

BiCon 상부 구조계산서

교량형식	BiCon
교 량 명	서오창IC RAMP-A1교
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	19.200 M
거더높이	2.600 M

2013년 3월

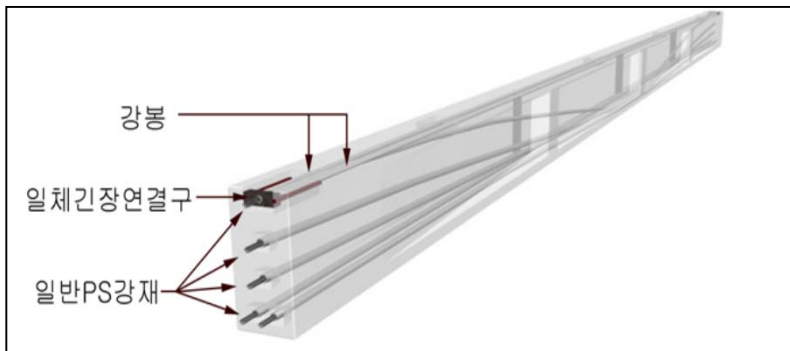
1. 설 계 개 요

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

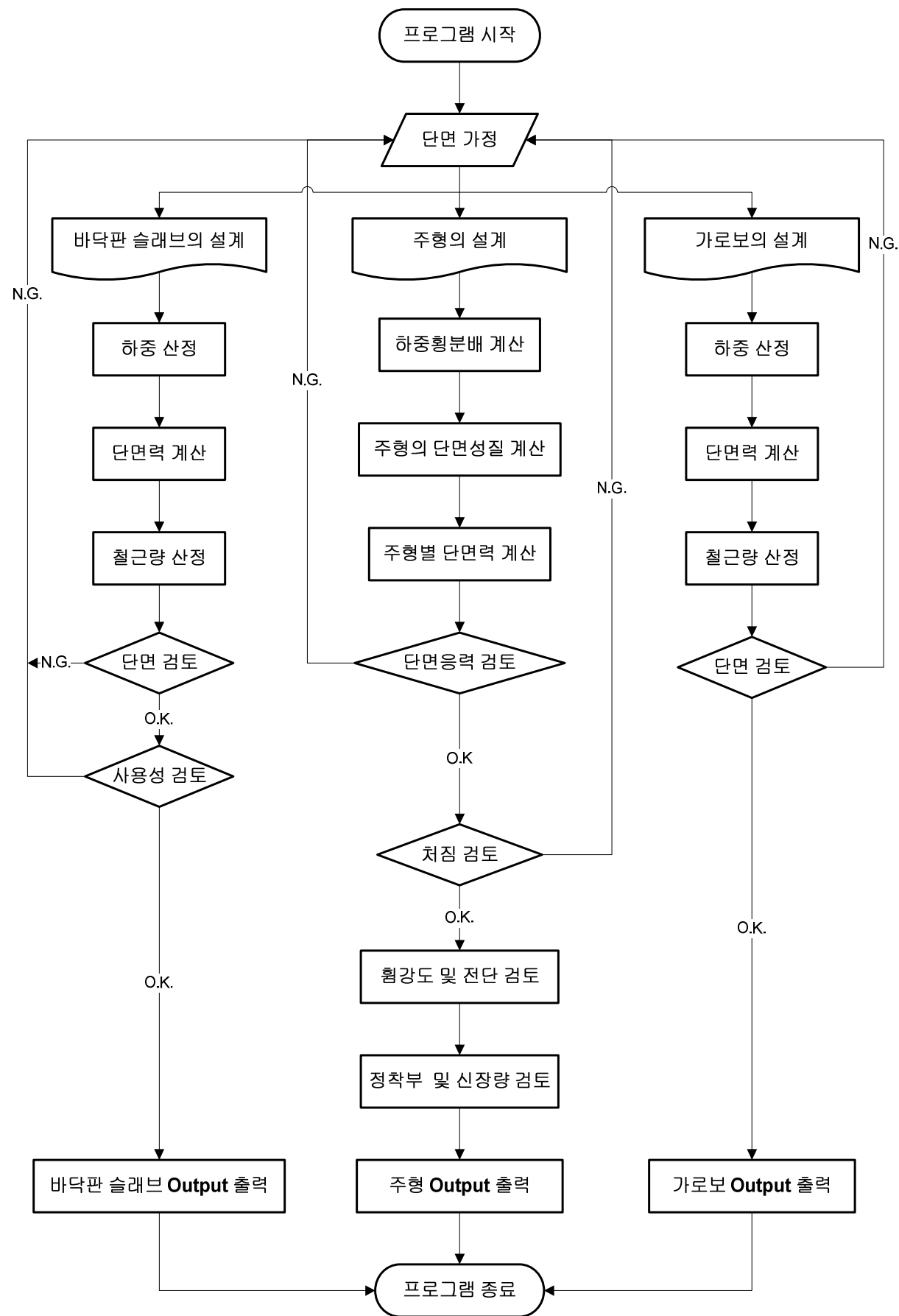
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

- 도로교 설계기준 (건설교통부), 2010.
- 도로교 설계 실무편람 (한국도로공사), 1996.
- 콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회), 2007.
- 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 : 서오창IC RAMP-A1교
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 50.000 m
- (2) 거 더 전 장 : 49.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 49.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 19.200 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) 콘 크 리 트 $F_{cks} = 27 \text{ MPa}$
 $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 27804 \text{ MPa}$
- (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 : $F_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 30891 \text{ MPa}$
- (2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 29070 \text{ MPa}$
- (3) 철근(SD300)
 - 항 복 강 도 : $F_{by} = 300 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{bs} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pt} = 15.2 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pt} = 138.7 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{put} = 1900 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyt} = 1600 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pt} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pc} = 40 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pc} = 1257 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{puc} = 1050 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyc} = 950 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pc} = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) 쉬스규격

구 분	단위	강 연 선						강 봉
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

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 49) = 0.169 \leq 0.300$$

- (3) 균중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2
거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

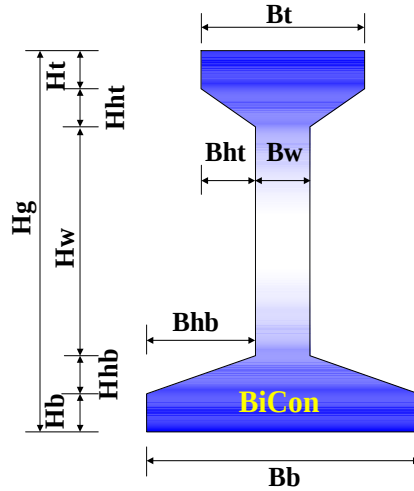
$$L / 800 = 0.0613 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

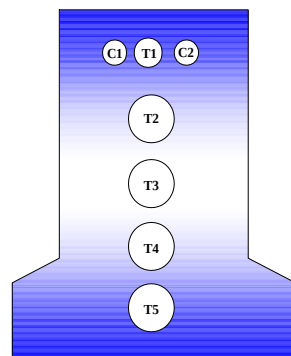
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

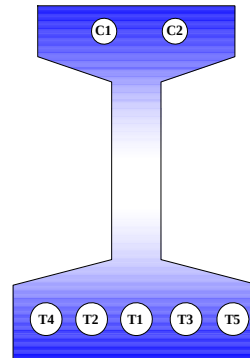
(4) 단부블록크기 : 700 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-650kN	-650kN	1300kN	3260kN	3260kN	3260kN	3260kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

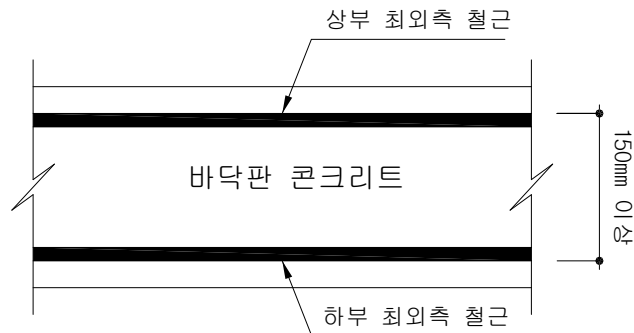
4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

- (1) 지지부재들이 3개이상의 강재 주거더 또는 콘크리트 지지보와 완전합성으로 거동하고 바닥판의 지간방향이 차량진행방향에 직각인 경우의 철근콘크리트 바닥판에만 적용할 수 있다.
- (2) 캔틸레버 바닥판에 적용할 수 없다.
- (3) 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 한다.
- (4) 거더 플랜지부의 현치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.
- (5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

$$6 \leq 2.000 \text{ m} / 0.240 \text{ m} = 8.333 \leq 15 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

- (6) 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150mm이상인 경우 적용한다.



$$240 - (60 + 40) + (16/2 + 16/2) = 156 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

- (7) 유효지간이 표준차선평폭(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

$$2.000 \text{ m} \leq 3.600 \text{ m} \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

- (8) 바닥판의 흙집, 마모면, 보호피복 두께층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240mm이상인 경우 적용한다.

- (9) 콘크리트의 28일 압축강도가 27MPa 이상인 경우 적용한다.

- (10) 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 5배 이상이거나, 캔틸레버부의 길이가 내측 바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성된 경우 적용한다

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 있을 경우

$$1.360 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

$$1.392 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

※ 경험적 설계법 적용구간

	캔틸레버구간	캔틸레버 인접 내측바닥판	중앙부 내측바닥판	비고
좌측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	
우측	강도설계법	경험적 설계법 적용	경험적 설계법 적용	

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

(3) 현장타설 되는 콘크리트 바닥판에는 4개층의 철근을 배근하되 콘크리트 피복두께 요구조건에 의해 허용되는 한도에서 바깥 표면에 가까이 배근하며, 유효지간방향으로 배근되는 철근을 가장 바깥쪽 층에 배근한다.

4.1.3 사용철근량

(1) 바닥판 슬래브 단면 : $1000 \times 240 = 240000 \text{ mm}^2$

(2) 주철근

상부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 200 = 993.000 \text{ mm}^2$$

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

하부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.400\% = 960.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 200 = 993.000 \text{ mm}^2$$

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

(3) 배력철근

상부 철근량

$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (N = 4) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

하부 철근량

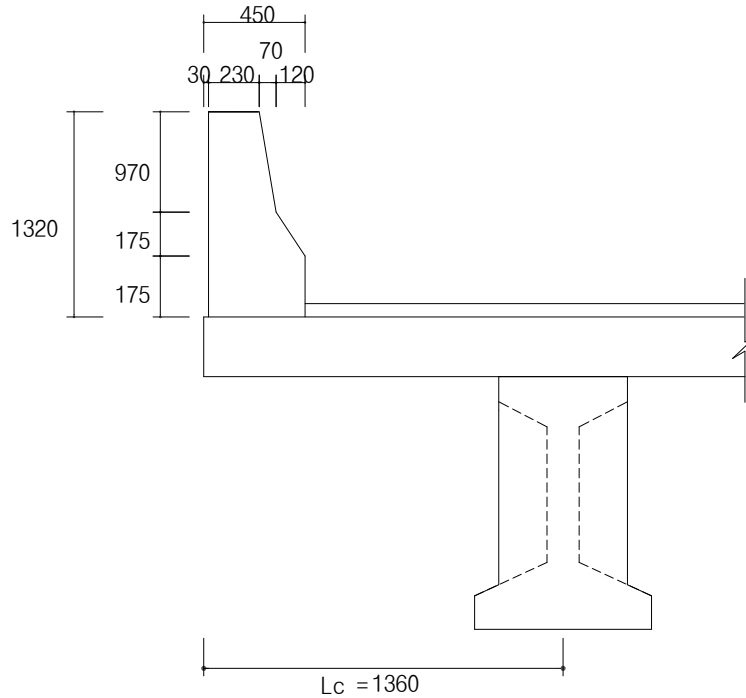
$$A_{s_{req}} = 240000 \times 0.300\% = 720.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{use}} = \text{H 16} @ 250 = 794.400 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (N = 4) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

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

$$L = 0.210 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 238.80 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 238.800 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

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	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

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

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.308 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.308) \cdot 0.210 \cdot (1 + 0.300) = 20.037 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(50 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 7.708 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 7.708 \times 1.0 = 7.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	10.547	
2	활하중	MI	20.037	
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	56.790	30.584	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	41.689	33.554	
Case 4	39.759	30.584	
Case 5	40.086	33.554	
Case 6	54.969	42.284	
Case 7	30.522	25.435	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	56.790	
사 용 하 중	42.284	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 56789999.1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 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

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

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

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

$$= 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

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

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

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 56789999.1 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 973.858 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0054$$

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

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

$$\text{① } A_s(\text{req}) = 973.858$$

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

$$\text{③ } 4/3 \times A_s = 1298.477$$

$\therefore A_s = 973.858 \text{ mm}^2$ 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

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

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 56.790 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.2.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.96 \times 1000 / 10 = 96 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (96\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(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)

$$M_{max} = M_{net} = 42.284 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

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

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

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

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 161.301 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=161.301 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

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

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

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

$$= 375 \times (210 / 161.3) - 2.5 \times 52.00 = 358.218 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 161.3) = 390.574 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 358.218 mm 를 적용

$$S = 100 \text{ mm} \leq S_a (= 358.218 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

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

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

$$M_I = 20.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 76.435 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

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)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 652.485 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req} , At_{req}) = 652.485 \text{ mm}^2$$

$$H 19 @ 250 = 1146.000 \text{ mm}^2 > 652.485 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	MI	20.037	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		28.921	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		81.017	
Case 5	1.2		1.2	1.2	30.260	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 99868898.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
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

$$T = A_s \times f_y = 2425.500 \times 400.000 = 970200.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 42.275 \text{ mm , } c = 42.275 / \beta_1$$

$$= 42.275 / 0.85 = 35.933 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 35.933) / 35.933 \\ = 0.0120$$

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 99868898.2 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1786.337 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0099$$

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

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

$$\text{① } A_s(\text{req}) = 1786.337$$

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

$$\text{③ } 4/3 \times A_s = 2381.783$$

$$\text{④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배} = 1947.716$$

$$\therefore A_s = 1947.716 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\text{② H 19 @ 200} = 1432.500$$

$$\Sigma = 2425.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

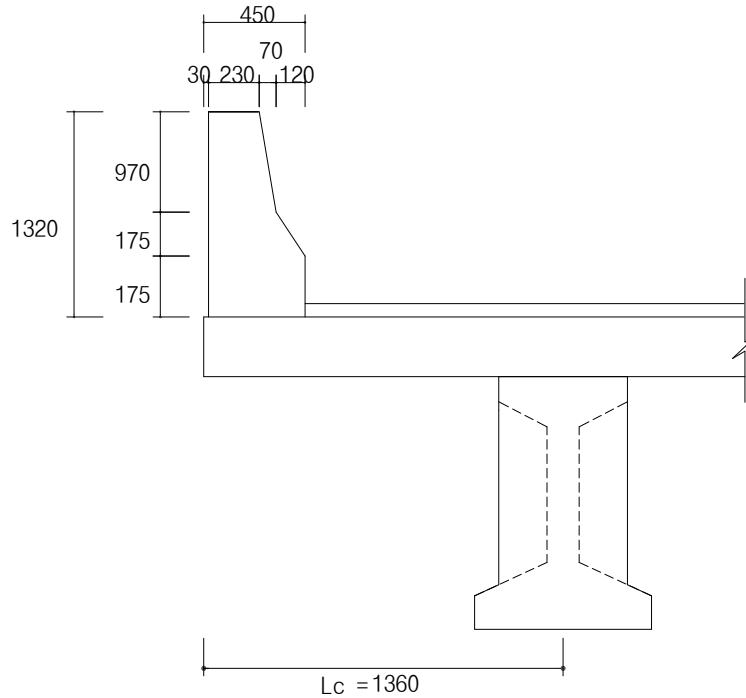
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 42.275 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 99.869 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3 캔틸레버 부(우측)

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

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

$$L = 0.210 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 238.80 \text{ mm or } 220 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 238.800 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{0.K}$$

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
방호벽	0.394	25.000	9.850	0.775	7.634
바닥판	0.230	25.000	5.750	0.480	2.760
포 장	0.026	23.500	0.599	0.255	0.153
방음판			0.000	0.815	0.000
합 계			16.199		10.547

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

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.308 \text{ m}$$

여기서, X는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.373 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.308) \cdot 0.210 \cdot (1 + 0.300) = 20.037 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(50 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 7.708 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 7.708 \times 1.0 = 7.708 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	10.547	
2	활하중	MI	20.037	
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	56.790	30.584	
Case 2	17.855	13.735	
Case 3	41.689	33.554	
Case 4	39.759	30.584	
Case 5	40.086	33.554	
Case 6	54.969	42.284	
Case 7	30.522	25.435	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	56.790	
사 용 하 중	42.284	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 56789999.1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 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

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

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

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

$$= 28.349 / 0.85 = 24.096 \text{ mm}$$

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

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

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 56789999.1 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 973.858 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0054$$

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

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

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 973.858$$

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

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 1298.477$$

$\therefore A_s = 973.858 \text{ mm}^2$ 이상 사용

(3) 사용 철근량

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

$$\textcircled{2} \text{ H 13 @ 200 } = 633.500$$

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

(4) 설계휨강도

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

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 56.790 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.96 \times 1000 / 10 = 96 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (96\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

(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)

$$M_{max} = M_{net} = 42.284 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

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

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

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

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 161.301 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=161.301 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

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

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

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

$$= 375 \times (210 / 161.3) - 2.5 \times 52.00 = 358.218 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 161.3) = 390.574 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 358.218 mm 를 적용

$$S = 100 \text{ mm} \leq S_a (= 358.218 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

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

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

$$M_I = 20.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 76.435 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

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)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 652.485 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req} , At_{req}) = 652.485 \text{ mm}^2$$

$$H 19 @ 250 = 1146.000 \text{ mm}^2 > 652.485 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.547	
2	활하중	MI	20.037	
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			99.869	
Case 2	1.3		1.3		28.921	
Case 3	1.3	2.6		0.65	67.737	
Case 4	1.3	2.6	1.3		81.017	
Case 5	1.2		1.2	1.2	30.260	
적 용					99.869	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

- ① 설계휨모멘트 : $M_u = 99868898.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
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

$$T = A_s \times f_y = 2425.500 \times 400.000 = 970200.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 42.275 \text{ mm , } c = 42.275 / \beta_1$$

$$= 42.275 / 0.85 = 35.933 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 35.933) / 35.933 \\ = 0.0120$$

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 99868898.2 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1786.337 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0099$$

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

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

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 1786.337$$

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

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 2381.783$$

$$\textcircled{4} \text{일반캔틸레버부 필요철근의 2배} = 1947.716$$

$\therefore A_s = 1947.716 \text{ mm}^2$ 이상 사용

3) 사용 철근량

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

$$\textcircled{2} \text{ H 19 @ 200} = 1432.500$$

$$\Sigma = 2425.500 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

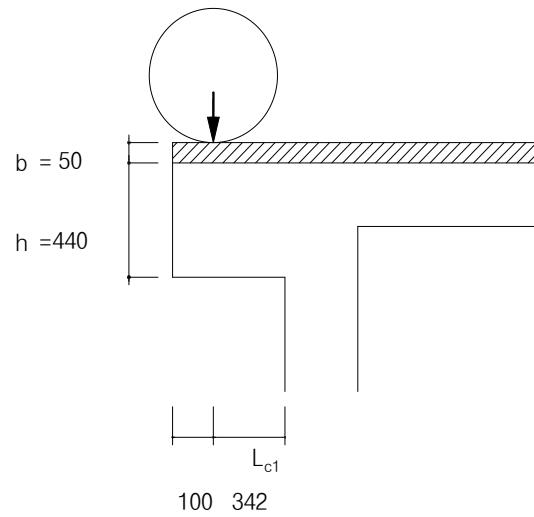
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 42.275 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 131.009 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 99.869 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

$$H_s = 0.440 + 0.050 = 0.490 \text{ m}$$

$$L_c = 0.1 + 0.342 = 0.442 \text{ m}$$

$$W_d = 0.490 \times 25 = 12.250 \text{ kN/m}^2$$

$$M_D = W_d \times L_c^2 / 2 = 1.197 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$i = 15 / (40 + L_{c1}) = 0.039 \leq 0.300 \quad \therefore i = 0.039$$

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

$$E = 0.35 \times 0.342 + 0.98 = 1.100 \text{ m}$$

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

$$M_L(1+i) = W \times L(1+i) \times H_1 / E = 38.812 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 하중조합

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

$$M_u = 1.3 M_D + 2.15 M_L(1+i) = 85.001 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계힘모멘트 : $M_u = 85001471.1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 2) 단면치수 : $H = 440.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 : $d = 248.00 \text{ (mm)}$, $d' = 192.0 \text{ (mm)}$
 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

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

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (248.000 - 19.277) / 19.277$$

$$= 0.0356$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 84320 A_s - 85001471.1 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1046.571 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0042$$

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

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

$$\begin{array}{l} \text{① } A_s(\text{req}) = 1046.571 \\ \text{② } A_s(\text{min}) = 868.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s = 1395.428 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{① } A_s(\text{req}) = 1046.571 \\ \text{② } A_s(\text{min}) = 868.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s = 1395.428 \end{array}} \right\} \therefore A_s = 1046.571 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

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

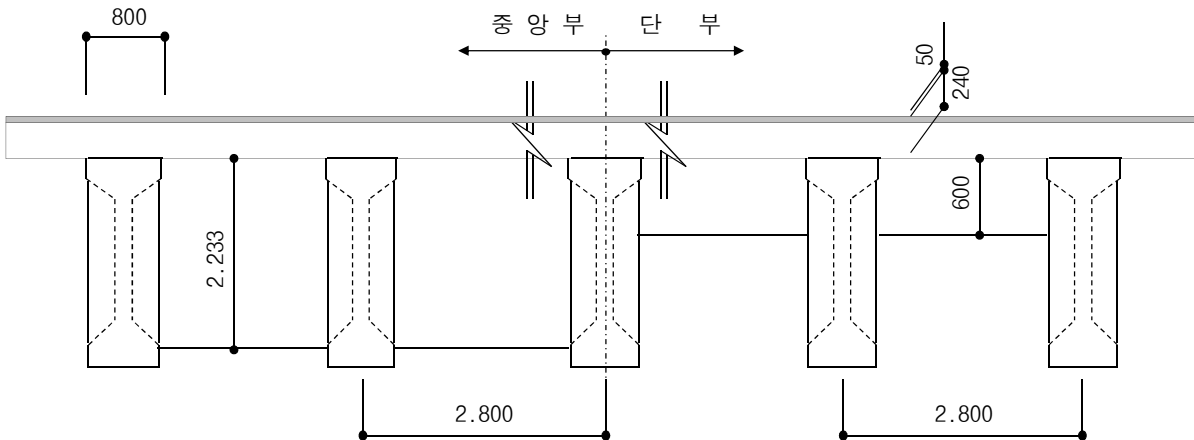
(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 104.701 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 104.701 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 85.001 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.5 가로보의 설계



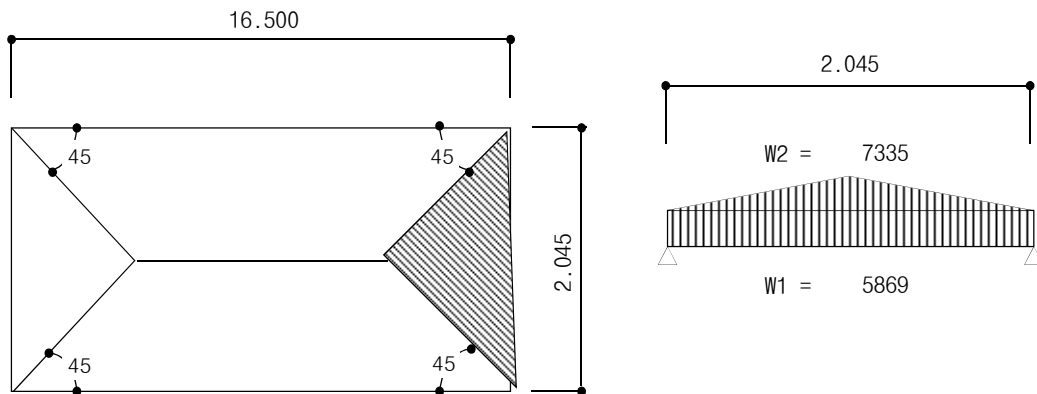
4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.800 m
 빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 $2.800 - 0.800 = 2.000$ m
 교량사각 : 102.0° 가로보 사지간 $2.000 \div \sin(102.0) = 2.045$ m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : $0.400 \times \sin(102.0)$ = 0.391 m
 빔 자 중 : $0.400 \times \sin(102.0) \times 0.600 \times 2500 \times 10$ = 5869 N/m
 슬라브자중 : $(0.240 \times 1.022 \times 2500 + 0.050 \times 1.022 \times 2350) \times 10$ = 7335 N/m

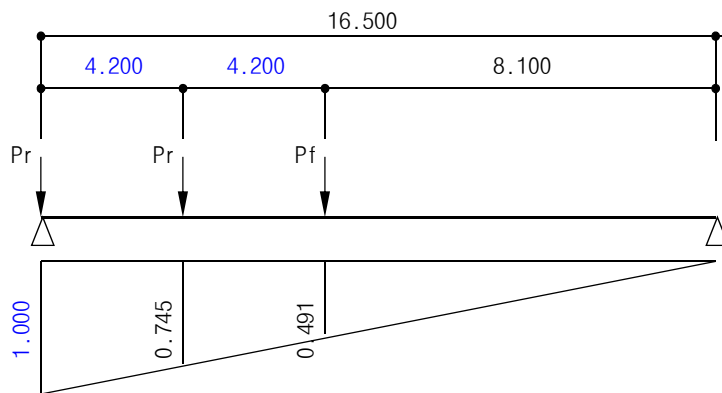
작용 단면력

$Rad = 5869 \times 2.045 \times 1/2 + (2.045 \times 7335 \times 1/2) \times 1/2$ = 9750 N

$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5869 \times 2.045^2}{8} + \frac{7335 \times 2.045^2}{12}$ = 5623 N·m

(2) 활 하 중

㉠ DB-24 하중



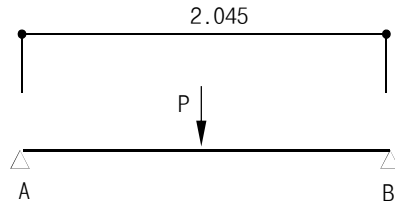
$$P_f = 18.0 \text{ kN}$$

$$P_r = 72.0 \text{ kN}$$

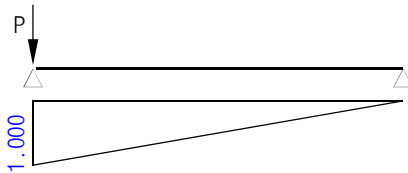
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.491 \} \times 1.265 = 170.219 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{170.219 \times 2.045}{4} = 87.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 170.219 \times 1.000 = 170.219 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	5.623	87.011
V_u	kN	9.750	170.219

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 5.623 + 2.150 \times 87.011 = 194.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 9.750 + 2.150 \times 170.219 = 378.646 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

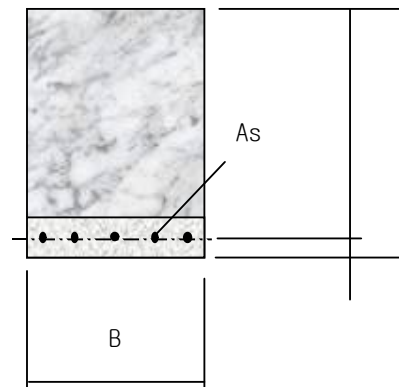
$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 194.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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



[강도감소계수(ϕ) 산정]

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

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

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

$$= 49.676 / 0.85 = 42.225 \text{ mm}$$

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

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

$$= 0.0517$$

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

[필요 철근량 및 최소 철근량]

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

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

$$= 194383000$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 $A_{sreq} = 1,011.7 \text{ mm}^2$ 이상이어야 하며,

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

$$A_{smin} = 1.4 / f_y \times b \times d = 1,437.3 \text{ mm}^2$$
 중에서 큰 값 이상이거나,
$$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 1,348.9 \text{ mm}^2$$
 이상이어야 한다.

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

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

$= 1520.1 \text{ mm}^2$ **0.K.**

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00494 < P_{max} = 0.643 P_b = 0.02787$$
 0.K.
 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)

[설계모멘트 검토]

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

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

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

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

$$\Phi M_n = \Phi f_y A_s jd = 288.844 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 194.383 \text{ kN} \cdot \text{m}$$
 0.K.

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

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

$$l_n / d = 2.045 \div 0.770 = 2.655 < 4$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

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

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

$$= 853.555 \text{ kN} > S_u = 378.646 \text{ kN}$$
 0.K

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

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

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

$$= 213.389 \text{ kN} < S_u = 378.646 \text{ kN}$$
 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$S_v = 100 \text{ mm} < d/5 = 154 \text{ mm or } 300 \text{ mm} \quad 0.K$$

$$A_v = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 100.0 \text{ mm}^2 \quad 0.K$$

(D 16 × 2 ea)

- 수평 전단철근

$$S_h = 100 \text{ mm} < d/5 = 154 \text{ mm or } 300 \text{ mm} \quad 0.K$$

$$A_h = 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 60.0 \text{ mm}^2 \quad 0.K$$

(D 16 × 2 ea)

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

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.655}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.655}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 770.0 \\ &= 734.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 213.389 + 734.026 = 947.415 \text{ kN} > 853.555 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 853.555 > V_u = 378.646 \text{ kN} \quad 0.K. \end{aligned}$$

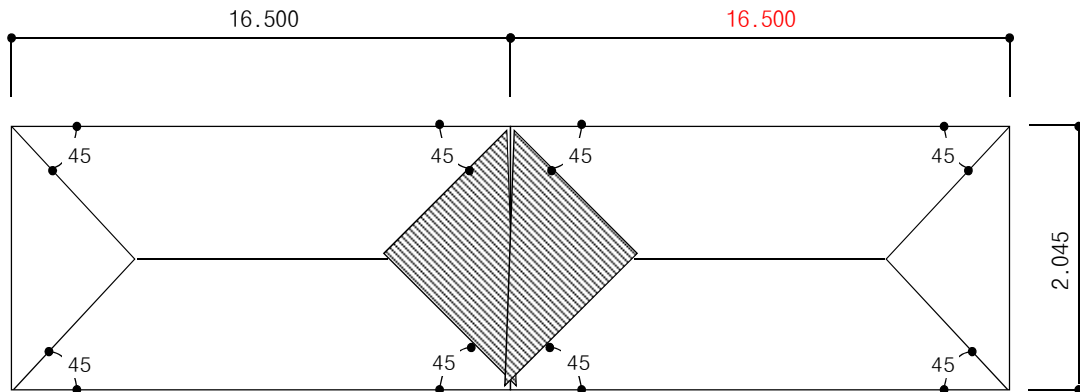
4.5.2 중앙부 가로보

1) 가로보제원

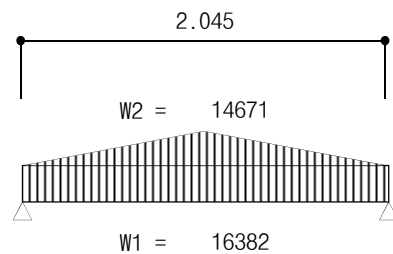
빔 높이 :	2.233 m	주 빔 간격 :	2.800 m		
빔 폭 :	0.300 m	가로보 순지간 :	2.800 - 0.800	=	2.000 m
교량사각 :	102.0 °	가로보 사지간 :	2.000 ÷ SIN (102.0)	=	2.045 m

2)작용하중

(1)고정하중



$$\begin{aligned}
 \text{빔 폭} &= 0.300 \times \sin (102.0) = 0.293 \text{ m} \\
 \text{빔 자 중} &= 0.300 \times \sin (102.0) \times 2.233 \times 2500 \times 10 = 16382 \text{ N/m} \\
 \text{슬라브자중} &= (0.240 \times 2.045 \times 2500 + 0.050 \times 2.045 \times 2350) \times 10 = 14671 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$



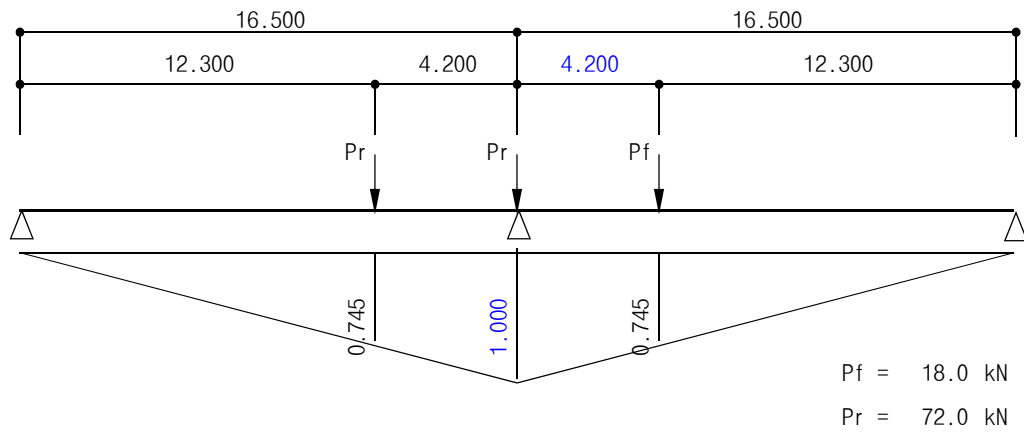
작용 단면력

$$\text{Rad} = 16382 \times 2.045 \times 1/2 + (2.045 \times 14671 \times 1/2) \times 1/2 = 24247 \text{ N}$$

$$\text{md} = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{16382 \times 2.045^2}{8} + \frac{14671 \times 2.045^2}{12} = 13672 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

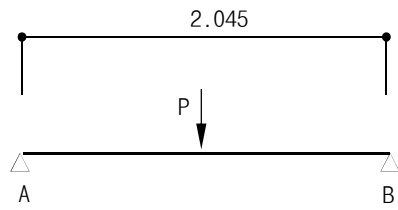
㉠ DB-24 하중



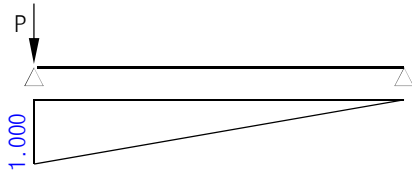
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 72.0 \times (1.000 + 0.745) + 18.0 \times 0.745 \} \times 1.265 = 175.966 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{175.966 \times 2.045}{4} = 89.949 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 175.966 \times 1.000 = 175.966 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	13.672	89.949
V_u	kN	24.247	175.966

(4) 극한단면력

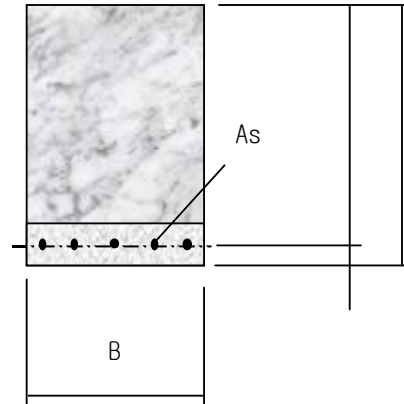
$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 13.672 + 2.150 \times 89.949 = 211.164 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 24.247 + 2.150 \times 175.966 = 409.848 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu_u &= 211.164 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 300.0 \text{ mm} & h &= 2473.0 \text{ mm} \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & d &= 2403.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$



[강도감소계수(φ) 산정]

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 1013.4 \times 300 = 304020 \\ C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27 \times a \times 300 = 6885 \times a \\ T &= C \text{ 이므로, } a = 44.157 \text{ mm}, \quad c = 44.157 / \beta_1 \\ &= 44.157 / 0.85 = 37.533 \text{ mm} \\ \epsilon_y &= f_y / E_s = 300 / 200000 = 0.0015 \\ \epsilon_t &= 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (2403 - 37.533) / 37.533 \\ &= 0.1891 \\ \epsilon_t &\geq 0.005 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.04357 A_s \\ \mu_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -5.556 A_s^2 + 612765 A_s \\ &= 211164000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 345.7 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 3,121.6 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 3,364.2 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 460.9 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

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

[최대 철근비 검토]

$$\begin{aligned} P &= A_s / (b \cdot d) = 0.00141 < P_{max} = 0.643 P_b = 0.02787 \quad \mathbf{O.K.} \\ &\text{(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.121)} \end{aligned}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 1201.50 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 51.95 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 1021.28 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 44.16 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 2380.92 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 304.020 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 304.020 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 615.271 \text{ kN} \cdot \text{m} > \mu_u = 211.164 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

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

$$l_n / d = 2.045 \div 2.403 = 0.851 < 4$$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2 \cdot (\sqrt{f_{ck}/3}) \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times 2 \times (\sqrt{27/3}) \times 300 \times 2403 \times 10^{-3} \\ &= 1997.817 \text{ kN} > S_u = 409.848 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{0.K}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot \sqrt{f_{ck}} / 6 \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times \sqrt{27} / 6 \times 300 \times 2403 \times 10^{-3} \\ &= 499.454 \text{ kN} > S_u = 409.848 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{0.K.}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned} S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 480.6 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} & \text{0.K} \\ A_v &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_v = 150.0 \text{ mm}^2 & \text{0.K} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned} S_h &= 200 \text{ mm} < d/5 = 481 \text{ mm} \text{ or } 300 \text{ mm} & \text{0.K} \\ A_h &= 397.2 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_h = 90.0 \text{ mm}^2 & \text{0.K} \\ &(\text{D } 16 \times 2 \text{ ea}) \end{aligned}$$

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

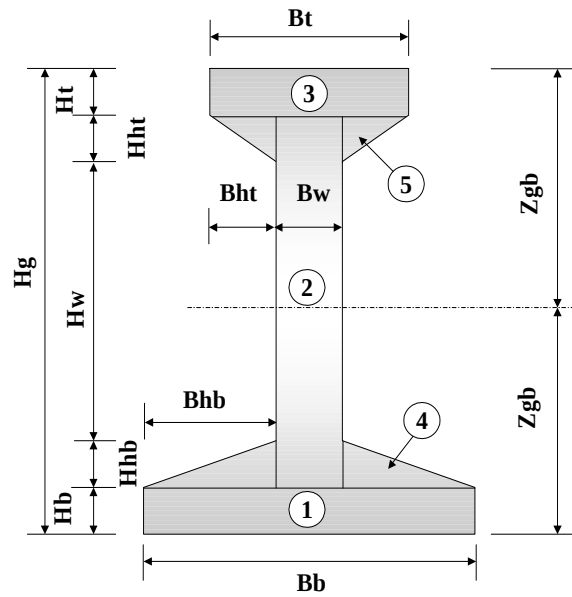
$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{200} \left(\frac{1 + 0.851}{12} \right) + \frac{397.2}{200} \left(\frac{11 - 0.851}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 2403.0 \\ &= 1145.366 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 499.454 + 1145.366 = 1644.820 \text{ kN} < 1997.817 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 1644.820 > V_u = 409.848 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{0.K.}$$

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

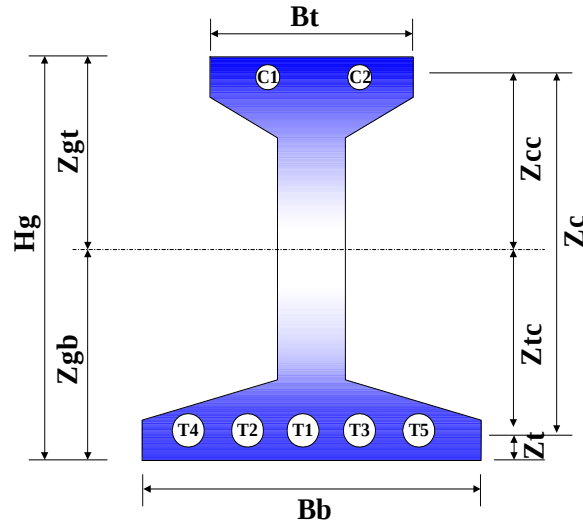


< 단위 : m >

요 소	B × H	A	z	A × z	A × z ²	Io
① 하부플랜지	1.100 × 0.300	0.33000	0.150	0.04950	0.00743	0.002475
② 복 부	0.200 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	0.000533
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum (A \times z) / \sum A = -1.105502 \text{ m}$
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 1.494498 \text{ m}$
- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.913970 \text{ m}^4$

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	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	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	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

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

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	A×z	A×z ²	lo
총 단 면	1.04500	1.106	1.15525	1.27713	0.913970
PS 강봉 쉬스	-0.00475	2.475	-0.01176	-0.02911	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.02930	0.124	-0.00362	-0.00045	-0.000014
Σ	1.01095	1.128	1.13987	1.24758	0.913955

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -1.127517 m

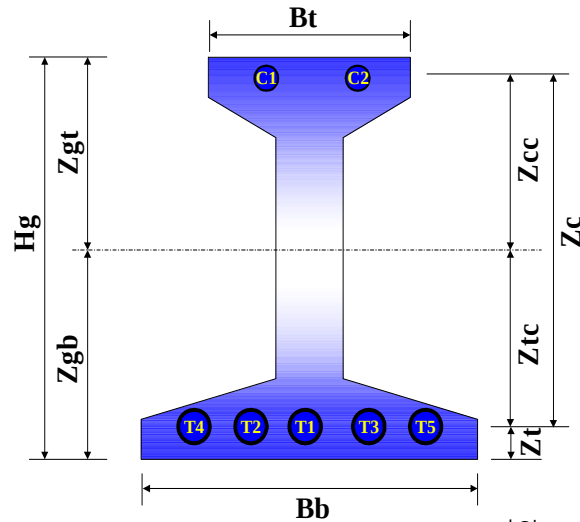
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.472483 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.347483 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -1.003830 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.876314 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	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	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

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

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	1.01095	1.128	1.13987	1.28522	0.876314
PS 강봉	6.474	0.01628	2.475	0.04028	0.09970	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.06375	0.124	0.00791	0.00098	1.120E-05
Σ		1.09098	1.089	1.18805	1.38590	0.876327

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A = -1.088977 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.511023 \text{ m}$

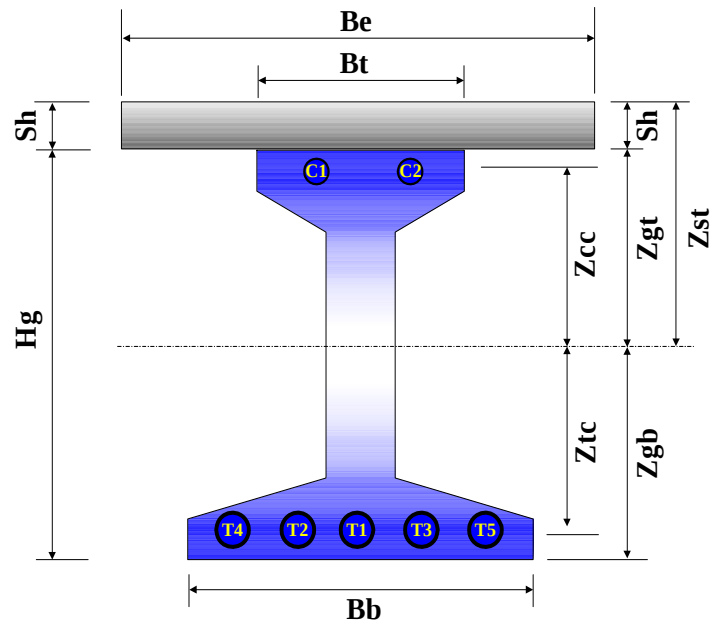
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.386023 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.964963 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 0.968459 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.368 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 5.451 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.808 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.668 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.668 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.57629	2.720	1.56750	4.26361	0.002766
Σ		1.66727	1.653	2.75556	5.55737	0.971226

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.652736$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.947264$ m

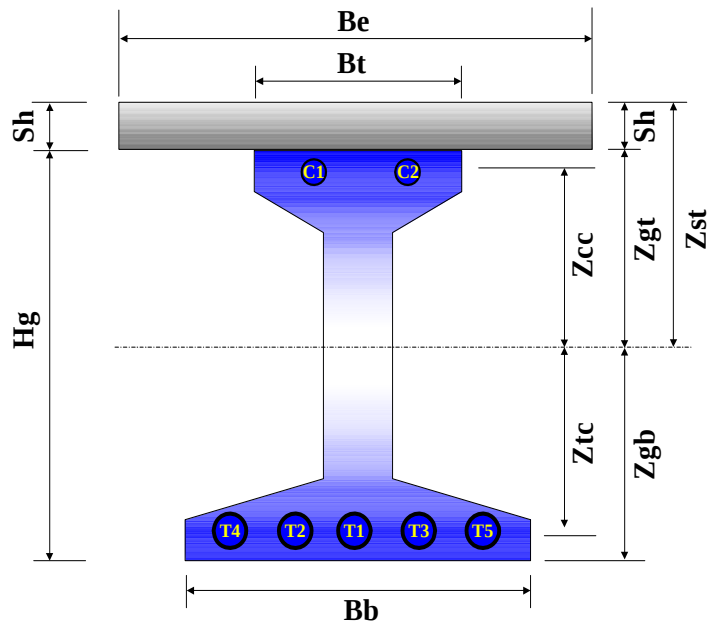
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.822264$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.528722$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 1.187264$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.974389$ m⁴

5.4.2 G2~G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

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

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

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.800 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.800 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.60480	2.720	1.64506	4.47455	0.002903
Σ		1.69578	1.671	2.83311	5.76832	0.971362

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.670680 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.929320 \text{ m}$$

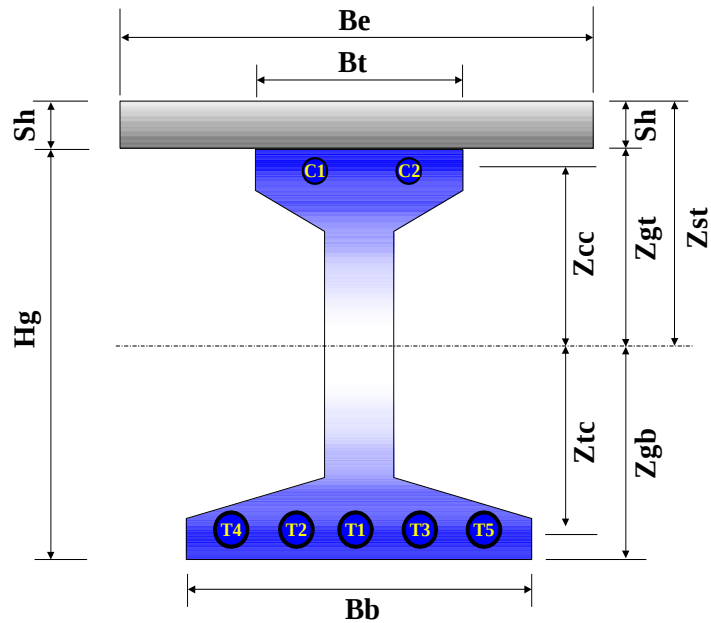
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.804320 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.546666 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 1.169320 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 2.006456 \text{ m}^4$$

5.4.3 G7 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.234 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 5.317 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.674 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.534 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.534 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A × z	A × z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.54734	2.720	1.48878	4.04947	0.002627
Σ		1.63833	1.634	2.67683	5.34323	0.971087

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.633881$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.966119$ m

- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.841119$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.509867$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 1.206119$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.940699$ m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.66727	1.974389	1.187	0.947	-1.653	0.822	-1.529

5.5.2 G2~G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.69578	2.006456	1.169	0.929	-1.671	0.804	-1.547

5.5.3 G7 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.63833	1.940699	1.206	0.966	-1.634	0.841	-1.510

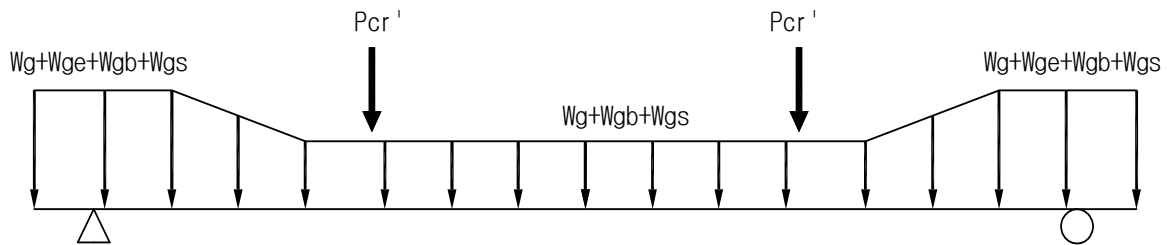
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 1.011 \times 25000 = 25274 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 1.135 \times 25000 = 28375 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 1.135 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 17025 \text{ N}$
강 봉 (Wgb)	$w_{1cm} \times C_{ea} = 102.1 \times 2 \text{ EA} = 204 \text{ N/m}$
T1 강연선 (Wgs1)	$w_{1tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 7 \text{ EA} = 77 \text{ N/m}$
T2~T5 강연선 (Wgs2)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 4 \text{ EA} \times 16 \text{ EA} = 705 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

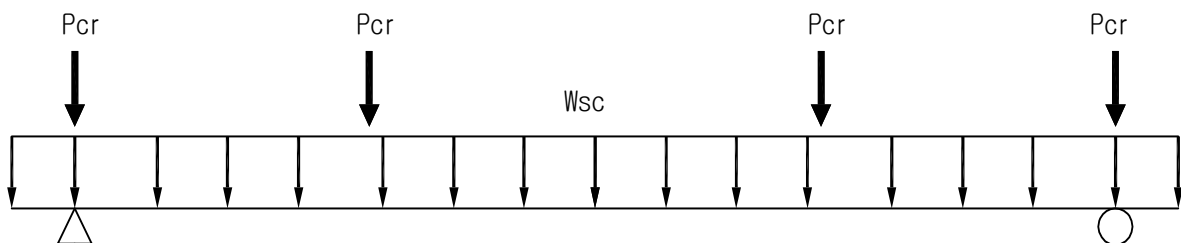
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.668 \times 25000 = 16008 \text{ N/m}$
- (2) G2~G6 거더 : $0.240 \times 2.800 \times 25000 = 16800 \text{ N/m}$
- (3) G7 거더 : $0.240 \times 2.534 \times 25000 = 15204 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.40 \times 25000 = 23450 \text{ N}$
- (2) G2~G6 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 2.80 \times 25000 = 46900 \text{ N}$
- (3) G7 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.40 \times 25000 = 23450 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

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

(2) 우측 캔틸레버 하중

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

(3) 중앙부 하중

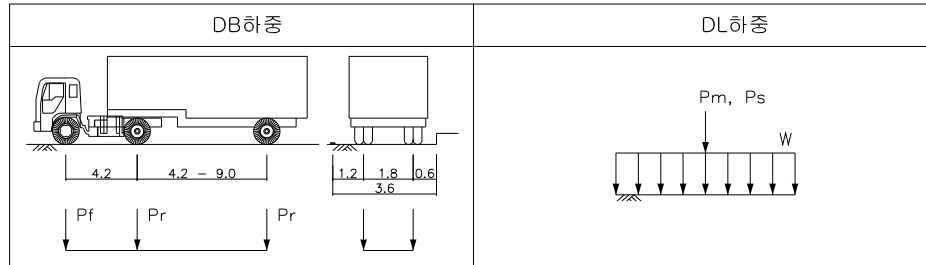
- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

(4) 기타 하중

	위치	하중크기
1) 중분대	11.400m	10540N/m

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 5 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)	2.000416	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.026980	0.003911
요소 중심간격(V)	2.800	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 9.601\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 49.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 21438.714$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ C_x / C_y } = 1.007$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 123.883$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ C_x \times C_y } = 0.104$

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)

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

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

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

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

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

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

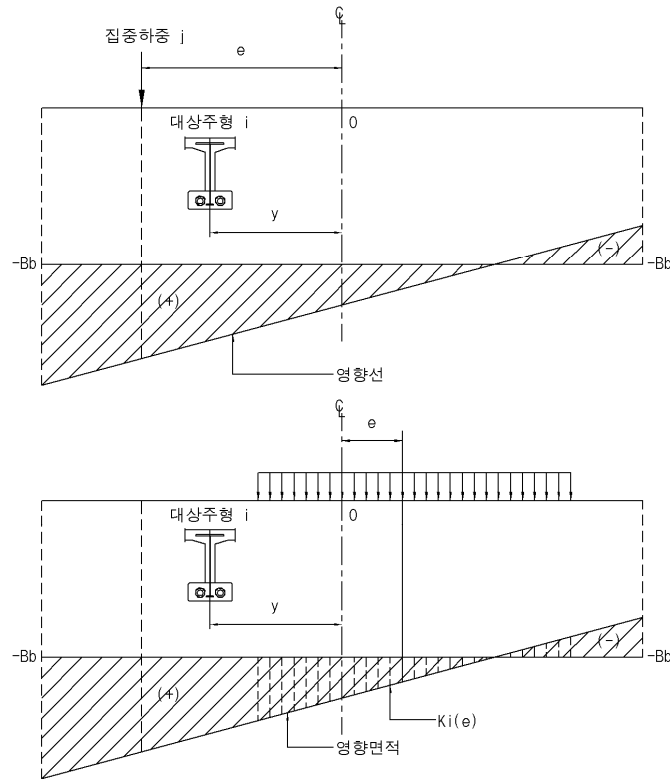
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

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	G5	G6	G7	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-9.601	0.006	-0.017	-0.037	-0.035	0.042	0.283	0.759	1.000
-0.75×Bb	-7.201	-0.006	-0.008	0.002	0.046	0.153	0.328	0.485	1.000
-0.50×Bb	-4.801	-0.016	0.008	0.054	0.143	0.264	0.313	0.234	1.000
-0.25×Bb	-2.400	-0.017	0.043	0.133	0.251	0.307	0.209	0.075	1.000
0.00×Bb	0.000	0.006	0.112	0.235	0.311	0.229	0.106	0.001	1.000
0.25×Bb	2.400	0.081	0.215	0.310	0.246	0.128	0.040	-0.020	1.000
0.50×Bb	4.801	0.241	0.318	0.261	0.139	0.052	0.006	-0.017	1.000
0.75×Bb	7.201	0.492	0.328	0.150	0.044	0.001	-0.009	-0.006	1.000
1.00×Bb	9.601	0.769	0.280	0.037	-0.038	-0.038	-0.017	0.007	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계 (Σ)
방호벽(좌)	9.416	0.748	0.283	0.045	-0.032	-0.035	-0.016	0.006	1.000
방호벽(우)	-9.416	0.005	-0.016	-0.034	-0.029	0.050	0.286	0.739	1.000
콘크리트포장	0.000	2.405	2.645	2.773	2.804	2.750	2.595	2.330	18.302
중분대	-1.799	-0.015	0.057	0.157	0.275	0.296	0.181	0.049	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 8.333	G2 5.533	G3 2.733	G4 -0.067	G5 -2.867	G6 -5.667	G7 -8.467	합계 (Σ)
DB1	7.651	1.089	0.635	0.257	0.057	-0.013	-0.020	-0.007	2.000
DB2	4.651	0.470	0.613	0.525	0.293	0.115	0.018	-0.033	2.000
DB3	1.651	0.111	0.364	0.577	0.542	0.319	0.118	-0.030	2.000
DB4	-3.708	-0.035	0.045	0.177	0.385	0.582	0.535	0.312	2.000
DB5	-6.708	-0.016	-0.011	0.024	0.131	0.353	0.656	0.862	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 8.333	G2 5.533	G3 2.733	G4 -0.067	G5 -2.867	G6 -5.667	G7 -8.467	합계 (Σ)
DL1	7.651	0.545	0.319	0.128	0.028	-0.007	-0.010	-0.003	1.000
DL2	4.651	0.228	0.313	0.267	0.146	0.055	0.008	-0.017	1.000
DL3	1.651	0.050	0.181	0.296	0.276	0.158	0.057	-0.017	1.000
DL4	-3.708	-0.018	0.020	0.086	0.192	0.300	0.270	0.149	1.000
DL5	-6.708	-0.008	-0.006	0.011	0.065	0.177	0.334	0.428	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DB1	1.089	0.635	0.257	0.057	-0.013	-0.020	-0.007	2.000
DB2	0.470	0.613	0.525	0.293	0.115	0.018	-0.033	2.000
DB3	0.111	0.364	0.577	0.542	0.319	0.118	-0.030	2.000
DB4	-0.035	0.045	0.177	0.385	0.582	0.535	0.312	2.000
DB5	-0.016	-0.011	0.024	0.131	0.353	0.656	0.862	2.000
DB12	1.559	1.248	0.783	0.351	0.102	-0.002	-0.040	4.000
DB13	1.200	0.999	0.834	0.599	0.306	0.098	-0.037	4.000
DB14	1.055	0.679	0.434	0.442	0.569	0.515	0.306	4.000
DB15	1.074	0.624	0.282	0.189	0.340	0.636	0.855	4.000
DB23	0.580	0.977	1.102	0.835	0.434	0.136	-0.063	4.000
DB24	0.435	0.657	0.702	0.678	0.696	0.553	0.279	4.000
DB25	0.454	0.602	0.550	0.425	0.468	0.674	0.828	4.000
DB34	0.076	0.408	0.753	0.926	0.901	0.653	0.282	4.000
DB35	0.095	0.353	0.601	0.673	0.672	0.775	0.832	4.000
DB45	-0.050	0.034	0.201	0.516	0.935	1.191	1.174	4.000
DB123	1.502	1.450	1.224	0.803	0.379	0.105	-0.063	5.400
DB124	1.372	1.163	0.863	0.662	0.615	0.479	0.245	5.400
DB125	1.389	1.113	0.726	0.434	0.410	0.589	0.739	5.400
DB134	1.049	0.939	0.910	0.885	0.799	0.570	0.248	5.400
DB135	1.066	0.889	0.773	0.657	0.593	0.679	0.743	5.400
DB145	0.935	0.602	0.412	0.516	0.830	1.054	1.051	5.400
DB234	0.491	0.919	1.151	1.097	0.914	0.604	0.224	5.400
DB235	0.508	0.869	1.014	0.870	0.708	0.713	0.718	5.400
DB245	0.377	0.582	0.654	0.728	0.944	1.088	1.027	5.400
DB345	0.054	0.358	0.700	0.952	1.128	1.178	1.030	5.400
DB1234	1.226	1.242	1.152	0.958	0.752	0.488	0.182	6.000
DB1235	1.240	1.201	1.038	0.768	0.580	0.579	0.594	6.000
DB1245	1.131	0.961	0.738	0.650	0.778	0.892	0.851	6.000
DB1345	0.862	0.774	0.776	0.836	0.931	0.967	0.853	6.000
DB2345	0.397	0.758	0.977	1.013	1.026	0.995	0.833	6.000
DB12345	1.214	1.234	1.170	1.056	1.017	0.980	0.828	7.500

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	합계
DL1	0.545	0.319	0.128	0.028	-0.007	-0.010	-0.003	1.000
DL2	0.228	0.313	0.267	0.146	0.055	0.008	-0.017	1.000
DL3	0.050	0.181	0.296	0.276	0.158	0.057	-0.017	1.000
DL4	-0.018	0.020	0.086	0.192	0.300	0.270	0.149	1.000
DL5	-0.008	-0.006	0.011	0.065	0.177	0.334	0.428	1.000
DL12	0.773	0.633	0.395	0.174	0.049	-0.003	-0.021	2.000
DL13	0.595	0.500	0.424	0.304	0.151	0.046	-0.021	2.000
DL14	0.527	0.340	0.215	0.220	0.293	0.260	0.146	2.000
DL15	0.537	0.313	0.139	0.092	0.170	0.324	0.424	2.000

DL23	0.278	0.494	0.563	0.421	0.214	0.064	-0.034	2.000
DL24	0.210	0.334	0.353	0.338	0.355	0.278	0.132	2.000
DL25	0.220	0.307	0.278	0.210	0.232	0.342	0.410	2.000
DL34	0.032	0.201	0.382	0.468	0.458	0.327	0.132	2.000
DL35	0.042	0.175	0.307	0.340	0.335	0.391	0.410	2.000
DL45	-0.026	0.014	0.097	0.257	0.476	0.604	0.577	2.000
DL123	0.741	0.732	0.622	0.404	0.186	0.048	-0.034	2.700
DL124	0.679	0.588	0.433	0.329	0.313	0.241	0.116	2.700
DL125	0.688	0.564	0.366	0.214	0.203	0.298	0.366	2.700
DL134	0.519	0.469	0.460	0.446	0.406	0.285	0.116	2.700
DL135	0.528	0.445	0.392	0.331	0.295	0.342	0.366	2.700
DL145	0.467	0.301	0.203	0.256	0.423	0.535	0.516	2.700
DL234	0.234	0.463	0.584	0.552	0.462	0.301	0.103	2.700
DL235	0.243	0.439	0.517	0.437	0.351	0.359	0.354	2.700
DL245	0.182	0.295	0.328	0.362	0.479	0.551	0.504	2.700
DL345	0.021	0.176	0.354	0.479	0.571	0.595	0.504	2.700
DL1234	0.604	0.626	0.583	0.481	0.380	0.243	0.084	3.000
DL1235	0.611	0.606	0.527	0.385	0.288	0.291	0.292	3.000
DL1245	0.560	0.486	0.369	0.323	0.394	0.451	0.417	3.000
DL1345	0.426	0.386	0.391	0.420	0.471	0.488	0.417	3.000
DL2345	0.189	0.381	0.495	0.509	0.518	0.501	0.407	3.000
DL12345	0.598	0.621	0.591	0.530	0.512	0.494	0.404	3.750

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5090.0	5614.9	4848.8	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2004.8	2171.1	2361.8	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4493.0	3759.2	4073.7		
DL 활하중	4841.5	3996.7	4382.3		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4841.5	3996.7	4382.3		
합 계	20151.8	19998.2	19808.4		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G6	G7	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	403.9	435.1	384.2	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	205.6	166.3	226.3	바닥판 합성단면	
DB 활하중	443.4	438.0	424.5		
DL 활하중	455.3	429.0	429.9		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	455.3	438.0	429.9		
합 계	1790.7	1765.2	1766.3		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	210.238	169.045	152.285	157.653	173.903	191.912	235.438	
ADD	1395.305	1409.047	1392.287	1397.655	1413.905	1431.914	1400.445	
DB1	287.609	198.283	102.865	40.348	10.767	4.049	0.810	
DB2	151.406	179.716	155.315	95.967	46.383	17.705	6.338	
DB3	60.627	115.306	161.183	151.784	99.774	50.752	17.820	
DB4	9.775	26.668	63.133	116.696	165.694	158.949	114.454	
DB5	2.016	6.261	19.356	57.686	121.863	196.384	239.903	
DB12	438.877	377.890	257.846	135.736	53.772	17.308	6.039	
DB13	348.056	313.473	263.693	191.514	107.084	49.871	17.423	
DB14	289.082	223.323	164.799	155.984	172.828	157.580	111.994	
DB15	285.200	201.265	121.186	96.985	128.918	195.122	237.632	
DB23	212.026	294.997	316.471	247.746	146.152	68.434	24.154	
DB24	152.658	204.668	217.591	211.965	211.240	175.056	112.450	
DB25	148.780	182.633	173.981	152.968	167.330	212.599	238.088	
DB34	61.907	140.277	223.456	267.814	264.694	208.242	124.745	
DB35	58.053	118.246	179.849	208.818	220.785	245.785	250.384	
DB45	11.313	30.458	82.190	174.174	287.442	355.294	354.255	
DB123	449.522	443.862	377.096	258.737	138.120	60.825	21.387	
DB124	396.001	362.519	288.098	226.474	196.548	156.532	99.471	
DB125	392.525	342.684	248.841	173.376	157.037	190.331	212.555	
DB134	314.324	304.565	293.366	276.725	244.683	186.414	110.553	
DB135	310.850	284.733	254.131	223.627	205.171	220.191	223.633	
DB145	258.255	203.815	165.137	192.008	265.144	318.470	316.420	
DB234	191.550	287.799	340.878	327.103	279.235	202.133	110.940	
DB235	188.070	267.941	301.619	274.002	239.723	235.931	224.024	
DB245	135.477	187.025	212.646	242.384	299.696	334.189	316.806	
DB345	53.800	129.072	217.914	292.635	347.830	364.071	327.888	
DB1234	375.139	388.428	360.959	302.331	238.068	167.598	91.020	
DB1235	372.221	371.878	328.249	258.087	205.141	195.745	185.253	
DB1245	328.405	304.471	254.104	231.733	255.121	277.636	262.562	
DB1345	260.351	256.168	258.497	273.615	295.219	302.534	271.803	
DB2345	158.020	242.174	298.085	315.590	324.033	315.651	272.141	
DB12345	373.528	390.787	374.956	345.330	329.381	314.786	270.676	
DL1	292.020	195.621	106.470	45.803	13.789	5.113	0.893	
DL2	159.073	175.190	148.737	93.632	47.570	20.385	7.758	
DL3	68.172	113.311	152.168	142.400	96.274	53.210	22.579	
DL4	12.194	29.325	62.933	111.405	157.848	154.297	122.732	

DL5	2.394	7.903	22.108	60.505	121.526	191.660	246.681	
DL12	450.916	370.653	254.777	138.721	58.150	22.027	7.361	
DL13	359.948	308.763	258.113	187.363	106.657	53.736	21.859	
DL14	295.578	222.744	167.783	155.807	168.005	154.181	119.748	
DL15	289.732	200.041	127.134	104.914	131.572	191.701	244.003	
DL23	227.290	288.514	300.916	236.045	143.889	73.642	30.355	
DL24	162.346	202.241	210.563	204.118	204.354	172.618	121.861	
DL25	156.500	179.538	169.914	153.223	167.914	210.128	246.070	
DL34	71.442	140.357	213.956	252.883	253.060	205.451	136.727	
DL35	65.602	117.661	173.345	201.993	216.624	242.964	260.936	
DL45	13.912	34.845	84.623	171.654	279.283	345.910	369.276	
DL123	467.158	435.560	366.186	252.917	138.836	66.747	26.669	
DL124	408.593	357.888	284.877	224.099	193.050	155.533	107.651	
DL125	403.334	337.440	248.280	178.292	160.262	189.295	219.450	
DL134	326.811	302.171	287.930	267.991	236.912	185.093	121.041	
DL135	321.513	281.719	251.365	222.187	204.127	218.857	232.840	
DL145	264.270	204.640	170.059	194.253	260.474	311.096	329.395	
DL234	206.868	283.707	326.412	311.453	269.593	201.663	122.895	
DL235	201.615	263.265	289.854	265.652	236.809	235.428	234.694	
DL245	144.372	186.187	208.549	237.725	293.169	327.717	331.307	
DL345	62.562	130.504	211.637	281.618	336.998	357.272	344.690	
DL1234	391.130	382.991	351.487	293.187	232.275	168.179	100.728	
DL1235	386.764	365.939	321.031	255.056	204.956	196.322	193.910	
DL1245	339.048	301.722	253.251	231.750	251.918	273.228	274.370	
DL1345	270.852	255.274	255.805	268.362	288.481	297.855	285.536	
DL2345	170.954	239.940	287.921	304.583	315.711	311.698	287.130	
DL12345	389.688	386.473	367.365	338.224	323.324	311.832	285.399	
ENV	467.158	443.862	377.096	345.330	347.830	364.071	369.276	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1862.463	1852.909	1769.383	1742.985	1761.735	1795.985	1769.721	

8.3.2 종점측(단위:kN_좌측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	212.825	167.278	151.824	159.131	172.662	194.541	232.212	
ADD	1397.892	1407.280	1391.826	1399.133	1412.664	1434.543	1397.219	
DB1	289.351	195.974	102.444	40.398	10.499	3.571	0.803	
DB2	152.716	179.081	155.059	96.071	45.895	16.999	6.301	
DB3	61.331	115.759	161.140	152.047	99.168	50.004	17.616	
DB4	9.854	27.529	63.189	117.343	165.336	159.291	113.348	
DB5	2.021	6.890	19.327	58.358	121.678	198.255	238.284	
DB12	441.914	374.927	257.168	135.875	53.016	16.135	6.021	
DB13	350.486	311.598	263.229	191.812	106.209	48.658	17.242	
DB14	290.855	221.941	164.440	156.662	172.203	157.424	110.939	
DB15	286.900	199.601	120.743	97.688	128.467	196.510	236.058	
DB23	214.040	294.815	316.173	248.112	145.058	66.980	23.912	
DB24	153.997	204.992	217.400	212.706	210.399	174.593	111.355	
DB25	150.046	182.675	173.705	153.734	166.664	213.679	236.474	
DB34	62.643	141.688	223.479	268.715	263.735	207.745	123.482	
DB35	58.716	119.375	179.787	209.744	220.000	246.832	248.601	
DB45	11.382	31.942	82.222	175.492	286.901	357.513	351.537	
DB123	452.888	441.603	376.448	259.098	136.893	59.098	21.190	
DB124	398.755	360.718	287.547	227.170	195.550	155.682	98.511	
DB125	395.214	340.630	248.214	174.094	156.196	190.870	211.128	
DB134	316.535	303.743	293.007	277.566	243.578	185.534	109.441	
DB135	312.996	283.657	253.696	224.490	204.223	220.700	222.054	
DB145	259.831	203.166	164.794	193.222	264.417	320.013	314.028	
DB234	193.371	288.511	340.670	327.999	277.936	200.975	109.792	
DB235	189.826	268.400	301.335	274.922	238.581	236.163	222.409	
DB245	136.663	187.912	212.454	243.653	298.775	335.454	314.379	
DB345	54.443	130.936	217.914	294.049	346.802	365.306	325.309	
DB1234	377.948	387.278	360.470	303.103	236.784	166.273	90.084	
DB1235	374.975	370.517	327.696	258.878	203.988	195.578	183.928	
DB1245	330.684	303.466	253.628	232.816	254.153	278.329	260.560	
DB1345	262.178	255.978	258.182	274.818	294.161	303.203	269.674	
DB2345	159.521	243.263	297.894	316.840	322.814	316.089	269.983	
DB12345	376.321	390.133	374.450	346.605	327.961	314.862	268.539	
DL1	295.743	191.774	105.875	45.887	13.471	4.510	0.890	
DL2	161.311	173.964	148.278	93.724	46.899	19.486	7.744	
DL3	69.096	113.808	152.112	142.722	95.344	52.293	22.393	
DL4	12.248	30.422	63.023	112.401	157.347	155.047	120.997	

DL5	2.390	8.704	22.051	61.410	121.311	194.842	243.443	
DL12	456.858	365.559	253.726	138.875	57.154	20.530	7.372	
DL13	364.573	305.388	257.466	187.745	105.401	52.220	21.708	
DL14	299.240	220.103	167.281	156.860	167.181	154.285	118.094	
DL15	293.363	197.032	126.497	105.874	131.035	194.259	240.838	
DL23	230.453	287.785	300.402	236.458	142.288	71.825	30.154	
DL24	164.522	202.264	210.197	205.193	203.196	172.318	120.224	
DL25	158.645	179.193	169.413	154.205	167.044	212.281	242.922	
DL34	72.305	142.102	213.994	254.188	251.644	205.134	134.919	
DL35	66.435	119.038	173.248	203.205	215.496	245.100	257.617	
DL45	13.941	36.744	84.669	173.552	278.570	349.850	364.312	
DL123	473.335	431.419	365.190	253.344	137.100	64.573	26.520	
DL124	413.876	354.428	284.015	225.120	191.716	154.702	106.224	
DL125	408.590	333.649	247.297	179.229	159.186	190.672	216.663	
DL134	330.912	300.261	287.431	269.218	235.345	184.246	119.459	
DL135	325.587	279.478	250.746	223.330	202.820	220.219	229.898	
DL145	267.509	203.037	169.566	196.012	259.542	314.052	325.014	
DL234	209.632	284.194	326.036	312.700	267.727	200.453	121.329	
DL235	204.352	263.422	289.357	266.815	235.201	236.425	231.768	
DL245	146.274	186.981	208.179	239.503	291.936	330.309	326.940	
DL345	63.282	132.847	211.630	283.603	335.533	359.849	340.169	
DL1234	396.205	380.496	350.730	294.271	230.477	166.703	99.461	
DL1235	391.816	363.169	320.173	256.070	203.373	196.687	191.510	
DL1245	343.404	299.483	252.498	233.276	250.647	274.920	270.769	
DL1345	274.222	254.327	255.355	270.060	287.016	299.535	281.806	
DL2345	173.210	240.991	287.574	306.297	313.997	313.075	283.413	
DL12345	394.715	384.623	366.573	339.983	321.366	312.741	281.721	
ENV	473.335	441.603	376.448	346.605	346.802	365.306	364.312	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1871.227	1848.883	1768.274	1745.738	1759.466	1799.849	1761.531	

8.3.3 시점측(단위:kN_우측편재하)

위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	210.238	169.045	152.285	157.653	173.903	191.912	235.438	
ADD	1395.305	1409.047	1392.287	1397.655	1413.905	1431.914	1400.445	
DB1	0.849	3.692	10.926	41.283	104.329	196.568	285.827	
DB2	6.678	17.952	47.636	97.556	156.276	176.909	148.813	
DB3	33.806	83.815	138.629	164.058	128.453	73.786	25.524	
DB4	101.131	151.022	167.816	124.966	70.411	31.374	11.195	
DB5	217.911	196.347	129.906	65.937	24.878	8.293	2.713	
DB12	6.409	16.877	55.598	138.268	260.280	373.340	434.451	
DB13	31.862	82.432	146.415	204.675	232.455	270.193	311.056	
DB14	98.616	149.378	175.589	165.209	173.464	226.212	287.676	
DB15	215.606	194.819	137.635	106.256	128.176	202.428	283.064	
DB23	34.271	100.631	185.594	261.341	284.741	250.527	173.934	
DB24	99.977	167.384	214.656	221.806	225.746	206.517	150.486	
DB25	216.970	212.828	176.725	162.855	180.460	182.734	145.875	
DB34	134.900	234.818	306.421	288.978	198.829	105.071	36.207	
DB35	251.630	280.141	268.482	229.845	153.107	80.568	27.443	
DB45	318.986	347.362	297.650	190.797	95.119	38.246	13.628	
DB123	30.600	89.588	174.201	271.836	349.866	402.276	413.621	
DB124	88.223	149.409	200.203	236.188	296.765	362.624	392.419	
DB125	193.537	190.302	166.065	183.136	256.006	341.208	388.262	
DB134	119.192	209.885	282.789	296.333	271.737	269.991	281.899	
DB135	224.481	250.771	248.627	243.279	230.978	248.596	277.746	
DB145	284.542	311.016	274.882	207.736	177.880	209.011	256.703	
DB234	120.417	226.083	317.960	347.268	318.769	252.254	158.425	
DB235	225.706	266.970	283.800	294.217	278.034	230.862	154.274	
DB245	285.772	327.237	310.058	258.675	224.936	191.277	133.231	
DB345	317.479	388.060	392.663	319.350	201.178	100.760	34.778	
DB1234	98.884	187.357	270.797	319.869	343.633	357.510	346.162	
DB1235	186.637	221.435	242.338	275.656	309.678	339.677	342.694	
DB1245	236.701	271.661	264.225	246.048	265.437	306.704	325.173	
DB1345	262.483	322.045	333.042	296.153	244.579	229.513	233.077	
DB2345	263.504	335.540	362.354	338.611	283.795	214.730	130.172	
DB12345	262.045	334.502	368.188	369.074	361.792	362.041	344.327	
DL1	0.945	4.652	14.011	46.474	107.610	192.507	291.920	
DL2	8.220	20.405	48.597	94.819	149.660	171.983	157.076	
DL3	39.963	83.653	130.569	154.179	121.733	74.689	32.038	
DL4	109.128	146.760	159.664	118.685	69.750	34.328	13.966	

DL5	223.895	192.428	127.983	67.775	27.416	10.514	3.278	
DL12	7.779	21.063	59.640	140.561	256.851	364.368	448.783	
DL13	37.627	83.436	141.312	199.758	228.792	266.778	322.490	
DL14	106.153	146.233	170.382	163.744	175.616	224.505	296.101	
DL15	221.148	192.016	138.622	112.921	133.637	200.187	289.466	
DL23	43.793	103.032	178.625	248.734	271.246	246.278	187.648	
DL24	109.223	165.086	207.242	212.578	218.073	203.938	161.013	
DL25	224.262	210.877	175.486	161.725	176.126	179.624	154.382	
DL34	149.105	230.457	290.246	272.907	191.492	109.022	46.007	
DL35	263.770	276.075	258.475	221.791	148.888	83.692	34.878	
DL45	332.939	339.183	287.570	186.296	96.905	43.331	16.805	
DL123	38.895	92.897	170.610	264.982	340.557	394.776	431.405	
DL124	96.310	148.395	196.183	232.335	292.719	356.620	407.262	
DL125	199.853	189.615	167.609	186.597	254.955	334.730	401.325	
DL134	131.408	206.844	270.870	286.110	267.487	269.082	294.331	
DL135	234.914	248.089	242.292	240.335	229.719	247.187	288.392	
DL145	296.560	304.603	268.446	207.966	181.888	209.147	264.601	
DL234	134.189	223.820	304.046	330.020	305.707	250.555	172.769	
DL235	237.743	265.080	275.479	284.283	267.939	228.655	166.786	
DL245	299.344	321.584	301.629	251.918	220.121	190.665	143.053	
DL345	335.590	380.593	376.350	306.451	196.789	106.227	43.962	
DL1234	110.156	186.391	261.405	309.215	335.150	353.039	362.606	
DL1235	196.453	220.752	237.603	271.112	303.668	334.788	357.648	
DL1245	247.806	267.844	259.421	244.120	263.783	303.102	337.850	
DL1345	277.027	316.550	321.618	288.891	242.775	230.131	243.730	
DL2345	279.353	330.695	349.272	325.499	274.613	214.692	142.399	
DL12345	277.698	330.558	357.330	359.702	355.007	358.948	361.062	
ENV	335.590	388.060	392.663	369.074	361.792	402.276	448.783	
균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1730.895	1797.107	1784.950	1766.729	1775.697	1834.190	1849.228	

8.3.4 종점측(단위:kN_우측편재하)

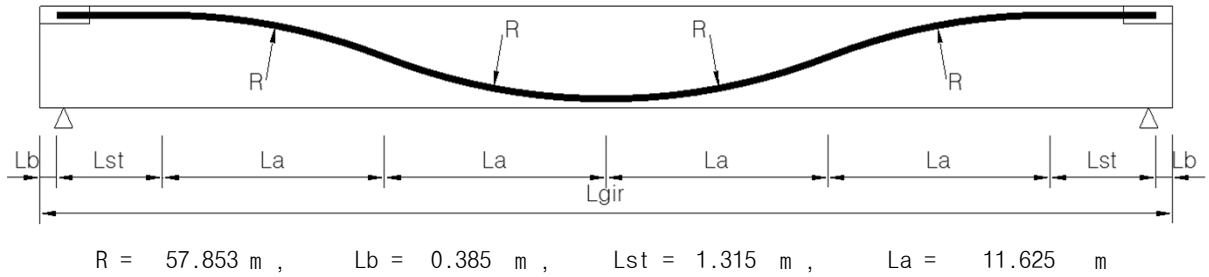
위치	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	비고
자 중	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전	434.575	489.510	489.510	489.510	489.510	489.510	414.515	
합성후	212.825	167.278	151.824	159.131	172.662	194.541	232.212	
ADD	1397.892	1407.280	1391.826	1399.133	1412.664	1434.543	1397.219	
DB1	0.856	4.223	10.863	41.940	104.176	199.005	284.093	
DB2	6.719	18.762	47.672	98.226	155.982	177.664	147.522	
DB3	34.234	84.574	138.663	164.431	127.863	73.096	25.174	
DB4	102.156	150.995	167.666	125.132	69.846	30.620	11.096	
DB5	219.470	194.894	129.553	65.999	24.498	7.691	2.706	
DB12	6.428	18.203	55.579	139.595	259.840	376.548	431.440	
DB13	32.262	83.725	146.396	205.706	231.720	271.952	308.991	
DB14	99.587	149.904	175.388	166.023	172.758	227.810	285.892	
DB15	217.120	193.908	137.230	106.968	127.654	204.226	281.367	
DB23	34.719	102.263	185.669	262.384	283.857	250.580	172.311	
DB24	100.993	168.260	214.549	222.632	224.892	206.406	149.146	
DB25	218.528	212.266	176.415	163.580	179.789	182.823	144.621	
DB34	136.352	235.551	306.305	289.518	197.674	103.622	35.760	
DB35	253.612	279.445	268.164	230.279	152.137	79.274	27.096	
DB45	321.567	345.879	297.147	191.024	94.174	36.893	13.530	
DB123	30.983	91.522	174.219	273.366	348.941	404.531	410.613	
DB124	89.112	150.678	200.058	237.522	295.866	364.729	389.670	
DB125	194.915	190.276	165.738	184.379	255.272	343.492	385.590	
DB134	120.452	211.042	282.639	297.401	270.570	270.809	279.979	
DB135	226.229	250.634	248.294	244.256	229.977	249.594	275.904	
DB145	286.804	310.189	274.385	208.518	176.905	209.864	255.113	
DB234	121.717	227.554	317.895	348.348	317.470	251.534	156.905	
DB235	227.494	267.146	283.552	295.205	276.899	230.322	152.832	
DB245	288.073	326.724	309.646	259.469	223.828	190.592	132.041	
DB345	320.186	387.409	392.242	319.890	199.796	98.915	34.377	
DB1234	99.946	188.983	270.702	321.261	342.441	358.747	343.609	
DB1235	188.106	221.983	242.091	276.972	308.624	341.064	340.206	
DB1245	238.598	271.634	263.842	247.202	264.405	307.970	322.895	
DB1345	264.689	321.924	332.654	297.085	243.324	229.706	231.490	
DB2345	265.743	335.682	362.037	339.553	282.429	213.642	128.918	
DB12345	264.263	335.044	367.830	370.508	360.317	362.789	341.787	
DL1	0.947	5.323	13.900	47.322	107.411	196.567	288.214	
DL2	8.237	21.441	48.648	95.809	149.287	173.404	154.877	
DL3	40.429	84.595	130.669	154.723	120.788	73.863	31.691	
DL4	110.677	146.516	159.393	118.840	68.933	33.380	13.891	
DL5	226.902	189.915	127.410	67.847	26.923	9.745	3.283	

DL12	7.766	22.763	59.598	142.401	256.286	369.869	442.897	
DL13	38.037	85.071	141.323	201.149	227.658	270.011	318.474	
DL14	107.615	146.704	170.025	164.734	174.625	227.482	292.444	
DL15	224.079	190.201	137.961	113.833	132.958	203.414	285.856	
DL23	44.227	105.081	178.776	250.266	269.929	246.844	185.130	
DL24	110.677	166.019	207.025	213.709	216.899	204.240	158.865	
DL25	227.185	209.524	174.965	162.778	175.265	180.175	152.280	
DL34	151.120	231.155	290.075	273.605	189.729	107.248	45.585	
DL35	267.237	274.498	258.002	222.405	147.446	82.096	34.549	
DL45	337.490	336.421	286.726	186.522	95.591	41.612	16.749	
DL123	39.254	95.338	170.665	267.124	339.201	398.958	425.821	
DL124	97.572	149.855	195.906	234.116	291.491	360.560	402.017	
DL125	202.438	189.017	167.059	188.308	254.009	338.895	396.122	
DL134	133.139	208.119	270.640	287.489	265.746	271.002	290.738	
DL135	237.968	247.305	241.787	241.644	228.259	249.332	284.841	
DL145	300.561	302.774	267.611	208.915	180.556	211.061	261.373	
DL234	135.914	225.510	303.941	331.525	303.802	250.067	170.533	
DL235	240.791	264.711	275.100	285.718	266.315	228.391	164.593	
DL245	303.338	320.170	300.920	252.993	218.625	190.171	141.182	
DL345	340.105	378.954	375.680	307.142	194.756	103.936	43.599	
DL1234	111.555	188.317	261.250	311.106	333.419	355.689	357.983	
DL1235	198.954	220.962	237.219	272.944	302.172	337.626	353.060	
DL1245	251.096	267.182	258.762	245.653	262.394	305.748	333.531	
DL1345	280.707	315.734	320.997	290.089	240.958	231.094	240.788	
DL2345	283.027	330.225	348.757	326.801	272.659	213.648	140.588	
DL12345	281.334	330.605	356.747	361.641	352.910	360.962	356.492	
ENV	340.105	387.409	392.242	370.508	360.317	404.531	442.897	
군 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)	1737.997	1794.689	1784.068	1769.641	1772.981	1839.074	1840.116	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.405 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.315 + 0.405 \times 57.853 = 24.724 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 261701 \text{ N}$$

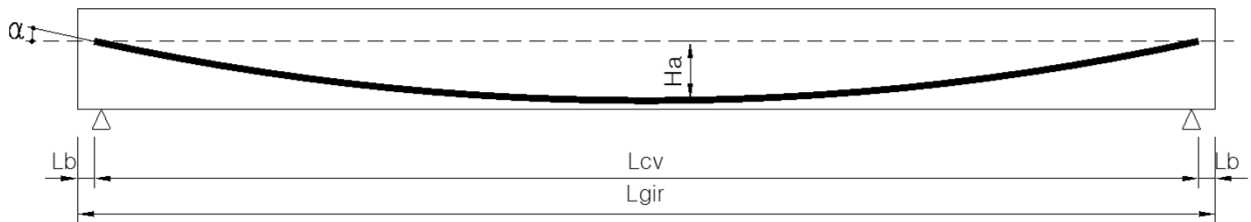
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 231940 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



$$Lcv = 49.130 \text{ m}$$

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

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

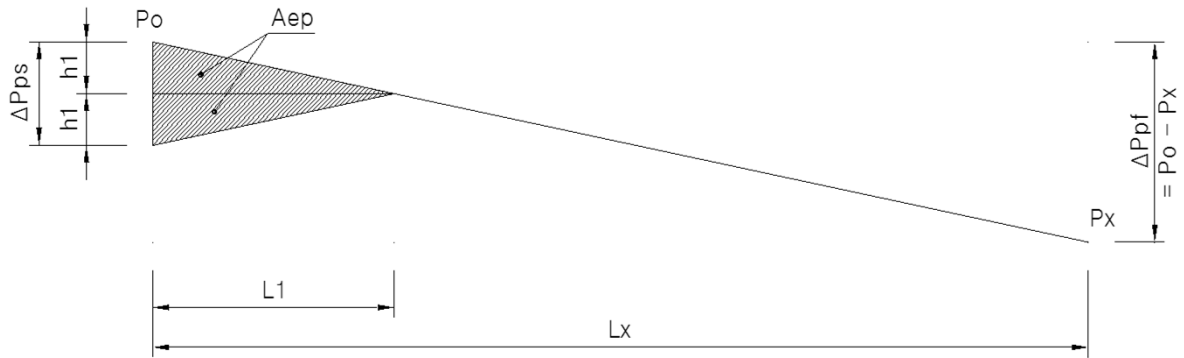
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 지간중양부까지의 강선길이(x) = $Lt / 2$

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

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	471064
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	442370
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	413362
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	384128

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



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

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

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

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

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

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

- ▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔP_{px})

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

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

단위	L_x	p	A_{ep}	L_1	ΔP_{ps}	ΔP_{px}
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	24.565	4721	1508400	17.875	168773	0
C2	24.565	4721	1508400	17.875	168773	0
T1	24.724	10585	1165080	10.492	222100	0
T2	24.636	19121	2663040	11.802	451304	0
T3	24.599	17983	2663040	12.169	437674	0
T4	24.576	16820	2663040	12.583	423284	0
T5	24.565	15637	2663040	13.050	408126	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

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

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

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

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

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

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

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

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

- 긴장회수(N) = 4 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : $A_{net} = 1.01095 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.87631 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 8215500 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3260000	-471064	0	2788936	-1.002517	4
T3	3260000	-442370	0	2817630	-1.002517	1
T4	3260000	-413362	0	2846638	-1.002517	2
T5	3260000	-384128	0	2875872	-1.002517	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	6.019	18.181	-2.350	15.831	108.920	241.715
T4	6.081	12.100	-2.350	9.751	67.085	148.876
T5	6.143	5.957	-2.350	3.607	24.819	55.077
T2	5.957	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.200	36.238	-9.399	26.840	184.658	409.793

Δf_{pe} 의 평균치 : 46.165 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 102.448 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	-650000	115970	0	0	-534030	1.34748	-719597
C2	-650000	115970	0	0	-534030	1.34748	-719597
PS강봉 소계(압축)					-1068060	1.34748	-1439194
T1	1300000	-261701	0	0	1038299	-1.01252	-1051295
T2	3260000	-471064	0	35875	2824811	-1.00252	-2831920
T3	3260000	-442370	0	-241715	2575914	-1.00252	-2582397
T4	3260000	-413362	0	-148876	2697763	-1.00252	-2704552
T5	3260000	-384128	0	-55077	2820794	-1.00252	-2827893
PS강연선 소계(인장)					11957582	-1.00383	-11998056

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			5090.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2004.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4841.50	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5090.00}{0.96846} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
f _{bl}	MPa	2.620	2.091	2.323	-4.053	13.054	-24.269	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2004.80}{1.97439} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
f _{al}	MPa	1.085	0.866	0.962	-1.678	5.405	-10.049	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4841.5 + 0}{1.97439} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
f _{ll}	MPa	2.620	2.091	2.323	-4.053	13.054	-24.269	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6673} + n \cdot \frac{548.0}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fsh	MPa	0.103	0.043	0.048	-0.674	0.086	4.139	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 16.75 - 7 \times 6.62 = 154.670 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26.16 + -9.41 = 16.75 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.07 + -1.55 = -6.62 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5090}{0.96846} \cdot -0.965 = -5.072 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2005}{1.97439} \cdot -1.529 = -1.552 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -154.670 \times 0.0098 = -1523.147 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1523.147}{1.6673} + n \cdot \frac{2328.468}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
fcr	MPa	0.438	0.183	0.204	-2.863	0.364	17.586	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (424.85 + 47.16 + 5.41) \times 0.03 = 14.322 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -14.322 \times 0.0025 = -36.006 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-36.006}{1.6673} + n \cdot \frac{-29.607}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
f _{rgb}	MPa	-0.035	-0.032	-0.036	0.003	-0.220	0.009	

10.1.9 강선의 릴렉сей션

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

	A _{gs}	Δ f _{pf}	Δ f _{pe}	Δ f _{sh}	Δ f _{cr}	Δ f _{rgs}
T1	0.000971	269.545	0.000	36.400	154.670	6.578
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	154.670	8.971
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	154.670	22.385
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	154.670	19.116
T5	0.002219	173.0931	-24.819	36.400	154.670	15.812
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	773.352	72.863
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	154.670	14.573

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.573 \times 0.0098 = -143.51 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-143.51}{1.6673} + n \cdot \frac{219.38}{1.9744} \cdot y$$

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	1.187	0.947	0.947	-1.653	0.822	-1.529	
f _{rgs}	MPa	0.041	0.017	0.019	-0.270	0.034	1.657	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2766182400 = 388.978 \\
 B &= 1 + m = 1 + 388.978 = 389.978 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 388.978 \times 0.12 = -45.166 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 388.978 \times 0.005 + 388.978 \times 0.014 \\
 &= 10.639 \\
 P &= (1383.68 + 1149.34306) / 2 \times (138.7 \times 71) \\
 &= 12472226 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1661217.969 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -197833.845 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 115244.388 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13347.335 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 2.817 \text{ MPa}$$

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

$$= 2.948 \text{ MPa}$$

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

$$= -5.748 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.522 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.179 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.221 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.398 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.105 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	2.817	2.948	-5.748	1.522	-5.272	1.349	
f _{sh2}	MPa	-0.179	-0.221	0.398	-0.105	0.365	-0.093	
f ₂	MPa	2.638	2.727	-5.350	1.417	-4.907	1.256	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			5614.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2171.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3996.70	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

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} = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5614.90}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{bl}	MPa			8.761	-6.314	52.024	-36.220	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2171.10}{2.00646} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
f _{al}	MPa	1.139	0.905	1.006	-1.808	5.634	-10.835	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3996.7 + 0}{2.00646} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
f _{ll}	MPa	2.096	1.666	1.851	-3.328	10.372	-19.945	

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.

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6958} + n \cdot \frac{548.0}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fsh	MPa	0.097	0.038	0.042	-0.668	0.054	4.103	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 16.75 - 7 \times 7.25 = 150.296 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26 + -9.41 = 16.75 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.59 + -1.65 = -7.25 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5615}{0.96846} \cdot -0.965 = -5.595 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2171}{2.00646} \cdot -1.529 = -1.654 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -150.296 \times 0.0098 = -1480.070 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1480.070}{1.6958} + n \cdot \frac{2262.616}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
fcr	MPa	0.401	0.158	0.175	-2.757	0.221	16.942	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (424.85 + 52.02 + 5.63) \times 0.03 = 14.475 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 14.475 \times 0.0025 = -36.390 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-36.390}{1.6958} + n \cdot \frac{-29.923}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
f _{rgb}	MPa	-0.035	-0.032	-0.035	0.003	-0.217	0.010	

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	269.545	0.000	36.400	150.296	6.797
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	150.296	9.190
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	150.296	22.604
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	150.296	19.335
T5	0.002219	173.093	-24.819	36.400	150.296	16.031
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	751.480	73.956
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	150.296	14.791

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = 14.791 \times 0.0098 = -145.66 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-145.66}{1.6958} + n \cdot \frac{222.67}{2.0065} \cdot y$$

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	1.169	0.929	0.929	-1.671	0.804	-1.547	
f _{rgs}	MPa	0.039	0.016	0.017	-0.271	0.022	1.667	

10.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262725 = 409.547 \\
 B &= 1 + m = 1 + 409.547 = 410.547 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.547 \times 0.12 = -47.635 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 409.547 \times 0.005 + 409.547 \times 0.014 \\
 &= 11.034 \\
 P &= (1383.68 + 1154.07849) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12495542 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1752736.409 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -209513.017 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 113171.156 \text{ N} \\
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13130.932 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 3.165 \text{ MPa}$$

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

$$= 3.239 \text{ MPa}$$

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

$$= -6.066 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.607 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.186 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.227 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.391 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.103 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	3.165	3.239	-6.066	1.607	-5.564	1.424	
f _{sh2}	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f ₂	MPa	2.979	3.012	-5.675	1.504	-5.205	1.332	

10.3 G7거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1068	1.347	-1439.19	
	강선	gs	11958	-1.004	-11998.06	
합성전 고정하중		bl			4848.80	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2361.80	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4382.30	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128			
f _{sw}	MPa			13.805	-10.571			

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} = 10890 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1068}{0.002514} = 424.845 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-11958}{0.0098477} = -1214.251 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{4848.80}{0.96846} \cdot y$$

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			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{bl}	MPa			7.565	-5.452	44.926	-31.278	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2361.80}{1.94070} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
f _{al}	MPa	1.321	1.058	1.176	-1.988	6.627	-11.896	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4382.3 + 0}{1.94070} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
f _{ll}	MPa	2.451	1.963	2.182	-3.689	12.296	-22.073	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.6383} + n \cdot \frac{548.0}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fsh	MPa	0.110	0.049	0.054	-0.680	0.121	4.177	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 16.75 - 7 \times 6.69 = 154.196 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26.16 + -9.41 = 16.75 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -4.83 + -1.86 = -6.69 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10890}{1.011} + \frac{-13437}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.164 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{8216}{0.87631} \cdot -1.004 = -9.411 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{4849}{0.96846} \cdot -0.965 = -4.831 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2362}{1.94070} \cdot -1.529 = -1.860 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -154.196 \times 0.0098 = -1518.471 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1518.471}{1.6383} + n \cdot \frac{2321.320}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
fcr	MPa	0.464	0.206	0.229	-2.881	0.513	17.692	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (424.85 + 44.93 + 6.63) \times 0.03 = 14.292 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -14.292 \times 0.0025 = -35.930 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-35.930}{1.6383} + n \cdot \frac{-29.544}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
f _{rgb}	MPa	-0.036	-0.033	-0.037	0.003	-0.225	0.007	

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	269.545	0.000	36.400	154.196	6.602
T2	0.002219	212.267	16.166	36.400	154.196	8.995
T3	0.002219	199.338	-108.920	36.400	154.196	22.409
T4	0.002219	186.266	-67.085	36.400	154.196	19.140
T5	0.002219	173.093	-24.819	36.400	154.196	15.836
Σ	0.009848	1040.509	-184.658	182.000	770.978	72.981
avg	0.001970	208.102	-36.932	36.400	154.196	14.596

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.596 \times 0.0098 = -143.74 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-143.74}{1.6383} + n \cdot \frac{219.74}{1.9407} \cdot y$$

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	1.206	0.966	0.966	-1.634	0.841	-1.510	
f _{rgs}	MPa	0.044	0.019	0.022	-0.273	0.049	1.675	

10.3.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.00262725 = 409.547 \\
 B &= 1 + m = 1 + 409.547 = 410.547 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 409.547 \times 0.12 = -47.635 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 409.547 \times 0.005 + 409.547 \times 0.014 \\
 &= 11.034 \\
 P &= (1383.68 + 1149.85709) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12474757 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1574843.158 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ Md1 \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -187419.703 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 113171.156 \text{ N} \\
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13130.932 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 2.806 \text{ MPa}$$

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

$$= 2.949 \text{ MPa}$$

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

$$= -5.449 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.443 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.186 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.227 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.391 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.103 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	2.806	2.949	-5.449	1.443	-4.998	1.279	
f _{sh2}	MPa	-0.186	-0.227	0.391	-0.103	0.359	-0.092	
f ₂	MPa	2.620	2.721	-5.058	1.340	-4.639	1.187	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.831

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	± 2820.794
A _P	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	± 0.0022
f _{ps}	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	± 1271.086
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.000
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.2 G2~G6거더 응력산출

1) G2~G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	
계				1.997	17.490	424.845	-1214.251	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.761	-6.314	52.024	-36.220	
4	fal	1.139	0.905	1.006	-1.808	5.634	-10.835	
5	fil	2.096	1.666	1.851	-3.328	10.372	-19.945	
6	fsh	0.097	0.038	0.042	-0.668	0.054	4.103	
7	fcr	0.401	0.158	0.175	-2.757	0.221	16.942	
8	frgb	-0.035	-0.032	-0.035	0.003	-0.217	0.010	
9	frgs	0.039	0.016	0.017	-0.271	0.022	1.667	
10	f2	2.979	3.012	-5.675	1.504	-5.205	1.332	
계		6.717	5.763	8.140	3.852	487.751	-1257.196	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	2820.794
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	1271.086
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.3 G7거더 응력산출

1) G7거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.831

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-11.807	28.061	424.845	-1214.251	
계				1.997	17.490	424.845	-1214.251	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	7.565	-5.452	44.926	-31.278	
4	fal	1.321	1.058	1.176	-1.988	6.627	-11.896	
5	fil	2.451	1.963	2.182	-3.689	12.296	-22.073	
6	fsh	0.110	0.049	0.054	-0.680	0.121	4.177	
7	fcr	0.464	0.206	0.229	-2.881	0.513	17.692	
8	frgb	-0.036	-0.033	-0.037	0.003	-0.225	0.007	
9	frgs	0.044	0.019	0.022	-0.273	0.049	1.675	
10	f2	2.620	2.721	-5.058	1.340	-4.639	1.187	
계		6.973	5.984	8.130	3.869	484.513	-1254.760	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-534.030	-534.030	1038.299	2824.811	2575.914	2697.763	2820.794
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
fps	(MPa)	-424.845	-424.845	1069.419	1272.896	1160.740	1215.647	1271.086
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

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

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

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5090.00	30891	0.9685	42.55
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9744	7.08
프리스트레스 도입직후	-13437.25	30891	0.8763	-124.15
프리스트레스 손실	2391.03	30891	1.9744	9.80
활하중	4841.50	30891	1.9744	19.85

(2) G2~G6 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5614.90	30891	0.9685	46.94
합성후 고정하중	2171.10	30891	2.0065	9.12
프리스트레스 도입직후	-13437.25	30891	0.8763	-124.15
프리스트레스 손실	2391.03	30891	1.9744	9.80
활하중	3996.70	30891	1.9744	16.39

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.47$$

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

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

$$= 259.443 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\beta_c(t-t') = [(t-t') / \{ \beta_u + (t-t') \}]^{0.3} = 0.48$$

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 656 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.47 \times 2.425 \times 0.482 = 1.718$$

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

$$= 1.718 \times 0.48 = 0.825$$

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.1 \times \sqrt[3]{h} = 1.22$$

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

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

$$= 259.443$$

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

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

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

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

$$\text{여기서, } \beta_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 25(= 656 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.22 \times 2.425 \times 0.391 = 1.157$$

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

$$= 1.157 \times 0.98 = 1.134$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -124.15) = -39.80 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 42.55 + 7.08 + -114.34) \\ &= 12.70 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G6 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -124.15) = -39.80 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 46.94 + 9.12 + -114.34) \\ &= 19.98 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G6 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-48.24	-48.24	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-88.05	-88.05	
바닥판 타설 후	-45.49	-41.10	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-15.91	-2.19	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	19.85	16.39	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

$$\delta_v = 19.85 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

(2) G2~G6 거더

$$\delta_v = 16.39 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 30312615.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2800.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2716.0 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0098477 \text{ m}^2 = 9847.7 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001295 \end{aligned}$$

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

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

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1843.4 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times F_{ck} \times b) = 282.5 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께 : } 240.0 \text{ mm} &< 282.5 \text{ mm} && \text{----- 플랜지단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.088 \\ q_p (=0.088) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 59529.53 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=59529.532) &> M_u (=30312.615) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -34020.231 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 23.308 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -10.571 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.777 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-34020.231 < \Phi \cdot M_n (=59529.532)) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G7 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	403.92	1.62
합성후	205.57	5.32
활하중	455.31	20.13

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2714.9 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12357.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.308 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.777 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 52.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 725.88 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1771.25 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 419760.32 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1473.37 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 419760.32 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 10534693 \text{ N} = 10534.69 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10204848 / 1010953 = 10.094 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9136787 \times 0.2675 = 2443648.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 10534.7 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 10534.7 = 8427.8 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 4,213.877 \text{ kN}$$

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

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G7 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	695.79	385.42
합성전	395.12	218.11
합성후	200.03	106.22
활하중	446.75	234.14

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2638.7 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12357.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.308 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.777 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 925.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 695.79 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1734.21 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 23995.03 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 23995.03 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4466409.97 \text{ N} = 4466.41 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10204848 / 1010953 = 10.094 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9136787 \times 0.2675 = 2443648.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 4466.4 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 4466.4 = 3573.1 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,786.564 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

전단 철근 간격 $s = 200 \text{ mm}$ (0.75H (=1950mm) 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 G7 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	533.73	2806.60
합성전	331.08	1670.50
합성후	159.72	825.71
활하중	387.97	1730.90

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2166.0 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12357.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.308 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 10.571 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.7772 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 6966.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d = 2600 - (2475 + 1,750 + 1,250 + 750) / 4 = 1043.75 \text{ mm}$$

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

$$1,043.75 \text{ mm} < 0.8 \times H = 2080 \text{ mm} \quad \therefore d = 2080.00 \text{ mm}$$

$$V_d = 533.73 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1472.18 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 3276.73 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 3276.73 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4466409.97 \text{ N} = 4466.41 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10204848 / 1010953 = 10.094 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9136787 \times 0.2675 = 2443648.82 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 3276.7 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 3276.7 = 2621.4 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,310.693 \text{ kN}$$

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

4) 전단 철근 검토

전단 철근 간격 $s = 400 \text{ mm}$ (0.75H (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)

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

$$= (2166.0 - 2621.4) \times 400$$

$$/ (0.80 \times 300 \times 2080.00)$$

$$= -364.87 \text{ mm}^2$$

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

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

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.072$$

여기서, A_s, I_s : 슬래브 단면적, 단면2차모멘트
 A_b, I_b : 거더의 단면적, 단면2차모멘트
 d_c : 거더단면중심 ~ 슬래브중심

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.56 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5 = 812000 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.072 \times 812000 = 58464 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 58464 / (2.8 \times 0.80) = 0.052 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.19$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.672 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60 = 974400 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.19 \times 974400 = 185136 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 185136 / (2.8 \times 0.80) = 0.165 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1335.4 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.735 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서 안된다.

$$d_p = 2.840 - 0.700 = 2.140 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.8 = 2.272 \text{ m}$$

$$d_p = 2.272 \text{ m}$$

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 455.3 \times 1000 / \{ 0.800 \times 2.272 \} = 0.251 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

$$dp = 2.840 - 0.700 = 2.140 \text{ m} \leq 0.8 \times 2.8 = 2.272 \text{ m}$$

$$dp = 2.272 \text{ m}$$

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.735 + 2.15 \times 0.251 \\ &= 1.495 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.735 + 0.251 + 0.052) \\ &= 1.349 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.052 + 0.165) \\ &= 0.282 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6) 전단연결재의 배치간격 결정

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

- 최대 전단철근 간격

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

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

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

① 단부 (4.55m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

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

② 중간 가로보부(19.95m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

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

③ 중앙부

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

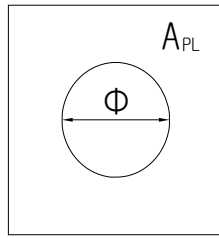
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

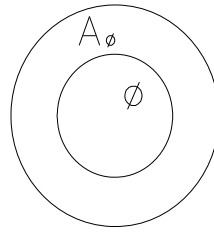
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL} (m^2)$	$A_{\Phi} (m^2)$	$\Phi (m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T5	15.2/16연선	0.087	0.031	0.085	0.107

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,260,000	2,824,811	2,346,408
T3	3,260,000	2,575,914	2,139,663
T4	3,260,000	2,697,763	2,240,876
T5	3,260,000	2,820,794	2,343,071

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

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	$A_{b'}$	A_b	f_{api}	$1.1f_{ci}$	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	0.K
T3	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	0.K
T4	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	0.K
T5	15.2/16연선	3,260,000	0.107	30.4	35.2	0.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T5	15.2/16연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/16연선	2,824,811	0.107	26.4	33.9	0.K
T3	15.2/16연선	2,575,914	0.107	24.1	33.9	0.K
T4	15.2/16연선	2,697,763	0.107	25.2	33.9	0.K
T5	15.2/16연선	2,820,794	0.107	26.3	33.9	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 295 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2600 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.137706146 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 13040000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 13040000 \times \{ 1 - (295 / 2600) \} \\ &\quad + 0.5 \times 13040000 \times \sin 0.13771 \\ &= 3048190.2 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 3048190.22 / (0.8 \times 300.0) = 15241.0 \text{ mm}^2 \\ e &= 2600 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4 \\ &= 675 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13771 \\ &= 0.5 \times (2600 - 2 \times 675) + 5 \times 675 \times \sin 0.13771 \\ &= 1233.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 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)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1233.3 = 3083.25 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 19 (A = 286.5 \text{ mm}^2) - 12 ea \times 14 \text{ layer} = 48132.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

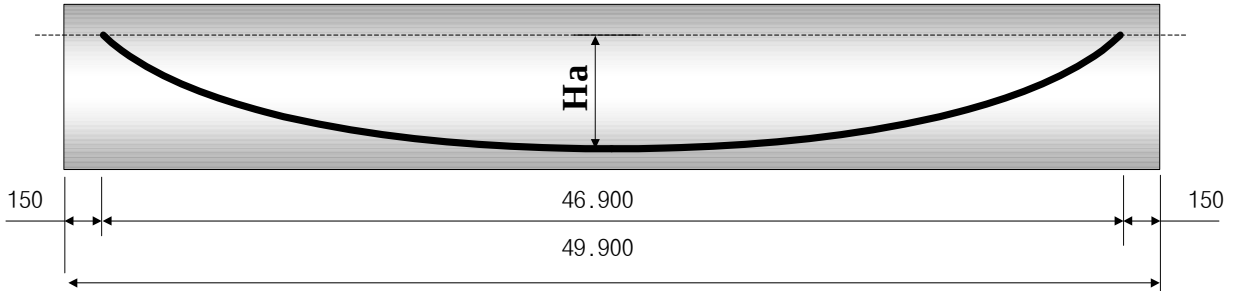
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 3048190.220 = 60963.804 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 60963.804 / 180 = 338.688 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



강선번호	Ap(m ²)	Ep(MPa)	Ha(m)	L(m)	α (radian)
C1	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	49.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	2.360	49.449	0.40464
T2	0.0022192	200000	1.625	49.273	0.13154
T3	0.0022192	200000	1.125	49.199	0.09134
T4	0.0022192	200000	0.625	49.151	0.05084
T5	0.0022192	200000	0.125	49.131	0.01018

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(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	ΔL(mm)
C1	5	-650.00	-534.03	49.130	-115.695
C2	5	-650.00	-534.03	49.130	-115.695
T1	5	1300.00	1038.30	49.449	297.729
T2	4	3260.00	2824.81	49.273	337.753
T3	1	3260.00	2575.91	49.199	323.449
T4	2	3260.00	2697.76	49.151	329.884
T5	3	3260.00	2820.79	49.131	336.557

17. 신축이음의 설계

17.1 신축량 계산 및 설치유간

신축 하는 거더 길이 : 98.000 m

17.1.1 교대1

(1) 온도변화에 의한 이동량

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

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팽창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 98.000 = 0.0392 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

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

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 98 = 0.010 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

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

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 98 = 0.020 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(39 + 9.80 + 19.60) \times 20 \% + 10.0 = 23.7 \text{ mm}$$

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

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 39.2 + 9.8 + 19.6 + 23.7 = 92.3 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A1	39.2	9.8	19.6	23.7	92.3	N0.120

* 지진시 여유량을 고려하여 N0-120을 적용함.

17.1.2 교대2

(1) 온도변화에 의한 이동량

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

여기서 , ΔT : 온도변화 (40 ℃)

α : 선팅창계수(0.00001)

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 49.000 = 0.0196 \text{ m}$$

(2) 건조 수축 신축량

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

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 49 = 0.005 \text{ m}$$

(3) creep 신축량

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

여기서 , L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 49 = 0.010 \text{ m}$$

(4) 신축 여유량

$$(20 + 4.90 + 9.80) \times 20 \% + 10.0 = 16.9 \text{ mm}$$

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

기본 신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 19.6 + 4.9 + 9.8 + 16.9 = 51.2 \text{ mm}$$

(단위 : mm)

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	사용신축장치
A2	19.6	4.9	9.8	16.9	51.2	N0.60