

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

- 1) 교 량 명 : 산수교 (SEG 1)
- 2) 교량등급 : 1 등교 (DB-24 및 DL-24 적용)
- 3) 교량형식 : PSC BEAM교
- 4) 교량연장 : $35.093 + 34.986 + 34.986 + 35.198 = 140.263 \text{ m}$
- 5) 교량폭원 : 12.625 m
- 6) 거더간격 : 2.550 m
- 7) 사 각 : 90.0°

1.2 하 중

- 1) 고정하중 (도.설 2.1.2)

- ① 철근 콘크리트 : $W_{c1} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 무근 콘크리트 : $W_{c2} = 23.5 \text{ kN/m}^3$
- ③ 포 장 : $W_a = 23.5 \text{ kN/m}^3$

- 2) 활하중 (도.설 2.1.3)

- ① DB-24 :- $Pr = 96.0 \text{ kN}$
- $Pf = 24.0 \text{ kN}$
- ② DL-24 :- $Wl = 12.7 \text{ kN/m}$
- $Pm = 108.0 \text{ kN}$
- $Ps = 156.0 \text{ kN}$

- ③ 충격계수 : $i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$ (도.설 2.1.4)

1.3 사용재료

- 1) SLAB 콘크리트

- ① 설계 기준 강도 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- ② 허용 휨압축강도 : $f_{ca} = 0.4 \cdot f_{ck} = 11.0 \text{ MPa}$
- ③ 탄 성 계 수 : $E_c = 27804 \text{ MPa}$

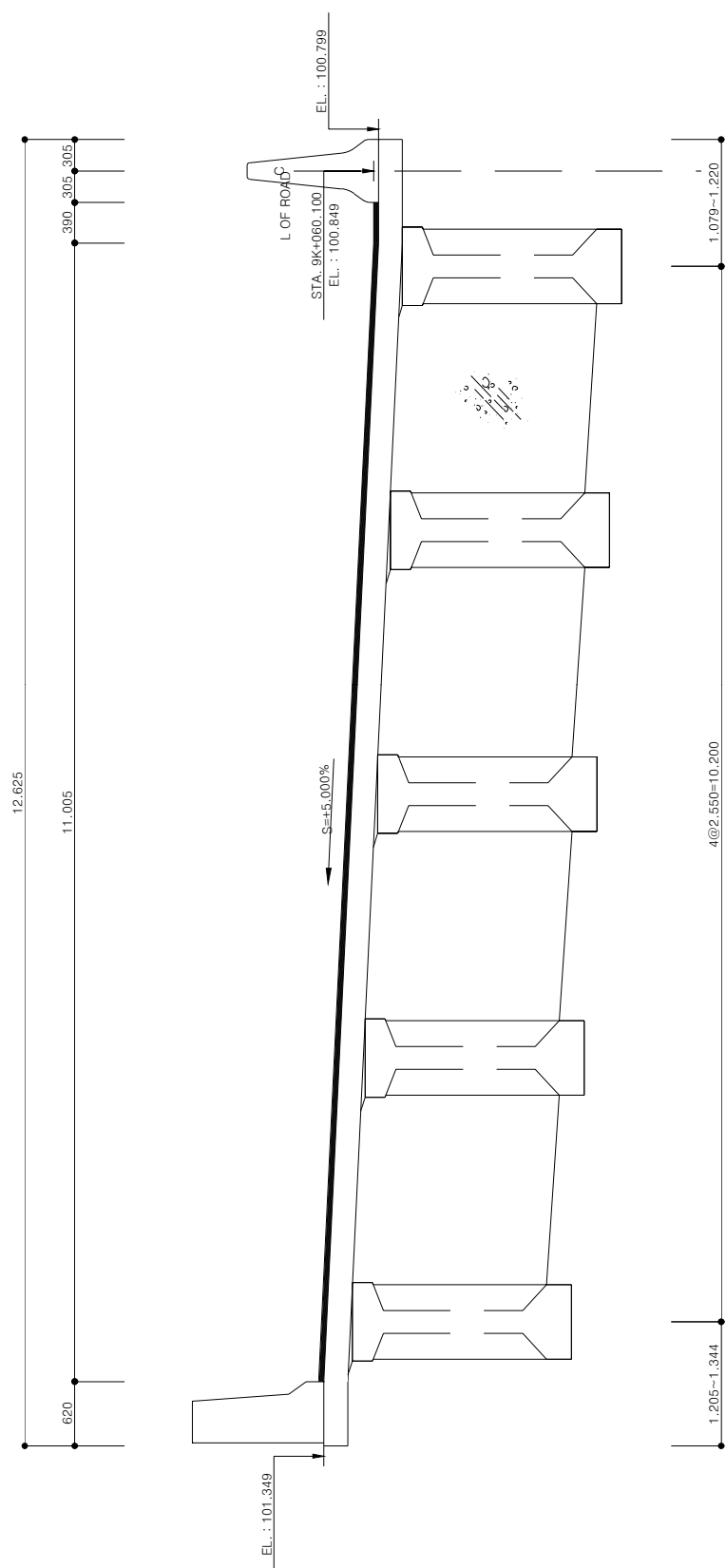
- 2) 철 근

- ① 항복 강도 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- ② 탄성 계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.4 참고문헌

- 1) 도로교 설계 기준 (한국도로교통협회, 2010) (도.설.기)
- 2) 도로교 설계기준 해설편 (대한토목학회, 2008) (도.설.해)
- 3) 콘크리트 구조 설계 기준 (한국콘크리트학회, 2007) (콘.설)
- 4) 도로설계요령 (한국도로공사, 2009) (도.요)
- 5) 도로설계편람 (건설교통부, 2008) (도.편)

2. 설계단면



3. 바닥판의 설계

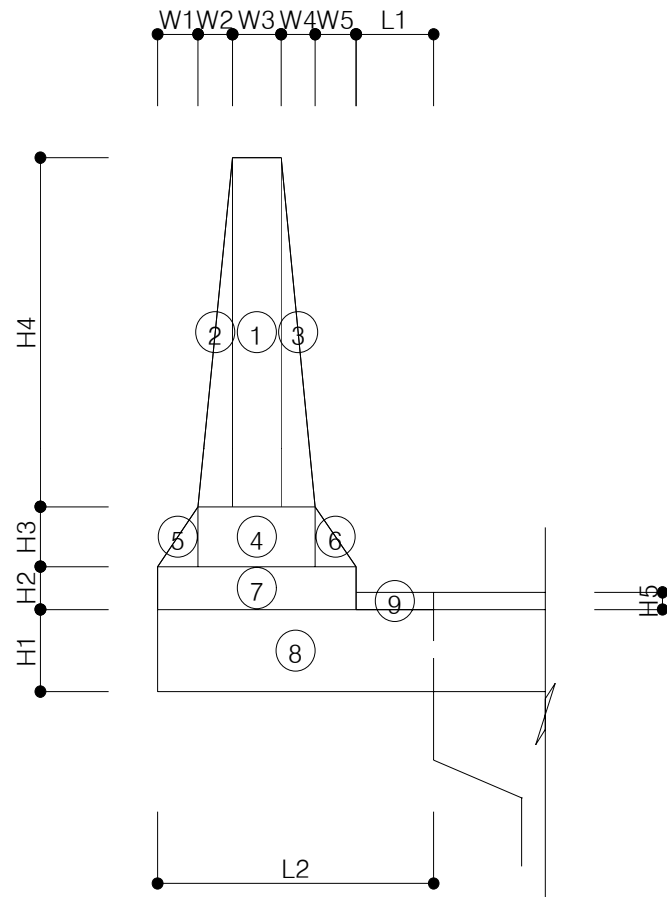
* 바닥판의 유효지간장 산정 (도.설 4.7.3)

상부플랜지폭 / 바닥판두께 = 0.760 / 0.240 = 3.167 < 4 이므로,
 바닥판 유효지간장은 인접한 상부플랜지 끝단 사이의 순간격으로 산정한다.

3.1 캔틸레버부

3.1.1 좌측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m ³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000 kN/m ³	H2 =	0.125 m	W1 =	0.125 m
콘크리트 교면포장 단위중량	: 23.500 kN/m ³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.105 m
설계 속도	100.0 km/h	H4 =	1.020 m	W3 =	0.150 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.105 m
곡선 반경(R)	1025.0 m			W5 =	0.125 m
				L1 =	0.239 m
				L2 =	0.849 m
				L3 =	0.910 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)	거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	$0.15 \times 1.02 \times 25 = 3.825$	0.544	2.081
2	$\frac{1}{2} \times 0.105 \times 1.02 \times 25 = 1.339$	0.654	0.876
3	$\frac{1}{2} \times 0.105 \times 1.02 \times 25 = 1.339$	0.434	0.581
4	$0.36 \times 0.175 \times 25 = 1.575$	0.544	0.857
5	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.766	0.209
6	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.322	0.088
7	$0.61 \times 0.125 \times 25 = 1.906$	0.544	1.037
8	$0.849 \times 0.24 \times 25 = 5.094$	0.425	2.162
9	$0.239 \times 0.05 \times 23.5 = 0.281$	0.120	0.034
TOTAL	15.905		7.925

$$\therefore M_d = 7.925 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

- ① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

$$\begin{aligned}
 H &= (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\
 &= (100.000 / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 23333.333 \text{ N/m} = 23.333 \text{ kN/m} \\
 \text{작용높이 } h &= 1.170 \text{ m} \\
 M_{co} &= 23.333 \times 1.170 = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

- ② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

$$\begin{aligned}
 \text{작용높이 } h &= 1.440 \text{ m} \\
 M_{co} &= 10.000 \times 1.440 = 14.400 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

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

$$M_{co} = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 풍하중

$$\begin{aligned}
 P_w &= 3.000 \text{ kN/m}^2 \times 1.270 \text{ m} = 3.810 \text{ kN/m} \\
 M_w &= 3.810 \text{ kN/m} \times 0.685 \text{ m} = 2.610 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

라) 하중 조합

(도.설 2.2.3.2)

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad Mu1 &= 1.3 \quad Md \\ &= 1.3 \times 7.925 &= 10.302 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad Mu2 &= 1.3 \quad Md + 1.3 \quad Mco \\ &= 1.3 \times 7.925 + 1.3 \times 27.3 &= 45.792 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{3} \quad Mu3 &= 1.3 \quad Md + 0.65 \quad Mw \\ &= 1.3 \times 7.925 + 0.65 \times 2.61 &= 11.998 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{4} \quad Mu4 &= 1.2 \quad Md + 1.2 \quad Mw + 1.2 \quad Mco \\ &= 1.2 \times 7.925 + 1.2 \times 2.61 + 1.2 \times 27.3 &= 45.401 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{5} \quad Mu5 &= 1.3 \quad Md + 1.3 \quad Mw \\ &= 1.3 \times 7.925 + 1.3 \times 2.61 &= 13.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\therefore Mu = 45.792 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

마) 캔틸레버판 단부설계

(도.설 4.7.6.4)

- ① 주철근량: 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판에서 필요한 주철근량의 2배를 주철근으로 배근한다.
- ② 배력철근량: 들보단부 이외의 캔틸레버부 바닥판 상측에 배력철근량의 2배를 배력철근으로 배근한다.
- ③ 배치범위: 도.설 4.7.6.4 캔틸레버 바닥판의 단부를 참조하여 배치범위로 적용한다.

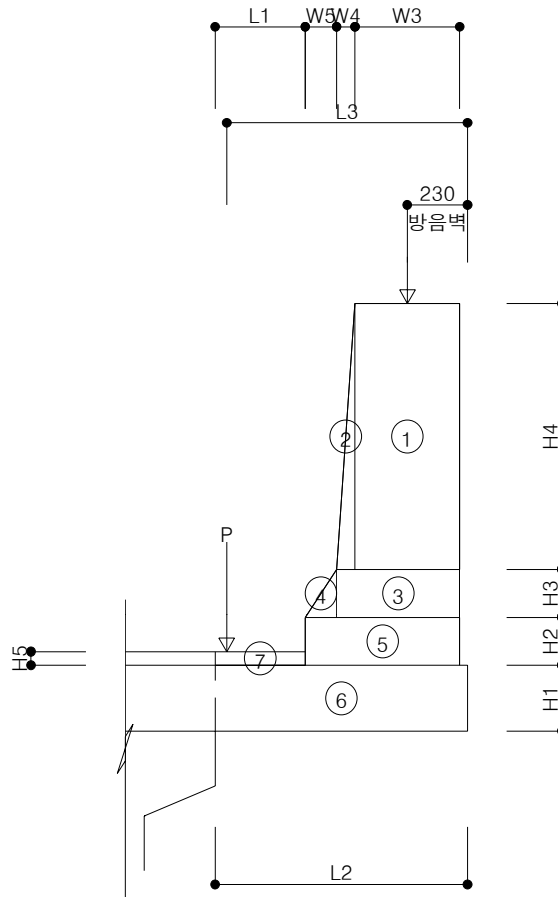
바) 바닥판의 최소 두께

(도.설 3.6.1.5)

활하중이 없으므로 차도부 바닥판의 최소두께 220 mm이상을 사용한다. $\Rightarrow$ 240 mm 사용 0.K

3.1.2 우측 캔틸레버부

(1) 설계단면



무근콘크리트 단위중량	23.500 kN/m ³	H1 =	0.240 m	D1 =	0.000 m
콘크리트 단위중량	25.000 kN/m ³	H2 =	0.175 m	W1 =	0.000 m
콘크리트 교면포장 단위중량	23.500 kN/m ³	H3 =	0.175 m	W2 =	0.000 m
설계 속도	100.0 km/h	H4 =	0.970 m	W3 =	0.400 m
트럭의 1후륜하중 (Pr)	96.0 kN	H5 =	0.050 m	W4 =	0.070 m
곡선 반경(R)	1025.0 m			W5 =	0.120 m
방음벽높이	2.000 m			L1 =	0.344 m
				L2 =	0.964 m
				L3 =	0.920 m

가) 고정하중

NO.	작 용 하 중 (kN)	거리 (m)	모멘트(kN · m)
1	$0.4 \times 0.97 \times 25 = 9.700$	0.734	7.120
2	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.97 \times 25 = 0.849$	0.511	0.433
3	$0.47 \times 0.175 \times 25 = 2.056$	0.699	1.437
4	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.424	0.111
5	$0.59 \times 0.175 \times 25 = 2.581$	0.639	1.649
6	$0.964 \times 0.24 \times 25 = 5.784$	0.482	2.788
7	$0.344 \times 0.05 \times 23.5 = 0.404$	0.172	0.070
8	방음벽 : 교축방향 단위 길이당 자중 = 1.000	0.734	0.734
TOTAL	22.637		14.343

$$\therefore M_d = 14.343 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

나) 활하중 (DB-24 : Pr = 96 kN)

윤하중 분포폭

(도.설 3.6.1.4)

$$E = 0.8 \cdot X + 1.14 = 0.8 \times 0.044 + 1.14 = 1.175 \text{ m} \quad \text{여기서, } X = 0.044 \text{ m}$$

충격계수

(도.설 2.1.4)

$$i = 15 / (40 + L) = 15 / (40 + 0.044) = 0.375 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3$$

$$M_{I+i} = Pr/E \cdot X \cdot (1 + i) = (96 / 1.175) \times 0.044 \times (1 + 0.3) = 4.673 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌 하중

(도.설.해 2.4.3.6)

① 수평충돌력 H가 노면상 1m 높이에 교축을 따라 1m 마다 작용시

$$H = (V / 60)^2 \times 7500 + 2500 \\ = (100.000 / 60)^2 \times 7500 + 2500 = 23333.333 \text{ N/m} = 23.333 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.170 \text{ m}$$

$$M_{co} = 23.333 \times 1.170 = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

② 방호벽 상단에 횡방향으로 H = 10 kN/m 의 수평하중 재하시

$$\text{작용높이 } h = 1.440 \text{ m}$$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.440 = 14.400 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{co} = 27.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

【 단철근보 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	45.8	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.00 = 397200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 17.307 \text{ mm, } c = 17.307 / \beta_1 = 17.307 / 0.85 = 20.361 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (180.00 - 20.361) / 20.361 = 0.02352$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, \quad A_s = 777.511 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 993.0 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.277]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00552$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 993.000 \times 400 \times (180.00 - a/2) = 57.850 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 45.793 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.263]$$

【 배력철근 검토 : 좌측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 794.4 mm²

H16 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 mm²

480.0 mm² < 794.4 mm² ∴ 0.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.849) = 130.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 794.4 mm²

H16 - CTC 250

필요철근량 : 777.5 x 0.670 = 520.9 mm² < 794.4 mm² ∴ 0.K

【 균열검토 : 좌측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8.708 \times 1000000 / [993.000 \times (180.000 - 43.553/3)] \\ = 52.993 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 993.000/1000.0 + 7 \times 993.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 180.0)/(7 \times 993.000)]} \\ = 43.553 \text{ mm}$$

사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 52.99) - 2.5 \times 52.00 = 1356.05 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 52.99) = 1188.84 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 1188.84 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 1188.84 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

【 단부 설계 : 좌측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.849m 이상 배치한다.

- 주철근

$$A_s \text{ req} = 777.511 \times 2 = 1555.022 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} = 1986.000 \text{ mm}^2$$

$$H16 - CTC 100.0 = 1986.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.277] \quad \therefore 0.K$$

- 배력철근

$$A_s \text{ req} = 520.932 \times 2 = 1041.865 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} : 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$H16 - CTC 125.0 = 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.525] \quad \therefore 0.K$$

【 처짐검토 : 좌측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

$$t_{\min} = L / 10 = 849.0 / 10 = 84.9 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 84.9 \text{ mm} \leq h = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 단철근보 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	240.0	180.0	60.0	74.9	0.0

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1432.500 \times 400.00 = 573000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 24.967 \text{ mm, } c = 24.967 / \beta_1 = 24.967 / 0.85 = 29.373 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (180.00 - 29.373) / 29.373 = 0.01538$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1307.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1432.5 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.096]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00796$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1432.500 \times 400 \times (180.00 - a/2) = 81.589 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 74.942 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.089]$$

【 배력철근 검토 : 우측 캔틸레버부 】

* 단면적비 (수축.온도철근) : 『콘크리트 구조설계기준 5.7.2』

전체 단면적 대비 0.0020 이상

사용철근량 : 1146.0 mm²

H19 - CTC 250

필요철근량 : 0.0020 x 1000.0 x 240.0 = 480.0 mm²

480.0 mm² < 1146.0 mm² ∴ 0.K

* 주철근이 차량진행방향에 직각인 경우 『도로교 설계기준 3.6.1.4 (4)』

백분율 = 120.0 / √(0.964) = 122.2 과 67.0 중 작은 값 이상

사용철근량 : 1146.0 mm²

H19 - CTC 250

필요철근량 : 1307.3 x 0.670 = 875.9 mm² < 1146.0 mm² ∴ 0.K

【 균열검토 : 우측 캔틸레버부 】

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 32.146 \times 1000000 / [1432.500 \times (180.000 - 50.886/3)] \\ = 137.641 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1432.500/1000.0 + 7 \times 1432.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 180.0)/(7 \times 1432.500)]} \\ = 50.886 \text{ mm}$$

사용철근량 = 1432.5 mm² (철근도심 : 60.0 mm)

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

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

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

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 137.64) - 2.5 \times 50.50 = 445.89 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 137.64) = 457.71 \text{ mm}$$

S_a는 작은 값인 445.89 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 445.89 \text{ mm}) \quad \therefore 0.K$$

【 단부 설계 : 우측 캔틸레버부 】

철근 콘크리트 바닥판의 경우 일반적으로 거더의 단부외의 캔틸레버 바닥판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는 것이 좋다. 배치 범위는 캔틸레버의 고정하중에 대한 지간 0.964m 이상 배치한다.

- 주철근

$$A_s \text{ req} = 1307.279 \times 2 = 2614.558 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} = 2865.000 \text{ mm}^2$$

$$H19 - CTC 100.0 = 2865.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.096] \quad \therefore 0.K$$

- 배력철근

$$A_s \text{ req} = 875.877 \times 2 = 1751.754 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ use} : 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$H19 - CTC 125.0 = 2292.0 \text{ mm}^2$$

$$[\text{사용률} = 1.308] \quad \therefore 0.K$$

【 처짐검토 : 우측 캔틸레버부 】

처짐 계산을 하지 않는 경우의 휨부재의 최소 두께 『콘크리트 구조설계기준 4.3.1 (1)』

$$t_{\min} = L / 10 = 964.0 / 10 = 96.4 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 96.4 \text{ mm} \leq h = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

$\therefore$ 별도의 처짐검토는 필요 없음.

【 경험적설계조건 : 중앙부 】

바닥판 두께 : 240 mm 유효지간 : 1790 mm 철근덮개(상면) : 60 mm 철근덮개(하면) : 40 mm

- ① 지지부재 : PSC 거더
- ② 콘크리트가 현장타설되고 습윤양생되어야 함.
- ③ 주거더 플랜지부의 헨치와 같이 두껍게 한 곳을 제외하고 전체적으로 바닥판의 두께가 일정함.
- ④ 바닥판 두께에 대한 유효지간의 비가 6 이상 15 이하
$$6 < 1.790 / 0.240 = 7.458 < 15 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑤ 바닥판의 상부와 하부에 배근된 철근의 외측면 사이의 두께가 150 mm 이상
$$8.000 + 140.000 + 8.000 = 156.000 > 150 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑥ 유효지간이 표준차선평폭 3.6m 이하
$$1.790 < 3.6 \quad \text{---> } 0.K$$
- ⑦ 바닥판의 흠집, 마모면, 그리고 보호덮개층을 제외한 바닥판의 최소두께가 240 mm
- ⑧ 캔틸레버부의 길이가 내측바닥판 두께의 3배 이상이고 구조적으로 연속적인 콘크리트 방호책과 합성이 된 경우
 - ▷ 좌측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : $1.229 \geq 0.240 \times 3 = 0.720 \quad \text{---> } 0.K$
 - ▷ 우측 캔틸레버 길이 (방호책 있음) : $1.229 \geq 0.240 \times 3 = 0.720 \quad \text{---> } 0.K$
- ⑨ 콘크리트의 28일 압축강도는 27 Mpa 이상
- ⑩ 철근 콘크리트 바닥판은 바닥판을 지지하는 구조부재들과 완전합성거동

【 경험적설계법 : 중앙부 】

1) 철근배근량

- ① 지간방향 :
 - 상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 - 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.4% 이상
- ② 지간방향에 직각방향 :
 - 상부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상
 - 하부철근량 - 콘크리트 바닥판 단면의 0.3% 이상

2) 사용철근량

① 일반부 주철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 mm ²	(1 Cycle)
		H16	@	400	=	496.500 mm ²	(2 Cycle)
	합계					993.000 mm ²	=> 0.K
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.4%	=	960.000 mm ²	
	사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 mm ²	(1 Cycle)
		H16	@	400	=	496.500 mm ²	(2 Cycle)
	합계					993.000 mm ²	=> 0.K

② 일반부 배력철근

상면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 mm ²	=> 0.K
하면철근	필요철근량	: 240000	×	0.3%	=	720.000 mm ²	
	사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 mm ²	=> 0.K

③ 단부 주철근

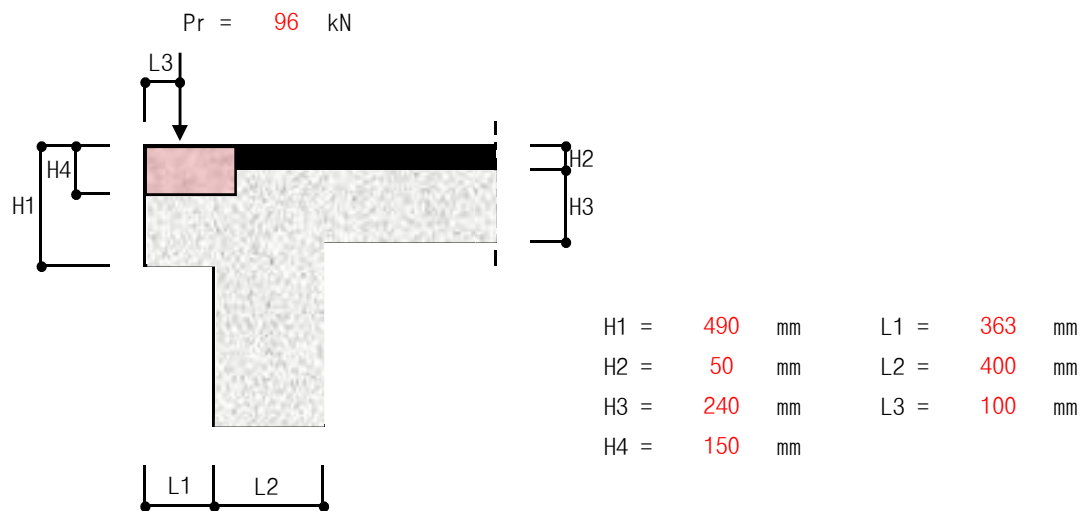
필요철근량	: 960	×	1배	=	960.000 mm ²	
사용철근량	: H16	@	400	=	496.500 mm ²	(1 Cycle)
	H16	@	400	=	496.500 mm ²	(2 Cycle)
	합계				993.000 mm ²	=> 0.K

④ 단부 배력철근

필요철근량	: 720	×	1배	=	720.000 mm ²	
사용철근량	: H16	@	250	=	794.400 mm ²	=> 0.K

3.3 슬래브판 단부

1) 설계단면 (도.설.기 4.7.3)



2) 하중계산

① 고정하중

$$P_d = L1 \times H1 \times W_c = 0.363 \times 0.490 \times 25.0 = 4.450 \text{ kN/m}$$

$$M_d = P_d \times L1 / 2 = 4.450 \times 0.363 / 2 = 0.810 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 활하중

$$\begin{aligned} i &= 15 / (40 + L) \quad (\text{도.설.기 2.1.4}) \\ &= 15 / (40 + 0.263) = 0.373 \geq 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \end{aligned}$$

- 차량하중 분포폭 (주철근의 방향이 차량 진행방향인 경우) (도.설.기 4.7.5.2)

$$\begin{aligned} E &= 0.350 X + 0.980 \\ 0.350 \times 0.263 + 0.980 &= 1.072 \text{ m} < 2.100 \text{ m} \quad \therefore E = 1.072 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M = \frac{P}{E} X = \frac{96 \times (1 + 0.300)}{1.072} \times 0.263 = 30.618 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

③ 모멘트 요약 정리

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
M (kN · m)	0.810	30.618	
V (kN)	4.450	116.418	

3) 하중조합

① 사용하중 및 계수하중

구 분	고 정 하 중	활 하 중	비 고
Case 1	1.00	1.00	사용하중 조합
	1.30	2.15	계수하중 조합

② 하중조합 결과

구 분	사용하중 조합	계수하중 조합	비 고
M (kN · m)	31.428	66.882	
V (kN)	120.868	256.084	

4) 단면검토

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 27 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	340.0	280.0	60.0	66.9	0.0

* 강도감소계수 (ϕ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1324.000 \times 400.00 = 529600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 23.076 \text{ mm, } c = 23.076 / \beta_1 = 23.076 / 0.85 = 27.149 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 27.149) / 27.149 = 0.02794$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$$M_u / \phi = A_s \times f_y \times (d - a/2) \quad \text{-----} \quad \textcircled{1}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{-----} \quad \textcircled{2}$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0, A_s = 718.534 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1324.0 mm^2 (철근도심 : 60.0 mm) , [사용률 = 1.843]

1단 : H16 - 6.7 EA (= 1324.0 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00325, \quad \rho_{min} = 0.00350 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02089$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00473$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 23.076 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.85 \times 1324.000 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 120.851 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 66.875 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.807]}$$