

BiCon 상부 구조계산서

교량영식	BiCon
교 량 명	복원1교_S1,S3
설계등급	1등급
거더전장	29.900 M
교량폭	24.640 M
거더높이	2.100 M

2013년 3월

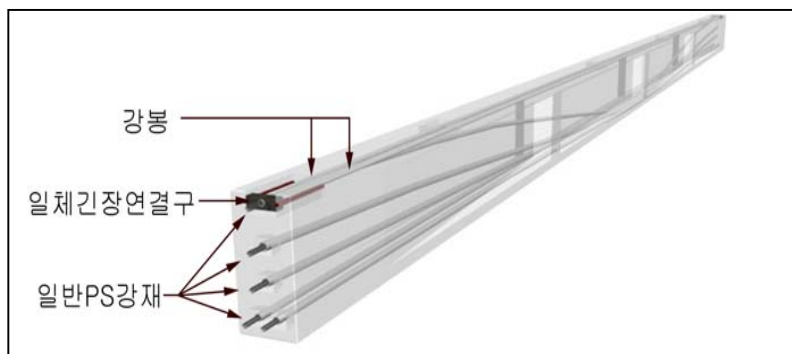
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

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

1.2 단면구성

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



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

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

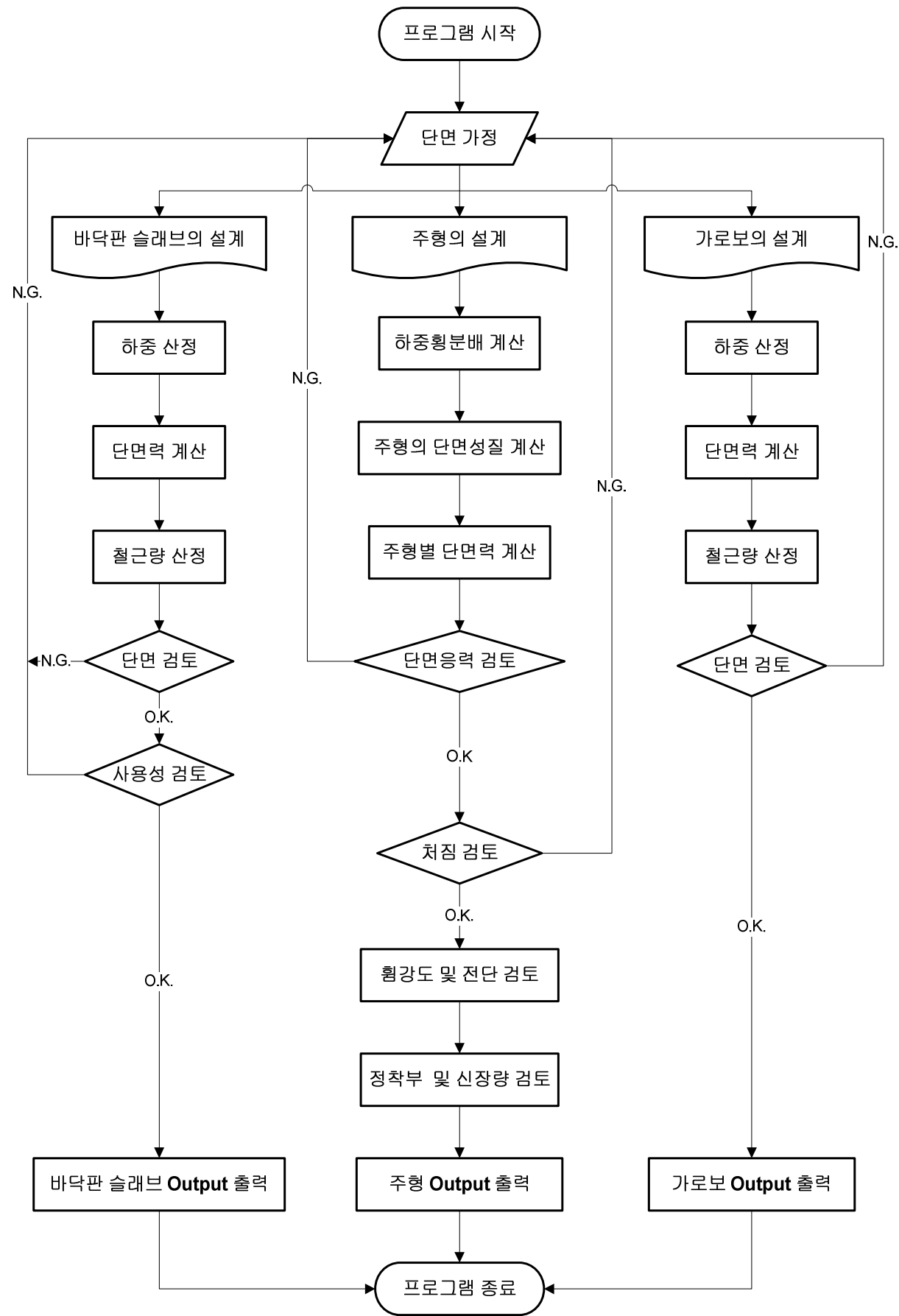
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

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

1.5 설계흐름도



2. 설 계 조 건

- 교 량 명 : 복현1교_S1,S3
- 교량형식 : Bicon 교
- 교량등급 : 1등급

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 30.000 m
- (2) 거 더 전 장 : 29.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 29.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 24.640 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
$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 29) = 0.217 \leq 0.300$$
- (3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2
거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

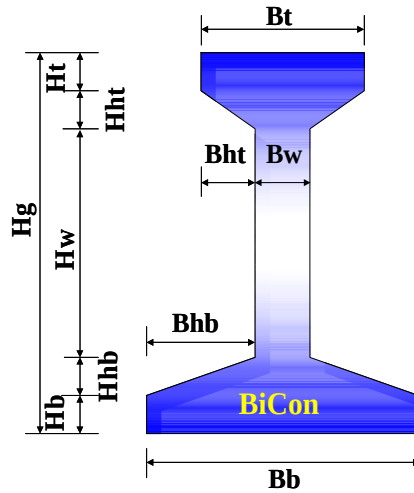
$$L / 800 = 0.0363 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

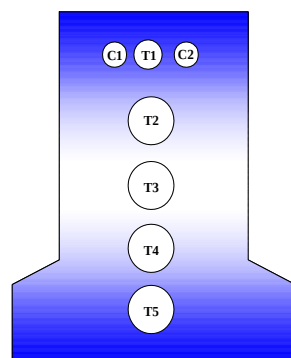
Hg	2100 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1250 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

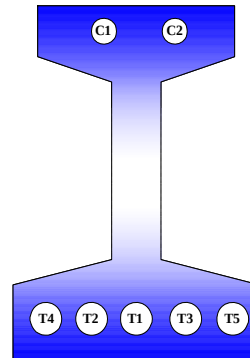
(4) 단부블록크기 : 600 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	15EA	15EA	0EA	0EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	0mm	0mm
초기긴장력		-525kN	-525kN	1050kN	2700kN	2700kN	0kN	0kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	1975mm	1975mm	1975mm	1600mm	1150mm	700mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	1975mm	1975mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

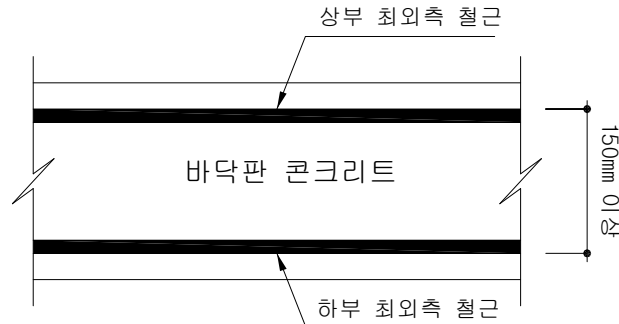
4.1 바닥판 슬래브계산

4.1.1 경험적 설계법 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 헌치와 같이 국부적으로 두껍게한 곳을 제외한 상태에서 전체적으로 바닥판의 두께가 일정해야 한다.
- (5) 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6이상 15이하인 경우 적용한다.

$$6 \leq 1.950 \text{ m} / 0.240 \text{ m} = 8.125 \leq 15 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

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



$$240 - (60 + 40) + (16/2 + 13/2) = 155 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

- (7) 유효지간이 표준차선평(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

$$1.950 \text{ m} \leq 3.600 \text{ m} \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

- (8) 바닥판의 흠집, 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

$$0.970 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

$$1.100 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \text{O.K}$$

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

$$0.970 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \text{적용 불가}$$

$$1.100 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \text{적용 불가}$$

※ 경험적 설계법 적용구간

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

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

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

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

하부 철근량

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

$$A_{s_{\text{use}}} = \text{H 13} @ 400 = 316.750 \text{ mm}^2$$

(현장배근철근)

$$\text{H 13} @ 180 = 703.889 \text{ mm}^2$$

(Rib-Deck내 부철근)

$$\Sigma = 1020.639 \text{ mm}^2 \quad (N = 8.056) \quad \text{-----} \quad 0.K$$

(3) 배력철근

상부 철근량

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

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

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

하부 철근량

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

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

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

4.1.4 합성전 프리캐스트 패널 검토

(1) 일반조건

교량명	상부형식
복현1교	BICON

(2) 재료강도 및 특성

구 분		바닥판 슬래브	프리캐스트 패널
콘크리트	압축강도(f_{ck})	27 MPa	40 MPa
	탄성계수(E_c)	$8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 27,804$ MPa	$8500^3 \sqrt{f_{cu}} = 30,891$ MPa
철근 (SD40)	항복강도(f_y)	400 MPa	400 MPa
	탄성계수(E_s)	200,000 MPa	200,000 MPa
Truss Girder (KS D3552)	항복강도(f_y)		460 MPa
	탄성계수(E_s)		205,000 MPa

(3) 단위중량

구 분	철근 콘크리트	
단위중량	25.0	kN/m³

(4) 하중산정 (콘크리트표준시방서(2009. 4장1.7.3))

가) 고정하중

$$\text{슬래브} : 0.240 \text{ m} \times 25.000 \text{ kN/m}^3 = 6.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{Rib자중} : = 0.470 \text{ kN/m}$$

$$W_1 = 6.470 \text{ kN/m}$$

$$\text{계산지간 } L = 2.010 \text{ m} \quad \text{바닥판 지점의 수 } n = 2$$

$$M_d = (1/8) \cdot W_1 \cdot L^2 = (1/8) \times 6.47 \times 2.01^2 = 3.267 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나) 활하중

$$\text{진동식 카트 장비 사용시} = 3.750 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 3.750 \text{ kN/m}$$

$$\text{계산지간 } L = 2.010 \text{ m} \quad \text{바닥판 지점의 수 } n = 2$$

$$M_l = (1/8) \cdot W_2 \cdot L^2 = (1/8) \times 3.75 \times 2.01^2 = 1.894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

다) 하중 조합 (콘.설 3.3.2)

$$\textcircled{1} \quad M_u = 1.2 M_d + 1.6 M_l + i$$

$$= 1.2 \times 3.267 + 1.6 \times 1.894 = 6.951 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

라) 단면검토

① 중앙부 (내측)

f_{ck}	=	40.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	6.951	kN·m				
b	=	921.7	mm	h	=	110.0	mm
β	=	0.77		d'	=	40.0	mm
ϕ_f	=	0.85		d	=	70.0	mm

▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$T = A_s \times f_y = 316.8 \times 400.0 = 126,700.0$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 40.0 \times a \times 921.7 = 31,336.7 a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 4.043 \text{ mm}$$

$$c = 4.043 / \beta = 4.043 / 0.77 = 5.278 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (70.0 - 5.278) / 5.278 = 0.0368$$

$\epsilon_t = 0.0368 \geq 0.0050$ 이므로 인장지배 단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.014164 A_s \text{ ----- ①}$$

$$M_u = \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 23,800.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \text{ ----- ②}$$

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$6,951,000.0 = -2.407943 A_s^2 + 23,800.0 A_s$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 301.240 \text{ mm}^2$$

▪ 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = H \ 13 \ @ \ 400.0 = 316.8 \text{ mm}^2 \text{ (1Cycle)}$$

$$\Sigma = 316.8 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 = 1.05] 0.K !!}$$

▪ 철근량 검토

$$A_{s \text{ min}} = 1.4 / f_y \times b \times d = 225.8 \text{ mm}^2 \text{ (콘.설.해 6.3.2)}$$

$$= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 255.0 \text{ mm}^2 \text{ (콘.설.해 6.3.2)}$$

$$= \text{수축 온도 철근량} = 202.8 \text{ mm}^2 \text{ (콘.설.해 5.7.2)}$$

$$\therefore A_{s \text{ min}} = 255.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 1,799.6 \text{ mm}^2 \text{ (콘.설.해 6.2.2)}$$

$$\therefore A_{s \text{ max}} \geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \text{ 0.K !!}$$

▪ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 4.487 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 316.8 \times 400.0 \times (70.0 - a/2) = 7.297 \text{ kN·m} > 6.951 \text{ kN·m}$$

$$\therefore \phi M_n \geq M_u \text{ 0.K !!}$$

(5) 합성후 수평전단(Horizontal Shear) 검토

- ▶ 본 항에서는 프리캐스트 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평 전단력에 대해 프리캐스트 패널에 삽입되어 돌출된 전단연결재에 의한 전단강도에 대해 검토함.
- ▶ 패널과 그 위에 타설되는 현장콘크리트가 합성되는 접합면에서 발생하는 수평전단력에 대한 마찰저항력이 최대한 발생하기 위해 Rib-Deck 상면의 마찰조도를 확보하여 제작됨.
- ▶ 기수행한 프리캐스트 패널의 구조적 안전성 확보에 대한 실험에서 신 · 구콘크리트의 일체화는 충분히 검증되었음.

가) 고정하중 산정

▪ 포 장 :	0.353	KN/m
▪ 패 널 :	0.591	KN/m
▪ 바닥판 :	1.350	KN/m
계(w_d) :	2.294	KN/m

$$V_d = \frac{w_d \ell}{2} = \frac{2.29 \times 2.01}{2} = 2.305 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

나) 활하중 산정

- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.01) = 0.357 > 0.3$ 이므로

$\therefore i = 0.3$ 적용

$$M_{\ell} = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.01 + 0.6}{9.6} \times 96 = 26.100 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\ell+i} = 26.100 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 27.144 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$w_{\ell+i} = \frac{27.144 \times 10}{4.040} = 67.186 \text{ KN/m}$$

$$V_{\ell+i} = \frac{67.186 \times 2.01}{2} \times 0.3 \text{ (단위폭)} = 20.257 \text{ KN}$$

다) 극한전단력

$$V_u = 1.3 \times 2.31 + 2.15 \times 20.26 = 46.549 \text{ KN}$$

(6) 전단력 산정

- 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 V_u

$$V_u = 46.55 \times (100.5 - 18.0) / 100.5 = 38.212 \text{ KN}$$

(7) 수평전단검토

가) 수평전단강도 검토 (콘크리트구조설계기준 해설.2007, 17.3.2 수평전단강도)

: 합성부재의 제작형태는 최소 전단연결재(Diagonal-Bar)가 있고, 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 6mm 깊이로 거칠게 만들어진 경우로 적용함.

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad \phi V_{nh} &= \phi \times (1.8 + 0.6 \rho_v f_y) \times \lambda \times b_v \times d \\ &= 0.75 \times (1.8 + 0.6 \times 0.000472 \times 460) \\ &\quad \times 1 \times 300 \times 180 \\ &= 78.172 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\rho_v = \frac{28.300 \times 1 \text{ ea}}{300 \times 200} = 0.000472$$

여기서, ρ_v = 접촉면에 대한 전단연결재 면적의비

λ = (보통콘크리트에 일부러 표면을 거칠게 만든 콘크리트에 새로 친 콘크리트의 경우)

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad \phi V_{nh} &= \phi \times 3.5 \times b_v \times d \\ &= 0.75 \times 3.5 \times 300 \times 180 \\ &= 141.750 \text{ KN} > 78.172 \text{ KN} \end{aligned}$$

$\therefore$ 따라서 $\phi V_{nh} = 78.172 \text{ KN}$ 적용

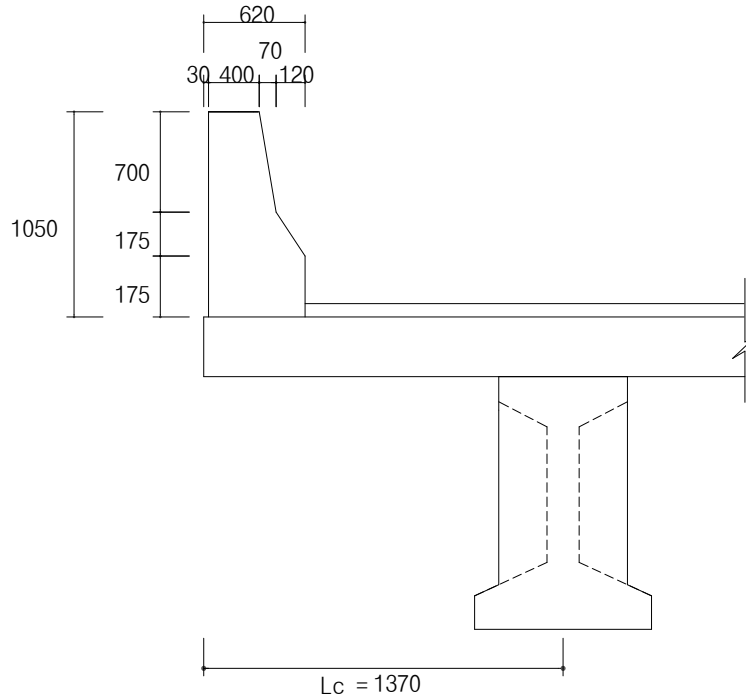
$$\phi V_{nh} = 78.172 \text{ KN} > V_u = 38.212 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

나) 최대간격 검토

$$S_v = 250 \text{ mm} < S_{v_{\max}} = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

4.2 캔틸레버 부(좌측)

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L = 0.050 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 194.00 \text{ mm or } 220.000 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

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

4.2.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.697	8.730
바닥판	0.233	25.000	5.825	0.485	2.825
포 장	0.018	23.500	0.411	0.175	0.072
방음판			1.000	0.697	0.697
합 계			19.761		12.324

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 윤하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.180 \text{ m}$$

여기서, X 는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

$$i = 15 / (40 + L) = 0.375 > 0.300 \therefore i = 0.300$$

여기서, L 은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.180) \cdot 0.050 \cdot (1 + 0.300) = 5.288 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) $ML_{DB} = 5.288 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 23.333 \times 1.0 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.290 m

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

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.290 = 12.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

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

(6) 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=1060m이며 중심각이 5.676°로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

$$CF = 0.79 \times V^2 / R : 0.79 \times 10000 / 1060 = 7.5\%$$

$$P_{cf} = (96 / 1.180) \cdot 0.075 = 6.063 \text{ kN}$$

$$M_{cf} = 6.063 \times 1.800 = 10.914 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	MI	5.288	
3	풍하중	Mw	4.613	활하중 재하시
			7.196	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 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	27.391	17.612	
Case 2	25.375	19.520	
Case 3	25.894	22.225	
Case 4	22.896	17.612	
Case 5	24.898	22.225	
Case 6	53.229	40.945	
Case 7	51.423	42.853	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	53.229	
사 용 하 중	42.853	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 53228676.3 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면 치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
- 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

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 53228676.3 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 909.827 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0051$$

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

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

$$\begin{array}{lll} \text{① } A_s(\text{req}) & = & 909.827 \\ \text{② } A_s(\text{min}) & = & 630.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s & = & 1213.103 \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right\} \therefore A_s = 909.827 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 200} = 993.000$$

$$\text{② H 13 @ 200} = 633.500$$

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

(4) 설계휨강도

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

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 53.229 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.2.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.97 \times 1000 / 10 = 97 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (97\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$$M_{max} = M_{net} = 42.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

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

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

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

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 163.471 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=163.471 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

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)

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

$$= 375 \times (210 / 163.47) - 3 \times 52.00 = 351.737 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 163.47) = 385.389 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 351.737 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 351.737 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

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

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

$$M_I = 5.288 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 20.173 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

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)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 609.584 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 609.584 \text{ mm}^2$$

$$H \text{ 16 @ 250 } = 794.400 \text{ mm}^2 \leq 1800.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- 0.K}$$

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	12.324	
2	활하중	MI	5.288	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	4.613	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			38.760	
Case 2	1.3		1.3		46.354	
Case 3	1.3	2.6		0.65	32.768	
Case 4	1.3	2.6	1.3		60.103	
Case 5	1.2		1.2	1.2	48.323	
적 용					60.103	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : $M_u = 60103252.5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

② 단 면 치 수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$

: $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$

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

$$T = A_s \times f_y = 2865.000 \times 400.000 = 1146000.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 49.935 \text{ mm, } c = 49.935 / \beta_1 = 49.935 / 0.85 = 42.444 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 42.444) / 42.444 = 0.0097$$

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 60103252.5 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1033.825 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0057$$

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

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

① $A_s(\text{req})$	=	1033.825	} $\therefore A_s = 1819.654 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	1378.433	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	1819.654	

3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 19 @ 200} = 1432.500$$

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

$$\Sigma = 2865.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

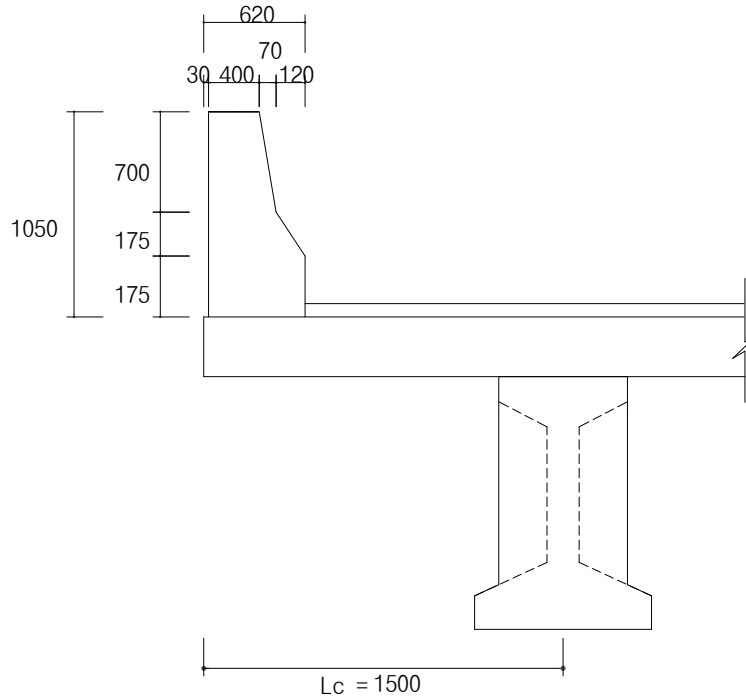
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 151.017 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 49.935 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 151.017 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 60.103 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3 캔틸레버 부(우측)

4.3.1 단면치수



4.3.2 바닥판의 두께 검토

(1) 활하중에 대한 지간 (도로교설계기준, 2010, P.4-153)

$$L = 0.180 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 230.40 \text{ mm or } 220.000 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 230.400 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

4.3.3 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 휨모멘트

구 분	면적 (m^2)	단위중량 (kN/m^3)	하중 (kN)	작용거리 (m)	휨모멘트 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)
방호벽	0.501	25.000	12.525	0.827	10.358
바닥판	0.264	25.000	6.600	0.550	3.630
포 장	0.024	23.500	0.564	0.240	0.135
방음판			3.000	0.827	2.481
합 계			22.689		16.604

(2) 활하중에 의한 휨모멘트(도로교설계기준, 2010, P.4-158) - 주철근이 차량진행방향과 직각인 경우

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 윤하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.284 \text{ m}$$

여기서, X 는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

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

여기서, L 은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned} ML(i) &= (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i) \\ &= (96.000 / 1.284) \cdot 0.180 \cdot (1 + 0.300) = 17.495 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 활하중에 의한 휨모멘트

1) $ML_{DB} = 17.495 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (DB하중에 의한 휨모멘트)

(4) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

$$(100 / 60)^2 \times 7500 + 2500 \text{ (N/m)} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$M_{co1} = 23.333 \times 1.0 = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) 작용높이 = 1.290 m

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

$$M_{co2} = 10.0 \times 1.290 = 12.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 23.333 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(5) 풍하중에 의한 휨모멘트 (도로교설계기준, 2010, p.2-15)

각 형 부 재	풍상측 부재(MPa)	재하위치(mm)	휨모멘트(kN · m)
활하중 재하시	0.0015	1500	9.113
활하중 비재하시	0.0030	2170	26.366

(6) 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=1060m이며 중심각이 5.676 °로서 곡교로 설계한다.

1) 작용높이 = 1.800 m

2) 설계속도 = 100 Km/hr

$$CF = 0.79 \times V^2 / R : 0.79 \times 10000 / 1060 = 7.5\%$$

$$P_{cf} = (96 / 1.284) \cdot 0.075 = 5.572 \text{ kN}$$

$$M_{cf} = 5.572 \times 1.800 = 10.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	MI	17.495	
3	풍하중	Mw	9.113	활하중 재하시
			26.366	활하중 비재하시
4	원심하중	Mcf	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	23.333	

(8) 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	59.200	34.099	
Case 2	55.860	42.970	
Case 3	50.252	43.212	
Case 4	44.329	34.099	
Case 5	48.319	43.212	
Case 6	74.662	57.432	
Case 7	79.563	66.303	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	79.563	
사 용 하 중	66.303	

4.3.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 79563000.0 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
 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

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

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

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

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

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

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

$$= 0.0154$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 79563000.0 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1394.151 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0077$$

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

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

① $A_s(\text{req})$	=	1394.151		$\therefore A_s = 1394.151 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$
② $A_s(\text{min})$	=	630.000		
③ $4/3 \times A_s$	=	1858.868		

(3) 사용 철근량

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

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

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

(4) 설계휨강도

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

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 79.563 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 1.1 \times 1000 / 10 = 110 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (110\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$$M_{max} = M_{net} = 66.303 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.01103$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.341$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.886$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 209.4 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=209.4 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

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)

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

$$= 375 \times (210 / 209.4) - 3 \times 52.00 = 246.074 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 209.4) = 300.860 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 246.074 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 246.074 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

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

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

$$M_I = 17.495 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 55.255 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

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)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 934.081 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 934.081 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\Sigma = 1588.800 \text{ mm}^2 \leq 1800.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- } 0.K$$

4.3.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	16.604	
2	활하중	MI	17.495	
3	충돌하중	Mco	23.333	
4	풍하중	Mw	9.113	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			96.815	
Case 2	1.3		1.3		51.918	
Case 3	1.3	2.6		0.65	72.996	
Case 4	1.3	2.6	1.3		97.406	
Case 5	1.2		1.2	1.2	58.859	
적 용					97.406	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : $M_u = 97405950.5 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

② 단 면 치 수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$

: $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$

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

$$T = A_s \times f_y = 3368.000 \times 400.000 = 1347200.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 58.702 \text{ mm, } c = 58.702 / \beta_1 = 58.702 / 0.85 = 49.896 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 49.896) / 49.896 = 0.0078$$

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 97405950.5 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1737.814 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0097$$

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

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

① $A_s(\text{req})$	=	1737.814	} $\therefore A_s = 2788.302 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	2317.085	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	2788.302	

3) 사용 철근량

$$\textcircled{1} \text{ H 19 @ 200} = 1432.500$$

$$\textcircled{2} \text{ H 22 @ 200} = 1935.500$$

$$\Sigma = 3368.000 \text{ mm}^2 \quad (N = 10) \quad \text{----- 0.K}$$

4) 설계휨강도

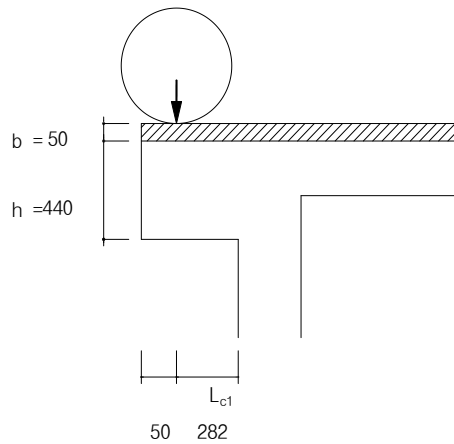
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 172.511 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 58.702 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 172.511 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 97.406 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.4. 슬래브 단부 설계

4.4.1 단면치수



4.4.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned}H_s &= 0.440 + 0.050 = 0.490 \text{ m} \\L_c &= 0.1 + 0.282 = 0.382 \text{ m} \\W_d &= 0.490 \times 25 = 12.250 \text{ kN/m}^2 \\M_D &= W_d \times L_c^2 / 2 = 0.894 \text{ kN} \cdot \text{m/m}\end{aligned}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned}i &= 15 / (40 + L_{c1}) = 0.372 > 0.300 \therefore i = 0.300 \\P_r &= 96 \text{ kN} \\E &= 0.35 \times 0.282 + 0.98 = 1.079 \text{ m} \\W_L(1+i) &= 124.800 \text{ kN} \\M_L(1+i) &= W \times L (1 + i) \times H_1 / E = 32.626 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(3) 하중조합

1) 계수하중(Factored Load (도로교설계기준, 2010, p.2-26))

$$M_u = 1.3 M_D + 2.15 M_L(1+i) = 71.308 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (DB하중 작용시)}$$

4.4.3 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 71307687.9 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 340.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 279.85 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
- 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

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.000 = 635520.000$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm , } c = 27.692 / \beta_1$$

$$= 27.692 / 0.85 = 23.538 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (279.850 - 23.538) / 23.538$$

$$= 0.0327$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 95149 A_s - 71307687.9 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 767.789 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0027$$

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

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

$$\begin{array}{l} \text{① } A_s(\text{req}) = 767.789 \\ \text{② } A_s(\text{min}) = 979.475 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s = 1023.719 \end{array} \quad \therefore A_s = 979.475 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① } H 16 @ 125 = 1588.800$$

$$\Sigma = 1588.800 \text{ mm}^2 \quad (N = 8) \quad \text{----- } 0.K$$

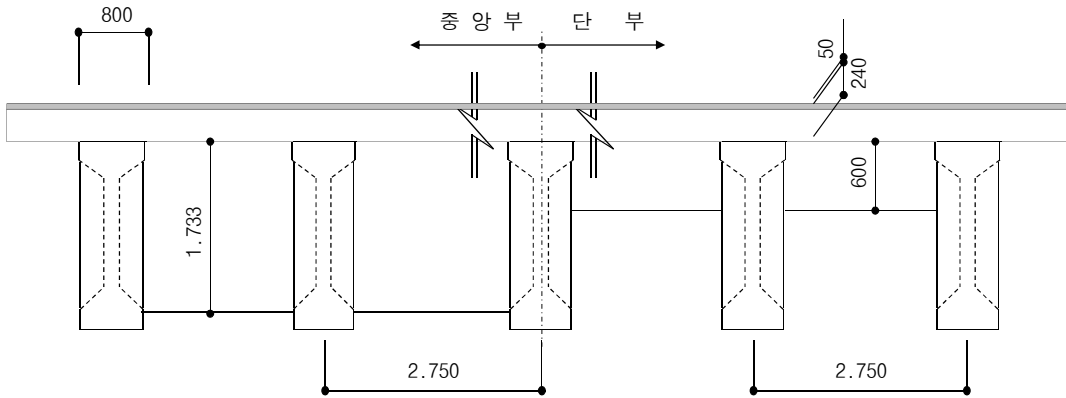
(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 143.693 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 27.692 \text{ mm}$$

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 143.693 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 71.308 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- } 0.K$$

4.5 가로보의 설계



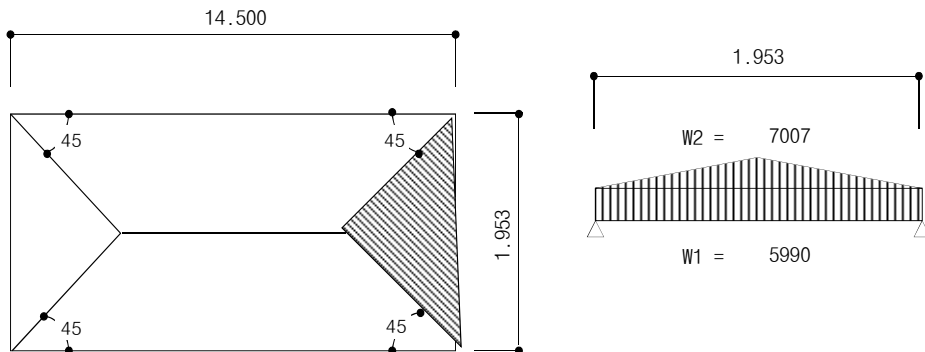
4.5.1 단부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.750 m
 빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 2.750 - 0.800 = 1.950 m
 교량사각 : 86.7° 가로보 사지간 1.950 ÷ SIN (86.7) = 1.953 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : $0.400 \times \sin (86.7) = 0.399 \text{ m}$
 빔 자 중 : $0.400 \times \sin (86.7) \times 0.600 \times 2500 \times 10 = 5990 \text{ N/m}$
 슬라브자중 : $(0.240 \times 0.977 \times 2500 + 0.050 \times 0.977 \times 2350) \times 10 = 7007 \text{ N/m}$

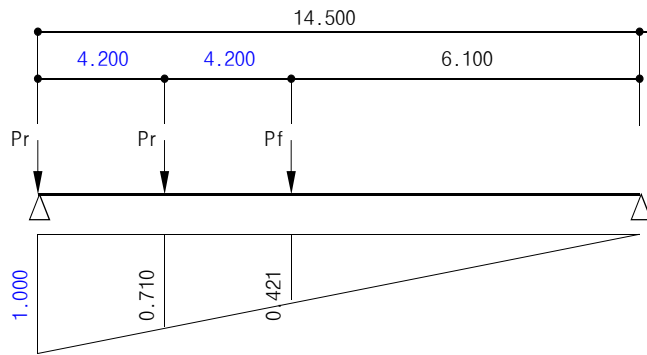
작용 단면력

$\text{Rad} = 5990 \times 1.953 \times 1/2 + (1.953 \times 7007 \times 1/2) \times 1/2 = 9271 \text{ N}$

$\text{md} = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5990 \times 1.953^2}{8} + \frac{7007 \times 1.953^2}{12} = 5084 \text{ N} \cdot \text{m}$

(2) 활 하 중

㉠ DB-24 하중



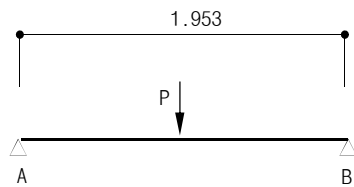
$$P_f = 24.0 \text{ kN}$$

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

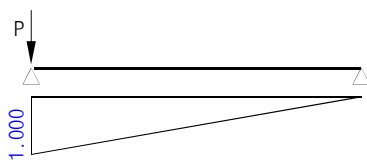
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 14.500} = 0.275 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.710) + 24.0 \times 0.421 \} \times 1.275 = 222.259 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{222.259 \times 1.953}{4} = 108.529 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 222.259 \times 1.000 = 222.259 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
M_u	$\text{kN} \cdot \text{m}$	5.084	108.529
V_u	kN	9.271	222.259

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 5.084 + 2.150 \times 108.529 = 239.947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 9.271 + 2.150 \times 222.259 = 489.909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

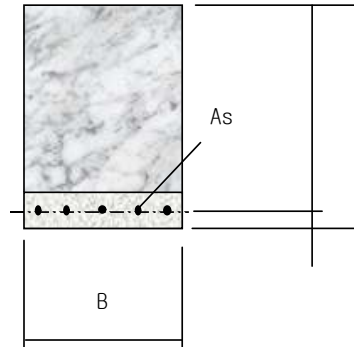
$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 239.947 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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



[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]

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

$$\begin{aligned} M_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -4.167 A_s^2 + 196350 A_s \\ &= 239947000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 $A_{sreq} = 1,255.5 \text{ mm}^2$ 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,

$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 1,674.0 \text{ mm}^2$ 이상이어야 한다.

사용철근 $D \text{ } 25 \times 3 \text{ EA} = 1520.1 \text{ mm}^2$ **0.K.**

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

$= 1520.1 \text{ mm}^2$

[최대 철근비 검토]

$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00494 < P_{max} = 0.714 P_b = 0.03095$ **0.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.119)

[설계모멘트 검토]

Max. $c = 0.714 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 366.52 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 58.44 \text{ mm}$

Max. $a = 0.85 \times c = 311.54 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 49.68 \text{ mm}$

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

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

$\phi M_n = \phi f_y A_s j d = 288.844 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 239.947 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **0.K.**

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

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

$l_n / d = 1.953 \div 0.770 = 2.537 < 4$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

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

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

$= 853.555 \text{ kN} > S_u = 489.909 \text{ kN}$ **0.K**

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

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

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

$= 213.389 \text{ kN} < S_u = 489.909 \text{ kN}$ **전단철근 필요**

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

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

- 수평 전단철근

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.537}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.537}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 770.0 \\ &= 734.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

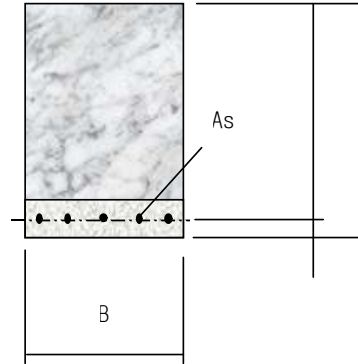
$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 213.389 + 734.026 = 947.415 \text{ kN} > 853.555 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\therefore \Phi \cdot V_n = 853.555 > V_u = 489.909 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K.}$$

4.5.2 중간지점부 가로보

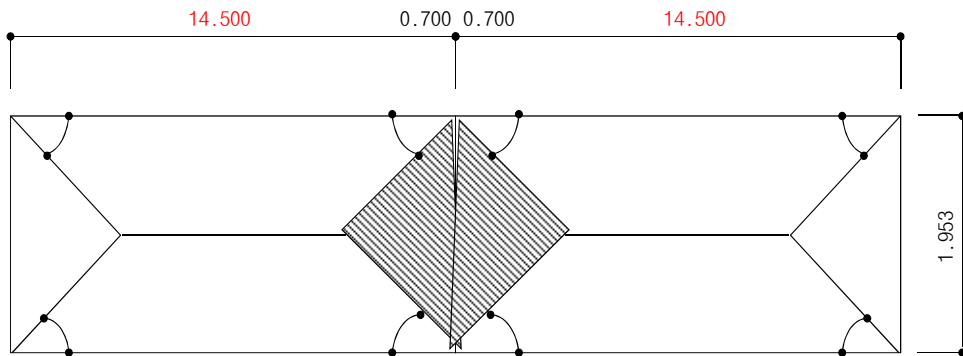
1) 가로보제원

빔 높이 : 1.733 m 주 빔 간격 : 2.750
 빔 폭 : 1.400 m 가로보 순지간 : 2.750
 교량사각 : 86.7 ° 가로보 사지간 : 1.950



2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭: $1.400 \times \sin(86.7) = 1.398 \text{ m}$
 빔 자 중: $1.400 \times \sin(86.7) \times 1.733 \times 2500 \times 10 = 60556 \text{ N/m}$
 슬라브자중: $(0.240 \times 1.400 \times 2500 + 0.050 \times 1.400 \times 2350) \times 10 = 10045 \text{ N/m}$
 $(0.240 \times 1.953 \times 2500 + 0.050 \times 1.953 \times 2350) \times 10 = 14014 \text{ N/m}$

1.953

W2 = 14014

W1 = 70601

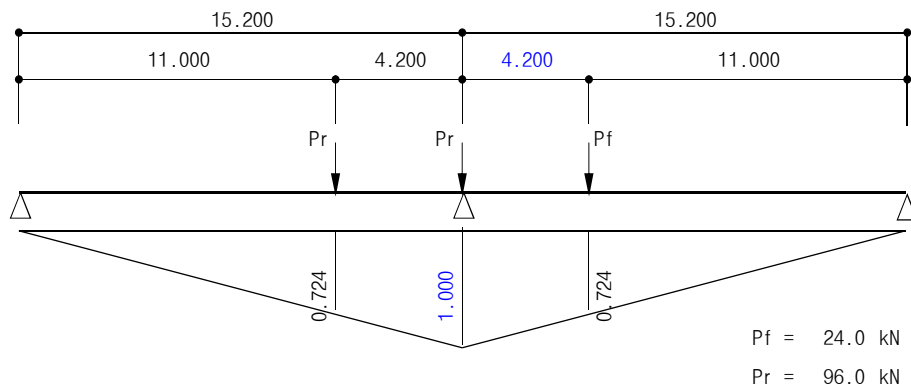
작용 단면력

$$Rad = 70601 \times 1.953 \times 1/2 + (1.953 \times 14014 \times 1/2) \times 1/2 = 75792 \text{ N}$$

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{70601 \times 1.953^2}{8} + \frac{14014 \times 1.953^2}{12} = 38123 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

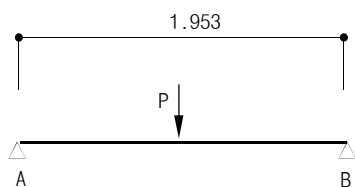
㉠ DB-24 하중



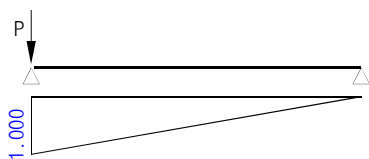
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 15.200} = 0.272 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.724) + 24.0 \times 0.724 \} \times 1.272 = 232.576 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$ml = \frac{PL}{4} = \frac{232.576 \times 1.953}{4} = 113.566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 232.576 \times 1.000 = 232.576 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	38.123	113.566
Vu	kN	75.792	232.576

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 38.123 + 2.150 \times 113.566 = 293.727 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 75.792 + 2.150 \times 232.576 = 598.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu &= 293.727 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 1400.0 \text{ mm} & h &= 1973.0 \text{ mm} \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & d &= 1903.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.00934 A_s \\ \mu &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -1.190 A_s^2 + 485265 A_s \\ &= 293727000 \end{aligned}$$

사용철근량은

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 606.2 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 11,536.3 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 12,432.9 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 808.3 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

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

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00057 < P_{max} = 0.714 P_b = 0.03095 \quad \mathbf{O.K.}$$

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.714 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 905.83 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 16.70 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 769.95 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 14.19 \text{ mm} \\ jd &= d - a/2 = 1895.90 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 456.030 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 456.030 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s jd = 734.900 \text{ kN} \cdot \text{m} > \mu = 293.727 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산

$$l_n / d = 1.953 \div 1.903 = 1.026 < 5$$

$\therefore$ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot b_o \cdot d} \\ &= 0.8 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3} \\ &= 23478.727 \text{ kN} > V_u = 598.568 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot b_o \cdot d} \\ &= 0.8 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 1903 \times 10^{-3} \\ &= 5869.682 \text{ kN} > V_u = 598.568 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned}S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 380.6 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_v &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_v = 420.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned}S_h &= 200 \text{ mm} < d/3 = 634 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_h &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_h = 700.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea})\end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도 (콘.설 7.7.2)

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.8 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 1.026}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 1.026}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 1903.0 \\ &= 1814.092 \text{ kN}\end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 5869.682 + 1814.092 = 7683.774 \text{ kN} < 23478.727 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 7683.774 > V_u = 598.568 \text{ kN} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

4.6 3경간 연속부 검토

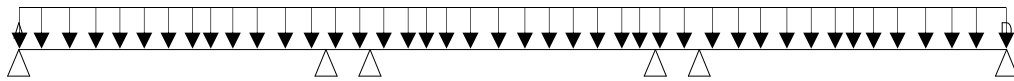
1차 고정하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM으로 흡수

2차 고정하중 : 연석, 보도, 포장, 난간

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

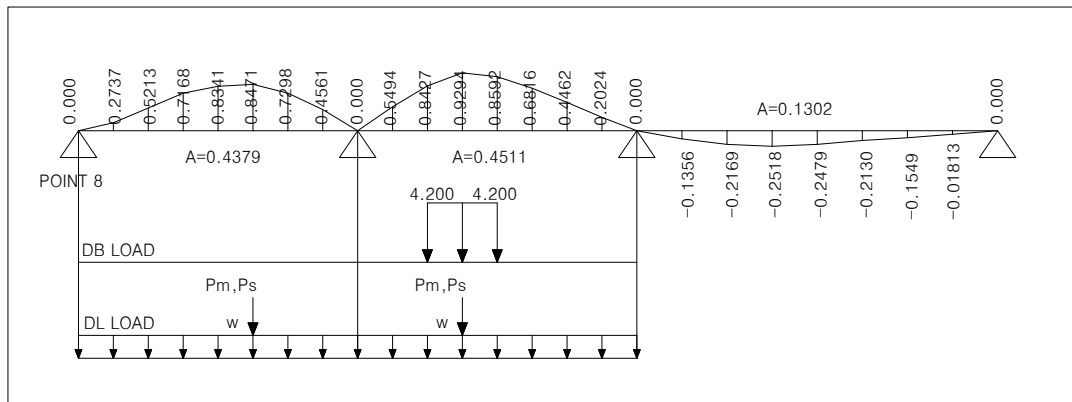
4.6.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (30.000m + 45.000m + 30.000m = 105.000m)



(2) 활하중

- DB24 (Pf = 24 kN , Pr = 96 kN)
- DL24 (wl = 12.7 kN/m , Pm = 108 kN)



(3) 충격계수

$$\begin{aligned}
 i &= 15 / (40 + L) \leq 0.3 \\
 &= 15 / (40 + 45.000) \\
 &= 0.176 \leq 0.3
 \end{aligned}$$

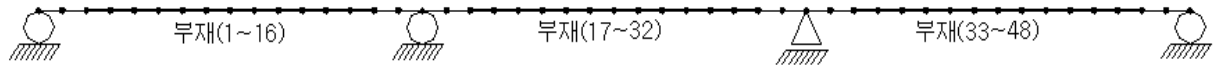
(4) 고정하중에 의한 부재력 산정

구 분	면적 (m ²)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN/m)	비고
방호벽(좌)	0.618	1	25.000	15.450	
중분대	0.422	1	25.000	10.540	
포 장	1.140	1	23.500	26.778	
방호벽(우)	0.618	1	25.000	15.450	
방음판		2		3.000	
합 계				71.218	

$$\begin{aligned}
 \therefore M_d &= \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2 \\
 &= (0.438 + 0.451 - 0.1302) \times 0.1 \times 71.218 \times 2025.000 \\
 &= 10943.631 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(5) 지점침하에 의한 휨모멘트

1) 모델링



2) 단면성질

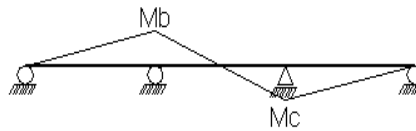
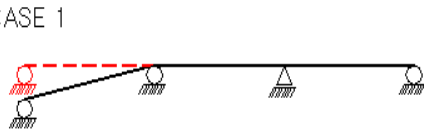
중앙부 합성단면	A(m ²)	I(m ⁴)
S1, S3	1.5672	1.2119
S2	1.5850	1.2401

3) 지점침하 하중(가정침하량 : 10mm)

지점침하 CASE

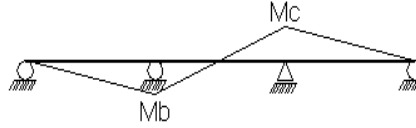
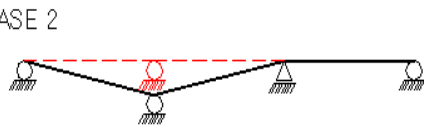
CASE별 B.M.D

CASE 1



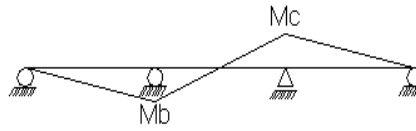
$$\begin{aligned} M_b &= 446.030 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_c &= 132.580 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

CASE 2



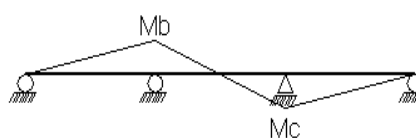
$$\begin{aligned} M_b &= 831.770 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_c &= 518.310 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

CASE 3



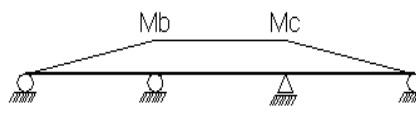
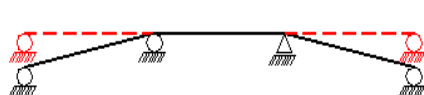
$$\begin{aligned} M_b &= 385.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_c &= 385.740 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

CASE 4



$$\begin{aligned} M_b &= 964.340 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_c &= 964.340 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

CASE 5



$$\begin{aligned} M_b &= 313.460 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_c &= 313.460 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore M_{d_max} = 964.340 \times 9 \text{ ea} = 8679.06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(6) 활하중에 의한 부재력 산정

1) DB 24

$$\textcircled{1} \text{ Pr} = 192.0 \times 1.176 \times 9 \text{ 차선} = 2032.128 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pf} = 48.0 \times 1.176 \times 9 \text{ 차선} = 508.032 \text{ kN}$$

③ 영향선 증거값 계산

$$\text{Pf} = 0.843 + \{ (0.929 - 0.843) / 5.625 \} \times -1.43 = 0.821$$

$$\text{Pr} = 0.9294$$

$$\text{Pr} = 0.859 + \{ (0.929 - 0.859) / 5.625 \} \times -1.43 = 0.841$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 2032.128 \times (0.9294 + 0.841) \} \times 0.1 \times 45.000 + \\ &\quad (508.032 \times 0.821) \times 0.1 \times 45.000 \\ &= 18070.183 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 9 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$\text{ML} = 18070 \times 0.750 = 13552.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) DL 24

$$\textcircled{1} \text{ W} = 12.7 \times 1.176 \times 9 \text{ 차선} = 134.471 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} \text{ Pm} = 108 \times 1.176 \times 9 \text{ 차선} = 1143.529 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{ML} &= \{ 134.471 \times (0.438 + 0.451) \} \times 0.1 \times 2025.000 + \\ &\quad \{ 1143.529 \times (0.847 + 0.929) \} \times 0.1 \times 45.000 \\ &= 33349.106 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 9 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$\text{ML} = 33349.106 \times 0.750 = 25011.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 크리프 및 건조수축에 의한 부재력 산정

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

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

1. 2차응력 계산용 제정수 산정

1) 크리프 계수(Φ) (도.설 4.2.3.3)

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

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

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

$$\begin{aligned}\Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} \\ &= 1.46\end{aligned}$$

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

$$= (2 \times (\text{교폭} \times \text{슬래브두께})) / (2 \times (\text{교폭} + \text{슬래브두께}) - \text{거더개수} \times \text{거더상부폭})$$

$$\begin{aligned}&= \{ 2 \times 24640 \times 240 \} / \{ 2 \times 24640 + 240 \} \\ &\quad - 9 \times 800 \} = 278\end{aligned}$$

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

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

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

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

$$\begin{aligned}\text{여기서, } \beta_H &= 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250 \\ &= 1.5 [1 + (0.070)^{18}] \times 278 + 250 \\ &= 685 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{따라서, } \Phi_0 &= \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') \\ &= 1.46 \times 2.84 \times 0.55 = 2.281\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Phi_s(t, t') &= \Phi_0 \times \beta_c(t - t') \\ &= 2.281 \times 1 \\ &= 2.281\end{aligned}$$

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} = 1.465$$

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

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

$$= (2 \times 9E+05 \times 9) / (7056 \times 9) = 268$$

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

$$\text{여기서, } f_{cu} = f_{ck} + 8 \times 40 + 8 = 48$$

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

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

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

$$= 1.5 [1 + (0.170)^{18}] \times 268 + 250$$

$$= 669 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.465 \times 2.425 \times 0.39 = 1.389$$

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

$$= 1.389 \times 1 = 1.389$$

2) 건조수축률 (ϵ_{sh}) (도.설 4.2.3.4)

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

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

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

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

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

$$= 0.000435$$

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

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

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

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

$$= -1.02$$

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

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

$$= 278$$

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

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

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

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

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

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

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

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

여기서, $\beta_{sc} = 5$; 1종 시멘트

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

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

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

$$\begin{aligned}\text{여기서, } h = 2Ac / u &= (2 \times \text{거더단면적} \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레} \times \text{거더개수}) \\ &= 268\end{aligned}$$

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

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

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

$$= -0.000377 \times 1$$

$$= -0.000377$$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.281	1.389	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2750 mm (5.4 바닥판 합성단면)
강선도심까지 거리 : 782 mm (5.2 순단면)
거더상연까지 거리 : 722 mm (5.4 바닥판 합성단면)
슬래브중심까지 거리 : $722 + 240 / 2 = 842$ mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443
Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : $2750 \times 240 = 660000$ mm²
 $P_c = (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) E_c A_s (4E-04 - 4E-04) \times 27804 \times 7E+05 = 1211142$ N
 $M_c = P_c \times y_c = 1211142 \times 842 = 1019781564$ N · mm = 1019.782 kN · m
 $M_c = 0.714 \times 1019.782 = 728.415$ kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

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

$$w = (8 \times P \times e) / \ell^2 \\ = (8 \times 1516800 \times 782) / 45000^2 \\ = 23.430 \text{ N/mm} = 23.430 \text{ kN/m}$$

따라서, 구조계 변화에 따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$$\therefore M_{ps} = W \times \ell^2 / 10 = 4744.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

* 작용부재력

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

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

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

$$M_2 = M_{ps} = 4744.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \theta_s - \theta_i \quad 2.281 - 1.389 = 0.892$$

$$= (2585.6 - 4744.575) \times (1 - e^{-0.916}) = 1274.151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	728.415	1274.151

(8) 부재력의 합계

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

여기서,

$\sum Mu$: 연속부의 설계 휨모멘트

M : 연속부의 휨모멘트

$$w = R / a$$

R : 연속부의 반력

a : 단면의 도심위치에서의 반력의 교축방향 가상 분포폭

CASE 1.

하중 조합 : 1.3 고정하중 + 2.15 활하중

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 10943.6 + 2.15 \times 25011.8 = 68002.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 10943.6 + 2.15 \times 25011.8) - 6475.389 = 61526.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 61526.8 / 24.640 = 2497.0 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

CASE 2.

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

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 10943.6 + 1.3 \times 25011.8 + 1.3 \times 10681.6 = 60628.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 10943.6 + 1.3 \times 25011.8 + 1.3 \times 10681.6) - 6475.389 \\ &= 54152.8 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 60628.2 / 24.640 = 2460.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\therefore \text{설계휨모멘트} = \text{MAX}(\text{CASE1}, \text{CASE2}) = 2497.028 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.6.2 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 2497027806.092 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단 면 치 수 : $H = 1973.0 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 1843.0 \text{ (mm)}$, $d' = 130.0 \text{ (mm)}$
- 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 4) 계 수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 626620 A_s - 2497027806.092 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 4062.972 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0022$$

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

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

$$\begin{array}{lcl} \text{① } A_s(\text{req}) & = & 4062.972 \\ \text{② } A_s(\text{min}) & = & 6450.500 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s & = & 5417.296 \end{array} \quad \therefore A_s = 5417.30 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

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

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

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

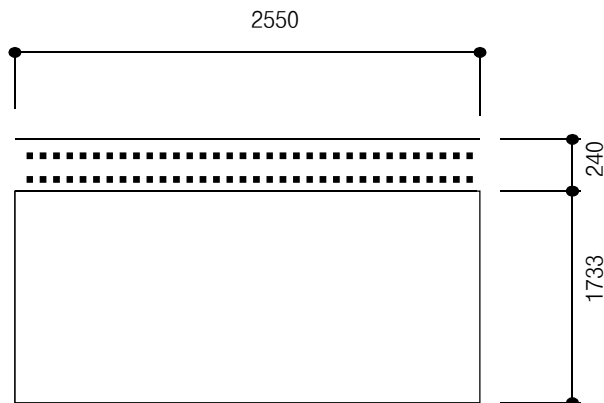
$$\Sigma = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{0.K}$$

(4) 설계휨강도

$$\phi_f M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 3767.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f M_n = 3767.372 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 2497.028 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{0.K}$$



4.6.3 주장을 검토 - 지점부 바닥판 교축 방향 보강 철근 산정

* 바닥판 콘크리트 단면적의 1.5% 이상의 교축 방향 철근 배근

* 주장을 : 0.0035 mm/mm^2 이상 (주장을 = 교축 방향 철근의 총주변장 / 콘크리트 단면적)

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

* $A_{s'} = 240000 \times 0.015 = 3600.0 \text{ mm}^2$

* 사용 철근량

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

* $A_s = 6193.600 \text{ mm}^2 > 3600.0 \text{ mm}^2$ **0.K**

* 철근직경 = 22.20 mm

* 주 장 을 = $\pi \times 22.20 \times 16 / 240000 = 0.005 > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$ **0.K**

4.6.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1459.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{사용하중에 의한 단면력}) \\
 f_{ck} &= 27 \text{ MPa} && H = 1973.00\text{mm} \quad d = 1843.00\text{mm} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} && B = 1000.00\text{mm} \quad \text{피복두께} = 130.00\text{mm} \\
 P &= A_s / (b \times d) = 0.0034 \\
 n_p &= 0.02781 \\
 k &= -n_p + \sqrt{\{(n_p)^2 + 2n_p\}} \\
 &= 0.20966 \\
 j &= 1 - k / 3 = 0.9301 \\
 f_s &= M_{\max} / (p \times j \times b \times d^2) = 137.442 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

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

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= z - H_n / 2 \\
 &= 49 \text{ mm} \\
 &\text{여기서 } C_c ; \text{ 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\
 S_{\min} &: 375 \times (210 / F_{s\max}) - 2.5 C_c \\
 &= 450.468 \text{ mm} \\
 &300 \times (210 / F_{s\max}) \\
 &= 458.374 \text{ mm} \\
 &\text{Sa는 작은 값인 } 450.468 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\
 S &= 125.000 \text{ mm} \leq (= 450.468 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

O.K

(2) 처짐 검토

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 T_{\min} &= L/28 && \text{시간} = 2.55\text{m} \\
 &= 0.091 \\
 &= 91.07\text{mm} < T_{\text{use}} = 1973.00\text{cm}
 \end{aligned}$$

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

$$\begin{aligned}
 M_L &= 1,015.090 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{SD40 일때 철근응력 범위} = 150\text{MPa}) \\
 f_y &= M_L / (p \times j \times b \times d^2) = 95.609 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

O.K

4.7. 강가로보 설계(S1,3)

4.7.1 중앙부 강가로보 설계

(1) 설계단면력 : 3D FRAME 해석 결과

· 관용적인 방법에 의한 방법은 격벽이 슬래브와 분리되어 있어 검토 생략함.

외측 격벽 Max

구 분	M(kN·m)	S(kN)	비 고
합성전 고정하중	0.658	1.112	자중
합성후 고정하중	20.473	25.895	포장, 방호벽
합성후 활하중	107.407	74.170	DB24, DL24
계	128.538	101.177	

(2) 단면검토

H-beam (SS- 400)

· 탄성계수 : $E_{ts} = 2.05 \times 10^6 \text{ Kgf/cm}^2$ (20500 KN/cm²) (도로교 설계기준 2.3.3)

H-PILE 제원 : 600.0 x 200.0 x 11.0 x 17.0

표준단면치수				단면적	단면2차모멘트	단 면 계 수	단위중량
H	B	t1	t2	A	I	Zx	W
mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	KN/m
600	200	11	17	134.4	77600.00	2590	1.06

$$\begin{aligned}
 \text{설계 부재력은} \quad & \mu = 128.538 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \quad \quad \mu = 101.177 \text{ kN} \\
 u = \mu / A_w &= 101.177 \times 10^3 / 1.34 \times 10^4 = 7.53 \text{ MPa} < u_a = 80 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K} \\
 f_u = \mu \cdot Y_{su} / I_n &= 128.538 \times 10^6 / 2590000 \\
 &= 49.629 \text{ MPa} < f_{ca} = 140.00 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K} \\
 f_l = \mu \cdot Y_{sl} / I_n &= 128.538 \times 10^6 / 2590000 \\
 &= 49.629 \text{ MPa} < f_{ta} = 140.00 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K}
 \end{aligned}$$

* 합성응력의 검토

$$\left(\frac{49.63}{140.00} \right)^2 + \left(\frac{7.53}{80.00} \right)^2 = 0.135 < 1.2 \quad \quad \quad \mathbf{0.K.}$$

(3) BOLT의 연결

Nr = 열당 볼트 개수 = 5 EA , 5 EA

Muse = 사용 볼트 열수 = 2 열

Nuse = 사용 볼트 개수 = Muse × Nr = 10 EA

* 중립축에서 각 볼트열까지의 거리

y1 = 110 mm , y2 = 220 mm , y3 = mm , y4 = 0 mm

y5 = 0 mm , y6 = 0 mm , y7 = 0 mm , y8 = 0 mm

y9 = 0 mm , y10 = 0 mm

$$\begin{aligned}
 f_{yi2} = & (110^2 + 220^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2) \times 2 \times 2 \text{ 열} \\
 & = 242000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

* 볼트력의 계산

$$I_w = 11.0 \times 566^3 / 12 = 166211371 \text{ mm}^4$$

$$M_w = 128538000 \times 166211371 / 776000000.0 = 27531543 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = N_w / N = 0 / 10 = 0 \text{ kN}$$

$$\rho_m = M_f \times y_{\max} / f_{yi2} = 27531543 \times 220.0 / 242000 = 25.0 \text{ kN}$$

$$\rho_{p+m} = \rho_p + \rho_m = 0 + 25 = 25.0 \text{ kN}$$

$$\rho_s = 101.18 / 10 = 10.1 \text{ kN}$$

$$< \rho_a = 48.0 \text{ kN} - 0.K -$$

$$< \rho_a = 48.0 \text{ kN} - 0.K -$$

합성력에 대한 검토

$$\sqrt{((0 + 25.0)^2 + 10.1^2)} = 27.0 \text{ kN}$$

$$< \rho_a = 48 \text{ kN} - 0.K -$$

H.T.B S 10 T (M 22) 사용

$$\text{BOLT의 사용갯수} = 1 \text{ 열} \times 5 \text{ EA} + 2 \text{ 열} \times 5 \text{ EA} = 10 \text{ EA}$$

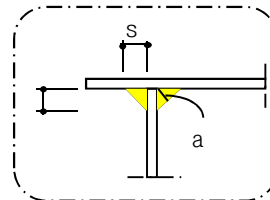
(4) 매입 PLATE 용접검토 (SM- 490)

① 설계용접(필렛 용접) 치수 검토

$$t_1 = 12 \text{ mm}, t_2 = 19 \text{ mm}$$

$$t_1 = 12 \text{ mm} > S > \sqrt{(2 \times t_2)} = 6.16 \text{ mm}$$

$$\therefore S = 9 \text{ mm} \text{ 적용}$$



② 용접길이검토

$$\text{용접치수 : } s = 9 \text{ mm}$$

$$\text{유효목두께 : } a = 0.707 \times 9.0 = 6.360 \text{ mm}$$

$$\text{허용전단응력 : } \tau_a = 110.0 \times 1.0 = 110.0 \text{ MPa}$$

$$\text{용접길이산정 : } L = 2 \times 520.0 = 1040.0 \text{ mm}$$

③ 용접부 전단응력 검토

$$\tau = \frac{T}{a \times L} = \frac{101177.00}{6.360 \times 1040.0}$$

$$= 15.30 \text{ MPa} < \tau_a = 110.0 \text{ MPa} \text{ ----- } 0.K$$

④ 용접부 휨응력 검토

* 단면계수 산정

$$I = \frac{6.36}{6.36} \times \frac{(520.00)^3}{12} \times 2 = \frac{6.36}{6.36} \times \frac{30.72 \times (263.18)^2}{2} \times 2 = 176109857 \text{ mm}^4$$

$$Z = \frac{I}{Y} = \frac{176109857}{260.00} = 677346 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{M}{Z} = \frac{27531543}{677345.61} = 40.65$$

$$= 40.65 \text{ MPa} < \tau_a = 110.0 \text{ MPa} \text{ ---- } 0.K$$

⑤ 필렛용접 합성응력 검토

$$\left(\frac{vb}{va} \right)^2 + \left(\frac{vs}{va} \right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{40.65}{110.00} \right)^2 + \left(\frac{15.30}{110.00} \right)^2 = 0.16$$

$$= 0.16 < 1.0 \text{ ---- } 0.K$$

4.8. 강가로보 Gusset Plate 설계

4.8.1 Gusset Plate설계 (도로교 설계기준 3.5.1)

(1) 연결부 강도에 대한 검토 (도로교 설계기준 3.5.1.1)

· 부재의 연결은 모재 전강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계

· H-Beam사용강재 : SS 400

연결강도(f_a') : 105.00 MPa

H-Beam 복부두께 : 11 mm H-Beam 복부길이 : 566 mm

$$\text{필요단면적 : } A_s = \frac{11 \times 566 \times 105.0}{140.0} = 4669.5 \text{ mm}^2$$

· Gusset Plate 사용강재 : SM 490

$$\text{사용단면적 : } 172 \times 14 \times 520 = 7280.0 \text{ mm}^2$$

* 볼트 일렬배치 (볼트지름 : 22.0 mm)

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT지름을공제 (도로교 설계기준3.5.3.7)

$$\begin{aligned} A_n &= 7280 - 25.0 \times 5.0 \times 14.0 \\ &= 5530.0 \text{ mm}^2 (\text{순단면적}) > 4669.5 \text{ mm}^2 (\text{필요단면적}) \quad \text{0.K} \end{aligned}$$

$$\text{Gusset Plate 응력}(f_s) = \frac{11 \times 566 \times 105}{5530} = 118.2 \text{ MPa} < f_{sa} (=190\text{MPa}) \quad \text{0.K}$$

(2) 응력 검토

(1) 휨모멘트 산정

$$M_w = 27531543 \text{ N} \cdot \text{mm} = 27.532 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) Gusset Plate의 단면2차모멘트

$$I_g = \frac{14 \times 520^3}{12} = 164042667 \text{ mm}^4$$

f_u : Gusset Plate의 상연응력 f_l : Gusset Plate의 하연응력 ($f_{sa} = 190 \text{ MPa}$)

$$f_u = \frac{M_w}{I_g} \cdot Y_{su} = \frac{27.532 \times 1000000}{164042667} \times 260.0 = 43.636 \text{ MPa} < f_{sa}, \quad \text{0.K}$$

$$f_l = \frac{M_w}{I_g} \cdot Y_{sl} = \frac{27.532 \times 1000000}{164042667} \times 260.0 = 43.636 \text{ MPa} < f_{sa}, \quad \text{0.K}$$

(3) 전단력에 의한 설계

$$u = S_u / A_w = 101.177 \times 10^3 / 7280.0 = 13.90 \text{ MPa} < u_a = 110 \text{ MPa} \quad \text{0.K}$$

(4) 합성응력 검토

$$\left(\frac{43.64}{190.00} \right)^2 + \left(\frac{13.90}{110.00} \right)^2 = 0.069 < 1.2 \quad \text{0.K.}$$

4.9. 강가로보 연결 매입앵커 검토

(1) 매입앵커의 전단 저항력

$$F1 = \frac{\pi \times \Phi^2}{4} \times N_b \times \tau_a \times 1.0$$

$$F1 = 392.699 \text{ kN}$$

$$\Phi = 25 \text{ mm}$$

$$N_b = 10 \text{ EA}$$

$$\tau_a = 80 \text{ MPa}$$

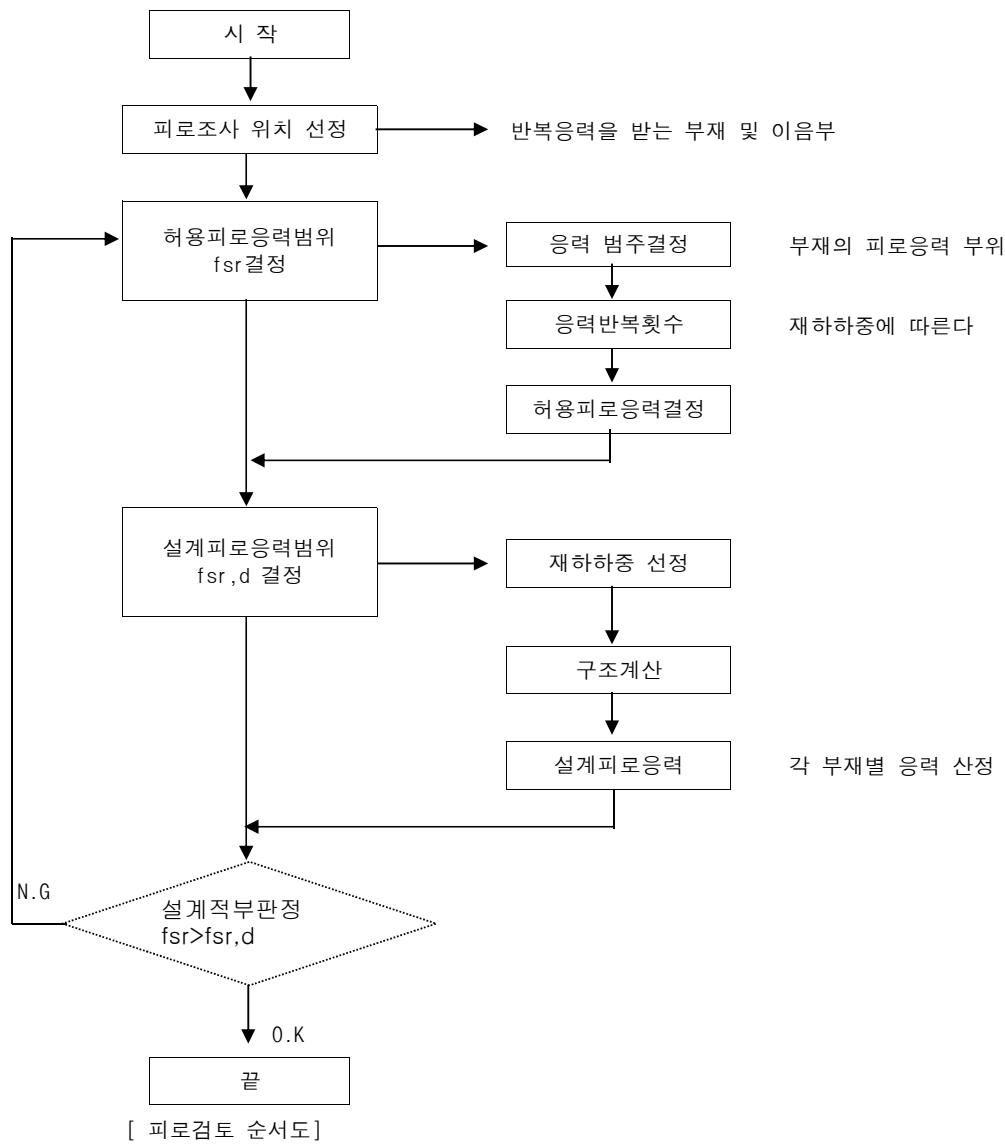
(2) 매입앵커의 전단에 대한 검토

$$F1 = 392.699 \text{ kN} > H = 101.177 \text{ kN} \rightarrow \text{O.K}$$

4.10. 피로검토 (도로교 설계기준 3.3.4.1)

4.10.1 선정기준

반복하중을 받는 부재와 이음부의 설계시 응력범위가 규정된 허용피로응력범위를 초과하지 않아야 한다.



4.10.2 경로구조

- 1) 다재하경로구조 : 한부재의 파괴로 인해 전체적인 파괴가 일어나지 않도록 한 구조물
- 2) 단재하경로구조 : 한부재의 파괴만으로 전체구조가 붕괴되는 구조물

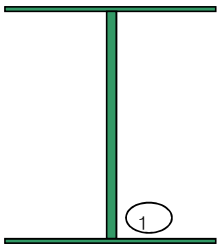
4.10.3 경로구조에 따른 허용 피로응력범위

다재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 f _{sr} (MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	442	260	168	168
B	344	203	126	112
B'	274	161	101	84
C	250	147	91	70
				84
D	196	112	70	49
E	154	91	56	31
E'	112	64	40	18
F	105	84	63	56

단재하경로구조				
상세 범주	허용응력 범위 f _{sr} (MPa)			
	10만 회	50만 회	200만 회	200만 회 이상
A	351	203	168	168
B	274	161	112	112
B'	218	126	77	77
C	196	112	70	63
			84	77
D	154	91	56	35
E	119	70	42	16
E'	84	49	28	9
F	84	63	49	42

4.10.4 피로조사 위치 결정

■ 다재하경로구조로 200만 회 이상 적용



1) 플랜지와 복부판의 연결부

4.10.5 허용응력범위 결정

1) 브라켓 부재

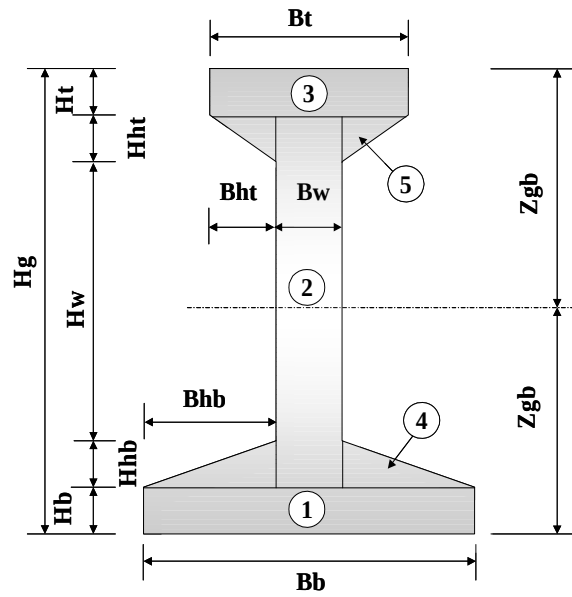
구 분	상 세 구 분	작 용 응 력	응력범주	허용응력범위 (MPa)
①	FLANGE TO WEB 연결부	인장 또는 교번	B	112

2) 브라켓 부재

위 치	I(mm ⁴)	고정하중 M _{max} (kN-m)	활하중 M _{max} (kN-m)	활하중M _{min} (kN-m)	중심거리 (mm)	f _{max} (MPa)	f _{min} (MPa)	Δf (MPa)	허용응력 (MPa)	판 정
①	7.760E+08	21.13	107.41	0.00	300	49.7	8.2	41.5	112	0.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

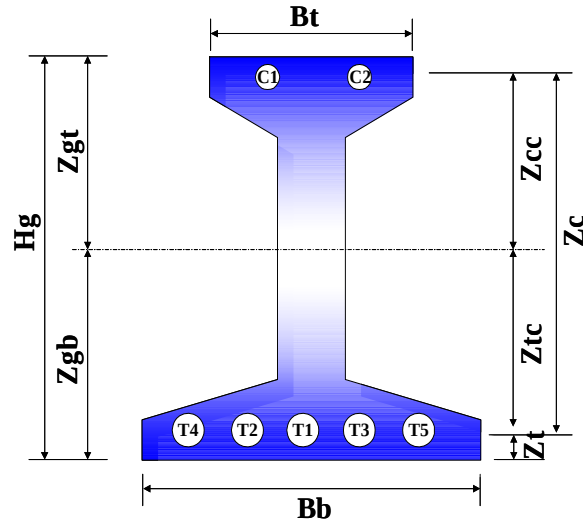


< 단위 : m >

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 × 1.600	0.32000	1.100	0.35200	0.38720	0.068267
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.000	0.32000	0.64000	0.000533
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	1.850	0.08325	0.15401	0.000056
Σ 합 계		0.94500	0.887	0.83775	1.20074	0.071531

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

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
C1	55	0.00238	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
C2	55	0.00238	1.975	0.00469	0.00927	4.492E-07
Σ		0.00475	1.975	0.00938	0.01853	8.984E-07

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

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.01657	0.123	0.00203	0.00025	7.620E-06

- 쉬스 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times z^2) - \sum A \times z_t^2$: 0.000008 m⁴

▷ 순단면

< 단위 : m >

요 소	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
총 단 면	0.94500	0.887	0.83775	0.74267	0.529597
PS 강봉 쉬스	-0.00475	1.975	-0.00938	-0.01853	-0.000001
PS 강연선 쉬스	-0.01657	0.123	-0.00203	-0.00025	-0.000008
Σ	0.92368	0.895	0.82633	0.72389	0.529588

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\sum (A \times z) / \sum A$ = -0.894612 m

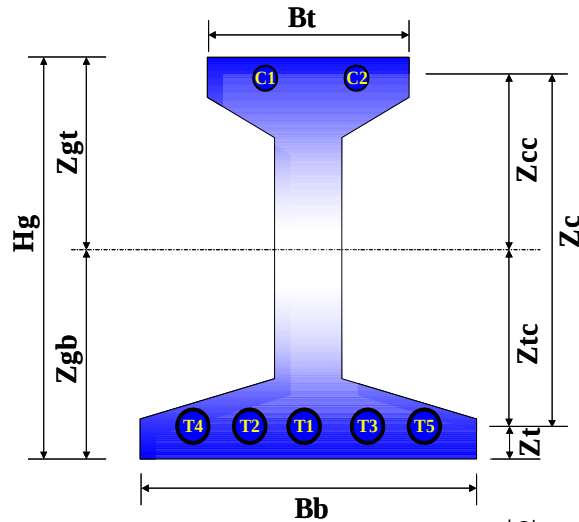
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.205388 m

- PS 강봉 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb}$ = 1.080388 m

- PS 강연선 쉬스 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t$ = -0.771935 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum I_o + \sum (A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2$: 0.514229 m⁴

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

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

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

▷ PS 강연선

< 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z ²	lo
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T3	15	0.00208	0.125	0.00026	0.00003	3.444E-07
T4	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
T5	0	0.00000	0.125	0.00000	0.00000	0.000E+00
Σ		0.00513	0.1231	0.00063	0.00008	7.639E-07

- PS 강연선 도심에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times z^2) - \Sigma A \times zt^2 = 8.4263E-07 \text{ m}^4$

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
순 단 면	1.000	0.92368	0.895	0.82633	0.73925	0.514229
PS 강봉	6.474	0.01628	1.975	0.03214	0.06349	1.627E-06
PS 강연선	6.474	0.03322	0.123	0.00409	0.00050	5.455E-06
Σ		0.97318	0.886	0.86257	0.80324	0.514236

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(z_{gb}) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A = -0.886342 \text{ m}$

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb} = 1.213658 \text{ m}$

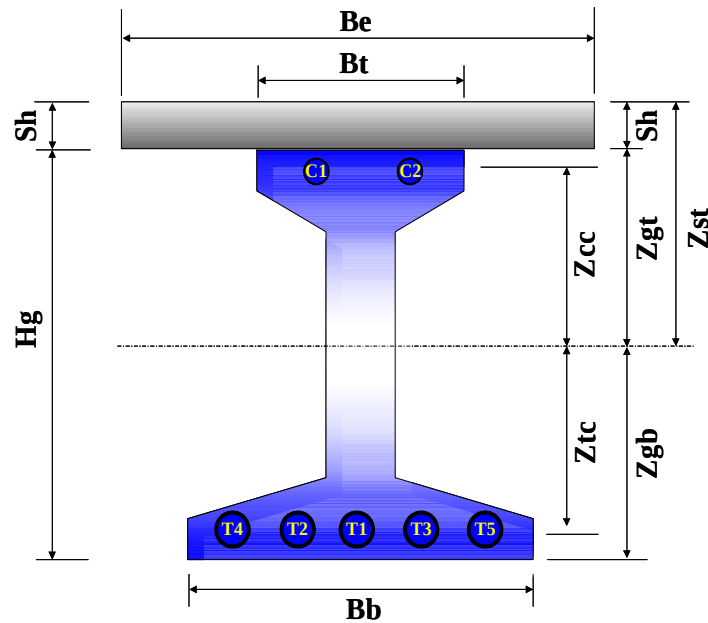
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.088658 \text{ m}$

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(z_{tc}) = $z_{gb} - z_t = -0.763234 \text{ m}$

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 0.552942 \text{ m}^4$

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.304 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 3.721 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.744 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.579 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.579 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.55706	2.220	1.23668	2.74543	0.002674
Σ		1.53024	1.372	2.09925	3.50996	0.555616

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.371843$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.728157$ m

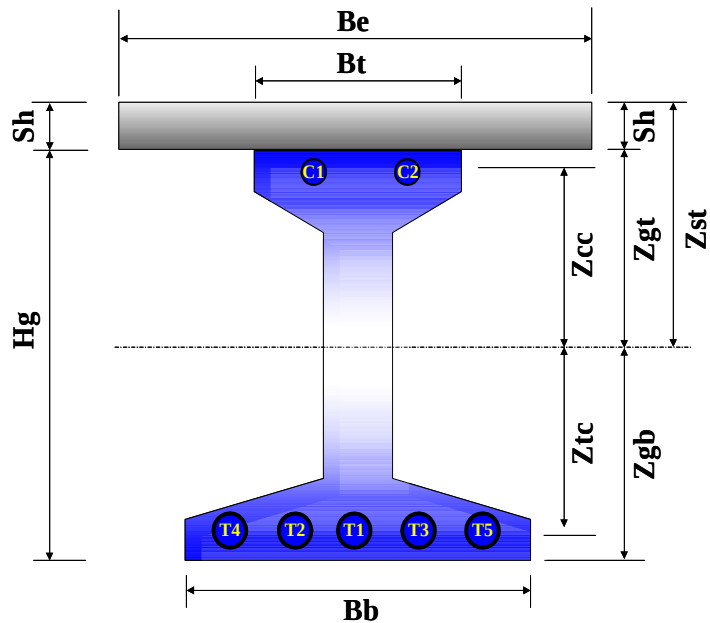
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.603157$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.248735$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 0.968157$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum I_o + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.185740$ m⁴

5.4.2 G2~G8 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

$$\text{거더 경간의 } 1/4 = 7.25 \text{ m}$$

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

$$\text{양쪽 바닥판의 중심간 거리} = 2.750 \text{ m}$$

$$\text{압축플랜지의 유효폭(최소값)} = 2.750 \text{ m}$$

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.59400	2.220	1.31868	2.92747	0.002851
Σ		1.56718	1.392	2.18125	3.69200	0.555794

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리}(z_{gb}) = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.391833 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리}(z_{gt}) = H_g - Z_{gb} = 0.708167 \text{ m}$$

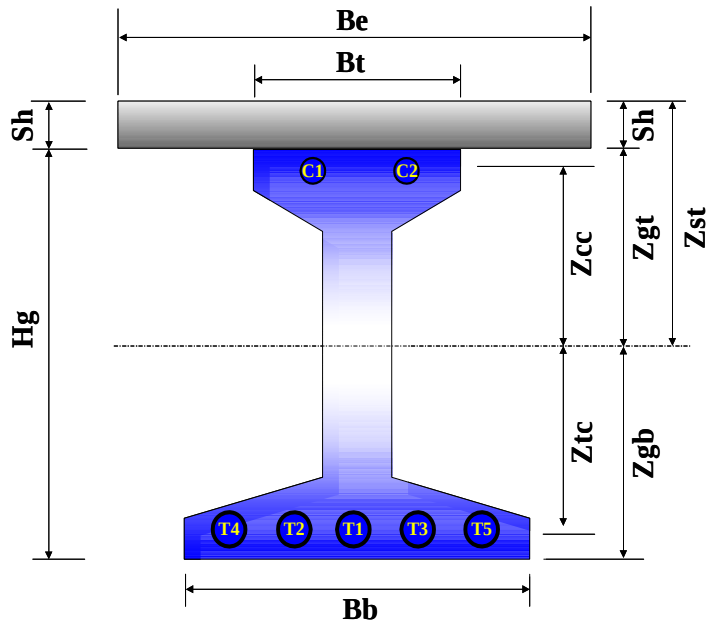
$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{cc}) = z_c - z_{gb} = 0.583167 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리}(z_{tc}) = z_{gb} - z_t = -1.268725 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리}(z_{st}) = z_{gt} + sh = 0.948167 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트}(I_{yy}) = \Sigma I_o + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb}^2 = 1.211862 \text{ m}^4$$

5.4.3 G9 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.536 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 3.953 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.976 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.811 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.811 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A × z	A × z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	0.97318	0.886	0.86257	0.76453	0.552942
바닥판	0.900	0.60718	2.220	1.34793	2.99241	0.002914
Σ		1.58035	1.399	2.21050	3.75694	0.555857

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.398738$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} = 0.701262$ m

- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} = 0.576262$ m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t = -1.275629$ m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh = 0.941262$ m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\sum lo + \sum(A \times y^2) - \sum A \times z_{gb}^2 = 1.220886$ m⁴

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.53024	1.185740	0.968	0.728	-1.372	0.603	-1.249

5.5.2 G2~G8 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.56718	1.211862	0.948	0.708	-1.392	0.583	-1.269

5.5.3 G9 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	zst	zgt	zgb	zcc	ztc
총 단 면	0.94500	0.529597		1.213	-0.887		
순 단 면	0.92368	0.514229		1.205	-0.895	1.080	-0.772
PS강재 환산단면	0.97318	0.552942		1.214	-0.886	1.089	-0.763
바닥판 합성단면	1.58035	1.220886	0.941	0.701	-1.399	0.576	-1.276

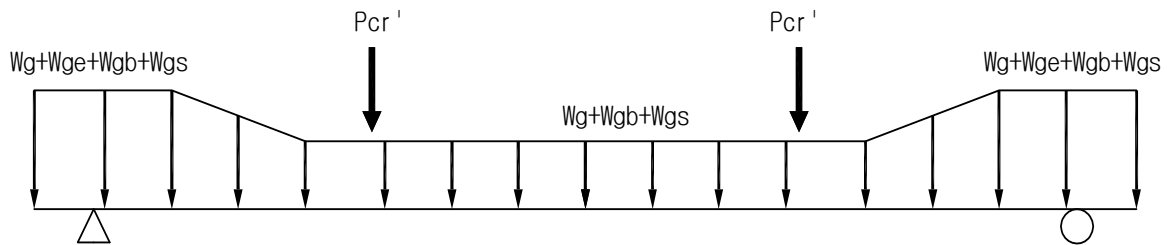
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

구 분	산 출 근 거
거더본체 (Wg)	$A_{net} \times w_{gc} = 0.924 \times 25000 = 23092 \text{ N/m}$
단부보강 (Wge)	$A_{var} \times w_{gc} = 0.835 \times 25000 = 20875 \text{ N/m}$
가 로 보 (Pcr')	$A_{var} \times L_{cr} \times w_{gc} \times e_a = 0.835 \times 1 \times 25000 \times 1 \text{ EA} = 12525 \text{ N}$
강 봉 (Wgb)	$w_{1cm} \times C_{ea} = 102.1 \times 2 \text{ EA} = 204 \text{ N/m}$
T1 강연선 (Wgs1)	$w_{1tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 7 \text{ EA} = 77 \text{ N/m}$
T2~T3 강연선 (Wgs2)	$w_{2tm} \times T_{ea} = 11.01 \times 2 \text{ EA} \times 15 \text{ EA} = 330 \text{ N/m}$

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

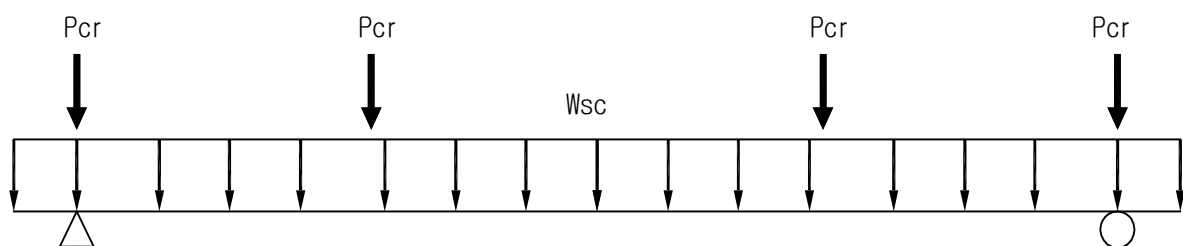
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.579 \times 25000 = 15474 \text{ N/m}$
- (2) G2~G8 거더 : $0.240 \times 2.750 \times 25000 = 16500 \text{ N/m}$
- (3) G9 거더 : $0.240 \times 2.811 \times 25000 = 16866 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 1.38 \times 25000 = 17875 \text{ N}$
- (2) G2~G8 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 2.75 \times 25000 = 35750 \text{ N}$
- (3) G9 거더 : $0.300 \times 1.733 \times 1.38 \times 25000 = 17875 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

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

(2) 우측 캔틸레버 하중

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

(3) 중앙부 하중

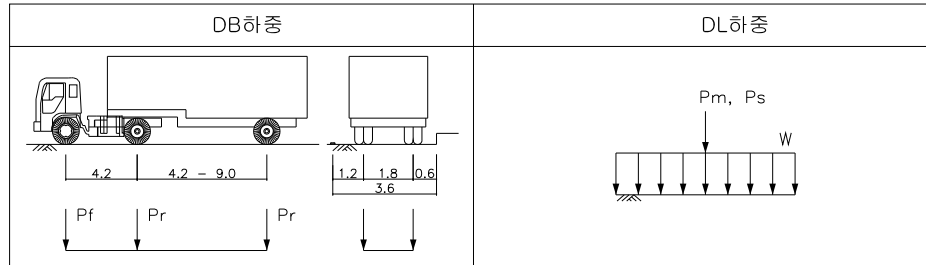
- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

(4) 기타 하중

	위치	하중크기
1) 방음벽(좌)	0.230m	1000N/m
2) 방음벽(우)	24.410m	3000N/m
3) 중분대	12.320m	10540N/m
4) 내측풍하중1	22.300m	-6480N/m
5) 내측풍하중2	26.520m	6480N/m
6) G1RIB	1.204m	774N/m
7) G2RIB	3.954m	825N/m
8) G3RIB	6.704m	825N/m
9) G4RIB	9.454m	825N/m
10) G5RIB	12.204m	825N/m
11) G6RIB	14.954m	825N/m
12) G7RIB	17.704m	825N/m
13) G8RIB	20.454m	825N/m
14) G9RIB	23.204m	843N/m

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 6 차로
- (2) 차 로 폭 : 3 m
- (3) 적용하중(1등급)



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

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	1.217969	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.025626	0.003911
요소 중심간격(V)	2.750	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 12.320\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 29.100\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 13290.455$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ (C_x / C_y) } = 1.930$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 119.807$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ (C_x \times C_y) } = 0.129$

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)

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

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

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

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

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

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

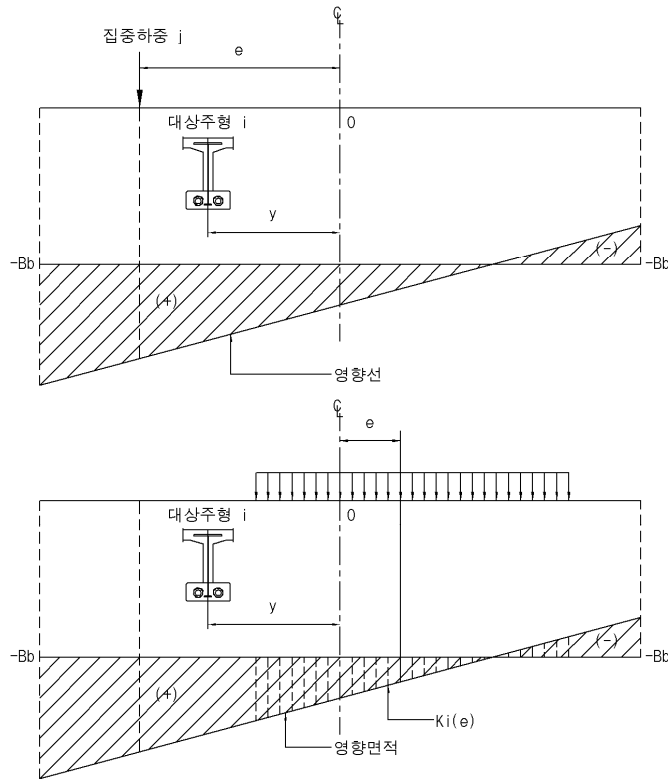
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

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	G8	G9	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-12.320	0.000	0.001	0.003	0.005	-0.004	-0.035	-0.059	0.128	0.961	1.000
-0.75×Bb	-9.240	0.000	0.001	0.000	-0.004	-0.007	0.022	0.154	0.410	0.423	1.000
-0.50×Bb	-6.160	0.002	0.000	-0.005	-0.006	0.031	0.175	0.410	0.320	0.073	1.000
-0.25×Bb	-3.080	0.001	-0.005	-0.005	0.041	0.199	0.418	0.280	0.080	-0.010	1.000
0.00×Bb	0.000	-0.006	-0.002	0.053	0.227	0.426	0.247	0.062	-0.001	-0.006	1.000
0.25×Bb	3.080	-0.015	0.069	0.260	0.426	0.219	0.049	-0.003	-0.006	0.001	1.000
0.50×Bb	6.160	0.055	0.299	0.424	0.194	0.038	-0.005	-0.005	-0.001	0.001	1.000
0.75×Bb	9.240	0.397	0.418	0.167	0.027	-0.006	-0.004	0.000	0.001	0.001	1.000
1.00×Bb	12.320	0.934	0.146	-0.049	-0.034	-0.005	0.004	0.003	0.001	0.000	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 11.116	G2 8.366	G3 5.616	G4 2.866	G5 0.116	G6 -2.634	G7 -5.384	G8 -8.134	G9 -10.884	합계 (Σ)
방호벽(좌)	12.047	0.889	0.170	-0.031	-0.029	-0.005	0.003	0.003	0.001	0.000	1.000
방호벽(우)	-12.047	0.000	0.001	0.003	0.004	-0.004	-0.031	-0.040	0.156	0.912	1.000
콘크리트포장	0.000	2.101	2.592	2.749	2.764	2.754	2.757	2.758	2.663	2.262	23.400
방음벽(좌)	12.090	0.896	0.166	-0.034	-0.030	-0.005	0.003	0.003	0.001	0.000	1.000
방음벽(우)	-12.090	0.000	0.001	0.003	0.004	-0.004	-0.031	-0.043	0.151	0.920	1.000
중분대	0.000	-0.006	-0.002	0.053	0.227	0.426	0.247	0.062	-0.001	-0.006	1.000
내측풍하중1	-9.980	0.000	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.005	0.098	0.351	0.553	1.000
내측풍하중2	-14.200	-0.001	0.001	0.005	0.012	0.001	-0.074	-0.217	-0.100	1.374	1.000
G1RIB	11.116	0.734	0.255	0.028	-0.014	-0.006	0.001	0.002	0.001	0.000	1.000
G2RIB	8.366	0.261	0.445	0.243	0.058	-0.002	-0.006	-0.001	0.001	0.001	1.000
G3RIB	5.616	0.029	0.247	0.435	0.239	0.057	-0.002	-0.006	-0.001	0.002	1.000
G4RIB	2.866	-0.015	0.060	0.241	0.428	0.237	0.057	-0.002	-0.006	0.000	1.000
G5RIB	0.116	-0.007	-0.002	0.057	0.237	0.427	0.237	0.057	-0.002	-0.006	1.000
G6RIB	-2.634	0.001	-0.006	-0.002	0.057	0.237	0.427	0.239	0.059	-0.011	1.000
G7RIB	-5.384	0.002	-0.001	-0.006	-0.002	0.057	0.238	0.432	0.246	0.035	1.000
G8RIB	-8.134	0.001	0.001	-0.001	-0.006	-0.002	0.059	0.246	0.447	0.255	1.000
G9RIB	-10.884	0.000	0.001	0.002	0.000	-0.006	-0.012	0.036	0.266	0.713	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 증거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 11.116	G2 8.366	G3 5.616	G4 2.866	G5 0.116	G6 -2.634	G7 -5.384	G8 -8.134	G9 -10.884	합계 (Σ)
DB1	10.200	1.139	0.670	0.191	0.012	-0.012	-0.003	0.002	0.002	0.001	2.000
DB2	7.200	0.289	0.754	0.686	0.254	0.034	-0.012	-0.007	0.000	0.002	2.000
DB3	4.200	-0.002	0.282	0.704	0.707	0.281	0.044	-0.011	-0.008	0.002	2.000
DB4	-1.805	-0.002	-0.012	0.022	0.210	0.618	0.757	0.355	0.073	-0.021	2.000
DB5	-4.805	0.003	-0.005	-0.013	0.015	0.182	0.581	0.785	0.405	0.047	2.000
DB6	-7.805	0.002	0.001	-0.004	-0.012	0.009	0.162	0.554	0.826	0.463	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 11.116	G2 8.366	G3 5.616	G4 2.866	G5 0.116	G6 -2.634	G7 -5.384	G8 -8.134	G9 -10.884	합계 (Σ)
DL1	10.200	0.570	0.342	0.092	0.003	-0.007	-0.002	0.001	0.001	0.000	1.000
DL2	7.200	0.130	0.393	0.353	0.120	0.013	-0.007	-0.003	0.000	0.001	1.000
DL3	4.200	-0.007	0.134	0.364	0.367	0.134	0.017	-0.007	-0.004	0.001	1.000
DL4	-1.805	-0.001	-0.007	0.007	0.097	0.313	0.400	0.171	0.031	-0.012	1.000
DL5	-4.805	0.002	-0.002	-0.007	0.004	0.083	0.290	0.418	0.196	0.016	1.000
DL6	-7.805	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.001	0.074	0.276	0.441	0.215	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DB1	1.139	0.670	0.191	0.012	-0.012	-0.003	0.002	0.002	0.001	2.000
DB2	0.289	0.754	0.686	0.254	0.034	-0.012	-0.007	0.000	0.002	2.000
DB3	-0.002	0.282	0.704	0.707	0.281	0.044	-0.011	-0.008	0.002	2.000
DB4	-0.002	-0.012	0.022	0.210	0.618	0.757	0.355	0.073	-0.021	2.000
DB5	0.003	-0.005	-0.013	0.015	0.182	0.581	0.785	0.405	0.047	2.000
DB6	0.002	0.001	-0.004	-0.012	0.009	0.162	0.554	0.826	0.463	2.000
DB12	1.428	1.424	0.877	0.265	0.022	-0.015	-0.005	0.002	0.003	4.000
DB13	1.136	0.953	0.896	0.718	0.269	0.041	-0.010	-0.006	0.003	4.000
DB14	1.136	0.658	0.213	0.221	0.606	0.754	0.357	0.075	-0.020	4.000
DB15	1.142	0.666	0.179	0.026	0.170	0.577	0.786	0.407	0.047	4.000
DB16	1.141	0.671	0.187	-0.001	-0.004	0.158	0.556	0.827	0.463	4.000
DB22	0.578	1.507	1.371	0.507	0.068	-0.024	-0.013	0.000	0.005	4.000
DB24	0.287	0.741	0.708	0.463	0.653	0.745	0.348	0.073	-0.018	4.000
DB25	0.293	0.749	0.673	0.268	0.217	0.569	0.778	0.405	0.049	4.000
DB26	0.291	0.755	0.682	0.241	0.043	0.150	0.548	0.826	0.465	4.000
DB34	-0.005	0.270	0.726	0.916	0.900	0.801	0.344	0.066	-0.018	4.000
DB35	0.001	0.278	0.692	0.721	0.464	0.625	0.773	0.397	0.049	4.000
DB36	0.000	0.283	0.700	0.695	0.290	0.206	0.543	0.818	0.465	4.000
DB45	0.001	-0.017	0.009	0.224	0.801	1.338	1.140	0.478	0.026	4.000
DB46	0.000	-0.011	0.018	0.197	0.627	0.919	0.909	0.899	0.442	4.000
DB56	0.005	-0.004	-0.017	0.002	0.191	0.742	1.339	1.231	0.509	4.000
DB123	1.283	1.536	1.423	0.875	0.273	0.026	-0.015	-0.005	0.005	5.400
DB124	1.283	1.271	0.809	0.427	0.576	0.668	0.315	0.067	-0.016	5.400
DB125	1.288	1.277	0.778	0.252	0.184	0.509	0.702	0.366	0.044	5.400
DB126	1.287	1.283	0.786	0.228	0.028	0.132	0.494	0.745	0.419	5.400
DB134	1.021	0.846	0.826	0.835	0.799	0.718	0.311	0.060	-0.016	5.400
DB135	1.026	0.853	0.795	0.660	0.406	0.559	0.697	0.359	0.045	5.400
DB136	1.024	0.858	0.803	0.636	0.250	0.182	0.490	0.738	0.419	5.400
DB145	1.026	0.588	0.181	0.212	0.710	1.201	1.027	0.432	0.024	5.400
DB146	1.025	0.593	0.188	0.188	0.553	0.824	0.820	0.810	0.398	5.400
DB156	1.030	0.600	0.157	0.012	0.161	0.665	1.207	1.109	0.459	5.400
DB234	0.256	0.921	1.271	1.053	0.841	0.710	0.303	0.059	-0.014	5.400
DB235	0.261	0.928	1.240	0.878	0.448	0.551	0.690	0.358	0.046	5.400
DB236	0.260	0.933	1.247	0.854	0.292	0.174	0.483	0.736	0.421	5.400
DB245	0.261	0.663	0.626	0.430	0.751	1.193	1.020	0.430	0.025	5.400
DB246	0.260	0.668	0.633	0.406	0.595	0.816	0.812	0.809	0.400	5.400
DB256	0.265	0.675	0.602	0.230	0.203	0.657	1.199	1.108	0.460	5.400
DB345	-0.001	0.239	0.642	0.838	0.974	1.244	1.015	0.423	0.026	5.400
DB346	-0.002	0.244	0.650	0.814	0.818	0.867	0.808	0.802	0.400	5.400
DB356	0.003	0.251	0.619	0.638	0.425	0.708	1.195	1.101	0.461	5.400
DB456	0.003	-0.014	0.005	0.191	0.729	1.350	1.525	1.173	0.440	5.400
DB1234	1.067	1.270	1.202	0.886	0.691	0.589	0.254	0.050	-0.012	6.000
DB1235	1.072	1.276	1.177	0.740	0.364	0.457	0.576	0.299	0.039	6.000
DB1236	1.070	1.281	1.183	0.720	0.234	0.143	0.403	0.615	0.351	6.000
DB1245	1.072	1.055	0.665	0.367	0.617	0.992	0.851	0.360	0.022	6.000
DB1246	1.071	1.060	0.671	0.347	0.487	0.678	0.678	0.675	0.334	6.000
DB1256	1.075	1.065	0.645	0.201	0.160	0.545	1.001	0.924	0.384	6.000
DB1345	0.853	0.702	0.679	0.707	0.802	1.034	0.847	0.354	0.022	6.000

DB1346	0.852	0.706	0.685	0.687	0.672	0.720	0.675	0.670	0.334	6.000
DB1356	0.856	0.712	0.659	0.541	0.345	0.587	0.997	0.918	0.384	6.000
DB1456	0.856	0.491	0.148	0.168	0.598	1.122	1.272	0.979	0.367	6.000
DB2345	0.216	0.764	1.050	0.888	0.837	1.027	0.841	0.353	0.023	6.000
DB2346	0.215	0.768	1.056	0.868	0.707	0.713	0.668	0.668	0.335	6.000
DB2356	0.219	0.774	1.030	0.722	0.380	0.581	0.991	0.917	0.386	6.000
DB2456	0.219	0.553	0.518	0.349	0.633	1.116	1.265	0.978	0.368	6.000
DB3456	0.001	0.200	0.532	0.689	0.818	1.158	1.262	0.972	0.368	6.000
DB12345	1.070	1.267	1.193	0.897	0.828	1.025	0.842	0.354	0.023	7.500
DB12346	1.069	1.271	1.199	0.877	0.698	0.711	0.670	0.670	0.335	7.500
DB12356	1.073	1.277	1.174	0.731	0.371	0.578	0.992	0.919	0.386	7.500
DB12456	1.073	1.056	0.662	0.358	0.624	1.113	1.267	0.979	0.369	7.500
DB13456	0.855	0.702	0.676	0.698	0.809	1.155	1.263	0.973	0.369	7.500
DB23456	0.218	0.765	1.047	0.879	0.844	1.149	1.257	0.972	0.370	7.500
DB123456	1.071	1.268	1.190	0.888	0.835	1.146	1.258	0.973	0.370	9.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	합계
DL1	0.570	0.342	0.092	0.003	-0.007	-0.002	0.001	0.001	0.000	1.000
DL2	0.130	0.393	0.353	0.120	0.013	-0.007	-0.003	0.000	0.001	1.000
DL3	-0.007	0.134	0.364	0.367	0.134	0.017	-0.007	-0.004	0.001	1.000
DL4	-0.001	-0.007	0.007	0.097	0.313	0.400	0.171	0.031	-0.012	1.000
DL5	0.002	-0.002	-0.007	0.004	0.083	0.290	0.418	0.196	0.016	1.000
DL6	0.001	0.001	-0.002	-0.007	0.001	0.074	0.276	0.441	0.215	1.000
DL12	0.701	0.735	0.444	0.123	0.006	-0.009	-0.002	0.001	0.001	2.000
DL13	0.564	0.476	0.456	0.370	0.127	0.015	-0.006	-0.003	0.002	2.000
DL14	0.570	0.335	0.099	0.100	0.306	0.399	0.172	0.032	-0.011	2.000
DL15	0.572	0.340	0.085	0.007	0.076	0.289	0.419	0.197	0.016	2.000
DL16	0.571	0.343	0.090	-0.004	-0.006	0.072	0.277	0.442	0.216	2.000
DL22	0.261	0.787	0.706	0.240	0.025	-0.014	-0.007	0.000	0.002	2.000
DL24	0.130	0.386	0.360	0.217	0.326	0.393	0.168	0.031	-0.010	2.000
DL25	0.132	0.391	0.346	0.124	0.096	0.283	0.415	0.196	0.017	2.000
DL26	0.131	0.394	0.351	0.113	0.014	0.066	0.272	0.441	0.217	2.000
DL34	-0.007	0.127	0.371	0.464	0.447	0.418	0.164	0.027	-0.010	2.000
DL35	-0.005	0.132	0.357	0.370	0.217	0.308	0.411	0.192	0.017	2.000
DL36	-0.006	0.135	0.362	0.360	0.135	0.091	0.269	0.437	0.217	2.000
DL45	0.001	-0.009	0.000	0.101	0.396	0.691	0.589	0.227	0.004	2.000
DL46	0.000	-0.006	0.005	0.090	0.314	0.474	0.447	0.472	0.204	2.000
DL56	0.003	-0.002	-0.009	-0.003	0.085	0.364	0.694	0.637	0.231	2.000
DL123	0.624	0.782	0.728	0.441	0.126	0.007	-0.008	-0.002	0.003	2.700
DL124	0.630	0.655	0.406	0.198	0.287	0.352	0.152	0.029	-0.009	2.700
DL125	0.632	0.660	0.394	0.114	0.080	0.253	0.374	0.178	0.015	2.700
DL126	0.631	0.662	0.398	0.105	0.006	0.058	0.246	0.398	0.195	2.700
DL134	0.507	0.422	0.416	0.420	0.396	0.374	0.149	0.025	-0.009	2.700
DL135	0.509	0.426	0.404	0.336	0.189	0.275	0.371	0.174	0.016	2.700
DL136	0.508	0.429	0.409	0.327	0.115	0.080	0.243	0.394	0.195	2.700
DL145	0.514	0.299	0.082	0.093	0.350	0.620	0.531	0.205	0.004	2.700
DL146	0.514	0.302	0.087	0.084	0.276	0.425	0.403	0.425	0.184	2.700
DL156	0.516	0.306	0.075	0.000	0.070	0.326	0.625	0.574	0.208	2.700
DL234	0.111	0.468	0.652	0.525	0.413	0.369	0.145	0.024	-0.008	2.700
DL235	0.113	0.473	0.639	0.441	0.207	0.270	0.367	0.173	0.017	2.700

DL236	0.112	0.475	0.644	0.432	0.133	0.075	0.239	0.394	0.196	2.700
DL245	0.118	0.346	0.318	0.199	0.368	0.615	0.527	0.204	0.005	2.700
DL246	0.118	0.348	0.322	0.189	0.294	0.420	0.399	0.425	0.184	2.700
DL256	0.120	0.353	0.310	0.105	0.087	0.321	0.621	0.574	0.209	2.700
DL345	-0.005	0.112	0.328	0.421	0.477	0.637	0.524	0.201	0.005	2.700
DL346	-0.006	0.115	0.332	0.412	0.403	0.442	0.396	0.421	0.185	2.700
DL356	-0.004	0.119	0.320	0.327	0.197	0.343	0.618	0.570	0.209	2.700
DL456	0.002	-0.008	-0.002	0.085	0.358	0.688	0.778	0.601	0.198	2.700
DL1234	0.520	0.647	0.612	0.440	0.339	0.307	0.121	0.021	-0.007	3.000
DL1235	0.522	0.650	0.601	0.370	0.167	0.224	0.306	0.145	0.014	3.000
DL1236	0.521	0.652	0.605	0.362	0.106	0.061	0.200	0.329	0.164	3.000
DL1245	0.526	0.545	0.333	0.168	0.301	0.511	0.440	0.171	0.004	3.000
DL1246	0.526	0.547	0.337	0.160	0.240	0.349	0.333	0.355	0.154	3.000
DL1256	0.528	0.550	0.327	0.090	0.068	0.266	0.518	0.479	0.174	3.000
DL1345	0.424	0.350	0.342	0.353	0.392	0.530	0.437	0.168	0.004	3.000
DL1346	0.423	0.352	0.346	0.345	0.331	0.367	0.331	0.352	0.154	3.000
DL1356	0.425	0.356	0.335	0.275	0.159	0.285	0.516	0.476	0.175	3.000
DL1456	0.429	0.250	0.067	0.073	0.293	0.572	0.649	0.502	0.165	3.000
DL2345	0.094	0.389	0.538	0.441	0.407	0.526	0.434	0.168	0.005	3.000
DL2346	0.093	0.391	0.542	0.433	0.345	0.363	0.327	0.351	0.155	3.000
DL2356	0.095	0.394	0.531	0.363	0.173	0.281	0.512	0.475	0.175	3.000
DL2456	0.099	0.289	0.263	0.161	0.308	0.568	0.646	0.501	0.166	3.000
DL3456	-0.003	0.094	0.272	0.346	0.398	0.586	0.643	0.498	0.166	3.000
DL12345	0.521	0.645	0.606	0.443	0.402	0.524	0.435	0.168	0.005	3.750
DL12346	0.521	0.647	0.610	0.435	0.340	0.362	0.328	0.352	0.155	3.750
DL12356	0.523	0.651	0.600	0.365	0.168	0.279	0.513	0.476	0.176	3.750
DL12456	0.527	0.545	0.332	0.163	0.302	0.567	0.647	0.502	0.166	3.750
DL13456	0.424	0.350	0.341	0.348	0.393	0.585	0.644	0.499	0.166	3.750
DL23456	0.094	0.389	0.536	0.436	0.408	0.581	0.641	0.498	0.167	3.750
DL123456	0.522	0.645	0.605	0.438	0.403	0.580	0.642	0.499	0.167	4.500

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	2686.5	2686.5	2686.5	순 단 면	
합성전 고정하중	1766.7	2005.3	1914.0	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	1165.2	1367.3	1725.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	2452.4	2205.0	2589.5		
DL 활하중	1971.6	1755.7	2084.0		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	2452.4	2205.0	2589.5		
합 계	8070.8	8264.1	8915.9		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G8	G9	저 항 단 면	비 고
거더 자중	405.5	405.5	405.5	순 단 면	
합성전 고정하중	234.1	258.0	254.3	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	191.2	88.6	344.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	391.7	443.5	412.1		
DL 활하중	324.5	358.2	341.9		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	391.7	443.5	412.1		
합 계	1222.5	1195.6	1416.0		

8.3 반력종합

8.3.1 S1, S3 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		258.149	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	278.959	
합성후		201.549	113.338	83.364	85.690	95.039	77.714	66.327	104.891	285.150	-
		199.815	112.876	84.375	89.649	104.971	99.310	103.143	135.571	183.350	내측풍하중
		153.945	126.858	100.688	97.829	105.069	91.216	86.579	121.117	229.759	외측풍하중
ADD		883.074	837.014	807.040	809.366	818.715	801.390	790.003	828.567	987.485	-
		881.340	836.552	808.051	813.325	828.647	822.986	826.819	859.247	885.685	내측풍하중
		835.470	850.534	824.364	821.505	828.745	814.892	810.255	844.793	932.094	외측풍하중
우 측 편 재 하	DB1	0.886	0.503	0.695	1.251	5.616	14.962	71.205	193.809	303.340	
	DB2	0.844	0.377	2.178	7.994	25.255	79.574	176.264	207.584	117.146	
	DB3	0.921	1.947	9.170	29.340	87.706	180.787	192.635	102.233	25.330	
	DB4	6.368	37.059	105.085	194.851	177.474	85.002	27.725	7.642	0.529	
	DB5	29.494	115.847	201.814	169.829	77.249	24.640	7.852	1.524	0.824	
	DB6	136.434	215.170	163.573	68.742	20.782	6.690	1.745	0.391	0.778	
	DB12	1.636	0.759	2.259	8.822	28.069	94.179	247.274	401.324	420.387	
	DB13	1.637	1.912	9.124	29.551	90.455	195.333	263.647	295.972	328.557	
	DB14	7.071	37.421	105.493	195.124	180.171	99.406	98.347	198.560	302.459	
	DB15	30.258	116.199	202.240	170.064	79.796	38.750	75.911	193.674	303.675	
	DB16	137.204	215.561	163.960	68.918	23.318	19.940	71.572	193.920	303.970	
	DB22	1.692	0.776	4.358	15.989	50.492	159.167	352.528	415.165	234.270	
	DB24	6.545	36.952	105.538	199.902	202.200	164.185	203.513	212.383	116.268	
	DB25	30.178	115.826	202.311	174.844	101.817	103.560	181.105	207.503	117.486	
	DB26	137.086	215.167	163.992	73.609	45.154	83.186	176.541	207.641	117.768	
	DB34	6.082	37.007	111.342	223.710	264.883	265.531	219.955	106.990	24.484	
	DB35	29.925	115.916	208.129	198.655	164.524	204.910	197.529	102.109	25.701	
	DB36	136.833	215.257	169.808	97.419	107.845	184.559	192.991	102.273	25.988	
	DB45	30.560	152.011	306.611	364.585	254.412	109.194	32.702	8.652	0.514	
	DB46	136.925	251.253	268.251	263.348	197.696	88.723	27.982	7.432	0.741	
	DB56	165.843	331.012	365.313	238.377	97.669	28.607	9.217	1.555	1.547	
	DB123	2.176	1.807	9.831	31.305	103.783	247.232	395.829	453.191	401.075	
	DB124	6.537	33.608	95.367	180.188	184.460	160.872	247.065	365.514	377.578	
	DB125	27.896	104.604	182.458	157.631	94.146	106.307	226.893	361.134	378.661	
	DB126	124.120	194.007	147.983	66.516	43.124	87.976	222.801	361.245	378.915	
	DB134	6.120	33.655	100.589	201.610	240.893	252.079	261.851	270.666	294.978	
	DB135	27.666	104.681	187.689	179.050	150.559	197.514	241.677	266.264	296.056	
	DB136	123.889	194.085	153.215	87.938	99.559	179.187	237.590	266.398	296.315	
	DB145	28.130	137.121	276.296	328.374	231.385	111.135	92.876	178.615	272.602	
	DB146	123.956	226.455	241.779	237.259	180.377	92.819	88.764	178.741	272.835	
	DB156	149.953	298.224	329.150	214.715	90.136	38.340	68.645	174.367	273.947	
	DB234	5.649	33.249	100.633	205.914	260.705	310.383	356.508	283.123	127.396	
	DB235	27.615	104.345	187.756	183.356	170.380	255.826	336.340	278.727	128.499	
	DB236	123.838	193.748	153.283	92.245	119.383	237.520	332.254	278.859	128.734	
	DB245	27.683	136.718	276.342	332.680	251.200	169.460	187.533	191.051	105.016	
	DB246	123.906	226.122	241.869	241.568	200.200	151.132	183.446	191.185	105.274	
	DB256	149.878	297.884	329.216	219.020	109.956	96.650	163.304	186.804	106.362	

우 측 편 재 하	DB345	27.452	136.798	281.577	354.124	307.639	260.673	202.322	96.204	22.416	
	DB346	123.676	226.201	247.102	263.009	256.617	242.342	198.233	96.338	22.674	
	DB356	149.648	297.962	334.449	240.442	166.392	187.861	178.092	91.957	23.761	
	DB456	149.733	330.362	423.063	389.793	247.280	101.709	29.727	7.667	0.943	
	DB1234	5.242	27.976	84.177	171.819	219.323	269.582	350.338	381.233	333.593	
	DB1235	23.628	87.251	156.799	153.013	144.058	224.120	333.539	377.570	334.502	
	DB1236	103.804	161.762	128.064	77.082	101.556	208.836	330.133	377.690	334.711	
	DB1245	23.681	114.233	230.616	277.469	211.407	152.120	209.530	304.520	314.966	
	DB1246	103.857	188.744	201.881	201.539	168.906	136.856	206.103	304.635	315.151	
	DB1256	125.523	248.543	274.685	182.740	93.707	91.457	189.345	300.993	316.089	
	DB1345	23.471	114.280	234.971	295.323	258.450	228.156	221.848	225.492	246.129	
	DB1346	103.670	188.794	206.235	219.388	215.925	212.868	218.437	225.590	246.335	
	DB1356	125.317	248.612	279.041	200.591	140.727	167.469	201.678	221.944	247.250	
	DB1456	125.389	275.576	352.856	325.047	208.077	95.489	77.648	148.889	227.690	
	DB2345	23.429	114.004	235.032	298.917	274.955	276.753	300.753	235.864	106.489	
	DB2346	103.628	188.519	206.298	222.985	232.451	261.465	297.322	235.960	106.693	
	DB2356	125.271	248.315	279.100	204.187	157.253	216.067	280.562	232.314	107.608	
	DB2456	125.324	275.295	352.914	328.623	224.601	144.088	156.554	159.262	88.049	
	DB3456	125.141	275.369	357.274	346.495	271.623	220.099	168.865	80.210	19.209	
	DB12345	24.037	114.309	235.343	299.138	277.035	287.652	353.997	381.172	333.925	
	DB12346	104.236	188.823	206.610	223.207	234.534	272.386	350.568	381.269	334.129	
	DB12356	125.879	248.619	279.412	204.409	159.336	226.988	333.809	377.623	335.045	
	DB12456	125.932	275.599	353.226	328.844	226.684	155.009	209.801	304.571	315.485	
	DB13456	125.745	275.651	357.584	346.715	273.705	231.020	222.112	225.519	246.645	
	DB23456	125.703	275.374	357.642	350.288	290.208	279.617	301.020	235.913	107.008	
	DB123456	126.312	275.678	357.954	350.510	292.291	290.538	354.266	381.222	334.445	
	DL1	0.835	0.417	0.556	1.071	5.113	13.063	58.892	157.088	254.425	
	DL2	0.726	0.362	1.874	7.178	21.289	63.617	140.418	168.825	97.767	
	DL3	0.815	1.653	8.323	24.753	70.212	144.805	155.239	81.719	21.037	
	DL4	5.432	30.834	83.894	157.632	141.875	68.211	23.439	6.843	0.387	
	DL5	24.397	92.458	163.837	135.122	61.930	20.957	7.048	1.268	0.734	
	DL6	113.161	176.578	129.709	55.004	17.641	5.918	1.469	0.334	0.688	
	DL12	1.457	0.623	1.890	7.806	24.064	76.282	199.100	325.810	352.105	
	DL13	1.478	1.607	8.219	24.898	72.903	157.425	213.877	238.736	275.404	
	DL14	6.095	31.103	84.130	157.834	144.499	80.651	81.687	161.367	253.657	
	DL15	25.108	92.739	164.091	135.260	64.397	33.126	63.203	157.017	254.705	
	DL16	113.936	176.912	130.071	55.370	21.345	18.512	59.494	157.254	255.010	
	DL22	1.445	0.690	3.743	14.354	42.579	127.237	280.864	337.622	195.527	
	DL24	5.594	30.719	84.391	162.267	162.612	131.389	163.378	173.159	96.966	
	DL25	24.991	92.427	164.375	139.691	82.512	83.837	144.891	168.782	98.044	
	DL26	113.683	176.556	130.151	59.421	38.011	66.894	140.702	168.825	98.260	
	DL34	5.129	30.858	89.629	181.899	211.770	212.732	178.234	86.064	20.315	
	DL35	24.795	92.616	169.628	159.318	131.643	165.181	159.746	81.681	21.356	
	DL36	113.489	176.751	135.440	79.059	87.181	148.250	155.594	81.737	21.613	
	DL45	28.252	122.975	247.613	292.651	203.511	88.704	28.082	7.597	0.418	
	DL46	113.369	206.423	213.184	212.376	158.907	71.599	23.682	6.587	0.565	
	DL56	137.495	269.033	293.467	189.921	79.166	24.647	8.120	1.238	1.322	

우 측 편 재 하	DL123	1.941	1.471	8.714	26.752	84.413	198.728	318.808	366.811	335.796	
	DL124	5.637	27.875	76.179	146.227	148.785	129.612	199.830	297.141	316.176	
	DL125	23.179	83.429	148.175	125.923	76.690	86.839	183.208	293.222	317.151	
	DL126	103.021	159.165	117.397	53.687	36.652	71.576	179.434	293.267	317.359	
	DL134	5.221	28.013	80.888	163.917	193.010	202.813	213.194	218.747	247.171	
	DL135	22.955	83.603	152.894	143.586	120.948	160.047	196.576	214.830	248.147	
	DL136	102.800	159.343	122.148	71.353	80.885	144.813	192.805	214.878	248.354	
	DL145	26.021	110.921	223.076	263.581	185.552	91.005	77.606	145.217	228.581	
	DL146	102.708	186.026	192.088	191.327	145.406	75.665	73.783	145.217	228.811	
	DL156	124.358	242.361	264.351	171.041	73.441	32.989	57.219	141.317	229.759	
	DL234	4.772	27.679	81.099	167.908	209.300	248.453	286.714	229.365	106.190	
	DL235	22.852	83.334	153.128	147.581	137.252	205.728	270.104	225.446	107.129	
	DL236	102.689	159.042	122.375	75.342	97.182	190.458	266.325	225.465	107.367	
	DL245	25.565	110.553	223.279	267.563	201.809	136.640	151.124	155.834	87.601	
	DL246	102.607	185.763	192.354	195.324	161.707	121.314	147.306	155.829	87.793	
	DL256	124.255	242.093	264.584	175.033	89.739	78.636	130.744	151.937	88.779	
	DL345	25.151	110.696	228.018	285.231	246.065	209.845	164.490	77.442	18.595	
	DL346	102.375	185.903	197.069	212.988	205.970	194.555	160.680	77.441	18.788	
	DL356	124.064	242.244	269.331	192.696	133.972	151.873	144.115	73.547	19.774	
	DL456	123.961	268.985	339.334	312.682	198.564	82.945	25.547	6.687	0.894	
	DL1234	4.479	23.252	67.786	140.068	176.455	216.535	282.913	308.909	279.231	
	DL1235	19.603	69.645	127.823	123.159	116.405	180.923	269.089	305.649	280.064	
	DL1236	86.143	132.751	102.188	62.954	83.043	168.193	265.947	305.649	280.228	
	DL1245	21.810	92.337	186.270	223.135	170.221	123.326	169.907	247.624	263.768	
	DL1246	86.047	155.006	160.489	162.926	136.811	110.577	166.739	247.613	263.927	
	DL1256	104.089	201.953	220.714	146.026	76.829	75.030	152.953	244.364	264.729	
	DL1345	21.463	92.444	190.210	237.875	207.080	184.349	181.057	182.295	206.270	
	DL1346	85.891	155.149	164.440	177.667	173.674	171.605	177.892	182.286	206.429	
	DL1356	103.933	202.093	224.659	160.731	113.682	136.025	164.105	179.067	207.239	
	DL1456	103.837	224.351	282.965	260.736	167.454	78.410	64.892	120.997	190.929	
	DL2345	21.084	92.142	190.382	241.176	220.640	222.374	242.333	191.124	88.757	
	DL2346	85.789	154.935	164.641	181.004	187.248	209.643	239.179	191.149	88.925	
	DL2356	103.867	201.880	224.830	164.065	127.255	174.086	225.359	187.894	89.725	
	DL2456	103.773	224.141	283.163	264.043	181.028	116.477	126.183	129.864	73.426	
	DL3456	103.610	224.250	287.108	278.778	217.885	177.472	137.331	64.534	15.928	
	DL12345	21.596	92.378	190.607	241.368	222.710	231.878	286.326	308.888	279.501	
	DL12346	86.368	155.142	164.823	181.146	189.271	219.105	283.165	308.917	279.707	
	DL12356	104.410	202.088	225.047	164.246	129.287	183.552	269.346	305.662	280.507	
	DL12456	104.314	224.343	283.348	264.218	183.057	125.942	170.171	247.631	264.207	
	DL13456	104.158	224.484	287.297	278.932	219.948	186.973	181.325	182.305	206.709	
	DL23456	104.087	224.244	287.495	282.265	233.518	225.002	242.574	191.130	89.196	
	DL123456	104.638	224.486	287.718	282.449	235.550	234.469	286.559	308.890	279.939	
좌 측 편 재 하	DB1	294.027	197.397	75.889	17.076	6.122	1.446	0.678	0.498	0.890	
	DB2	106.086	201.971	183.571	86.470	28.230	8.838	2.473	0.351	0.791	
	DB3	19.871	95.206	187.722	188.154	95.078	32.682	10.060	2.203	0.732	
	DB4	0.432	6.890	24.874	78.378	169.820	198.923	112.323	40.739	7.327	
	DB5	0.970	1.324	7.076	21.920	70.718	161.200	204.050	123.698	36.793	

좌 측 편 재 하	DB6	0.829	0.408	1.515	5.988	18.454	62.924	155.850	218.625	147.954	
	DB12	400.039	399.302	259.265	103.155	31.615	9.877	2.607	0.739	1.592	
	DB13	313.227	292.461	263.367	204.808	98.351	32.961	10.044	2.164	1.454	
	DB14	293.341	201.395	100.164	94.846	173.070	199.269	112.700	41.065	8.007	
	DB15	294.541	197.235	79.843	38.155	73.821	161.483	204.424	124.035	37.561	
	DB16	294.701	197.483	76.030	20.082	22.140	63.157	156.220	218.999	148.714	
	DB22	212.169	403.919	367.138	172.921	56.479	17.677	4.947	0.702	1.581	
	DB24	105.431	206.024	208.000	164.419	197.522	204.905	112.915	40.599	7.465	
	DB25	106.628	201.845	187.682	107.738	98.305	167.126	204.685	123.642	37.439	
	DB26	106.766	202.063	183.774	89.425	45.812	68.685	156.421	218.584	148.547	
	DB34	19.742	99.322	212.237	266.287	264.650	231.167	119.601	40.806	7.007	
	DB35	19.871	94.985	191.858	209.581	165.387	193.363	211.359	123.850	37.025	
	DB36	20.126	95.223	187.957	191.270	112.900	94.945	163.099	218.795	148.133	
	DB45	0.730	7.725	29.109	99.844	240.239	360.028	316.093	163.617	39.260	
	DB46	0.673	6.672	25.061	81.458	187.749	261.609	267.823	258.534	150.381	
	DB56	1.711	1.323	8.206	25.206	88.814	223.930	359.825	342.298	184.681	
	DB123	377.333	444.976	402.184	261.963	113.608	35.230	10.947	2.079	1.981	
	DB124	359.426	363.014	255.306	162.967	180.756	184.719	101.985	36.869	7.348	
	DB125	360.496	359.262	237.007	111.931	91.438	150.721	184.578	111.620	34.414	
	DB126	360.631	359.458	233.502	95.459	44.207	62.144	141.137	197.064	134.435	
	DB134	281.354	266.855	259.063	254.630	241.134	208.352	107.977	37.056	6.933	
	DB135	282.424	263.104	240.767	203.618	151.819	174.357	190.573	111.814	34.047	
	DB136	282.557	263.281	237.281	187.147	104.588	85.761	147.152	197.260	134.068	
	DB145	264.559	181.155	93.862	104.638	219.142	324.338	284.815	147.576	36.058	
	DB146	264.694	181.350	90.354	88.145	171.910	235.762	241.394	233.019	136.057	
	DB156	265.773	177.621	72.125	37.204	82.669	201.755	324.193	308.392	166.897	
	DB234	112.225	271.003	356.101	317.248	263.153	213.434	108.184	36.628	6.444	
	DB235	113.295	267.254	337.809	266.241	173.843	179.417	190.798	111.447	33.930	
	DB236	113.405	267.428	334.322	249.771	126.613	90.840	147.357	196.891	133.951	
	DB245	95.430	185.305	190.904	167.263	241.168	329.420	285.042	147.210	35.942	
	DB246	95.542	185.496	187.395	150.768	193.932	240.820	241.597	232.649	135.940	
	DB256	96.645	181.772	169.167	99.828	104.694	206.835	324.398	308.023	166.780	
	DB345	17.587	89.163	194.671	258.926	301.549	353.038	291.055	147.381	35.549	
	DB346	18.027	89.413	191.206	242.458	254.327	264.469	247.621	232.849	135.574	
	DB356	18.569	85.591	172.921	191.491	165.070	230.449	330.411	308.215	166.390	
	DB456	1.286	6.845	26.431	92.713	232.457	380.457	424.680	344.002	168.418	
	DB1234	313.966	373.843	353.514	276.872	221.763	178.124	90.444	30.793	5.893	
	DB1235	314.864	370.710	338.274	234.359	147.358	149.780	159.309	93.156	28.891	
	DB1236	314.972	370.865	335.348	220.630	107.989	75.952	123.094	164.351	112.225	
	DB1245	299.964	302.415	215.838	151.874	203.453	274.780	237.833	122.955	30.552	
	DB1246	300.073	302.571	212.931	138.126	164.085	200.954	201.640	194.153	113.887	
	DB1256	300.981	299.476	197.729	95.688	89.735	172.616	270.633	256.959	139.586	
	DB1345	234.916	222.284	218.972	228.257	253.760	294.457	242.843	123.108	30.252	
	DB1346	235.025	222.443	216.069	214.534	214.416	220.637	206.655	194.328	113.591	
	DB1356	235.929	219.323	200.861	172.070	140.045	192.317	275.647	257.132	139.267	
	DB1456	221.033	151.050	78.427	89.585	196.138	317.295	354.170	286.933	140.951	
	DB2345	93.975	225.741	299.851	280.448	272.112	298.692	243.023	122.815	30.149	

좌 측 편 재 하	DB2346	94.060	225.892	296.925	266.722	232.767	224.870	206.832	194.013	113.484	
	DB2356	94.964	222.773	281.717	224.259	158.395	196.550	275.826	256.821	139.183	
	DB2456	80.092	154.507	159.306	141.777	214.491	321.531	354.369	286.621	140.845	
	DB3456	15.017	74.351	162.438	218.163	264.822	341.233	359.384	286.776	140.545	
	DB12345	314.418	373.738	356.593	292.944	274.604	298.959	243.337	123.092	30.764	
	DB12346	314.527	373.894	353.686	279.196	235.234	225.129	207.122	194.287	114.098	
	DB12356	315.435	370.797	338.483	236.737	160.886	196.816	276.141	257.120	139.802	
	DB12456	300.535	302.503	216.046	154.251	216.979	321.793	354.660	286.895	141.459	
	DB13456	235.483	222.351	219.180	230.656	267.291	341.495	359.675	287.068	141.140	
	DB23456	94.523	225.826	300.060	282.847	285.640	345.707	359.851	286.755	141.056	
	DB123456	314.990	373.829	356.823	295.324	288.131	345.973	360.166	287.051	141.652	
	DL1	246.675	160.165	62.230	14.608	5.555	1.234	0.561	0.411	0.818	
	DL2	88.097	163.864	146.942	69.087	23.719	8.007	2.149	0.334	0.694	
	DL3	18.459	76.611	150.815	151.406	76.122	27.559	9.237	1.909	0.665	
	DL4	0.303	6.099	21.117	62.940	135.191	161.684	89.465	33.716	6.314	
	DL5	0.855	1.083	6.289	18.704	56.750	127.765	166.304	98.430	30.636	
	DL6	0.712	0.341	1.258	5.247	15.758	50.469	123.269	179.612	122.843	
	DL12	334.692	323.960	208.966	83.300	26.940	8.807	2.209	0.628	1.418	
	DL13	262.472	236.249	212.657	165.562	79.183	27.718	9.122	1.847	1.344	
	DL14	246.107	163.816	82.729	76.924	138.277	161.931	89.694	33.973	6.961	
	DL15	247.112	160.054	65.901	32.444	59.687	127.977	166.553	98.700	31.332	
	DL16	247.308	160.310	62.681	18.685	20.613	50.970	123.670	179.965	123.644	
	DL22	176.192	327.726	293.882	138.147	47.465	16.017	4.298	0.661	1.349	
	DL24	87.525	167.536	167.573	131.582	158.349	167.128	90.086	33.585	6.441	
	DL25	88.539	163.810	150.757	87.115	79.793	133.145	166.961	98.349	31.188	
	DL26	88.658	163.897	147.128	71.780	38.604	55.742	123.876	179.588	123.375	
	DL34	18.163	80.337	171.526	214.070	211.007	188.725	96.133	33.872	5.976	
	DL35	18.215	76.424	154.615	169.594	132.403	154.750	173.007	98.681	30.806	
	DL36	18.683	76.584	151.045	154.296	91.224	77.323	129.919	179.892	123.024	
	DL45	0.724	6.712	25.051	81.169	191.628	289.322	255.472	131.281	32.454	
	DL46	0.626	5.872	21.309	65.799	150.425	211.921	212.379	212.511	124.635	
	DL56	1.469	1.114	7.315	22.749	72.306	178.127	289.531	278.040	153.446	
	DL123	315.441	360.074	323.551	210.976	92.237	30.016	9.781	1.719	1.795	
	DL124	300.700	294.879	206.631	131.181	145.367	150.666	81.330	30.448	6.386	
	DL125	301.591	291.515	191.470	91.169	74.625	120.106	150.521	88.797	28.745	
	DL126	301.704	291.592	188.233	77.359	37.548	50.415	111.726	161.866	111.689	
	DL134	235.710	215.897	210.003	205.398	192.674	170.051	86.719	30.721	5.967	
	DL135	236.642	212.547	194.879	165.393	121.938	139.490	155.909	89.051	28.396	
	DL136	236.752	212.622	191.617	151.617	84.896	69.806	117.121	162.128	111.377	
	DL145	221.942	147.358	77.896	85.609	175.247	260.650	230.138	118.392	29.870	
	DL146	222.055	147.435	74.658	71.800	138.170	190.962	191.348	191.494	112.821	
	DL156	222.957	144.101	59.584	31.903	67.518	160.414	260.758	250.476	138.708	
	DL234	92.990	219.260	286.373	254.598	210.757	174.716	87.061	30.350	5.494	
	DL235	93.920	215.904	271.218	214.567	140.052	144.157	156.275	88.746	28.269	
	DL236	94.040	216.017	267.991	200.793	102.981	74.472	117.487	161.848	111.220	
	DL245	79.223	150.720	154.265	134.784	193.334	265.319	230.531	118.084	29.707	
	DL246	79.343	150.833	151.038	121.010	156.263	195.634	191.745	191.193	112.696	

좌 측 편 재 하	DL256	80.235	147.458	135.922	81.074	85.629	165.054	261.151	250.173	138.583	
	DL345	16.152	72.106	157.767	209.042	240.694	284.749	235.955	118.390	29.408	
	DL346	16.580	72.274	154.555	195.236	203.624	215.065	197.164	191.461	112.352	
	DL356	16.637	68.778	139.423	155.308	132.979	184.503	266.568	250.472	138.244	
	DL456	1.237	6.001	23.326	75.808	186.335	305.652	340.799	279.825	139.702	
	DL1234	262.434	302.793	285.149	222.795	177.988	145.829	72.766	25.511	5.077	
	DL1235	263.206	300.009	272.528	189.456	119.057	120.331	130.444	74.189	24.121	
	DL1236	263.287	300.076	269.822	177.962	88.153	62.248	98.104	135.079	93.252	
	DL1245	250.960	245.673	175.065	122.958	163.475	221.324	192.312	98.628	25.329	
	DL1246	251.050	245.773	172.364	111.466	132.573	163.244	159.977	159.552	94.468	
	DL1256	251.820	242.971	159.772	78.179	73.699	137.754	217.815	208.708	116.047	
	DL1345	196.821	179.887	177.887	184.813	202.894	237.461	196.811	98.843	25.051	
	DL1346	196.903	179.953	175.181	173.322	171.997	179.414	164.481	159.769	94.190	
	DL1356	197.674	177.151	162.590	140.036	113.123	153.924	222.319	208.925	115.769	
	DL1456	185.436	122.848	65.132	73.540	157.542	254.918	284.187	233.365	116.977	
	DL2345	77.889	182.695	241.527	225.809	217.982	241.347	197.108	98.616	24.933	
	DL2346	77.971	182.762	238.821	214.319	187.087	183.302	164.806	159.515	94.066	
	DL2356	78.742	179.959	226.230	181.032	128.213	157.812	222.643	208.671	115.646	
	DL2456	66.504	125.656	128.772	114.536	172.632	258.808	284.517	233.144	116.861	
	DL3456	13.663	60.087	131.678	176.427	212.086	274.977	289.035	233.366	116.587	
	DL12345	262.816	302.759	288.030	236.445	220.336	241.586	197.314	98.820	25.501	
	DL12346	262.898	302.825	285.324	224.951	189.433	183.505	164.979	159.744	94.640	
	DL12356	263.676	300.057	272.738	191.667	130.560	158.016	222.817	208.900	116.219	
	DL12456	251.431	245.720	175.274	125.169	174.978	259.009	284.685	233.340	117.427	
	DL13456	197.284	179.901	178.091	187.022	214.397	275.146	289.183	233.554	117.149	
	DL23456	78.352	182.709	241.732	228.021	229.493	279.070	289.519	233.336	117.033	
	DL123456	263.287	302.806	288.240	238.657	231.842	279.275	289.717	233.531	117.563	
ENV		400.039	444.976	423.063	389.793	307.639	380.457	424.680	453.191	420.387	
균 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)		1283.113	1295.510	1247.427	1211.298	1136.384	1203.443	1251.499	1312.438	1407.872	

8.3.2 S1, S3 종점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	비 고
자 중		423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	423.376	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		258.149	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	300.300	278.959	
합성후		200.956	113.780	83.458	85.545	95.294	77.607	66.527	103.731	286.158	-
		199.240	113.310	84.469	89.465	105.223	99.058	103.244	135.066	183.980	내측풍하중
		153.534	127.000	100.837	97.695	105.366	91.027	86.731	120.313	230.555	외측풍하중
ADD		882.481	837.456	807.134	809.221	818.970	801.283	790.203	827.407	988.493	-
		880.765	836.986	808.145	813.141	828.899	822.734	826.920	858.742	886.315	내측풍하중
		835.059	850.676	824.513	821.371	829.042	814.703	810.407	843.989	932.890	외측풍하중
우 측 편 재 하	DB1	0.868	0.502	0.696	1.242	5.637	14.851	71.143	193.045	303.774	
	DB2	0.837	0.366	2.180	7.935	25.289	79.306	176.218	207.590	117.407	
	DB3	0.918	1.884	9.157	29.179	87.741	180.518	192.763	102.564	25.397	
	DB4	6.373	36.700	104.990	194.718	177.749	84.963	27.867	7.784	0.530	
	DB5	29.461	115.407	201.827	169.897	77.528	24.604	7.905	1.570	0.826	
	DB6	136.218	215.097	163.760	68.850	20.922	6.670	1.757	0.399	0.786	
	DB12	1.612	0.749	2.263	8.757	28.123	93.800	247.166	400.566	421.080	
	DB13	1.618	1.852	9.113	29.384	90.509	194.953	263.712	295.539	329.056	
	DB14	7.059	37.063	105.400	194.985	180.466	99.257	98.428	197.939	302.889	
	DB15	30.208	115.759	202.255	170.127	80.094	38.607	75.901	192.951	304.109	
	DB16	136.972	215.489	164.148	69.021	23.477	19.810	71.520	193.161	304.410	
	DB22	1.678	0.754	4.362	15.870	50.560	158.631	352.437	415.178	234.791	
	DB24	6.544	36.586	105.446	199.709	202.505	163.880	203.610	212.533	116.525	
	DB25	30.139	115.379	202.328	174.853	102.125	103.261	181.112	207.551	117.747	
	DB26	136.864	215.088	164.182	73.659	45.324	82.901	176.504	207.651	118.034	
	DB34	6.086	36.589	111.233	223.414	265.190	265.225	220.227	107.466	24.549	
	DB35	29.890	115.418	208.128	198.561	164.835	204.610	197.711	102.483	25.769	
	DB36	136.616	215.127	169.981	97.366	108.017	184.273	193.128	102.608	26.062	
	DB45	30.537	151.198	306.528	364.520	254.965	109.122	32.897	8.839	0.518	
	DB46	136.720	250.807	268.342	263.325	198.110	88.665	28.133	7.579	0.748	
	DB56	165.594	330.499	365.513	238.555	98.087	28.552	9.279	1.606	1.556	
	DB123	2.154	1.745	9.825	31.101	103.859	246.650	395.846	452.806	401.759	
	DB124	6.521	33.279	95.287	180.009	184.753	160.497	247.096	364.960	378.199	
	DB125	27.846	104.202	182.475	157.634	94.441	105.938	226.842	360.489	379.285	
	DB126	123.906	193.936	148.156	66.556	43.294	87.619	222.711	360.566	379.543	
	DB134	6.108	33.279	100.493	201.338	241.188	251.704	262.039	270.405	295.425	
	DB135	27.619	104.234	187.690	178.960	150.857	197.144	241.783	265.913	296.507	
	DB136	123.679	193.968	153.372	87.885	99.733	178.829	237.657	266.012	296.770	
	DB145	28.094	136.390	276.224	328.311	231.900	110.972	92.997	178.094	272.990	
	DB146	123.757	226.055	241.862	237.233	180.767	92.668	88.845	178.186	273.228	
	DB156	149.714	297.763	329.332	214.870	90.530	38.195	68.645	173.721	274.343	
	DB234	5.647	32.866	100.538	205.594	261.009	309.867	356.711	283.556	127.687	
	DB235	27.578	103.891	187.759	183.217	170.687	255.315	336.461	279.069	128.793	
	DB236	123.637	193.625	153.442	92.144	119.565	237.022	332.336	279.166	129.033	
	DB245	27.657	135.980	276.271	332.568	251.724	169.156	187.668	191.224	105.248	
	DB246	123.716	225.715	241.954	241.493	200.600	150.841	183.542	191.323	105.511	
	DB256	149.649	297.417	329.399	219.127	110.359	96.364	163.318	186.851	106.602	

우 측 편 재 하	DB345	27.430	136.014	281.490	353.920	308.165	260.368	202.614	96.670	22.475	
	DB346	123.489	225.748	247.171	262.842	257.019	242.050	198.486	96.769	22.738	
	DB356	149.422	297.449	334.616	240.457	166.798	187.575	178.264	92.298	23.829	
	DB456	149.518	329.565	423.157	389.834	247.903	101.628	29.911	7.839	0.952	
	DB1234	5.228	27.657	84.099	171.548	219.592	269.068	350.460	381.020	334.161	
	DB1235	23.584	86.874	156.803	152.893	144.329	223.611	333.593	377.281	335.072	
	DB1236	103.624	161.660	128.197	76.993	101.723	208.337	330.154	377.373	335.285	
	DB1245	23.647	113.618	230.558	277.371	211.858	151.784	209.595	304.090	315.484	
	DB1246	103.686	188.405	201.953	201.472	169.254	136.530	206.136	304.177	315.672	
	DB1256	125.320	248.154	274.839	182.825	94.058	91.136	189.310	300.459	316.614	
	DB1345	23.440	113.628	234.900	295.148	258.904	227.819	222.044	225.306	246.503	
	DB1346	103.502	188.417	206.294	219.244	216.275	212.541	218.600	225.376	246.712	
	DB1356	125.116	248.185	279.181	200.599	141.080	167.147	201.774	221.654	247.631	
	DB1456	125.198	274.912	352.936	325.077	208.611	95.340	77.756	148.458	228.018	
	DB2345	23.405	113.346	234.962	298.702	275.417	276.299	300.962	236.257	106.732	
	DB2346	103.468	188.137	206.358	222.801	232.809	261.021	297.497	236.324	106.940	
	DB2356	125.078	247.882	279.242	204.154	157.613	215.627	280.671	232.602	107.859	
	DB2456	125.141	274.625	352.995	328.612	225.143	143.821	156.674	159.409	88.247	
	DB3456	124.961	274.661	357.342	346.407	272.166	219.831	169.116	80.601	19.263	
	DB12345	24.001	113.651	235.275	298.918	277.512	287.115	354.158	380.991	334.493	
	DB12346	104.064	188.442	206.671	223.018	234.907	271.859	350.697	381.059	334.701	
	DB12356	125.674	248.187	279.556	204.371	159.711	226.465	333.870	377.337	335.619	
	DB12456	125.737	274.930	353.309	328.829	227.241	154.659	209.874	304.144	316.008	
	DB13456	125.553	274.944	357.653	346.623	274.264	230.669	222.316	225.336	247.024	
	DB23456	125.519	274.661	357.712	350.155	290.774	279.149	301.235	236.309	107.257	
	DB123456	126.115	274.966	358.025	350.372	292.872	289.987	354.435	381.044	335.018	
	DL1	0.818	0.416	0.557	1.063	5.135	12.964	58.829	156.281	254.983	
	DL2	0.720	0.353	1.876	7.126	21.326	63.345	140.355	168.804	98.047	
	DL3	0.812	1.597	8.315	24.602	70.239	144.514	155.381	82.042	21.085	
	DL4	5.442	30.496	83.790	157.481	142.172	68.178	23.573	6.973	0.388	
	DL5	24.384	92.024	163.857	135.204	62.210	20.918	7.093	1.308	0.736	
	DL6	112.922	176.530	129.929	55.113	17.768	5.898	1.479	0.340	0.695	
	DL12	1.434	0.615	1.894	7.750	24.122	75.911	198.972	324.982	352.942	
	DL13	1.460	1.553	8.212	24.742	72.950	157.036	213.956	238.252	276.009	
	DL14	6.090	30.766	84.028	157.680	144.816	80.521	81.759	160.692	254.211	
	DL15	25.079	92.305	164.113	135.338	64.697	32.993	63.185	156.246	255.263	
	DL16	113.681	176.865	130.293	55.475	21.492	18.394	59.440	156.451	255.574	
	DL22	1.431	0.673	3.748	14.251	42.653	126.693	280.737	337.580	196.087	
	DL24	5.599	30.375	84.291	162.065	162.941	131.087	163.450	173.270	97.242	
	DL25	24.972	91.988	164.399	139.721	82.824	83.533	144.874	168.797	98.325	
	DL26	113.439	176.504	130.376	59.479	38.170	66.605	140.644	168.806	98.545	
	DL34	5.138	30.467	89.515	181.594	212.092	212.411	178.512	86.520	20.360	
	DL35	24.780	92.131	169.638	159.246	131.948	164.857	159.934	82.041	21.406	
	DL36	113.249	176.654	135.650	79.016	87.333	147.941	155.743	82.063	21.667	
	DL45	28.252	122.197	247.528	292.583	204.088	88.637	28.261	7.766	0.422	
	DL46	113.150	206.022	213.300	212.337	159.330	71.549	23.822	6.721	0.571	
	DL56	137.243	268.551	293.708	190.114	79.574	24.589	8.173	1.282	1.330	

우 측 편 재 하	DL123	1.920	1.417	8.712	26.566	84.485	198.133	318.821	366.355	336.592	
	DL124	5.628	27.566	76.090	146.042	149.099	129.251	199.837	296.513	316.925	
	DL125	23.148	83.035	148.199	125.946	76.990	86.475	183.134	292.508	317.905	
	DL126	102.788	159.120	117.601	53.737	36.814	71.227	179.325	292.523	318.116	
	DL134	5.215	27.663	80.787	163.640	193.318	202.435	213.386	218.430	247.712	
	DL135	22.927	83.167	152.905	143.518	121.241	159.666	196.688	214.427	248.692	
	DL136	102.569	159.257	122.339	71.311	81.041	144.447	192.882	214.444	248.903	
	DL145	26.007	110.222	223.002	263.515	186.089	90.857	77.712	144.642	229.081	
	DL146	102.496	185.666	192.194	191.288	145.805	75.531	73.853	144.610	229.314	
	DL156	124.118	241.928	264.569	171.211	73.826	32.852	57.209	140.625	230.267	
	DL234	4.776	27.323	81.000	167.587	209.619	247.920	286.906	229.756	106.482	
	DL235	22.833	82.894	153.141	147.469	137.555	205.192	270.216	225.751	107.424	
	DL236	102.467	158.950	122.568	75.257	97.348	189.937	266.402	225.738	107.666	
	DL245	25.560	109.849	223.206	267.454	202.356	136.337	151.230	155.967	87.851	
	DL246	102.404	185.399	192.462	195.242	162.117	121.025	147.376	155.931	88.047	
	DL256	124.024	241.655	264.804	175.159	90.135	78.345	130.734	151.952	89.037	
	DL345	25.150	109.949	227.933	285.031	246.606	209.525	164.781	77.885	18.637	
	DL346	102.176	185.497	197.164	212.813	206.373	194.249	160.936	77.853	18.834	
	DL356	123.836	241.765	269.539	192.731	134.361	151.565	144.291	73.873	19.824	
	DL456	123.751	268.233	339.456	312.720	199.196	82.869	25.714	6.840	0.902	
	DL1234	4.470	22.956	67.705	139.797	176.736	216.016	283.025	308.629	279.891	
	DL1235	19.576	69.279	127.835	123.063	116.673	180.403	269.134	305.297	280.728	
	DL1236	85.947	132.675	102.351	62.880	83.197	167.684	265.963	305.272	280.896	
	DL1245	21.795	91.751	186.212	223.041	170.692	122.999	169.947	247.129	264.394	
	DL1246	85.867	154.703	160.580	162.854	137.167	110.262	166.749	247.092	264.556	
	DL1256	103.885	201.589	220.899	146.129	77.173	74.713	152.897	243.771	265.362	
	DL1345	21.450	91.822	190.140	237.705	207.546	184.009	181.252	182.059	206.722	
	DL1346	85.713	154.811	164.521	177.518	174.025	171.276	178.057	182.023	206.884	
	DL1356	103.732	201.694	224.833	160.757	114.021	135.694	164.203	178.733	207.698	
	DL1456	103.651	223.725	283.068	260.765	167.996	78.273	64.985	120.520	191.350	
	DL2345	21.079	91.516	190.314	240.970	221.115	221.905	242.528	191.477	89.002	
	DL2346	85.618	154.593	164.724	180.819	187.608	209.185	239.344	191.477	89.172	
	DL2356	103.673	201.478	225.006	164.055	127.603	173.626	225.457	188.150	89.976	
	DL2456	103.595	223.511	283.268	264.036	181.579	116.211	126.276	129.976	73.638	
	DL3456	103.434	223.586	287.202	278.695	218.431	177.192	137.579	64.905	15.967	
	DL12345	21.580	91.751	190.540	241.158	223.200	231.334	286.473	308.635	280.162	
	DL12346	86.186	154.801	164.907	180.959	189.647	218.573	283.282	308.638	280.371	
	DL12356	104.205	201.687	225.225	164.233	129.650	183.018	269.397	305.312	281.175	
	DL12456	104.124	223.714	283.454	264.208	183.623	125.602	170.216	247.138	264.837	
	DL13456	103.971	223.821	287.393	278.845	220.508	186.618	181.525	182.070	207.166	
	DL23456	103.906	223.576	287.592	282.142	234.088	224.519	242.774	191.485	89.444	
	DL123456	104.446	223.819	287.816	282.323	236.135	233.911	286.711	308.639	280.605	
좌 측 편 재 하	DB1	293.657	197.937	76.091	17.128	6.166	1.441	0.680	0.499	0.906	
	DB2	105.914	201.780	183.732	86.585	28.399	8.813	2.490	0.362	0.797	
	DB3	19.856	94.756	187.701	188.190	95.374	32.646	10.127	2.264	0.734	
	DB4	0.430	6.734	24.825	78.143	169.908	198.777	112.540	41.033	7.340	
	DB5	0.967	1.278	7.069	21.782	70.750	160.912	204.141	124.003	36.889	

좌 측 편 재 하	DB6	0.820	0.401	1.517	5.944	18.487	62.682	155.785	218.504	148.257	
	DB12	399.498	399.652	259.628	103.324	31.826	9.847	2.625	0.750	1.613	
	DB13	312.843	292.550	263.548	204.898	98.690	32.920	10.111	2.223	1.471	
	DB14	292.975	201.779	100.315	94.665	173.200	199.118	112.917	41.358	8.034	
	DB15	294.170	197.734	80.037	38.069	73.893	161.191	204.513	124.339	37.671	
	DB16	294.325	198.021	76.236	20.091	22.213	62.909	156.155	218.877	149.032	
	DB22	211.824	403.538	367.460	173.150	56.816	17.628	4.981	0.725	1.593	
	DB24	105.262	205.678	208.109	164.300	197.779	204.737	113.146	40.903	7.482	
	DB25	106.454	201.613	187.835	107.714	98.503	166.817	204.790	123.955	37.540	
	DB26	106.587	201.870	183.939	89.497	46.011	68.421	156.370	218.471	148.855	
	DB34	19.728	98.717	212.164	266.088	265.033	230.988	119.887	41.159	7.020	
	DB35	19.854	94.492	191.828	209.477	165.712	193.043	211.517	124.213	37.121	
	DB36	20.103	94.769	187.939	191.261	113.225	94.671	163.102	218.731	148.437	
	DB45	0.726	7.527	29.054	99.470	240.358	359.595	316.400	164.231	39.363	
	DB46	0.665	6.512	25.016	81.179	187.867	261.222	267.975	258.722	150.691	
	DB56	1.701	1.273	8.202	25.024	88.875	223.401	359.849	342.481	185.080	
	DB123	376.833	444.885	402.492	262.148	114.066	35.172	11.021	2.141	2.001	
	DB124	358.942	363.189	255.586	162.909	181.026	184.563	102.193	37.142	7.376	
	DB125	360.007	359.540	237.327	111.959	91.655	150.438	184.671	111.901	34.518	
	DB126	360.138	359.771	233.833	95.573	44.424	61.902	141.091	196.961	134.725	
	DB134	281.011	266.795	259.178	254.500	241.517	208.187	108.234	37.373	6.958	
	DB135	282.077	263.147	240.922	203.573	152.151	174.064	190.716	112.140	34.147	
	DB136	282.205	263.359	237.447	187.188	104.919	85.509	147.155	197.201	134.355	
	DB145	264.227	181.464	93.990	104.350	219.287	323.943	285.090	148.128	36.165	
	DB146	264.358	181.694	90.493	87.943	172.054	235.408	241.530	233.187	136.350	
	DB156	265.433	178.068	72.303	37.087	82.760	201.274	324.215	308.557	167.269	
	DB234	112.059	270.285	356.179	317.174	263.650	213.253	108.454	36.954	6.460	
	DB235	113.125	266.639	337.927	266.252	174.288	179.109	190.953	111.780	34.022	
	DB236	113.230	266.847	334.451	249.868	127.058	90.574	147.373	196.840	134.229	
	DB245	95.275	184.957	190.995	167.030	241.427	329.011	285.331	147.769	36.040	
	DB246	95.383	185.182	187.497	150.621	194.190	240.451	241.746	232.824	136.224	
	DB256	96.481	181.561	169.308	99.767	104.899	206.339	324.433	308.195	167.143	
	DB345	17.573	88.579	194.598	258.621	301.922	352.619	291.393	147.985	35.642	
	DB346	18.008	88.865	191.143	242.239	254.699	264.091	247.819	233.069	135.854	
	DB356	18.546	85.144	172.898	191.357	165.389	229.944	330.495	308.432	166.749	
	DB456	1.276	6.664	26.384	92.335	232.590	379.850	424.897	344.446	168.783	
	DB1234	313.551	373.650	353.731	276.851	222.210	177.969	90.669	31.065	5.917	
	DB1235	314.446	370.603	338.524	234.409	147.761	149.520	159.438	93.433	28.978	
	DB1236	314.550	370.787	335.607	220.752	108.392	75.726	123.107	164.308	112.467	
	DB1245	299.558	302.530	216.065	151.721	203.701	274.435	238.074	123.420	30.644	
	DB1246	299.663	302.715	213.167	138.045	164.332	200.643	201.764	194.298	114.134	
	DB1256	300.568	299.705	197.999	95.677	89.939	172.199	270.662	257.102	139.899	
	DB1345	234.628	222.203	219.062	228.043	254.102	294.104	243.125	123.611	30.341	
	DB1346	234.733	222.391	216.169	214.392	214.758	220.318	206.820	194.511	113.835	
	DB1356	235.634	219.357	200.993	171.999	140.343	191.891	275.717	257.312	139.577	
	DB1456	220.750	151.306	78.536	89.311	196.280	316.785	354.351	287.302	141.266	
	DB2345	93.835	225.112	299.911	280.281	272.549	298.327	243.315	123.324	30.231	

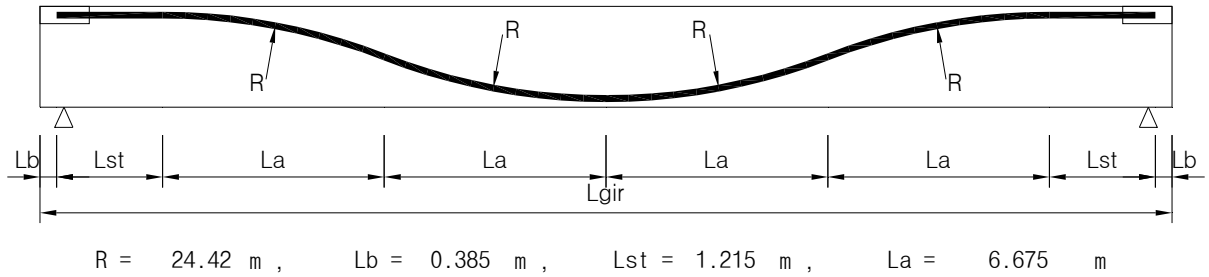
좌 측 편 재 하	DB2346	93.916	225.292	296.994	266.627	233.203	224.538	207.008	194.203	113.721	
	DB2356	94.816	222.258	281.818	224.234	158.788	196.112	275.906	257.007	139.487	
	DB2456	79.957	154.214	159.385	141.550	214.728	321.009	354.561	286.996	141.154	
	DB3456	15.000	73.862	162.380	217.875	265.154	340.702	359.616	287.188	140.850	
	DB12345	314.002	373.514	356.805	292.819	275.073	298.589	243.629	123.601	30.857	
	DB12346	314.107	373.700	353.907	279.142	235.702	224.794	207.297	194.476	114.346	
	DB12356	315.012	370.688	338.736	236.754	161.311	196.375	276.222	257.306	140.116	
	DB12456	300.124	302.616	216.276	154.064	217.248	321.267	354.852	287.270	141.778	
	DB13456	235.189	222.268	219.274	230.409	267.655	340.960	359.908	287.480	141.456	
	DB23456	94.377	225.195	300.123	282.646	286.099	345.160	360.094	287.173	141.365	
	DB123456	314.568	373.603	357.038	295.164	288.622	345.422	360.408	287.468	141.972	
	DL1	246.205	160.750	62.435	14.651	5.592	1.229	0.562	0.412	0.833	
	DL2	87.917	163.692	147.133	69.209	23.875	7.982	2.164	0.343	0.700	
	DL3	18.458	76.177	150.792	151.448	76.429	27.520	9.297	1.964	0.667	
	DL4	0.302	5.957	21.074	62.698	135.269	161.537	89.702	33.992	6.319	
	DL5	0.852	1.043	6.286	18.576	56.777	127.453	166.401	98.730	30.713	
	DL6	0.704	0.336	1.261	5.210	15.794	50.229	123.182	179.459	123.185	
	DL12	334.045	324.374	209.362	83.468	27.133	8.777	2.224	0.637	1.438	
	DL13	262.008	236.394	212.839	165.650	79.525	27.674	9.181	1.900	1.360	
	DL14	245.641	164.260	82.888	76.729	138.391	161.778	89.930	34.248	6.979	
	DL15	246.641	160.605	66.102	32.361	59.749	127.660	166.650	98.999	31.422	
	DL16	246.831	160.892	62.890	18.691	20.684	50.726	123.584	179.812	124.001	
	DL22	175.834	327.383	294.264	138.390	47.778	15.966	4.327	0.680	1.361	
	DL24	87.348	167.222	167.718	131.463	158.583	166.958	90.333	33.868	6.450	
	DL25	88.357	163.604	150.944	87.107	79.977	132.811	167.069	98.654	31.270	
	DL26	88.473	163.725	147.323	71.865	38.793	55.480	123.799	179.441	123.721	
	DL34	18.165	79.762	171.457	213.871	211.390	188.542	96.430	34.202	5.981	
	DL35	18.213	75.953	154.588	169.507	132.734	154.404	173.165	99.032	30.883	
	DL36	18.676	76.148	151.027	154.301	91.561	77.049	129.893	179.791	123.366	
	DL45	0.719	6.534	25.006	80.797	191.732	288.863	255.805	131.873	32.528	
	DL46	0.618	5.728	21.271	65.520	150.535	211.535	212.527	212.651	124.973	
	DL56	1.459	1.070	7.315	22.583	72.368	177.575	289.541	278.187	153.864	
	DL123	314.863	360.050	323.887	211.167	92.686	29.955	9.845	1.774	1.813	
	DL124	300.120	295.125	206.947	131.116	145.611	150.508	81.553	30.703	6.406	
	DL125	301.007	291.857	191.823	91.204	74.823	119.800	150.618	89.070	28.831	
	DL126	301.116	291.964	188.594	77.478	37.751	50.176	111.657	161.732	112.012	
	DL134	235.294	215.899	210.126	205.261	193.051	169.882	86.986	31.017	5.984	
	DL135	236.221	212.645	195.039	165.356	122.268	139.173	156.051	89.365	28.478	
	DL136	236.328	212.751	191.785	151.663	85.231	69.555	117.096	162.035	111.697	
	DL145	221.520	147.726	78.035	85.317	175.373	260.232	230.437	118.924	29.949	
	DL146	221.629	147.833	74.806	71.591	138.302	190.610	191.481	191.619	113.137	
	DL156	222.527	144.595	59.769	31.794	67.602	159.914	260.766	250.607	139.097	
	DL234	92.835	218.580	286.483	254.529	211.242	174.532	87.339	30.653	5.502	
	DL235	93.761	215.321	271.365	214.598	140.491	143.825	156.428	89.066	28.343	
	DL236	93.877	215.464	268.147	200.908	103.425	74.206	117.473	161.762	111.532	
	DL245	79.062	150.407	154.392	134.560	193.569	264.885	230.841	118.622	29.777	
	DL246	79.178	150.550	151.173	120.869	156.503	195.266	191.889	191.324	113.004	

좌 측 편 재 하	DL256	80.066	147.271	136.094	81.034	85.823	164.538	261.170	250.310	138.963	
	DL345	16.152	71.554	157.701	208.746	241.062	284.304	236.309	118.969	29.475	
	DL346	16.575	71.754	154.497	195.024	203.998	214.686	197.352	191.633	112.657	
	DL356	16.629	68.351	139.403	155.196	133.306	183.976	266.632	250.650	138.621	
	DL456	1.227	5.838	23.289	75.440	186.458	305.023	341.020	280.221	140.075	
	DL1234	261.953	302.667	285.395	222.773	178.420	145.671	72.997	25.763	5.094	
	DL1235	262.722	299.963	272.805	189.518	119.450	120.050	130.571	74.455	24.193	
	DL1236	262.800	300.055	270.105	178.093	88.551	62.022	98.092	135.006	93.522	
	DL1245	250.475	245.852	175.325	122.806	163.698	220.959	192.570	99.076	25.398	
	DL1246	250.561	245.977	172.630	111.384	132.800	162.934	160.096	159.661	94.735	
	DL1256	251.328	243.255	160.070	78.181	73.888	137.320	217.830	208.822	116.374	
	DL1345	196.473	179.862	177.986	184.602	203.228	237.087	197.106	99.324	25.117	
	DL1346	196.551	179.954	175.287	173.180	172.335	179.094	164.638	159.912	94.454	
	DL1356	197.318	177.232	162.727	139.977	113.422	153.481	222.372	209.073	116.094	
	DL1456	185.079	123.154	65.252	73.268	157.671	254.390	284.371	233.694	117.298	
	DL2345	77.758	182.102	241.615	225.655	218.406	240.959	197.411	99.102	24.992	
	DL2346	77.836	182.194	238.917	214.234	187.515	182.970	164.971	159.662	94.324	
	DL2356	78.603	179.472	226.356	181.030	128.603	157.356	222.705	208.823	115.963	
	DL2456	66.365	125.394	128.881	114.321	172.852	258.268	284.709	233.478	117.176	
	DL3456	13.658	59.626	131.626	176.151	212.417	274.427	289.264	233.734	116.898	
	DL12345	262.334	302.606	288.273	236.326	220.788	241.194	197.617	99.306	25.570	
	DL12346	262.412	302.698	285.573	224.901	189.889	183.169	165.144	159.891	94.907	
	DL12356	263.187	300.009	273.018	191.700	130.978	157.556	222.878	209.052	116.547	
	DL12456	250.941	245.898	175.537	124.989	175.225	258.464	284.877	233.673	117.752	
	DL13456	196.931	179.875	178.193	186.782	214.755	274.592	289.413	233.921	117.471	
	DL23456	78.216	182.115	241.824	227.838	229.941	278.503	289.757	233.708	117.348	
	DL123456	262.799	302.652	288.485	238.509	232.318	278.705	289.955	233.902	117.888	
ENV		399.498	444.885	423.157	389.834	308.165	379.850	424.897	452.806	421.080	
균 중		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
MAX(Σ)		1281.979	1295.561	1247.670	1211.205	1137.207	1202.584	1251.817	1311.548	1409.573	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

$$\alpha = 2 \cdot \sin^{-1}(La / R) = 0.554 \text{ rad}$$

▷ 지간중양부까지의 강선길이

$$x = Lst + \alpha \cdot R = 1.215 + 0.554 \times 24.42 = 14.737 \text{ m}$$

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 200687 \text{ N}$$

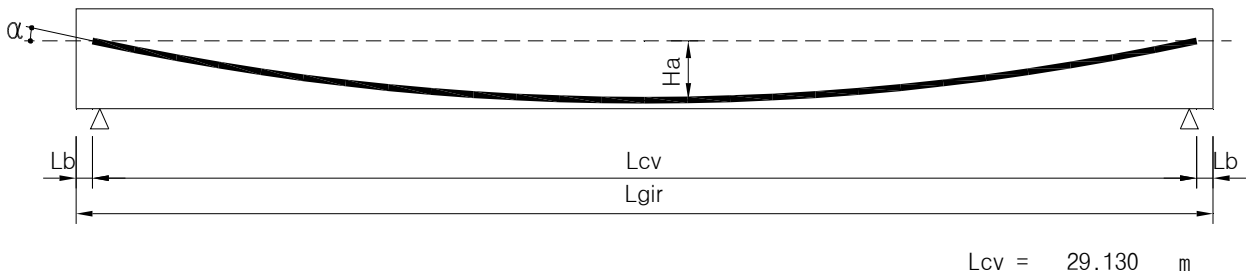
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 14.565 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 115487 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



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

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

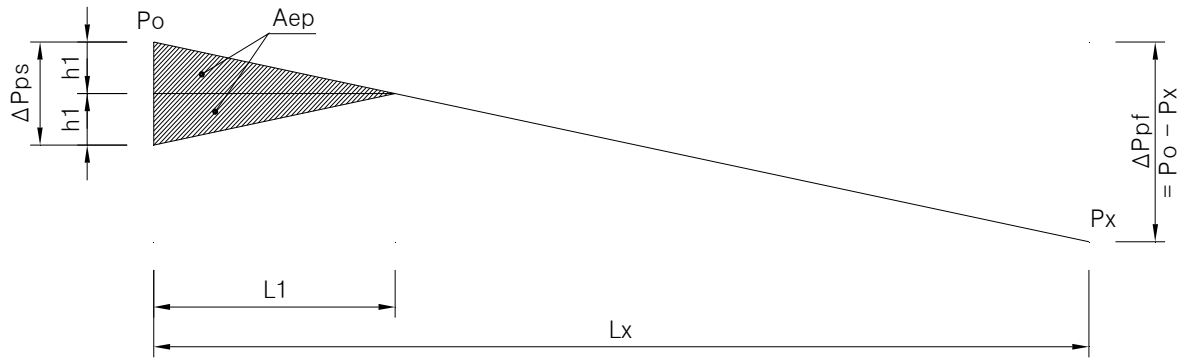
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 지간중양부까지의 강선길이(x) = $Lt / 2$

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

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.475	0.006953	0.19984	29.328	14.664	0.250	0.005	313154
T3	1.025	0.004832	0.13983	29.226	14.613	0.250	0.005	276459
T4	-	-	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-	-	-

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



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

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

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

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

$$L_1 = \sqrt{A_{ep} / p}$$
- ▷ 긴장단에서의 손실력(ΔP_{ps}) = $2 \cdot p \cdot L_1$
- ▷ 지간중앙부에서의 손실력(ΔP_{px})

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

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

단위	L_x	p	A_{ep}	L_1	ΔP_{ps}	ΔP_{px}
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	14.565	3965	1508400	19.506	154662	39175
C2	14.565	3965	1508400	19.506	154662	39175
T1	14.737	13618	1165080	9.250	251920	0
T2	14.664	21355	2496600	10.812	461804	0
T3	14.613	18919	2496600	11.488	434661	0
T4	0.000	0	0	0.000	0	0
T5	0.000	0	0	0.000	0	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

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

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

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

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

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

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

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

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

- 긴장회수(N) = 2 회
- PS 강연선의 탄성계수(E_{pt}) = 200000 Mpa
- 프리스트레스 도입시 콘크리트 탄성계수(E_{ci}) = 29070 Mpa
- 탄성계수비(n) = 6.880042
- e : 순단면 도심에서 PS강재 중심까지의 편심
- $P_r = P_o - \Delta P_{pf} - \Delta P_{ps}$
- f_{cir} : 정착직후 자중과 프리스트레스에 의해 발생하는 PS강재 중심에서의 콘크리트 응력
- 순단면의 단면정수 : $A_{net} = 0.92368 \text{ m}^2$, $I_{net} = 0.51423 \text{ m}^4$
- 거더자중에 의한 지간 중앙부의 휨모멘트(M_{sw}) = 2686500 N·m

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	2700000	-313154	0	2386846	-0.769612	4
T3	2700000	-276459	0	2423541	-0.769612	1
T4	-	-	-	-	0.000000	-
T5	-	-	-	-	0.000000	-

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	5.415	5.333	-2.010	3.323	22.862	47.565
T4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
T2	5.333	0.000	-2.010	-2.010	-13.831	-28.776
Σ	10.749	5.333	-4.021	1.313	9.031	18.788

Δf_{pe} 의 평균치 : 4.515 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 9.394 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	-525000	57744	39175	0	-428081	1.08039	-462494
C2	-525000	57744	39175	0	-428081	1.08039	-462494
PS강봉 소계(압축)					-856162	1.08039	-924987
T1	1050000	-200687	0	0	849313	-0.77961	-662135
T2	2700000	-313154	0	28776	2415622	-0.76961	-1859093
T3	2700000	-276459	0	-47565	2375976	-0.76961	-1828581
T4	0	0	0	0	0	0.00000	0
T5	0	0	0	0	0	0.00000	0
PS강연선 소계(인장)					5640911	-0.77193	-4349808

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			1766.70	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1165.20	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2452.40	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
f _{sw}	MPa			6.297	-4.674			

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} = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
f _{ps}	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{1766.70}{0.55294} \cdot y$$

y : 종립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
f _{bl}	MPa	1.802	1.355	1.506	-2.837	8.076	-16.720	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1165.20}{1.18574} \cdot y$$

y : 종립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
f _{al}	MPa	0.856	0.644	0.716	-1.348	3.837	-7.944	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2452.4 + 0}{1.18574} \cdot y$$

y : 종립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
f _{ll}	MPa	1.802	1.355	1.506	-2.837	8.076	-16.720	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0051 = -186.80 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5302} + n \cdot \frac{233.3}{1.1857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fsh	MPa	0.062	0.019	0.021	-0.392	-0.022	2.381	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 9.07 - 7 \times 3.67 = 83.126 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 13.10 + -4.03 = 9.07 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -2.44 + -1.23 = -3.67 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{1767}{0.55294} \cdot -0.763 = -2.439 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1165}{1.18574} \cdot -1.249 = -1.227 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -83.126 \times 0.0051 = -426.597 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-426.597}{1.5302} + n \cdot \frac{532.706}{1.1857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
fcr	MPa	0.141	0.044	0.048	-0.895	-0.051	5.437	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (340.56 + 22.52 + 3.84) \times 0.03 = 11.007 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -11.007 \times 0.0025 = -27.673 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-27.673}{1.5302} + n \cdot \frac{-16.691}{1.1857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
f _{rgb}	MPa	-0.029	-0.026	-0.028	0.001	-0.172	-0.003	

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	206.702	0.000	36.400	83.126	14.555
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	83.126	17.104
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	83.126	22.008
T4	0.000000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
T5	0.000000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Σ	0.005132	490.102	-9.031	109.200	249.379	53.667
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	83.126	17.889

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -17.889 \times 0.0051 = -91.80 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-91.80}{1.5302} + n \cdot \frac{114.64}{1.1857} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.968	0.728	0.728	-1.372	0.603	-1.249	
f _{rgs}	MPa	0.030	0.009	0.010	-0.193	-0.011	1.170	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 5.5294E+11 / 27804.0636 \times 2673907200 = 229.751 \\
 B &= 1 + m = 1 + 229.751 = 230.751 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 229.751 \times 0.12 = -26.356 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.473 + 0.568 + 229.751 \times 0.005 + 229.751 \times 0.014 \\
 &= 6.452 \\
 P &= (1383.68 + 1210.69828) / 2 \times (138.7 \times 37) \\
 &= 6657045 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -627179.955 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -72509.723 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 103387.955 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 11809.010 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 1.002 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.249 \text{ MPa}$$

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

$$= -2.474 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.692 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.159 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$= 0.408 \text{ MPa}$$

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

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

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
f _{cr2}	MPa	1.002	1.249	-2.474	0.692	-2.220	0.596	
f _{sh2}	MPa	-0.159	-0.212	0.408	-0.114	0.366	-0.098	
f ₂	MPa	0.844	1.037	-2.067	0.578	-1.854	0.498	

(+) : 압축, (-) : 인장

10.2 G2~G8거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			2005.30	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1367.30	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2205.00	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
f _{sw}	MPa			6.297	-4.674			

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} = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
f _{ps}	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{2005.30}{0.55294} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
f _{bl}	MPa	1.553	1.160	1.289	-2.532	6.869	-14.945	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1367.30}{1.21186} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
f _{al}	MPa	0.963	0.719	0.799	-1.570	4.260	-9.267	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2205 + 0}{1.21186} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
f _{ll}	MPa	1.553	1.160	1.289	-2.532	6.869	-14.945	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0051 = -186.80 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5672} + n \cdot \frac{233.3}{1.2119} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
fsh	MPa	0.057	0.015	0.017	-0.387	-0.045	2.353	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 9.07 - 7 \times 4.18 = 79.548 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 13 + -4.03 = 9.07 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -2.77 + -1.41 = -4.18 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{2005}{0.55294} \cdot -0.763 = -2.768 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1367}{1.21186} \cdot -1.249 = -1.409 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -79.548 \times 0.0051 = -408.235 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-408.235}{1.5672} + n \cdot \frac{509.777}{1.2119} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
fcr	MPa	0.125	0.034	0.037	-0.846	-0.098	5.142	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (340.56 + 25.56 + 4.26) \times 0.03 = 11.111 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -11.111 \times 0.0025 = -27.934 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-27.934}{1.5672} + n \cdot \frac{-16.849}{1.2119} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
f _{rgb}	MPa	-0.028	-0.025	-0.028	0.002	-0.168	-0.001	

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	206.702	0.000	36.400	79.548	14.733
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	79.548	17.283
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	79.548	22.187
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.005132	490.102	-9.031	109.200	238.645	54.204
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	79.548	18.068

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -18.068 \times 0.0051 = -92.72 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-92.72}{1.5672} + n \cdot \frac{115.79}{1.2119} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.948	0.708	0.708	-1.392	0.583	-1.269	
f _{rgs}	MPa	0.028	0.008	0.008	-0.192	-0.022	1.168	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.55294231 / 27804.0636 \times 0.00291444 = 210.789 \\
 B &= 1 + m = 1 + 210.789 = 211.789 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 210.789 \times 0.12 = -24.081 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.473 + 0.568 + 210.789 \times 0.005 + 210.789 \times 0.014 \\
 &= 6.088 \\
 P &= (1383.68 + 1214.97714) / 2 \times 138.7 \times 37 = 6668024 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - C \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -718427.230 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \epsilon_{p3} - \gamma_{c1}^2) - F \epsilon_{p3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -83510.522 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 106218.069 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 12077.303 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 1.072 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.294 \text{ MPa}$$

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

$$= -2.835 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.793 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.147 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.202 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.419 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.117 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
f _{cr2}	MPa	1.072	1.294	-2.835	0.793	-2.543	0.683	
f _{sh2}	MPa	-0.147	-0.202	0.419	-0.117	0.375	-0.101	
f ₂	MPa	0.925	1.092	-2.417	0.676	-2.168	0.582	

10.3 G9거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			2686.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-856	1.080	-924.99	
	강선	gs	5641	-0.772	-4349.81	
합성전 고정하중		bl			1914.00	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			1725.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			2589.50	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

$$f_{sw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895			
f _{sw}	MPa			6.297	-4.674			

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} = 4785 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{856}{0.002514} = 340.558 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-5641}{0.0051319} = -1099.186 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.205	-0.895	1.080	-0.772	
f _{ps}	MPa			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{1914.00}{0.55294} \cdot y$$

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			1.214	-0.886	1.089	-0.763	
f _{bl}	MPa			4.201	-3.068	24.396	-17.104	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{1725.90}{1.22089} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
f _{al}	MPa	1.198	0.892	0.991	-1.977	5.274	-11.674	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2589.5 + 0}{1.22089} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
f _{ll}	MPa	1.797	1.339	1.487	-2.967	7.913	-17.516	

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.

$$\Delta P_{sh} = \Delta f_{sh} \cdot A_{gs} = -36.4 \times 0.0051 = -186.80 \text{ kN}$$

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-186.8}{1.5804} + n \cdot \frac{233.3}{1.2209} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fsh	MPa	0.055	0.014	0.016	-0.385	-0.052	2.343	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 9.07 - 7 \times 4.41 = 77.936 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 13.10 + -4.03 = 9.07 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -2.64 + -1.77 = -4.41 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{4785}{0.9237} + \frac{-5275}{0.51423} \cdot -0.772 = 13.098 \text{ MPa}$$

$$f_{csw} = \frac{M_{sw}}{I_{net}} \cdot y = \frac{2687}{0.51423} \cdot -0.772 = -4.033 \text{ MPa}$$

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{1914}{0.55294} \cdot -0.763 = -2.642 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{1726}{1.22089} \cdot -1.249 = -1.765 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -77.936 \times 0.0051 = -399.960 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-399.960}{1.5804} + n \cdot \frac{499.444}{1.2209} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
fcr	MPa	0.119	0.030	0.034	-0.825	-0.112	5.017	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (340.56 + 24.40 + 5.27) \times 0.03 = 11.107 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -11.107 \times 0.0025 = -27.923 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-27.923}{1.5804} + n \cdot \frac{-16.842}{1.2209} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
f _{rgb}	MPa	-0.028	-0.025	-0.027	0.002	-0.166	0.000	

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	206.702	0.000	36.400	77.936	14.814
T2	0.002081	150.519	13.831	36.400	77.936	17.364
T3	0.002081	132.881	-22.862	36.400	77.936	22.268
T4	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
T5	0.000000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ	0.005132	490.102	-9.031	109.200	233.808	54.445
avg	0.001711	163.367	-3.010	36.400	77.936	18.148

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -18.148 \times 0.0051 = -93.14 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-93.14}{1.5804} + n \cdot \frac{116.30}{1.2209} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	0.941	0.701	0.701	-1.399	0.576	-1.276	
f _{rgs}	MPa	0.028	0.007	0.008	-0.192	-0.026	1.168	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.55294231 / 27804.0636 \times 0.00291444 = 210.789 \\
 B &= 1 + m = 1 + 210.789 = 211.789 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.21365777 - 210.789 \times 0.12 = -24.081 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 1.473 + 0.568 + 210.789 \times 0.005 + 210.789 \times 0.014 \\
 &= 6.088
 \end{aligned}$$

$$P = (1383.68 + 1216.90538) / 2 \times 138.7 \times 37 = 6672972 \text{ N}$$

$$K = \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792$$

$$K' = \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500$$

여기서, $\phi_{\infty} = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)
 $\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep}3 - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep}3 \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -689461.590 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep}3 - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep}3 \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -79866.851 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 106218.069 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 12077.303 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 1.017 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.254 \text{ MPa}$$

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

$$= -2.720 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.761 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.147 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.202 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.419 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.117 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.214	-0.886	1.089	-0.763	
f _{cr2}	MPa	1.017	1.254	-2.720	0.761	-2.440	0.655	
f _{sh2}	MPa	-0.147	-0.202	0.419	-0.117	0.375	-0.101	
f ₂	MPa	0.870	1.051	-2.302	0.644	-2.065	0.555	

11. 응력검토

11.1 G1거더 응력산출

1) G1거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.875

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	± 19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	3.878	-2.832	22.519	-15.788	
4	fal	0.856	0.644	0.716	-1.348	3.837	-7.944	
5	fil	1.802	1.355	1.506	-2.837	8.076	-16.720	
6	fsh	0.062	0.019	0.021	-0.392	-0.022	2.381	
7	fcr	0.141	0.044	0.048	-0.895	-0.051	5.437	
8	frgb	-0.029	-0.026	-0.028	0.001	-0.172	-0.003	
9	frgs	0.030	0.009	0.010	-0.193	-0.011	1.170	
10	f2	0.844	1.037	-2.067	0.578	-1.854	0.498	
계		3.706	3.083	3.197	1.765	372.881	-1130.156	
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) PS 강재 긴장시 응력검토

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	15	15	0	0
P _{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	± 0.000
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	± 0.0000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.000000	0.000000
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	-	-
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	-	-

11.2 G2~G8거더 응력산출

1) G2~G8거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.878**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	4.401	-3.214	25.560	-17.920	
4	fal	0.963	0.719	0.799	-1.570	4.260	-9.267	
5	flI	1.553	1.160	1.289	-2.532	6.869	-14.945	
6	fsh	0.057	0.015	0.017	-0.387	-0.045	2.353	
7	fcr	0.125	0.034	0.037	-0.846	-0.098	5.142	
8	frgb	-0.028	-0.025	-0.028	0.002	-0.168	-0.001	
9	frgs	0.028	0.008	0.008	-0.192	-0.022	1.168	
10	f2	0.925	1.092	-2.417	0.676	-2.168	0.582	
계		3.622	3.003	3.221	1.619	374.746	-1132.074	
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	15	15	0	0
P _{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	0.000
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.00000	0.00000
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	-	-
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	-	-

11.3 G9거더 응력산출

1) G9거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : **0.879**

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
1	fsw			6.297	-4.674	0.000	0.000	
2	fps			-7.184	14.357	340.558	-1099.186	
계				-0.887	9.683	340.558	-1099.186	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	4.201	-3.068	24.396	-17.104	
4	fal	1.198	0.892	0.991	-1.977	5.274	-11.674	
5	flI	1.797	1.339	1.487	-2.967	7.913	-17.516	
6	fsh	0.055	0.014	0.016	-0.385	-0.052	2.343	
7	fcr	0.119	0.030	0.034	-0.825	-0.112	5.017	
8	frgb	-0.028	-0.025	-0.027	0.002	-0.166	0.000	
9	frgs	0.028	0.007	0.008	-0.192	-0.026	1.168	
10	f2	0.870	1.051	-2.302	0.644	-2.065	0.555	
계		4.039	3.309	3.521	0.914	375.720	-1136.398	
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	15	15	0	0
P _{CT}	(kN)	-428.081	-428.081	849.313	2415.622	2375.976	0.000	0.000
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00208	0.00208	0.00000	0.00000
fps	(MPa)	-340.558	-340.558	874.768	1161.077	1142.022	0.00000	0.000000
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	-	-
		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	2686.50	30891	0.5142	14.82
합성전 고정하중	1766.70	30891	0.5529	9.06
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.1857	4.25
프리스트레스 도입직후	-5274.80	30891	0.5142	-29.09
프리스트레스 손실	624.69	30891	1.1857	1.49
활하중	2452.40	30891	1.1857	5.87

(2) G2~G8 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	2686.50	30891	0.5142	14.82
합성전 고정하중	2005.30	30891	0.5529	10.28
합성후 고정하중	1367.30	30891	1.2119	3.42
프리스트레스 도입직후	-5274.80	30891	0.5142	-29.09
프리스트레스 손실	624.69	30891	1.1857	1.49
활하중	2205.00	30891	1.1857	5.27

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

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

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

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

$$= 267.868 \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.712 \times 0.47 = 0.805$$

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

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

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

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

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

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

$$= 267.868$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.154 \times 0.98 = 1.131$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.805) \\ &= 0.805 \times (14.82 + -29.09) = -11.49 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (14.82 + 9.06 + 4.25 + -27.60) \\ &= 0.60 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G8 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.805) \\ &= 0.805 \times (14.82 + -29.09) = -11.49 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.131) \\ &= 1.131 \times (14.82 + 10.28 + 3.42 + -27.60) \\ &= 1.05 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G8 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-14.27	-14.27	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-25.76	-25.76	
바닥판 타설 후	-16.70	-15.48	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-10.37	-9.51	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	5.87	5.27	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

$$\triangleright \text{허용처짐}(\delta_a) = L / 800 = 29 / 800 = 36.25 \text{ mm}$$

(1) G1 거더

$$\delta_v = 5.87 < \delta_a = 36.25 \text{ ----- } 0.K$$

(2) G2~G8 거더

$$\delta_v = 5.27 < \delta_a = 36.25 \text{ ----- } 0.K$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 12576580.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2750.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2216.9 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0051319 \text{ m}^2 = 5131.9 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.000842 \end{aligned}$$

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

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

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1863.2 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

$$\begin{aligned} a &= (A_p \times F_{ps}) / (0.85 \times F_{ck} \times b) = 151.5 \text{ mm} \\ \text{슬래브 두께 : } 240.0 \text{ mm} &> 151.5 \text{ mm} && \text{----- 직사각형 단면} \end{aligned}$$

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.058 \\ q_p (=0.058) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 35788.95 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=35788.954) &> M_u (=12576.58) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -13680.687 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 12.562 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -4.674 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.575 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-13680.687) < \Phi \cdot M_n (=35788.954) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G9 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	405.51	3.57
합성전	234.08	1.24
합성후	191.20	8.31
활하중	391.66	13.76

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1922.1 \text{ kN}$$

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

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6351.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 12.562 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 4.674 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.575 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 42.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

$$V_d = 405.51 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1394.93 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 211798.53 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1190.03 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 211798.53 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 7917873 \text{ N} = 7917.87 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 6497073 / 923676 = 7.034 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 5640911 \times 0.4639 = 2616734.91 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 7917.9 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 7917.9 = 6334.3 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 3,167.149 \text{ kN}$$

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

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	378.72	231.70
합성전	244.22	148.22
합성후	325.58	181.02
활하중	400.06	235.51

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2093.2 \text{ kN}$$

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

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6351.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 12.562 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 4.674 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.575 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 934.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

$$V_d = 378.72 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1600.87 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 11367.87 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 297.51 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 11367.87 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3942019.45 \text{ N} = 3942.02 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 6497073 / 923676 = 7.034 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 5640911 \times 0.4639 = 2616734.91 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 3942.0 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 3942.0 = 3153.6 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,576.808 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

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

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

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

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

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

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G9 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	242.88	1447.10
합성전	176.75	990.16
합성후	202.50	1237.20
활하중	322.40	1472.70

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1501.9 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 6351.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 12.562 \text{ MPa}$$

$$f_d = M_{d1} / Z_{bo} = 4.674 \text{ MPa}$$

$$Z_{bo} = I_{co} / Y_{bo} = 0.5748 \text{ m}^3$$

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 6061.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

$$V_d = 242.88 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 1186.19 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 1592.07 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 297.51 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1592.07 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 3942019.45 \text{ N} = 3942.02 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 6497073 / 923676 = 7.034 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 5640911 \times 0.4639 = 2616734.91 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1592.1 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1592.1 = 1273.7 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 636.826 \text{ kN}$$

$\therefore V_u > \phi V_c$, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

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

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

$$= (1501.9 - 1273.7) \times 400$$

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

$$= 226.46 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{vall} = \max(A_v, A_{vmin}) = 226.46 \text{ mm}^2$$

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.074$$

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

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.55 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5 = 797500 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.074 \times 797500 = 59015 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 59015 / (2.75 \times 0.80) = 0.054 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.194$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.66 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60 = 957000 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.194 \times 957000 = 185658 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 185658 / (2.75 \times 0.80) = 0.169 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 830.8 \times 1000 / (0.800 \times 1.872) = 0.555 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서 안된다.

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

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

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 391.7 \times 1000 / \{ 0.800 \times 1.872 \} = 0.262 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

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

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

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.555 + 2.15 \times 0.262 \\ &= 1.285 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.555 + 0.262 + 0.054) \\ &= 1.132 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.054 + 0.169) \\ &= 0.290 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6) 전단연결재의 배치간격 결정

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

- 최대 전단철근 간격

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

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

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

① 단부 (4.55m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

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

② 중간 가로보부(19.95m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

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

③ 중앙부

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

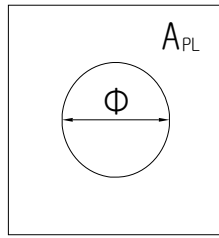
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

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

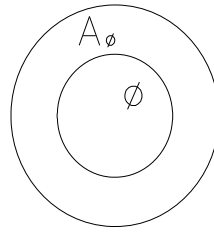
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

구 분	정착구제원	$A_{PL} (m^2)$	$A_{\Phi} (m^2)$	$\Phi (m)$	유효단면적(m^2)
T2	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T3	15.2/15연선	0.087	0.031	0.085	0.107
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	2,700,000	2,415,622	2,113,631
T3	2,700,000	2,375,976	2,078,942
T4	-	-	-
T5	-	-	-

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

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	A_b'	A_b	f_{api}	$1.1f_{ci}$	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	36.6	35.2	35.2
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/15연선	2,700,000	0.107	25.2	35.2	0.K
T3	15.2/15연선	2,700,000	0.107	25.2	35.2	0.K
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

구 분	정착구제원	Ab'	Ab	fapi	0.9fck	허용지압응력
T2	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T3	15.2/15연선	0.250	0.087	33.9	36.0	33.9
T4	-	-	-	-	36.0	-
T5	-	-	-	-	-	-

- 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	15.2/15연선	2,415,622	0.107	22.6	33.9	0.K
T3	15.2/15연선	2,375,976	0.107	22.2	33.9	0.K
T4	-	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-	-

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 295 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2100 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.297799042 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 5400000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 5400000 \times \{ 1 - (295 / 2100) \} \\ &\quad + 0.5 \times 5400000 \times \sin 0.29780 \\ &= 1585128.8 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 1585128.84 / (0.8 \times 300.0) = 7925.6 \text{ mm}^2 \\ e &= 2100 / 2 - (250 \times 3 + 450 \times 2 + 450 \times 1) / 3 \\ &= 350 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.29780 \\ &= 0.5 \times (2100 - 2 \times 350.0) + 5 \times 350.0 \times \sin 0.29780 \\ &= 1015.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 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)

$$\begin{aligned} \text{배치 범위} &= 2.5 \times 1015.9 = 2539.75 \text{ mm} \\ \text{spacing} &= 150 \text{ mm} \\ \text{Used bar} &= D 19 (A = 286.5 \text{ mm}^2) - 12 ea \times 14 \text{ layer} = 48132.0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

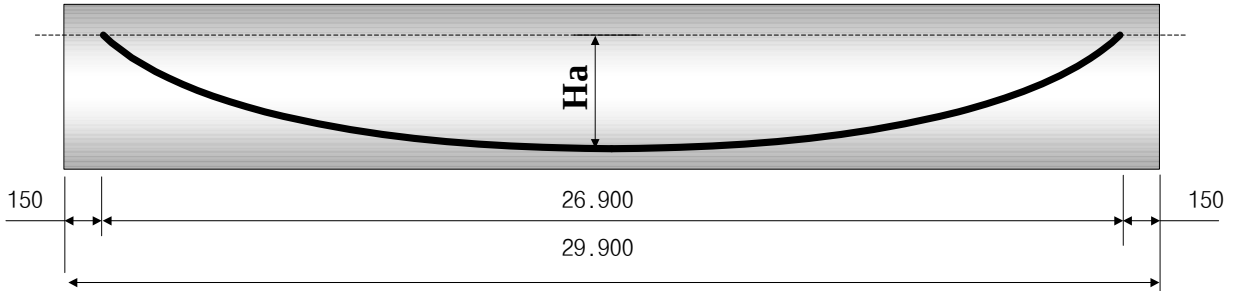
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 1585128.840 = 31702.577 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 31702.577 / 180 = 176.125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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	29.130	0.00000
C2	0.001257	200000	0.000	29.130	0.00000
T1	0.0009709	200000	1.860	29.474	0.55373
T2	0.0020805	200000	1.475	29.328	0.19984
T3	0.0020805	200000	1.025	29.226	0.13983
T4	0.0000000	0	0.000	0.000	0.00000
T5	0.0000000	0.00000	0.000	0.000	0.00000

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	ΔL(mm)
C1	3	-525.00	-428.08	29.130	-55.217
C2	3	-525.00	-428.08	29.130	-55.217
T1	3	1050.00	849.31	29.474	144.146
T2	4	2700.00	2415.62	29.328	180.282
T3	1	2700.00	2375.98	29.226	178.262
T4	-	-	-	-	-
T5	-	-	-	-	-

17. 신축이음의 설계 (복현1교 A1)

가) 신축량 계산 (BICON 거더교)

① 온도변화에 의한 이동량

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L \quad \text{--신축거더의 길이는 고정단으로부터의 거리(도로교 설계기준 2005 2.4.2.2)}$$

여기서, ΔT : 온도변화 (40 ℃) --콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.00001) 강교:1.2*10⁻⁵ 콘크리트교:1.0*10⁻⁵

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 40 \times 0.00001 \times 75 = 0.0300 \text{ m}$$

② 건조 수축 신축량

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

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 75 = 0.008 \text{ m}$$

③ creep 신축량

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

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 75 = 0.015 \text{ m}$$

④ 신축 여유량

$$(30 \text{ mn} + 7.500 \text{ mn} + 15.000 \text{ mn}) \times 20 \% + 10.0 \text{ mn} = 20.5 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 30 \text{ mn} + 7.500 \text{ mn} + 15.000 \text{ mn} + 20.5 = 73.0 \text{ mm}$$

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	30.0	7.5	15.0	20.5	73.0	