

BiCon 상부 구조계산서

교량영식	BiCon
교 량 명	오창JCT RAMP-A교
설계등급	1등급
거더전장	49.900 M
교량폭	17.100 M
거더높이	2.600 M

2013년 3월

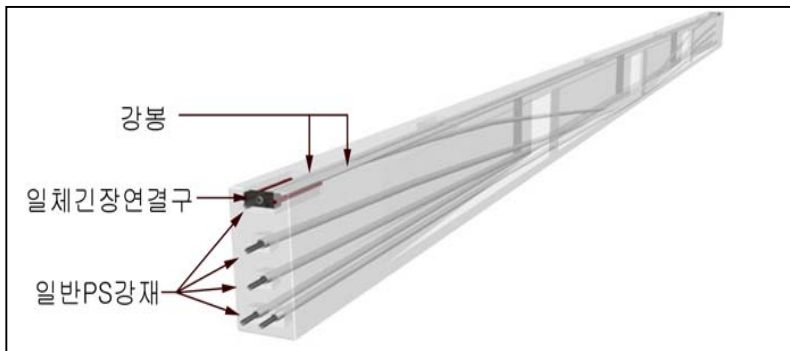
1. 설 계 개 요

1.1 공법개요

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

1.2 단면구성

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



< Bicon 단면구성 >

1.3 설계법 및 사용 프로그램

(1) 적용설계법

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

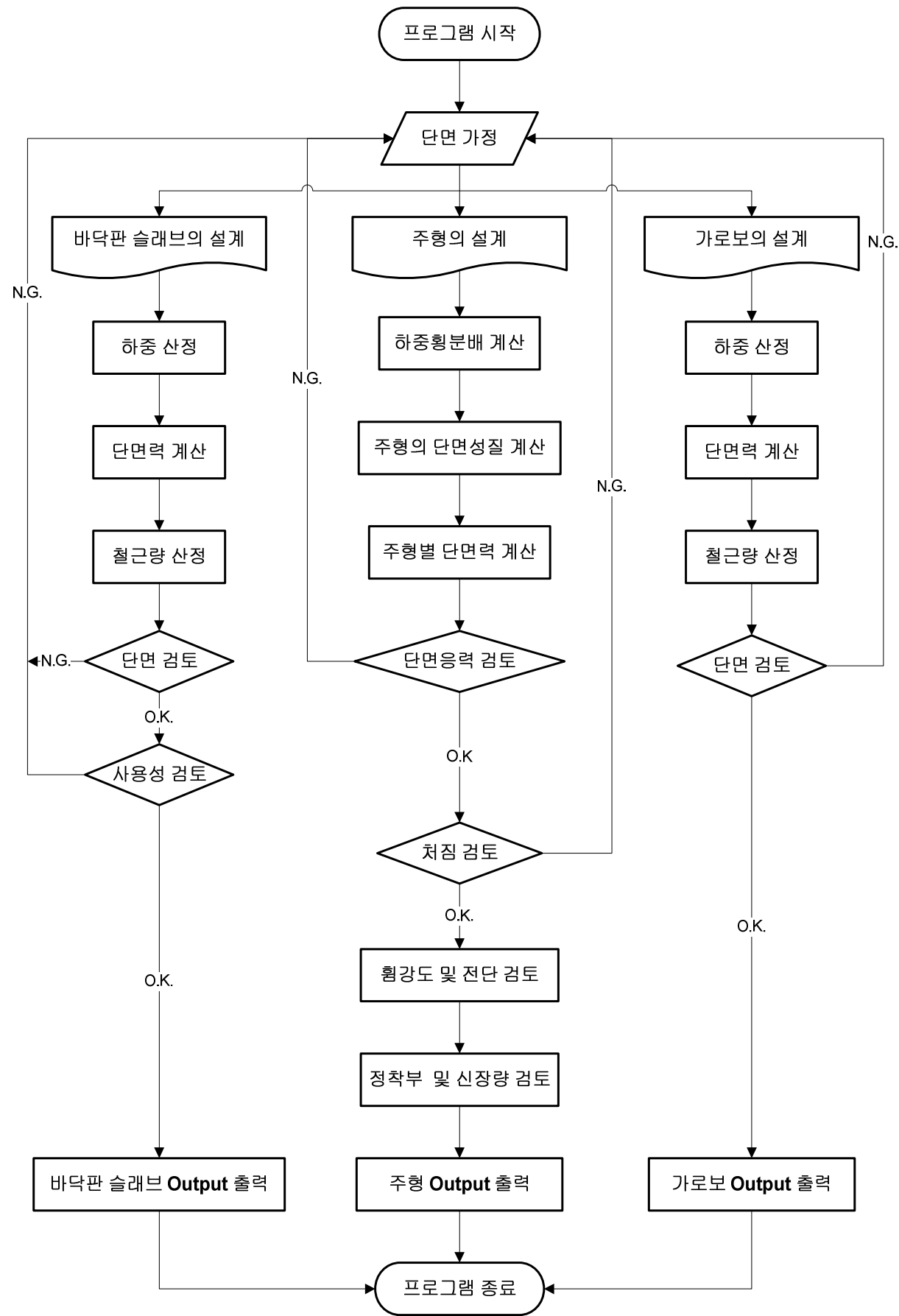
(2) 사용프로그램

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

1.4 참고문헌

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

1.5 설계흐름도



2. 설 계 조 건

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

2.1 기본제원

- (1) 슬래브 전장 : 50.000 m
- (2) 거 더 전 장 : 49.900 m
- (3) 설 계 지 간 : 49.000 m
- (4) 교 량 폭 원 : 17.100 m
- (5) 횡 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조
- (6) 종 단 면 도 : 슬래브 일반도 참조

2.2 주요재료

2.2.1 바닥판

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

2.2.2 Bicon 거더

- (1) 콘크리트(사용 하중 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{cks} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 30891 \text{ MPa}$
- (2) 콘크리트(PS강재 긴장 시)
 - 설계기준강도 : $F_{ci} = 0.8 \times f_{ck} = 32 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{ci} = 8,500 \times \sqrt{(f_{ck}+8)}^{1/3} = 29070 \text{ MPa}$
- (3) 철근(SD300)
 - 항 복 강 도 : $F_{by} = 300 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{bs} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (4) PS 강연선(KS D 7002 SWPC 7B, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pt} = 15.2 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pt} = 138.7 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{put} = 1900 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyt} = 1600 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pt} = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- (5) PS 강봉(KS D 3505, 저릴렉세이션 강재)
 - 직 경 : $D_{pc} = 40 \text{ mm}$
 - 단 면 적 : $A_{pc} = 1257 \text{ mm}^2$
 - 극 한 강 도 : $F_{puc} = 1050 \text{ MPa}$
 - 항 복 강 도 : $F_{pyc} = 950 \text{ MPa}$
 - 탄 성 계 수 : $E_{pc} = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

(6) 쉬스규격

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

2.2.3 탄성계수비

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

2.3 허용응력

2.3.1 바닥판 콘크리트

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

2.3.2 거더 콘크리트

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

2.3.3 PS 강연선

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

2.3.4 PS 강봉

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

2.4 설계하중

2.4.1 고정하중(단위중량)

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

2.4.2 활하중

- (1) 적용하중 : 1등급
- (2) 충격계수
$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 49) = 0.169 \leq 0.300$$
- (3) 군중하중 : 바닥판 설계 시 : 5000 N/m^2
거더 설계 시 : 3500 N/m^2

2.5 활하중에 대한 허용처짐

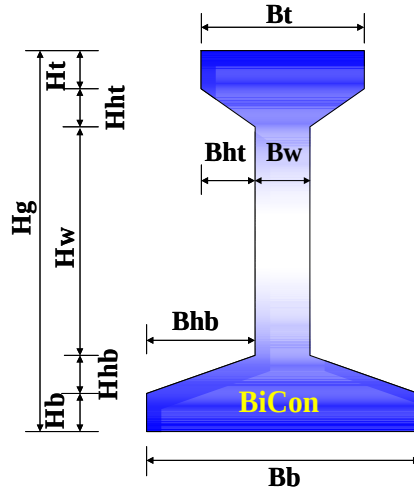
$$L / 800 = 0.0613 \text{ mm}$$

3. 단 면 가 정

3.1 단면제원

(1) 바닥판 두께(sh) : 240 mm

(2) 거더 단면



BiCon 단면제원

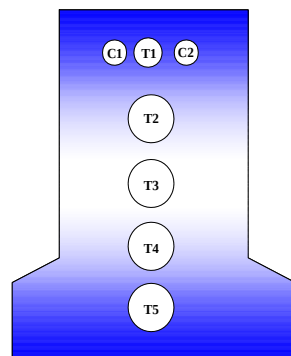
Hg	2600 mm
Ht	200 mm
Hb	300 mm
Hht	150 mm
Hhb	200 mm
Hw	1750 mm
Bt	800 mm
Bb	1100 mm
Bw	200 mm
Bht	300 mm
Bhb	450 mm

(3) 중간가로보수 : 1 EA

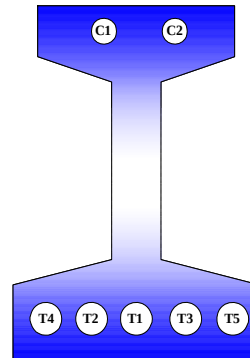
(4) 단부블록크기 : 700 mm

3.2 PS 강연선 및 PS강봉 배치

(1) 단면 배치



< 단 부 >



< 중 앙 부 >

단위 : mm

		PS 강봉		PS 강연선				
		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
직경,가닥수		40mm	40mm	7EA	16EA	16EA	16EA	16EA
쉬스관외경		55mm	55mm	70mm	90mm	90mm	90mm	90mm
초기긴장력		-713kN	-713kN	1425kN	3265kN	3265kN	3265kN	3265kN
단부 좌표	Y	-105mm	105mm	0mm	0mm	0mm	0mm	0mm
	Z	2475mm	2475mm	2475mm	1750mm	1250mm	750mm	250mm
중앙부 좌 표	Y	-105mm	105mm	0mm	-150mm	150mm	-300mm	300mm
	Z	2475mm	2475mm	115mm	125mm	125mm	125mm	125mm

※ 좌표의 기준 원점은 거더의 하단 중심점.

4. 바닥판의 설계

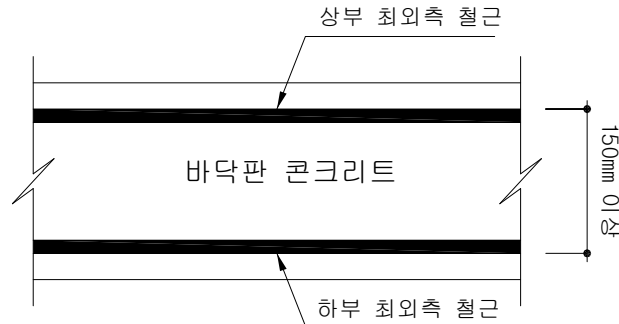
4.1 경험적 설계법에 의한 바닥판 슬래브계산

4.1.1 설계조건

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

$$6 \leq 2.100 \text{ m} / 0.240 \text{ m} = 8.75 \leq 15 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

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



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

- (7) 유효지간이 표준차선평(3.6m) 이하인 경우 적용한다.

$$2.100 \text{ m} \leq 3.600 \text{ m} \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

- (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

$$0.900 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

$$0.900 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} \geq 0.24 \times 3 = 0.720 \quad \text{-----} \quad \mathbf{O.K}$$

▶ 중분대 또는 방호벽, 보도 등이 없을 경우

$$0.900 \text{ m} \text{ (좌측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \mathbf{적용 불가}$$

$$0.900 \text{ m} \text{ (우측캔틸레버 길이)} < 0.24 \times 5 = 1.200 \quad \text{-----} \quad \mathbf{적용 불가}$$

※ 경험적 설계법 적용구간

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

4.1.2 철근 배근

(1) 지간방향 (주철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.4%이상

(2) 지간의 직각방향 (배력철근)

상부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

하부 최소철근량 : 콘크리트 바닥판 단면의 0.3%이상

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

4.1.3 사용철근량

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

(2) 주철근

상부 철근량

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

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

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

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)

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

(프리캐스트 바닥판 내부철근)

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

(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
오창JCT R-A교	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

$$\begin{aligned} \text{슬래브} &: 0.240 \text{ m} \times 25.000 \text{ kN/m}^3 = 6.000 \text{ kN/m} \\ \text{Rib자중} &: 0.470 \text{ kN/m} \\ W_1 &= 6.470 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계산지간 } L &= 2.160 \text{ m} \quad \text{바닥판 지점의 수 } n = 2 \\ M_d &= (1/8) \cdot W_1 \cdot L^2 = (1/8) \times 6.47 \times 2.16^2 = 3.773 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나) 활하중

$$\begin{aligned} \text{진동식 카트 장비 사용시} &= 3.750 \text{ kN/m} \\ W_2 &= 3.750 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계산지간 } L &= 2.160 \text{ m} \quad \text{바닥판 지점의 수 } n = 2 \\ M_l &= (1/8) \cdot W_2 \cdot L^2 = (1/8) \times 3.75 \times 2.16^2 = 2.187 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

다) 하중 조합 (콘.설 3.3.2)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad M_u &= 1.2 M_d + 1.6 M_l + i \\ &= 1.2 \times 3.773 + 1.6 \times 2.187 = 8.027 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라) 단면검토

① 중앙부 (내측)

$f_{ck} =$	40.0 MPa	$f_y =$	400.0 MPa
$M_u =$	8.027 kN·m		
$b =$	921.7 mm	$h =$	110.0 mm
$\beta =$	0.77	$d' =$	40.0 mm
$\phi_f =$	0.85	$d =$	70.0 mm

▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$T = A_s \times f_y = 422.3 \times 400.0 = 168,933.3$$

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 5.391 \text{ mm}$$

$$c = 5.391 / \beta = 5.391 / 0.77 = 7.038 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (70.0 - 7.038) / 7.038 = 0.0268$$

$\epsilon_t = 0.0268 \geq 0.0050$ 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.

$$8,027,000.0 = -2.407943 A_s^2 + 23,800.0 A_s$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 349.637 \text{ mm}^2$$

▪ 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = H 13 @ 300.0 = 422.3 \text{ mm}^2 \text{ (1Cycle)}$$

$$\Sigma = 422.3 \text{ mm}^2 \text{ [사용률} = 1.21] \dots\dots 0.K !!$$

▪ 철근량 검토

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

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

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

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

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

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

▪ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 5.982 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 422.3 \times 400.0 \times (70.0 - a/2) = 9.622 \text{ kN·m} > 8.027 \text{ kN·m}$$

$$\therefore \phi M_n \geq M_u \dots\dots 0.K !!$$

(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

$$V_d = \frac{w_d \ell}{2} = \frac{2.29 \times 2.16}{2} = 2.478 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

나) 활하중 산정

- 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 2.16) = 0.356 > 0.3$ 이므로

$\therefore i = 0.3$ 적용

$$M_{\ell} = \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_{24} = \frac{2.16 + 0.6}{9.6} \times 96 = 27.600 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\ell+i} = 27.600 \times (1 + 0.3) \times 0.8 = 28.704 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$w_{\ell+i} = \frac{28.704 \times 10}{4.666} = 61.523 \text{ KN/m}$$

$$V_{\ell+i} = \frac{61.523 \times 2.16}{2} \times 0.3 \text{ (단위폭)} = 19.933 \text{ KN}$$

다) 극한전단력

$$V_u = 1.3 \times 2.48 + 2.15 \times 19.93 = 46.077 \text{ KN}$$

(6) 전단력 산정

- 지점에서 유효깊이(d)만큼 떨어진 위치에서의 V_u

$$V_u = 46.08 \times (108 - 18.0) / 108 = 38.398 \text{ KN}$$

(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

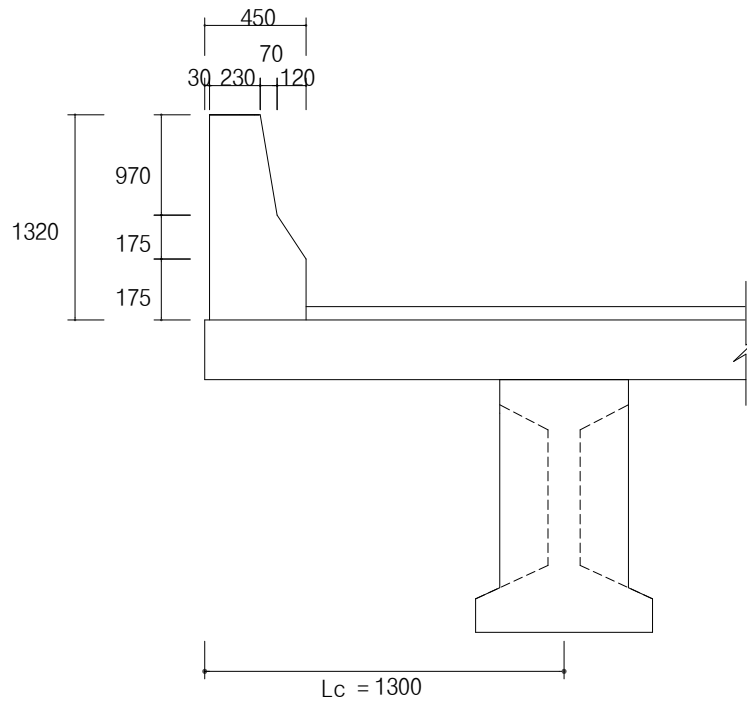
$$\phi V_{nh} = 78.172 \text{ KN} > V_u = 38.398 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

나) 최대간격 검토

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

4.2 캔틸레버 부

4.2.1 단면치수



4.2.2 바닥판의 두께 검토

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

$$L = 0.150 \text{ m}$$

(2) 최소두께 (도로교설계기준, 2010, P.4-154)

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

$$T_{min} = 280 \times L + 180 = 222.00 \text{ mm or } 220.000 \text{ mm}$$

(3) 두께검토

$$T_{can} = 240.000 \text{ mm} > T_{min} = 222.000 \text{ mm} \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

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	0.394	25.000	9.850	0.715	7.043
바닥판	0.216	25.000	5.400	0.450	2.430
포 장	0.023	23.500	0.529	0.225	0.119
난 간			1.000	0.715	0.715
합 계			16.779		10.307

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

1) 활하중 : $P_r = 96 \text{ kN}$

2) 유효하중 분포폭

$$E = 1 \times X + 1.14 = 1.260 \text{ m}$$

여기서, X 는 하중점에서 지지점까지의 거리(m)

3) 충격계수

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

여기서, L 은 캔틸레버부 지간(m)

4) 충격을 포함한 차량하중에 의한 휨모멘트

$$ML(i) = (P_r / E) \cdot X \cdot (1 + i)$$

$$= (96.000 / 1.260) \cdot 0.150 \cdot (1 + 0.300) = 14.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 충돌하중에 의한 휨모멘트

1) 작용위치 = 1.0 m

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

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

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

2) 작용높이 = 1.290 m

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

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

$$\therefore M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 12.900 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 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	2.970
활하중 비재하시	0.0030	805	3.188

(5) 원심하중에 의한 휨모멘트

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

< 개단면 상부구조에서 곡률을 무시할 수 있는 한계 중심각 >

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

(6) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.307	
2	활하중	MI	14.857	
3	풍하중	Mw	2.970	활하중 재하시
			3.188	활하중 비재하시
4	원심하중	Mc f	0.000	직교로 설계
5	충돌하중	Mco	12.900	

(7) 하중조합

① 계수하중 - 단면 검토시

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

② 사용하중 - 사용성 검토시

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

③ 하중조합 결과

Load Case	계 수 하 중 M (kN · m)	사 용 하 중 M (kN · m)	비 고
Case 1	45.342	25.164	
Case 2	17.543	13.495	
Case 3	34.644	28.134	
Case 4	32.713	25.164	
Case 5	33.311	28.134	
Case 6	49.483	38.064	
Case 7	31.674	26.395	

④ 적용하중

구 분	M (kN · m)	비 고
계 수 하 중	49.483	
사 용 하 중	38.064	

4.2.4 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 49483385.7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 240.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
- 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 4) 강도감소계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

* 강도감소계수(ϕ) 산정

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

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 14.711) / 14.711$$

$$= 0.0337$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 49483385.7 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 842.954 \text{ (mm}^2\text{)}$$

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

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

① $A_s(\text{req})$	= 842.954	}	∴ $A_s = 842.954 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	= 630.000		
③ $4/3 \times A_s$	= 1123.939		

(3) 사용 철근량

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

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

(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 57.850 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 49.483 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.2.5 사용성 검토

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

1) 처짐검토를 필요로 하지 않는 최소두께 (켄틸레버)

$$T_{min} = L / 10 = 0.9 \times 1000 / 10 = 90 \text{ mm}$$

$$T_{can} (240\text{mm}) > T_{min} (90\text{mm}) \text{ ----- 처짐검토 불필요}$$

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

1) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_{max} : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$$M_{max} = M_{net} = 38.064 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n = E_s / E_c = 8$$

$$p_{use} = A_{s_use} / b \cdot d = 0.00552$$

$$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.256$$

$$j = 1 - (k / 3) = 0.915$$

$$F_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 232.601 \text{ MPa}$$

$$F_{smax} (=232.601 \text{ MPa}) < 0.6F_y (=240 \text{ MPa}) \text{ ----- 0.K}$$

2) 철근의 최대 중심간격

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

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

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

$$= 375 \times (210 / 232.6) - 3 \times 52.00 = 208.563 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / F_{smax}) = 300 \times (210 / 232.6) = 270.850 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 208.563 mm 를 적용

$$S = 200 \text{ mm} \leq S_a (= 208.563 \text{ mm}) \text{ ----- 0.K}$$

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

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

$$M_I = 14.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_y = M_I / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 90.788 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa} \text{ ----- 검토 불필요}$$

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)

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

$$Ar_{req} = As \times 0.67 = 564.779 \text{ mm}^2$$

(2) 온도 및 건조수축에 대한 철근량

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

(3) 사용 배력철근량

$$\max (Ar_{req}, At_{req}) = 564.779 \text{ mm}^2$$

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

4.2.7 캔틸레버 단부검토

(1) 단면치수

1) 휨모멘트 종합

하중 구분			휨모멘트	비 고
1	고정하중	Md	10.307	
2	활하중	MI	14.857	
3	충돌하중	Mco	12.900	
4	풍하중	Mw	2.970	

2) 하중조합

Load Case	고정하중	활 하 중	충돌하중	풍 하 중	하중조합	비 고
Case 1	1.3	4.30			77.285	
Case 2	1.3		1.3		30.169	
Case 3	1.3	2.6		0.65	53.958	
Case 4	1.3	2.6	1.3		68.798	
Case 5	1.2		1.2	1.2	31.412	
적 용					77.285	

(2) 철근량 산정

1) 설계조건

① 설계휨모멘트 : $M_u = 77284814.3 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$

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

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

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

$$T = C \text{ 이므로, } a = 34.614 \text{ mm, } c = 34.614 / \beta_1 = 34.614 / 0.85 = 29.422 \text{ mm}$$

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

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

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

2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 77284814.3 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1351.220 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0075$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

① $A_s(\text{req})$	=	1351.220	} $\therefore A_s = 1685.908 \text{ mm}^2$ 이상 사용
② $A_s(\text{min})$	=	630.000	
③ $4/3 \times A_s$	=	1801.627	
④ 일반캔틸레버부 필요철근의 2배	=	1685.908	

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

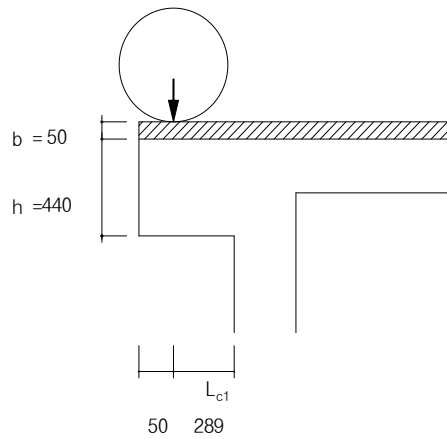
$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 109.857 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 77.285 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.3. 슬래브 단부 설계

4.3.1 단면치수



4.3.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 고정하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 H_s &= 0.440 + 0.050 = 0.490 \text{ m} \\
 L_c &= 0.1 + 0.289 = 0.389 \text{ m} \\
 W_d &= 0.490 \times 25 = 12.250 \text{ kN/m}^2 \\
 M_D &= W_d \times L_c^2 / 2 = 0.927 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(2) 활하중에 의한 휨모멘트

$$\begin{aligned}
 i &= 15 / (40 + L_{c1}) = 0.372 > 0.300 \therefore i = 0.300 \\
 P_r &= 96 \text{ kN} \\
 E &= 0.35 \times 0.289 + 0.98 = 1.081 \text{ m} \\
 W_L(1+i) &= 124.800 \text{ kN} \\
 M_L(1+i) &= W \times L (1+i) \times H_1 / E = 33.360 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(3) 하중조합

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

$$M_u = 1.3 M_D + 2.15 M_L(1+i) = 72.929 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ (DB하중 작용시)}$$

4.3.3 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 72928965.1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 340.00 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 180.00 \text{ (mm)}$, $d' = 60.0 \text{ (mm)}$
- 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

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

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

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

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

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

$$\epsilon_t = 0.0030 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (180.000 - 23.538) / 23.538$$

$$= 0.0199$$

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

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 61200 A_s - 72928965.1 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 1269.702 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비 : } P = A_s / (b \times d) = 0.0071$$

$$\text{최대철근비 : } P_{\max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.0219$$

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

$$\begin{array}{l} \text{① } A_s(\text{req}) = 1269.702 \\ \text{② } A_s(\text{min}) = 630.000 \\ \text{③ } 4/3 \times A_s = 1692.936 \end{array} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \therefore A_s = 1269.702 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

$$\text{① H 16 @ 125} = 1588.800$$

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

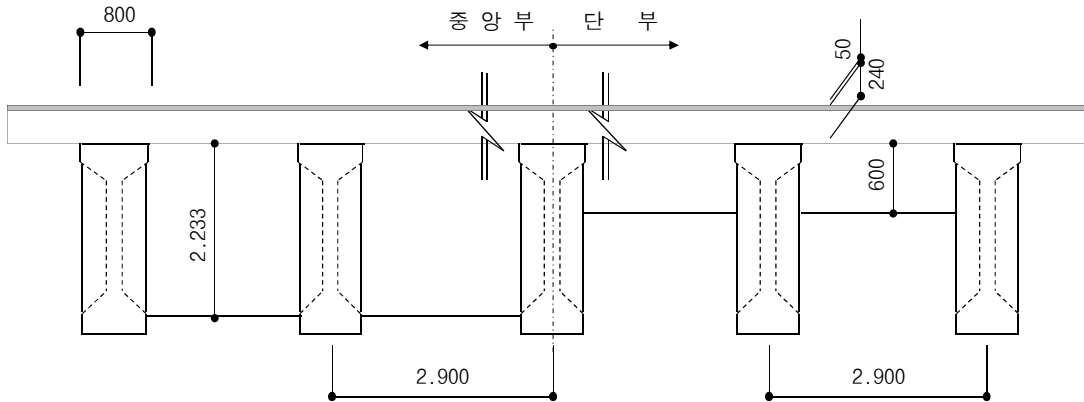
(4) 설계휨강도

$$\phi_f \cdot M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 89.755 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f \cdot M_n = 89.755 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 72.929 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{----- 0.K}$$

4.4 가로보의 설계



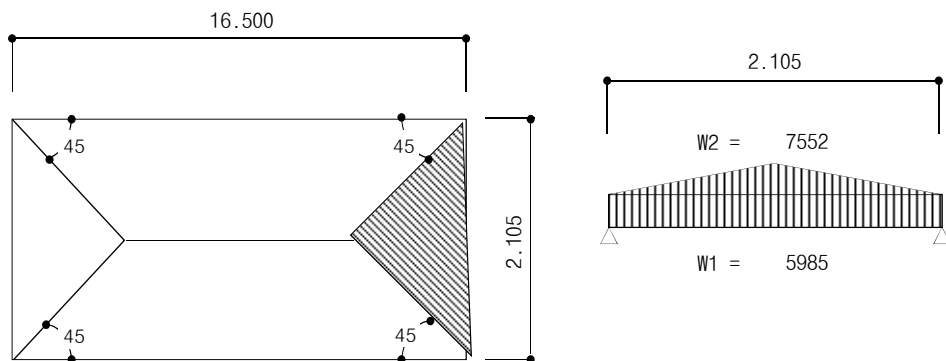
4.4.1 단부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 0.600 m 주 빔 간 격 : 2.900 m
 빔 폭 : 0.400 m 가로보 순지간 $2.900 - 0.800 = 2.100$ m
 교량사각 : 94.0 ° 가로보 사지간 $2.100 \div \sin(94.0) = 2.105$ m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : $0.400 \times \sin(94.0)$ = 0.399 m
 빔 자 중 : $0.400 \times \sin(94.0) \times 0.600 \times 2500 \times 10$ = 5985 N/m
 슬라브자중 : $(0.240 \times 1.053 \times 2500 + 0.050 \times 1.053 \times 2350) \times 10$ = 7552 N/m

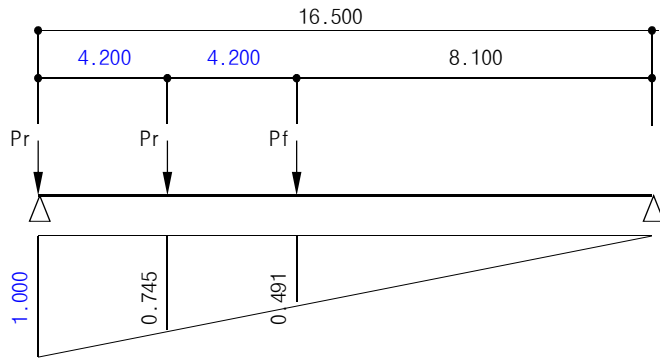
작용 단면력

$R_{ad} = 5985 \times 2.105 \times 1/2 + (2.105 \times 7552 \times 1/2) \times 1/2$ = 10274 N

$m_d = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{5985 \times 2.105^2}{8} + \frac{7552 \times 2.105^2}{12}$ = 6104 N·m

(2) 활 하 중

㉠ DB-24 하중



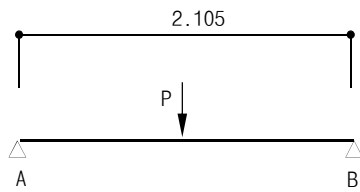
$$P_f = 24.0 \text{ kN}$$

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

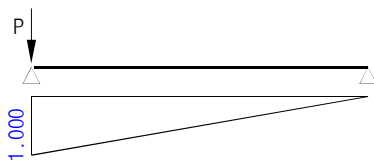
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 16.500} = 0.265 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.745) + 24.0 \times 0.491 \} \times 1.265 = 226.959 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{226.959 \times 2.105}{4} = 119.444 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 226.959 \times 1.000 = 226.959 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	6.104	119.444
Vu	kN	10.274	226.959

(4) 극한단면력

$$M_u = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 6.104 + 2.150 \times 119.444 = 264.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 10.274 + 2.150 \times 226.959 = 501.318 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 힘 검토

[설계조건]

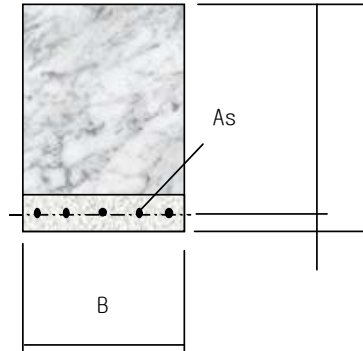
$$f_{ck} = 27 \text{ MPa} \quad f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$M_u = 264.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

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

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



[강도감소계수(φ) 산정]

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

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

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

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

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

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

[필요 철근량 및 최소 철근량]

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

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

$$= 264740000$$

사용철근량은 (콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.123)

필요철근량 $A_{sreq} = 1,389.3 \text{ mm}^2$ 이상이어야 하며,

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

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

$A_{smin} = A_{sreq} \times 4/3 = 1,852.4 \text{ mm}^2$ 이상이어야 한다.

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

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

$= 1520.1 \text{ mm}^2$

[최대 철근비 검토]

$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00494 < P_{max} = 0.75 P_b = 0.03251$ **0.K.**

(콘크리트구조설계기준 · 해설, 2007, p.119)

[설계모멘트 검토]

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

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

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

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

$\Phi M_n = \Phi f_y A_s j d = 288.844 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 264.740 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **0.K.**

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

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

$l_n / d = 2.105 \div 0.770 = 2.734 < 4$

∴ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

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

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

$$= 853.555 \text{ kN} > S_u = 501.318 \text{ kN}$$
 0.K

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

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

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

$$= 213.389 \text{ kN} < S_u = 501.318 \text{ kN}$$
 전단철근 필요

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

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

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

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

- 수평 전단철근

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + \ln/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - \ln/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.80 \left[\frac{397.2}{100} \left(\frac{1 + 2.734}{12} \right) + \frac{397.2}{100} \left(\frac{11 - 2.734}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 770.0 \\ &= 734.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

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

$$\therefore \Phi \cdot V_n = 853.555 > V_u = 501.318 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

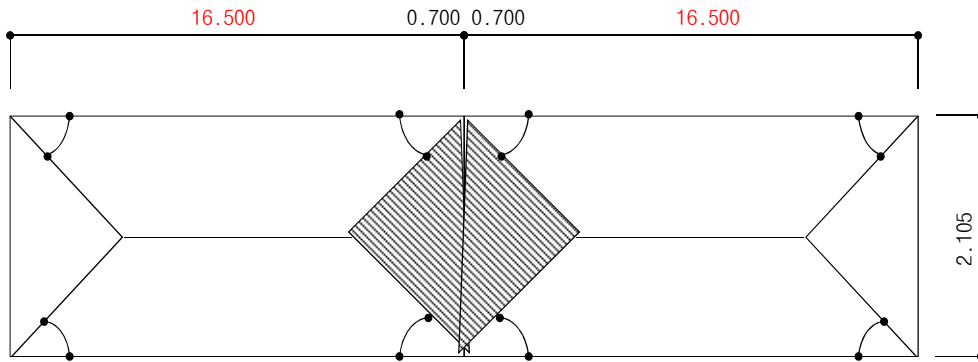
4.4.2 중간지점부 가로보

1) 가로보제원

빔 높이 : 2.233 m 주 빔 간격 : 2.900 m
 빔 폭 : 1.400 m 가로보 순지간 : 2.900 - 0.800 = 2.100 m
 교량사각 : 94.0 ° 가로보 사지간 : 2.100 ÷ SIN(94.0) = 2.105 m

2) 작용하중

(1) 고정하중



빔 폭 : 1.400 × SIN (94.0) = 1.397 m
 빔 자 중 : 1.400 × SIN (94.0) × 2.233 × 2500 × 10 = 77965 N/m
 슬라브자중 : (0.240 × 1.400 × 2500 + 0.050 × 1.400 × 2350) × 10 = 10045 N/m
 (0.240 × 2.105 × 2500 + 0.050 × 2.105 × 2350) × 10 = 15104 N/m

2.105

W2 = 15104

W1 = 88010

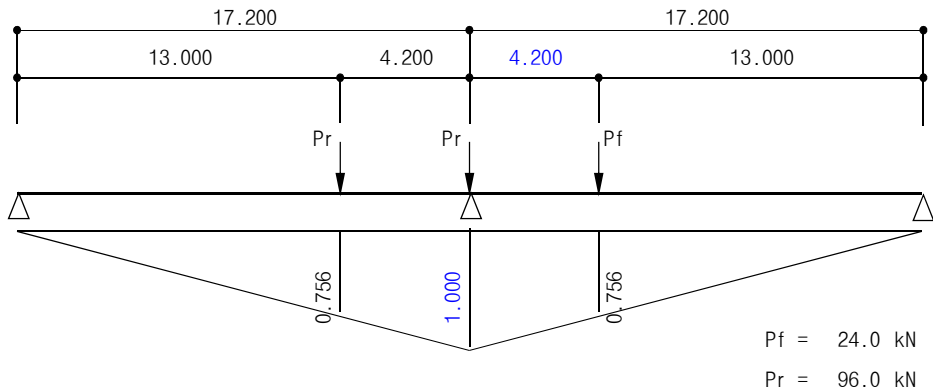
작용 단면력

$$Rad = 88010 \times 2.105 \times 1/2 + (2.105 \times 15104 \times 1/2) \times 1/2 = 100585 \text{ N}$$

$$md = \frac{\omega_1 l^2}{8} + \frac{\omega_2 l^2}{12} = \frac{88010 \times 2.105^2}{8} + \frac{15104 \times 2.105^2}{12} = 54331 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(2) 활 하 중

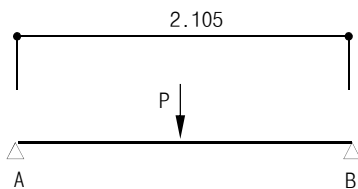
① DB-24 하중



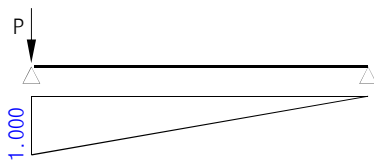
$$\text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + 17.200} = 0.262 < 0.3$$

$$P(L+i) = \{ 96.0 \times (1.000 + 0.756) + 24.0 \times 0.756 \} \times 1.262 = 235.685 \text{ kN}$$

작용 단면력



$$m_l = \frac{PL}{4} = \frac{235.685 \times 2.105}{4} = 124.037 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



$$RAI = 235.685 \times 1.000 = 235.685 \text{ kN}$$

(3) CROSS BEAM 부재력 정리

구 분	단 위	단순빔 해석	
		고정하중	활하중
Mu	kN · m	54.331	124.037
Vu	kN	100.585	235.685

(4) 극한단면력

$$Mu = 1.3 m_d + 2.15 m_l = 1.300 \times 54.331 + 2.150 \times 124.037 = 337.310 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Vu = 1.3 S_d + 2.15 S_l = 1.300 \times 100.585 + 2.150 \times 235.685 = 637.483 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) 휨 검토

[설계조건]

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 27 \text{ MPa} & f_y &= 300 \text{ MPa} \\ \mu_u &= 337.310 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ b &= 1400.0 \text{ mm} & h &= 2473.0 \text{ mm} \\ d' &= 70.0 \text{ mm} & d &= 2403.0 \text{ mm} \\ \phi(\text{Bending}) &= 0.85 \end{aligned}$$

[필요 철근량 및 최소 철근량]

$$\begin{aligned} a &= A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.00934 A_s \\ \mu_u &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = -1.190 A_s^2 + 612765 A_s \\ &= 337310000 \end{aligned}$$

사용철근량은 (콘.설.해 6.3.2)

$$\begin{aligned} \text{필요철근량 } A_{sreq} &= 551.1 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 하며,} \\ \text{최소철근량 } A_{smin} &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 14,567.4 \text{ mm}^2 \text{ 와} \\ A_{smin} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 15,699.6 \text{ mm}^2 \text{ 중에서 큰 값 이상이거나,} \\ A_{smin} &= A_{sreq} \times 4/3 = 734.7 \text{ mm}^2 \text{ 이상이어야 한다.} \end{aligned}$$

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

[최대 철근비 검토]

$$P = A_s / (b \cdot d) = 0.00045 < P_{max} = 0.75 P_b = 0.03251 \quad \mathbf{0.K.}$$

(콘.설.해 6.2.2)

[설계모멘트 검토]

$$\begin{aligned} \text{Max. } c &= 0.75 \times 600 / (600 + f_y) \times d = 1201.50 \text{ mm} > c = a / 0.85 = 16.70 \text{ mm} \\ \text{Max. } a &= 0.85 \times c = 1021.28 \text{ mm} > a = f_y A_s / (0.85 f_{ck} b) = 14.19 \text{ mm} \\ j d &= d - a/2 = 2395.90 \text{ mm} \\ C &= 0.85 f_{ck} a b = 456.030 \text{ kN}, \quad T = f_y A_s = 456.030 \text{ kN} \\ \phi M_n &= \phi f_y A_s j d = 928.713 \text{ kN} \cdot \text{m} > \mu_u = 337.310 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{0.K.} \end{aligned}$$

4) 전단 검토 ($f_{ck} = 27 \text{ MPa}$)

(1) 높이가 큰보에 대한 계산 (콘크리트 구조설계기준 1999. P148 참조)

$$l_n / d = 2.105 \div 2.403 = 0.876 < 5$$

$\therefore$ 높이가 큰 보로 전단응력 검토

(2) 최대 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot 2.12 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times 2.12 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3} \\ &= 29647.600 \text{ kN} > S_u = 637.483 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

(3) 콘크리트가 부담하는 전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_c &= \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0.8 \times 0.53 \times \sqrt{27} \times 1400 \times 2403 \times 10^{-3} \\ &= 7411.900 \text{ kN} > S_u = 637.483 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

(4) 전단철근

- 수직 전단철근

$$\begin{aligned} S_v &= 200 \text{ mm} < d/5 = 480.6 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_v &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0015 \cdot b_o \cdot S_v = 420.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 수평 전단철근

$$\begin{aligned} S_h &= 200 \text{ mm} < d/3 = 801 \text{ mm} \text{ or } 400 \text{ mm} \\ A_h &= 794.4 \text{ mm}^2 > 0.0025 \cdot b_o \cdot S_h = 700.0 \text{ mm}^2 \\ &(\text{D } 16 \times 4 \text{ ea}) \end{aligned}$$

- 전단철근의 전단강도 (콘.설 7.7.2)

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_s &= \Phi \left[\frac{A_v}{S_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{S_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y \cdot d \\ &= 0.8 \left[\frac{794.4}{200} \left(\frac{1 + 0.876}{12} \right) + \frac{794.4}{200} \left(\frac{11 - 0.876}{12} \right) \right] \\ &\quad \times 300 \times 2403.0 \\ &= 2290.732 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 공칭전단강도

$$\begin{aligned} \Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot V_c + \Phi \cdot V_s \\ &= 7411.900 + 2290.732 = 9702.632 \text{ kN} < 29647.600 \text{ kN} \\ \therefore \Phi \cdot V_n &= 9702.632 > V_u = 637.483 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{O.K.}$$

4.5 2경간 연속부 검토

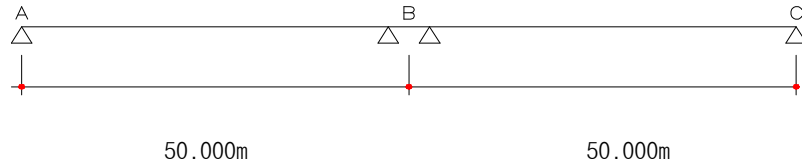
1차 사하중 : BEAM 가설시 단순 BEAM 에서 흡수

2차 사하중 : 활하중 및 포장, 난간 기타

본 계산에서는 2차 사하중에 의해 발생하는 부모멘트에 의하여 설계한다.

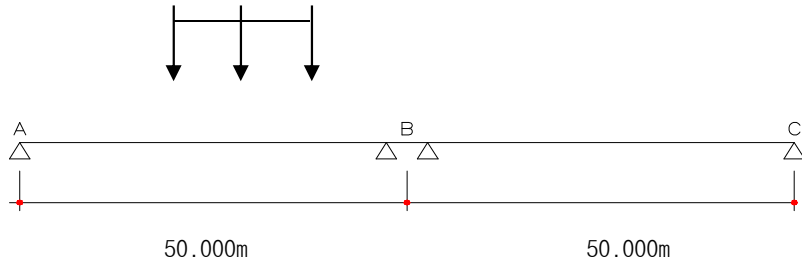
4.5.1 연속부 부모멘트 산정

(1) 2차 사하중 (50.000 + 50.000 = 100.000)

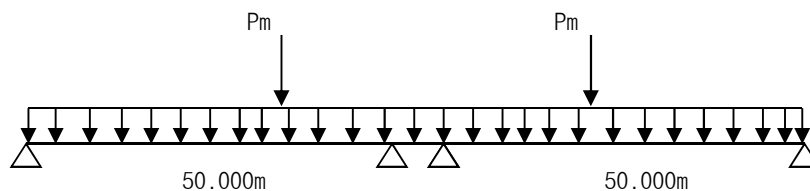


(2) 활하중(도로교설계기준, 2005, p.7)

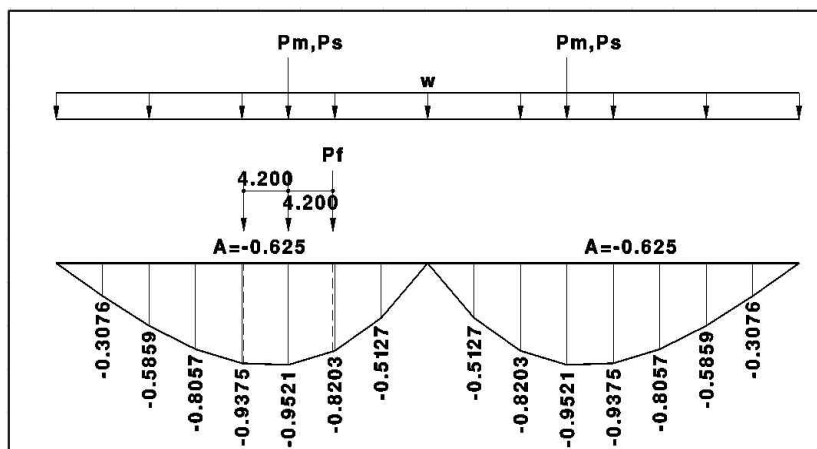
- DB24 ($P_f = 24 \text{ kN}$, $P_r = 96 \text{ kN}$)



- DL24 ($w_l = 12.7 \text{ kN/m}$, $P_m = 108 \text{ kN}$)



(3) 영향선 (2경간 연속)



(4) 충격계수

$$\begin{aligned}
 i &= 15 / (40 + L) \leq 0.3 \\
 &= 15 / (40 + 50.000) \\
 &= 0.167 \leq 0.3
 \end{aligned}$$

(5) 고정하중에 의한 부재력 산정

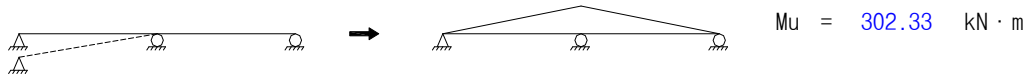
구 분	면적 (m ²)	개수 (ea)	단위중량 (kN/m ³)	하중 (kN/m)	비고
방호벽(좌)	0.394	1	25.000	9.850	
포 장	0.780	1	23.500	18.318	
충분대	0.422	0	25.000	0.000	
방호벽(우)	0.394	1	25.000	9.850	
방음판		0		0.000	
합 계				38.018	

- 계산서 횡분배 계수를 적용하여 각거더에 분배하여 모델링에 재하

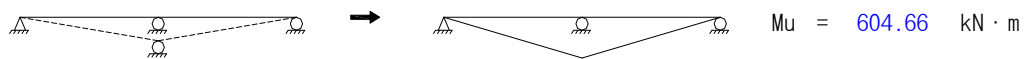
$$\begin{aligned}
 \therefore M_d &= \sum A \times 0.1 \times \sum W \times L^2 \\
 &= (0.625 + 0.625) \times 0.1 \times 38.018 \times 2500.000 \\
 &= 11880.703 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(6) 지점침하 (가정 지점침하량 : 10 mm)

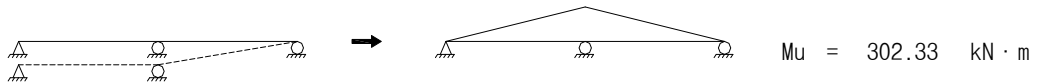
1) Case 1



2) Case 2



3) Case 3



$$\therefore M_{d_max} = 604.660 \times 9 \text{ ea} = 5441.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(7) 활하중에 의한 부재력 산정

1) 보도부 균중하중

보도부에 0.005MPa의 등분포하중을 재하한다.

$$0.005 \times 6000 \times 3000 = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2) DB 24

$$\textcircled{1} P_r = 192.0 \times 1.000 \times 4 \text{ 차선} = 768.000 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} P_f = 48.0 \times 1.000 \times 4 \text{ 차선} = 192.000 \text{ kN}$$

③ 영향선 종가값 계산

$$P_f = 0.875 + \{ (0.820 - 0.513) / 6.250 \} \times -2.05 = 0.774$$

$$P_r = 0.9521$$

$$P_r = 0.938 + \{ (0.952 - 0.938) / 6.250 \} \times -2.05 = 0.933$$

$$\begin{aligned} ML &= \{ 768.000 \times (0.9521 + 0.933) \} \times 0.1 \times 50.000 + \\ &\quad (192.000 \times 0.774) \times 0.1 \times 50.000 \\ &= 7983.557 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$ML = 7983.557 \times 0.750 = 5987.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3) DL 24

$$\textcircled{1} W = 12.7 \times ##### \times 4 \text{ 차선} = 50.800 \text{ kN}$$

$$\textcircled{2} P_m = 108 \times ##### \times 4 \text{ 차선} = 432.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} ML &= \{ 50.800 \times (0.625 + 0.625) \} \times 0.1 \times 2500.000 + \\ &\quad \{ 432.000 \times (0.952 + 0.952) \} \times 0.1 \times 50.000 \\ &= 19987.640 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

∴ 4 차로 이상 감소율 적용 : 75 %

$$ML = 19987.640 \times 0.750 = 14990.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(8) 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, $RH = 70\%$)

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

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

$$\begin{aligned}\Phi_{RH} &= 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} \\ &= 1.449\end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned}&= \{ 2 \times 17100 \times 240 \} / \{ 2 \times 17100 + 240 \} \\ &\quad - 9 \times 800 \} = 299\end{aligned}$$

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

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

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

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

$$\begin{aligned}\text{여기서, } \beta_H &= 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}] h + 250 \\ &= 1.5 [1 + (0.070)^{18}] \times 299 + 250 \\ &= 718 \text{ 일} < 1500\text{일}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{따라서, } \Phi_0 &= \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t') \\ &= 1.449 \times 2.84 \times 0.55 = 2.263\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore \Phi_s(t, t') &= \Phi_0 \times \beta_c(t - t') \\ &= 2.263 \times 1 \\ &= 2.263\end{aligned}$$

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

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

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

$$\Phi_{RH} = 1 + (1 - 0.01 \times RH) / 0.10^3 \sqrt{h} = 1.472$$

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

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

$$= (2 \times 1E+06 \times 9) / (8016 \times 9) = 257$$

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

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

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

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

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

$$= 1.5 [1 + (0.012 \times 70)^{18}] \times 257 + 250$$

$$= 652 \text{ 일} < 1500 \text{ 일}$$

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

$$= 1.472 \times 2.425 \times 0.39 = 1.396$$

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

$$= 1.396 \times 1 = 1.396$$

2) 건조수축률 (ϵ_{sh}) (도.설 4.2.3.4)

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

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

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

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

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

$$= 0.000435$$

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

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

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

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

$$= -1.02$$

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

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

$$= 299$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned}\text{여기서, } h &= 2Ac / u = (2 \times \text{거더단면적} \times \text{거더갯수}) / (\text{거더단면둘레} \times \text{거더개수}) \\ &= 257\end{aligned}$$

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

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

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

$$= -0.000377 \times 1$$

$$= -0.000377$$

3) 제정수의 산정결과

구 분	바닥판	Beam	비 고
크리프 계수	2.263	1.396	
건조수축 계수	-0.000443	-0.000377	

2. 2차응력에 의한 부재력 산정

- 단면제원

상부바닥판 유효폭 : 2900 mm (5.4 바닥판 합성단면)
강선도심까지 거리 : 1004 mm (5.2 순단면)
거더상연까지 거리 : 916 mm (5.4 바닥판 합성단면)
슬래브중심까지 거리 : $916 + 240 / 2 = 1036$ mm

- 건조수축에 의한 부재력

바닥판 건조수축율 : 0.000443
Beam 건조수축율 : 0.000377

* 작용부재력

바닥판 면적 : $2900 \times 240 = 696000$ mm²
 $P_c = (\epsilon_{cs} - \epsilon_{cp}) E_c A_s (4E-04 - 4E-04) \times 27804 \times 7E+05 = 1277205$ N
 $M_c = P_c \times y_c = 1277205 \times 1036 = 1323184380$ N · mm = 1323.184 kN · m
 $M_c = 1.786 \times 1323.184 = 2362.829$ kN · m

- 크리프에 의한 부재력

* 프리스트레스의 계산

프리스트레스력은 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서 최대 인장력으로 계산한다.

$$P = 0.8 \cdot f_{py} \cdot A_p = 0.8 \times 1600 \times 1018 = 1303552 \text{ N}$$

$$w = (8 \times P \times e) / l^2 \\ = (8 \times 5 \times 1303552 \times 1004) / 50900^2 \\ = 20.203 \text{ N/mm} = 20.203 \text{ kN/m}$$

따라서, 구조계 변화에 따라 prestress에 의하여 내부지점부에 발생하는 모멘트

$$\therefore M_{ps} = W \times l^2 / 8 = 6542.767 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

* 작용부재력

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

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

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

$$M_2 = M_{ps} = 6542.767 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\theta = \theta_s - \theta_i \quad 2.263 - 1.396 = 0.867$$

$$= (2585.6 - 6542.767) \times (1 - e^{-0.916}) = 2294.325 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

구 분	건조수축	크리프
2차 하중	2362.829	2294.325

(7) 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

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 11880.7 + 2.15 \times 15080.7 = 47868.5 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 11880.7 + 2.15 \times 15080.7) - 7051 = 40818.0 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 47868.5 / 17.100 = 2799.3 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

CASE 2.

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

$$\begin{aligned} \sum Mu &= 1.3 \times 11880.7 + 1.3 \times 15080.7 + 1.3 \times 10099.1 = 48178.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ &= (1.3 \times 11880.7 + 1.3 \times 15080.7 + 1.3 \times 10099.1) - 7050.5 \\ &= 41128.2 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 48178.7 / 17.100 = 2817.5 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$\therefore \text{설계휨모멘트} = \text{MAX}(\text{CASE1}, \text{CASE2}) = 2817.467 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

4.5.2 철근량 산정

(1) 설계조건

- 1) 설계휨모멘트 : $M_u = 2817466943.197 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$
- 2) 단면치수 : $H = 2473.0 \text{ (mm)}$, $b = 1000.0 \text{ (mm)}$
 $d = 2343.0 \text{ (mm)}$, $d' = 130.0 \text{ (mm)}$
- 3) 재료의 성질 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 4) 계수 : $\phi_f = 0.85$, $k_1 = 0.85$

(2) 필요 철근량

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

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

$$-2.963 A_s^2 + 796620 A_s - 2817466943.197 = 0 \text{ 에서}$$

$$A_s(\text{req}) = 3584.568 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{단면철근비} : P = A_s / (b \times d) = 0.0015$$

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

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

$$\textcircled{1} A_s(\text{req}) = 3584.568$$

$$\textcircled{2} A_s(\text{min}) = 8200.500$$

$$\textcircled{3} 4/3 \times A_s = 4779.424$$

$$\therefore A_s = 4779.42 \text{ mm}^2 \text{ 이상 사용}$$

(3) 사용 철근량

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

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

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

$$\Sigma = 6193.600 \text{ mm}^2$$

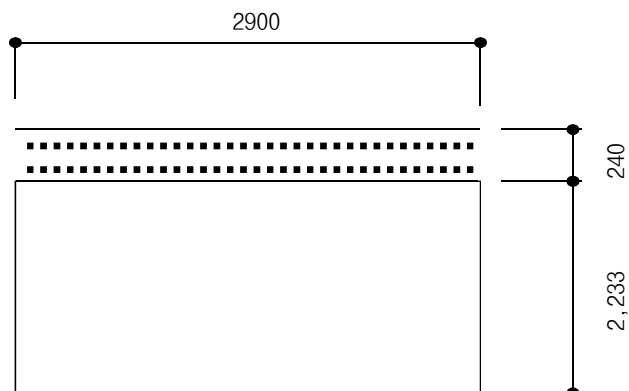
0.K

(4) 설계휨강도

$$\phi_f M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 4820.284 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$\therefore \phi_f M_n = 4820.284 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 2817.467 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad 0.K$$



4.5.3 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 = $\pi \times 22.20 \times 16 / 240000 = 0.0046 > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$ **0.K**

4.5.4 사용성 검토

(1) 균열 검토

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1571.43 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{사용하중에 의한 단면력}) \\
 f_{ck} &= 27 \text{ MPa} && H = 2473.00\text{mm} \quad d = 2343.00\text{mm} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} && B = 1000.00\text{mm} \quad \text{피복두께} = 130.00\text{mm} \\
 p &= A_s / (b \times d) = 0.0026 \\
 n_p &= 0.02188 \\
 k &= -n_p + \sqrt{\{(n_p)^2 + 2n_p\}} \\
 &= 0.18843 \\
 j &= 1 - k / 3 = 0.9372 \\
 f_s &= M_{\max} / (p \times j \times b \times d^2) = 115.545 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

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

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= z - H_n / 2 \\
 &= 49 \text{ mm} \\
 &\text{여기서 } C_c ; \text{인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)} \\
 S_{\min} &: 375 \times (210 / F_{s\max}) - 2.5 C_c \\
 &= 559.051 \text{ mm} \\
 &300 \times (210 / F_{s\max}) \\
 &= 545.241 \text{ mm} \\
 S_a &\text{는 작은 값인 } 545.241 \text{ mm} \text{ 를 적용} \\
 S &= 125.000 \text{ mm} \leq (= 545.241 \text{ mm})
 \end{aligned}$$

0.K

(2) 처짐 검토

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} && (\text{콘크리트구조설계기준} \cdot \text{해설, 2007, p.82}) \\
 T_{\min} &= L/28 && \text{시간} = 2.10\text{m} \\
 &= 0.075 \\
 &= 75.00\text{mm} < T_{\text{use}} = 2473.00\text{cm}
 \end{aligned}$$

∴ 처짐 검토 생략

(3) 피로 검토

$$\begin{aligned}
 M_L &= 301.615 \text{ kN} \cdot \text{m/m} && (\text{SD40 일때 철근응력 범위} = 150\text{MPa}) \\
 f_y &= M_L / (p \times j \times b \times d^2) = 22.177 \text{ MPa} < 150 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

0.K

4.6. 강가로보 설계

4.6.1 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	-0.570	2.876	자중
합성후 고정하중	147.130	46.505	포장, 방호벽
합성후 활하중	284.456	156.136	DB24, DL24
계	431.016	205.517	

(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 : 800.0 x 300.0 x 14.0 x 26.0

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
800	300	14	26	267.4	292000.00	7290	2.10

$$\begin{aligned}
 \text{설계 부재력은} \quad & \mu = 431.016 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \quad \quad \sigma = 205.517 \text{ kN} \\
 u = \sigma / A_w &= 205.517 \times 10^3 / 2.67 \times 10^4 = 7.69 \text{ MPa} < u_a = 80 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K} \\
 f_u = \mu \cdot Y_{su} / I_n &= 431.016 \times 10^6 / 7290000 \\
 &= 59.124 \text{ MPa} < f_{ca} = 140.00 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K} \\
 f_l = \mu \cdot Y_{sl} / I_n &= 431.016 \times 10^6 / 7290000 \\
 &= 59.124 \text{ MPa} < f_{ta} = 140.00 \text{ MPa} \quad \quad \quad \mathbf{0.K}
 \end{aligned}$$

* 합성응력의 검토

$$\left(\frac{59.12}{140.00} \right)^2 + \left(\frac{7.69}{80.00} \right)^2 = 0.188 < 1.2 \quad \quad \quad \mathbf{0.K.}$$

(3) BOLT의 연결

$$N_r = \text{열당 볼트 개수} = 9 \text{ EA}, \quad 9 \text{ EA}$$

$$M_{us} = \text{사용 볼트 열수} = 2 \text{ 열}$$

$$N_{us} = \text{사용 볼트 개수} = M_{us} \times N_r = 18 \text{ EA}$$

* 중립축에서 각 볼트열까지의 거리

$$y_1 = 76 \text{ mm}, \quad y_2 = 152 \text{ mm}, \quad y_3 = 228 \text{ mm}, \quad y_4 = 304 \text{ mm}$$

$$y_5 = 0 \text{ mm}, \quad y_6 = 0 \text{ mm}, \quad y_7 = 0 \text{ mm}, \quad y_8 = 0 \text{ mm}$$

$$y_9 = 0 \text{ mm}, \quad y_{10} = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 f_{yi2} = & (76^2 + 152^2 + 228^2 + 304^2 + 0^2 + 0^2 + 0^2 \\
 & + 0^2 + 0^2 + 0^2) \times 2 \times 2 \text{ 열} = 693120 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

* 볼트력의 계산

$$I_w = 14.0 \times 748^3 / 12 = 488260491 \text{ mm}^4$$

$$M_w = 431016000 \times 488260491 / 2920000000.0 = 72071262 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = N_w / N = 0 / 18 = 0 \text{ kN}$$

$$\rho_m = M_f \times y_{\max} / f_{yi2} = 72071262 \times 304.0 / 693120 = 31.6 \text{ kN}$$

$$\rho_{p+m} = \rho_p + \rho_m = 0 + 32 = 31.6 \text{ kN}$$

$$\rho_s = 205.52 / 18 = 11.4 \text{ kN}$$

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

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

합성력에 대한 검토

$$\sqrt{((0 + 31.6)^2 + 11.4^2)} = 33.6 \text{ kN}$$

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

T.S.B S 10 T (M 22) 사용

$$\text{BOLT의 사용갯수} = 1 \text{ 열} \times 9 \text{ EA} + 2 \text{ 열} \times 9 \text{ EA} = 18 \text{ EA}$$

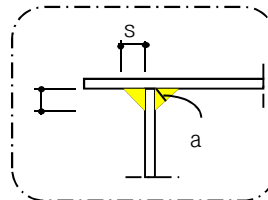
(4) 매입 PLATE 용접검토 (SM- 490)

① 설계용접(필렛 용접) 치수 검토

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

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

$$\therefore S = 10 \text{ mm} \text{ 적용}$$



② 용접길이검토

$$\text{용접치수 : } s = 10 \text{ mm}$$

$$\text{유효목두께 : } a = 0.707 \times 10.0 = 7.070 \text{ mm}$$

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

$$\text{용접길이산정 : } L = 2 \times 692.0 = 1384.0 \text{ mm}$$

③ 용접부 전단응력 검토

$$\tau = \frac{T}{a \times L} = \frac{205517.00}{7.070 \times 1384.0}$$

$$= 21.00 \text{ MPa} < \tau_a = 110.0 \text{ MPa} \text{ ----- } 0.K$$

④ 용접부 휨응력 검토

* 단면계수 산정

$$I = \frac{7.07}{12} \times (692.00)^3 + \frac{7.07}{12} \times 32.14 \times (349.54)^2 = 445992371 \text{ mm}^4$$

$$Z = \frac{I}{Y} = \frac{445992371}{346.00} = 1.289 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$f = \frac{M}{Z} = \frac{72071262}{1288995.29} = 55.91 \text{ MPa}$$

$$= 55.91 \text{ MPa} < \tau_a = 110.0 \text{ MPa} \quad \text{----- 0.K}$$

⑤ 필렛용접 합성응력 검토

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

$$\left(\frac{55.91}{110.00} \right)^2 + \left(\frac{21.00}{110.00} \right)^2 = 0.29$$

$$= 0.29 < 1.0 \quad \text{----- 0.K}$$

4.7. 강가로보 Gusset Plate 설계

4.7.1 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 : 14 mm H-Beam 복부길이 : 748 mm

$$\text{필요단면적 : } A_s = \frac{14 \times 748 \times 105.0}{140.0} = 7854.0 \text{ mm}^2$$

· Gusset Plate 사용강재 : SM 490

$$\text{사용단면적 : } 220 \times 18 \times 692 = 12456.0 \text{ mm}^2$$

* 볼트 일렬배치 (볼트지름 : 22.0 mm)

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

$$\begin{aligned} A_n &= 12456 - 25.0 \times 9.0 \times 18.0 \\ &= 8406.0 \text{ mm}^2 (\text{순단면적}) > 7854.0 \text{ mm}^2 (\text{필요단면적}) \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\text{Gusset Plate 응력}(f_s) = \frac{14 \times 748 \times 105}{8406} = 130.8 \text{ MPa} < f_{sa} (=190\text{MPa}) \quad \text{O.K.}$$

(2) 응력 검토

(1) 휨모멘트 산정

$$M_w = 72071262 \text{ N} \cdot \text{mm} = 72.071 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(2) Gusset Plate의 단면2차모멘트

$$I_g = \frac{18 \times 692^3}{12} = 497060832 \text{ mm}^4$$

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

$$f_u = \frac{M_w}{I_g} \cdot Y_{su} = \frac{72.071 \times 1000000}{497060832} \times 346.0 = 50.168 \text{ MPa} < f_{sa}, \quad \text{O.K.}$$

$$f_l = \frac{M_w}{I_g} \cdot Y_{sl} = \frac{72.071 \times 1000000}{497060832} \times 346.0 = 50.168 \text{ MPa} < f_{sa}, \quad \text{O.K.}$$

(3) 전단력에 의한 설계

$$u = S_u / A_w = 205.517 \times 10^3 / 12456.0 = 16.50 \text{ MPa} < u_a = 110 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

(4) 합성응력 검토

$$\left(\frac{50.17}{190.00} \right)^2 + \left(\frac{16.50}{110.00} \right)^2 = 0.092 < 1.2 \quad \text{O.K.}$$

4.8. 강가로보 연결 매입앵커 검토

(1) 매입앵커의 전단 저항력

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

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

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

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

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

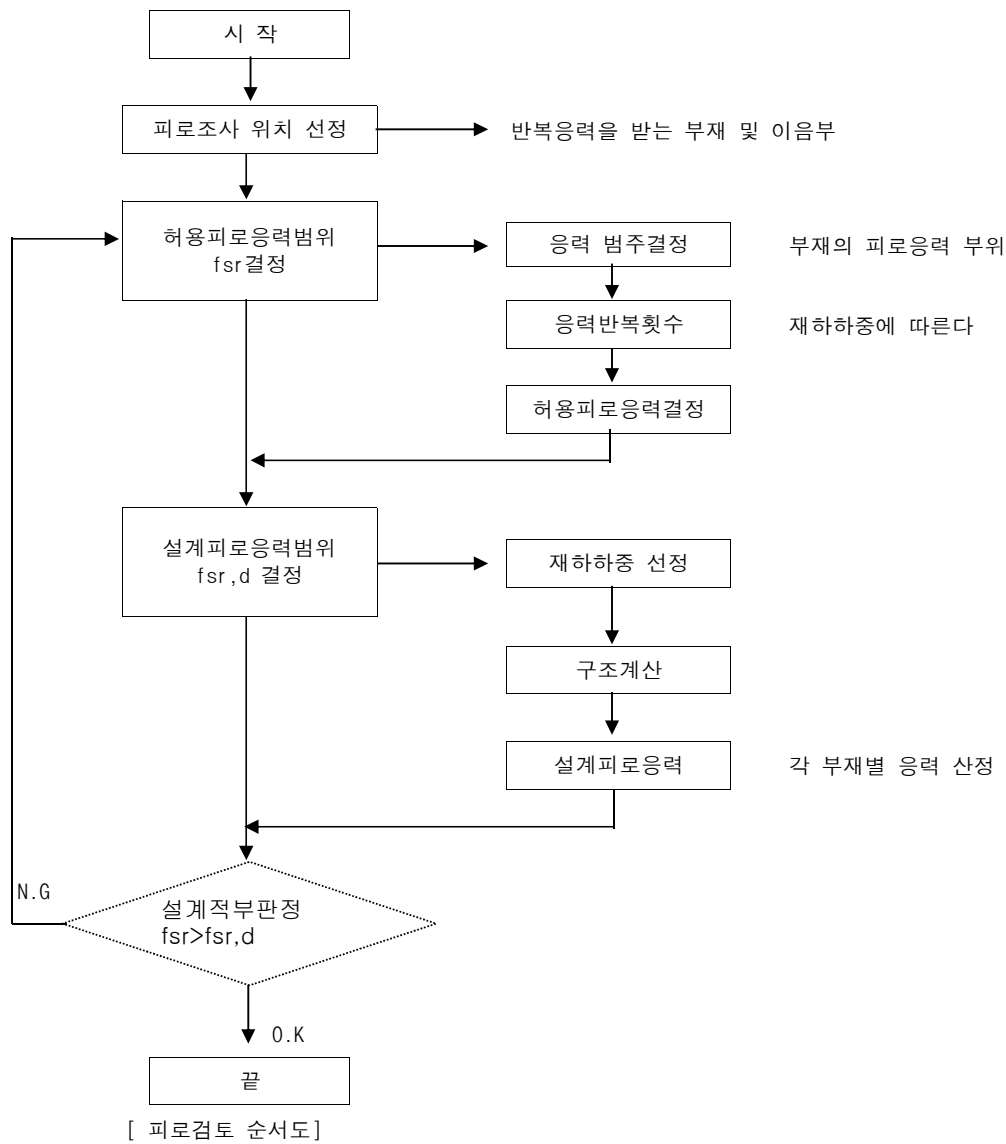
(2) 매입앵커의 전단에 대한 검토

$$F1 = 392.699 \text{ kN} > H = 205.517 \text{ kN} \rightarrow \text{O.K}$$

4.9. 피로검토 (도로교 설계기준 3.3.4.1)

4.9.1 선정기준

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



4.9.2 경로구조

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

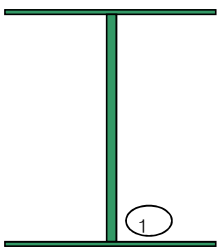
4.9.3 경로구조에 따른 허용 피로응력범위

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

4.9.4 피로조사 위치 결정

■ 다재하경로구조로 200만 회 이상 적용



1) 플랜지와 복부판의 연결부

4.9.5 허용응력범위 결정

1) 브라켓 부재

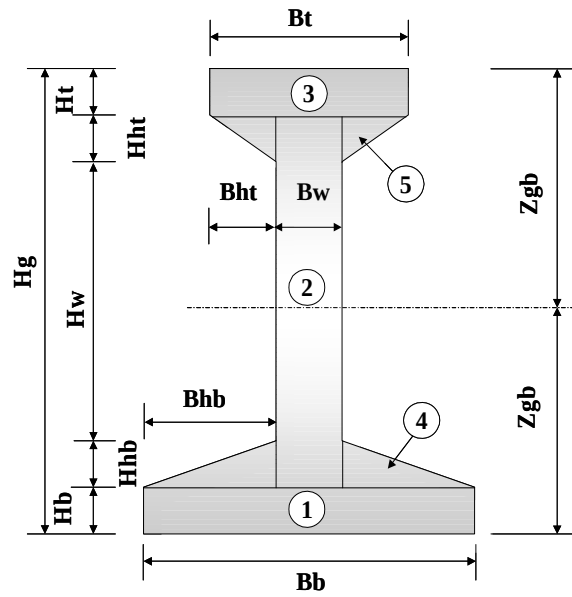
구 분	상 세 구 분	작 용 응 력	응력범주	허용응력범위 (MPa)
①	FLANGE TO WEB 연결부	인장 또는 교번	B	112

2) 브라켓 부재

위 치	$I(\text{mm}^4)$	고정하중 $M_{\max}$ (kN-m)	활하중 $M_{\max}$ (kN-m)	활하중 $M_{\min}$ (kN-m)	중심거리 (mm)	$f_{\max}$ (MPa)	$f_{\min}$ (MPa)	Δf (MPa)	허용응력 (MPa)	판 정
①	2.920E+09	146.56	284.46	0.00	400	59.0	20.1	39.0	112	0.K

5. 단 면 성 질

5.1 총 단 면

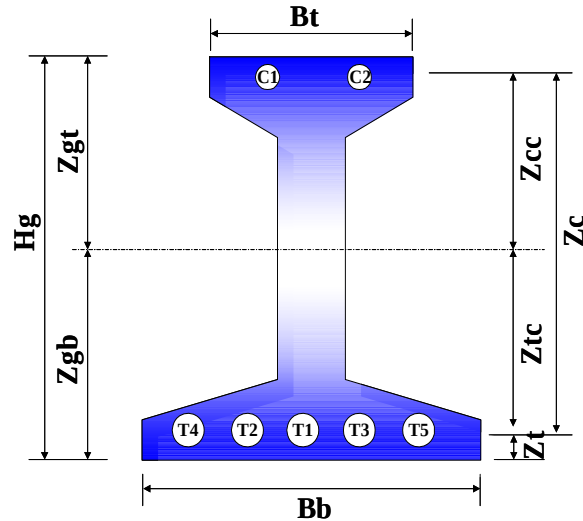


< 단위 : m >

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 × 2.100	0.42000	1.350	0.56700	0.76545	0.154350
③ 상부플랜지	0.800 × 0.200	0.16000	2.500	0.40000	1.00000	0.000533
④ 하부현치	0.450 × 0.200	0.09000	0.367	0.03300	0.01210	0.000200
⑤ 상부현치	0.300 × 0.150	0.04500	2.350	0.10575	0.24851	0.000056
Σ 합 계		1.04500	1.106	1.15525	2.03349	0.157615

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

5.2 순 단 면



▷ PS 강봉 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
C1	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
C2	55	0.00238	2.475	0.00588	0.01455	4.492E-07
Σ		0.00475	2.475	0.01176	0.02911	8.984E-07

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

▷ PS 강연선 쉬스

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	$A \times z$	$A \times z^2$	I_o
T1	70	0.00385	0.115	0.00044	0.00005	1.179E-06
T2	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T3	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T4	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
T5	90	0.00636	0.125	0.00080	0.00010	3.221E-06
Σ		0.02930	0.124	0.00362	0.00045	1.406E-05

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

▷ 순단면

< 단위 : m >

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

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

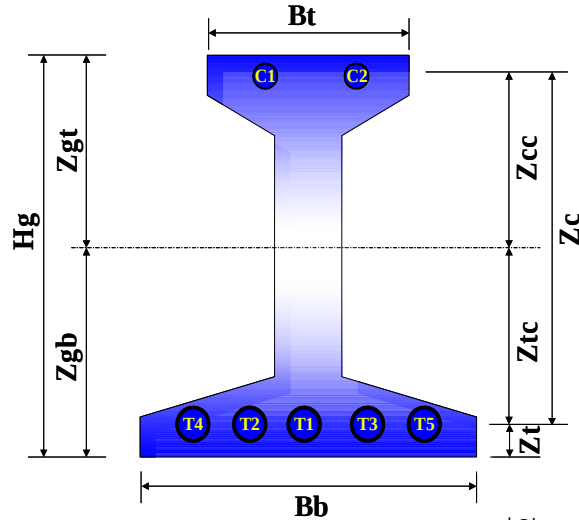
- 거더상단에서 중립축까지의 거리(z_{gt}) = $H_g - Z_{gb}$ = 1.472483 m

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

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

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

5.3 PS강재 환산단면



▷ PS 강봉

< 단위 : m >

번호	직경(mm)	A	z	A×z	A×z ²	lo
C1	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
C2	40	0.00126	2.475	0.00311	0.00770	1.257E-07
Σ		0.00251	2.475	0.00622	0.01540	2.513E-07

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

▷ PS 강연선

< 단위 : m >

번호	가닥수	A	y	A×z	A×z ²	lo
T1	7	0.00097	0.115	0.00011	0.00001	7.501E-08
T2	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T3	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T4	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
T5	16	0.00222	0.125	0.00028	0.00003	3.919E-07
Σ		0.00985	0.124	0.00122	0.00015	1.643E-06

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

▷ 단면의 합성

< 단위 : m >

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

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

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

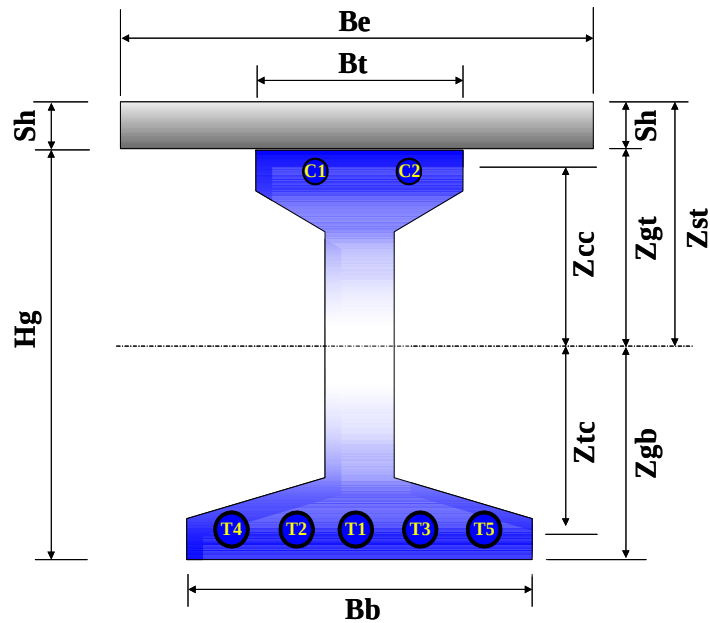
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(z_{cc}) = $z_c - z_{gb} = 1.386023 \text{ m}$

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

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

5.4 바닥판 합성단면

5.4.1 G1 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

거더 경간의 1/12 + b1 = 5.483 m

6 × 바닥판 두께 + b1 = 2.840 m

인접거더와의 순경간의 1/2 + b1 = 2.750 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.750 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\sum(A \times z) / \sum A = -1.663955$ m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = Hg - Zgb = 0.936045 m

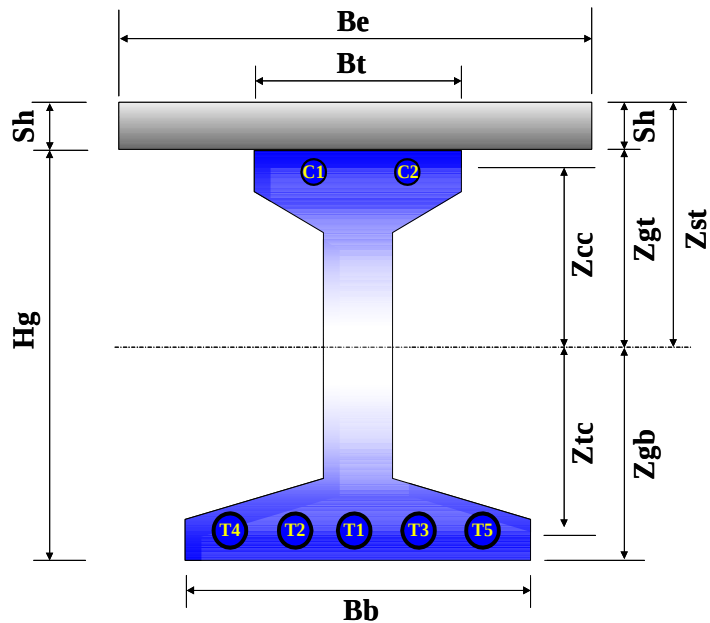
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = zc - zgb = 0.811045 m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = zgb - zt = -1.539941 m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = zgt + sh = 1.176045 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy) = $\sum lo + \sum(A \times y^2) - \sum A \times zgb^2 = 1.994437$ m⁴

5.4.2 G2~G5 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

거더 경간의 1/4 = 12.25 m

12 × 바닥판 두께 + 복부폭 = 3.080 m

양쪽 바닥판의 중심간 거리 = 2.900 m

압축플랜지의 유효폭(최소값) = 2.900 m

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A × z	A × z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.62640	2.720	1.70381	4.63436	0.003007
Σ		1.71738	1.684	2.89186	5.92812	0.971466

- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb) = $\Sigma(A \times z) / \Sigma A =$ -1.683878 m

- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt) = $H_g - Z_{gb} =$ 0.916122 m

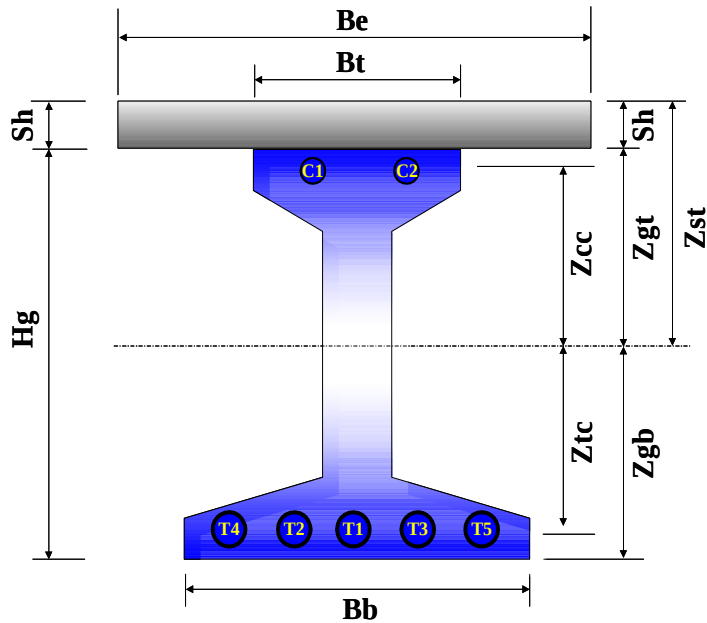
- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc) = $z_c - z_{gb} =$ 0.791122 m

- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc) = $z_{gb} - z_t =$ -1.559864 m

- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst) = $z_{gt} + sh =$ 1.156122 m

- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(I_{yy}) = $\Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times z_{gb} =$ 2.030044 m⁴

5.4.3 G6 거더



- 유효폭 산정(도로교 설계기준 4.2.2.6)

※ b1 = 복부폭을 포함한 바닥판 캔틸레버 길이 = 1.400 m

$$\text{거더 경간의 } 1/12 + b1 = 5.483 \text{ m}$$

$$6 \times \text{바닥판 두께} + b1 = 2.840 \text{ m}$$

$$\text{인접거더와의 순경간의 } 1/2 + b1 = 2.750 \text{ m}$$

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

< 단위 : m >

요 소	n	A	z	A×z	A×z ²	lo
PS강재 환산단면	1.000	1.09098	1.089	1.18805	1.29376	0.968459
바닥판	0.900	0.59400	2.720	1.61568	4.39465	0.002851
Σ		1.68498	1.664	2.80373	5.68841	0.971311

$$\text{- 거더하단에서 중립축까지의 거리(zgb)} = \Sigma(A \times z) / \Sigma A = -1.663955 \text{ m}$$

$$\text{- 거더상단에서 중립축까지의 거리(zgt)} = Hg - Zgb = 0.936045 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강봉 도심에서 중립축까지의 거리(zcc)} = zc - zgb = 0.811045 \text{ m}$$

$$\text{- PS 강연선 도심에서 중립축까지의 거리(ztc)} = zgb - zt = -1.539941 \text{ m}$$

$$\text{- 바닥판 상연에서 중립축까지의 거리(zst)} = zgt + sh = 1.176045 \text{ m}$$

$$\text{- 중립축에 대한 단면 2차모멘트(Iyy)} = \Sigma lo + \Sigma(A \times y^2) - \Sigma A \times zgb^2 = 1.994437 \text{ m}^4$$

5.5 단면성질 요약

5.5.1 G1 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

5.5.2 G2~G5 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.71738	2.030044	1.156	0.916	-1.684	0.791	-1.560

5.5.3 G6 거더

< 단위 : m >

구 분	A	l _{yy}	z _{st}	z _{gt}	z _{gb}	z _{cc}	z _{tc}
총 단 면	1.04500	0.913970		1.494	-1.106		
순 단 면	1.01095	0.876314		1.472	-1.128	1.347	-1.004
PS강재 환산단면	1.09098	0.968459		1.511	-1.089	1.386	-0.965
바닥판 합성단면	1.68498	1.994437	1.176	0.936	-1.664	0.811	-1.540

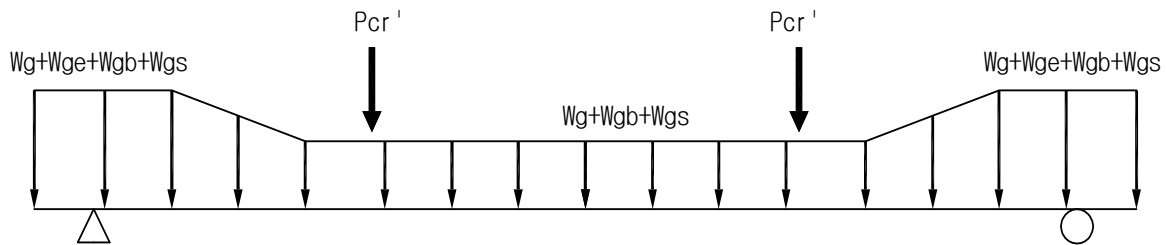
6. 설 계 하 중

6.1 거 더 자 중

6.1.1 하중산정 (모든거더에 대해 동일하게 작용)

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

6.1.2 모델링 (저항단면 : 순단면)



6.2 합성전 고정하중

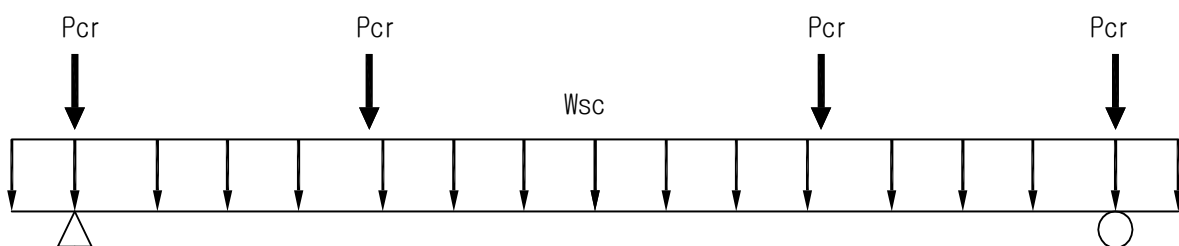
6.2.1 바닥판 콘크리트(Wsc)

- (1) G1 거더 : $0.240 \times 2.750 \times 25000 = 16500 \text{ N/m}$
- (2) G2~G5 거더 : $0.240 \times 2.900 \times 25000 = 17400 \text{ N/m}$
- (3) G6 거더 : $0.240 \times 2.750 \times 25000 = 16500 \text{ N/m}$

6.2.2 가로보 콘크리트(Pcr)

- (1) G1 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.45 \times 25000 = 24288 \text{ N}$
- (2) G2~G5 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 2.90 \times 25000 = 48575 \text{ N}$
- (3) G6 거더 : $0.300 \times 2.233 \times 1.45 \times 25000 = 24288 \text{ N}$

6.2.3 모델링 (저항단면 : PS강재 환산단면)



6.3. 합성후 고정하중(AL단계)

(1) 좌측 캔틸레버 하중

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

(2) 우측 캔틸레버 하중

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

(3) 중앙부 하중

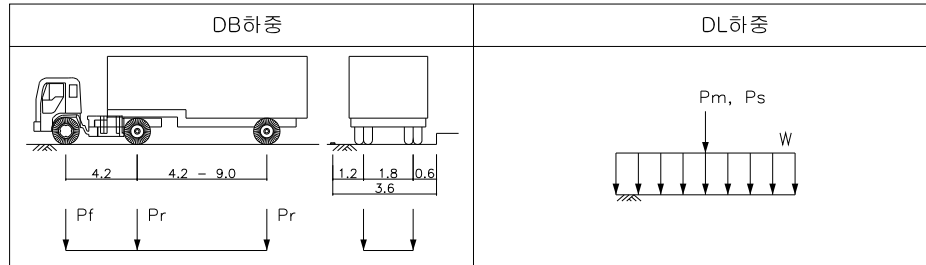
- 콘크리트포장 : $t \times w = 0.050 \times 23500 = 1175 \text{ N/m}^2$

(4) 기타 하중

	위치	하중크기
1) 중분대	8.55m	10540N/m
2) 난간(좌)	0.145m	1000N/m
3) 난간(우)	16.925m	1000N/m
4) G1RIB	1.30m	1260N/m
5) G2RIB	4.20m	870N/m
6) G3RIB	7.10m	870N/m
7) G4RIB	10.00m	870N/m
8) G5RIB	12.90m	870N/m
9) G6RIB	15.80m	1260N/m

6.4. 활하중(LL단계)

- (1) 차 로 수 : 4 차로
- (2) 차 로 폭 : 3.6 m
- (3) 적용하중(1등급)



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

7. 하중 횡분배계수의 산정

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

7.1. 분배요소의 강성 및 단면계수요약(평균치)

	주거더(g)	바닥판(s)
단면2차모멘트(I)	2.026298	0.001152
탄 성 계 수 (E)	30008	26702
전단 탄성계수(G)	12857	11440
비틀림 상수 (J)	0.027418	0.003911
요소 중심간격(V)	2.900	1.000

7.2. 격자구조의 휨강성 및 비틀림 영향계수

7.2.1. 휨강성 영향계수(Θ)

- (1) 교량폭의 1/2 ; $B_b = 8.550\text{m}$
- (2) 거더의 평균지간 ; $L = 49.000\text{m}$
- (3) 주거더의 휨강성 ; $C_x = E_g \times I_g / V_g = 20967.264$
- (4) 바닥판의 휨강성 ; $C_y = E_s \times I_s / V_s = 30.760$
- (5) 휨강성 영향계수 ; $\Theta = (B_b / L) \times \sqrt[4]{ C_x / C_y } = 0.892$

7.2.2. 비틀림강성 영향계수(α)

- (1) 주거더의 비틀림강성 ; $D_x = G_g \times J_g / V_g = 121.554$
- (2) 바닥판의 비틀림강성 ; $D_y = G_s \times J_s / V_s = 44.743$
- (3) 비틀림 영향계수 ; $\alpha = (D_x + D_y) / 2\sqrt{ C_x \times C_y } = 0.104$

7.3. Y.Guyon & C.Massonnet Method

7.3.1. a=0일 때의 영향선 종거(K0)

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

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

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

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

y : 저항폭 중심에서 분배계수를 구하는 점까지의 거리 (m)

e : 저항폭 중심에서 영향선 값을 구하는 점까지의 거리 (m)

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

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

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

7.3.2. a=1일 때의 영향선 종거(K1)

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

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

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

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

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

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

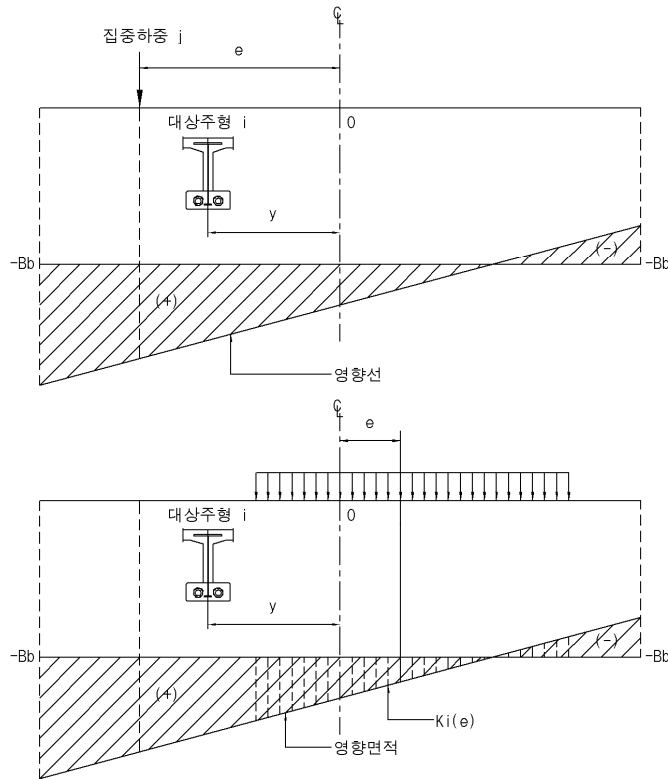
· 매트릭스 $[E]$ 에서 $\pm$ 의 부호는, $y < e$ 일 때 $-$ 를, $y \geq e$ 일 때 $+$ 를 취한다.

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

7.3.3. 임의의 a에 대한 영향선 증거(Ka)

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

7.3.4. 하중분배계수



집중하중

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

분포하중

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

7.4. 횡방향 등분점에 대한 영향선 증거

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
-1.00×Bb	-8.550	-0.008	-0.035	-0.042	0.028	0.273	0.784	1.000
-0.75×Bb	-6.412	-0.015	-0.007	0.030	0.132	0.324	0.537	1.000
-0.50×Bb	-4.275	-0.018	0.030	0.111	0.237	0.341	0.299	1.000
-0.25×Bb	-2.137	-0.008	0.085	0.207	0.317	0.268	0.130	1.000
0.00×Bb	0.000	0.034	0.168	0.298	0.298	0.168	0.034	1.000
0.25×Bb	2.137	0.130	0.268	0.317	0.207	0.085	-0.008	1.000
0.50×Bb	4.275	0.299	0.341	0.237	0.111	0.030	-0.018	1.000
0.75×Bb	6.412	0.537	0.324	0.132	0.030	-0.007	-0.015	1.000
1.00×Bb	8.550	0.784	0.273	0.028	-0.042	-0.035	-0.008	1.000

7.5. 합성후 고정하중에 대한 하중 분배계수

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
방호벽(좌)	8.365	0.763	0.277	0.037	-0.036	-0.033	-0.008	1.000
방호벽(우)	-8.365	-0.008	-0.033	-0.036	0.037	0.277	0.763	1.000
콘크리트포장	0.000	2.494	2.743	2.864	2.864	2.743	2.494	16.200
중분대	0.000	0.034	0.168	0.298	0.298	0.168	0.034	1.000
난간(좌)	8.405	0.768	0.276	0.035	-0.037	-0.033	-0.008	1.000
난간(우)	-8.375	-0.008	-0.033	-0.036	0.036	0.277	0.764	1.000
G1RIB	7.250	0.636	0.304	0.090	0.001	-0.018	-0.012	1.000
G2RIB	4.350	0.307	0.342	0.234	0.108	0.028	-0.018	1.000
G3RIB	1.450	0.092	0.236	0.324	0.238	0.109	0.001	1.000
G4RIB	-1.450	0.001	0.109	0.238	0.324	0.236	0.092	1.000
G5RIB	-4.350	-0.018	0.028	0.108	0.234	0.342	0.307	1.000
G6RIB	-7.250	-0.012	-0.018	0.001	0.090	0.304	0.636	1.000

7.6. 활하중에 대한 하중 분배계수

7.6.1. 차로별 영향선 종거

(1) DB하중

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
DB1	6.600	1.118	0.635	0.245	0.048	-0.018	-0.029	2.000
DB2	3.000	0.392	0.601	0.573	0.336	0.124	-0.025	2.000
DB3	-1.805	-0.002	0.198	0.443	0.622	0.504	0.235	2.000
DB4	-5.405	-0.034	0.020	0.135	0.363	0.669	0.846	2.000

(2) DL하중

	거더 위치(m)	G1 7.250	G2 4.350	G3 1.450	G4 -1.450	G5 -4.350	G6 -7.250	합계 (Σ)
DL1	6.600	0.559	0.319	0.122	0.023	-0.009	-0.015	1.000
DL2	3.000	0.189	0.306	0.292	0.167	0.060	-0.015	1.000
DL3	-1.805	-0.004	0.096	0.222	0.322	0.253	0.111	1.000
DL4	-5.405	-0.018	0.009	0.066	0.182	0.341	0.419	1.000

7.6.2. 하중조합에 따른 하중 분배계수

(1) DB하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DB1	1.118	0.635	0.245	0.048	-0.018	-0.029	2.000
DB2	0.392	0.601	0.573	0.336	0.124	-0.025	2.000
DB3	-0.002	0.198	0.443	0.622	0.504	0.235	2.000
DB4	-0.034	0.020	0.135	0.363	0.669	0.846	2.000
DB12	1.510	1.236	0.818	0.384	0.107	-0.054	4.000
DB13	1.116	0.833	0.689	0.671	0.486	0.206	4.000
DB14	1.084	0.655	0.381	0.412	0.652	0.818	4.000
DB23	0.391	0.799	1.016	0.958	0.628	0.209	4.000
DB24	0.358	0.621	0.708	0.699	0.794	0.821	4.000
DB34	-0.036	0.218	0.578	0.986	1.173	1.081	4.000
DB123	1.357	1.290	1.135	0.906	0.549	0.162	5.400
DB124	1.328	1.130	0.858	0.673	0.698	0.713	5.400
DB134	0.974	0.767	0.741	0.931	1.040	0.947	5.400
DB234	0.321	0.737	1.036	1.189	1.167	0.950	5.400
DB1234	1.106	1.090	1.047	1.027	0.960	0.770	6.000

(2) DL하중

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	합계
DL1	0.559	0.319	0.122	0.023	-0.009	-0.015	1.000
DL2	0.189	0.306	0.292	0.167	0.060	-0.015	1.000
DL3	-0.004	0.096	0.222	0.322	0.253	0.111	1.000
DL4	-0.018	0.009	0.066	0.182	0.341	0.419	1.000
DL12	0.749	0.625	0.415	0.190	0.051	-0.029	2.000
DL13	0.555	0.416	0.344	0.345	0.243	0.096	2.000
DL14	0.541	0.328	0.189	0.205	0.332	0.405	2.000
DL23	0.186	0.402	0.514	0.489	0.313	0.096	2.000
DL24	0.172	0.315	0.359	0.349	0.401	0.405	2.000
DL34	-0.022	0.105	0.289	0.504	0.594	0.530	2.000
DL123	0.670	0.649	0.573	0.461	0.273	0.073	2.700
DL124	0.658	0.570	0.433	0.335	0.352	0.351	2.700
DL134	0.484	0.382	0.370	0.475	0.526	0.464	2.700
DL234	0.151	0.370	0.523	0.604	0.588	0.464	2.700
DL1234	0.545	0.548	0.527	0.521	0.483	0.375	3.000

8. 설계 단면력 집계

8.1 시간중양부의 휨모멘트 집계(kN · m)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	8215.5	8215.5	8215.5	순 단 면	
합성전 고정하중	5247.9	5815.5	5247.9	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	2754.9	2930.0	2755.1	바닥판 합성단면	
DB 활하중	4180.5	3535.1	4182.1		
DL 활하중	4507.8	3773.3	4509.9		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	4507.8	3773.3	4509.9		
합 계	20726.1	20734.3	20728.4		

8.2 시간지점부의 전단력 집계(kN)

구 분	G1	G2~G5	G6	저 항 단 면	비 고
거더 자중	725.9	725.9	725.9	순 단 면	
합성전 고정하중	416.4	450.6	416.4	PS강재 환산단면	
합성후 고정하중	267.0	225.1	266.9	바닥판 합성단면	
DB 활하중	423.2	396.2	423.2		
DL 활하중	433.9	390.1	433.9		
균중하중	0.0	0.0	0.0		
MAX	433.9	396.2	433.9		
합 계	1843.1	1797.8	1843.1		

8.3 반력종합

8.3.1 시점측(단위:kN)

위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		448.106	506.992	506.992	506.992	506.992	448.106	
합성후		273.724	228.100	212.796	211.113	228.000	274.716	-
ADD		1472.322	1485.584	1470.280	1468.597	1485.484	1473.314	-
우 측 편 재 하	DB1	3.032	8.902	35.157	100.109	199.512	296.789	
	DB2	17.327	50.046	104.965	164.583	175.514	135.283	
	DB3	95.129	149.986	173.590	129.380	70.405	23.552	
	DB4	237.865	201.114	124.098	56.191	18.165	6.647	
	DB12	19.541	54.921	139.617	264.413	374.897	431.937	
	DB13	90.609	153.587	207.530	228.946	269.595	319.244	
	DB14	232.725	204.594	157.807	154.961	215.973	294.766	
	DB23	106.494	198.923	277.905	293.747	245.725	157.962	
	DB24	248.606	249.906	228.179	219.758	192.098	133.461	
	DB34	332.994	351.099	297.686	185.568	88.548	30.194	
	DB123	91.817	182.284	280.680	354.001	400.493	408.630	
	DB124	219.718	228.183	235.926	287.415	352.229	386.590	
	DB134	295.024	319.097	298.250	255.891	257.693	286.154	
	DB234	309.349	359.900	361.569	314.187	236.197	140.964	
	DB1234	254.425	302.634	326.790	336.531	346.271	339.534	
	DL1	3.690	11.357	40.081	104.066	197.000	305.762	
	DL2	22.024	51.993	101.450	156.550	170.612	145.153	
	DL3	104.058	145.616	164.763	122.614	71.284	30.121	
	DL4	246.703	197.473	123.536	58.355	21.002	8.212	
	DL12	24.595	59.566	140.900	260.205	367.464	450.735	
	DL13	99.681	151.523	203.199	225.780	267.570	333.206	
	DL14	241.612	203.257	161.731	160.673	215.781	304.844	
	DL23	119.080	195.892	265.213	278.598	241.318	172.765	
	DL24	261.058	247.642	223.761	213.539	189.576	144.422	
	DL34	350.767	343.096	288.338	180.975	92.290	38.335	
	DL123	103.389	181.697	273.368	343.787	394.194	429.836	
	DL124	231.187	228.255	236.035	285.247	347.642	404.338	
	DL134	310.937	313.922	293.755	254.737	257.995	299.870	
	DL234	328.449	353.889	349.610	302.318	234.361	155.484	
	DL1234	270.543	299.364	320.234	329.487	342.848	358.207	
좌 측 편 재 하	DB1	296.203	200.180	100.652	34.828	9.170	3.022	
	DB2	134.889	175.505	165.038	104.619	50.460	17.370	
	DB3	23.471	69.981	129.732	173.172	150.165	95.431	
	DB4	6.649	17.837	56.522	0.000	200.686	238.401	
	DB12	430.961	375.561	265.408	138.949	55.600	19.567	

좌 측 편 재 하	DB13	318.591	269.834	229.833	206.798	154.052	90.886	
	DB14	294.205	216.285	155.819	156.980	204.462	233.225	
	DB23	157.496	245.282	294.550	277.147	199.534	106.832	
	DB24	133.087	191.728	220.532	227.326	249.921	249.166	
	DB34	30.116	87.795	186.251	296.750	350.851	333.831	
	DB123	407.695	400.692	355.206	279.714	183.091	92.099	
	DB124	385.738	352.494	288.593	234.875	228.452	220.201	
	DB134	285.577	257.590	256.980	297.129	319.140	295.745	
	DB234	140.556	235.481	315.200	360.425	360.075	310.124	
	DB1234	338.764	346.173	337.776	325.601	302.994	255.054	
	DL1	304.493	198.102	104.807	39.639	11.696	3.672	
	DL2	144.497	170.662	157.242	100.974	52.535	22.054	
	DL3	30.051	70.724	123.107	164.128	145.830	104.514	
	DL4	8.228	20.576	58.801	122.794	196.742	247.771	
	DL12	448.816	368.625	261.633	139.995	60.446	24.596	
	DL13	331.891	268.100	227.000	202.143	152.110	100.082	
	DL14	303.637	216.416	161.841	160.573	202.910	242.613	
	DL23	172.058	240.789	279.775	264.110	196.682	119.538	
	DL24	143.822	189.152	214.663	222.557	247.498	262.117	
	DL34	38.281	91.304	181.914	286.960	342.579	352.290	
	DL123	428.074	394.706	345.503	271.995	182.740	103.755	
	DL124	402.672	348.248	286.915	234.571	228.458	232.093	
	DL134	298.726	258.055	256.229	292.142	313.805	312.246	
	DL234	154.888	233.468	303.771	347.956	353.954	329.809	
	DL1234	356.771	342.928	331.246	318.539	299.697	271.638	
	ENV	448.816	400.692	361.569	360.425	400.493	450.735	
	균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	MAX(Σ)	1921.138	1886.276	1831.849	1829.022	1885.977	1924.049	

8.3.2 종점측(단위:kN)

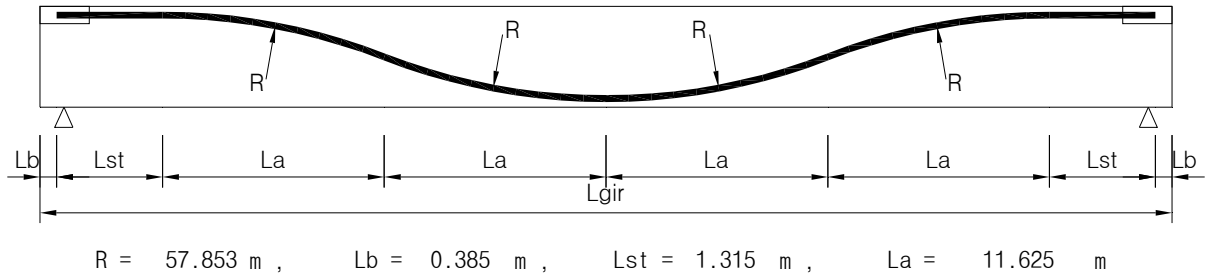
위 치		G1	G2	G3	G4	G5	G6	비 고
자 중		750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	750.492	
거푸집		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
합성전		448.106	506.992	506.992	506.992	506.992	448.106	
합성후		274.783	228.014	211.114	212.794	228.086	273.658	-
ADD		1473.381	1485.498	1468.598	1470.278	1485.570	1472.256	-
우 측 편 재 하	DB1	3.022	9.170	34.829	100.653	200.184	296.218	
	DB2	17.370	50.461	104.621	165.043	175.510	134.895	
	DB3	95.429	150.170	173.177	129.736	69.982	23.471	
	DB4	238.397	200.693	123.583	56.523	17.837	6.649	
	DB12	19.567	55.601	138.952	265.414	375.570	430.981	
	DB13	90.885	154.057	206.803	229.838	269.840	318.606	
	DB14	233.221	204.469	156.983	155.822	216.289	294.219	
	DB23	106.831	199.540	277.155	294.558	245.287	157.502	
	DB24	249.163	249.929	227.332	220.537	191.732	133.091	
	DB34	333.826	350.863	296.758	186.256	87.796	30.116	
	DB123	92.099	183.096	279.722	355.214	400.701	407.714	
	DB124	220.197	228.459	234.880	288.600	352.502	385.756	
	DB134	295.741	319.150	297.137	256.985	257.596	285.590	
	DB234	310.120	360.087	360.435	315.208	235.487	140.560	
	DB1234	255.050	303.004	325.610	337.784	346.181	338.779	
	DL1	3.672	11.696	39.639	104.807	198.102	304.497	
	DL2	22.054	52.535	100.974	157.242	170.662	144.498	
	DL3	104.514	145.831	164.127	123.107	70.724	30.051	
	DL4	247.771	196.743	122.794	58.801	20.576	8.228	
	DL12	24.596	60.447	139.995	261.633	368.625	448.821	
	DL13	100.082	152.111	202.143	227.001	268.100	331.895	
	DL14	242.613	202.911	160.573	161.841	216.416	303.641	
	DL23	119.538	196.683	264.110	279.776	240.789	172.060	
	DL24	262.117	247.500	222.557	214.663	189.152	143.824	
	DL34	352.291	342.581	286.960	181.914	91.304	38.281	
	DL123	103.755	182.741	271.995	345.504	394.706	428.079	
	DL124	232.093	228.460	234.571	286.916	348.249	402.677	
	DL134	312.246	313.808	292.142	256.230	258.056	298.729	
	DL234	329.809	353.957	347.955	303.772	233.469	154.889	
	DL1234	271.638	299.699	318.539	331.246	342.928	356.775	
좌 측 편 재 하	DB1	296.784	199.519	100.111	35.157	8.902	3.032	
	DB2	135.282	175.521	164.588	104.968	50.047	17.327	
	DB3	23.552	70.407	129.384	173.594	149.990	95.132	
	DB4	6.647	18.166	56.192	124.101	201.119	237.877	
	DB12	431.930	374.910	264.420	139.620	54.922	19.541	

좌 측 편 재 하	DB13	319.239	269.604	228.952	207.535	153.591	90.612	
	DB14	294.761	215.980	154.965	157.810	204.598	232.736	
	DB23	157.960	245.733	293.756	277.912	198.927	106.497	
	DB24	133.459	192.104	219.764	228.184	249.912	248.617	
	DB34	30.194	88.550	185.573	297.694	351.108	333.009	
	DB123	408.624	400.506	354.011	280.687	182.288	91.820	
	DB124	386.584	352.241	287.422	235.931	228.188	219.728	
	DB134	286.149	257.701	255.897	298.257	319.104	295.037	
	DB234	140.963	236.205	314.196	361.578	359.909	309.361	
	DB1234	339.529	346.283	336.540	326.798	302.641	254.436	
	DL1	305.762	197.001	104.066	40.081	11.357	3.690	
	DL2	145.153	170.613	156.550	101.450	51.993	22.024	
	DL3	30.121	71.284	122.614	164.764	145.616	104.059	
	DL4	8.212	21.002	58.355	123.536	197.473	246.706	
	DL12	450.735	367.467	260.205	140.900	59.566	24.595	
	DL13	333.206	267.572	225.780	203.200	151.523	99.682	
	DL14	304.844	215.783	160.673	161.732	203.257	241.614	
	DL23	172.765	241.319	278.598	265.213	195.892	119.081	
	DL24	144.422	189.577	213.538	223.761	247.642	261.061	
	DL34	38.335	92.290	180.975	288.338	343.096	350.771	
	DL123	429.837	394.197	343.787	273.368	181.697	103.389	
	DL124	404.338	347.645	285.247	236.035	228.255	231.189	
	DL134	299.870	257.997	254.737	293.755	313.922	310.941	
	DL234	155.484	234.363	302.318	349.610	353.889	328.452	
	DL1234	358.207	342.851	329.487	320.235	299.365	270.546	
	ENV	450.735	400.506	360.435	361.578	400.701	448.821	
	균 중	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
	MAX(Σ)	1924.116	1886.004	1829.033	1831.856	1886.271	1921.077	

9. 프리스트레스

9.1 마찰에 의한 손실

(1) 일체긴장 강연선(T1)



▷ 지간중양부의 접선변화각 누계

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

▷ 지간중양부까지의 강선길이

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

▷ 마찰손실량 산정

- 곡률마찰계수 (μ) = 0.250

- 파상마찰계수 (κ) = 0.005

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-(\mu \alpha + \kappa x)}] = 286865 \text{ N}$$

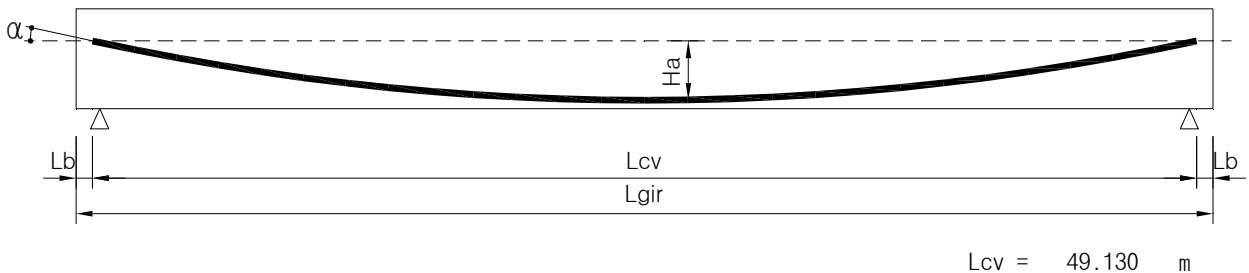
(2) 일체긴장 강봉 (C1, C2 압축 PS강봉은 직선으로 배치되어 있으므로 곡률마찰손실은 없다.)

- 지간중양부까지의 강봉길이(x) = 24.565 m

- 파상마찰계수 (κ) = 0.008

$$\Delta Ppf = Po - Px = Po \cdot [1 - e^{-\kappa x}] = 254242 \text{ N}$$

(3) 일반 강연선(T2 ~ T5)



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

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

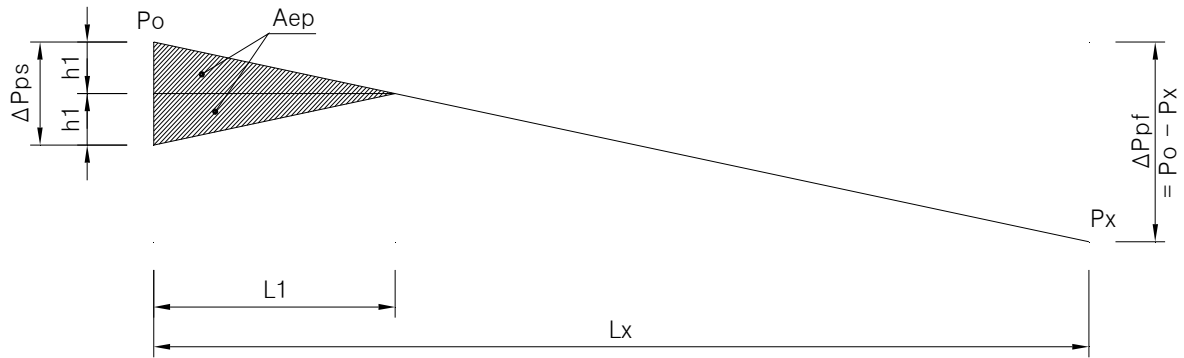
▷ 강선의 총길이(Lt) = $Lcv + \frac{8 Ha^2}{3 Lcv} - \frac{32 Ha^4}{5 Lcv^3}$

▷ 지간중양부까지의 강선길이(x) = $Lt / 2$

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

	Ha	a	α (rad)	Lt	x	μ	κ	ΔPpf
T2	1.625	0.002693	0.13154	49.273	24.636	0.250	0.005	471786
T3	1.125	0.001864	0.09134	49.199	24.599	0.250	0.005	443049
T4	0.625	0.001036	0.05084	49.151	24.576	0.250	0.005	413995
T5	0.125	0.000207	0.01018	49.131	24.565	0.250	0.005	384717

9.2 정착장치 활동에 의한 손실



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

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

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

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

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

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

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

단위	L_x	p	A_{ep}	L_1	ΔP_{ps}	ΔP_{px}
	m	N/m	N · m	m	N	N
C1	24.565	5175	1508400	17.073	176701	0
C2	24.565	5175	1508400	17.073	176701	0
T1	24.724	11603	1165080	10.021	232533	0
T2	24.636	19150	2663040	11.792	451650	0
T3	24.599	18011	2663040	12.160	438009	0
T4	24.576	16846	2663040	12.573	423608	0
T5	24.565	15661	2663040	13.040	408439	0

9.3 콘크리트의 탄성변형에 의한 손실

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

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

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

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

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

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

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

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

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

	P_o	ΔP_{pf}	ΔP_{px}	P_r	e	긴장 순서
T2	3265000	-471786	0	2793214	-1.002517	4
T3	3265000	-443049	0	2821951	-1.002517	1
T4	3265000	-413995	0	2851005	-1.002517	2
T5	3265000	-384717	0	2880283	-1.002517	3

	f_{psi}	$\sum f_{psi}$	f_{sw}/N	f_{cir}	Δf_{pe}	ΔP_{pe}
T3	6.028	18.209	-2.350	15.859	109.112	242.141
T4	6.090	12.119	-2.350	9.769	67.213	149.159
T5	6.152	5.966	-2.350	3.616	24.881	55.215
T2	5.966	0.000	-2.350	-2.350	-16.166	-35.875
Σ	24.237	36.294	-9.399	26.895	185.040	410.640

Δf_{pe} 의 평균치 : 46.260 MPa

ΔP_{pe} 의 평균치 : 102.660 kN

9.4 프리스트레싱에 의한 단면력 요약(지간중앙부)

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

	초기긴장력	마찰손실력	활동손실력	탄성손실력	순 긴장력	편심거리	휨모멘트
	Po (N)	Ppf (N)	Pps (N)	Ppe (N)	Pnet (N)	e (m)	M (N · m)
C1	-712500	127121	0	0	-585379	1.34748	-788789
C2	-712500	127121	0	0	-585379	1.34748	-788789
PS강봉 소계(압축)					-1170758	1.34748	-1577578
T1	1425000	-286865	0	0	1138135	-1.01252	-1152381
T2	3265000	-471786	0	35875	2829089	-1.00252	-2836208
T3	3265000	-443049	0	-242141	2579810	-1.00252	-2586302
T4	3265000	-413995	0	-149159	2701846	-1.00252	-2708645
T5	3265000	-384717	0	-55215	2825068	-1.00252	-2832177
PS강연선 소계(인장)					12073948	-1.00383	-12115713

10. 응력검토

10.1 G1거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet	e	M	저항단면
			(kN)	(m)	(kN · m)	
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5247.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2754.90	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4507.80	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.1.1 자중에 의한 응력산정

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

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

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

10.1.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(Pn) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.1.3 합성전 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5247.90}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{bl}	MPa	2.392	1.904	2.116	-3.761	11.868	-22.533	

10.1.4 합성후 고정 하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2754.90}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{al}	MPa	1.462	1.164	1.293	-2.298	7.253	-13.771	

10.1.5 활하중에 의한 응력산정

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4507.8 + 0}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{ll}	MPa	2.392	1.904	2.116	-3.761	11.868	-22.533	

10.1.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{552.0}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	

10.1.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 17.06 - 7 \times 7.36 = 153.227 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26.47 + -9.41 = 17.06 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.23 + -2.13 = -7.36 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

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

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5248}{0.96846} \cdot -0.965 = -5.229 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2755}{1.99444} \cdot -1.540 = -2.127 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -153.227 \times 0.0098 = -1508.933 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1508.933}{1.6850} + n \cdot \frac{2323.668}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	

10.1.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (465.70 + 48.62 + 7.25) \times 0.03 = 15.647 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = -15.647 \times 0.0025 = -39.337 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-39.337}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.904}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	

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	295.463	0.000	36.400	153.227	4.836
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	153.227	9.021
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	153.227	22.455
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	153.227	19.181
T5	0.002219	173.3585	-24.881	36.400	153.227	15.872
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	766.135	71.365
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	153.227	14.273

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.273 \times 0.0098 = -140.56 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-140.56}{1.6850} + n \cdot \frac{216.45}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{rgs}	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	

10.1.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 9.6846E+11 / 27804.0636 \times 2851200000 = 377.379 \\
 B &= 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014 \\
 &= 10.417 \\
 P &= (1383.68 + 1153.56858) / 2 \times (138.7 \times 71) \\
 &= 12493031 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1715178.111 \text{ N} \\
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -204333.944 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 116447.630 \text{ N} \\
 M_s &= \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13471.762 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 2.825 \text{ MPa}$$

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

$$= 2.950 \text{ MPa}$$

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

$$= -5.935 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.572 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.175 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.217 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.402 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.106 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	2.825	2.950	-5.935	1.572	-5.444	1.393	
f _{sh2}	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f ₂	MPa	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	

(+):압축, (-):인장

10.2 G2~G5거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5815.50	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2930.00	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			3773.30	
균중하중		gj			0.00	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.2.1 자중에 의한 응력산정

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

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

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

10.2.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = P_{C1} + P_{C2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.2.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5815.50}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{bl}	MPa			9.074	-6.539	53.883	-37.514	

10.2.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2930.00}{2.03004} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
f _{al}	MPa	1.502	1.190	1.322	-2.430	7.392	-14.575	

10.2.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{3773.3 + 0}{2.03004} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
f _{ll}	MPa	1.934	1.533	1.703	-3.130	9.520	-18.770	

10.2.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.7174} + n \cdot \frac{552.0}{2.0300} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fsh	MPa	0.095	0.036	0.040	-0.667	0.041	4.097	

10.2.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cd} = 12 \times 17.06 - 7 \times 8.02 = 148.600 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26 + -9.41 = 17.06 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.79 + -2.22 = -8.02 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

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

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5816}{0.96846} \cdot -0.965 = -5.795 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2930}{2.03004} \cdot -1.540 = -2.223 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -148.600 \times 0.0098 = -1463.363 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1463.363}{1.7174} + n \cdot \frac{2253.493}{2.0300} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
fcr	MPa	0.388	0.148	0.165	-2.721	0.169	16.727	

10.2.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (465.70 + 53.88 + 7.39) \times 0.03 = 15.809 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 15.809 \times 0.0025 = -39.744 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-39.744}{1.7174} + n \cdot \frac{-32.234}{2.0300} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
f _{rgb}	MPa	-0.037	-0.034	-0.038	0.004	-0.231	0.011	

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	295.463	0.000	36.400	148.600	5.068
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	148.600	9.252
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	148.600	22.686
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	148.600	19.413
T5	0.002219	173.359	-24.881	36.400	148.600	16.103
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	742.998	72.521
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	148.600	14.504

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.504 \times 0.0098 = -142.83 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-142.83}{1.7174} + n \cdot \frac{219.96}{2.0300} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.156	0.916	0.916	-1.684	0.791	-1.560	
f _{rgs}	MPa	0.038	0.014	0.016	-0.266	0.017	1.633	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.0028512 = 377.379 \\
 B &= 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014 \\
 &= 10.417 \\
 P &= (1383.68 + 1158.5298) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12517460 \text{ N} \\
 K &= \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792 \\
 K' &= \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500 \\
 \text{여기서, } \phi_{\infty} &= 3.800 \text{ (콘크리트 초기재령 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)} \\
 \phi_t &= 2.400 \text{ (바닥판 합성후 ~ } T=\infty \text{까지의 크리프 계수)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1850191.115 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep3} - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep3} \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -221109.940 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 116447.630 \text{ N} \\
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13471.762 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 3.076 \text{ MPa}$$

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

$$= 3.153 \text{ MPa}$$

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

$$= -6.403 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.696 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.175 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.217 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.402 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.106 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	3.076	3.153	-6.403	1.696	-5.873	1.503	
f _{sh2}	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f ₂	MPa	2.901	2.936	-6.001	1.590	-5.504	1.409	

10.3 G6거더 응력산출

▶ 하중단계별 휨모멘트 요약

		기호	Pnet (kN)	e (m)	M (kN · m)	저항단면
거더 자중		sw			8215.50	순단면(net)
PS	강봉	gb	-1171	1.347	-1577.58	
	강선	gs	12074	-1.004	-12115.71	
합성전 고정하중		bl			5247.90	PS강재 환산단면(conv)
합성후 고정하중		al			2755.10	바닥판 합성단면(comp)
최대활하중		ll			4509.90	
균중하중		gj			0	

※ Pnet : 즉시손실을 고려한 순긴장력(도입긴장력)

10.3.1 자중에 의한 응력산정

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

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

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

10.3.2 프리스트레스 도입량 산정

▷ 거더에 축력을 작용시키는 강선의 순긴장력(P_n) = P_{c1} + P_{c2} + P_{T1} + P_{T2} + P_{T3} + P_{T4} + P_{T5} = 10903 kN

▷ PS강재의 응력산정식(강재기준으로 보면 Pnet와 반대방향으로 하중이 작용하므로)

$$f_{gb} = \frac{P_{net}}{A_{gb}} = \frac{1171}{0.002514} = 465.695 \text{ MPa}$$

$$f_{gs} = \frac{P_{net}}{A_{gs}} = \frac{-12074}{0.0098477} = -1226.068 \text{ MPa}$$

▷ 거더의 응력산정식

$$f_{ps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot y$$

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
y	m			1.472	-1.128	1.347	-1.004	
f _{ps}	MPa			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	

10.3.3 합성전 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{bl} = n \cdot \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = n \cdot \frac{5247.90}{0.96846} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n				1.000		6.474	6.474	
y	m			1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{bl}	MPa			8.188	-5.901	48.624	-33.852	

10.3.4 합성후 고정하중에 의한 응력산정

$$f_{al} = n \cdot \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{2755.10}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{al}	MPa	1.462	1.164	1.293	-2.299	7.253	-13.772	

10.3.5 활하중에 의한 응력산정(균중하중 포함)

$$f_{ll} = n \cdot \frac{M_{ll} + M_{gj}}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{4509.9 + 0}{1.99444} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{ll}	MPa	2.393	1.905	2.117	-3.763	11.873	-22.544	

10.3.6 건조수축에 의한 손실

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

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

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

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

$$f_{sh} = n \cdot \frac{\Delta P_{sh}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{sh} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-358.5}{1.685} + n \cdot \frac{552.0}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fsh	MPa	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	

10.3.7 크리프에 의한 손실

$$\Delta f_{cr} = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cds} = 12 \times 17.06 - 7 \times 7.36 = 153.226 \text{ Mpa}$$

$$f_{cir} = (f_{cgb} + f_{cgs}) + f_{csw} = f_{cps} + f_{csw} = 26.47 + -9.41 = 17.06 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = f_{cbl} + f_{cal} = -5.23 + -2.13 = -7.36 \text{ Mpa}$$

$$f_{cps} = \frac{P_n}{A_{net}} + \frac{M_{gb} + M_{gs}}{I_{net}} \cdot y = \frac{10903}{1.011} + \frac{-13693}{0.87631} \cdot -1.004 = 26.471 \text{ MPa}$$

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

$$f_{cbl} = \frac{M_{bl}}{I_{conv}} \cdot y = \frac{5248}{0.96846} \cdot -0.965 = -5.229 \text{ MPa}$$

$$f_{cal} = \frac{M_{al}}{I_{comp}} \cdot y = \frac{2755}{1.99444} \cdot -1.540 = -2.127 \text{ MPa}$$

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

$$\Delta P_{cr} = \Delta f_{cr} \cdot A_{gs} = -153.226 \times 0.0098 = -1508.923 \text{ kN}$$

$$f_{cr} = n \cdot \frac{\Delta P_{cr}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{cr} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-1508.923}{1.6850} + n \cdot \frac{2323.651}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
fcr	MPa	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	

10.3.8 강봉의 릴렉сей션

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

$$= (465.70 + 48.62 + 7.25) \times 0.03 = 15.647 \text{ Mpa}$$

$$\Delta P_{rgb} = \Delta f_{rgb} \cdot A_{gb} = 15.647 \times 0.0025 = -39.337 \text{ kN}$$

$$f_{rgb} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgb}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgb} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-39.337}{1.6850} + n \cdot \frac{-31.904}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{rgb}	MPa	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	

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	295.463	0.000	36.400	153.226	4.836
T2	0.002219	212.593	16.166	36.400	153.226	9.021
T3	0.002219	199.644	-109.112	36.400	153.226	22.455
T4	0.002219	186.552	-67.213	36.400	153.226	19.181
T5	0.002219	173.359	-24.881	36.400	153.226	15.872
Σ	0.009848	1067.609	-185.040	182.000	766.129	71.365
avg	0.001970	213.522	-37.008	36.400	153.226	14.273

$$\Delta P_{rgs} = \Delta f_{rgs} \cdot A_{gs} = -14.273 \times 0.0098 = -140.56 \text{ kN}$$

$$f_{rgs} = n \cdot \frac{\Delta P_{rgs}}{A_{comp}} + n \cdot \frac{\Delta P_{rgs} \times e}{I_{comp}} \cdot y = n \cdot \frac{-140.56}{1.6850} + n \cdot \frac{216.45}{1.9944} \cdot y$$

y : 중립축에서의 거리, n : 탄성계수비

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
n		0.9		1.000		6.474	6.474	
y	m	1.176	0.936	0.936	-1.664	0.811	-1.540	
f _{rgs}	MPa	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	

9.2.10 2차응력검토

(1) 크리프에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 m &= E_{c1} \times I_{c1} / (E_{c2} \times I_{c2}) \\
 &= 30891.0501 \times 0.96845937 / 27804.0636 \times 0.0028512 = 377.379 \\
 B &= 1 + m = 1 + 377.379 = 378.379 \\
 C &= Y_1' - m \times Y_2 = 1.51102318 - 377.379 \times 0.12 = -43.774 \text{ m} \\
 F &= Y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \times \gamma_{c2}^2 + m \times Y_2^2 \\
 &= 2.283 + 0.888 + 377.379 \times 0.005 + 377.379 \times 0.014 \\
 &= 10.417
 \end{aligned}$$

$$P = (1383.68 + 1153.56974) / 2 \times 138.7 \times 71 = 12493037 \text{ N}$$

$$K = \phi_{\infty} / (1 + \phi_{\infty}) = 0.792$$

$$K' = \phi_t / (1 + \phi_{\infty}) = 0.500$$

여기서, $\phi_{\infty} = 3.800$ (콘크리트 초기재령 ~ T=∞까지의 크리프 계수)
 $\phi_t = 2.400$ (바닥판 합성후 ~ T=∞까지의 크리프 계수)

$$\begin{aligned}
 N_{\phi} &= - K' / (C^2 - BF) \\
 &\times [P \{ B (Y_1' \text{ ep}3 - \gamma_{c1}^2) - C \text{ ep}3 \} \\
 &+ M_{d1} \times (C - B Y_1')] \\
 &- K / (C^2 - BF) \times M_{d2} (C - B Y_1') \\
 &= -1715177.748 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\phi} &= - K' / (BF - C^2) \\
 &\times [P \{ C (Y_1' \text{ ep}3 - \gamma_{c1}^2) - F \text{ ep}3 \} \\
 &+ M_{d1} \times (F - C Y_1')] \\
 &- K / (BF - C^2) \times M_{d2} (F - C Y_1') \\
 &= -204333.894 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 단면력 계산

$$\begin{aligned}
 N_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (B / (BF - C^2)) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 116447.630 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \times (C / (C^2 - (BF))) \times (1 / (1 + \phi_{\infty})) \\
 &= 13471.762 \text{ N.m}
 \end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 2차 응력

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

$$= 2.825 \text{ MPa}$$

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

$$= 2.950 \text{ MPa}$$

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

$$= -5.935 \text{ MPa}$$

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

$$= 1.572 \text{ MPa}$$

(4) 건조수축에 의한 2차 응력

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

$$= -0.175 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.217 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.402 \text{ MPa}$$

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

$$= -0.106 \text{ MPa}$$

(5) 2차 응력 집계

	단위	바닥판		거더		PS 강재		비고
		상면	하면	상면	하면	강봉	강선	
y	m	0.12	-0.12	1.511	-1.089	1.386	-0.965	
f _{cr2}	MPa	2.825	2.950	-5.935	1.572	-5.444	1.393	
f _{sh2}	MPa	-0.175	-0.217	0.402	-0.106	0.369	-0.094	
f ₂	MPa	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	

11.1 G1거더 응력산출

▷ 유효율 : 0.834

(+):압축, (-):인장

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-585.379	-585.379	1138.135	2829.089	2579.810	2701.846	± 2825.068
A _P	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	± 0.0022
f _{ps}	(MPa)	-465.695	-465.695	1172.248	1274.824	1162.496	1217.486	± 1273.012
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.000
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.2 G2~G5거더 응력산출

1) G2~G5거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.837

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	
계				1.581	17.833	465.695	-1226.068	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	9.074	-6.539	53.883	-37.514	
4	fal	1.502	1.190	1.322	-2.430	7.392	-14.575	
5	fll	1.934	1.533	1.703	-3.130	9.520	-18.770	
6	fsh	0.095	0.036	0.040	-0.667	0.041	4.097	
7	fcr	0.388	0.148	0.165	-2.721	0.169	16.727	
8	frgb	-0.037	-0.034	-0.038	0.004	-0.231	0.011	
9	frgs	0.038	0.014	0.016	-0.266	0.017	1.633	
10	f2	2.901	2.936	-6.001	1.590	-5.504	1.409	
계		6.821	5.824	7.862	3.674	530.982	-1273.051	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

구 분		C1	C2	T1	T2	T3	T4	T5
강선수	(EA)			7	16	16	16	16
P _{CT}	(kN)	-585.379	-585.379	1138.135	2829.089	2579.810	2701.846	2825.068
A _p	(m ²)	0.00126	0.00126	0.00097	0.00222	0.00222	0.00222	0.00222
f _{ps}	(MPa)	-465.695	-465.695	1172.248	1274.824	1162.496	1217.486	1273.012
응 력 검 토		± 777.00	± 777.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00	± 1312.00
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K

11.3 G6거더 응력산출

1) G6거더 중앙부 응력검토

▷ 유효율 : 0.834

하중 단계		바닥판		거더		PS 강재		비고
		상연	하연	상연	하연	강봉	강선	
1	fsw			13.805	-10.571	0.000	0.000	
2	fps			-12.224	28.404	465.695	-1226.068	
계				1.581	17.833	465.695	-1226.068	
응력 검토				-1.410	19.200	± 777.00	± 1312.00	
				0.K	0.K	0.K	0.K	
3	fbl	0.000	0.000	8.188	-5.901	48.624	-33.852	
4	fal	1.462	1.164	1.293	-2.299	7.253	-13.772	
5	fil	2.393	1.905	2.117	-3.763	11.873	-22.544	
6	fsh	0.101	0.042	0.046	-0.673	0.076	4.137	
7	fcr	0.427	0.176	0.195	-2.834	0.320	17.413	
8	frgb	-0.038	-0.034	-0.038	0.003	-0.235	0.008	
9	frgs	0.040	0.016	0.018	-0.264	0.030	1.622	
10	f2	2.650	2.733	-5.532	1.466	-5.075	1.299	
계		7.036	6.001	7.867	3.568	528.561	-1271.757	
응력 검토		10.800	-2.598	18.000	-3.162	± 777.00	± 1312.00	
		0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	0.K	

(+):압축, (-):인장

2) 내측거더 강선 응력검토(사용하중 상태)

[illegible]

12. 처짐 검토

12.1 하중 단계별 처짐

▷ 최대처짐(δ) = 하중에 의한 처짐 + 프리스트레스에 의한 처짐

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

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

(1) G1 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5247.90	30891	0.9685	43.87
합성후 고정하중	1658.70	30891	1.9944	7.01
프리스트레스 도입직후	-13693.29	30891	0.8763	-126.51
프리스트레스 손실	2419.99	30891	1.9944	9.82
활하중	4507.80	30891	1.9944	18.30

(2) G2~G5 거더 처짐

하 중	휨모멘트 M	탄성계수 E	단면2차모멘트 I	처 짐 δ
	(kN · m)	(MPa)	(m ⁴)	(mm)
거더 자중	8215.50	30891	0.8763	75.90
합성전 고정하중	5815.50	30891	0.9685	48.62
합성후 고정하중	2930.00	30891	2.0300	12.17
프리스트레스 도입직후	-13693.29	30891	0.8763	-126.51
프리스트레스 손실	2419.99	30891	1.9944	9.82
활하중	3773.30	30891	1.9944	15.32

12.2 크리프에 의한 처짐

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

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

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

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

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

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

$$= 259.443 \text{ mm}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.718 \times 0.48 = 0.825$$

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

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

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

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

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

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

$$= 259.443$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.157 \times 0.98 = 1.134$$

(3) G1 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -126.51) = -41.75 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 43.87 + 7.01 + -116.69) \\ &= 11.45 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) G2~G5 거더

1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 1} &= \Phi_b \times (\delta_{do} + \delta_{ps}) \quad (\Phi_b = 0.825) \\ &= 0.825 \times (75.90 + -126.51) = -41.75 \text{ mm}\end{aligned}$$

2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

$$\begin{aligned}\delta_{\phi 2} &= \Phi_t \times (\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe}) \quad (\Phi_t = 1.134) \\ &= 1.134 \times (75.90 + 48.62 + 12.17 + -116.69) \\ &= 22.68 \text{ mm}\end{aligned}$$

12.3 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분	G1 거더	G2~G5 거더	비 고
프리스트레스 도입직후	-50.61	-50.61	$\delta_{do} + \delta_{ps}$
바닥판 타설 전	-92.36	-92.36	
바닥판 타설 후	-48.49	-43.75	$\delta_{do} + \delta_{ps} + \delta_{d1} + \delta_{\phi 1}$
고정하중 작용시	-20.20	0.93	$\delta_{do} + \delta_{d1} + \delta_{d2} + \delta_{pe} + \delta_{\phi 1} + \delta_{\phi 2}$
활하중에 의한 처짐량	18.30	15.32	

12.4 활하중에 의한 처짐 검토

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

(1) G1 거더

$$\delta_v = 18.30 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

(2) G2~G5 거더

$$\delta_v = 15.32 < \delta_a = 61.25 \text{ ----- } \mathbf{O.K}$$

13. 휨강도의 검토

13.1 거더

1) 극한모멘트 (Factored Moment)

$$M_u = 1.3 MD + 2.15 ML = 30775560.0 \text{ N} \cdot \text{m}$$

2) 단면 제원

$$\begin{aligned} b &= 2900.0 \text{ mm} && (\text{압축 플랜지의 폭}) \\ d_p &= 2716.0 \text{ mm} \\ A_{p1} &= 0.0098477 \text{ m}^2 = 9847.7 \text{ mm}^2 && (\text{강연선 총면적}) \\ A_{p2} &= 0.002514 \text{ m}^2 = 2514 \text{ mm}^2 && (\text{강봉 총면적}) \\ F_{ck} &= 27 \text{ MPa} && (\text{슬래브 콘크리트 강도}) \\ F_{ck} &= 40 \text{ MPa} && (\text{빔 콘크리트 강도}) \\ F_{put} &= 1900 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyt} &= 1600 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \\ F_{puc} &= 1050 \text{ MPa} && (\text{극한인장강도}) \\ F_{pyc} &= 950 \text{ MPa} && (\text{항복강도}) \end{aligned}$$

3) 계수 산정

$$\begin{aligned} r_{p1} &= 0.28 && (0.40\text{-응력제거강재}, 0.28\text{-저릴랙세이션강재}, 0.55\text{-강봉}) \\ \beta_1 &= 0.85 - [0.007 \times (F_{ck} - 28)] = 0.857 \\ \rho_{p1} &= A_p / (b \times d_p) = 0.001250 \end{aligned}$$

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

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

$$F_{ps} = F_{put} \times [1 - (r_{p1} / \beta_1) \times \rho_{p1} \times (F_{put} / F_{ck})] = 1845.4 \text{ MPa}$$

5) 해석단면 결정

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

6) 최대 PS 강재량 검토

$$\begin{aligned} \text{강재지수}(q_p) &= \rho_p \times F_{ps} / F_{ck} = 0.085 \\ q_p (=0.085) &< 0.36 \times \beta_1 (=0.309) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

7) 극한 저항 모멘트 검토

$$\begin{aligned} \Phi \cdot M_n &= \Phi [A_{pw} \times F_{ps} \times d_p \times (1 - 0.59 \times A_{pw} \times F_{ps} / (b_o \times d_p \times F_{ck})) \\ &\quad + 0.85 \times F_{ck} (b - b_o) \times t \times (d_p - 0.5 t)] = 60821.27 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \Phi \cdot M_n (=60821.268) &> M_u (=30775.56) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

8) 균열 모멘트 검토

$$\begin{aligned} 1.2 \cdot M_{cr} &= Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck} + f_{be}} - f_d) = -34366.816 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ f_{pe} &= 23.680 \text{ MPa} \\ f_d &= M_{d1} / Z_{bo} = -10.571 \text{ MPa} \\ Z_{bo} &= I_{co} / Y_{bo} = -0.777 \text{ m}^3 \\ 1.2 \cdot M_{cr} &(-34366.816) < \Phi \cdot M_n (=60821.268) && \text{----- 0.K} \end{aligned}$$

14. 전단 검토

14.1 수직 전단 검토 (단부)

14.1.1 G6 거더

▷ 전단력이 가장 크게 발생하는 지점부에서 검토

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	725.88	5.54
합성전	416.39	1.67
합성후	266.97	5.92
활하중	433.89	19.19

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2764.9 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12646.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.680 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 51.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

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

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1821.23 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 451755.87 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1473.37 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 451755.87 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 10670734 \text{ N} = 10670.73 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10419638 / 1010953 = 10.307 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p \text{ : 수직분력)} = 9248880 \times 0.2675 = 2473628.10 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 10670.7 \text{ kN}$$

$$3) \phi V_c = 0.80 \times 10670.7 = 8536.6 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c = 4,268.294 \text{ kN}$$

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

14.2 수직 전단 검토 (0.85m ~ 4.85m)

14.2.1 G6 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	695.79	385.42
합성전	407.32	224.85
합성후	260.05	139.01
활하중	425.29	220.39

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + I) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 2686.5 \text{ kN}$$

(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)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12646.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.680 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_I = 946.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

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

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_I = 1781.95 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 24627.69 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 24627.69 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4522904.67 \text{ N} = 4522.90 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10419638 / 1010953 = 10.307 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 9248880 \times 0.2675 = 2473628.10 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 4522.9 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 4522.9 = 3618.3 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 1,809.162 \text{ kN}$$

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

4) 최소 전단철근 검토

$$\text{전단 철근 간격 } s = 200 \text{ mm (} 0.75H \text{ (=1950mm) 또는 600mm보다 커서는 안된다.)}$$

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

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

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

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

14.3 수직 전단 검토 (4.85m ~ 중앙부)

14.3.1 G6 거더

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

외측거더 지점부 단면력

구 분	V(kN)	M(kN · m)
자 중	403.42	5126.10
합성전	259.64	3209.50
합성후	147.34	1962.10
활하중	305.64	2878.80

(1) 극한전단력

$$V_u = 1.3 D + 2.15 (L + l) + 1.3CF + 1.7H + 1.3Q = 1710.6 \text{ kN}$$

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

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

1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도)

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

$$M_{cr} = Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{F_{ck}} + f_{pe} - f_d) = 12646.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{pe} = 23.680 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_{max} = 1.3 \times (M_{d2} + M_{d3}) + 2.15 \times M_l = 12912.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

- d 를 $0.8H$ 보다 작게 취해서는 안된다.

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

$$V_d = 403.42 \text{ kN}$$

$$V_i = 1.3 \times (V_{d2} + V_{d3}) + 2.15 \times V_l = 1186.20 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 1696.74 \text{ kN} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 368.34 \text{ kN}$$

$$\therefore V_{ci} = 1696.74 \text{ kN}$$

2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도)

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V = 4522904.67 \text{ N} = 4522.90 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = P_{e1} / A_c = 10419638 / 1010953 = 10.307 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_{e2} \times \sin \Theta \text{ (} V_p : \text{수직분력)} = 9248880 \times 0.2675 = 2473628.10 \text{ N}$$

$$\therefore V_c = \min [V_{ci}, V_{cw}] = 1696.7 \text{ kN}$$

3) $\phi V_c = 0.80 \times 1696.7 = 1357.4 \text{ kN}$

$$1/2 \phi V_c = 678.694 \text{ kN}$$

$\therefore V_u > \phi V_c$, 전단 보강철근 계산

4) 전단 철근 검토

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

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

$$= (1710.6 - 1357.4) \times 400$$

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

$$= 283.06 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{vall} = \max(A_v, A_{vmin}) = 283.06 \text{ mm}^2$$

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

14.4 수평 전단 강도 검토(주거터와 바닥판 결합)

1) 온도에 의한 수평전단응력 검토

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n \cdot I_b}} = 0.070$$

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

$$P_t = E_b \cdot (A_s/n) \cdot \alpha \cdot \Delta T = 29000 \times 0.58 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 5 = 841000 \text{ N}$$

$$N_{ct} = F_t \cdot P_t = 0.07 \times 841000 = 58870 \text{ N}$$

$$v_t = 2 N_{ct} / a \cdot b = 2 \times 58870 / (2.9 \times 0.80) = 0.051 \text{ MPa}$$

여기서, a = 전단분포폭 (거더중심간격, 지간/10 중 작은 값)

2) 건조수축 의한 수평전단응력 검토

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

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{n_2 \cdot A_b} + \frac{A_s \cdot d_c^2}{I_s + n_2 \cdot I_b}} = 0.184$$

$$P_s = E_b \cdot A_s \cdot \epsilon_s / n_2 = 29000 \times 0.696 \times 18 \times 10^{-5} / 3.60 = 1009200 \text{ N}$$

$$N_{cs} = F_s \cdot P_s = 0.184 \times 1009200 = 185692.8 \text{ N}$$

$$v_s = 2 N_{cs} / a \cdot b = 2 \times 185692.8 / (2.9 \times 0.80) = 0.16 \text{ MPa}$$

3) 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_d = 1409.2 \times 1000 / (0.800 \times 2.272) = 0.775 \text{ MPa}$$

$d_p = 0.8 \times h$ 보다 작아서는 안된다.

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

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

4) 합성후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$v_l = 433.9 \times 1000 / \{ 0.800 \times 2.272 \} = 0.239 \text{ MPa}$$

dp = 0.8 x h 보다 작아서 안된다.

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

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

5) 하중 조합

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad & 1.3 \times v_d + 2.15 \times v_l \\ &= 1.3 \times 0.775 + 2.15 \times 0.239 \\ &= 1.521 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad & 1.3 \times v_d + 1.3 \times v_l + 1.3 \times v_t \\ &= 1.3 \times (0.775 + 0.239 + 0.051) \\ &= 1.385 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad & 1.3 \times (v_t + v_s) \\ &= 1.3 \times (0.051 + 0.160) \\ &= 0.274 \text{ Mpa} \leq 0.8 \times 3.5 = 2.800 \text{ MPa} \end{aligned}$$

6) 전단연결재의 배치간격 결정

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

- 최대 전단철근 간격

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

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

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

① 단부 (4.55m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000254 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.272 \quad m$$

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

② 중간 가로보부(19.95m)

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

- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

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

③ 중앙부

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

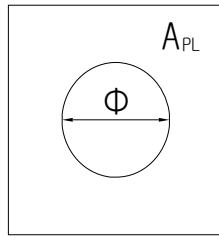
- 해석에 의한 최소전단철근 간격

$$Req. \quad s = \frac{Av \times fy}{0.35 \times bv} = \frac{0.000398 \times 300}{0.35 \times 0.800} = 0.426 \quad m$$

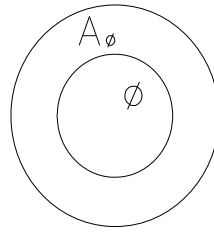
$$\ast \quad \text{사용 전단철근 간격 } s = 0.400 \quad m \quad \ast \quad 0.K$$

15. 정착부 설계

15.1 설계 조건



< 사각 정착판 제원 >



< 원형 정착판 제원 >

15.1.1 정착판 유효단면적

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

15.1.2 정착구 긴장력

단위 : N

구 분	도입긴장력(P_o)	순긴장력(P_{net})	유효프리스트레스(P_e)
T2	3,265,000	2,829,089	2,358,600
T3	3,265,000	2,579,810	2,150,778
T4	3,265,000	2,701,846	2,252,518
T5	3,265,000	2,825,068	2,355,248

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

15.2 지압 응력 검토

15.2.1 긴장재 검토

(1) 긴장재 정착 직후

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

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

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Po	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	0.K
T3	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	0.K
T4	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	0.K
T5	15.2/16연선	3,265,000	0.107	30.5	35.2	0.K

(2) 프리스트레스 손실 발생후

- 허용 지압 응력

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

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

- 긴장구별 허용 지압 응력

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

- 작용 지압응력

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

- 긴장구별 지압 응력 검토

구 분	정착구제원	Pnet	Ae	fb	허용지압응력	검 토
T2	15.2/16연선	2,829,089	0.107	26.4	33.9	0.K
T3	15.2/16연선	2,579,810	0.107	24.1	33.9	0.K
T4	15.2/16연선	2,701,846	0.107	25.2	33.9	0.K
T5	15.2/16연선	2,825,068	0.107	26.4	33.9	0.K

15.3 파열력에 대한 검토

(1) 정착구 Busting 철근 검토

$$\begin{aligned} a(\text{정착판 일변 길이}) &= 295 \text{ mm} \\ h(\text{정착단면의 치수}) &= 2600 \text{ mm} \\ \alpha(\text{radian}) &= \text{ave}(T_{n-1} \sim T_n) = 0.137706146 \\ \sum P_o(\text{도입긴장력}) &= 13060000 \text{ N} \end{aligned}$$

1) 파열력 산정

$$\begin{aligned} T_{\text{burst}} &= 0.25 \times \sum P_o \times \{ 1 - (a/h) \} + (0.5 \times \sum P_o \times \sin \alpha) \\ &= 0.25 \times 13060000 \times \{ 1 - (295 / 2600) \} \\ &\quad + 0.5 \times 13060000 \times \sin 0.13771 \\ &= 3052865.4 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} 1.2 T_{\text{burst}} &= \phi T_n = \phi A_s f_y \\ \text{Req'd } A_s &= 1.2 \times 3052865.36 / (0.8 \times 300.0) = 15264.3 \text{ mm}^2 \\ e &= 2600 / 2 - (250 \times 4 + 500 \times 2 + 500 \times 1) / 4 \\ &= 675 \text{ mm} \\ d_{\text{burst}} &= 0.5 \times (h - 2e) + 5e \times \sin 0.13771 \\ &= 0.5 \times (2600 - 2 \times 675) + 5 \times 675 \times \sin 0.13771 \\ &= 1233.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

* 파열 보강 철근은 고려하는 면에 대해 2.5dburst의 거리에 걸쳐 단면의 해당 측방향 치수의 1.5배를 넘지 않게 긴장재 양측을 따라 재하면 앞에 분포되어야 한다. 파열 보강 철근의 도심은 설계에 적용된 거리 dburst와 일치해야 한다. 간격은 보강 철근 지름의 24배 또는 300mm 를 넘어서는 안된다.
(도로교설계기준, P323)

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

----- 0.K

15.4 활렬력에 대한 검토

1) 활렬력 산정

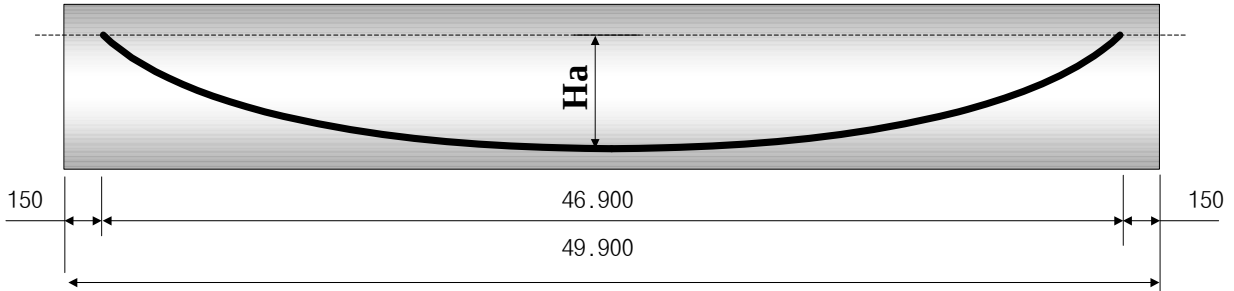
$$T_{\text{spall}} = 0.02 \times \sum P_o = 0.02 \times 3052865.360 = 61057.307 \text{ N}$$

2) 보강철근량 산정

$$\begin{aligned} f_s &= 0.6 \times f_y = 0.6 \times 300 = 180 \text{ MPa} \\ A_s &= T_{\text{spall}} / f_s = 61057.307 / 180 = 339.207 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

16. PS 강재의 신장량 검토

16.1 강봉 및 강선의 제원 (8. 프리스트레스 참조)



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

16.2 PS 강재의 신장률 (양단 동시 긴장시 한쪽 신장량임.)

(1) 신장률 (11. 정착부 설계 참조)

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

강선번호	긴장순서	도입긴장력(Po)	순긴장력(Pnet)	Lps(m)	ΔL(mm)
C1	5	-712.50	-585.38	49.130	-126.819
C2	5	-712.50	-585.38	49.130	-126.819
T1	5	1425.00	1138.14	49.449	326.357
T2	4	3265.00	2829.09	49.273	338.268
T3	1	3265.00	2579.81	49.199	323.942
T4	2	3265.00	2701.85	49.151	330.387
T5	3	3265.00	2825.07	49.131	337.070

17. 신축이음의 설계 (오창JCT RAMP-A A1, A2)

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 (50 ℃) --콘크리트교의 경우 온도변화 40℃(도로설계요령 6.2.2)

α : 선팽창계수(0.000012) 강교:1.2*10⁻⁵ 콘크리트교:1.0*10⁻⁵

L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_t = 50 \times 0.000012 \times 50 = 0.0300 \text{ m}$$

② 건조 수축 신축량

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

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.1 \times 50 = 0.000 \text{ m}$$

③ creep 신축량

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

여기서, L : 신축 GIRDER 의 길이 (m)

$$\Delta L_{sh} = 0.2 \times 50 = 0.000 \text{ m}$$

④ 신축 여유량

$$(30 \text{ mm} + 0.000 \text{ mm} + 0.000 \text{ mm}) \times 20 \% + 10.0 \text{ mm} = 16.0 \text{ mm}$$

* 포장 및 활하중에 의한 거더 단부의 회전 및 시공오차로 인한 신축변화량은 여유량을 예상하여 기본신축량의 20%에 일률적으로 10mm를 더하는 것으로 한다.

$$\therefore 30 \text{ mm} + 0.000 \text{ mm} + 0.000 \text{ mm} + 16.0 = 46.0 \text{ mm}$$

구분	온도변화	건조수축	크리프	여유량	총신축량	설계
	30.0	0.0	0.0	16.0	46.0	