

BiCon 상부 구조계산서

교량영식	BiCon
교 량 명	오창JCT RAMP-D1교_S6
설계등급	1등급
거더전장	39.900 M
교량폭	9.170 M
거더높이	1.800 M

2013년 3월

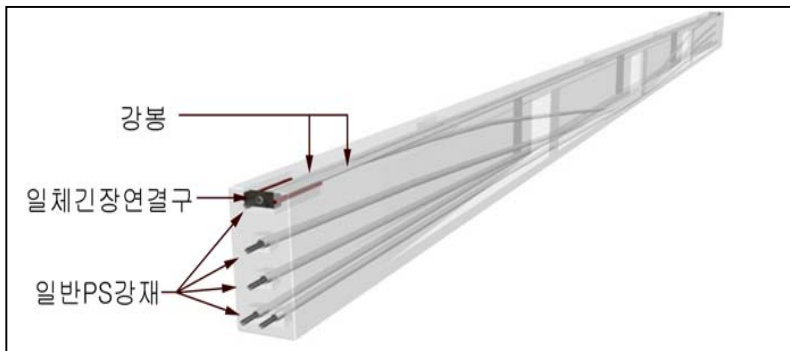
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

역T형의 고강도 콘크리트 단면 상연에 강봉을 삽입하여 PS강선 긴장시 발생하는 압축력을 강봉이 부담하고 콘크리트 단면에는 대편심 휨모멘트를 발생시킴으로써, 거더 상연응력의 과다 누적을 피하면서 저형고화할 수 있도록 개선된 프리스트레스트 콘크리트 공법이다.

1.2 단면구성

Bicon은 고강도 콘크리트를 주재료로 하여 강봉, 강선을 배치하여 효율적인 단면구성이 되도록 하였다. 상연에 발생하는 응력을 줄이기 위해 일체긴장연결구를 사용하여 강선 긴장시 강봉에 인장력이 도입되는 방식을 사용하여, 대편심 휨모멘트가 동시에 도입되도록 강봉 및 강선을 구성하였으며, 하연에 발생하는 응력은 일반 PS 강재를 사용하여 프리스트레스를 도입하여 저항하도록 단면을 구성하였다.



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

- 거더 설계 : 허용응력 설계법
- 하중 횡분배 : Guyon-Massonnet Method

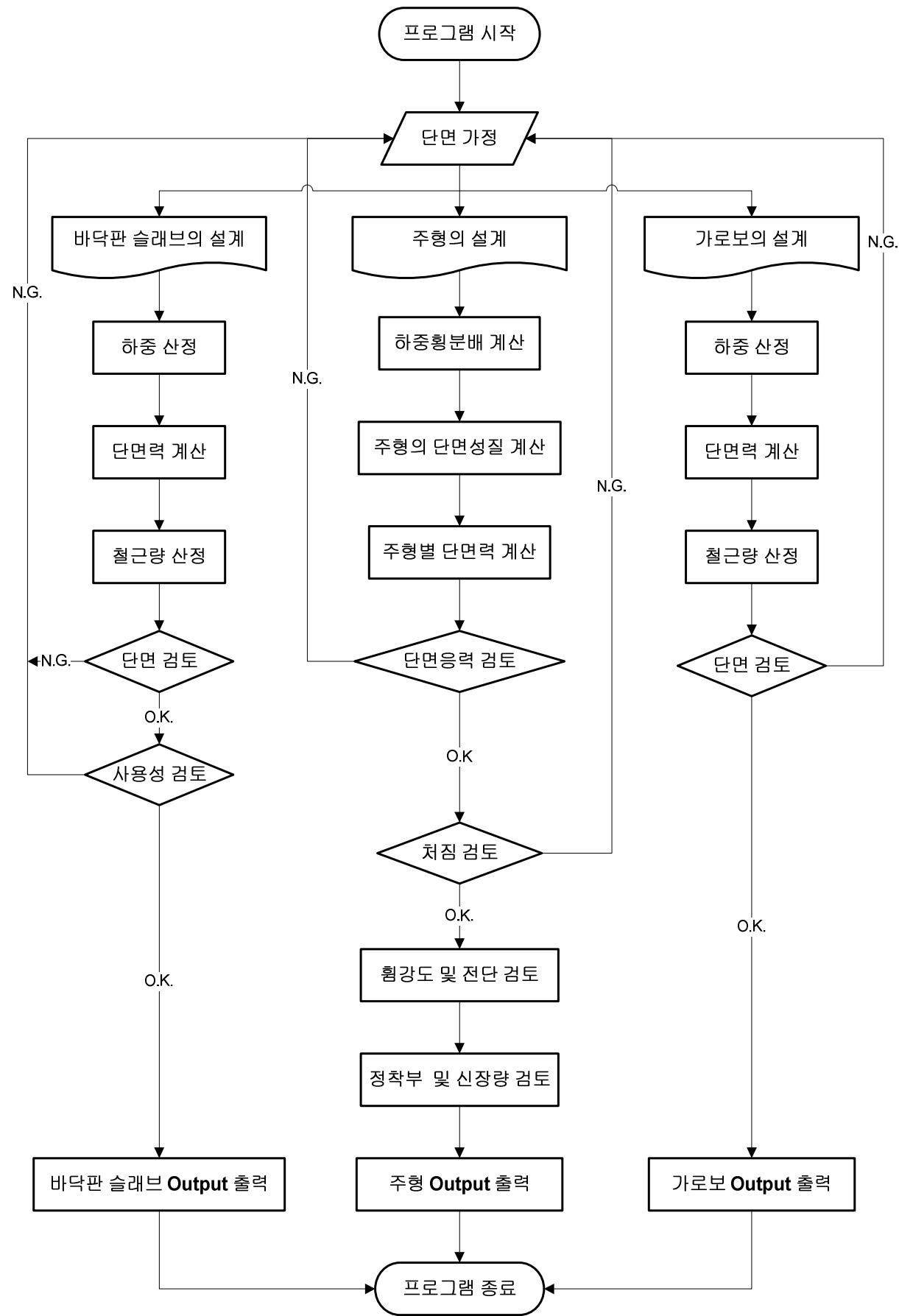
(2) 사용프로그램

- FEM 해석 : SAP2000 (Computers and Structures, Inc.)

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2003.
- 횡분배 실용계산법 (원기술), 1998.
- Concrete Structures A. Ghali, R. Ravre and M. Elbadry
- Time Effects in Concrete Structure R.I.Gilbert, 1988.
- 콘크리트 구조물의 응력과 변형 이종득 역, 일광.
- 프리스트레스트 콘크리트 신현묵 저, 동명사

1.5 설계흐름도



2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 오창JCT RAMP-D1교_S6
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 40.000 m
- (2) 거 더 전 장 : 39.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 39.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 9.170 m
- (5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
- (6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

- (1) 콘크리트 $F_{cks} = 27 \text{ MPa}$
 $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 27804 \text{ MPa}$
- (2) 철근(SD400) $F_{yb} = 400 \text{ MPa}$
 $E_{sb} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

2.2.2 Bicon 거더

- (1) 콘크리트(사용 하중 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 30891 \text{ MPa}$
- (2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 29070 \text{ MPa}$
- (3) 철근(SD300)
 - 항복강도 : $F_{by} = 300 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{bs} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)
 - 직경 : $D_{pt} = 15.2 \text{ mm}$
 - 단면적 : $A_{pt} = 138.7 \text{ mm}^2$
 - 극한강도 : $F_{put} = 1900 \text{ MPa}$
 - 항복강도 : $F_{pyt} = 1600 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{pt} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)
 - 직경 : $D_{pc} = 40 \text{ mm}$
 - 단면적 : $A_{pc} = 1257 \text{ mm}^2$
 - 극한강도 : $F_{puc} = 1050 \text{ MPa}$
 - 항복강도 : $F_{pyc} = 950 \text{ MPa}$
 - 탄성계수 : $E_{pc} = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) 쉬스규격

구분	단위	강연선						강봉
PS강재 개수	개, mm	7	10	11	13	16	19	40
쉬스관 내경	mm	65	75	75	85	85	100	50
쉬스관 외경	mm	70	80	80	90	90	105	55
곡률마찰계수(μ)	/rad	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	-
파상마찰계수(κ)	/m	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.008

2.2.3 탄성계수비

- (1) 거더콘크리트와 PS 강봉의 탄성계수비(nc) = $E_{pc} / E_{ck} = 200000 / 30891 = 6.474$
- (2) 거더콘크리트와 PS 강연선의 탄성계수비(nt) = $E_{pt} / E_{ck} = 200000 / 30891 = 6.474$
- (3) 거더콘크리트와 바닥판콘크리트의 탄성계수비(ns) = $E_{cks} / E_{ck} = 27804 / 30891 = 0.900$

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

- 허용압축응력 : $0.4 \times f_{cks} = 10.8 \text{ MPa}$
- 허용인장응력 : $0.5 \sqrt{F_{ck}} = 2.60 \text{ MPa}$ (부착된 철근을 갖는 부재)

2.3.2 거더 콘크리트

- (1) 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력
 - 허용압축응력 : $0.60 \times f_{ci} = 19.2 \text{ MPa}$
 - 허용인장응력 : $1.41 \text{ MPa} \quad 0.25 \times \sqrt{f_{ci}}$
- (2) 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력
 - 허용압축응력 : $0.45 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$
 - 허용인장응력 : $0.5 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.16 \text{ MPa}$
- (3) 균열응력 : $0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$
- (4) 정착부의 지압응력
 - 긴장재 정착 직후 : $f_{cr} = 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{(A_b'/A_b - 0.2)} \leq 1.10 \times f_{ci}$
 - 프리스트레스 손실 발생 후 : $f_{cr} = 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{(A_b'/A_b)} \leq 0.90 \times f_{ck}$

2.3.3 PS 강연선

- (1) 긴장시 최대응력 : $\text{MIN}(0.94 \times f_{pyt}, 0.8 \times f_{put}) = 1504 \text{ MPa}$
- (2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 1312 \text{ MPa}$
- (3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 1312 \text{ MPa}$

2.3.4 PS 강봉

- (1) 긴장시 최대응력 : $\text{MIN}(0.94 \times f_{pyc}, 0.8 \times f_{puc}) = 840 \text{ MPa}$
- (2) 정착 후 정착부에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 777 \text{ MPa}$
- (3) 사용하중 상태에서의 허용응력 : $\text{MIN}(0.74 \times f_{put}, 0.82 \times f_{pyt}) = 777 \text{ MPa}$

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

- (1) 철근콘크리트 : 25000 N/m^3
- (2) 프리스트레스 콘크리트 : 25000 N/m^3
- (3) PS강연선 : 11.01 N/m
- (4) PS강봉 : 102.1 N/m
- (5) 무근콘크리트 포장 : 23500 N/m^3

2.4.2 활하중

- (1) 적용하중 : 1등급
- (2) 충격계수
$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 39) = 0.190 \leq 0.300$$
- (3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2
거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

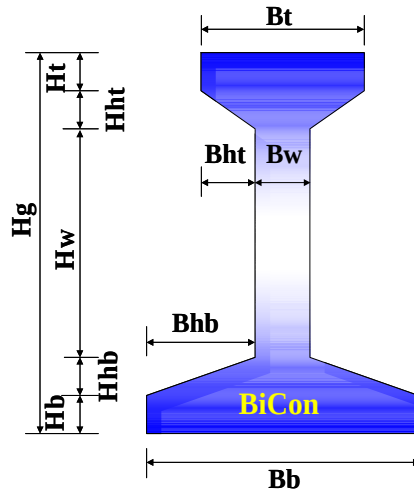
$$L / 800 = 0.0488 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

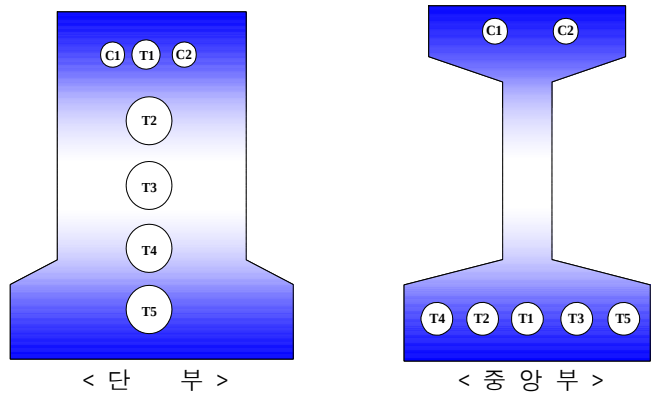
Hg	1800 mm
Ht	180 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	970 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



단위 : mm

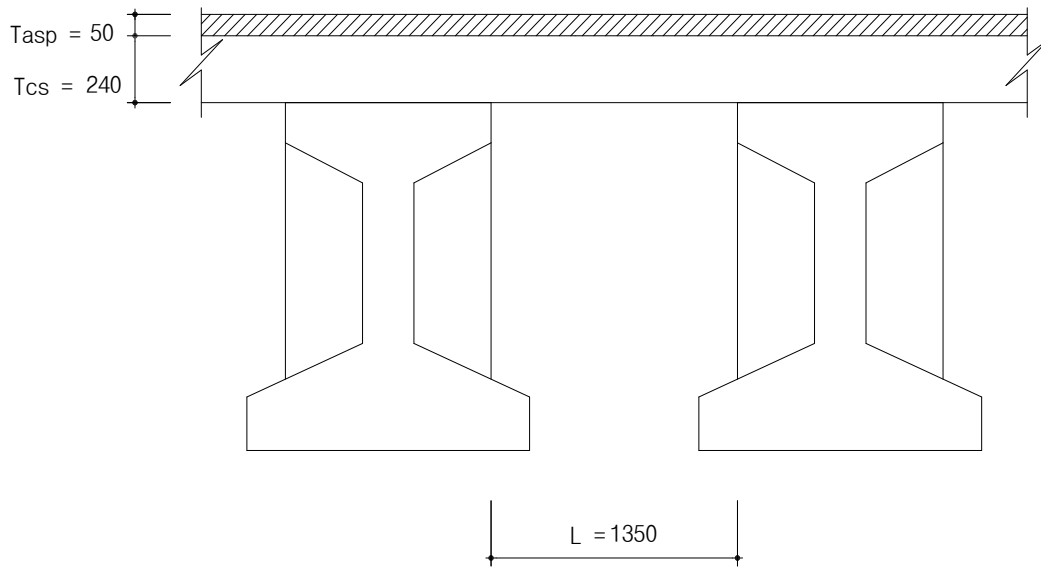
		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	17EA	17EA	17EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	105mm	105mm	105mm	0mm
초기긴장력		-600kN	-600kN	1200kN	3400kN	3400kN	3400kN	0kN
단부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	1675mm	1270mm	760mm	250mm	0mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	-250mm	250mm	0mm
	Z	1675mm	1675mm	275mm	125mm	125mm	125mm	0mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

4.1. 중앙지간부

4.1.1 단면치수



4.1.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

$$L = 1.350 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, p.4-153)

$$T_{min} = 30 \times L + 130 = 170.50 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 220.000 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.1.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

1) 고정하중 집계

$$\text{바닥판} : W_c \times T_{cs} \times 1\text{m} = 6.0 \text{ kN/m}$$

$$\text{포장} : W_{asp} \times T_{asp} \times 1\text{m} = 1.175 \text{ kN/m}$$

기타 :

$$\text{합계(WD)} : 7.175 \text{ kN/m}$$

2) 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_D = W_D \cdot L^2 / 10 = 1.308 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.363 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300$$

여기서 L 은 중앙부 지간(m)

3) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (1 + i) \cdot (L + 0.6) \cdot P_r / 9.6 \\ &= (1 + 0.3) \cdot (1.35 + 0.6) \cdot 96 / 9.6 = 25.350 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 바닥판이 3개 이상의 지점을 가진 연속슬래브의 휨모멘트

$$ML(i) = 0.8 \times ML(i) = 20.280 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 하중조합

1) 극한하중에 의한 휨모멘트

$$M_u = 1.3MD + 2.15ML = 45.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 사용하중에 의한 휨모멘트

$$M_{net} = MD + ML = 21.588 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.1.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 45302000.0 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 200.00 \text{ (mm)}$, $d' = 40.00 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ (MPa)}$, $f_y = 400 \text{ (MPa)}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.000 = 397200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

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

$$= 17.307 / 0.85 = 14.711 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (200.000 - 14.711) / 14.711 = 0.0378$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 68000 A_s - 45302000.0 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 686.757 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0034$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\begin{array}{lll} \text{① } A_s(\text{req}) & = & 686.757 \\ \text{② } A_s(\text{min}) & = & 700.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s & = & 915.676 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \therefore A_s = 700 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\Sigma = 993.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 5) \quad \text{----- 0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 64.602 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 64.602 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 45.302 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.1.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께

$$T_{min} = L / 28 = 1.35 \times 1000 / 28 = 48.214 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (48.214\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.124)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

$$M_{max} = M_{net} = 21.588 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00497$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.245$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.918$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 118.291 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=118.291\text{MPa}) < 0.6F_y (=240\text{MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

$$C_c = d' - H_n / 2 = 40.00 - 16 / 2 = 32.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / F_{smax}) - 2.5 C_c$$

$$= \# \times (\# / 118.29) - 3 \times 32.00 = 585.731 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = \# \times (\# / 118.29) = 532.585 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 532.585 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 532.585 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

3) 피로 검토(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

$$M_I = 20.280 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 111.12 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.1.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

$$\min (120/\sqrt{L} , 67\%) = 67 \%$$

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 469 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$$At_{req} = 0.002 \times b \times d = 400.000 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 배력철근량

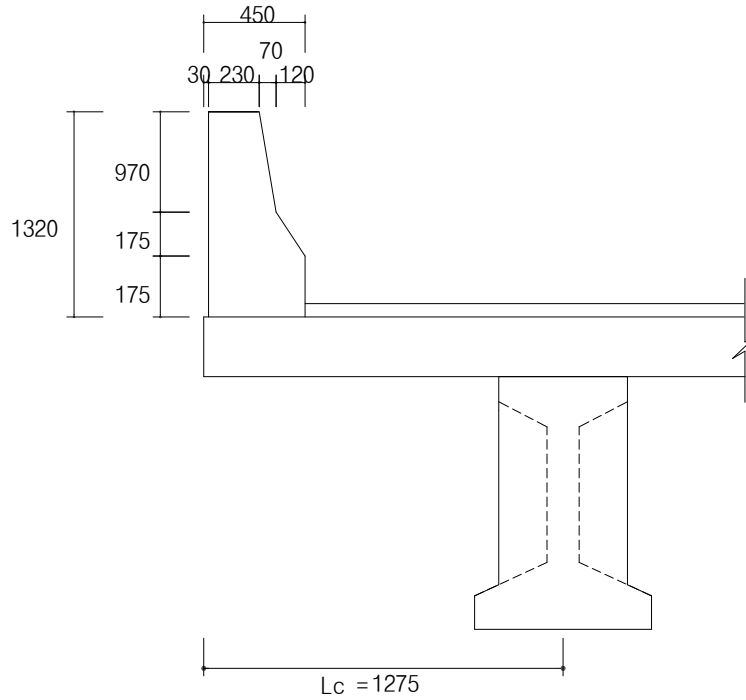
$$\max (Ar_{req} , At_{req}) = 469 \text{ mm}^2$$

$$H \text{ 16 } @ \text{ 250 } = 794.400$$

794.400	mm ²	>	469.000	mm ²	-----	O.K
794.400	mm ²	≤	1800.000	mm ²	-----	O.K

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

$$L = 0.125 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L \leq 0.25 \text{ m}$$

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 215.00 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 220.000 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m ²)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.690	6.797
바닥판	0.210	25.000	5.250	0.438	2.297
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			0.000	0.730	0.000
합 계			15.599		9.200

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.240 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.240) \cdot 0.125 \cdot (1 + 0.300) = 12.581 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(60 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 10.000 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 10.000 \times 1.0 = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

$$H = 10.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.170 = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 $R = \infty \text{m}$ 이며 중심각이 0°로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	MI	12.581	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mc _f	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	39.008	21.781	
Case 2	16.104	12.388	
Case 3	30.245	24.751	
Case 4	28.315	21.781	
Case 5	29.082	24.751	
Case 6	43.525	33.481	
Case 7	28.905	24.088	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	43.525	
사 용 하 중	33.481	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 43524838.7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1432.500 \times 400.000 = 573000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

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

$$= 24.967 / 0.85 = 21.222 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 21.222) / 21.222 = 0.0224$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 43524838.7 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 737.525 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0041$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\text{① } A_s(\text{req}) = 737.525$$

$$\text{② } A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\text{③ } 4/3 \times A_s = 983.367$$

$\therefore A_s = 737.525 \text{ mm}^2$ 이상 사용

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 19 @ 200} = 1432.500$$

$$\Sigma = 1432.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 5) \quad \text{----- 0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 81.589 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 81.589 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 43.525 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.2.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.875 \times 1000 / 10 = 87.5 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (87.5\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

$$M_{max} = M_{net} = 33.481 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00796$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.299$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.9$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 144.242 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=144.242 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / F_{smax}) - 2.5 C_c$$

$$= 375 \times (210 / 144.24) - 2.5 \times 50.50 = 419.707 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 144.24) = 436.766 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 419.707 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 419.707 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

$$M_I = 12.581 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 54.2 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.2.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

$$\min (120/\sqrt{L}, 67\%) = 67 \%$$

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 494.142 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$$At_{req} = 0.002 \times b \times d = 360.000 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 494.142 \text{ mm}^2$$

$$H 16 @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2 > 494.142 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	9.200	
2	활하중	MI	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			66.057	
Case 2	1.3		1.3		27.170	
Case 3	1.3	2.6		0.65	46.600	
Case 4	1.3	2.6	1.3		59.880	
Case 5	1.2		1.2	1.2	28.644	
적 용					66.057	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 66056774.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
② 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
③ 재료의성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
④ 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1986.000 \times 400.000 = 794400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 34.614 \text{ mm , } c = 34.614 / \beta_1$$

$$= 34.614 / 0.85 = 29.422 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 29.422) / 29.422 \\ = 0.0154$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 66056774.2 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1142.562 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0063$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 1142.562$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 1523.416$$

$$\textcircled{4} \text{일반캔틸레버부 필요철근의 2배} = 1475.050$$

$\therefore A_s = 1475.05 \text{ mm}^2$ 이상 사용

3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 16 @ 200 } = 993.000$$

$$\textcircled{2} \text{ H 16 @ 200 } = 993.000$$

$$\Sigma = 1986.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

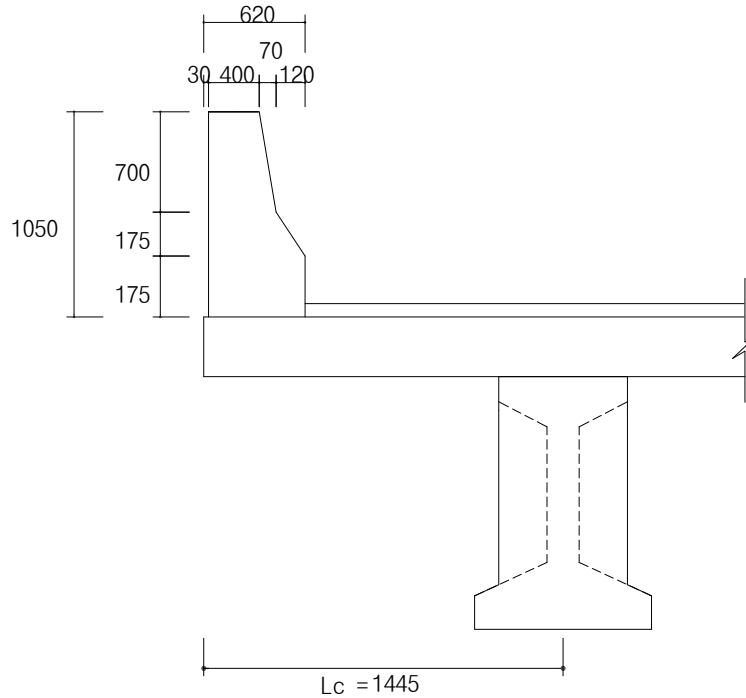
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 34.614 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 66.057 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3 캔틸레버 부

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, p.4-151)

$$L = 0.125 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L \leq 0.25 \text{ m}$$

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 215.00 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 220.000 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m ²)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 (kN · m)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.772	9.669
바닥판	0.251	25.000	6.275	0.523	3.279
포 장	0.021	23.500	0.499	0.213	0.106
방음판			1.000	0.815	0.815
합 계			20.299		13.869

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, p.3-70) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.240 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.374 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.240) \cdot 0.125 \cdot (1 + 0.300) = 12.581 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(60 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 10.000 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 10.000 \times 1.0 = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.170 m (방호벽 상단)

$$H = 10.0 \text{ kN/m}$$

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.170 = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 11.700 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-12)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	4.613
활하중 비재하시	0.0030	1170	7.196

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

보의수	단일지간	복수지간
2	2°	3°
3 또는 4	3°	4°
5 이상	4°	5°

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

본 교량은 $R = \infty \text{m}$ 이며 중심각이 0°로서 직교로 설계한다.

(5) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	MI	12.581	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mc _f	0.000	
5	충돌하중	Mco	11.700	

(6) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.30	2.15		1.30		
Case 2	1.30		1.30			
Case 3	1.30	1.30	0.65	1.30		
Case 4	1.30	1.30		1.30		
Case 5	1.25	1.25	0.625	1.25		
Case 6	1.30	1.30		1.30	1.30	
Case 7	1.20		1.20		1.20	

② 사용하중 - 사용성 검토시

Load Case	고정하중	활 하 중	풍하중	원심하중	충돌하중	비 고
Case 1	1.00	1.00		1.00		
Case 2	1.00		1.00			
Case 3	1.00	1.00	1.00	1.00		
Case 4	1.00	1.00		1.00		
Case 5	1.00	1.00	1.000	1.00		
Case 6	1.00	1.00		1.00	1.00	
Case 7	1.00		1.00		1.00	

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	45.078	26.450	
Case 2	27.384	21.065	
Case 3	37.383	31.062	
Case 4	34.385	26.450	
Case 5	35.945	31.062	
Case 6	49.595	38.150	
Case 7	39.317	32.765	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.595	
사 용 하 중	38.150	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 49594538.7$ (N · mm)
 2) 단면치수 : $H = 240.00$ (mm) , $b = 1000.0$ (mm)
 : $d = 180.00$ (mm) , $d' = 60.0$ (mm)
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27$ MPa , $f_y = 400$ MPa
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1626.500 \times 400.000 = 650600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm , } c = 28.349 / \beta_1 = 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 24.096) / 24.096 = 0.0194$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 49594538.7 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 844.932 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0047$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\begin{array}{ll} \text{① } A_s(\text{req}) & = 844.932 \\ \text{② } A_s(\text{min}) & = 630.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s & = 1126.576 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \therefore A_s = 844.932 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\text{② H 13 @ 200} = 633.500$$

$$\Sigma = 1626.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 28.349 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 49.595 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3.5 사용성 검토

(1) 처짐 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.75)

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 1.045 \times 1000 / 10 = 104.5 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (104.5\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(2) 균열 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.495)

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용(도로교설계기준, 2010, p.4-96)

$$M_{max} = M_{net} = 38.150 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00904$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.315$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.895$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 145.531 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=145.531 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

$$C_c = d' - H_n / 2 = 60.00 - H_{16} / 2 = 52.00 \text{ mm}$$

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / F_{smax}) - 2.5 C_c$$

$$= 375 \times (210 / 145.53) - 2.5 \times 52.00 = 411.122 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 145.53) = 432.897 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 411.122 mm 를 적용

$$S = 100 \text{ mm} \leq S_a (= 411.122 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

(3) 피로 검토 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.82)

▶ SD40 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

$$M_I = 12.581 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 47.992 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

4.3.6 배력철근량 산정 (도로교설계기준, 2010, p.4-160 ; 콘크리트구조설계기준 해설 2007, p.109)

(1) 주철근에 대한 백분율로 산정한 배력철근량

(주철근이 차량진행방향에 직각인 경우)

$$\min (120/\sqrt{L}, 67\%) = 67 \%$$

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 566.104 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

$$At_{req} = 0.002 \times b \times d = 360.000 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 566.104 \text{ mm}^2$$

$$H 16 @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2 > 566.104 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	13.869	
2	활하중	MI	12.581	
3	충돌하중	Mco	11.700	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			72.126	
Case 2	1.3		1.3		33.240	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.738	
Case 4	1.3	2.6	1.3		65.949	
Case 5	1.2		1.2	1.2	36.218	
적 용					72.126	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 72126474.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
② 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
③ 재료의성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
④ 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1986.000 \times 400.000 = 794400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 34.614 \text{ mm} , c = 34.614 / \beta_1$$

$$= 34.614 / 0.85 = 29.422 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 29.422) / 29.422 \\ = 0.0154$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 72126474.2 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1254.763 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0070$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비 : } P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 1254.763$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 630.000$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 1673.017$$

$$\textcircled{4} \text{일반캔틸레버부 필요철근의 2배} = 1689.864$$

$\therefore A_s = 1689.864 \text{ mm}^2$ 이상 사용

3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\textcircled{2} \text{ H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\Sigma = 1986.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

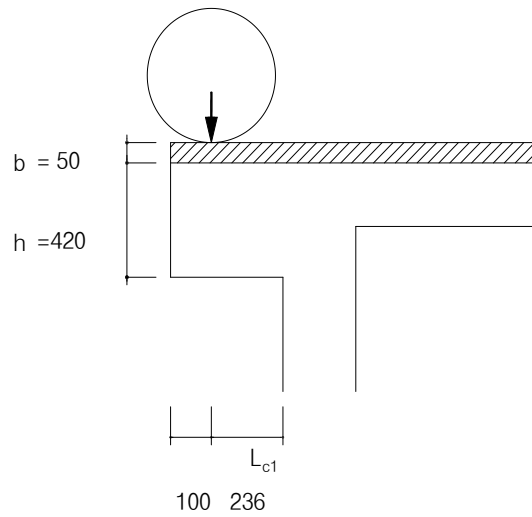
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 34.614 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 72.126 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

$$H_s = 0.420 + 0.050 = 0.470 \text{ m}$$

$$L_c = 0.1 + 0.236 = 0.336 \text{ m}$$

$$W_d = 0.470 \times 25 = 11.750 \text{ kN/m}^2$$

$$M_D = W_d \times L_c^2 / 2 = 0.663 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.054 \leq 0.300 \therefore i = 0.054$$

$$P_r = 96 \text{ kN}$$

$$E = 0.35 \times 0.236 + 0.98 = 1.063 \text{ m}$$

$$W_L(1+i) = 124.800 \text{ kN}$$

$$M_L(1+i) = W \times L (1 + i) \times H_1 / E = 27.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load (도로교설계기준, 2010, p.2-25))

$$M_u = 1.3 M_D + 2.15 M_L(1+i) = 60.455 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계힘모멘트 : $M_u = 60455241.5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 420.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 228.00 \text{ (mm)}$, $d' = 192.0 \text{ (mm)}$
 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1301.200 \times 400.000 = 520480.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 22.679 \text{ mm, } c = 22.679 / \beta_1$$

$$= 22.679 / 0.85 = 19.277 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.000 / 200000.000 = 0.002$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (228.000 - 19.277) / 19.277$$

$$= 0.0325$$

$$\epsilon_t \geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a / 2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 77520 A_s - 60455241.5 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 804.612 \text{ (mm}^2\text{)}$$

단면철근비 : $P = A_s / (b \times d) = 0.0035$

최대철근비 : $P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0209$

최소철근비 : $P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$

① $A_s(\text{req}) = 804.612$
 ② $A_s(\text{min}) = 798.000$
 ③ $4/3 \times A_s = 1072.816$

} $\therefore A_s = 804.612 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$

(3) 사용 철근량

① **H 16 @ 250** = 794.400
 ② **H 13 @ 250** = 506.800
 $\Sigma = 1301.200 \text{ mm}^2 \quad (N = 8) \quad \text{----- } 0.K$

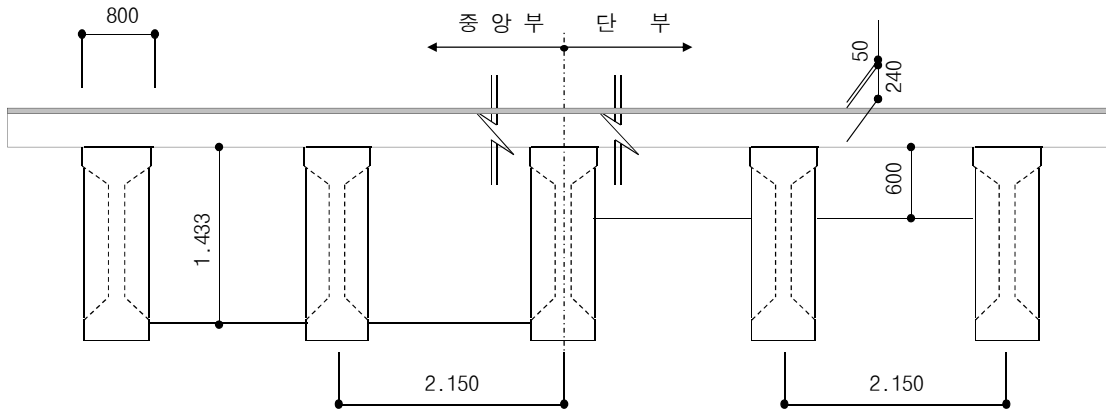
(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 95.852 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 22.679 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 95.852 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 60.455 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- } 0.K$$

4.5 가로보의 설계



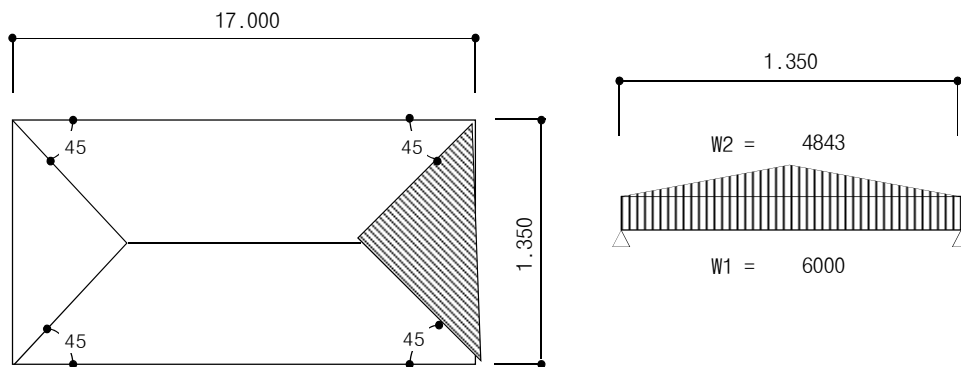
4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.150 m
 빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 $2.150 - 0.800 = 1.350$ m
 교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 $1.350 \div \sin(90.0) = 1.350$ m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : $0.400 \times \sin(90.0)$ = 0.400 m
 빔 자 중 : $0.400 \times \sin(90.0) \times 0.600 \times 2500 \times 10$ = 6000 N/m
 슬라브자중 : $(0.240 \times 0.675 \times 2500 + 0.050 \times 0.675 \times 2350) \times 10$ = 4843 N/m

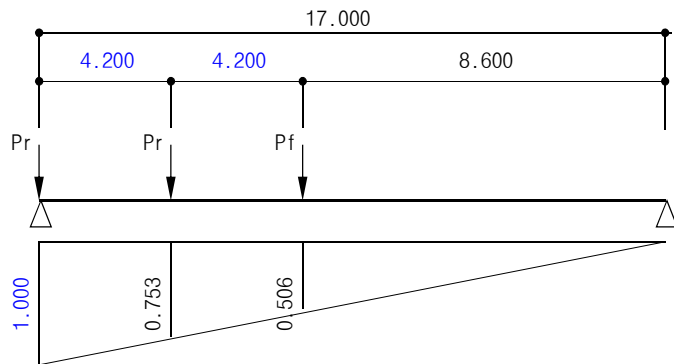
작용 단면력

$\text{Rad} = 6000 \times 1.350 \times 1/2 + (1.350 \times 4843 \times 1/2) \times 1/2$ = 5685 N

$\text{md} = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{6000 \times 1.350^2}{8} + \frac{4843 \times 1.350^2}{12}$ = 2102 N · m

(2) 활 하중

(a) DB-24 하중



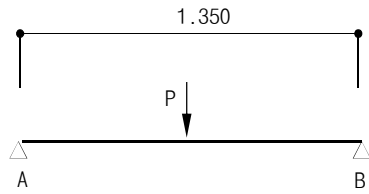
$$P_f = 24.0 \text{ kN}$$

$$P_r = 96.0 \text{ kN}$$

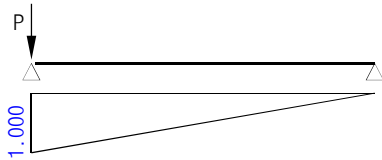
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.753) + 24.0 \times 0.506 \} \times 1.263 = 227.903 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{227.903 \times 1.350}{4} = 76.917 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 227.903 \times 1.000 = 227.903 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	2.102	76.917
V_u	kN	5.685	227.903

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 2.102 + 2.150 \times 76.917 = 168.105 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 5.685 + 2.150 \times 227.903 = 497.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

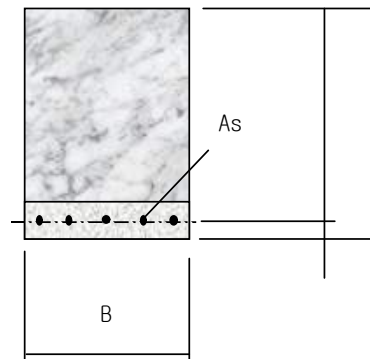
$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 168.105 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$b = 400.0 \text{ mm} \quad h = 840.0 \text{ mm}$$

$$d' = 70.0 \text{ mm} \quad d = 770.0 \text{ mm}$$

$$\phi(\text{Bending}) = 0.85$$



[강도감소계수 (ϕ) 산정]

$$T = A_s \times f_y = 1520.1 \times 300 = 456030$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 400 = 9180 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 49.676 \text{ mm}, \quad c = 49.676 / \beta_1 = 49.676 / 0.85 = 42.225 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 300 / 200000 = 0.0015$$

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d - c) / c = 0.003 \times (770 - 42.225) / 42.225 = 0.0517$$

$\epsilon_t \geq 0.005$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.03268 A_s$$

$$M_u = \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.167 A_s^2 + 196350 A_s$$

$$= 168105000$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.123)

필요철근량 $A_{sreq} = 872.3 \text{ mm}^2$ 이상이어야 하며,

최소철근량 $A_{smin} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 1,333.7 \text{ mm}^2$ 와

$$A_{smin} = 1.4 / f_y \times b \times d = 1,437.3 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,}$$

$$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 1,163.1 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.}$$

사용철근 $D \ 25 \times 3 \text{ EA} = 1520.1 \text{ mm}^2$

$$D \ 25 \times 0 \text{ EA} = 0.0 \text{ mm}^2$$

$$= 1520.1 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00494 < P_{max} = 0.643 P_b = 0.02787 \quad \text{O.K.}$$

(콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

$$\text{Max. } c = 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 385.00 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 58.44 \text{ mm}$$

$$\text{Max. } a = 0.85 \times c = 327.25 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 49.68 \text{ mm}$$

$$j d = d - a/2 = 745.16 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 f_{ck} a b = 456.030 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 456.030 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = \phi f_y A_s j d = 288.844 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 168.105 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.182)

$$l_n / d = 1.350 \div 0.770 = 1.753 < 4$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{f_{ck}/3}) \cdot b_o \cdot d$$

$$= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27} / 3) \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$$

$$= 853.555 \text{ kN} > S_u = 497.382 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d$$

$$= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 400 \times 770 \times 10^{-3}$$

$$= 213.389 \text{ kN} < S_u = 497.382 \text{ kN} \quad \text{전단철근 필요}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$S_v = 100 \text{ mm} < d/5 = 154 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$A_v = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 100.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$(D 16 \times 2 \text{ ea})$$

- 수평 전단철근

$$S_h = 100 \text{ mm} < d/5 = 154 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$A_h = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 60.0 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$(D 16 \times 2 \text{ ea})$$

- 전단철근의 전단강도 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.163)

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 1.753}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 1.753}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 770.0 \\ &= 734.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 213.389 + 734.026 = 947.415 \text{ kN} > 853.555 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 853.555 > V_u = 497.382 \text{ kN} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

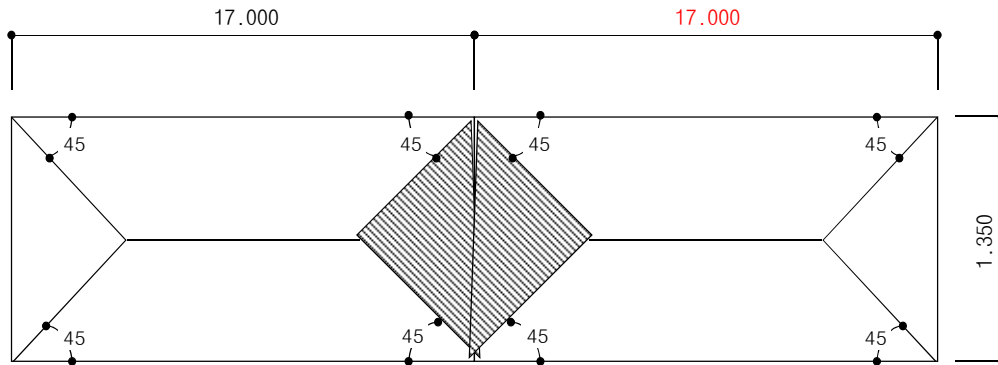
4.4.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

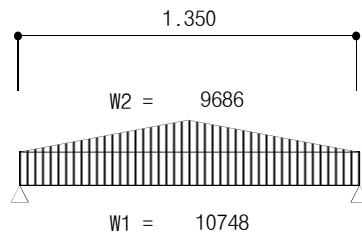
빔 높이 :	1.433 m	주 빔 간격 :	2.150 m
빔 폭 :	0.300 m	가로보 순지간 :	2.150 - 0.800 = 1.350 m
교량사각 :	90.0 °	가로보 사지간 :	1.350 ÷ SIN (90.0) = 1.350 m

2)작용하중

(1)고정하중



$$\begin{aligned}
 \text{빔 폭} &= 0.300 \times \sin (90.0) = 0.300 \text{ m} \\
 \text{빔 자 중} &= 0.300 \times \sin (90.0) \times 1.433 \times 2500 \times 10 = 10748 \text{ N/m} \\
 \text{슬라브자중} &= (0.240 \times 1.350 \times 2500 + 0.050 \times 1.350 \times 2350) \times 10 = 9686 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



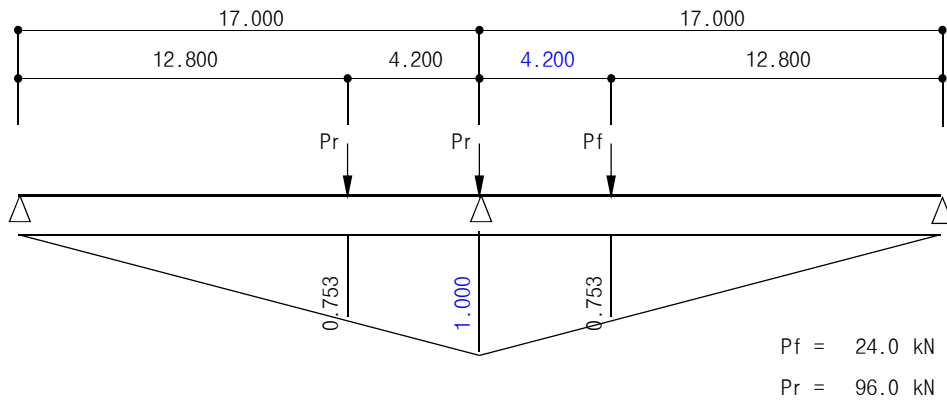
작용 단면력

$$\text{Rad} = 10748 \times 1.350 \times 1/2 + (1.350 \times 9686 \times 1/2) \times 1/2 = 10524 \text{ N}$$

$$\text{md} = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{10748 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 3920 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

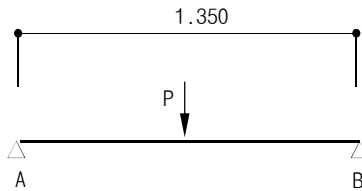
① DB-24 하중



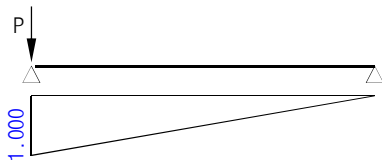
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.000} = 0.263 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.753) + 24.0 \times 0.753 \} \times 1.263 = 235.402 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{235.402 \times 1.350}{4} = 79.448 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 235.402 \times 1.000 = 235.402 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	3.920	79.448
V_u	kN	10.524	235.402

(4) 극한단면력

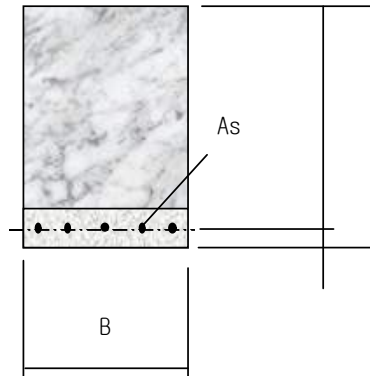
$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 3.920 + 2.150 \times 79.448 = 175.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 10.524 + 2.150 \times 235.402 = 519.796 \text{ kN}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu_u &= 175.909 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 300.0 \text{ mm} & h &= 1673.0 \text{ mm} \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & d &= 1603.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$



[강도감소계수(φ) 산정]

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 1013.4 \times 300 = 304020 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 300 = 6885 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 44.157 \text{ mm, } c = 44.157 / \beta_1 \\ &= 44.157 / 0.85 = 37.533 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300 / 200000 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d - c) / c = 0.003 \times (1603 - 37.533) / 37.533 \\ &= 0.1251 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.04357 A_s \\ \mu_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -5.556 A_s^2 + 408765 A_s \\ &= 175909000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 432.9 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 2,082.4 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 2,244.2 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 577.2 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근 } D \ 25 \times 2 \text{ EA} &= 1013.4 \text{ mm}^2 \\ D \ 25 \times 0 \text{ EA} &= 0.0 \text{ mm}^2 \\ &= 1013.4 \text{ mm}^2 \quad \quad \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

[최대 철근비 검토]

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b \cdot d) = 0.00211 < P_{max} = 0.643 P_b = 0.02787 \quad \quad \quad \mathbf{O.K.} \\ &\quad \quad \quad \text{(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)} \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 801.50 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 51.95 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 681.28 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 44.16 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 1580.92 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 304.020 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 304.020 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 408.537 \text{ kN} \cdot \text{m} > \mu_u = 175.909 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \quad \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.182)

$$l_n / d = 1.350 \div 1.603 = 0.842 < 4$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{f_{ck}/3}) \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27/3}) \times 300 \times 1603 \times 10^{-3} \\ &= 1332.709 \text{ kN} > S_u = 519.796 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 1603 \times 10^{-3} \\ &= 333.177 \text{ kN} < S_u = 519.796 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{전단철근 필요}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned} S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 320.6 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} & \text{O.K.} \\ A_v &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 150.0 \text{ mm}^2 & \text{O.K.} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned} S_h &= 200 \text{ mm} < d/5 = 321 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} & \text{O.K.} \\ A_h &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 90.0 \text{ mm}^2 & \text{O.K.} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.163)

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 1603.0 \\ &= 764.054 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 333.177 + 764.054 = 1097.231 \text{ kN} < 1332.709 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 1097.231 > V_u = 519.796 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

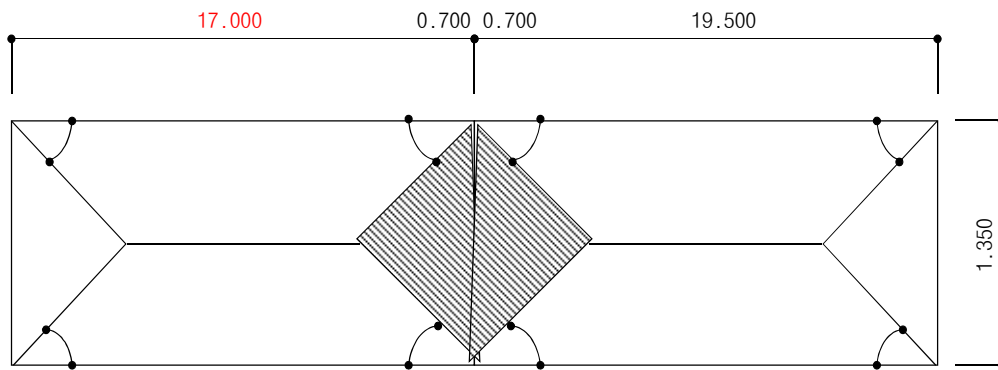
4.4.3 연속지점부 가로보

1) 가로보제원

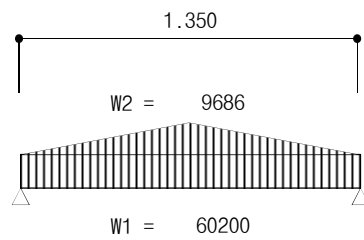
빔 높이 : 1.433 m 주 빔 간격 : 2.150 m
 빔 폭 : 1.400 m 가로보 순지간 : 2.150 - 0.800 = 1.350 m
 교량사각 : 90.0 ° 가로보 사지간 : 1.350 ÷ SIN(90.0) = 1.350 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : 1.400 × SIN (90.0) = 1.400 m
 빔 자 중 : 1.400 × SIN (90.0) × 1.433 × 2500 × 10 = 50155 N/m
 슬라브자중 : (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m
 (0.240 × 1.350 × 2500 + 0.050 × 1.350 × 2350) × 10 = 9686 N/m



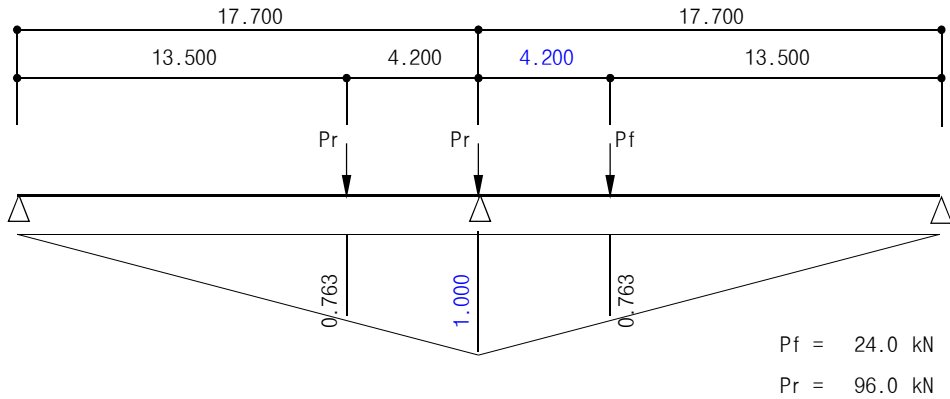
작용 단면력

Rad = 60200 × 1.350 × 1/2 + (1.350 × 9686 × 1/2) × 1/2 = 43904 N

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{60200 \times 1.350^2}{8} + \frac{9686 \times 1.350^2}{12} = 15185 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

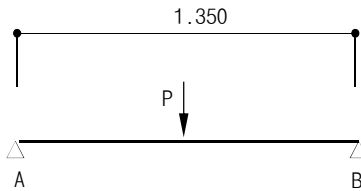
㉠ DB-24 하 중



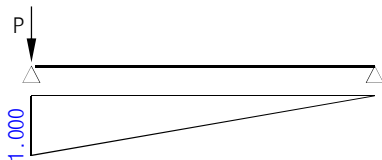
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.700} = 0.260 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.763) + 24.0 \times 0.763 \} \times 1.260 = 236.319 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{236.319 \times 1.350}{4} = 79.758 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 236.319 \times 1.000 = 236.319 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	15.185	79.758
Vu	kN	43.904	236.319

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 15.185 + 2.150 \times 79.758 = 191.220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 43.904 + 2.150 \times 236.319 = 565.161 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ M_u &= 191.220 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 1400.0 \text{ mm} & h &= 1673.0 \text{ mm} \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & d &= 1603.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.00934 A_s \\ M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -1.190 A_s^2 + 408765 A_s \\ &= 191220000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘.설.해 6.3.2)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 468.4 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} \times b \times d = 9,717.7 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 10,472.9 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 624.6 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근 } D \text{ 25} \times 3 \text{ EA} = 1520.1 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{O.K.}$$

[최대 철근비 검토]

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b \cdot d) = 0.00068 < P_{max} = 0.75 P_b = 0.03251 \quad \mathbf{O.K.} \\ & \quad \text{(콘.설.해 6.2.2)} \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 801.50 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 16.70 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 681.28 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 14.19 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 1595.90 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 456.030 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 456.030 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 618.613 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 191.220 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트구조설계기준·해설, 2007, p.182)

$$l_n / d = 1.350 \div 1.603 = 0.842 < 4$$

$\therefore$ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.75 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3} \\ &= 18541.316 \text{ kN} > S_u = 565.161 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.75 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1603 \times 10^{-3} \\ &= 4635.329 \text{ kN} > S_u = 565.161 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned} S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 320.6 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_v &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_v = 420.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned} S_h &= 200 \text{ mm} < d/3 = 534 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_h &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_h = 700.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도 (콘.설 7.7.2)

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.75 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.842}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.842}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 1603.0 \\ &= 1432.601 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 4635.329 + 1432.601 = 6067.930 \text{ kN} < 18541.316 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 6067.930 > V_u = 565.161 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

4.6 3경간 연속부 검토

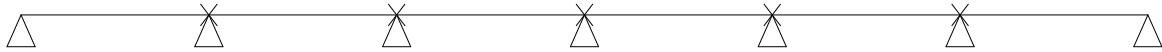
1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수

2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간

본 계산에서는 2차 고정하중 및 활하중에 의해 발생하는 부모멘트에 대하여 설계한다.

4.6.1 연속부 부모멘트 산정

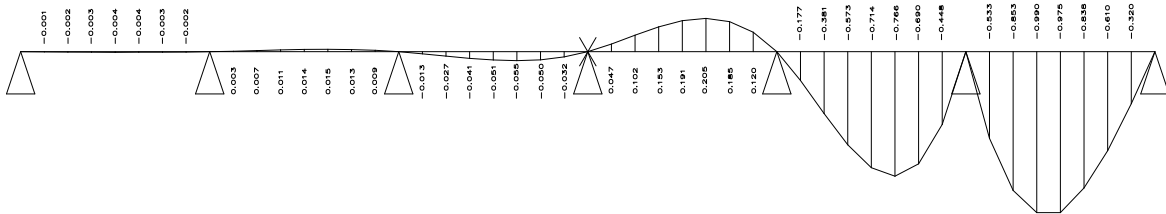
(1) 2차 사하중 (35.000m + 5 @ 40.000m = 235.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)

- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$\begin{aligned}
 i &= 15 / (40 + L) \leq 0.3 \\
 &= 15 / (40 + 40.000) \\
 &= 0.188 \leq 0.3
 \end{aligned}$$

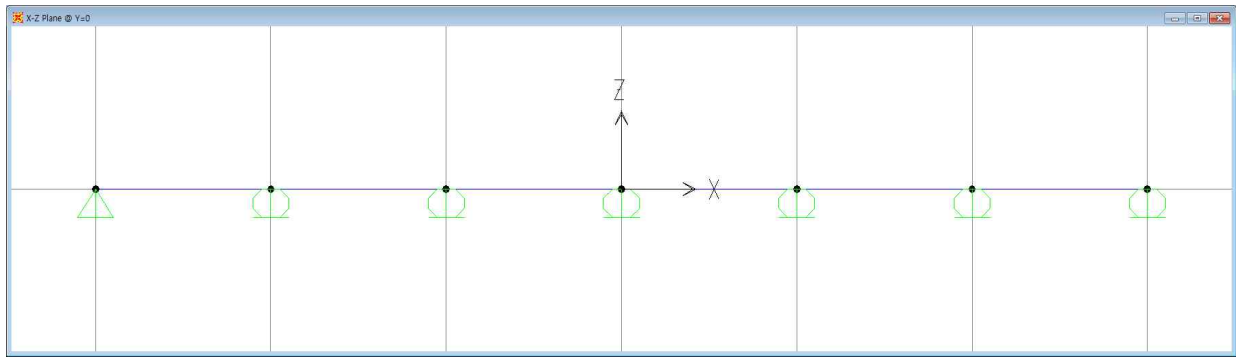
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m ²)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN/m)	비고
방호벽	0.394	1	25.000	9.850	
방음벽기초	0.501	1	25.000	12.525	
포 장	0.405	1	23.500	9.518	
방음판		0		0.000	
합 계				31.893	

$$\begin{aligned}
 \therefore M_d &= \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2 \\
 &= (-0.001 + 0.002 + -0.0027 + 0.0043 + 0.0030 + 0.0092) \\
 &\quad \times 0.1 \times 31.893 \times 1600.000 \\
 &= 66.812 \quad \text{kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

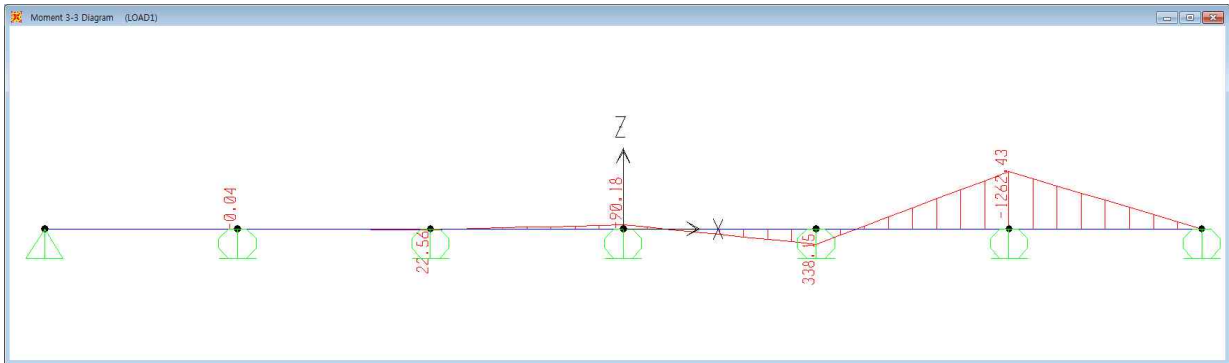
1) 모델링



2) 단면성질

중앙부 합성단면	$A(m^2)$	$I(m^4)$
S1	1.3664	0.7877
S2~S6	1.3712	0.7927

3) 지점침하 하중(가정침하량 10mm)



$$\therefore M_{d_max} = 1262.430 \times 4 \text{ ea} = 5049.720 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

$$\textcircled{1} \text{ Pr} = 192.0 \times 1.188 \times 2 \text{ 차선} = 456.192 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pf} = 48.0 \times 1.188 \times 2 \text{ 차선} = 114.048 \text{ kN}$$

③ 영향선 증거값 계산

$$\text{Pf} = 0.003 + \{ (0.003675 - 0.003) / 5.000 \} \times -0.80 = 0.003$$

$$\text{Pr} = 0.0037$$

$$\text{Pr} = 0.004 + \{ (0.0037 - 0.004) / 5.000 \} \times -0.80 = 0.004$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 456.192 \times (0.0037 + 0.004) \} \times 0.1 \times 40.000 + \\ &\quad (114.048 \times 0.003) \times 0.1 \times 40.000 \\ &= 16.134 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

$$\text{ML} = 16.134 \times 1.000 = 16.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) DL 24

$$\textcircled{1} \text{ W} = 12.7 \times 1.188 \times 2 \text{ 차선} = 30.163 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pm} = 108 \times 1.188 \times 2 \text{ 차선} = 256.500 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 30.163 \times (-0.001 + 0.002 + 0.0043425) \} \times 0.1 \times 1600.000 + \\ &\quad \{ 256.500 \times (0.004 + 0.000) \} \times 0.1 \times 40.000 \\ &= 33.013 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 2 차로 이상 감소율 적용 : 100 %

$$\text{ML} = 33.013 \times 1.000 = 33.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

합성후 BEAM의 소성변형이 바닥판에 의하여 구속되고, 콘크리트의 타설시기(재령) 차이에 의한 건조수축, 크리프가 상이하므로 내부응력이 발생한다. 본 검토에서는 공사진행시기는 다음과 같이 시행하는 것으로 가정한다.

- 바닥판 콘크리트 타설은 BEAM의 프리스트레스 도입시점에서 90 일 이내
- 바닥판 콘크리트 타설후 동바리 제거는 15일 이후

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (㉠ 도.설 4.2.3.3)

① 바닥판의 크리프 계수 (Φ_s, t' = 15 일, t = ∞일, RH = 70 %)

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

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

$$\begin{aligned}\Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} \\ &= 1.457\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}&= (2 \times (\text{교폭} \times \text{슬래브두께})) / (2 \times (\text{교폭} + \text{슬래브두께}) - \text{거더개수} \times \text{거더상부폭}) \\ &= \{ 2 \times 9170 \times 240 \} / \{ 2 \times 9170 + 240 \} \\ &\quad - 4 \times 800 \} = 282\end{aligned}$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.84$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$$

$$\beta(t') = 1 / \{ 0.1 + (t')^{0.2} \} = 1 / (15)^{0.2} = 0.55$$

$$\beta_c(t - t') = [(t - t') / \{ \beta_u + (t - t') \}]^{0.3} = 1.0$$

$$\begin{aligned}\text{여기서, } \beta_H &= 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250 \\ &= 1.5 [1 + (0.070)^{18}] \times 282 + 250 \\ &= 691 \text{ 일} < 1500\text{일}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{따라서, } \Phi_0 &= \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') \\ &= 1.457 \times 2.84 \times 0.55 = 2.276\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Phi_s(t, t') &= \Phi_0 \times \beta_c(t - t') \\ &= 2.276 \times 1 \\ &= 2.276\end{aligned}$$

② Beam의 크리프 계수 (Φ_b , $t' = 90$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} = 1.464$$

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

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

$$= (2 \times 9E+05 \times 4) / (6456 \times 4) = 270$$

$$\beta(f_{cu}) = 16.8 / \sqrt{f_{cu}} = 2.245$$

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 56$$

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

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{\beta_u + (t-t')\}]^{0.3} = 1.0$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250$$

$$= 1.5 [1 + (0.012 \times 70)^{18}] \times 270 + 250$$

$$= 673 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.464 \times 2.245 \times 0.39 = 1.285$$

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

$$= 1.285 \times 1 = 1.285$$

2) 건조수축률 (ϵ_{sh}) (도.설 4.2.3.4)

① 바닥판의 건조수축 계수 ($t_s = 15$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$\epsilon_s(f_{cu}) = [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6}$$

$$= [160 + 10 \beta_{sc}(35 / 10)] \times 10^{-6}$$

$$= 0.000435$$

$$\text{여기서, } \beta_{sc} = 5 ; 1\text{종 시멘트}$$

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 27 + 8 = 35$$

$$\beta_{RH} = -1.55 [1 - (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \leq 99\%$$

$$= -1.55 \times [1 - (70 / 100)^3]$$

$$= -1.02$$

$$\beta_s(t-t_s) = \sqrt{(t-t_s) / \{0.035h^2 + (t-t_s)\}} = 1$$

$$\text{여기서, } h = 2A_c / u = (2 \times (\text{교폭} \times \text{슬래브두께})) / (2 \times (\text{교폭} + \text{슬래브두께}) - \text{거더개수} \times \text{거더상부폭})$$

$$= 282$$

$$\text{따라서, } \epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$= 0.000435 \times -1.02 = -0.000443$$

$$\therefore \epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t-t_s)$$

$$= -0.000443 \times 1 = -0.000443$$

② Beam의 건조수축 계수 ($t_s = 90$ 일, $t = \infty$ 일, $RH = 70\%$)

$$\epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$$

$$\epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s(f_{cu}) &= [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (f_{cu} / 10))] \times 10^{-6} \\ &= [160 + 10 \beta_{sc}(9 - (48 / 10))] \times 10^{-6} \\ &= 0.00037\end{aligned}$$

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

$$f_{cu} = f_{ck} + 8 = 48$$

$$\begin{aligned}\beta_{RH} &= -1.55 [1 - (RH / 100)^3] : 40\% \leq RH \leq 99\% \\ &= -1.55 \times [1 - 70 / 100]^3 \\ &= -1.02\end{aligned}$$

$$\beta_s(t - t_s) = \sqrt{(t - t_s) / \{0.035h^2 + (t - t_s)\}} = 1$$

$$\begin{aligned}\text{여기서, } h = 2Ac / u &= (2 \times \text{거더단면적} \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레} \times \text{거더개수}) \\ &= 270\end{aligned}$$

$$\text{따라서, } \epsilon_{sho} = \epsilon_s(f_{cu}) \times \beta_{RH}$$

$$= 0.00037 \times -1.018 = -0.000377$$

$$\therefore \epsilon_{sh}(t, t_s) = \epsilon_{sho} \times \beta_s(t - t_s)$$

$$= -0.000377 \times 1$$

$$= -0.000377$$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.276	1.285	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2150 mm (5.4 바닥판 합성단면)
강선도심까지 거리 : 657 mm (5.2 순단면)
거더상연까지 거리 : 868 mm (5.4 바닥판 합성단면)
슬래브중심까지 거리 : $868 + 240 / 2 = 988$ mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443
Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : $2150 \times 240 = 516000 \text{ mm}^2$
 $P_c = (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) E_c A_s (4E-04 - 4E-04) \times 24422 \times 5E+05 = 831716 \text{ N}$
 $M_c = P_c \times y_c = 831716 \times 988 = 821735408 \text{ N} \cdot \text{mm} = 821.735 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_c = 1 \times 821.735 = 821.735 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

$$P = 0.8 \cdot f_{py} \cdot A_p = 0.8 \times 1600 \times 1185 = 1516800 \text{ N}$$

$$w = (8 \times P \times e) / \ell^2$$
$$= (8 \times 4 \times 1516800 \times 657) / 40000^2$$
$$= 19.931 \text{ N/mm} = 19.931 \text{ kN/m}$$

따라서, 구조계 변화에 따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$$\therefore M_{ps} = 21 \times W \times \ell^2 / 200 = 3348.408 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

* 작용부재력

$$M = - (M_2 - M_1) \times (1 - e^{-\varnothing})$$

$$M_1 = M_d = \text{자중} + \text{합성전} + \text{합성후} \text{ (8. 설계단면력 집계 참조)}$$

$$M_1 = M_d = 8605.7 + 5592.6 + 2585.600$$

$$M_2 = M_{ps} = 3348.408 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varnothing = \varnothing_s - \varnothing_i \quad 2.276 - 1.285 = 0.991$$

$$= (2585.6 - 3348.408) \times (1 - e^{-0.916}) = 479.650 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	821.735	479.650

(8) 부재력의 합계

$$\sum Mu = M - w \times a^2 / 8 \quad (\text{단 } \sum Mu \geq 0.9M) \quad (\text{도로교설계기준 2010 p.4-188})$$

여기서,

$\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$$w = R / a$$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 66.8 + 2.15 \times 33.0 = 157.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 66.8 + 2.15 \times 33.0) - 2084.779 = -1926.9 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 157.8 / 9.170 = 17.2 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

CASE 2.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 1.3 활하중 + 1.3 (지점침하 + 크리프 + 건조수축)

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 66.8 + 1.3 \times 33.0 + 1.3 \times 6351.1 = 8386.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 66.8 + 1.3 \times 33.0 + 1.3 \times 6351.1) - 2084.779 \\ &= 6301.4 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 8386.2 / 9.170 = 914.5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\therefore \text{설계휨모멘트} = \text{MAX}(\text{CASE1}, \text{CASE2}) = 914.527 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 914526515.534 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 1673.0 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 1543.0 \text{ (mm)}$, $d' = 130.0 \text{ (mm)}$
- 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 4) 계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

(2) 필요 철근량

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 0.0174 A_s$$

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$-2.963 A_s^2 + 524620 A_s - 914526515.534 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1760.726 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0011$$

$$\text{최대철근비} : P_{\max} = 0.714 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck}/f_y) \times (600/(600+f_y)) = 0.0209$$

$$\text{최소철근비} : P_{\min} = 1.4/f_y = 0.0035$$

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 1760.726$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 5400.500$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 2347.635$$

$$\therefore A_s = 2347.64 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$1 \text{ 단 배근 철근간격: } 125 \quad N = 16$$

$$\textcircled{1} H \text{ } 22 \text{ @ } 125 = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$\textcircled{2} H \text{ } 22 \text{ @ } 125 = 3096.800 \text{ mm}^2$$

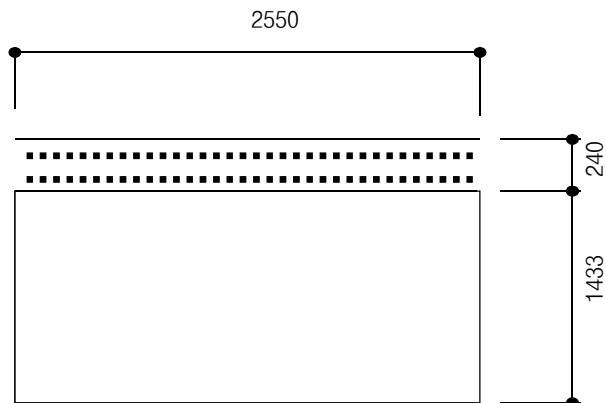
$$\Sigma = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 3135.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 107.949 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f M_n = 3135.625 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 914.527 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{0.K}$$



4.6.3 주장을 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 2% 이상의 교축 방향 철근 배근

* 주장을 : 0.0045 mm/mm^2 이상 (주장을 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)

* $A_c = 1000 \times 240 = 240,000 \text{ mm}^2$

* $A_s' = 240000 \times 0.02 = 4800.0 \text{ mm}^2$

* 사용 철근량

위 치	직 경	간 격(mm)	면 적(mm^2)	갯 수(EA)	총 면 적(mm^2)
1 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
2 단	H 22	125	387.1	8	3096.8
			Σ	16	6193.600

* $A_s = 6193.600 \text{ mm}^2 > 4800.0 \text{ mm}^2$ **0.K**

* 철근직경 = 22.20 mm

* 주 장 을 = $\pi \times 22.20 \times 16 / 240000 = 0.005 > 0.0045 \text{ mm/mm}^2$ **0.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 10.89 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{사용하중에 의한 단면력}) \\
 f_{ck} &= 27 \text{ MPa} && H = 1673.00\text{mm} \quad d = 1543.00\text{mm} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} && B = 1000.00\text{mm} \quad \text{피복두께} = 130.00\text{mm} \\
 P &= A_s / (b \times d) = 0.0040 \\
 n_p &= 0.03322 \\
 k &= -n_p + \sqrt{\{(n_p)^2 + 2n_p\}} \\
 &= 0.22666 \\
 j &= 1 - k / 3 = 0.9244 \\
 f_s &= M_{\max} / (p \times j \times b \times d^2) = 1.232 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As-use : } & \left[\begin{array}{ll} H 22 @ 125 = 3096.80 & \text{철근간격} = 125.00\text{mm} \\ H 22 @ 125 = 3096.80 & N = 16 \end{array} \right. && (2 \text{ 단 배근}) \\
 d_c &= 60.00\text{mm} && (\text{슬래브 상면피복}) \quad n = 8 \\
 R &= 1.35 && (\text{슬래브})
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= z - H_n / 2 \\
 &= 49 \text{ mm} \\
 &\text{여기서 } C_c ; \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\
 S_{\min} &: 375 \times (210 / F_{s\max}) - 2.5 C_c \\
 &= 63788.003 \text{ mm} \\
 &300 \times (210 / F_{s\max}) \\
 &= 51128.402 \text{ mm} \\
 S_{\text{는 작은 값인}} &51128.4 \text{ mm} \quad \text{를 적용} \\
 S &= 125.000 \text{ mm} \leq (= 51128.402 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

O.K

(2) 처짐 검토

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} && (\text{콘크리트구조설계기준} \cdot \text{해설, 2003, p.80}) \\
 T_{\min} &= L/28 && \text{시간} = 1.95\text{m} \\
 &= 0.070 \\
 &= 69.64\text{mm} < T_{\text{use}} = 1673.00\text{cm}
 \end{aligned}$$

∴ 처짐 검토 생략

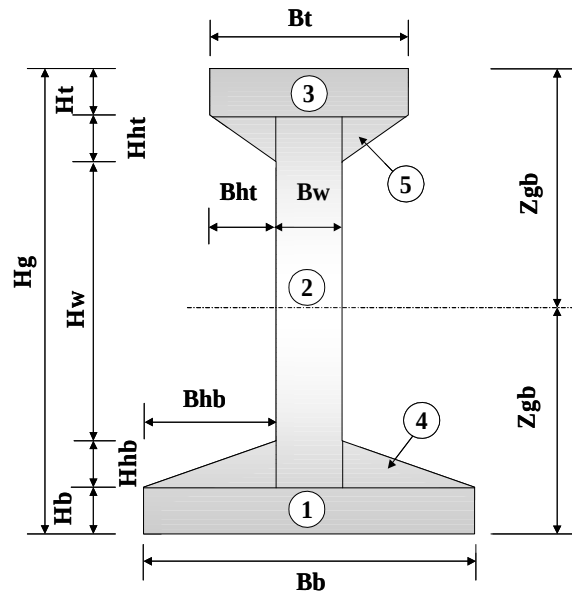
(3) 피로 검토

$$\begin{aligned}
 M_L &= 3.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{SD40 일때 철근응력 범위} = 150\text{MPa}) \\
 f_y &= M_L / (p \times j \times b \times d^2) = 0.407 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

O.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

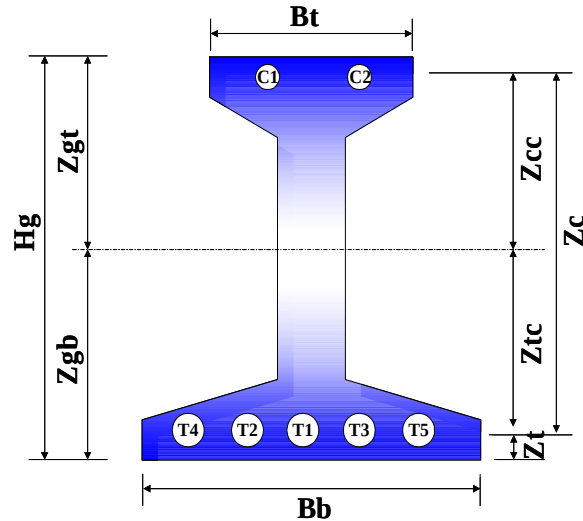


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	I _o
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 1.320	0.26400	0.960	0.25344	0.24330	0.038333
③ 상부플랜지	0.800 × 0.180	0.14400	1.710	0.24624	0.42107	0.000389
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	1.570	0.07065	0.11092	0.000056
Σ 합 계		0.87300	0.748	0.65283	0.79482	0.041453

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum(A \times z) / \sum A = -0.747801$ m
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.052199$ m
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum(A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.348084$ m⁴

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.675	0.00398	0.00667	4.492E-07
Σ		0.00475	1.675	0.00796	0.01333	8.984E-07

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

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
T1	70	0.00385	0.275	0.00106	0.00029	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	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.02983	0.144	0.00431	0.00070	1.908E-05

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2$: 0.000094 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z ²	lo
총 단 면	0.87300	0.748	0.65283	0.48819	0.348084
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.675	-0.00796	-0.01333	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02983	0.144	-0.00431	-0.00062	-0.000094
Σ	0.83842	0.764	0.64057	0.47423	0.347989

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -0.764012 m

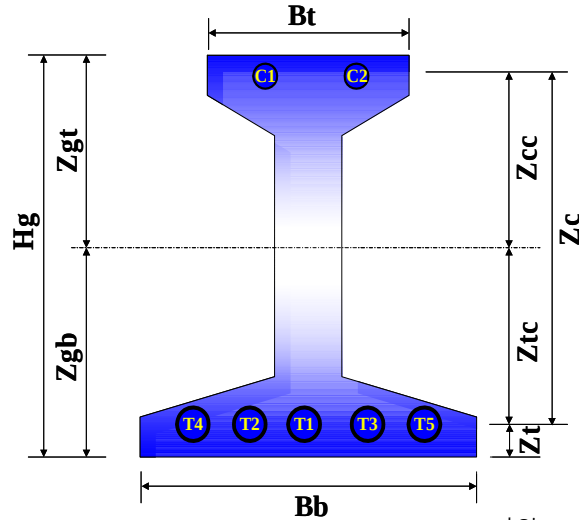
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.035988 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 0.910988 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -0.619658 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.332823 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
C2	40	0.00126	1.675	0.00211	0.00353	1.257E-07
Σ		0.00251	1.675	0.00421	0.00705	2.513E-07

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

▷ PS 강연선

< 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z ²	lo
T1	7	0.00097	0.275	0.00027	0.00007	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	0	0.00000	0.000	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00804	0.1431	0.00115	0.00018	1.402E-06

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times z^2) - \sum A \times zt^2 = 2.0611E-05 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	0.83842	0.764	0.64057	0.48940	0.332823
PS 강봉	6.474	0.01628	1.675	0.02726	0.04566	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.05208	0.143	0.00745	0.00107	1.334E-04
Σ		0.90678	0.745	0.67528	0.53613	0.332958

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A = -0.744702 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.055298 \text{ m}$

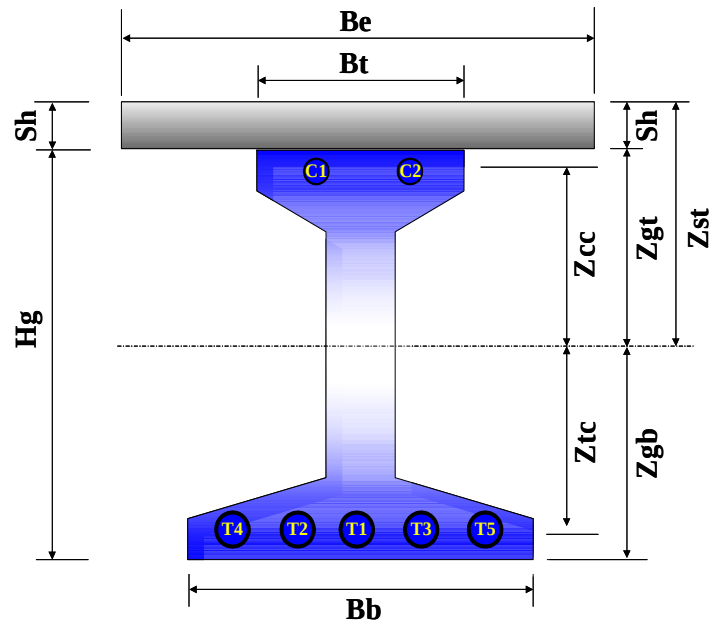
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 0.930298 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.601598 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.366205 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.375 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 4.625 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.815 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.350 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.350 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.50760	1.920	0.97459	1.87122	0.002436
Σ		1.41438	1.166	1.64987	2.37410	0.368642

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.166499$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.633501$ m

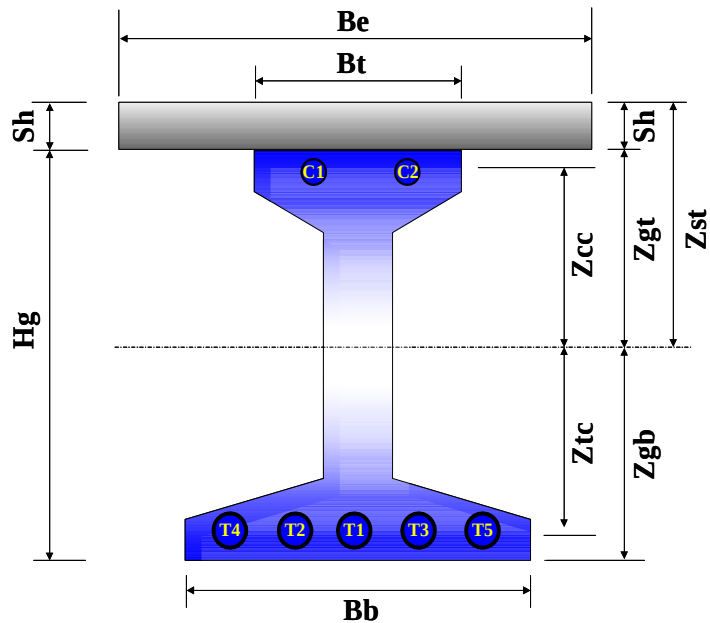
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.508501$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.023396$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 0.873501$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.818166$ m⁴

5.4.2 G2~G3 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

$$\text{거더 경간의 } 1/4 = 9.75 \text{ m}$$

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

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.150 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.150 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A × z	A × z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.46440	1.920	0.89165	1.71196	0.002229
Σ		1.37118	1.143	1.56693	2.21485	0.368435

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb)} = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.142760 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt)} = Hg - Zgb = 0.657240 \text{ m}$$

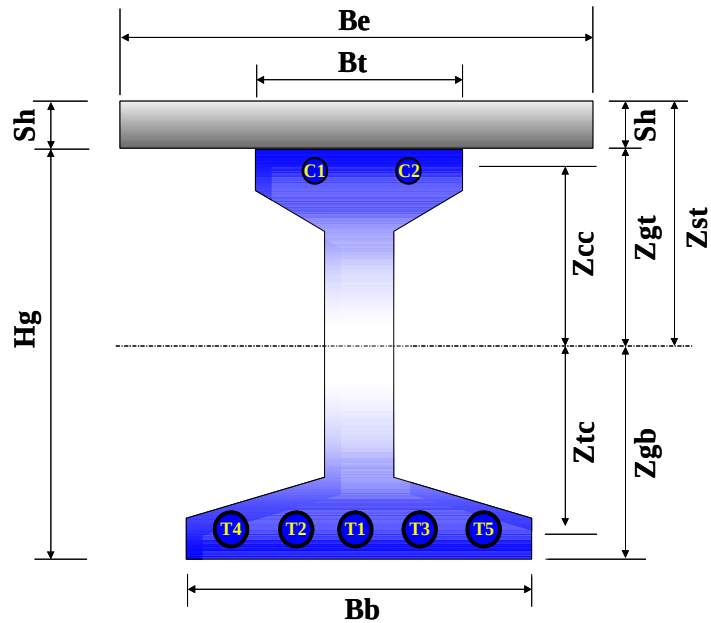
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc)} = zc - zgb = 0.532240 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc)} = zgb - zt = -0.999656 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst)} = zgt + sh = 0.897240 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy)} = \Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times zgb = 0.792659 \text{ m}^4$$

5.4.3 G4 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b_1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.545 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b_1 = 4.795 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b_1 = 2.985 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b_1 = 2.520 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.520 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	0.90678	0.745	0.67528	0.50288	0.366205
바닥판	0.900	0.54432	1.920	1.04509	2.00658	0.002613
Σ		1.45110	1.186	1.72037	2.50946	0.368818

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.185566 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.614434 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.489434 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.042463 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 0.854434 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 0.838663 \text{ m}^4$$

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	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.41438	0.818166	0.874	0.634	-1.166	0.509	-1.023

5.5.2 G2~G3 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.37118	0.792659	0.897	0.657	-1.143	0.532	-1.000

5.5.3 G4 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	0.87300	0.348084		1.052	-0.748		
순 단 면	0.83842	0.332823		1.036	-0.764	0.911	-0.620
PS강재 환산단면	0.90678	0.366205		1.055	-0.745	0.930	-0.602
바닥판 합성단면	1.45110	0.838663	0.854	0.614	-1.186	0.489	-1.042

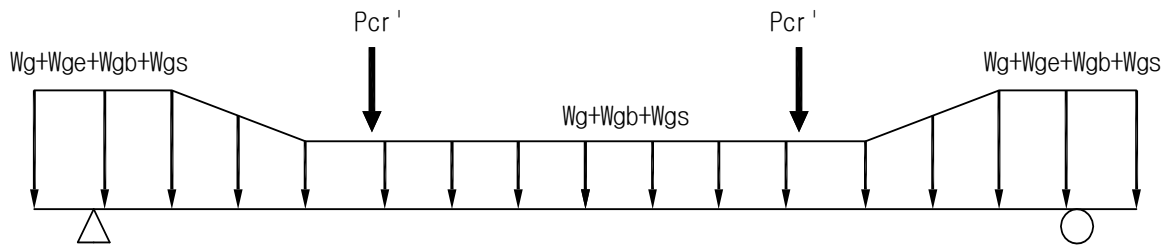
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 0.838 \times 25000 = 20961 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 0.667 \times 25000 = 16675 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 0.667 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 10005 \text{ N}$
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~T4 강연선 (Wgs2)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 3 \text{ EA} \times 17 \text{ EA} = 562 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

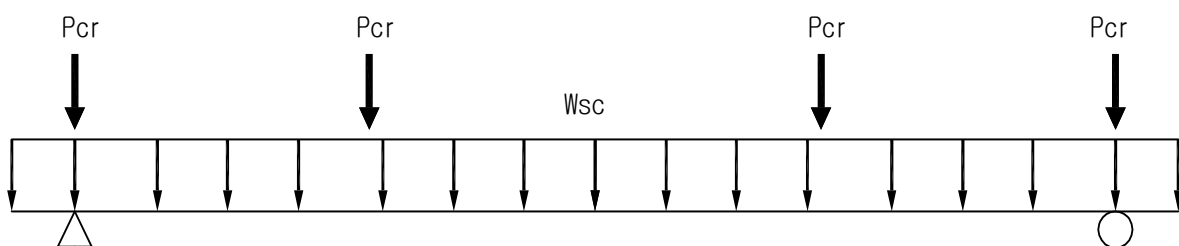
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.350 \times 25000 = 14100 \text{ N/m}$
- (2) G2~G3 거더 : $0.240 \times 2.150 \times 25000 = 12900 \text{ N/m}$
- (3) G4 거더 : $0.240 \times 2.520 \times 25000 = 15120 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 1.433 \times 1.08 \times 25000 = 11556 \text{ N}$
- (2) G2~G3 거더 : $0.300 \times 1.433 \times 2.15 \times 25000 = 23113 \text{ N}$
- (3) G4 거더 : $0.300 \times 1.433 \times 1.08 \times 25000 = 11556 \text{ N}$

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

- 방음벽기초(우) : $A \times w = 0.501 \times 25000 = 12513 \text{ N/m}$

(3) 중앙부 하중

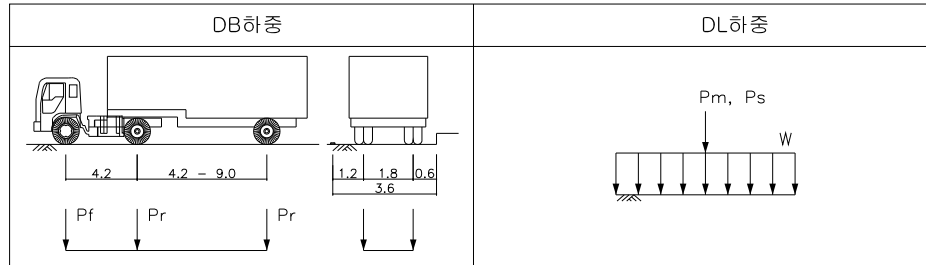
- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

(4) 기타 하중

	위치	하중크기
1) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
2) 난간(우)	8.855m	1000N/m

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 2 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)	0.816635	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.022590	0.003911
요소 중심간격(V)	2.150	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 4.585\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 39.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 11397.933$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ C_x / C_y } = 0.516$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 135.088$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ C_x \times C_y } = 0.152$

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)

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

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

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

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

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

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

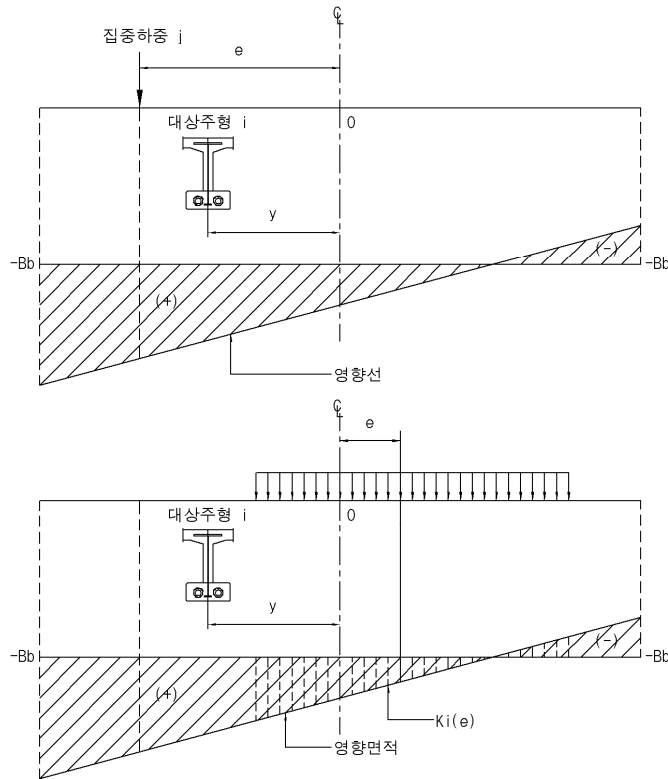
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

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

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 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	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-4.585	-0.105	0.065	0.321	0.718	1.000
-0.75×Bb	-3.439	-0.028	0.123	0.325	0.580	1.000
-0.50×Bb	-2.293	0.045	0.179	0.328	0.448	1.000
-0.25×Bb	-1.146	0.123	0.233	0.319	0.325	1.000
0.00×Bb	0.000	0.213	0.282	0.286	0.219	1.000
0.25×Bb	1.146	0.317	0.317	0.237	0.130	1.000
0.50×Bb	2.293	0.437	0.326	0.183	0.053	1.000
0.75×Bb	3.439	0.565	0.323	0.129	-0.016	1.000
1.00×Bb	4.585	0.692	0.318	0.075	-0.085	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (Σ)
방호벽(좌)	4.400	0.672	0.319	0.084	-0.074	1.000
방음벽기초(우)	-4.312	-0.086	0.080	0.322	0.684	1.000
콘크리트포장	0.085	1.999	2.078	2.067	1.956	8.100
난간(좌)	4.440	0.676	0.318	0.082	-0.076	1.000
난간(우)	-4.270	-0.083	0.082	0.322	0.679	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (Σ)
DB1	2.635	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	-0.365	0.374	0.529	0.585	0.512	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 3.310	G2 1.160	G3 -0.990	G4 -3.140	합계 (Σ)
DL1	2.635	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	-0.365	0.183	0.268	0.299	0.251	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DB1	0.953	0.647	0.334	0.067	2.000
DB2	0.374	0.529	0.585	0.512	2.000
DB12	1.327	1.175	0.919	0.579	4.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	합계
DL1	0.475	0.326	0.167	0.032	1.000
DL2	0.183	0.268	0.299	0.251	1.000
DL12	0.658	0.594	0.466	0.282	2.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	4340.1	4340.1	4340.1	순 단 면	
합성전 고정하중	2792.0	2676.7	2985.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1529.0	1773.7	2044.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	3017.0	2339.8	3011.6		
DL 활하중	2817.1	2160.1	2812.4		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	3017.0	2339.8	3011.6		
합 계	11678.1	11130.3	12382.3		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G3	G4	저 항 단 면	비 고
거더 자중	475.8	475.8	475.8	순 단 면	
합성전 고정하중	280.7	263.1	300.6	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	165.0	165.1	237.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	371.1	347.8	365.6		
DL 활하중	346.2	306.8	341.3		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	371.1	347.8	365.6		
합 계	1292.6	1251.8	1379.7		

8.3 반력종합

8.3.1 S6 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	비 고
자 중		493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후		157.616	152.243	161.234	204.588	-
		167.872	155.803	160.667	191.340	내측풍하중
		118.646	138.713	163.390	254.932	외측풍하중
ADD		949.447	937.469	946.460	1016.768	-
		959.703	941.029	945.893	1003.520	내측풍하중
		910.477	923.939	948.616	1067.112	외측풍하중
우측편재하	DB1	39.958	117.651	191.468	257.261	
	DB2	158.895	174.904	159.321	116.559	
	DB12	198.853	292.556	350.789	373.821	
	DL1	41.027	106.897	167.716	247.763	
	DL2	153.775	154.885	141.068	113.438	
	DL12	194.813	261.819	308.791	361.203	
좌측편재하	DB1	259.886	191.767	116.845	38.789	
	DB2	120.163	160.613	173.815	154.910	
	DB12	380.030	352.398	290.660	193.699	
	DL1	250.270	168.349	106.276	39.632	
	DL2	116.859	142.268	153.823	150.038	
	DL12	367.126	310.610	260.063	189.660	
ENV		380.030	352.398	350.789	373.821	
균 중		0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)		1339.733	1293.427	1299.405	1440.933	

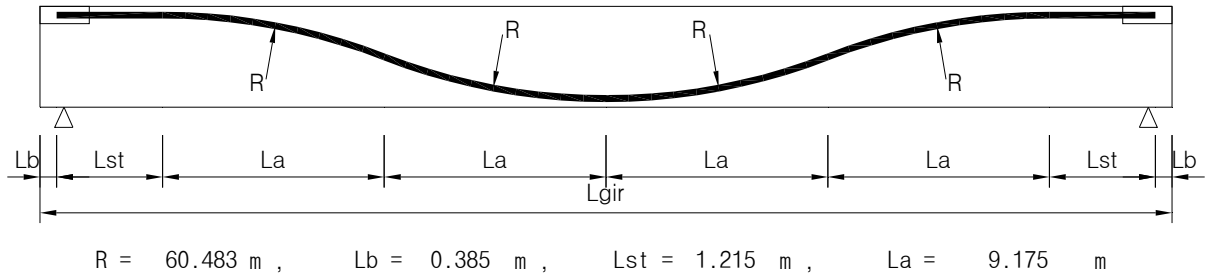
8.3.2 S6 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	비 고
자 중		493.202	493.202	493.202	493.202	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		298.629	292.024	292.024	318.978	
합성후		157.616	152.243	161.234	204.588	-
		167.872	155.803	160.667	191.340	내측풍하중
		118.646	138.713	163.390	254.932	외측풍하중
ADD		949.447	937.469	946.460	1016.768	-
		959.703	941.029	945.893	1003.520	내측풍하중
		910.477	923.939	948.616	1067.112	외측풍하중
우측편재하	DB1	39.958	117.647	191.460	257.261	
	DB2	158.895	174.897	159.314	116.559	
	DB12	198.853	292.544	350.774	373.820	
	DL1	41.027	106.897	167.714	247.761	
	DL2	153.774	154.884	141.067	113.438	
	DL12	194.812	261.817	308.788	361.201	
좌측편재하	DB1	259.885	191.758	116.840	38.789	
	DB2	120.163	160.606	173.807	154.909	
	DB12	380.029	352.383	290.649	193.699	
	DL1	250.268	168.348	106.275	39.632	
	DL2	116.858	142.267	153.822	150.038	
	DL12	367.124	310.608	260.061	189.659	
ENV		380.029	352.383	350.774	373.820	
균 중		0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)		1339.732	1293.412	1299.390	1440.932	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.305 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.215 + 0.305 \times 60.483 = 19.636 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 191969 \text{ N}$$

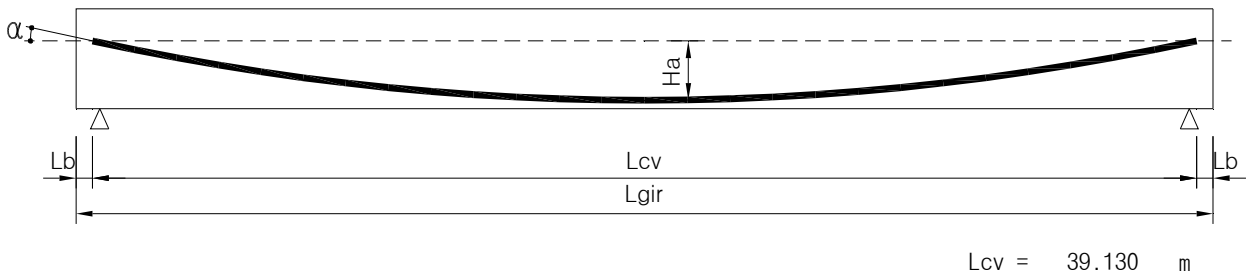
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 19.565 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 173863 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



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

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

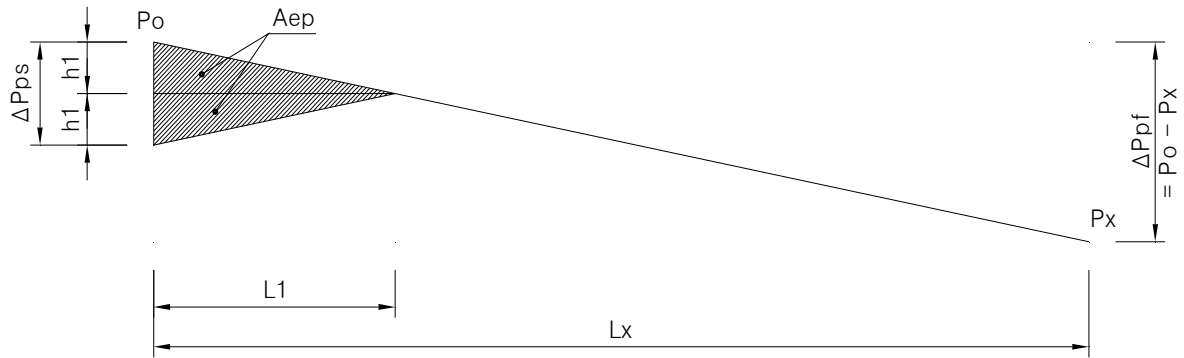
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 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	1.145	0.002991	0.11652	39.219	19.610	0.250	0.005	406035
T3	0.635	0.001659	0.06482	39.157	19.579	0.250	0.005	366623
T4	0.125	0.000327	0.01278	39.131	19.566	0.250	0.005	326695
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

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	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
C2	19.565	4443	1508400	18.425	163733	0
T1	19.636	9776	1165080	10.917	213450	0
T2	19.610	20706	2829480	11.690	484095	0
T3	19.579	18726	2829480	12.292	460363	0
T4	19.566	16697	2829480	13.018	434719	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

- ▶ 긴장순서는 T3, T4, 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) = 3 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 : $A_{net} = 0.83842 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.33282 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 4340100 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3400000	-406035	0	2993965	-0.639012	4
T3	3400000	-366623	0	3033377	-0.639012	1
T4	3400000	-326695	0	3073305	-0.639012	2
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	7.340	14.680	-2.778	11.903	81.892	193.092
T4	7.436	7.244	-2.778	4.467	30.730	72.459
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	7.244	0.000	-2.778	-2.778	-19.110	-45.060
Σ	22.020	21.925	-8.333	13.592	93.512	220.491

Δf_{pe} 의 평균치 : 31.171 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 73.497 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	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
C2	-600000	86931	0	0	-513069	0.91099	-467399
PS강봉 소계(압축)					-1026137	0.91099	-934798
T1	1200000	-191969	0	0	1008031	-0.48901	-492940
T2	3400000	-406035	0	45060	3039025	-0.63901	-1941975
T3	3400000	-366623	0	-193092	2840285	-0.63901	-1814978
T4	3400000	-326695	0	-72459	3000846	-0.63901	-1917578
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					9888187	-0.61966	-6167470

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = $P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 8862$ kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 P_{net} 와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
fps	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{2792.00}{0.36621} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
f _{bl}	MPa	1.469	1.066	1.184	-2.180	6.152	-12.382	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1529.00}{0.81817} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
f _{al}	MPa	1.469	1.066	1.184	-2.180	6.152	-12.382	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3017 + 0}{0.81817} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
f _{ll}	MPa	2.899	2.102	2.336	-4.301	12.139	-24.431	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.008 = -292.82 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4144} + n \cdot \frac{299.7}{0.8182} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fsh	MPa	0.102	0.023	0.025	-0.634	-0.135	3.767	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.50 = 143.057 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 23.79 + -8.08 = 15.71 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.59 + -1.91 = -6.50 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{2792}{0.36621} \cdot -0.602 = -4.587 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1529}{0.81817} \cdot -1.023 = -1.913 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -143.057 \times 0.008 = -1150.832 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1150.832}{1.4144} + n \cdot \frac{1177.757}{0.8182} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
fcr	MPa	0.399	0.088	0.098	-2.493	-0.529	14.805	

10.1.8 강봉의 릴렉세이션

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

$$= (408.17 + 45.92 + 6.15) \times 0.03 = 13.807 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.807 \times 0.0025 = -34.711 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-34.711}{1.4144} + n \cdot \frac{-17.651}{0.8182} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
f _{rgb}	MPa	-0.039	-0.034	-0.038	0.001	-0.230	-0.016	

10.1.9 강선의 릴렉세이션

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

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	197.722	0.000	36.400	143.057	12.187
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	143.057	12.062
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	143.057	23.332
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	143.057	19.401
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	572.226	66.982
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	143.057	16.746

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -16.746 \times 0.0080 = -134.71 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-134.71}{1.4144} + n \cdot \frac{137.86}{0.8182} \cdot y$$

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	0.874	0.634	0.634	-1.166	0.509	-1.023	
f _{rgs}	MPa	0.047	0.010	0.012	-0.292	-0.062	1.733	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 3.6621E+11 / 27804.0636 \times 2436480000 = 166.988 \\
 B &= 1 + m = 1 + 166.988 = 167.988 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.05529818 - 166.988 \times 0.12 = -18.983 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.114 + 0.404 + 166.988 \times 0.005 + 166.988 \times 0.014 \\
 &= 4.724 \\
 P &= (1383.68 + 1162.81491) / 2 \times (138.7 \times 58) \\
 &= 10242766 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1390862.353 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -164907.449 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 91400.598 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 10328.605 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 2.642 \text{ MPa}$$

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

$$= 2.838 \text{ MPa}$$

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

$$= -6.239 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.786 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

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

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

$$= -0.212 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.409 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.116 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.055	-0.745	0.930	-0.602	
f _{cr2}	MPa	2.642	2.838	-6.239	1.786	-5.500	1.443	
f _{sh2}	MPa	-0.149	-0.212	0.409	-0.116	0.360	-0.094	
f ₂	MPa	2.493	2.627	-5.830	1.670	-5.140	1.349	
허용응력	MPa	10.800	-2.598	18.000	-3.162	777.000	1312.000	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G3거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2676.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1773.70	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2339.80	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
f _{sw}	MPa			13.510	-9.963			

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} = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
f _{ps}	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{2676.70}{0.36621} \cdot y$$

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			1.055	-0.745	0.930	-0.602	
f _{bl}	MPa			7.713	-5.443	44.022	-28.468	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1773.70}{0.79266} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
f _{al}	MPa	1.807	1.324	1.471	-2.557	7.710	-14.482	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2339.8 + 0}{0.79266} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
f _{ll}	MPa	2.384	1.746	1.940	-3.373	10.171	-19.104	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.008 = -292.82 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.3712} + n \cdot \frac{299.7}{0.7927} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fsh	MPa	0.113	0.031	0.035	-0.646	-0.080	3.829	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 15.71 - 7 \times 6.69 = 141.740 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 24 + -8.08 = 15.71 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.40 + -2.29 = -6.69 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{2677}{0.36621} \cdot -0.602 = -4.397 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1774}{0.79266} \cdot -1.023 = -2.290 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -141.740 \times 0.008 = -1140.242 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1140.242}{1.3712} + n \cdot \frac{1166.919}{0.7927} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
fcr	MPa	0.440	0.122	0.136	-2.514	-0.311	14.911	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (408.17 + 44.02 + 7.71) \times 0.03 = 13.797 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.797 \times 0.0025 = -34.686 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-34.686}{1.3712} + n \cdot \frac{-17.638}{0.7927} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
f _{rgb}	MPa	-0.041	-0.036	-0.040	0.000	-0.240	-0.020	

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	197.722	0.000	36.400	141.740	12.252
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	141.740	12.128
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	141.740	23.398
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	141.740	19.467
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	566.960	67.246
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	141.740	16.811

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -16.811 \times 0.0080 = -135.24 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-135.24}{1.3712} + n \cdot \frac{138.41}{0.7927} \cdot y$$

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	0.897	0.657	0.657	-1.143	0.532	-1.000	
f _{rgs}	MPa	0.052	0.015	0.016	-0.298	-0.037	1.769	

10.3 G4거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			4340.10	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1026	0.911	-934.80	
	강선	gs	9888	-0.620	-6167.47	
합성전 고정하중		bl			2985.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2044.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3011.60	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764			
f _{sw}	MPa			13.510	-9.963			

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} = 8862 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1026}{0.002514} = 408.169 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-9888}{0.0080446} = -1229.171 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.036	-0.764	0.911	-0.620	
f _{ps}	MPa			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{2985.80}{0.36621} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
f _{bl}	MPa	2.761	1.986	2.206	-4.257	11.378	-24.235	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2044.80}{0.83866} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
f _{al}	MPa	1.875	1.348	1.498	-2.891	7.726	-16.455	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3011.6 + 0}{0.83866} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
f _{ll}	MPa	2.761	1.986	2.206	-4.257	11.378	-24.235	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.008 = -292.82 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-292.8}{1.4511} + n \cdot \frac{299.7}{0.8387} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fsh	MPa	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 15.71 - 7 \times 7.40 = 136.749 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 23.79 + -8.08 = 15.71 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.91 + -2.50 = -7.40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8862}{0.8384} + \frac{-7102}{0.33282} \cdot -0.620 = 23.793 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4340}{0.33282} \cdot -0.620 = -8.081 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{2986}{0.36621} \cdot -0.602 = -4.905 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2045}{0.83866} \cdot -1.023 = -2.495 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -136.749 \times 0.008 = -1100.093 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1100.093}{1.4511} + n \cdot \frac{1125.830}{0.8387} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
fcr	MPa	0.350	0.060	0.067	-2.350	-0.654	13.968	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (408.17 + 49.11 + 7.73) \times 0.03 = 13.950 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -13.950 \times 0.0025 = -35.070 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-35.070}{1.4511} + n \cdot \frac{-17.833}{0.8387} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	

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	197.722	0.000	36.400	136.749	12.502
T2	0.002358	172.202	19.110	36.400	136.749	12.377
T3	0.002358	155.487	-81.892	36.400	136.749	23.648
T4	0.002358	138.553	-30.730	36.400	136.749	19.717
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.008045	663.965	-93.512	145.600	546.997	68.244
avg	0.002011	165.991	-23.378	36.400	136.749	17.061

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -17.061 \times 0.0080 = -137.25 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-137.25}{1.4511} + n \cdot \frac{140.46}{0.8387} \cdot y$$

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	0.854	0.614	0.614	-1.186	0.489	-1.042	
f _{rgs}	MPa	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.743	

11.3 G4거더 응력산출

1) G4거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.845

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.510	-9.963	0.000	0.000	
2	fps			-11.538	26.874	408.169	-1229.171	
계				1.972	16.911	408.169	-1229.171	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.604	-6.072	49.106	-31.755	
4	fal	1.875	1.348	1.498	-2.891	7.726	-16.455	
5	fil	2.761	1.986	2.206	-4.257	11.378	-24.235	
6	fsh	0.093	0.016	0.018	-0.625	-0.174	3.718	
7	fcr	0.350	0.060	0.067	-2.350	-0.654	13.968	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.037	0.001	-0.224	-0.013	
9	frgs	0.044	0.007	0.008	-0.293	-0.082	1.743	
계		5.085	3.384	14.336	0.424	475.244	-1282.201	
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	17	17	17	0
P _{CT}	(kN)	-513.069	-513.069	1008.031	3039.025	2840.285	3000.846	0.000
A _P	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00236	0.00236	0.00236	0.00000
f _{ps}	(MPa)	-408.169	-408.169	1038.244	1288.869	1204.582	1272.677	0.000000
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	-
		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	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2792.00	30891	0.3662	39.10
합성후 고정하중	1658.70	30891	0.8182	10.94
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	3017.00	30891	0.8182	18.91

(2) G2~G3 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	4340.10	30891	0.3328	66.88
합성전 고정하중	2676.70	30891	0.3662	37.49
합성후 고정하중	1773.70	30891	0.7927	12.07
프리스트레스 도입직후	-7102.27	30891	0.3328	-109.45
프리스트레스 손실	937.27	30891	0.8182	5.88
활하중	2339.80	30891	0.8182	14.67

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.464$$

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

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

$$= 270.458 \text{ mm}$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 673 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.464 \times 2.425 \times 0.482 = 1.711$$

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

$$= 1.711 \times 0.47 = 0.804$$

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

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

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

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

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

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

$$= 270.458$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 673 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

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

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

$$= 1.154 \times 0.98 = 1.131$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.804) \\ &= 0.804 \times (66.88 + -109.45) = -34.22 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (66.88 + 39.10 + 10.94 + -103.57) \\ &= 15.10 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G3 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.804) \\ &= 0.804 \times (66.88 + -109.45) = -34.22 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (66.88 + 37.49 + 12.07 + -103.57) \\ &= 14.56 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G3 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-42.57	-42.57	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-76.79	-76.79	
바닥판 타설 후	-37.69	-39.30	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-5.77	-6.79	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.91	14.67	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

$$\triangleright \text{허용처짐}(\delta_a) = L / 800 = 39 / 800 = 48.75 \text{ mm}$$

(1) G1 거더

$$\delta_v = 18.91 < \delta_a = 48.75 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

(2) G2~G3 거더

$$\delta_v = 14.67 < \delta_a = 48.75 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 17745980.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2150.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 1896.9 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0080446 \text{ m}^2 = 8044.6 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001973 \end{aligned}$$

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

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

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1813.8 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times F_{ck} \times b) = 295.7 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께 : } 240.0 \text{ mm} &< 295.7 \text{ mm} && \text{----- 플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.133 \\ q_p (=0.133) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 30249.31 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=30249.313) &> M_u (=17745.98) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -18372.017 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 22.584 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -9.963 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.436 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-18372.017) < \Phi \cdot M_n (=30249.313) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G4 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	475.80	3.92
합성전	280.73	1.43
합성후	165.03	0.33
활하중	371.08	25.09

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1995.9 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6875.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.584 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 9.963 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.436 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 56.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 \text{ mm}$$

- d 를 0.8H보다 작게 취해서는 안된다.

$$811.25 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1440 \text{ mm} \quad \therefore d = 1440.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 475.80 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1377.31 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 169247.93 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1020.02 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 169247.93 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 8584166 \text{ N} = 8584.17 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10914325 / 838423 = 13.018 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9888187 \times 0.1995 = 1972346.59 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 8584.2 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 8584.2 = 6867.3 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 3,433.666 \text{ kN}$$

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

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G4 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	454.52	251.92
합성전	292.30	161.52
합성후	230.30	114.26
활하중	358.39	194.58

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2040.8 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6875.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.584 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 9.963 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.436 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 776.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$811.25 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1440 \text{ mm} \quad \therefore d = 1440.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 454.52 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1449.92 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 13378.07 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 255.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 13378.07 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3625301.45 \text{ N} = 3625.30 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10914325 / 838423 = 13.018 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9888187 \times 0.1995 = 1972346.59 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 3625.3 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 3625.3 = 2900.2 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,450.121 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

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

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

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

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

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G4 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	333.96	1806.40
합성전	231.82	1209.80
합성후	176.08	927.02
활하중	307.06	1373.70

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1624.6 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6875.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 22.584 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 9.963 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.4356 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 5731.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 1800 - (1675 + 1,270 + 760 + 250) / 4 = 811.25 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$811.25 \text{ mm} < 0.8 \times H = 1440 \text{ mm} \quad \therefore d = 1440.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 333.96 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1190.45 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 1853.16 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 255.01 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1853.16 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3625301.45 \text{ N} = 3625.30 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10914325 / 838423 = 13.018 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 9888187 \times 0.1995 = 1972346.59 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1853.2 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1853.2 = 1482.5 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 741.264 \text{ kN}$$

$\therefore V_u > \phi V_c$, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1350mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

$$= (1624.6 - 1482.5) \times 400$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 1440.00)$$

$$= 164.43 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{vall} = \text{Max}(A_v, A_{vmin}) = 164.43 \text{ mm}^2$$

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.093$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트

A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트

d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.43 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5$$

$$= 623500 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.093 \times 623500 = 57985.5 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 57985.5 / (2.15 \times 0.80)$$

$$= 0.067 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.236$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.516 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60$$

$$= 748200 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.236 \times 748200 = 176575.2 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 176575.2 / (2.15 \times 0.80)$$

$$= 0.205 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 921.6 \times 1000 / (0.800 \times 1.632) = 0.706 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서는 안된다.

$$d_p = 2.040 - 0.700 = 1.340 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.0 = 1.632 \text{ m}$$

$$d_p = 1.632 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = \frac{371.1}{1000} \times \frac{1000}{\{0.800 \times 1.632\}} = 0.284 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.040 - 0.700 = 1.340 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.0 = 1.632 \text{ m}$$

$$dp = 1.632 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.706 + 2.15 \times 0.284 \\ &= 1.528 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.706 + 0.284 + 0.067) \\ &= 1.374 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.067 + 0.205) \\ &= 0.354 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \quad m$$

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

② 중간 가로보부(19.95m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

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

③ 중앙부

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

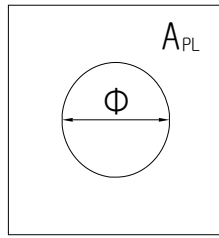
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

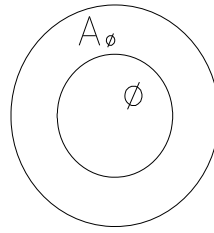
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

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	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,400,000	3,039,025	2,553,931
T3	3,400,000	2,840,285	2,386,914
T4	3,400,000	3,000,846	2,521,846
T5	-	-	-

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

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

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

- 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	15.2/17연선	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	34.1	35.2	34.1
T5	-	-	-	-	-	-

- 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	34.1	0.K
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/17연선	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	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/17연선	3,039,025	0.115	26.4	31.7	0.K
T3	15.2/17연선	2,840,285	0.115	24.7	31.7	0.K
T4	15.2/17연선	3,000,846	0.115	26.1	31.7	0.K
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 315 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 1800 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.124670137 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 10200000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 10200000 \times \{ 1 - (315 / 1800) \} \\ &\quad + 0.5 \times 10200000 \times \sin 0.12467 \\ &= 1847067.7 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \Phi T_n = \Phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 1847067.7 / (0.8 \times 300.0) = 9235.3 \text{ mm}^2 \\ e &= 1800 / 2 - (0 \times 3 + 510 \times 2 + 510 \times 1) / 3 \\ &= 390 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.12467 \\ &= 0.5 \times (1800 - 2 \times 390.0) + 5 \times 390.0 \times \sin 0.12467 \\ &= 861.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 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)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 861.4 = 2153.5 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 19 (A = 286.5 \text{ mm}^2) - 12 \text{ ea} \times 14 \text{ layer} = 48132.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

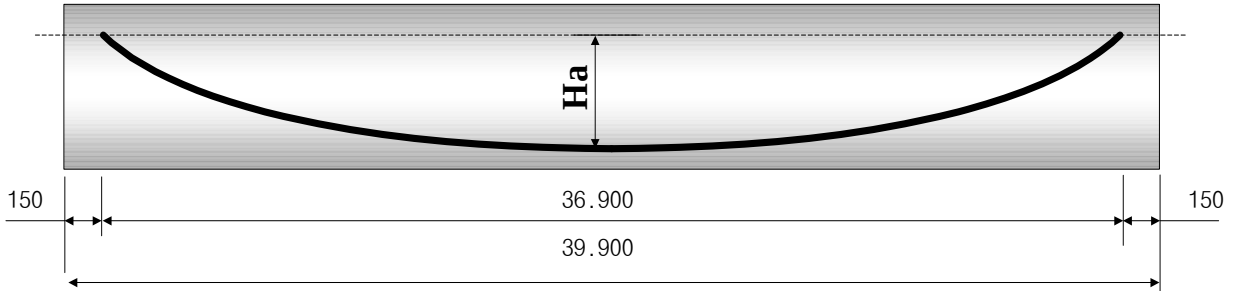
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 1847067.700 = 36941.354 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 36941.354 / 180 = 205.230 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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	39.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	39.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.400	39.272	0.30457
T2	0.0023579	200000	1.145	39.219	0.11652
T3	0.0023579	200000	0.635	39.157	0.06482
T4	0.0023579	200000	0.125	39.131	0.01278
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

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	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
C2	4	-600.00	-513.07	39.130	-86.624
T1	4	1200.00	1008.03	39.272	223.283
T2	4	3400.00	3039.03	39.219	267.752
T3	1	3400.00	2840.29	39.157	259.080
T4	2	3400.00	3000.85	39.131	265.567
T5	-	-	-	-	-

구분	온도변화	건조수축	크리프	처짐량	여유량	총신축량	설계
BICON 거더교	101.0	11.8	23.5	12.0	30.0	178.3	