 0.805 \times (77.06 + -130.87) = -43.31 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (77.06 + 48.49 + 9.14 + -121.89) \\ &= 14.48 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.805) \\ &= 0.805 \times (77.06 + -130.87) = -43.31 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (77.06 + 53.24 + 11.20 + -121.89) \\ &= 22.17 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-53.81	-53.81	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-97.12	-97.12	
바닥판 타설 후	-48.63	-43.88	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-16.03	-1.54	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	20.45	16.51	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

$$\triangleright \text{허용처짐}(\delta_a) = L / 800 = 44 / 800 = 55 \text{ mm}$$

(1) G1 거더

$$\delta_v = 20.45 < \delta_a = 55.00 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

(2) G2~G5 거더

$$\delta_v = 16.51 < \delta_a = 55.00 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 24301885.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2880.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2216.0 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0098477 \text{ m}^2 = 9847.7 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001543 \end{aligned}$$

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

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

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1832.6 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times F_{ck} \times b) = 273.0 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께 : } 240.0 \text{ mm} &< 273.0 \text{ mm} \text{ ----- 플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.105 \\ q_p (=0.105) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 47641.86 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=47641.862) &> M_u (=24301.885) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -25268.816 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 24.349 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -10.687 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.560 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-25268.816) < \Phi \cdot M_n (=47641.862) \text{ ----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G6 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	583.15	4.53
합성전	371.04	1.66
합성후	223.32	6.91
활하중	434.61	21.03

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2465.2 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 9414.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.349 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.687 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.560 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 56.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$743.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1680 \text{ mm} \quad \therefore d = 1680.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 583.15 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1707.08 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 286171.26 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1190.03 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 286171.26 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 9007496 \text{ N} = 9007.50 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9875169 / 910953 = 10.840 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 8869351 \times 0.2448 = 2171555.47 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 9007.5 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 9007.5 = 7206.0 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 3,602.999 \text{ kN}$$

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

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G6 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	558.56	309.44
합성전	362.00	199.92
합성후	216.97	114.17
활하중	426.50	225.88

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2395.8 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 9414.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.349 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.687 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.560 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 893.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$743.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1680 \text{ mm} \quad \therefore d = 1680.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 558.56 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 1669.64 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 18247.29 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 297.51 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 18247.29 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3880540.69 \text{ N} = 3880.54 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9875169 / 910953 = 10.840 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 8869351 \times 0.2448 = 2171555.47 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 3880.5 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 3880.5 = 3104.4 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,552.216 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

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

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

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

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

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G6 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	422.04	2242.60
합성전	296.24	1516.40
합성후	170.84	889.79
활하중	368.37	1653.70

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1947.9 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 9414.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 24.349 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.687 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.5595 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 6683.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2100 - (1975 + 1,600 + 1,150 + 700) / 4 = 743.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$743.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1680 \text{ mm} \quad \therefore d = 1680.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 422.04 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 1399.20 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 2499.13 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 297.51 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 2499.13 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3880540.69 \text{ N} = 3880.54 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 9875169 / 910953 = 10.840 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \quad (V_p : \text{수직분력}) = 8869351 \times 0.2448 = 2171555.47 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 2499.1 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 2499.1 = 1999.3 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 999.653 \text{ kN}$$

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

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1575mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

$$= (1947.9 - 1999.3) \times 400$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 1680.00)$$

$$= -51.05 \text{ mm}^2$$

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

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

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.071$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.576 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5$$

$$= 835200 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.071 \times 835200 = 59299.2 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 59299.2 / (2.88 \times 0.80)$$

$$= 0.051 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.187$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.6912 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60$$

$$= 1002240 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.187 \times 1002240 = 187418.88 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 187418.88 / (2.88 \times 0.80)$$

$$= 0.163 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1177.5 \times 1000 / (0.800 \times 1.872) = 0.786 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서 안된다.

$$d_p = 2.340 - 0.700 = 1.640 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.3 = 1.872 \text{ m}$$

$$d_p = 1.872 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 434.6 \times 1000 / \{ 0.800 \times 1.872 \} = 0.290 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.340 - 0.700 = 1.640 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.3 = 1.872 \text{ m}$$

$$dp = 1.872 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.786 + 2.15 \times 0.290 \\ &= 1.645 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.786 + 0.290 + 0.051) \\ &= 1.465 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.051 + 0.163) \\ &= 0.278 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\text{- 사용 철근량} \quad \text{Use } A_v = D \quad 13 \times 2 \text{ ea} = 0.000254 \quad m^2$$

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$\text{Req. } s = \frac{A_v \times f_y}{0.35 \times b_v} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \quad m$$

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

② 중간 가로보부(19.95m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

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

③ 중앙부

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

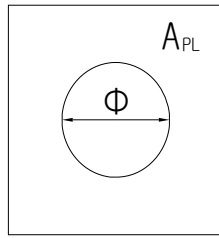
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

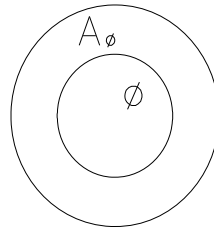
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

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	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,150,000	2,763,034	2,256,844
T3	3,150,000	2,498,763	2,040,988
T4	3,150,000	2,624,931	2,144,042
T5	3,150,000	2,752,342	2,248,111

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

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 닳은끝은 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	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 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	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	0.K
T3	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	0.K
T4	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	0.K
T5	15.2/16연선	3,150,000	0.107	29.4	35.2	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	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/16연선	2,763,034	0.107	25.8	33.9	0.K
T3	15.2/16연선	2,498,763	0.107	23.3	33.9	0.K
T4	15.2/16연선	2,624,931	0.107	24.5	33.9	0.K
T5	15.2/16연선	2,752,342	0.107	25.7	33.9	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 295 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2100 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.128969115 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 12600000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 12600000 \times \{ 1 - (295 / 2100) \} \\ &\quad + 0.5 \times 12600000 \times \sin 0.12897 \\ &= 2635005.4 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 2635005.43 / (0.8 \times 300.0) = 13175.0 \text{ mm}^2 \\ e &= 2100 / 2 - (250 \times 4 + 450 \times 2 + 450 \times 1) / 4 \\ &= 463 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.12897 \\ &= 0.5 \times (2100 - 2 \times 463.0) + 5 \times 463.0 \times \sin 0.12897 \\ &= 1004.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 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 300mm 를 넘어서는 안된다.
(도로교설계기준, P323)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1004.2 = 2510.5 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 19 (A = 286.5 \text{ mm}^2) - 12 ea \times 14 \text{ layer} = 48132.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

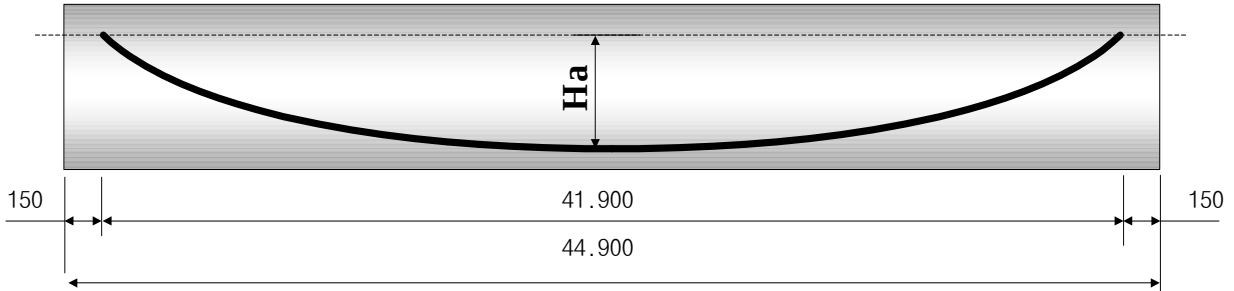
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 2635005.430 = 52700.109 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 52700.109 / 180 = 292.778 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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	44.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	44.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.860	44.351	0.35590
T2	0.0022192	200000	1.475	44.261	0.13291
T3	0.0022192	200000	1.025	44.193	0.09264
T4	0.0022192	200000	0.575	44.150	0.05207
T5	0.0022192	200000	0.125	44.131	0.01133

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

강선번호	긴장순서	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	$L_{ps}(m)$	$\Delta L(mm)$
C1	5	-600.00	-502.91	44.130	-96.801
C2	5	-600.00	-502.91	44.130	-96.801
T1	5	1200.00	982.62	44.351	249.257
T2	4	3150.00	2763.03	44.261	294.833
T3	1	3150.00	2498.76	44.193	281.225
T4	2	3150.00	2624.93	44.150	287.224
T5	3	3150.00	2752.34	44.131	293.434

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 88.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 88.000 = 0.0352 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 88 = 0.009 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 88 = 0.018 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(35 + 8.80 + 17.60) \times 20 \% + 10.0 = 22.3 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 35.2 + 8.8 + 17.6 + 22.3 = 83.9 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	35.2	8.8	17.6	22.3	83.9	N0.120

* 지진시 여유량을 고려하여 N0-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 44.000 = 0.0176 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 44 = 0.004 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times L$$

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 44 = 0.009 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(18 + 4.40 + 8.80) \times 20 \% + 10.0 = 16.2 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 17.6 + 4.4 + 8.8 + 16.2 = 47.0 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	17.6	4.4	8.8	16.2	47.0	N0.60