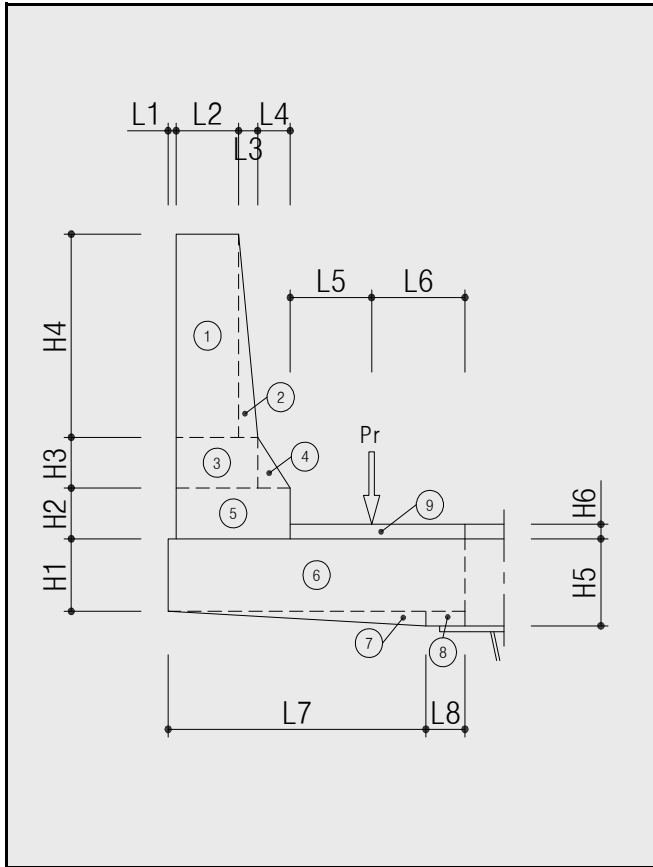


3. 바닥판 설계

3.1 좌측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.280 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.225 m
H7	0.000 m	L7	0.800 m
R	300 m	L8	0.175 m
V	60.000 km/h	L9	0.000 m
콘크리트 단위중량		25.000 kN/m ³	
무근콘크리트 단위중량		23.500 kN/m ³	
포장 단위중량		23.500 kN/m ³	
DB 1후륜 하중 (Pr)		96.000 kN	
탱크 총 중량			
탱크궤도 길이			
탱크하중 작용점(L5)			
트레일러 1후륜 하중			
트레일러하중 작용점(L5)			

(1) 고정 하중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	$0.230 \times 0.970 \times 25.000$	5.578	0.830	4.629
2	$\frac{1}{2} \times 0.070 \times 0.970 \times 25.000$	0.849	0.692	0.587
3	$0.300 \times 0.175 \times 25.000$	1.313	0.795	1.043
4	$\frac{1}{2} \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000$	0.263	0.605	0.159
5	$0.420 \times 0.175 \times 25.000$	1.838	0.735	1.351
6	$0.975 \times 0.240 \times 25.000$	5.850	0.488	2.852
7	$\frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.040 \times 25.000$	0.400	0.442	0.177
8	$0.175 \times 0.040 \times 25.000$	0.175	0.088	0.015
9	$0.525 \times 0.050 \times 23.500$	0.617	0.263	0.162
TOTAL		16.881		10.975

(2) 활 하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 유효하중 분포폭

(도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.225 + 1.14 = 1.320 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.225 \text{ m}$$

▪ 충격 계수

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.225) = 0.373 > 0.300 \quad i = 0.300$$

▪ 작용 모멘트

$$Ml+i = (96.00 / 1.320) \times 0.225 \times (1 + 0.30) = 21.273 \text{ kN·m/m}$$

(3) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

- ① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2 \times 7.5 + 2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

$$H = (60.000 / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.190 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.190 = 11.900 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

$$H = 10.000 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.460 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.460 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ③ 곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 14.600 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²)

(도.설.해 2.1.11)

$$P_w = 3.000 \times 1.270 = 3.810 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.810 \times (1.270 / 2 + 0.05 + 0.28 / 2) = 3.143 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(5) 원 심 하 중

(도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79 V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 60.000^2 / 300.000 = 9.480 (\%)$$

$$P_{cf} = 96.000 / 1.320 \times 9.480 / 100 = 6.895 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.990 \text{ m}$$

$$M_{cf} = 6.895 \times 1.990 = 13.720 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	균중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{C0})	난간충돌하중(M_{C0})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	10.975	21.273	0.000	14.600	0.000	3.143	13.720

(7) 하 중 조 합

(도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{C0}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{C0}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	14.267	45.736			17.836	77.840
CASE 2	"	14.267	27.655	18.980		17.836	78.738
CASE 3	"	14.267	27.655		2.043	17.836	61.801
CASE 4	"	13.170		17.520	3.772		34.462
CASE 5	"	14.267			4.086		18.354
최대 계수 모멘트							78.738
CASE 6	"	10.975	21.273		0.943	0.000	33.191
CASE 7	"	10.975	21.273	0.000		0.000	32.248
최대 사용 모멘트							33.191

(9) 캔틸레버판 단부 설계

- ① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.
- ② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량과 동일하게 배근한다.
- ③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 ($X = 0.23 \leq 0.25$ 인 경우)

(도.설.해 3.6.1.5)

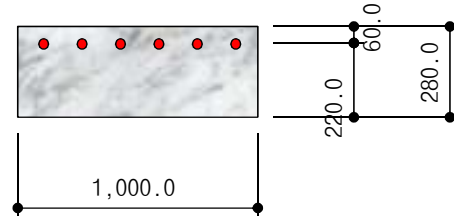
$$h_{min} = (280 \cdot L + 180) = (280 \times 0.225 + 180) = 243.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{req} = 243.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 280.0 \text{ mm} > h_{req} = 243.0 \text{ mm} \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

f_{ck}	=	27.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	78.7	kN·m	M	=	33.2	kN·m
b	=	1,000.0	mm	h	=	280.0	mm
β	=	0.85		d'	=	60.0	mm
ϕ_f	=	0.85		d	=	220.0	mm



■ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 1,626.5 \times 400.0 = 650,600.0 \\
 C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a \\
 T &= C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm} \\
 c &= 28.349 / \beta = 28.349 / 0.85 = 33.351 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (220.0 - 33.351) / 33.351 = 0.0168 \\
 \epsilon_t &= 0.0168 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

■ 필요 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①} \\
 M_u &= \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 74,800.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②} \\
 \text{식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 } A_s \text{를 구한다.} \\
 78,738,200.0 &= -2.962963 A_s^2 + 74,800.0 A_s \\
 \therefore A_{s \text{ req}} &= 1,100.635 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

■ 사용 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 \therefore A_{s \text{ use}} &= \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 13 @ 200.0 \end{array} = \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 633.5 \text{ mm}^2 \end{array} \\
 \Sigma &= 1,626.5 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.478] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 철근량 검토

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 770.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 714.5 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= \text{수축 온도 철근량} = 560.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 5.7.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ min}} &= 770.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ max}} &= 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 4,596.4 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.2.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ max}} &\geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 힘에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 28.349 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0.85 \times 1,626.5 \times 400.0 \times (220.0 - a/2) = 113.824 \text{ kN·m} \\
 \therefore \phi M_n &\geq Mu \quad [\text{사용률} = 1.446] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

▪ 배력 철근량 산정

(도.설.해 3.6.1.4)

$$\text{수축} \cdot \text{온도철근량} = 0.002 \cdot b \cdot h = 560.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 560.000 \text{ mm}^2$$

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 500.0 \\ \text{H } 16 @ 500.0 \end{array} = \begin{array}{l} 397.2 \text{ mm}^2 \\ 397.2 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 794.4 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.419] \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

② 캔틸레버부 단부 설계

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다.

▪ 주 철 근

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 2,201.271 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 19 @ 200.0 \end{array} = \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 1,432.5 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 2,425.5 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.102] \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

▪ 배 력 철 근

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 1,120.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 250.0 \\ \text{H } 16 @ 250.0 \end{array} = \begin{array}{l} 794.4 \text{ mm}^2 \\ 794.4 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 1,588.8 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.419] \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	$= E_s / E_c$	$= 7.0$	
$A_{s \text{ use}}$	$= \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 13 @ 200.0 \end{array}$	$= \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 633.5 \text{ mm}^2 \end{array}$	(개수 = 10.0 ea)
		$\Sigma = 1,626.5 \text{ mm}^2$	
철근비 ρ	$= A_s / b d$		
	$= 1,626.5 / (1,000.0 \times 220.0)$	$= 0.00739$	
중립축 k	$= -n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$		
	$= -0.0518 + \sqrt{(2 \times 0.0518 + 0.0518^2)}$	$= 0.27410$	
중립축 거리 x	$= k \times d = 0.27410 \times 220.0$	$= 60.303$	
j	$= 1 - k / 3 = 1 - 0.274 / 3$	$= 0.909$	
철근 응력 f_s	$= M / (A_s \times j \times d)$		
	$= 33.19 / (1,626.5 \times 0.909 \times 220.0)$	$= 102.083 \text{ MPa}$	

▪ 균 열 검 토

(콘.설.해 4.2)

$$\text{최소 두께 } c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \cdot c_c \quad (\text{콘.설.해 6.3.3})$$

$$= 375 \times (210 / 102.083) - 2.5 \times 52.050 = 641.310 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 102.083) = 617.148 \text{ mm}$$

$$\text{Min} = 617.148 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 1,000.0 / 10.0\text{ea} = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.1 \text{ mm} \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

▪ 처짐 검토

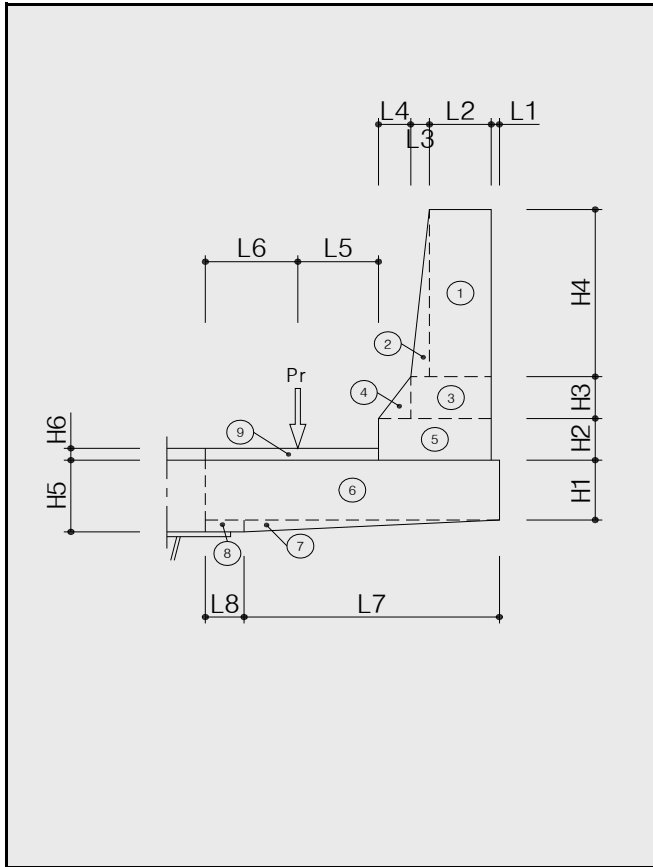
처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소두께 (콘.설 P78)

$$t(\text{min}) = L / 10 = 975.0 / 10 = 97.5 \text{ mm}$$

$$\therefore t(\text{min}) = 97.5 \text{ mm} \leq h = 280.0 \text{ mm} \quad \cdots \cdots \text{O.K !!}$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토 필요 없음

3.2 우측 캔틸레버부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.280 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.225 m
H7	0.000 m	L7	0.800 m
R	300 m	L8	0.175 m
V	60.000 km/h	L9	0.000 m
콘크리트 단위중량			25.000 kN/m ³
무근콘크리트 단위중량			23.500 kN/m ³
포장 단위중량			23.500 kN/m ³
DB 1후륜 하중 (Pr)			96.000 kN
탱크 총 중량			
탱크궤도 길이			
탱크하중 작용점(L5)			
트레일러 1후륜 하중			
트레일러하중 작용점(L5)			

(1) 고정 하중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	$0.230 \times 0.970 \times 25.000$	5.578	0.830	4.629
2	$\frac{1}{2} \times 0.070 \times 0.970 \times 25.000$	0.849	0.692	0.587
3	$0.300 \times 0.175 \times 25.000$	1.313	0.795	1.043
4	$\frac{1}{2} \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000$	0.263	0.605	0.159
5	$0.420 \times 0.175 \times 25.000$	1.838	0.735	1.351
6	$0.975 \times 0.240 \times 25.000$	5.850	0.488	2.852
7	$\frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.040 \times 25.000$	0.400	0.442	0.177
8	$0.175 \times 0.040 \times 25.000$	0.175	0.088	0.015
9	$0.525 \times 0.050 \times 23.500$	0.617	0.263	0.162
TOTAL		16.881		10.975

(2) 활 하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 유효중 분포폭

(도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.225 + 1.14 = 1.320 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.225 \text{ m}$$

▪ 충격 계 수

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.225) = 0.373 > 0.300 \quad i = 0.300$$

▪ 작용 모멘트

$$Ml+i = (96.00 / 1.320) \times 0.225 \times (1 + 0.30) = 21.273 \text{ kN·m/m}$$

(3) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

- ① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2 \times 7.5 + 2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

$$H = (60.000 / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.190 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.190 = 11.900 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

$$H = 10.000 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.460 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.460 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ③ 곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 14.600 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²)

(도.설.해 2.1.11)

$$P_w = 3.000 \times 1.270 = 3.810 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.810 \times (1.270 / 2 + 0.05 + 0.28 / 2) = 3.143 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(5) 원 심 하 중

(도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79 V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 60.000^2 / 300.000 = 9.480 (\%)$$

$$P_{cf} = 96.000 / 1.320 \times 9.480 / 100 = 6.895 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.990 \text{ m}$$

$$M_{cf} = 6.895 \times 1.990 = 13.720 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	균중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{C0})	난간충돌하중(M_{C0})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	10.975	21.273	0.000	14.600	0.000	3.143	13.720

(7) 하 중 조 합

(도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{C0}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{C0}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	14.267	45.736			17.836	77.840
CASE 2	"	14.267	27.655	18.980		17.836	78.738
CASE 3	"	14.267	27.655		2.043	17.836	61.801
CASE 4	"	13.170		17.520	3.772		34.462
CASE 5	"	14.267			4.086		18.354
최대 계수 모멘트							78.738
CASE 6	"	10.975	21.273		0.943	0.000	33.191
CASE 7	"	10.975	21.273	0.000		0.000	32.248
최대 사용 모멘트							33.191

(9) 캔틸레버판 단부 설계

(도.설.해 4.7.6.4)

- ① 주철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.
- ② 배력철근량 : 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력 철근량과 동일하게 배근한다.
- ③ 배치범위 : 도로교설계기준 강교편 바닥판에 배치 범위가 명시되지 않아 콘크리트편 4.7.5.7을 적용하여 캔틸레버판의 고정하중에 대한 지간을 배치 범위로 적용한다.

(10) 바닥판의 최소 두께 ($X = 0.23 \leq 0.25$ 인 경우)

(도.설.해 3.6.1.5)

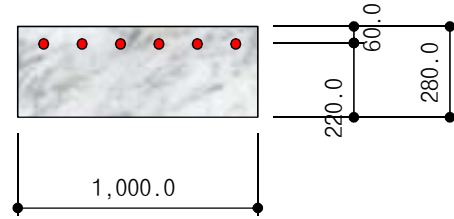
$$h_{min} = (280 \cdot L + 180) = (280 \times 0.225 + 180) = 243.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{req} = 243.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 280.0 \text{ mm} > h_{req} = 243.0 \text{ mm} \quad \dots\dots \mathbf{O.K !!}$$

(11) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

$f_{ck} = 27.0$ MPa	$f_y = 400.0$ MPa
$M_u = 78.7$ kN·m	$M = 33.2$ kN·m
$b = 1,000.0$ mm	$h = 280.0$ mm
$\beta = 0.85$	$d' = 60.0$ mm
$\phi_f = 0.85$	$d = 220.0$ mm



■ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 1,626.5 \times 400.0 = 650,600.0 \\
 C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a \\
 T &= C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm} \\
 c &= 28.349 / \beta = 28.349 / 0.85 = 33.351 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (220.0 - 33.351) / 33.351 = 0.0168 \\
 \epsilon_t &= 0.0168 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

■ 필요 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①} \\
 M_u &= \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 74,800.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②} \\
 \text{식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 } A_s \text{를 구한다.} \\
 78,738,200.0 &= -2.962963 A_s^2 + 74,800.0 A_s \\
 \therefore A_{s \text{ req}} &= 1,100.635 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

■ 사용 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 \therefore A_{s \text{ use}} &= \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 13 @ 200.0 \end{array} = \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 633.5 \text{ mm}^2 \end{array} \\
 \Sigma &= 1,626.5 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.478] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 철근량 검토

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 770.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 714.5 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= \text{수축 온도 철근량} = 560.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 5.7.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ min}} &= 770.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ max}} &= 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 4,596.4 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.2.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ max}} &\geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 힘에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 28.349 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0.85 \times 1,626.5 \times 400.0 \times (220.0 - a/2) = 113.824 \text{ kN·m} \\
 \therefore \phi M_n &\geq Mu \quad [\text{사용률} = 1.446] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

▪ 배력 철근량 산정

(도.설.해 3.6.1.4)

$$\text{수축} \cdot \text{온도철근량} = 0.002 \cdot b \cdot h = 560.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 560.000 \text{ mm}^2$$

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 500.0 \\ \text{H } 16 @ 500.0 \end{array} = \begin{array}{l} 397.2 \text{ mm}^2 \\ 397.2 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 794.4 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.419] \quad \dots\dots 0.K !!$$

② 캔틸레버부 단부 설계

(도.설.해 4.7.6.4)

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다.

▪ 주 철 근

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 2,201.271 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 19 @ 200.0 \end{array} = \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 1,432.5 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 2,425.5 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.102] \quad \dots\dots 0.K !!$$

▪ 배 력 철 근

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 1,120.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ use}} = \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 250.0 \\ \text{H } 16 @ 250.0 \end{array} = \begin{array}{l} 794.4 \text{ mm}^2 \\ 794.4 \text{ mm}^2 \end{array}$$

$$\Sigma = 1,588.8 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.419] \quad \dots\dots 0.K !!$$

③ 사용성 검토

탄성계수비 n	=	E_s / E_c	=	7.0	
$A_{s \text{ use}}$	=	$\begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 13 @ 200.0 \end{array}$	=	$\begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 633.5 \text{ mm}^2 \end{array}$	(개수 = 10.0 ea)
			Σ	=	1,626.5 mm ²
철근비 ρ	=	A_s / bd			
	=	$1,626.5 / (1,000.0 \times 220.0)$	=	0.00739	
중립축 k	=	$-n\rho + \sqrt{(2n\rho + (n\rho)^2)}$			
	=	$-0.0518 + \sqrt{(2 \times 0.0518 + 0.0518^2)}$	=	0.27410	
중립축 거리 x	=	$k \times d$	=	0.27410×220.0	= 60.303
j	=	$1 - k / 3$	=	$1 - 0.274 / 3$	= 0.909
철근 응력 f_s	=	$M / (A_s \times j \times d)$			
	=	$33.19 / (1,626.5 \times 0.909 \times 220.0)$	=	102.083 MPa	

▪ 균 열 검 토

(콘.설.해 4.2)

$$\text{최소 두께 } c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \cdot c_c \quad (\text{콘.설.해 6.3.3})$$

$$= 375 \times (210 / 102.083) - 2.5 \times 52.050 = 641.310 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 102.083) = 617.148 \text{ mm}$$

$$\text{Min} = 617.148 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 1,000.0 / 10.0\text{ea} = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.1 \text{ mm} \quad \dots\dots 0.K !!$$

▪ 처짐 검토

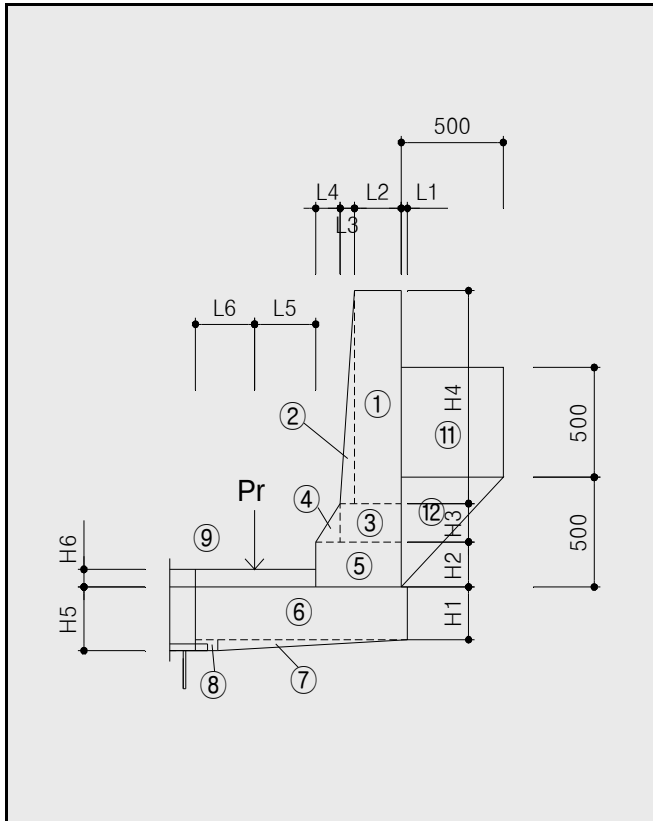
처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소두께 (콘.설 P78)

$$t(\text{min}) = L / 10 = 975.0 / 10 = 97.5 \text{ mm}$$

$$\therefore t(\text{min}) = 97.5 \text{ mm} \leq h = 280.0 \text{ mm} \quad \cdots \cdots \text{O.K !!}$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토 필요 없음

3.3 캔틸레버부 가로등 기초부



H1	0.240 m	L1	0.030 m
H2	0.175 m	L2	0.230 m
H3	0.175 m	L3	0.070 m
H4	0.970 m	L4	0.120 m
H5	0.280 m	L5	0.300 m
H6	0.050 m	L6	0.225 m
H7	0.000 m	L7	0.800 m
R	300 m	L8	0.175 m
V	60.000 km/h	L9	0.000 m
콘크리트 단위중량			25.000 kN/m ³
포장 단위중량			23.500 kN/m ³
DB 1후륜 하중 (Pr)			96.000 kN
탱크 총 중량			
탱크궤도 길이			
탱크하중 작용점(L5)			
트레일러 1후륜 하중			
트레일러하중 작용점(L5)			

(1) 고정 하중

NO.	산 식	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)
1	$0.230 \times 0.970 \times 25.000$	5.578	0.830	4.629
2	$\frac{1}{2} \times 0.070 \times 0.970 \times 25.000$	0.849	0.692	0.587
3	$0.300 \times 0.175 \times 25.000$	1.313	0.795	1.043
4	$\frac{1}{2} \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000$	0.263	0.605	0.159
5	$0.420 \times 0.175 \times 25.000$	1.838	0.735	1.351
6	$0.975 \times 0.240 \times 25.000$	5.850	0.488	2.852
7	$\frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.040 \times 25.000$	0.400	0.442	0.177
8	$0.175 \times 0.040 \times 25.000$	0.175	0.088	0.015
9	$0.525 \times 0.050 \times 23.500$	0.617	0.263	0.162
10	난 간 하 중	0.000	0.000	0.000
11	$0.500 \times 0.500 \times 25.000$	6.250	1.225	7.656
12	$\frac{1}{2} \times 0.500 \times 0.500 \times 25.000$	3.125	1.142	3.568
13	가 로 등 하 중	4.000	1.225	4.900
TOTAL		30.256		27.099

(2) 활 하 중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 윤하중 분포폭

(도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.225 + 1.14 = 1.320 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.225 \text{ m}$$

▪ 충격 계 수

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.225) = 0.373 > 0.300 \quad i = 0.300$$

▪ 작용 모멘트

$$Ml+i = (96.00 / 1.320) \times 0.225 \times (1 + 0.30) = 21.273 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(3) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H는 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0m 마다 작용시

$$H=(V/60)^2 \times 7.5+2.5$$

여기서,

H : 강성 방호울타리 1m 높이에 직각으로 작용하는 교축 1m당의 수평충돌력(kN/m)

V : 차량의 충돌 속도(km/h), 최근 도로환경이 개선되고 주행속도가 높아지는 경향이 있으므로 충돌속도는 도로의 설계속도로 볼 수 있다.

$$H = (60.000 / 60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.190 \text{ m}$$

$$Mco = 10.000 \times 1.190 = 11.900 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10.000 kN/m 의 수평하중 재하시

$$H = 10.000 = 10.000 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.460 \text{ m}$$

$$Mco = 10.000 \times 1.460 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 곡선반경 R > 200m 이므로 ①과 ②에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$Mco = 14.600 = 14.600 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(4) 풍 하 중 (3.000 kN/m²)

(도.설.해 2.1.11)

$$Pw = 3.000 \times 1.270 = 3.810 \text{ kN/m}$$

$$Mw = 3.810 \times (1.270 / 2 + 0.05 + 0.28 / 2) = 3.143 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(5) 원 심 하 중

(도.설.해 2.1.17)

$$CF=0.79 V^2 / R(\%)$$

여기서,

CF : 원심하중으로서 충격을 포함하지 않은 활하중의 백분율

V : 설계속도 (km/h)

R : 곡선반경 (m)

▪ 일반 차량하중 작용시

$$CF = 0.79 \times 60.000^2 / 300.000 = 9.480 (\%)$$

$$Pcf = 96.000 / 1.320 \times 9.480 / 100 = 6.895 \text{ kN/m} \quad \text{작용높이 } h = 1.990 \text{ m}$$

$$Mcf = 6.895 \times 1.990 = 13.720 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(6) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	군중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{CO})	난간충돌하중(M_{CO})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	27.099	21.273	0.000	14.600	0.000	3.143	13.720

(7) 하 중 조 합

(도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.30	1.30	1.30		1.30	차량 충돌하중
CASE 3	"	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중 재하시
CASE 4	"	1.20		1.20	1.20		차량 충돌하중
CASE 5	"	1.30			1.30		
CASE 6	"	1.00	1.00		0.30	1.00	사용모멘트
CASE 7	"	1.00	1.00	1.00		1.00	차량충돌 사용모멘트

(8) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	35.229	45.736			17.836	98.801
CASE 2	"	35.229	27.655	18.980		17.836	99.699
CASE 3	"	35.229	27.655		2.043	17.836	82.762
CASE 4	"	32.519		17.520	3.772		53.811
CASE 5	"	35.229			4.086		39.315
최대 계수 모멘트							99.699
CASE 6	"	27.099	21.273		0.943	13.720	63.035
CASE 7	"	27.099	21.273	14.600		13.720	76.692
최대 사용 모멘트							76.692

(9) 바닥판의 최소 두께 ($X = 0.23 \leq 0.25$ 인 경우)

(도.설.해 3.6.1.5)

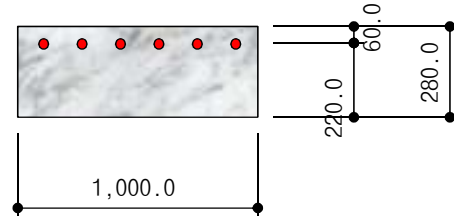
$$h_{min} = (280 \cdot L + 180) = (280 \times 0.225 + 180) = 243.0 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{req} = 243.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 280.0 \text{ mm} > h_{req} = 243.0 \text{ mm} \quad \dots\dots \mathbf{O.K!!}$$

(10) 단 면 검 토

① 캔틸레버부

$f_{ck} = 27.0$ MPa	$f_y = 400.0$ MPa
$M_u = 99.7$ kN·m	$M = 76.7$ kN·m
$b = 1,000.0$ mm	$h = 280.0$ mm
$\beta = 0.85$	$d' = 60.0$ mm
$\phi_f = 0.85$	$d = 220.0$ mm



■ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 1,626.5 \times 400.0 = 650,600.0 \\
 C &= 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a \\
 T &= C \text{ 이므로, } a = 28.349 \text{ mm} \\
 c &= 28.349 / \beta = 28.349 / 0.85 = 33.351 \text{ mm} \\
 \epsilon_y &= f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020 \\
 \epsilon_t &= 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (220.0 - 33.351) / 33.351 = 0.0168 \\
 \epsilon_t &= 0.0168 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.}
 \end{aligned}$$

■ 필요 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①} \\
 M_u &= \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 74,800.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②} \\
 \text{식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 } A_s \text{를 구한다.} \\
 99,699,345.8 &= -2.962963 A_s^2 + 74,800.0 A_s \\
 \therefore A_{s \text{ req}} &= 1,411.836 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

■ 사용 철근량 산정

$$\begin{aligned}
 \therefore A_{s \text{ use}} &= \begin{array}{l} \text{H } 16 @ 200.0 \\ \text{H } 13 @ 200.0 \end{array} = \begin{array}{l} 993.0 \text{ mm}^2 \\ 633.5 \text{ mm}^2 \end{array} \\
 \Sigma &= 1,626.5 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.152] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 철근량 검토

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= 1.4 / f_y \times b \times d = 770.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 714.5 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.3.2}) \\
 &= \text{수축 온도 철근량} = 560.0 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 5.7.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ min}} &= 770.0 \text{ mm}^2 \\
 A_{s \text{ max}} &= 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 4,596.4 \text{ mm}^2 & (\text{ 콘.설.해 6.2.2}) \\
 \therefore A_{s \text{ max}} &\geq A_{s \text{ use}} \geq A_{s \text{ min}} \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

■ 힘에 대한 검토

$$\begin{aligned}
 a &= A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 28.349 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= 0.85 \times 1,626.5 \times 400.0 \times (220.0 - a/2) = 113.824 \text{ kN·m} \\
 \therefore \phi M_n &\geq Mu \quad [\text{사용률} = 1.142] \quad \dots\dots 0.K !!
 \end{aligned}$$

▪ 배력 철근량 산정

(도.설.해 3.6.1.4)

$$\text{수축} \cdot \text{온도철근량} = 0.002 \cdot b \cdot h = 560.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 560.000 \text{ mm}^2$$

▪ 배력철근 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = H \ 16 \ @ \ 250.0 = 794.4 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 794.4 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.419] \quad \dots\dots 0.K !!$$

② 사용성 검토

탄성계수비 n	=	E_s / E_c	=	7.1	
$A_{s \text{ use}}$	=	H 16 @ 200.0	=	993.0 mm ²	(개수 = 10.0 ea)
		H 13 @ 200.0	=	633.5 mm ²	
			Σ	=	1,626.5 mm ²
철근비 ρ	=	A_s / bd			
	=	$1,626.5 / (1,000.0 \times 220.0)$	=	0.00739	
중립축 k	=	$-np + \sqrt{(2np + (np)^2)}$			
	=	$-0.0525 + \sqrt{(2 \times 0.0525 + 0.0525^2)}$	=	0.27574	
중립축 거리 x	=	$k \times d = 0.27574 \times 220.0$	=	60.664	
	$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.276 / 3$		=	0.908	
철근 응력 f_s	=	$M / (A_s \times j \times d)$			
	=	$76.69 / (1,626.5 \times 0.908 \times 220.0)$	=	236.018 MPa	

▪ 균 열 검 토

(콘.설.해 4.2)

$$\text{최소 두께 } c_c = 60.0 - 15.9 / 2 = 52.050 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \cdot c_c \quad (\text{콘.설.해 6.3.3})$$

$$= 375 \times (210 / 236.018) - 2.5 \times 52.050 = 203.536 \text{ mm}$$

$$\text{인장연단 폭 } s_2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 236.018) = 266.929 \text{ mm}$$

$$\text{Min} = 203.536 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 1,000.0 / 10.0\text{ea} = 100.0 \text{ mm} \leq s_a = 203.5 \text{ mm} \quad \dots\dots 0.K !!$$

▪ 처 짐 검 토

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소두께 (콘.설 P78)

$$t(\text{min}) = L / 10 = 1140.0 / 10 = 114 \text{ mm}$$

$$\therefore t(\text{min}) = 114 \text{ mm} \leq h = 280.0 \text{ mm} \quad \dots\dots 0.K !!$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토 필요 없음

3.5 내부지점부 주장을검토

(도.설.해 3.9.2.3)

- 인장력을 받는 바닥판에서 콘크리트의 단면을 무시하고 설계를 하는 경우에는 바닥판 콘크리트 단면적에 1.5% 이상의 교축방향 철근을 배근하여야 한다. 이경우 교축방향 철근의 총주변장의 바닥판 콘크리트의 단면적에 대한 비, 즉 주장은 0.0035 mm/mm² 이상으로 하면 좋다. 또한 바닥판 작용에 대처하기 위하여 배치된 철근을 교축방향 철근의 일부로 볼 수 있다.
- 철근은 고정하중에 의한 휨모멘트의 부호가 변하는 점을 지나서 바닥판 콘크리트의 압축측에 정착한다.

- 필요 철근량 산정

$$A_c = 1,000.0 \times 240.0 = 240,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 240,000.0 \times 1.5\% = 3,600.0 \text{ mm}^2$$

- 사용 철근량

$$\begin{array}{rclcl} \therefore A_{s \text{ use}} = & \text{H } 19 @ 125.0 & = & 2,292.0 \text{ mm}^2 \\ & \text{H } 19 @ 125.0 & = & 2,292.0 \text{ mm}^2 \\ & \Sigma & = & 4,584.0 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.273] \quad \dots\dots \text{O.K.!!} \end{array}$$

- 주장을 검토

$$\text{사용철근 개수} : 8.000 + 8.000 = 16.00 \text{ EA/m}$$

$$\text{주 장 른} : \mu = \frac{\pi \times D \times n + \pi \times D \times n}{1000 \times t_m} > 0.0035 \text{ mm/mm}^2$$

여기서, D : 철근 직경

n : 철근 개수

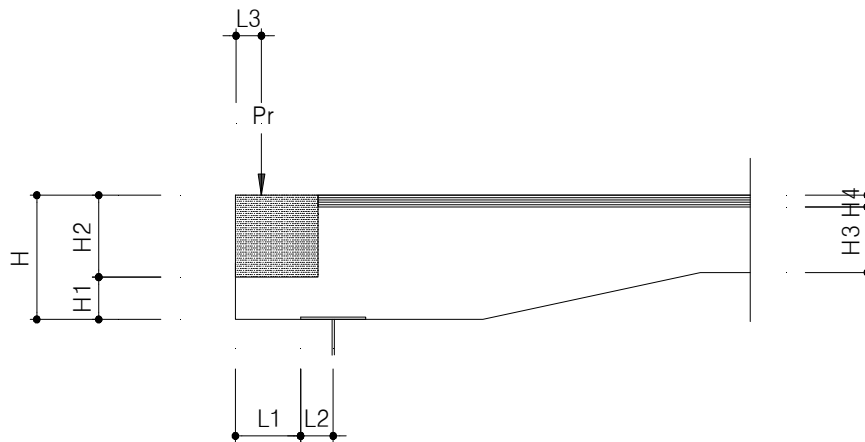
1,000 : 단위 폭 (mm)

t_m : 중간 슬래브 두께 (mm)

$$\mu = \frac{\pi \times 19.10 \times 8.00 + \pi \times 19.10 \times 8.00}{1,000.00 \times 240.00} = 0.0040 \text{ mm/mm}^2$$

$$\mu = 0.0040 \text{ mm/mm}^2 > \mu_a = 0.0035 \text{ mm/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

3.6 진입부 바닥판



H	0.530 m	L	0.545 m
H1	0.210 m	L1	0.470 m
H2	0.320 m	L2	0.150 m
H3	0.280 m	L3	0.100 m
H4	0.050 m		

(1) 고정 하중

$$0.545 \times 0.530 \times 25.000 \text{ kN/m}^3 = 7.221 \text{ kN/m}$$

$$MD = 7.221 \times 0.545 \times 0.500 = 1.968 \text{ kN/m}$$

(2) 활 하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

▪ 총 격 계 수 (도.설.해 2.1.4)

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.545) = 0.370 > 0.300 \quad i = 0.300$$

▪ 작용 모멘트

$$MI+i = (0.55+0.6) \times 96.0 / 9.6 \times (1+0.300) = 14.885 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (\text{도.설.해 3.6.1.4})$$

(4) 작용 모멘트

구 분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	균중하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{C0})	난간충돌하중(M_{C0})	풍하중(M_W)	원심하중(M_{CF})
모 멘 트	1.968	14.885					

(5) 하 중 조 합 (도.설.해 2.2.3.2)

CASE	단위	M_D	M_{L+i}	M_{C0}	M_W	M_{CF}	비 고
CASE 1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE 2	"	1.00	1.00		1.00	1.00	사용모멘트

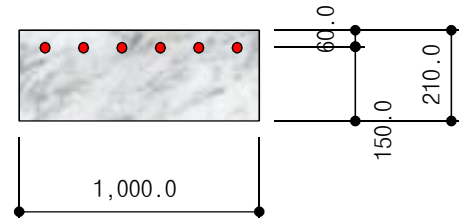
(6) 계산 적용 모멘트 산정

CASE	단위	M _D	M _{L+i}	M _{CO}	M _W	M _{CF}	소 계
CASE 1	kN·m	2.558	32.003			0.000	34.561
최대 계수 모멘트							34.561
CASE 2	"	1.968	14.885		0.000	0.000	16.853
최대 사용 모멘트							16.853

(9) 단 면 검 토

① 중앙부 (외측)

f_{ck}	=	27.0	MPa	f_y	=	400.0	MPa
M_u	=	34.6	kN·m	M	=	16.9	kN·m
b	=	1,000.0	mm	h	=	210.0	mm
β	=	0.85		d'	=	60.0	mm
ϕ_f	=	0.85		d	=	150.0	mm



▪ 강도 감소계수 (ϕ_f) 산정

(콘.설.해 6.2.2)

$$T = A_s \times f_y = 794.4 \times 400.0 = 317,760.0$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.846 \text{ mm}$$

$$c = 13.846 / \beta = 13.846 / 0.85 = 16.289 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \times (d - c) / c = 0.003 \times (150.0 - 16.289) / 16.289 = 0.0246$$

$\epsilon_t = 0.0246 \geq 0.0050$ 이므로 인장지배 단면이며, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

▪ 필요 철근량 산정

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 A_s \quad \text{----- ①}$$

$$M_u = \phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 51,000.0 A_s - 170.0 A_s \cdot a \quad \text{----- ②}$$

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$34,560,877.8 = -2.962963 A_s^2 + 51,000.0 A_s$$

$$\therefore A_{s \text{ req}} = 706.678$$

▪ 사용 철근량 산정

$$\therefore A_{s \text{ use}} = H \ 16 \ @ \ 250.0 = \frac{794.4 \text{ mm}^2}{\Sigma} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.124] \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

▪ 철근량 검토

$$A_{s \text{ min}} = 1.4 / f_y \times b \times d = 525.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.3.2})$$

$$= 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y \times b \times d = 487.1 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.3.2})$$

$$= \text{수축 온도 철근량} = 420.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 5.7.2})$$

$$\therefore A_{s \text{ min}} = 525.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 3,133.9 \text{ mm}^2 \quad (\text{ 콘.설.해 6.2.2})$$

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

▪ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 13.846 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 794.4 \times 400.0 \times (150.0 - a/2) = 38.645 \text{ kN·m}$$

$$\therefore \phi M_n \geq Mu \quad [\text{사용률} = 1.118] \quad \dots\dots \text{O.K !!}$$

3.7 하부콘크리트 철근량 산정

3.7.1 철근량 산정기준

(콘 · 기 · 해 5.7.2)

- 1) 수축 · 온도철근으로 배치되는 이형철근은 다음의 철근비 이상으로 하여야 한다.
 - 설계기준항복강도가 400MPa 이하인 이형철근을 사용한 슬래브 ----- 0.002
- 2) 본 교량의 하부슬래브는 단면두께는 450mm이다.
- 3) 이중합성부 하부 바닥판은 부모멘트 영역의 하부에 설치됨으로,
상시 압축력만 작용하기 때문에 연속지점부 주장을검토는 필요하지 않다.
- 4) 이중합성부 하부 콘크리트는 지점부의 부모멘트에 의하여 하부에 큰 압축력이 발생하므로,
이중합성후의 콘크리트 단면검토를 반드시 수행하여야 한다.
(콘 제5장 단면응력검토 참조)

3.7.2 철근량 산정

◎ 온도 철근량 산정

1) 필요철근량 :

$$\cdot A_{s_req} = 450 \times 1,000 \times 0.002 = 900 \text{ mm}^2$$

2) 사용철근량 :

$$\cdot H \ 16 \ @ \ 150 = 2,648 \text{ mm}^2 \geq 900 \text{ mm}^2 \therefore O.K$$

※ 이중합성부 하부콘크리트는 구속력 증진에 의한 완전합성을 위해 전단연결제 주변철근량이
충분하여야 하는바 안전성 확보측면에서 상기철근량으로 배근함.