



제5장

시설물의 안전성평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성평가

5.3 내하력평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제5장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

감곡IC교는 총연장 110.256m, 폭(15.750~21.770m)의 3차로 교량으로서, 상부구조형식은 2경간 연속 강박스 거더교($2@55m = 110.0m$)으로 구성되어 있다.

하부구조는 상부에서 발생하는 하중과 하부 자체의 하중까지 버틸 수 있는 구조물로, 교대(역T형) 4기와 교각(π 형) 2기로 구성되어 있다.

본 교량에 대한 구조해석 및 내하력 평가는 설계자료(구조계산서, 준공도면 등)에서 제시한 바와 같이 이루어졌다는 가정과 설계변경사항, 기존 점검 및 진단보고서, 현장조사자료(실측 제원, 외관조사 및 내구성조사 등), 시공단계 등을 고려하였으며, 현 설계기준을 적용하였다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 S1 ~ S2 경간

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 2경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 2@55m = 110.0m$
- ③ 교량폭원 : 12.150m(마산방향), 15.750~21.770m(양평방향)
- ④ 사 각 : 20.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.8m$, $H = 2.7m$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c = 27,804MPa$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781MPa$
- ㉣ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8MPa$

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0\text{MPa}$
- ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$
- ㉢ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$
- ㉣ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)
- ㉡ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)
- ㉢ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000\text{MPa}$
- ㉣ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000\text{MPa}$
- ㉤ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

㉤ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	$140 : \ell/r \leq 18.6$	$190 : \ell/r \leq 16.0$	$215 : \ell/r \leq 15.1$	$270 : \ell/r \leq 13.4$
	$140 - 0.82(\ell/r - 18.6) :$	$190 - 1.29(\ell/r - 16.0) :$	$215 - 1.55(\ell/r - 15.1) :$	$270 - 2.19(\ell/r - 13.4) :$
	$18.6 < \ell/r \leq 92.8$	$16.0 < \ell/r \leq 80.1$	$15.1 < \ell/r \leq 75.5$	$13.4 < \ell/r \leq 67.1$
	$\frac{1,200,000}{6,700 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{5,000 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{4,400 + (\ell/r)^2} :$	$\frac{1,200,000}{3,500 + (\ell/r)^2} :$
	$92.8 < \ell/r$	$80.1 < \ell/r$	$75.5 < \ell/r$	$67.1 < \ell/r$

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40초과 75이하	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$ 200-1.40($\ell/r-15.5$) : 15.5 < $\ell/r \leq 77.7$ $\frac{1,200,000}{4,700+(\ell/r)^2}$: 77.7 < ℓ/r	260 : $\ell/r \leq 13.7$ 260-2.07($\ell/r-13.7$) : 13.7 < $\ell/r \leq 68.6$ $\frac{1,200,000}{3,600+(\ell/r)^2}$: 68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	19.4 < $\ell/r \leq 97.0$ $\frac{1,200,000}{7,300+(\ell/r)^2}$: 97.0 < ℓ/r	16.6 < $\ell/r \leq 82.8$ $\frac{1,200,000}{5,300+(\ell/r)^2}$: 82.8 < ℓ/r	195 : $\ell/r \leq 15.8$ 195-1.35($\ell/r-15.8$) : 15.8 < $\ell/r \leq 78.9$ $\frac{1,200,000}{4,800+(\ell/r)^2}$: 78.9 < ℓ/r	250 : $\ell/r \leq 13.9$ 250-1.96($\ell/r-13.9$) : 13.9 < $\ell/r \leq 69.4$ $\frac{1,200,000}{3,700+(\ell/r)^2}$: 69.4 < ℓ/r

여기서, ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm) r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉔ 허용휨압축응력(MPa)

- 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	140	190	215	270
40초과 75이하	130	175	200	260
75초과 100이하			195	250

강종 판두께(mm)		SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 4.6$ 140-2.49($\ell/b-4.6$) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91($\ell/b-4.0$) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69($\ell/b-3.8$) : 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 4.9$ 130-2.21($\ell/b-4.9$) : 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175 : $\ell/b \leq 4.1$ 175-3.48($\ell/b-4.1$) : 4.1 < $\ell/b \leq 30$	200 : $\ell/b \leq 3.9$ 200-4.24($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25($\ell/b-3.4$) : 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21($\ell/b-4.9$) : 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48($\ell/b-4.1$) : 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07($\ell/b-3.9$) : 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94($\ell/b-3.5$) : 3.5 < $\ell/b \leq 25$
	40이하	140 : $\ell/b \leq 9.3/K$ 140-1.24(K $\ell/b-9.3$) : 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K $\ell/b-8.0$) : 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K $\ell/b-7.5$) : 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K $\ell/b-6.7$) : 6.7/K < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 9.7/K$ 130-1.10(K $\ell/b-9.7$) : 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$ 175-1.74(K $\ell/b-8.3$) : 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	200 : $\ell/b \leq 7.8/K$ 200-2.12(K $\ell/b-7.8$) : 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K $\ell/b-9.7$) : 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K $\ell/b-8.3$) : 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K $\ell/b-7.9$) : 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K $\ell/b-6.9$) : 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지의 총 단면적(mm ²) ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리(mm) b : 압축플랜지의 폭(mm) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

◎ 허용전단응력(MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	80	110	125	155
40초과 75이하	75	100	115	150
75초과 100이하			115	145

㉔ 항복응력 (MPa)

강종 판두께 (mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570
40이하	235	315	355	450
40초과 75이하	215	295	335	430
75초과 100이하			325	420

㉔ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15
4	가설시 하중	압축연	25	25
		인장연	25	25

3) 사용 전산프로그램 : 안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS CIVIL을 이용하였으며, 구조물의 기하학적 특성을 Frame Element로 모델링하였다.

4) 설계방법

① 바닥판 : 강도설계법

② 강박스 거더 : 허용응력설계법

5) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽 및 중앙분리대, 포장 등을 고려하여 계산하였다.

② 활하중

본 교량은 1등급 교량으로서 DB-24 및 DL-24 하중을 적용한다.

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

㉠ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ} \text{C}$

㉡ 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

㉠ 크리프 계수(ϕ_1) : 2

㉡ 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 7 \times (1 + 2 / 2) = 14$

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

㉠ 최종수축율(ϵ_s) : 27×10^{-5}

㉡ 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$

㉢ 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 7 \times (1 + 4 / 2) = 21$

⑥ 하중조합

㉠ LCB1 : 합성전 고정하중

㉡ LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중

㉢ LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프

㉣ LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축

㉤ LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차

㉥ LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

6) 참고문헌

① 도로교 설계기준(2010)

② 콘크리트 구조설계기준(2012)

③ 도로설계편람(2008)

④ 도로설계요령(2009)

⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

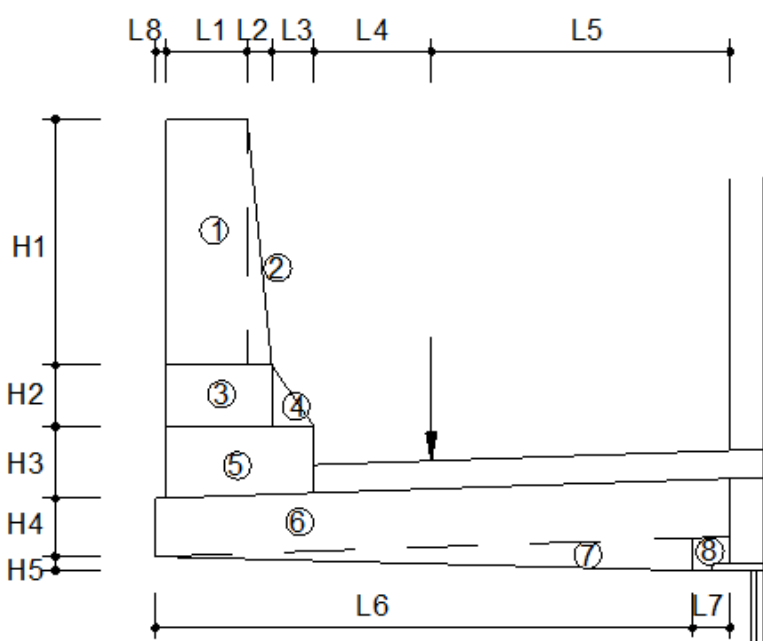
나. 바닥판 구조검토

합성형교에서 바닥판으로서 작용할 경우(교축직각방향)에 대하여 도로교설계기준(2010년) 등의 적용기준에 따라 구조검토를 수행하였다.

1) 캔틸레버부(방호벽)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.880	3.542	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.742	0.454	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.845	1.109	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.655	0.172	
⑤	$0.205 \times 0.42 \times 25 = 2.153$	0.785	1.690	
⑥	$0.250 \times 1.025 \times 25 = 6.406$	0.513	3.283	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.925 \times 25 = 0.578$	0.408	0.236	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.100 \times 0.275 \times 23 = 0.633$	0.288	0.182	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.880	0.000	방음벽
계	16.107		10.674	



H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.100	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.275	m
L6 =	0.925	m
L7 =	0.100	m
L8 =	0.030	m
L =	0.275	m

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³

아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³

트럭의 후륜하중 (P_r) = 96.0kN

곡선반경 (R) = ∞

설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.275 + 1.14 = 1.360\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.275\text{m}$$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.275} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.275 \times (1+0.300)}{1.360} = 25.235\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.100 = 25.667\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 0.980\text{m} = 2.940\text{kN/m}$$

$$M_w = 2.940 \times 0.590 = 1.735\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 68.132 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 80.049 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 47.810 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 45.691 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 16.132 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 35.450 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 300.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 252 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{\text{ck}}) = 27.0 \text{ MPa} , \text{ 인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \text{ 단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \text{ 유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 80.049 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

$$\text{㉠ 탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 7.193$$

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 35.909/[1588.8 \times (240 - 66.400/3)] = 103.744 \text{ MPa}$$

$$\text{㉣ 최소 두께}(c_c) = 60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{㉤ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/103.744) - 2.5 \times 52.0 = 629 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{㉥ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/103.744) = 607 \text{ mm} \end{aligned}$$

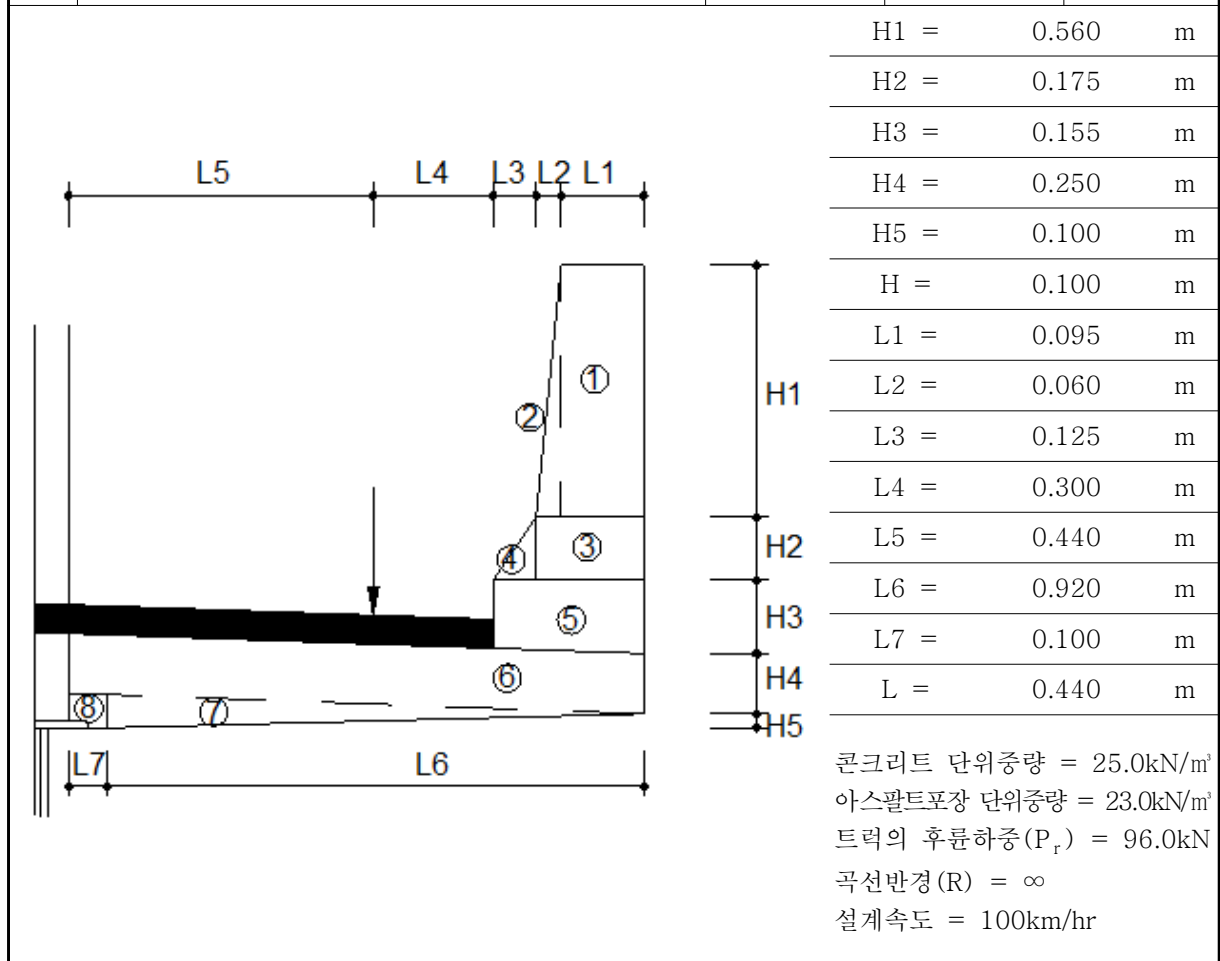
$$\text{㉦ 철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 607 \text{ mm}$$

$$\text{㉧ 철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 607 \text{ mm} \text{ 이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(중분대)-마산방향

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비고
①	$0.560 \times 0.095 \times 25 = 1.330$	0.973	1.293	
②	$1/2 \times 0.060 \times 0.560 \times 25 = 0.420$	0.905	0.380	
③	$0.175 \times 0.155 \times 25 = 0.678$	0.943	0.639	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.125 \times 25 = 0.273$	0.823	0.225	
⑤	$0.155 \times 0.28 \times 25 = 1.085$	0.880	0.955	
⑥	$0.250 \times 1.020 \times 25 = 6.375$	0.510	3.251	
⑦	$1/2 \times 0.100 \times 0.920 \times 25 = 1.150$	0.407	0.468	
⑧	$0.100 \times 0.100 \times 25 = 0.250$	0.050	0.013	
⑨	$0.100 \times 0.440 \times 23 = 1.012$	0.370	0.374	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.973	0.000	방음벽
계	12.574		7.598	



② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.440 + 1.14 = 1.492\text{m}$$

여기서, $X = 0.440\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.440} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.440 \times (1+0.300)}{1.492} = 36.804 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.100 = 25.667 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.790 \text{ m} = 2.370 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.940 \times 0.495 = 1.173 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 89.007 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 91.090 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 58.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 41.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 11.403 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 44.402 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.440 + 230) = 265.2 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{\text{ck}}) = 27.0 \text{ MPa}, \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 91.090 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비 (n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리 (χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$

㉢ 철근응력 (f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 44.402/[1588.8 \times (240 - 66.400/3)] = 128.282 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께 (c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭 (s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/128.282) - 2.5 \times 52.0 = 484 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭 (s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/128.282) = 491 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격 (s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 484 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 484 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.250\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 6.250\text{kN/m}^2$$

$$\text{아스팔트포장} : 0.100\text{m} \times 23.0\text{kN/m}^3 = 2.300\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.550\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.100^2}{16} = 2.357\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.100m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.100} = 0.356 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.100+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 35.100\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 35.100 = 28.080\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 63.436\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 30.437\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.10 + 130) = 193\text{ mm} < 220.0\text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0\text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0\text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0\text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{ck}) = 27.0\text{MPa} , \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0\text{MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000\text{mm} , \text{단면높이}(h) = 250\text{mm}$$

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

㉞ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 27.692\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉟ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 63.436\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊦ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리(x) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5\text{mm}$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - x/3)] = 30.437/[1588.8 \times (210.0 - 61.5/3)] = 101.085\text{MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16/2 = 32.0\text{mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/101.085) - 2.5 \times 32.00 = 699\text{mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/101.085) = 623\text{mm}$

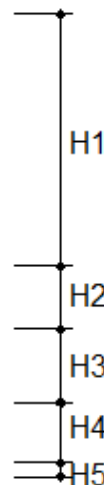
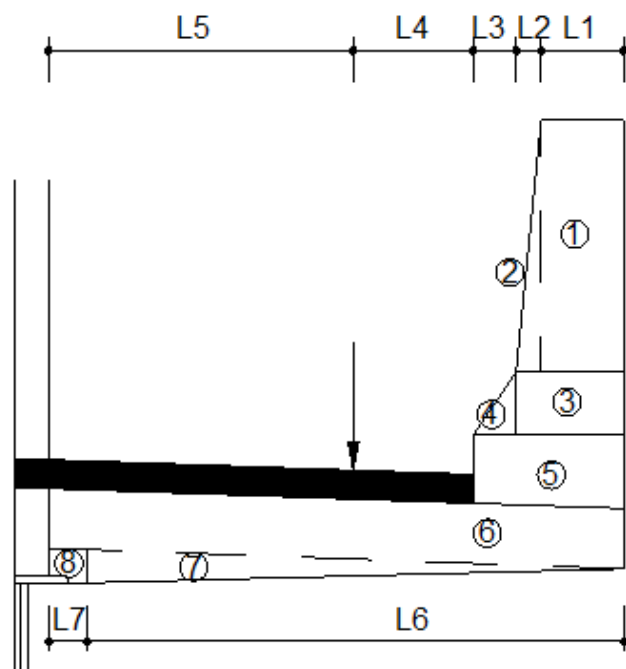
㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 623\text{mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 623\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

4) 캔틸레버부(중분대) - 양평방향

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비고
①	$0.560 \times 0.095 \times 25 = 1.330$	0.973	1.293	
②	$1/2 \times 0.060 \times 0.560 \times 25 = 0.420$	0.905	0.380	
③	$0.175 \times 0.155 \times 25 = 0.678$	0.943	0.639	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.125 \times 25 = 0.273$	0.823	0.225	
⑤	$0.155 \times 0.28 \times 25 = 1.085$	0.880	0.955	
⑥	$0.250 \times 1.020 \times 25 = 6.375$	0.510	3.251	
⑦	$1/2 \times 0.112 \times 0.920 \times 25 = 1.288$	0.407	0.524	
⑧	$0.112 \times 0.100 \times 25 = 0.280$	0.050	0.014	
⑨	$0.100 \times 0.440 \times 23 = 1.012$	0.370	0.374	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.973	0.000	방음벽
계	12.742		7.656	



$$H1 = 0.560 \text{ m}$$

$$H2 = 0.175 \text{ m}$$

$$H3 = 0.155 \text{ m}$$

$$H4 = 0.250 \text{ m}$$

$$H5 = 0.112 \text{ m}$$

$$H = 0.100 \text{ m}$$

$$L1 = 0.095 \text{ m}$$

$$L2 = 0.060 \text{ m}$$

$$L3 = 0.125 \text{ m}$$

$$L4 = 0.300 \text{ m}$$

$$L5 = 0.440 \text{ m}$$

$$L6 = 0.920 \text{ m}$$

$$L7 = 0.100 \text{ m}$$

$$L = 0.440 \text{ m}$$

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³

아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN

곡선반경(R) = ∞

설계속도 = 100km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.440 + 1.14 = 1.492\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.440\text{m}$$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.440} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.440 \times (1+0.300)}{1.492} = 36.804 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 차량 충돌하중

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

$$M_{co} = H \times h = 23.333 \times 1.100 = 25.667 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.790 \text{ m} = 2.370 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.370 \times 0.495 = 1.173 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 89.081 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 91.165 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 58.561 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 41.395 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 11.478 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 44.460 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.440 + 230) = 265.2 \text{ mm} > 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 265.2 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{\text{ck}}) = 25.0 \text{ MPa} , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 240 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H16@125} = 1588.8 \text{ mm}^2$$

⑩ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{\text{ck}} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 25.0 \times 1000.0} = 29.907 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(240.0 - \frac{29.907}{2} \right) = 121.568 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 121.568 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 91.165 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비 (n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리 (χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.400$

㉢ 철근응력 (f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 35.909/[1588.8 \times (240 - 66.400/3)] = 103.744 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께 (c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.0 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭 (s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/103.744) - 2.5 \times 52.0 = 629 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭 (s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/103.744) = 607 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격 (s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 607 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 607 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

5) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.250\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 6.250\text{kN/m}^2$$

$$\text{아스팔트포장} : 0.100\text{m} \times 23.0\text{kN/m}^3 = 2.300\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.550\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 2.100^2}{16} = 2.357\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.100m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.100} = 0.356 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.100+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 35.100\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 35.100 = 28.080\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 63.436\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 30.437\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 2.10 + 130) = 193\text{ mm} < 220.0\text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0\text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0\text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0\text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

$$\text{설계기준강도}(f_{ck}) = 25.0\text{MPa} , \quad \text{인장철근 항복강도}(f_y) = 400.0\text{MPa}$$

$$\text{단면폭}(b) = 1000\text{mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 250\text{mm}$$

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

㉞ 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400.0}{0.85 \times 25.0 \times 1000.0} = 29.907\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{29.907}{2} \right) = 105.363\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉟ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.363\text{kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 63.436\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊦ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리(χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 61.5\text{mm}$

㉢ 철근응력(f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 30.437/[1588.8 \times (210.0 - 61.5/3)] = 101.085 \text{ MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16/2 = 32.0 \text{ mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/101.085) - 2.5 \times 32.00 = 699\text{mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/101.085) = 623\text{mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 623\text{mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 623\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

6) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.333로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-1】 바닥판의 단면검토결과

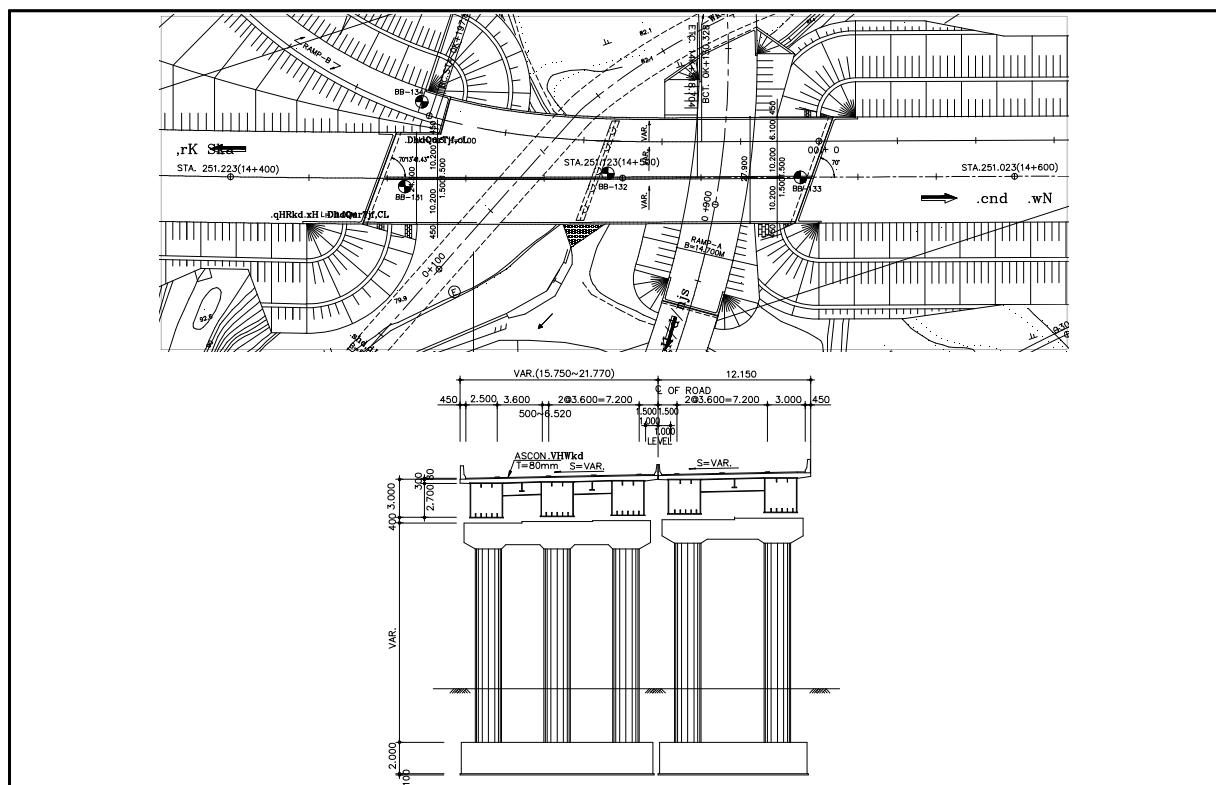
구 분	M _u (kN·m)	ΦM _n (kN·m)	안전율 (ΦM _n /M _u)	검토결과
캔틸레버부(방호벽측)	80.049	122.167	1.526	O.K
캔틸레버부(중분대측) -마산방향	91.090	122.167	1.341	O.K
캔틸레버부(중분대측) -양평방향	91.165	121.568	1.333	O.K
중앙부	63.436	105.363	1.661	O.K

【표 5-2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

구 분	M _o (kN·m)	인장응력(f _s) (MPa)	허용응력(f _{sa}) (MPa)	철근 평균간격(s) (mm)	철근 소요중심간격(s _a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부(방호벽측)	35.909	103.744	240.000	125.000	607.000	O.K
캔틸레버부(중분대측) -마산방향	44.402	128.282	240.000	125.000	484.000	O.K
캔틸레버부(중분대측) -양평방향	44.460	128.448	240.000	125.000	483.000	O.K
중앙부	30.437	101.085	240.000	125.000	623.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



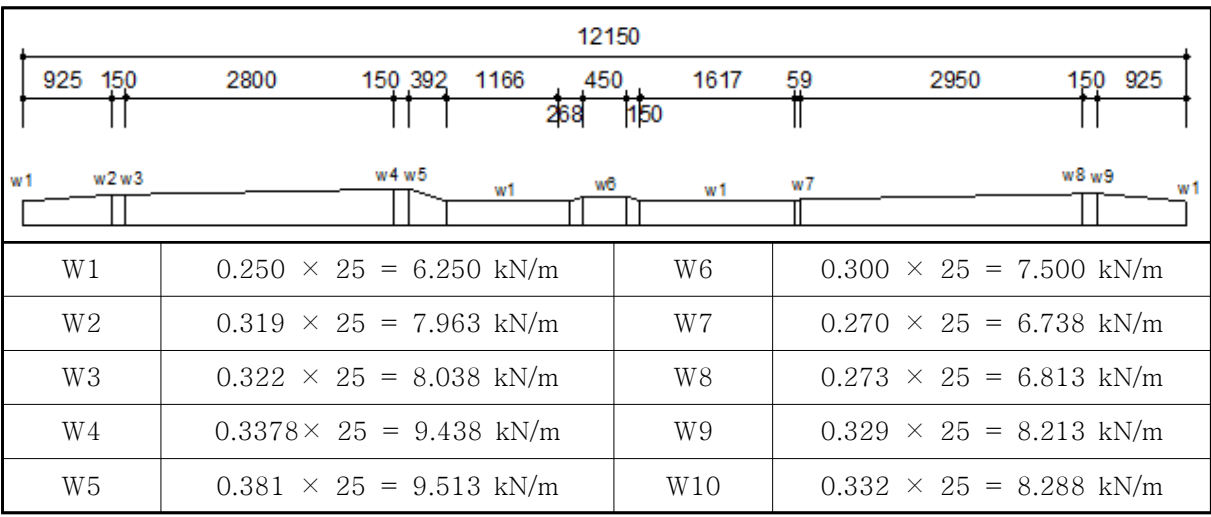
【그림 5-1】 해석단면

2) 하중 산정

① 감곡IC교-마산방향

㉠ 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
 - 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 41.4% 할중 적용
 - 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.414
- 바닥판 자중
 - 횡방향 하중분배



【그림 5-2】 합성전 바닥판 자중 재하도

◦ 거더별 작용하중

구 분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	18.835	17.104	35.939	-2.423	
ST		14.521	-	14.521	-	
G2	2.800	20.579	19.617	40.196	-1.347	

㉡ 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 횡방향 하중분배

포장	$0.100 \times 23 = 2.300 \text{ kN/m}$	방호벽측	8.367kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	3.786kN, 작용점 : 0.098m		

【그림 5-3】 합성후 고정하중 재하도

■ 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN·m)	
G1	2.800	8.832	5.750	14.582	-4.319	
ST		5.060	-	5.060	-	
G2	2.800	5.750	13.025	18.775	10.185	

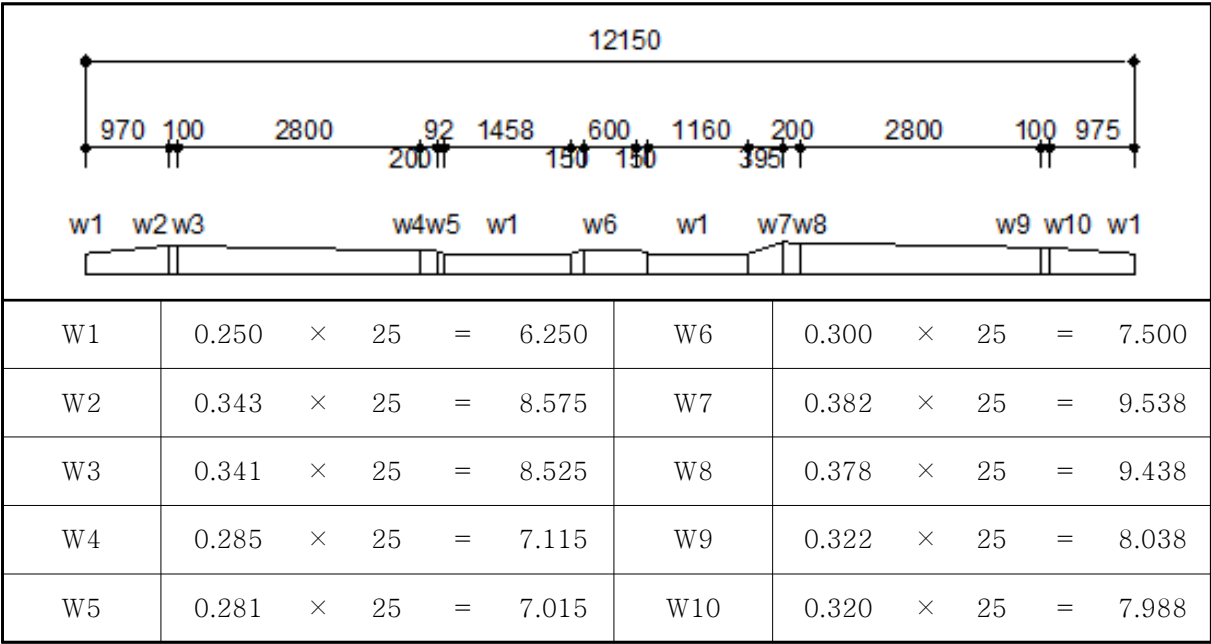
■ 활하중

구분	활하중
• 교 폭	• 12.150m
• 지간장(L)	• 40m + 2@50.0m + 40m = 180m
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.250m
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하
• 설계 차로폭(W)	• $11.250\text{m} / 3 = 3.750\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$
• 충격계수(i)	• 제1, 2지간 : $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
	• 제1 내부지점 : $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)
	P_m 108kN
	P_s 156kN
	W_ℓ 12.7kN/m
	표준트럭하중(DB-24)
	P_f 24 kN
	P_r 96 kN
• 재하방법	- 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 - DB-24, DL-24 재하 - DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 - 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 3차로 동시 재하 : 90% 4차로 이상 동시 재하 : 75% - 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.

② 감곡IC교-양평방향

㉠ 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
 - 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 44.1% 할증 적용
 - 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.441
- 바닥판 자중
 - 단면 A-A
 - 횡방향 하중분배



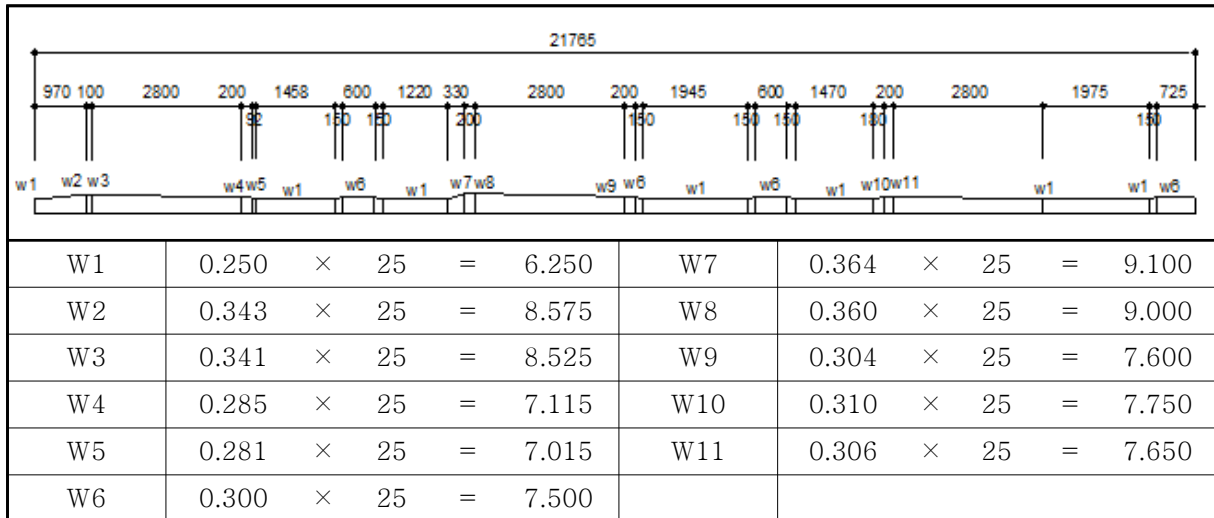
【그림 5-4】 합성전 바닥판 자중 재하도(단면A-A)

- 거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	17.640	19.386	37.026	2.444	
ST		14.729	—	14.729	—	
G2	2.800	19.586	20.774	40.360	1.663	

◦ 단면 B-B

－횡방향 하중분배



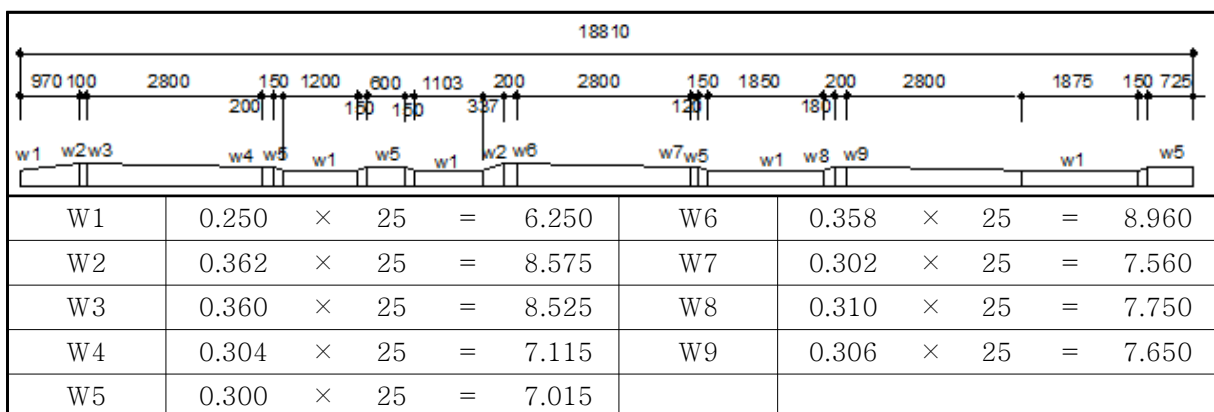
【그림 5-5】 합성전 바닥판 자중 재하도(단면B-B)

－거더별 작용하중

구 분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	17.640	19.386	37.026	2.444	
ST1	—	14.696	—	14.696	—	
G2	2.800	20.210	19.895	40.105	-0.441	
ST2	—	16.693	—	16.693	—	
G3	2.800	28.153	17.738	45.891	-14.581	

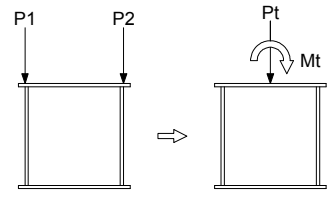
◦ 단면 C-C

－횡방향 하중분배



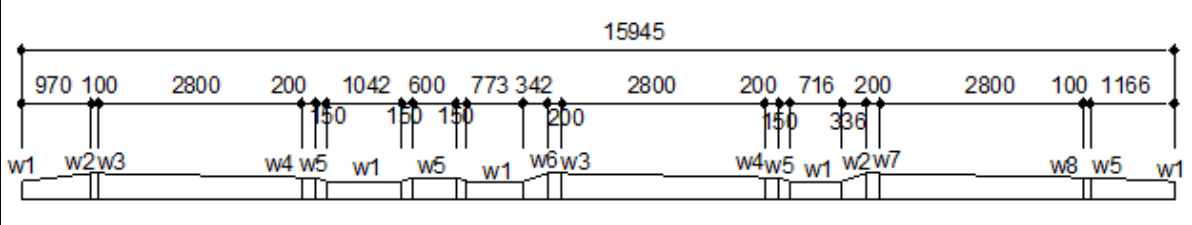
【그림 5-6】 합성전 바닥판 자중 재하도(단면C-C)

-거더별 작용하중

구 분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	17.843	20.333	38.176	3.486	
ST1	—	13.731	—	13.731	—	
G2	2.800	19.239	19.486	38.725	0.346	
G3	2.800	27.528	18.353	45.881	-12.845	

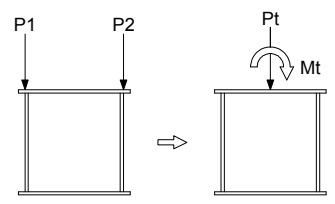
◦ 단면 D-D

-횡방향 하중분배

									
W1	0.250	×	25	=	6.250	W6	0.300	×	25 = 7.500
W2	0.362	×	25	=	9.050	W7	0.364	×	25 = 9.100
W3	0.360	×	25	=	9.000	W8	0.358	×	25 = 8.950
W4	0.304	×	25	=	7.600	W9	0.302	×	25 = 7.550

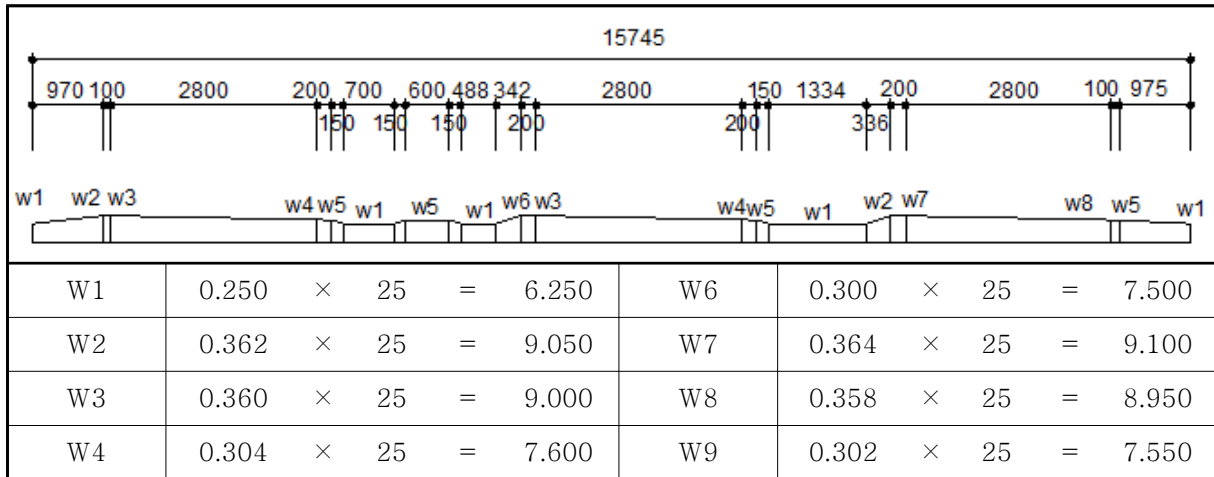
【그림 5-7】 합성전 바닥판 자중 재하도(단면D-D)

-거더별 작용하중

구 분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	17.351	20.333	37.684	4.175	
ST1	—	12.231	—	12.231	—	
G2	2.800	16.641	18.540	35.181	2.659	
G3	2.800	19.929	17.915	37.844	-2.820	

◦ 단면 E-E

－횡방향 하중분배



【그림 5-8】 합성전 바닥판 자중 재하도 (단면E-E)

－거더별 작용하중

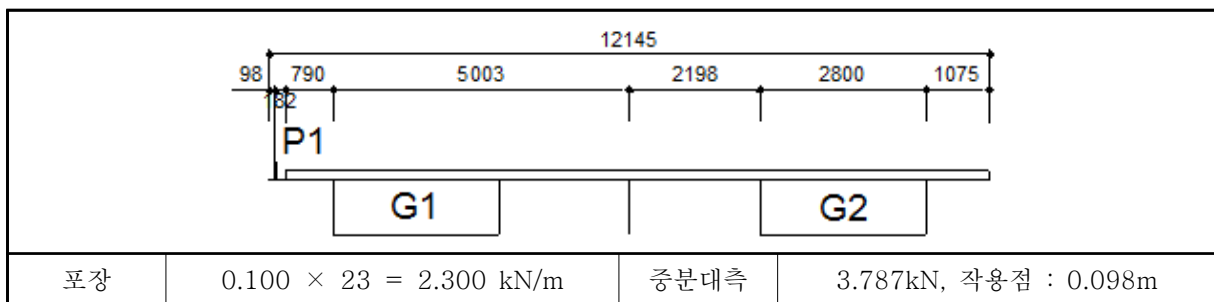
구 분	거더 폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	21.834	19.838	41.672	-2.794	
G2	2.800	17.696	23.465	41.161	8.077	
G3	2.800	18.490	20.249	38.739	2.463	

㉠ 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

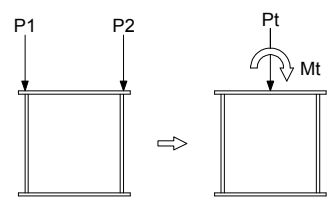
◦ 단면 A-A

－횡방향 하중분배



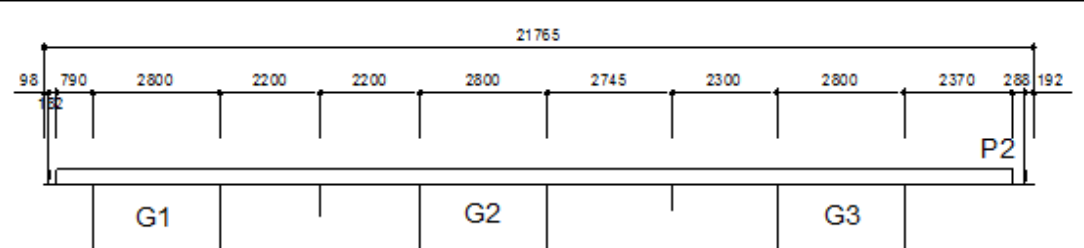
【그림 5-9】 합성후 고정하중 재하도 (단면A-A)

-거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	8.824	5.750	14.574	-4.304	
ST	-	5.060	-	5.060	-	
G2	2.800	5.750	5.693	11.443	-0.080	

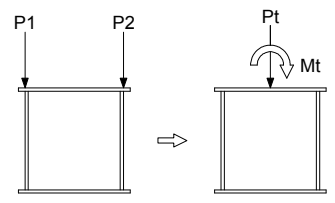
◦ 단면 B-B

-횡방향 하중분배

			
포장	$0.100 \times 23 = 2.300 \text{ kN/m}$	방호벽	8.365kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	3.787kN, 작용점 : 0.098m		

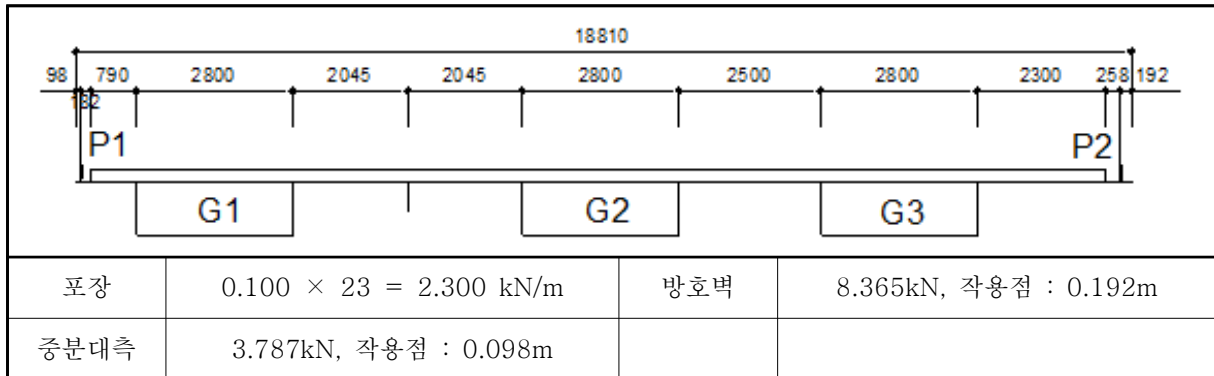
【그림 5-10】 합성후 고정하중 재하도(단면B-B)

-거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	8.824	5.750	14.574	-4.304	
ST1		5.060	-	5.060	-	
G2	2.800	5.750	5.693	11.443	-0.080	
ST2		5.802	-	5.802	-	
G3	2.800	5.865	17.036	22.901	15.639	

◦ 단면 C-C

－횡방향 하중분배



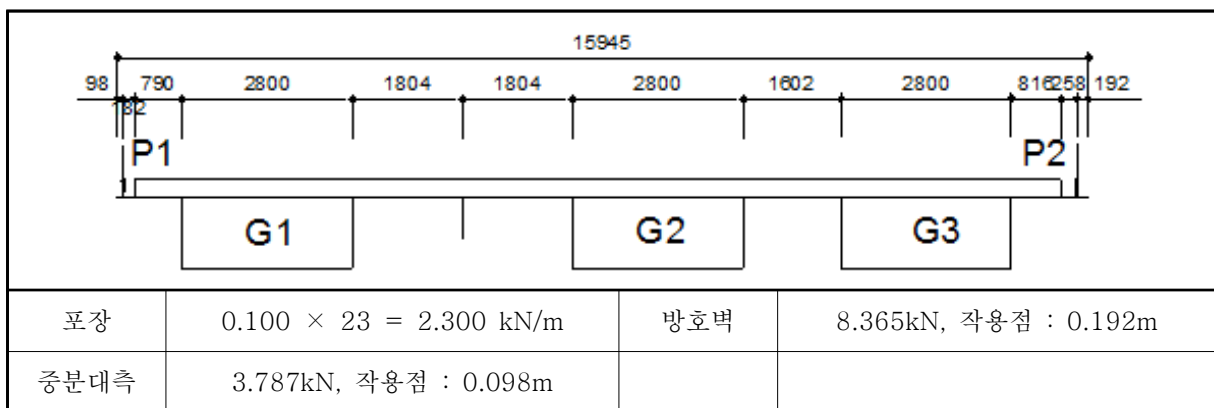
【그림 5-11】 합성후 고정하중 재하도(단면C-C)

－거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	8.824	5.750	14.574	-4.304	
ST1		5.060	—	5.060	—	
G2	2.800	5.572	6.095	11.667	0.732	
G3	2.800	6.095	16.875	22.970	15.092	

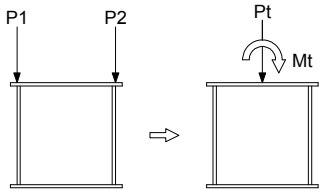
◦ 단면 D-D

－횡방향 하중분배



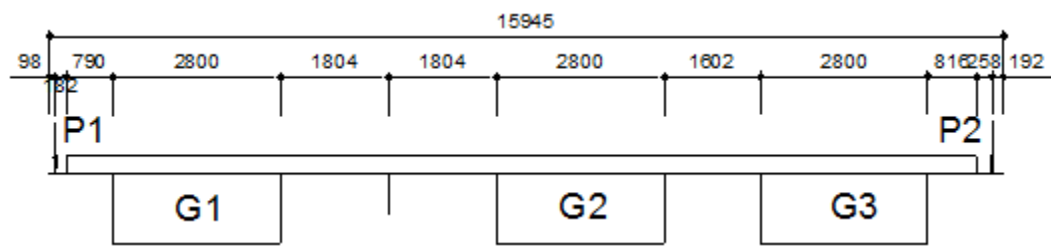
【그림 5-12】 합성후 고정하중 재하도(단면D-D)

-거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	8.824	5.295	14.119	-4.941	
ST1	-	4.149	-	4.149	-	
G2	2.800	5.295	5.062	10.357	-0.326	
G3	2.800	5.062	13.462	18.524	11.760	

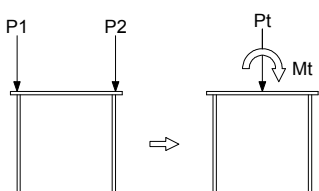
◦ 단면 E-E

-횡방향 하중분배

			
포장	$0.100 \times 23 = 2.300 \text{ kN/m}$	방호벽	8.365kN, 작용점 : 0.192m
중분대측	3.787kN, 작용점 : 0.098m		

【그림 5-13】 합성후 고정하중 재하도(단면E-E)

-거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1(kN/m)	P2(kN/m)	Pt(kN/m)	Mt(kN·m)	
G1	2.800	8.824	6.647	15.471	-3.048	
G2	2.800	6.647	5.773	12.420	-1.224	
G3	2.800	5.773	13.022	18.795	10.149	

■ 활하중

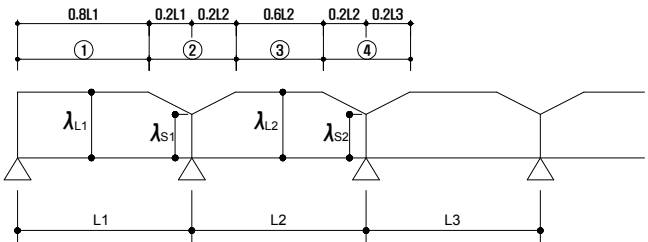
구 분	활하중			
• 교 폭	• 15.750~21.770m			
• 지간장(L)	• 40m + 2@50.0m + 40m = 180m			
• 연석간 교폭(W_c)	• 11.865m ~ 21.035m			
• 설계 차로수(N)	• $9.1\text{m} \leq W_c < 12.8\text{m} \quad \therefore$ 3차로 재하 • $20.1\text{m} \leq W_c < 23.8\text{m} \quad \therefore$ 6차로 재하			
• 설계 차로폭(W)	• $11.865\text{m} / 2 = 3.955\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$ • $21.035\text{m} / 6 = 3.506\text{m} < 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.506\text{m}$			
• 충격계수(i)	• 제1, 2지간 : $15 / (40+55.0)=0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용			
	• 제1 내부지점 : $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용			
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	P_m	108kN	P_f	24 kN
	P_s	156kN	P_r	96 kN
	W_ℓ	12.7kN/m		
• 재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75% • 각 CASE별 하중재하도 및 각 거더별 작용하중은 부록 참조.			

3) 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같으며, 단면응력 검토 시 적용하였다.(상세한 계산과정은 부록 참조)

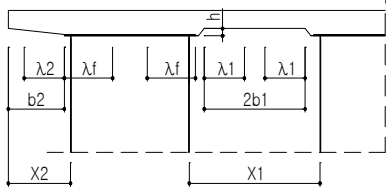
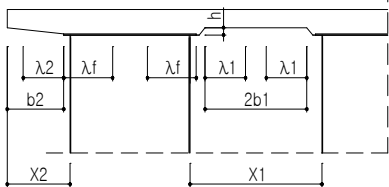
① 플랜지 유효폭

【표 5-3】 플랜지의 유효폭 산정

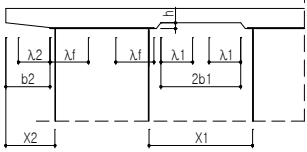
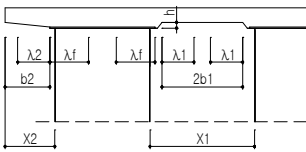
구 분	플랜지(m)		비 고
	G1	G2	
제1, 2지간 중양부	3.000	3.000	
제1지간 지점부	2.649	2.649	상부 : 복부간격 $2b = 2.800\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.800\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 = 55.00\text{m}$, $L2 = 55.00\text{m}$

② 바닥판 유효폭

【표 5-4】 바닥판의 유효폭 산정(마산방향)

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1=4.400\text{m}$, $X_2=1.075\text{m}$ $h=0.05\text{m}$, $b_e=0.100\text{m}$	 $X_1=4.400\text{m}$, $X_2=1.075\text{m}$ $h=0.05\text{m}$, $b_e=0.100\text{m}$
제1, 2지간 중양부	6.025	6.025
제1지간 지점부	5.204	5.204

【표 5-5】 바닥판의 유효폭 산정(양평방향)

구 분	바닥판(m)	
	G1	G2
개 요	 $X_1=4.195\text{m}, X_2=1.070\text{m}$ $h=0.05\text{m}, b_e=0.100\text{m}$	 $X_1=4.195\text{m}, X_2=1.070\text{m}$ $h=0.05\text{m}, b_e=0.100\text{m}$
제1지간 중앙부	5.918	5.918
제1지간 지점부	4.956	4.956
제2지간 중앙부	5.332	5.332

4) 모델링 및 단면 제정수

① 모델링

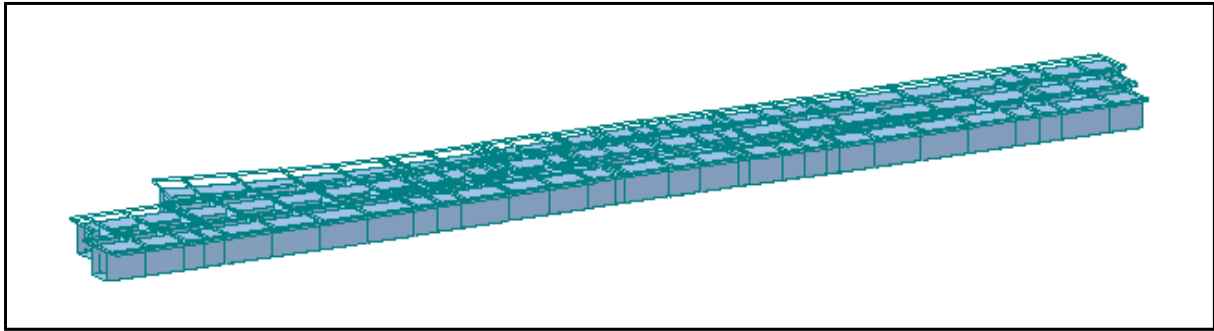
해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다. 또한 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

㉠ 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.

㉡ 경계조건은 현장조사시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5-14】 해석모델링(마산방향)



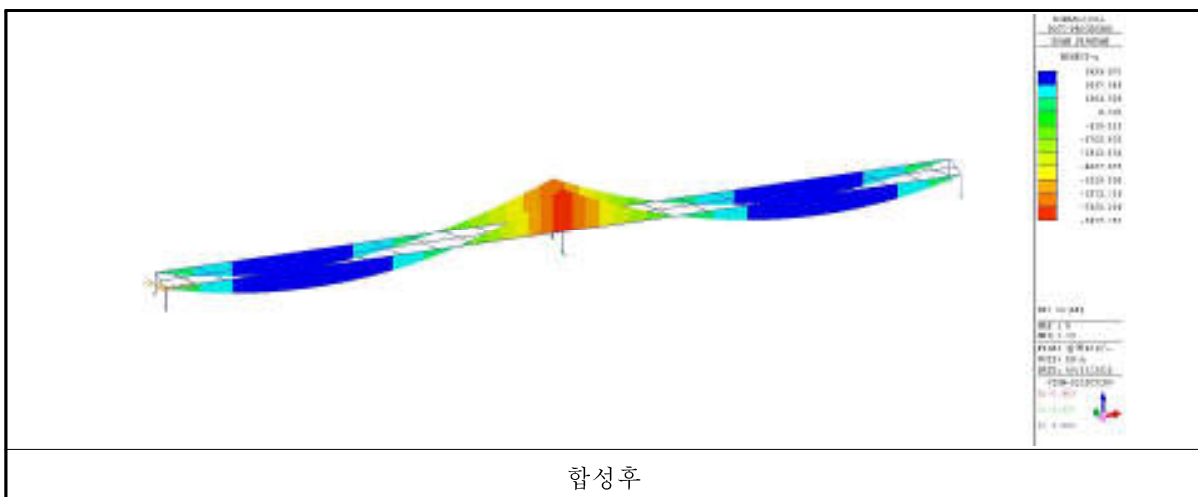
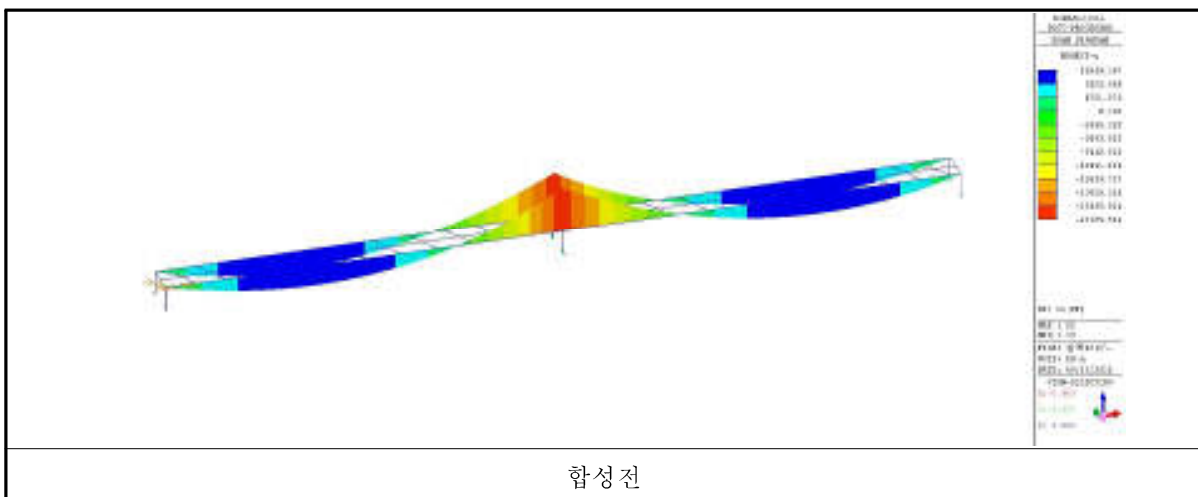
【그림 5-15】 해석모델링(양평방향)

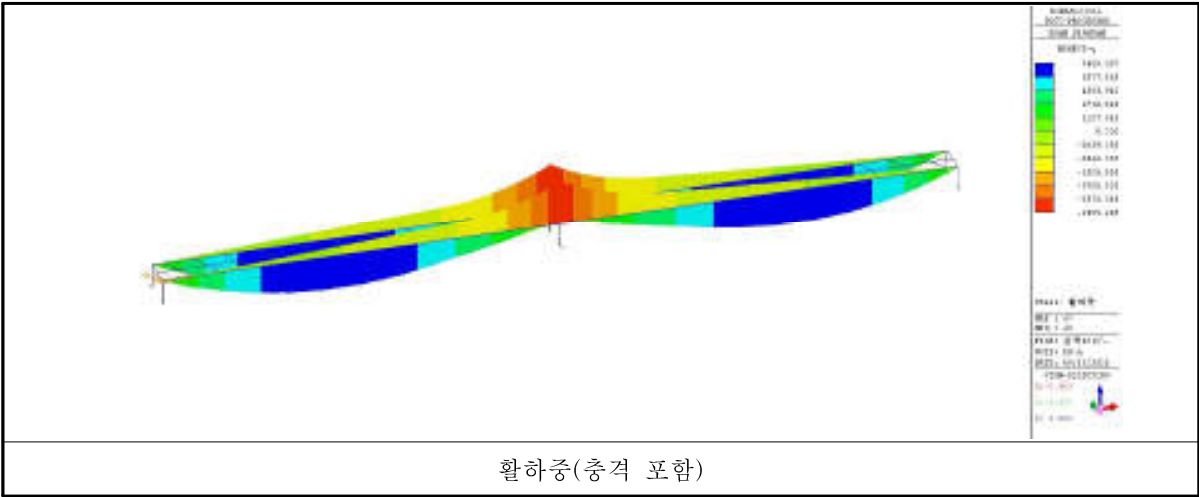
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 마산방향

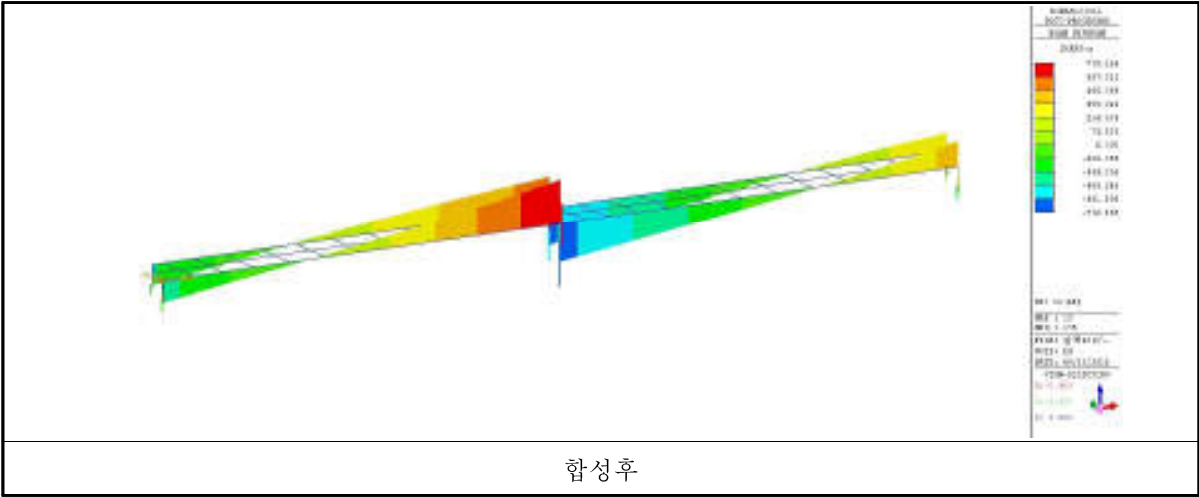
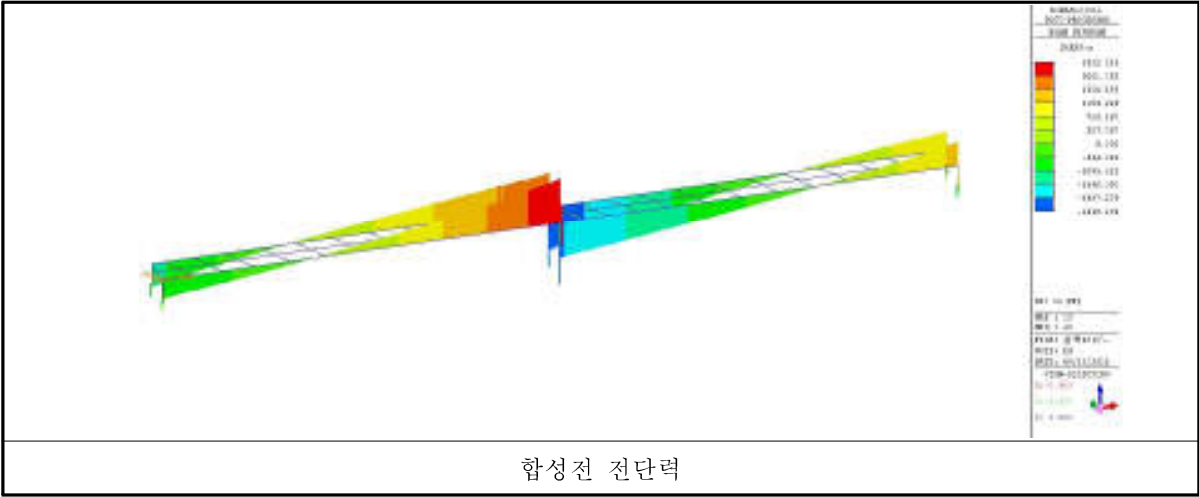
■ 휨모멘트

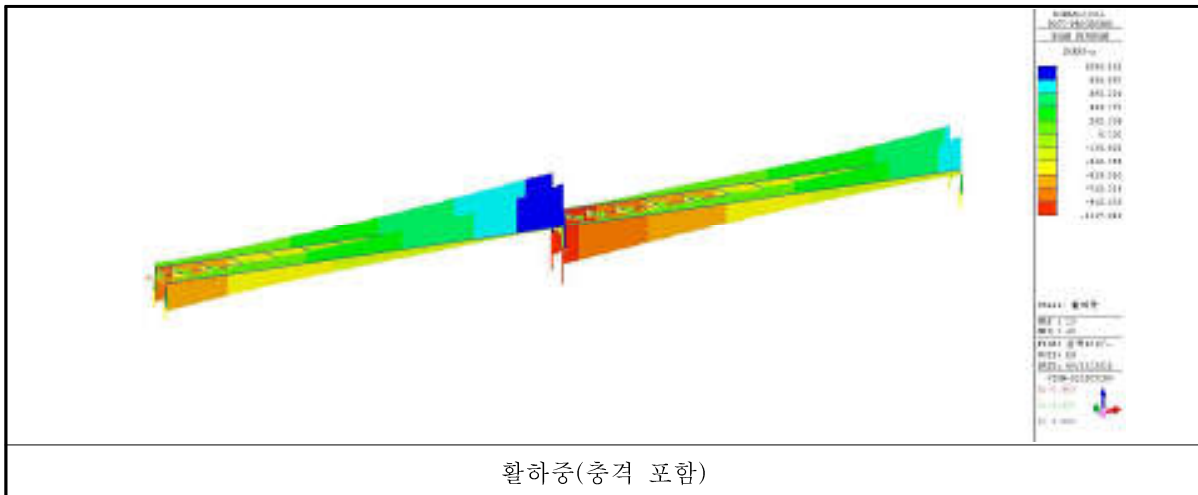




【그림 5-16】 휨모멘트(마산방향)

■ 전단력

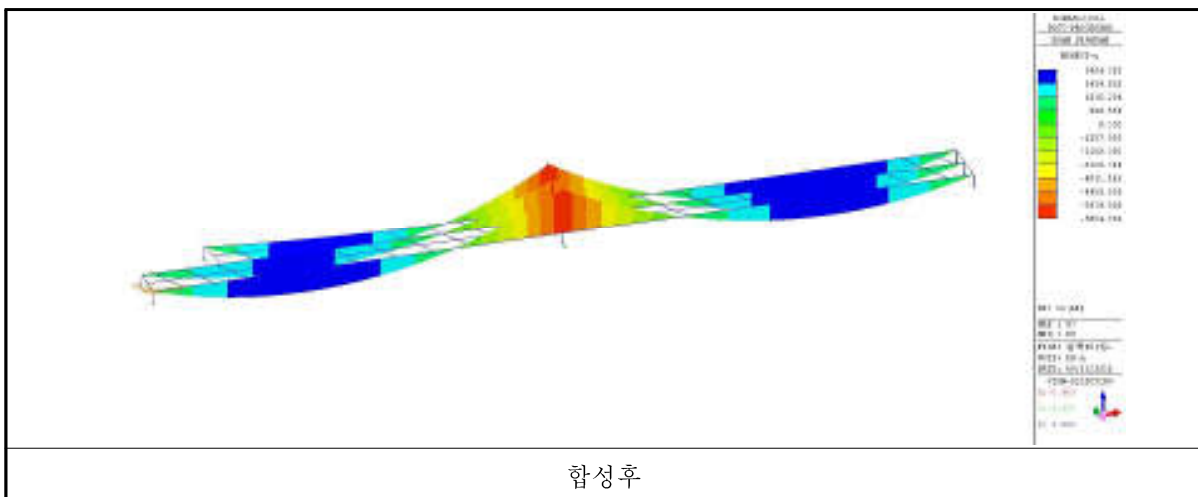
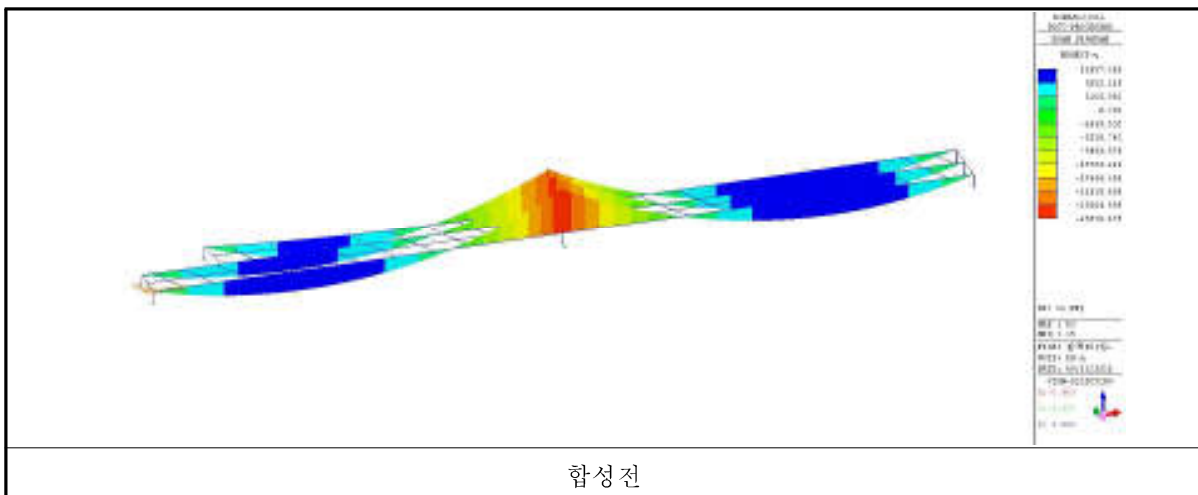


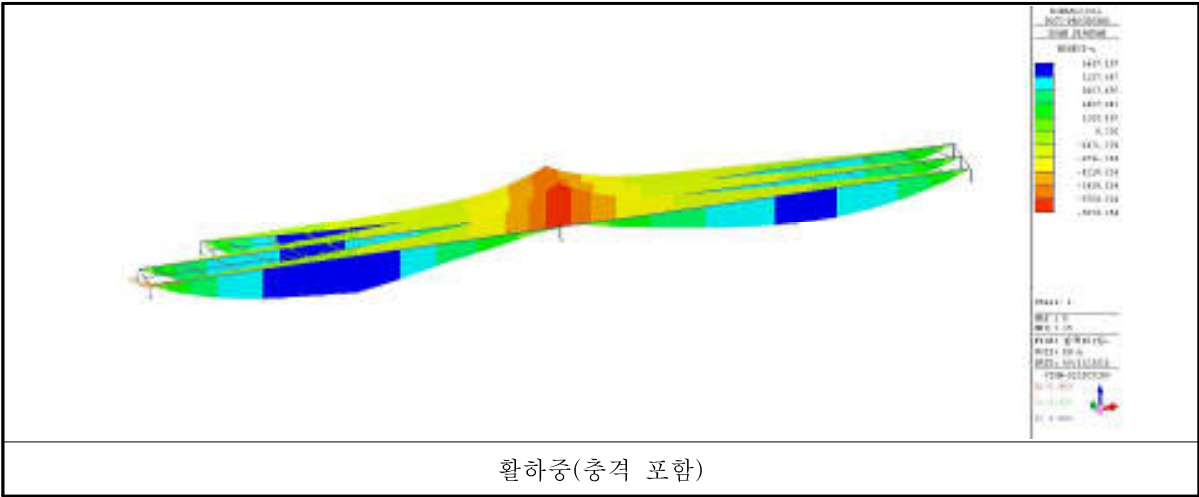


【그림 5-17】 전단력(마산방향)

㉠ 양평방향

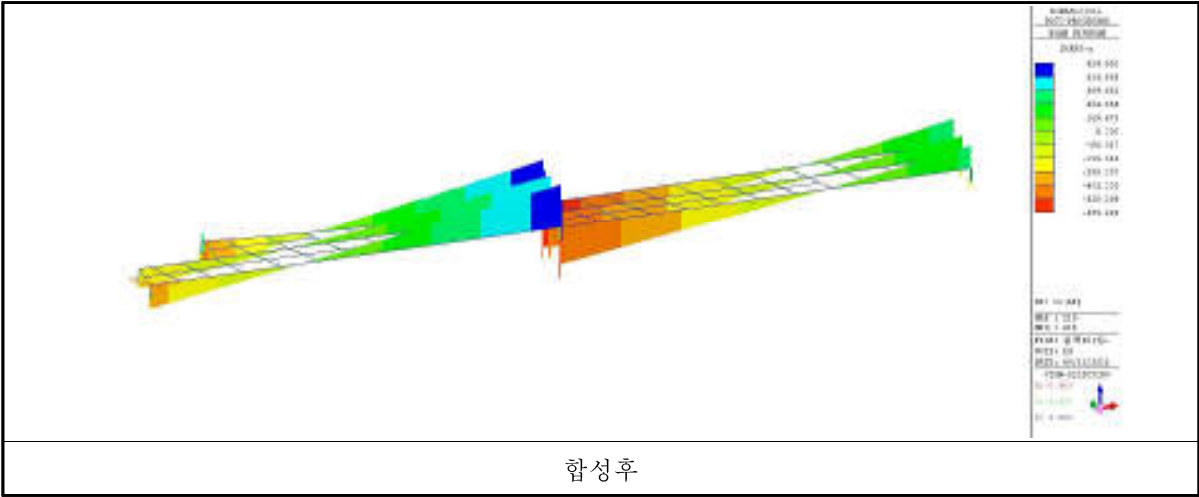
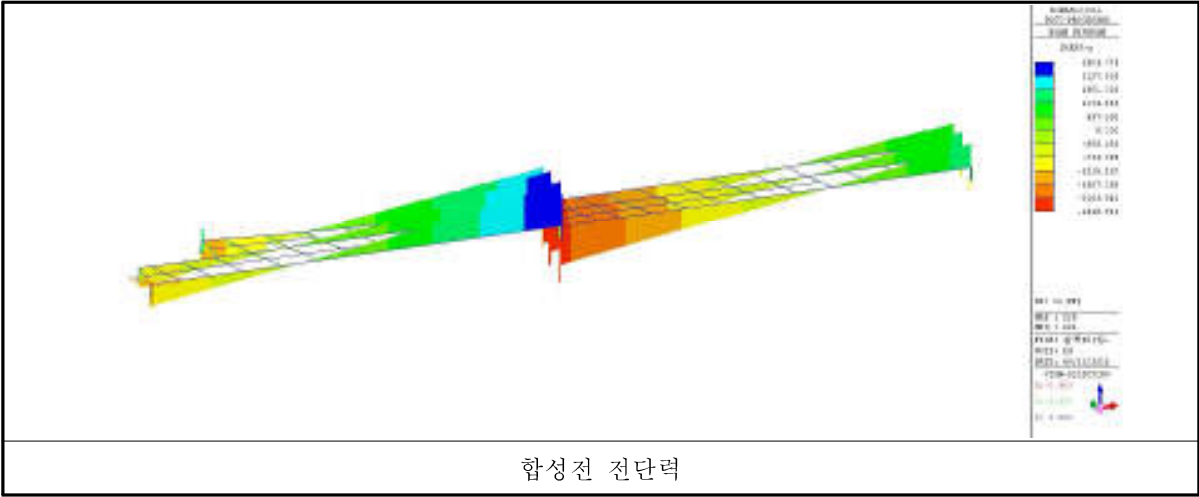
■ 휨모멘트

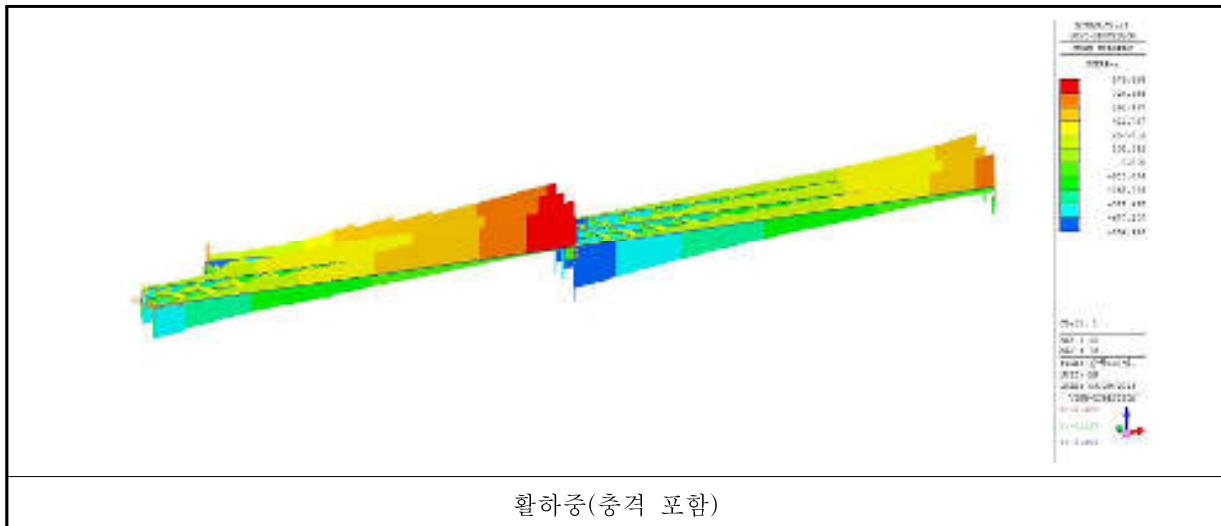




【그림 5-18】 휨모멘트(양평방향)

■ 전단력





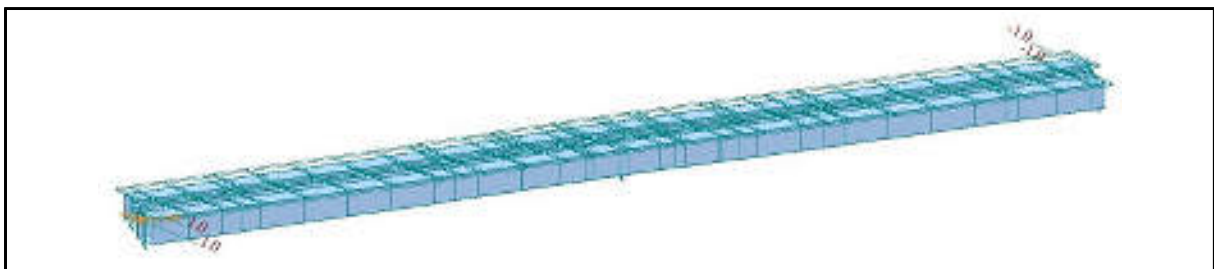
활하중(충격 포함)

【그림 5-19】 전단력(양평방향)

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강재-콘크리트 온도차에 의한 응력이 발생한다. 특히, 강합성형교가 2경간 이상의 연속 교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가로 발생되며 이와 같은 하중을 2차 모멘트라고 한다.

부정정계에서 2차 모멘트를 구하기 위하여 해석모델 교량의 양단에 단위 모멘트를 작용시켜 각 절점에서의 모멘트(이 값을 영향계수 k 라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.



【그림 5-20】 2차 부정정력에 대한 영향 검토(마산방향)



【그림 5-21】 2차 부정정력에 대한 영향 검토(양평방향)

③ 단면력 산정결과

㉠ 마산방향

■ 경간(S1~S2) 정모멘트부

【표 5-6】 경간(S1~S2) 정모멘트부 단면력 산정결과(마산방향)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1	휨모멘트(kN · m)	11503.690	3528.010	7179.590	22211.290
	전단력(kN)	-5.820	-10.880	278.430	261.730
	비틀림모멘트(kN · m)	-819.400	-115.510	340.050	-594.860
S2	휨모멘트(kN · m)	11621.320	3573.390	7264.420	22459.130
	전단력(kN)	-12.610	-0.290	304.140	291.240
	비틀림모멘트(kN · m)	-858.970	-200.200	452.960	-606.210

■ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-7】 지점부(P1) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1	휨모멘트(kN · m)	-26461.630	-7462.480	-9955.190	-43879.300
	전단력(kN)	-2448.210	-657.270	-1117.760	-4223.240
	비틀림모멘트(kN · m)	291.050	173.440	-1108.940	-644.450

㉡ 양평방향

■ 경간(S1~S2) 정모멘트부

【표 5-8】 경간(S1~S2) 정모멘트부 단면력 산정결과(마산방향)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1	휨모멘트(kN · m)	12351.430	3262.950	5612.670	21227.050
	전단력(kN)	-11.220	-2.460	252.350	238.670
	비틀림모멘트(kN · m)	-570.470	-82.560	259.230	-393.800
S2	휨모멘트(kN · m)	12524.840	2922.230	5239.970	20687.040
	전단력(kN)	20.900	9.890	247.650	278.440
	비틀림모멘트(kN · m)	-774.310	-98.910	239.360	-633.860

■ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-9】 지점부(P1) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1	휨모멘트(kN · m)	-28870.180	-6703.400	-8071.050	-43644.630
	전단력(kN)	2579.610	590.510	-17.380	3152.740
	비틀림모멘트(kN · m)	-350.830	-108.890	-979.870	-1439.590

6) 강박스 거더의 응력 검토

강박스 거더에 대한 응력검토는 내·외측경간 최대 정모멘트부 및 내·외측 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류6	온도차
하중종류3	활하중	하중종류7	풍하중
하중종류4	크리프		

① 마산방향

㉠ 경간(S1~S2) 정모멘트부

■ S1-G1(단면-31)

◦ 휨응력

【표 5-10】 경간(S1) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	61.725	-65.748	190.000	190.000	3.078	2.890
1+2+3	77.391	-124.127	190.000	190.000	2.455	1.531
1+2+3+4	82.225	-122.543	218.500	190.000	2.657	1.550
1+2+3+4+5	101.115	-116.895	218.500	190.000	2.161	1.625
1+2+3+4+5+6	115.699	-111.375	247.000	218.500	2.135	1.962
1+2+3+4+5-6	86.530	-122.414	247.000	218.500	2.855	1.785
1+2+3+4+5+7	101.284	-117.526	237.500	237.500	2.345	2.021
1+2+3+4+5+6+7	115.869	-112.006	256.500	256.500	2.214	2.290
1+2+3+4+5-6+7	86.699	-123.045	256.500	256.500	2.958	2.085

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w)$$

$$= 6.542 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

－상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{115.699}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{6.542}{110.000}\right)^2 = 0.219 + 0.004 = 0.223 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

－하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-124.127}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{6.542}{110.000}\right)^2 = 0.427 + 0.004 = 0.430 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

■ S2-G1(단면-48)

◦ 휨응력

【표 5-11】 경간(S2) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	62.356	-66.421	190.000	190.000	3.047	2.861
1+2+3	77.495	-124.753	190.000	190.000	2.452	1.523
1+2+3+4	82.347	-123.063	218.500	190.000	2.653	1.544
1+2+3+4+5	101.023	-117.114	218.500	190.000	2.163	1.622
1+2+3+4+5+6	115.473	-111.322	247.000	218.500	2.139	1.963
1+2+3+4+5-6	86.572	-122.907	247.000	218.500	2.853	1.778
1+2+3+4+5+7	101.206	-117.821	237.500	237.500	2.347	2.016
1+2+3+4+5+6+7	115.657	-112.028	256.500	256.500	2.218	2.290
1+2+3+4+5-6+7	86.756	-123.613	256.500	256.500	2.957	2.075

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w)$$

$$= 7.013 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

－상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{115.473}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{7.013}{110.000}\right)^2 = 0.219 + 0.004 = 0.223 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

－하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-124.753}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.013}{110.000}\right)^2 = 0.431 + 0.004 = 0.435 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 지점부 부모멘트부

■ P1-G1(단면-68)

◦ 휨응력

【표 5-12】 지점(P1) 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-96.874	92.635	190.00	190.00	1.961	2.051
1+2+3	-163.731	162.209	190.00	190.00	1.160	1.171
1+2+3+4	-166.304	150.870	190.00	190.00	1.142	1.259
1+2+3+4+5	-162.654	170.305	190.00	190.00	1.168	1.116
1+2+3+4+5+6	-155.140	193.464	218.50	218.50	1.408	1.129
1+2+3+4+5-6	-170.168	147.146	218.50	218.50	1.284	1.485
1+2+3+4+5+7	-164.253	171.969	256.50	256.50	1.562	1.492
1+2+3+4+5+6+7	-156.739	195.129	256.50	256.50	1.636	1.315
1+2+3+4+5-6+7	-171.767	148.810	256.50	256.50	1.493	1.724

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2F_v t_w) \\ &= 24.895 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

◦ 합성응력의 검토

－상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-166.304}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{24.895}{110.000}\right)^2 = 0.766 + 0.051 = 0.817 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

－하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{170.305}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{24.895}{110.000}\right)^2 = 0.803 + 0.051 = 0.855 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 양평방향

㉠ 경간(S1) 정모멘트부

■ S1-G1(단면-7)

◦ 휨응력

【표 5-13】 경간(S1) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	66.273	-70.594	190.000	190.000	2.867	2.691
1+2+3	79.348	-118.613	190.000	190.000	2.395	1.602
1+2+3+4	83.792	-117.051	218.500	190.000	2.608	1.623
1+2+3+4+5	102.258	-111.091	218.500	190.000	2.137	1.710
1+2+3+4+5+6	116.652	-105.298	247.000	218.500	2.117	2.075
1+2+3+4+5-6	87.863	-116.884	247.000	218.500	2.811	1.869
1+2+3+4+5+7	102.330	-111.354	237.500	237.500	2.321	2.133
1+2+3+4+5+6+7	116.724	-105.561	256.500	256.500	2.197	2.430
1+2+3+4+5-6+7	87.935	-117.147	256.500	256.500	2.917	2.190

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 5.686 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{116.652}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{5.686}{110.000}\right)^2 = 0.223 + 0.003 = 0.226 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-1118.613}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{5.686}{110.000}\right)^2 = 0.390 + 0.003 = 0.392 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

■ S2-G1(단면-23)

◦ 휨응력

【표 5-14】 경간(S2) 정모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	67.204	-71.585	190.000	190.000	2.827	2.654
1+2+3	80.094	-116.512	190.000	190.000	2.372	1.631
1+2+3+4	84.229	-115.317	218.500	190.000	2.594	1.648
1+2+3+4+5	101.923	-110.707	218.500	190.000	2.144	1.716
1+2+3+4+5+6	115.869	-105.948	247.000	218.500	2.132	2.062
1+2+3+4+5-6	87.977	-115.466	247.000	218.500	2.808	1.892
1+2+3+4+5+7	102.018	-111.037	237.500	237.500	2.328	2.139
1+2+3+4+5+6+7	115.964	-106.278	256.500	256.500	2.212	2.413
1+2+3+4+5-6+7	88.072	-115.796	256.500	256.500	2.912	2.215

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 7.131 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{115.869}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{7.131}{110.000}\right)^2 = 0.220 + 0.004 = 0.224 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-116.512}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.131}{110.000}\right)^2 = 0.376 + 0.004 = 0.380 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 지점부 부모멘트부

■ P1-G1(단면-14)

◦ 휨응력

【표 5-15】 지점(P1) 부모멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-105.691	101.066	190.00	190.00	1.798	1.880
1+2+3	-162.903	160.410	190.00	190.00	1.166	1.184
1+2+3+4	-165.255	150.490	190.00	190.00	1.150	1.263
1+2+3+4+5	-161.596	168.817	190.00	190.00	1.176	1.125
1+2+3+4+5+6	-154.327	190.774	218.50	218.50	1.416	1.145
1+2+3+4+5-6	-168.865	146.860	218.50	218.50	1.294	1.488
1+2+3+4+5+7	-162.114	169.355	256.50	256.50	1.582	1.515
1+2+3+4+5+6+7	-154.845	191.312	256.50	256.50	1.656	1.341
1+2+3+4+5-6+7	-169.383	147.398	256.50	256.50	1.514	1.740

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

◦ 전단 및 비틀림

$$\nu = (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w)$$

$$= 22.961 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 합성응력의 검토

-상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-165.255}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{22.961}{110.000}\right)^2 = 0.756 + 0.044 = 0.800 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

-하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{168.817}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{22.961}{110.000}\right)^2 = 0.789 + 0.044 = 0.833 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 응력 검토

① 휨응력

㉠ 마산방향

【표 5-16】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S1-G2	115.699	-124.127	247.00	-190.00	2.135	1.531	O.K
	S2-G2	115.473	-124.753	247.00	-190.00	2.139	1.523	O.K
부모멘트부	P1	-166.304	170.305	190.00	190.00	1.142	1.116	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 양평방향

【표 5-17】 강박스 거더의 휨응력 검토결과

구 분		휨 응 력				안전율		검토결과
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	S1-G1	116.652	-118.613	247.00	-190.00	2.117	1.602	O.K
	S2-G1	115.869	-116.512	247.00	-190.00	2.132	1.631	O.K
부모멘트부	P1	-165.255	168.817	190.00	190.00	1.150	1.125	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

㉠ 마산방향

【표 5-18】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S1-G2	6.542	110.000	16.814	O.K
	S2-G2	7.013	110.000	15.685	O.K
부모멘트부	P1	24.895	110.000	4.419	O.K

㉡ 양평방향

【표 5-19】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S1-G2	5.686	110.000	19.346	O.K
	S2-G2	7.131	110.000	15.426	O.K
부모멘트부	P1	22.961	110.000	4.791	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.116, 전단응력 : 4.419)로 검토되어 구조 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

③ 합성응력

허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 0.223~0.855 사이로 허용기준치 1.2를 넘지 않은 것으로 검토되었다. 실제 교량의 현장여건을 고려한 공용차로(1차로~3차로 재하)에 의한 합성응력을 검토한 결과 허용기준치인 1.2에 만족하는 것으로 분석되었으며, 현장조사를 통한 비파괴시험 및 외관조사결과 지점부 강박스 거더의 특이손상은 발생되지 않은 양호한 상태로 판단된다.

라. 교량받침용량 검토

【표 5-20】 교량받침용량 검토(마산방향)

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
A1	G1	Sh01	253.531	431.102	173.390	482.585	1340.608	2500	O.K
		Sh02	252.366	396.305	180.269	445.410	1274.350	2500	O.K
	G2	Sh03	205.477	349.608	200.716	395.309	1151.110	2500	O.K
		Sh04	178.214	334.233	209.358	365.187	1086.992	2500	O.K
P1	G1	Sh01	962.929	1274.044	569.296	999.149	3805.418	6000	O.K
		Sh02	977.978	1294.852	582.079	985.392	3840.301	6000	O.K
	G2	Sh03	981.006	1400.683	772.138	965.224	4119.051	6000	O.K
		Sh04	966.519	1385.473	770.933	967.158	4090.083	6000	O.K
A2	G1	Sh01	177.079	285.525	141.956	369.925	974.485	2500	O.K
		Sh02	207.991	334.489	155.496	420.016	1117.992	2500	O.K
	G2	Sh03	258.193	427.823	223.234	461.979	1371.229	2500	O.K
		Sh04	257.985	460.713	247.360	447.466	1413.524	2500	O.K

【표 5-21】 교량받침용량 검토(양평방향)

구 분			합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침용량 (kN)	검토 결과
			Steel	Concrete					
A1	G1	Sh01	42.005	184.502	162.254	379.220	767.981	2500	O.K
		Sh02	449.339	967.020	172.488	418.645	2007.492	2500	O.K
	G2	Sh03	98.779	217.478	164.125	422.799	903.181	2500	O.K
		Sh04	259.678	536.436	97.963	280.061	1174.138	2500	O.K
	G3	Sh05	235.732	489.882	287.687	683.314	1696.615	2500	O.K
		Sh06	198.736	368.638	165.629	438.326	1171.329	2500	O.K
P1	G1	Sh01	826.200	1222.536	568.347	959.191	3576.274	6000	O.K
		Sh02	850.478	1260.488	565.168	946.614	3622.748	6000	O.K
	G2	Sh03	982.390	1477.856	475.849	780.638	3716.733	6000	O.K
		Sh04	988.535	1491.797	477.382	774.345	3732.059	6000	O.K
	G3	Sh05	1010.923	1629.888	629.650	667.653	3938.114	6000	O.K
		Sh06	994.498	1610.279	635.291	669.465	3909.533	6000	O.K
A2	G1	Sh01	156.324	273.135	181.262	492.856	1103.577	2500	O.K
		Sh02	231.307	395.403	135.938	332.932	1095.58	2500	O.K
	G2	Sh03	227.536	376.990	127.429	378.084	1110.039	2500	O.K
		Sh04	258.472	473.535	132.035	351.928	1215.97	2500	O.K
	G3	Sh05	216.399	393.421	148.486	300.838	1059.144	2500	O.K
		Sh06	274.456	517.308	209.098	193.386	1194.248	2500	O.K

주) 반력 발생방향이 하향을 정(+), 상향을 부(-)로 표기함.

받침용량에 대한 검토결과 교량받침은 용량이 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

5.3 내하력평가

5.3.1 개 요

본 교량의 내하력평가는 주요 구조부재의 정밀 외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험 결과를 토대로 횡방향 해석에 의한 바닥판슬래브는 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하며, 종방향 해석에 의한 강박스 거더의 경우에는 허용응력법과 강도설계법, 두가지 방법에 대해서 기본 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법에 의한 내하력평가

$$\textcircled{㉠} \text{ 내하율(RF)} = \frac{f_a - (f_d + f_{ps} + f_{cs})}{f_\ell (1 + i)}$$

$$\textcircled{㉡} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

여기서, f_a : 실측 허용응력

f_{ps} : 프리스트레스에 의한 응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_{cs} : 크리프/건조수축에 의한 응력

f_ℓ : 설계 활하중에 의한 응력

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

i : 이론 충격계수

P : 기본 내하력

나. 강도설계법에 의한 내하력평가

$$\textcircled{㉠} \text{ 내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_\ell M_\ell (1 + i)}$$

$$\textcircled{㉡} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

여기서, ϕ : 실측 허용응력

γ_d : 고정하중 계수(1.30)

M_n : 극한 저항모멘트

γ_ℓ : 활하중 계수(2.15)

M_d : 실측 고정하중에 의한 모멘트

P_r : 설계 활하중(DB, DL하중)

M_ℓ : 설계 활하중에 의한 모멘트

P : 기본 내하력

i : 이론 충격계수

다. 내하력평가 결과

1) 마산방향

【표 5-22】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1-G2 정모멘트 최대	상연	66.225	11.166	190.000	11.085	DB-24이상
	하연	-82.518	-41.609	-190.000	2.583	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	66.714	10.781	190.000	11.435	"
	하연	-83.213	-41.540	-190.000	2.571	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-121.551	-42.180	-190.000	1.623	"
	하연	118.315	43.894	190.000	1.633	"

【표 5-23】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부	122.167	1.3	10.674	2.15	25.235	1.996	DB-24 이상
캔틸레버부	122.167	1.3	7.598	2.15	36.804	1.419	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.357	2.15	28.080	1.704	"

2) 양평방향

【표 5-24】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1-G2 정모멘트 최대	상연	70.501	8.847	190.000	13.507	DB-24이상
	하연	-86.118	-32.495	-190.000	3.197	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	71.173	8.921	190.000	13.319	"
	하연	-85.418	-31.095	-190.000	3.363	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-127.946	-34.957	-190.000	1.775	"
	하연	124.150	36.260	190.000	1.816	"

【표 5-25】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부	121.568	1.3	10.674	2.15	25.235	1.985	DB-24 이상
캔틸레버부	121.568	1.3	7.656	2.15	36.804	1.411	"
중앙부 바닥판	105.363	1.3	2.357	2.15	28.080	1.694	"

라. 검토결과

강박스거더와 바닥판 내하력평가 결과 기본내하력(P)는 DB-24 이상을 확보하였다.

마. 기 진단결과와의 비교 · 분석

1) 마산방향

① 강박스 거더 내하력평가 결과

금회 강박스 거더는 허용응력법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-26】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	66.225	11.166	190.000	11.085	DB-24이상
		하연	-82.518	-41.609	-190.000	2.583	"
	제2지간 중앙부	상연	66.714	10.781	190.000	11.435	"
		하연	-83.213	-41.540	-190.000	2.571	"
	제1지간 지점부	상연	-121.551	-42.180	-190.000	1.623	"
		하연	118.315	43.894	190.000	1.633	"

㉔ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-27】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1-G2 정모멘트 최대	상연	66.225	11.166	190.000	11.085	DB-24이상
	하연	-82.518	-41.609	-190.000	2.583	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	66.714	10.781	190.000	11.435	"
	하연	-83.213	-41.540	-190.000	2.571	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-121.551	-42.180	-190.000	1.623	"
	하연	118.315	43.894	190.000	1.633	"

② 바닥판 내하력평가 결과

금회 바닥판은 강도설계법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉔ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-28】 2012년 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	122.167	1.3	10.674	2.15	25.235	1.996	DB-24 이상
캔틸레버부 (중앙분리대측)	122.167	1.3	7.598	2.15	36.804	1.419	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.357	2.15	28.080	1.704	"

㉔ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-29】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도(kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부	122.167	1.3	10.674	2.15	25.235	1.996	DB-24 이상
캔틸레버부	122.167	1.3	7.598	2.15	36.804	1.419	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	2.357	2.15	28.080	1.704	"

2) 양평방향

① 강박스 거더 내하력평가 결과

금회 강박스 거더는 허용응력법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-30】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	70.501	8.847	190.000	13.507	DB-24이상
		하연	-86.118	-32.495	-190.000	3.197	"
	제2지간 중앙부	상연	71.173	8.921	190.000	13.319	"
		하연	-85.418	-31.095	-190.000	3.363	"
	제1지간 지점부	상연	-127.946	-34.957	-190.000	1.775	"
		하연	124.150	36.260	190.000	1.816	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-31】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율(RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S1- G2 정모멘트 최대	상연	70.501	8.847	190.000	13.507	DB-24이상
	하연	-86.118	-32.495	-190.000	3.197	"
S2-G2 정모멘트 최대	상연	71.173	8.921	190.000	13.319	"
	하연	-85.418	-31.095	-190.000	3.363	"
S1-G2 부모멘트 최대	상연	-127.946	-34.957	-190.000	1.775	"
	하연	124.150	36.260	190.000	1.816	"

② 바닥판 내하력평가 결과

금회 바닥판은 강도설계법에 의해 내하력을 평가하였으며 2012년 정밀안전진단 결과와 금회 내하력평가 결과를 비교하여 수록하였다.

㉠ 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-32】 2012년 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (갓길측)	121.568	1.3	10.674	2.15	25.235	1.985	DB-24 이상
캔틸레버부 (중앙분리대측)	121.568	1.3	7.656	2.15	36.804	1.411	"
중앙부 바닥판	105.363	1.3	2.357	2.15	28.080	1.694	"

㉡ 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-33】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하 율(RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부	121.568	1.3	10.674	2.15	25.235	1.985	DB-24 이상
캔틸레버부	121.568	1.3	7.656	2.15	36.804	1.411	"
중앙부 바닥판	105.363	1.3	2.357	2.15	28.080	1.694	"

5.4 하부구조 안전성평가

외관 및 내구성조사 결과, 지금까지 공용기간 중 하부구조에 구조적인 손상이나 부등침하, 전도 및 활동 등의 이상 징후는 없는 상태이며 상기 조사결과와 구체 및 기초형식, 제원, 상부하중, 발생한 손상 등을 감안하여 교대, 교각에 대해서 도로교 설계기준(2010)에 따라 하부구조 안전성 검토를 실시하였다.(자세한 계산과정은 부록 참조)

5.4.1 감곡IC교-마산방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

- ㉠ 일반조건
- ㉡ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉢ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉣ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉤ 교대총폭 : $B=12.906\text{m}$
- ㉥ 교대총높이 : $H=12.000\text{m}$
- ㉦ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉧ SKEW : 20.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒤텔재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 230.414\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 185.832\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒤텔재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)

㉔ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$

㉕ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

④ 사용재료

㉑ 콘크리트

■ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

■ 탄성계수(E_c) : 26,986

㉒ 철근(SD30)

■ 항복강도(f_y) : 300 MPa

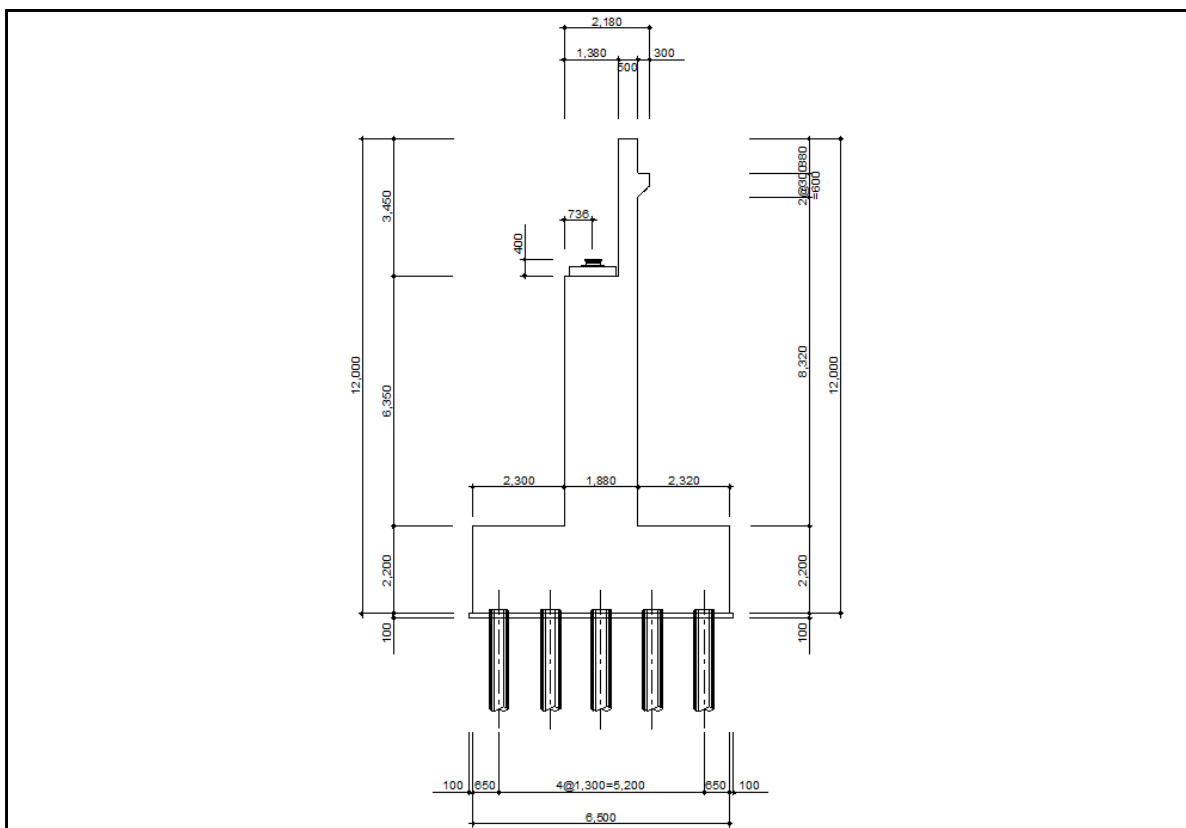
■ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

㉑ 안전성검토 : 허용응력설계법

㉒ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-22】 해석단면 (A1)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 28.10\text{m}^2 \times 25.0 = 702.450\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 22.60\text{m}^2 \times 20.0 = 452.020\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 토압계수 산정

■ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

■ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

ϕ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.271 \times 20 \times 12.000^2 \times \cos 0.000$	390.226	4.000	1560.903
	배면활하중 토압	$0.271 \times 10.000 \times 12.000 \times \cos 0.000$	32.519	6.000	195.113

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	3164.570 / 13.734	230.414	3.036	699.608
	활하중	2552.270 / 13.734	185.832	3.036	564.244
	배면활하중	10.000×2.320	23.200	5.340	123.888
수평하중	온도하중	230.414×0.050000	11.521	8.950	103.110

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	702.450	—	3.293	—	2312.892	—
뒷굽상부토자중	452.020	—	5.346	—	2416.559	—
상부고정하중	230.414	—	3.036	—	699.608	—
상부활하중	185.832	—	3.036	—	564.244	—
수평토압	—	390.226	—	4.000	—	1560.903
배면활하중	23.200	32.519	5.340	6.000	123.888	195.113
온도하중	—	11.521	—	8.950	—	103.110

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉔ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력
 Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력
 RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력
 LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력
 H : 수평도압(배면활하중 도압 포함) 또는 이에 따른 단면력
 G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

㉕ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	1154.470	390.226	4729.451	1560.903	
	LCBS2	1384.884	390.226	5429.059	1560.903	
	LCBS3	1593.916	422.744	6117.191	1756.016	
	LCBS4	1593.916	434.265	6117.191	1859.126	
계수하중	LCBF1	1500.811	663.384	6148.286	2653.535	
	LCBF2	1800.349	663.384	7057.777	2653.535	
	LCBF3	2249.768	718.666	8537.261	2985.226	
	LCBF4	2072.091	733.643	7952.348	3119.270	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉑ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
강관말뚝	508	12	2	4.329

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.
 · 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$
 · 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc(kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	15855.812	5359.468	0.505	8013.672	
	LCBS2	19020.382	5359.468	0.457	8689.907	
	LCBS3	21891.288	5806.090	0.514	11249.087	
	LCBS4	21891.288	5964.319	0.579	12665.232	
계수하중	LCBF1	20612.556	9111.096	0.921	18992.923	
	LCBF2	24726.497	9111.096	0.804	19872.028	
	LCBF3	30898.943	9870.354	0.782	24168.384	
	LCBF4	28458.674	10076.051	0.918	26111.844	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M(kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	481.062	106.421	87.622	140.000	OK(1.598)
	HINGE	402.188	60.211	57.952	140.000	OK(2.416)
LCBS2	FIX	548.052	106.256	91.851	140.000	OK(1.524)
	HINGE	469.300	60.211	62.277	140.000	OK(2.248)
LCBS3	FIX	642.745	114.455	102.315	140.000	OK(1.368)
	HINGE	557.917	65.229	70.657	140.000	OK(1.981)
LCBS4	FIX	664.919	117.139	105.172	140.000	OK(1.331)
	HINGE	578.101	67.006	72.903	140.000	OK(1.920)

㉡ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	114.698	14.775	80.000	O.K.(5.415)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	481.062	997.900	0.000	0.000	O.K.(2.074)
상 시	LCBS2	548.052	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.821)
상 시	LCBS3	642.745	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.553)
상 시	LCBS4	664.919	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.501)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 9.8002 \times \cos 11.667$	235.938	3.267	770.731
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 9.800 \times \cos 11.667$	24.075	4.900	117.969
	온도하중	230.414×0.050000	11.521	6.750	77.765

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	235.938	770.731
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	235.938	770.731
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	260.013	888.700
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	271.534	966.465
	Max							271.534	966.465
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	401.095	1310.242
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	401.095	1310.242
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	442.023	1510.790
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	457.000	1611.884
	Max							457.000	1611.884

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압		$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.4502 \times \cos 11.667$	29.240	1.150	33.627
윤하중		11.46×0.2508	28.747	3.090	88.829

㉔ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	29.240	33.627
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	29.240	33.627
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	57.988	122.456
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	57.988	122.456
	Max							57.988	122.456
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	98.579	208.174
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	98.579	208.174
	Max							98.579	208.174

③ 압굽

㉕ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN·m/m)	V (kN/m)	M (kN·m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	745.158	0.000	630.199	
	LCBS2	0.000	851.580	0.000	736.799	
	LCBS3	0.000	997.564	0.000	873.927	
	LCBS4	0.000	1029.882	0.000	903.345	
계수하중	LCBF1	0.000	1190.447	0.000	997.396	
	LCBF2	0.000	1328.795	0.000	1135.976	
	LCBF3	0.000	1613.687	0.000	1405.749	
	LCBF4	0.000	1586.344	0.000	1374.753	

㉔ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.000	599.683
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.000	706.105
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.000	852.089
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.000	884.407
	Max							11.000	884.407
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.300	1001.330
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.300	1139.678
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.300	1424.570
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.300	1397.227
	Max							14.300	1424.570

④ 뒷굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M \ (kN · m/m)	V (kN/m)	M \ (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	238.319	200.166	330.432	313.340	
	LCBS2	319.777	281.759	411.747	394.757	
	LCBS3	354.063	307.110	453.130	428.828	
	LCBS4	328.168	275.294	429.558	399.866	
계수하중	LCBF1	132.141	41.918	286.826	231.971	
	LCBF2	238.037	147.989	392.536	337.814	
	LCBF3	334.968	231.018	501.581	435.727	
	LCBF4	228.307	114.229	397.848	322.534	

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	341.301	474.965
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	259.843	393.372
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	248.757	394.933
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	274.652	426.749
	Max							341.301	474.965
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	621.365	835.752
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	515.469	729.681
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	468.418	704.513
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	555.359	798.427
	Max							621.365	835.752

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ϕ M _n (kN · m)	ϕ M _n / M _u
연직벽체	1780	D32-10EA=7942.0	1611.884	3489.078	O.K.(2.165)
홍벽	420	D22-10EA=3871.0	208.174	388.888	O.K.(1.868)
압굽	2100	D29-10EA=6424.8	1424.570	3361.999	O.K.(2.360)
뒷굽	2100	D29-10EA=6424.8	835.752	3361.689	O.K.(4.022)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.868로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.331로 나와 안전한 것으로 판단된다.

나. 교대(A2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : $B=12.924\text{m}$
- ㉤ 교대총높이 : $H=8.000\text{m}$
- ㉥ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉦ SKEW : 20.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒹채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 230.414\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 185.832\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒹채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트)

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
- 탄성계수(E_c) : 26,986

② 토압

㉠ 토압계수 산정

- 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

- 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

ϕ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P(kN/m)	x(m)	M(kN · m/m)
연직하중	고정하중	3177.820 / 13.753	231.056	2.236	516.714
	활하중	1967.820 / 13.753	143.078	2.236	319.968
	배면활하중	10.000×1.820	18.200	4.290	78.078
수평하중	온도하중	231.056×0.05	11.553	4.950	57.186

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이 (m)		Moment (kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	368.250	—	2.604	—	958.949	—
뒷굽상부토자중	241.180	—	4.299	—	1036.759	—
상부고정하중	231.056	—	2.236	—	516.714	—
상부활하중	143.078	—	2.236	—	319.968	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	18.200	21.679	4.290	4.000	78.078	86.717
온도하중	—	11.553	—	4.950	—	57.186

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.430	173.434	1995.708	462.490	
	LCBS2	840.486	173.434	2512.422	462.490	
	LCBS3	1001.765	195.113	2910.468	549.207	
	LCBS4	1001.765	206.666	2910.468	606.393	
계수하중	LCBF1	792.259	294.837	2594.420	786.232	
	LCBF2	1092.632	294.837	3266.149	786.232	
	LCBF3	1439.381	331.692	4121.947	933.651	
	LCBF4	1302.294	346.710	3783.608	1007.993	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	12	2	4.329

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	8381.755	2385.308	0.084	705.548	
	LCBS2	11559.575	2385.308	0.161	1861.287	
	LCBS3	13777.707	2683.471	0.243	3346.588	
	LCBS4	13777.707	2842.362	0.300	4133.099	
계수하중	LCBF1	10896.281	4055.024	0.318	3461.540	
	LCBF2	15027.447	4055.024	0.330	4964.002	
	LCBF3	19796.432	4561.901	0.385	7620.705	
	LCBF4	17911.020	4768.460	0.469	8394.419	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	312.143	66.327	55.405	140.000	O.K.(2.527)
	HINGE	250.917	46.007	40.647	140.000	O.K.(3.444)
LCBS2	FIX	428.413	64.554	61.953	140.000	O.K.(2.260)
	HINGE	368.825	46.007	48.245	140.000	O.K.(2.902)
LCBS3	FIX	533.787	70.702	72.014	140.000	O.K.(1.944)
	HINGE	468.524	51.757	57.729	140.000	O.K.(2.425)
LCBS4	FIX	556.985	73.985	75.256	140.000	O.K.(1.860)
	HINGE	488.691	54.822	60.659	140.000	O.K.(2.308)

㉡ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	78.955	10.171	80.000	O.K.(7.865)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	312.143	997.900	0.000	0.000	O.K.(3.197)
상 시	LCBS2	428.413	997.900	0.000	0.000	O.K.(2.329)
상 시	LCBS3	533.787	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.869)
상 시	LCBS4	556.985	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.792)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉠ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.7002 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	231.056×0.050000	11.553	3.65	42.168

㉞ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	138.292	343.599
	Max							138.292	343.599
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	230.475	567.251
	Max							230.475	567.251

② 홍벽

㉟ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN·m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.4502 \times \cos 11.667$	29.240	1.150	33.627
윤하중	11.46×0.2508	28.747	3.090	88.829

㉞ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	29.240	33.627
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	29.240	33.627
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	57.988	122.456
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	57.988	122.456
	Max							57.988	122.456
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	98.579	208.174
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	98.579	208.174
	Max							98.579	208.174

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	173.622	0.000	139.567	
	LCBS2	0.000	238.294	0.000	205.149	
	LCBS3	0.000	296.906	0.000	260.605	
	LCBS4	0.000	309.809	0.000	271.822	
계수하중	LCBF1	0.000	273.836	0.000	217.724	
	LCBF2	0.000	357.910	0.000	302.982	
	LCBF3	0.000	474.746	0.000	414.556	
	LCBF4	0.000	459.038	0.000	396.460	

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	9.750	137.059
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	9.750	201.731
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	9.750	260.343
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	9.750	273.246
	Max							9.750	273.246
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	12.675	226.304
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	12.675	310.379
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	12.675	427.215
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	12.675	411.507
	Max							12.675	427.215

④ 뒹굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	133.421	117.532	176.745	164.407	
	LCBS2	185.473	163.680	227.639	209.303	
	LCBS3	204.669	177.351	250.851	227.318	
	LCBS4	188.254	159.590	236.581	211.877	
계수하중	LCBF1	112.219	86.545	183.604	163.781	
	LCBF2	179.887	146.538	249.766	222.144	
	LCBF3	232.836	188.564	309.410	271.413	
	LCBF4	173.123	129.990	252.734	216.126	

㉔ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	166.909	157.866
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	114.857	111.717
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	113.861	114.609
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	130.276	132.370
	Max							166.909	157.866
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	278.210	271.472
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	210.542	211.479
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	196.723	205.061
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	240.966	249.557
	Max							278.210	271.472

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ϕ M _n (kN · m)	ϕ M _n / M _u
연직벽체	1780	D22-8EA=3096.8	567.251	1400.990	O.K.(2.470)
홍벽	420	D22-8EA=3096.8	208.174	320.216	O.K.(1.538)
압굽	1200	D22-8EA=3096.8	427.215	942.976	O.K.(2.207)
뒷굽	1200	D22-8EA=3096.8	271.472	946.538	O.K.(3.487)

⑥ 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.538로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.792로 나와 안전한 것으로 판단된다.

다. 교각(P1) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : π 형 교각
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 기초형식 : 직접기초

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉡ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉢ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ㉡ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ㉣ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ㉤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)

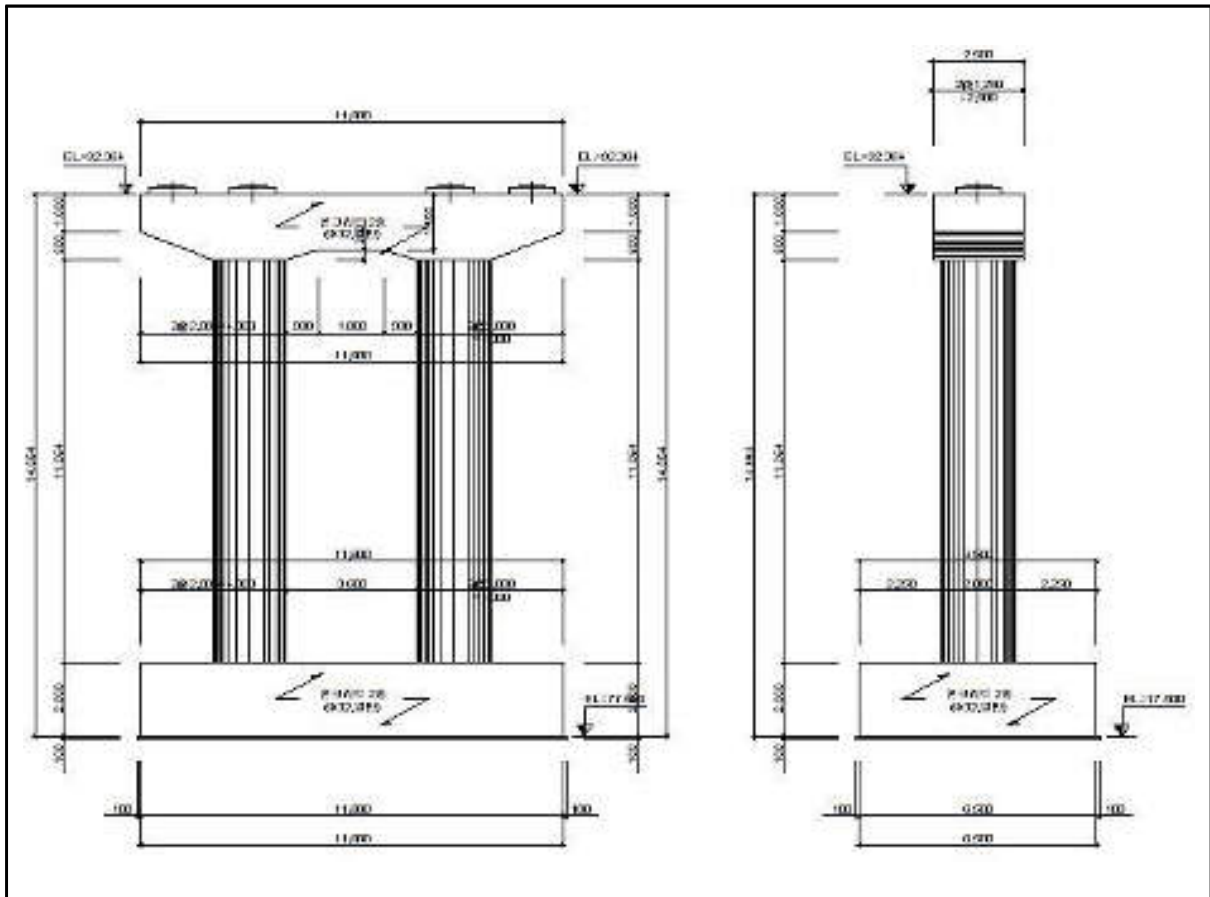
㉡ 철근(SD30)

- 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-24】 해석단면(P1)

3) 하중산정

① 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	2086.270	1557.010	3643.280	
2	2854.910	1151.080	4005.990	
3	3153.830	1117.600	4271.430	
4	3122.930	1119.830	4242.760	
계	11217.940	4945.520	16163.460	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 12.145 / 4.080 = 2.977 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$P = 4.0 - 0.2 \times (B/D) \times D$$

$$= 13.891 \text{ kN/m} > 6 \text{ kN/m} \therefore P = 11.113 \text{ kN/m}$$

$$P_w = 11.113 \times (55.000 + 55.000) / 2 = 611.204 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 4.080 / 2 = 2.440 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_x = P_w \times h = 611.204 \times 2.440 = 1491.338 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_{wl} = 1.500 \times (55.000 + 55.000) / 2.0 = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 3.030 + 1.5 = 4.930 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{wl} \times h = 82.500 \times 4.930 = 406.725 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉢ 하부구조에 작용하는 풍하중

■ 교축방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 1.592 = 4.777 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m (풍하측)}$$

③ 온도하중

㉠ 교축직각방향

$$\text{연평균 온도변화차 } \Delta T = \pm 10 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ 적용}$$

㉡ 교축방향

■ 상부구조 신축에 의한 수평력

$$PT1 = 3EI \delta / H^3 = 3 \times 23080000.000 \times 0.785 \times 2EA \times 0.017 / 12.8643 = 843.010 \text{ kN}$$

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 1.2 \text{E} - 05 \times 25 \times 55.000 = 0.017 \text{ m} : \text{온도에 의한 신축량}$$

$$H = 12.864 \text{ m}$$

$$I = 0.785 \text{ m}^4$$

■ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$PT2 = \mu \times Wd = 0.050 \times 11217.940 = 560.897 \text{ kN}$$

$Wd = 11217.940 \text{ kN}$: 전체상부 고정하중

$\mu = 0.050$: Bearing 마찰계수

$$\therefore PT = \min[PT1, PT2] = 560.897 \text{ kN}$$

※ 베어링 개수로 나누어 각 베어링에 재하한다.

④ 차량 충돌하중

㉠ 교축방향

$POL = 500.0 \text{ kN}$: 노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 81.200 + 1.800 - 79.500 \\ = 3.500 \text{ m : 기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

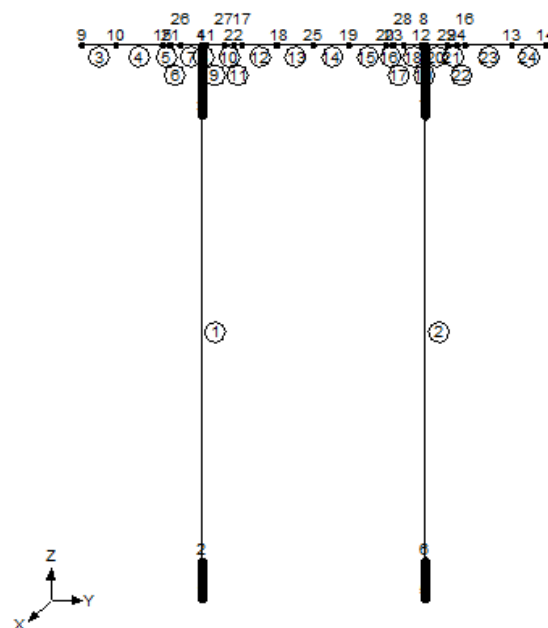
㉡ 교축직각방향

$POT = 1000.0 \text{ kN}$: 노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 81.200 + 1.800 - 79.500 \\ = 3.500 \text{ m : 기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

4) 모델링

① 구조해석 모델



② 절점정보

Node ID	Y(m)	Z(m)	Node ID	Y(m)	Z(m)
1	0.000	-1.000	2	0.000	0.000
3	0.000	11.064	4	0.000	12.864
5	5.600	-1.000	6	5.600	0.000
7	5.600	11.064	8	5.600	12.864
9	-3.000	12.864	10	-2.149	12.864
11	0.086	12.864	12	5.514	12.864
13	7.749	12.864	14	8.600	12.864
15	-1.000	12.864	16	6.600	12.864
17	1.000	12.864	18	1.900	12.864
19	3.700	12.864	20	4.600	12.864
21	-0.800	12.864	22	0.800	12.864
23	4.800	12.864	24	6.400	12.864
25	2.800	12.864	26	-0.550	12.864
27	0.550	12.864	28	5.050	12.864
29	6.150	12.864			

③ 단면정보

SectionID	Y(m)			Node ID			Element No
	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	
2	3.142	0.785	0.785	3.142	0.785	0.785	1
3	3.142	0.785	0.785	3.142	0.785	0.785	2
4	2.500	0.208	1.302	3.351	0.502	1.745	3
5	3.351	0.502	1.745	4.500	1.215	2.344	4
6	4.500	1.215	2.344	4.500	1.215	2.344	5,6,10,11,16,17,21,22
7	4.500	121.500	2.344	4.500	121.500	2.344	7,8,9,18,19,20
8	4.500	1.215	2.344	3.750	0.703	1.953	12
9	3.750	0.703	1.953	4.500	1.215	2.344	15
10	3.750	0.703	1.953	3.750	0.703	1.953	13,14
11	4.500	1.215	2.344	3.351	0.502	1.745	23

④ 하중 조건별 단면력 산출

㉠ 코핑부

구 분		좌측부				우측부			
		내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
고정하중(D)		-3009.96	2283.77	0.000	0.000	-4408.42	-3320.43	0.000	0.000
활하중	만재하시	-2100.41	1557.01	0.000	0.000	-1510.65	-1119.83	0.000	0.000
풍하중	W	305.93	-115.84	-11.56	-10.51	-293.78	-115.84	-11.56	10.509
	WL	61.179	-31.591	0.000	0.000	-61.18	-31.59	0.000	0.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-189.16	-140.22	0.000	0.000	-189.16	140.22
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분		내측부 (지간 1)				
		좌측부		중앙부	우측부	
		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
고정하중(D)		-2282.322	143.891	-2729.921	-3656.637	543.266
활하중	만재하시	-1756.283	-147.592	-1436.697	-1165.914	-147.592
풍하중	W	1705.349	850.860	2.571	-1698.093	850.860
	WL	240.525	120.263	0.000	-240.525	120.263
온도하중(GT)		-140.413	0.000	-144.315	-140.413	0.000
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		-72.654	91.338	-268.900	-438.008	91.338
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-5174.789	-2139.454	0.000	
활하중	만재하시	-2855.682	-1226.260	0.000	
풍하중	W	1030.218	-1574.528	-27.796	
	WL	169.178	-196.086	0.000	
온도하중(GT)		0.000	-117.005	-503.707	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		91.338	-81.832	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥1 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-6043.753	1361.590	0.000	
활하중	만재하시	-2855.682	573.548	0.000	
풍하중	W	1030.218	2057.345	-513.629	
	WL	169.178	260.304	0.000	
온도하중(GT)		0.000	170.764	-3608.021	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		91.338	2417.304	-1750.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥2 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-7197.526	2417.488	0.000	
활하중	만재하시	-2089.838	1116.156	0.000	
풍하중	W	-1030.218	-1578.890	-27.829	
	WL	-169.178	-196.086	0.000	
온도하중(GT)		0.000	117.005	-505.907	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-91.338	-429.664	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥2 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-8066.491	-1083.556	0.000	
활하중	만재하시	-2089.838	-683.653	0.000	
풍하중	W	-1030.218	2059.528	-513.619	
	WL	-169.178	260.304	0.000	
온도하중(GT)		0.000	-170.764	-3607.358	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-91.338	571.200	-1750.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

㉔ 기초

■ 기초(기둥1)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-6043.753	1361.590	0.000	0.000	-316.436
활하중	만재하시	-2855.682	573.548	0.000	0.000	-162.672
풍하중	W	1030.218	2057.345	-513.629	-55.799	-340.148
	WL	169.178	260.304	0.000	0.000	-41.250
온도하중(GT)		0.000	170.764	-3608.021	-280.578	-26.010
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		91.338	2417.304	-1750.000	-500.000	-909.539
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

■ 기초(기둥2)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-8066.491	-1083.556	0.000	0.000	316.436
활하중	만재하시	-2089.838	-683.653	0.000	0.000	162.672
풍하중	W	-1030.218	2059.528	-513.619	-55.795	-340.740
	WL	-169.178	260.304	0.000	0.000	-41.250
온도하중(GT)		0.000	-170.764	-3607.358	-280.319	26.010
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		-91.338	571.200	-1750.000	-500.000	-90.461
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

5) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LS1	1	1	0	0	0	0	0	
LS2	1	1	0	0	0	1	0	
LS3	1	1	0.5	0	0	0	0	
LS4	1	0	1	0	0	0	0	
LS5	1	1	0.5	0	0	1	0	
LS6	1	0	1	0	0	1	0	
LS7	1	1	0	0	0	0	1	
LS8	1	0	0	0	0	0	0	

② 계수하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LF1	1.3	2.15	0	0	0	0	0	
LF2	1.3	0	1.3	0	0	0	0	
LF3	1.3	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF4	1.3	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF5	1.25	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF6	1.25	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF7	1	0	0	0	0	0	0	
LF8	1.3	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF9	1.2	0	1.2	0	0	0	1.2	
LF10	1	2.15	0	0	0	0	0	
LF11	1	0	1.3	0	0	0	0	
LF12	1	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF13	1	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF14	1	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF15	1	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF16	1	0	0	0	0	0	0	
LF17	1	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF18	1	0	1.2	0	0	0	1.2	

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력
 E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력
 G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력
 CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력
 CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

6) 위치별 단면력 정리

① 코핑하중조합

㉠ 사용하중

위 치	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
구 분	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBS1	-5110.368	3840.780	0.000	0.000	-5919.067	-4440.260	0.000	0.000
LCBS2	-5110.368	3840.780	-189.163	-140.224	-5919.067	-4440.260	-189.163	140.224
LCBS3	-5110.368	3840.780	189.163	140.224	-5919.067	-4440.260	189.163	-140.224
LCBS4	-4896.223	3751.271	-5.780	-5.254	-6127.137	-4529.769	-5.780	5.254
LCBS5	-5324.513	3930.289	5.780	5.254	-5710.997	-4350.751	5.780	-5.254
LCBS6	-2704.029	2167.935	-11.560	-10.509	-4702.198	-3436.265	-11.560	10.509
LCBS7	-3315.894	2399.605	11.560	10.509	-4114.634	-3204.595	11.560	-10.509
LCBS8	-4896.223	3751.271	-194.942	-145.479	-6127.137	-4529.769	-194.942	145.479
LCBS9	-4896.223	3751.271	183.383	134.970	-6127.137	-4529.769	183.383	-134.970
LCBS10	-5324.513	3930.289	-183.383	-134.970	-5710.997	-4350.751	-183.383	134.970
LCBS11	-5324.513	3930.289	194.942	145.479	-5710.997	-4350.751	194.942	-145.479
LCBS12	-2704.029	2167.935	-200.722	-150.733	-4702.198	-3436.265	-200.722	150.733
LCBS13	-2704.029	2167.935	177.603	129.715	-4702.198	-3436.265	177.603	-129.715
LCBS14	-3315.894	2399.605	-177.603	-129.715	-4114.634	-3204.595	-177.603	129.715
LCBS15	-3315.894	2399.605	200.722	150.733	-4114.634	-3204.595	200.722	-150.733
LCBS16	-5110.368	3840.780	0.000	0.000	-5919.067	-4440.260	0.000	0.000
LCBS17	-3009.962	2283.770	0.000	0.000	-4408.416	-3320.430	0.000	0.000
MAX	5324.513	3930.289	200.722	150.733	6127.137	4529.769	200.722	150.733
MIN	2704.029	2167.935	0.000	0.000	4114.634	3204.595	0.000	0.000

구 분	내측부 (지간 1)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBS1	-4038.605	-3.701	-4166.618	-4822.551	395.674
LCBS2	-4179.018	-3.701	-4310.933	-4962.965	395.674
LCBS3	-3898.192	-3.701	-4022.303	-4682.138	395.674
LCBS4	-2945.405	541.992	-4165.333	-5912.123	941.367
LCBS5	-5131.804	-549.394	-4167.904	-3732.980	-150.019
LCBS6	-576.974	994.752	-2727.350	-5354.730	1394.127
LCBS7	-3987.671	-706.969	-2732.492	-1958.544	-307.594
LCBS8	-3085.819	541.992	-4309.647	-6052.536	941.367
LCBS9	-2804.992	541.992	-4021.018	-5771.710	941.367
LCBS10	-5272.218	-549.394	-4312.218	-3873.393	-150.019
LCBS11	-4991.391	-549.394	-4023.589	-3592.566	-150.019
LCBS12	-717.387	994.752	-2871.664	-5495.144	1394.127
LCBS13	-436.560	994.752	-2583.035	-5214.317	1394.127
LCBS14	-4128.084	-706.969	-2876.806	-2098.958	-307.594
LCBS15	-3847.258	-706.969	-2588.177	-1818.131	-307.594
LCBS16	-4111.259	87.638	-4435.519	-5260.559	487.013
LCBS17	-2282.322	143.891	-2729.921	-3656.637	543.266
MAX	5272.218	994.752	-2583.035	6052.536	1394.127
MIN	436.560	3.701	-4435.519	1818.131	150.019

㉔ 계수하중

구 분	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBF1	-8428.824	6316.472	0.000	0.000	-8978.840	-6724.194	0.000	0.000
LCBF2	-3515.238	2818.316	-15.028	-13.661	-6112.858	-4467.144	-15.028	13.661
LCBF3	-4310.662	3119.486	15.028	13.661	-5349.024	-4165.974	15.028	-13.661
LCBF4	-6365.090	4876.653	-7.514	-6.831	-7965.278	-5888.699	-7.514	6.831
LCBF5	-6921.867	5109.375	7.514	6.831	-7424.296	-5655.977	7.514	-6.831
LCBF6	-6643.478	4993.014	-245.911	-182.292	-7694.787	-5772.338	-245.911	182.292
LCBF7	-6643.478	4993.014	245.911	182.292	-7694.787	-5772.338	245.911	-182.292
LCBF8	-3380.037	2709.919	-250.903	-188.416	-5877.748	-4295.331	-250.903	188.416
LCBF9	-3380.037	2709.919	222.004	162.144	-5877.748	-4295.331	222.004	-162.144
LCBF10	-4144.867	2999.506	-222.004	-162.144	-5143.292	-4005.744	-222.004	162.144
LCBF11	-4144.867	2999.506	250.903	188.416	-5143.292	-4005.744	250.903	-188.416
LCBF12	-6120.279	4689.089	-243.678	-181.848	-7658.921	-5662.211	-243.678	181.848
LCBF13	-6120.279	4689.089	229.228	168.712	-7658.921	-5662.211	229.228	-168.712
LCBF14	-6655.641	4912.861	-229.228	-168.712	-7138.746	-5438.439	-229.228	168.712
LCBF15	-6655.641	4912.861	243.678	181.848	-7138.746	-5438.439	243.678	-181.848
LCBF16	-3009.962	2283.770	0.000	0.000	-4408.416	-3320.430	0.000	0.000
LCBF17	-6643.478	4993.014	0.000	0.000	-7694.787	-5772.338	0.000	0.000
LCBF18	-3244.835	2601.522	-13.872	-12.611	-5642.638	-4123.518	-13.872	12.611
LCBF19	-3979.073	2879.526	13.872	12.611	-4937.560	-3845.514	13.872	-12.611
MAX	8428.824	6316.472	250.903	188.416	8978.840	6724.194	250.903	188.416
MIN	3009.962	2283.770	0.000	0.000	4408.416	3320.430	0.000	0.000

구 분	내측부 (지간 1)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBF1	-6743.027	-130.265	-6637.796	-7260.343	388.923
LCBF2	-750.066	1293.177	-3545.555	-6961.150	1812.365
LCBF3	-5183.972	-919.060	-3552.239	-2546.108	-399.872
LCBF4	-3829.027	704.589	-5414.932	-7685.760	1223.777
LCBF5	-6671.346	-714.212	-5418.275	-4852.873	-195.024
LCBF6	-5432.723	-4.811	-5604.213	-6451.854	514.376
LCBF7	-5067.649	-4.811	-5228.994	-6086.779	514.376
LCBF8	-896.733	1243.440	-3589.580	-6868.930	1742.658
LCBF9	-545.700	1243.440	-3228.794	-6517.896	1742.658
LCBF10	-5160.105	-883.711	-3596.008	-2623.697	-384.493
LCBF11	-4809.072	-883.711	-3235.221	-2272.664	-384.493
LCBF12	-3857.273	677.490	-5387.059	-7565.670	1176.709
LCBF13	-3506.240	677.490	-5026.272	-7214.637	1176.709
LCBF14	-6590.272	-686.742	-5390.273	-4841.741	-187.523
LCBF15	-6239.239	-686.742	-5029.486	-4490.708	-187.523
LCBF16	-2282.322	143.891	-2729.921	-3656.637	543.266
LCBF17	-5344.637	113.929	-5766.174	-6838.727	633.116
LCBF18	-779.553	1303.308	-3595.500	-6951.286	1782.558
LCBF19	-4872.390	-738.757	-3601.671	-2875.863	-259.507
MAX	6743.027	1303.308	-2729.921	7685.760	1812.365
MIN	545.700	4.811	-6637.796	2272.664	187.523

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-12866.942	-5417.749	0.000	0.000	-761.112
LCBF2	-5387.941	-4828.177	-36.135	-36.019	-817.039
LCBF3	-8066.509	-734.403	36.135	36.019	-5.693
LCBF4	-9550.039	-5653.783	-18.067	-18.010	-879.302
LCBF5	-11329.186	-3097.073	18.067	18.010	-366.379
LCBF6	-10439.612	-4527.534	-654.820	-364.751	-656.653
LCBF7	-10439.612	-4223.322	654.820	364.751	-589.028
LCBF8	-5180.713	-4788.734	-664.379	-385.356	-818.127
LCBF9	-5180.713	-4496.222	594.890	316.089	-753.103
LCBF10	-7756.259	-852.413	-594.890	-316.089	-37.986
LCBF11	-7756.259	-559.901	664.379	385.356	27.038
LCBF12	-9182.730	-5582.586	-647.007	-368.039	-877.995
LCBF13	-9182.730	-5290.074	612.262	333.405	-812.971
LCBF14	-10893.448	-3124.211	-612.262	-333.405	-384.799
LCBF15	-10893.448	-2831.699	647.007	368.039	-319.776
LCBF16	-5174.789	-2139.454	0.000	0.000	-316.436
LCBF17	-10320.872	-4481.809	0.000	0.000	-505.241
LCBF18	-4863.878	-4554.977	-33.355	-33.248	-645.637
LCBF19	-7336.403	-776.109	33.355	33.248	103.298
LCBF20	-11314.505	-4775.913	0.000	0.000	-666.181
LCBF21	-3835.505	-4186.341	-36.135	-36.019	-722.109
LCBF22	-6514.073	-92.567	36.135	36.019	89.237
LCBF23	-7997.602	-5011.947	-18.067	-18.010	-784.371
LCBF24	-9776.749	-2455.237	18.067	18.010	-271.448
LCBF25	-8887.176	-3885.698	-654.820	-364.751	-561.722
LCBF26	-8887.176	-3581.486	654.820	364.751	-494.098
LCBF27	-3887.016	-4253.870	-664.379	-385.356	-739.018
LCBF28	-3887.016	-3961.359	594.890	316.089	-673.994
LCBF29	-6462.562	-317.549	-594.890	-316.089	41.123
LCBF30	-6462.562	-25.038	664.379	385.356	106.147
LCBF31	-7889.032	-5047.723	-647.007	-368.039	-798.886
LCBF32	-7889.032	-4755.211	612.262	333.405	-733.862
LCBF33	-9599.751	-2589.347	-612.262	-333.405	-305.690
LCBF34	-9599.751	-2296.836	647.007	368.039	-240.667
LCBF35	-5174.789	-2139.454	0.000	0.000	-316.436
LCBF36	-8768.436	-3839.973	0.000	0.000	-410.310
LCBF37	-3828.920	-4127.086	-33.355	-33.248	-582.350
LCBF38	-6301.445	-348.218	33.355	33.248	166.585

■ 기둥1 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-13996.596	3003.196	0.000	0.000	-761.112
LCBF2		-6517.595	4444.616	-667.717	-72.539	-853.559
LCBF3		-9196.163	-904.481	667.717	72.539	30.826
LCBF4		-10679.693	4191.350	-333.859	-36.269	-897.562
LCBF5		-12458.839	840.010	333.859	36.269	-348.119
LCBF6		-11569.266	2737.674	-4690.427	-364.751	-656.653
LCBF7		-11569.266	2293.686	4690.427	364.751	-589.028
LCBF8		-6266.918	4487.125	-5152.062	-420.471	-853.242
LCBF9		-6266.918	4060.214	3867.990	280.974	-788.218
LCBF10		-8842.465	-656.238	-3867.990	-280.974	-2.871
LCBF11		-8842.465	-1083.149	5152.062	420.471	62.153
LCBF12		-10268.935	4243.599	-4831.044	-385.597	-895.552
LCBF13		-10268.935	3816.688	4189.008	315.848	-830.528
LCBF14		-11979.653	1021.158	-4189.008	-315.848	-367.242
LCBF15		-11979.653	594.247	4831.044	385.597	-302.218
LCBF16		-6043.753	1361.590	0.000	0.000	-316.436
LCBF17		-11450.526	5658.176	-2275.000	-650.000	-1805.241
LCBF18		-5906.636	7003.488	-2716.355	-666.959	-1879.347
LCBF19		-8379.160	2065.859	-1483.645	-533.041	-1062.991
LCBF20		-12183.470	2594.719	0.000	0.000	-666.181
LCBF21		-4704.469	4036.139	-667.717	-72.539	-758.628
LCBF22		-7383.037	-1312.959	667.717	72.539	125.757
LCBF23		-8866.567	3782.872	-333.859	-36.269	-802.631
LCBF24		-10645.714	431.533	333.859	36.269	-253.189
LCBF25		-9756.140	2329.197	-4690.427	-364.751	-561.722
LCBF26		-9756.140	1885.209	4690.427	364.751	-494.098
LCBF27		-4755.980	4146.727	-5152.062	-420.471	-774.133
LCBF28		-4755.980	3719.816	3867.990	280.974	-709.109
LCBF29		-7331.526	-996.636	-3867.990	-280.974	76.238
LCBF30		-7331.526	-1423.547	5152.062	420.471	141.262
LCBF31		-8757.997	3903.202	-4831.044	-385.597	-816.443
LCBF32		-8757.997	3476.291	4189.008	315.848	-751.420
LCBF33		-10468.715	680.760	-4189.008	-315.848	-288.133
LCBF34		-10468.715	253.849	4831.044	385.597	-223.109
LCBF35		-6043.753	1361.590	0.000	0.000	-316.436
LCBF36		-9637.400	5249.699	-2275.000	-650.000	-1710.310
LCBF37		-4697.885	6731.170	-2716.355	-666.959	-1816.060
LCBF38		-7170.409	1793.541	-1483.645	-533.041	-999.704
일반 축하중 조합	P 최대	13996.596	3003.196	0.000	0.000	761.112
	My 최대	8842.465	-1083.149	5152.062	420.471	62.153
	Mx 최대	5906.636	7003.488	-2716.355	666.959	1879.347
최소 축하중 조합	P 최소	4697.885	6731.170	-2716.355	666.959	1816.060
	My 최대	7331.526	-1423.547	5152.062	420.471	141.262
	Mx 최대	4697.885	6731.170	-2716.355	666.959	1816.060

■ 기둥2 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-13849.935	5542.469	0.000	0.000	761.112
LCBF2	-10696.068	1090.177	-36.178	-36.014	4.924
LCBF3	-8017.500	5195.292	36.178	36.014	817.808
LCBF4	-12963.147	3312.546	-18.089	-18.007	365.995
LCBF5	-11184.000	5874.927	18.089	18.007	879.687
LCBF6	-12073.573	4745.843	-657.679	-364.415	656.653
LCBF7	-12073.573	4441.631	657.679	364.415	589.028
LCBF8	-10284.681	1194.503	-667.170	-385.028	37.247
LCBF9	-10284.681	901.991	597.598	315.770	-27.777
LCBF10	-7709.135	5141.729	-597.598	-315.770	818.866
LCBF11	-7709.135	4849.217	667.170	385.028	753.842
LCBF12	-12464.564	3331.397	-649.777	-367.713	384.430
LCBF13	-12464.564	3038.885	614.991	333.085	319.406
LCBF14	-10753.846	5795.224	-614.991	-333.085	878.364
LCBF15	-10753.846	5502.713	649.777	367.713	813.341
LCBF16	-7197.526	2417.488	0.000	0.000	316.436
LCBF17	-12192.313	4035.174	0.000	0.000	505.241
LCBF18	-9982.900	490.721	-33.395	-33.244	-104.008
LCBF19	-7510.375	4280.058	33.395	33.244	646.347
LCBF20	-11690.678	4817.223	0.000	0.000	666.181
LCBF21	-8536.810	364.931	-36.178	-36.014	-90.006
LCBF22	-5858.242	4470.045	36.178	36.014	722.878
LCBF23	-10803.889	2587.300	-18.089	-18.007	271.064
LCBF24	-9024.742	5149.681	18.089	18.007	784.756
LCBF25	-9914.315	4020.596	-657.679	-364.415	561.722
LCBF26	-9914.315	3716.384	657.679	364.415	494.098
LCBF27	-8485.299	590.131	-667.170	-385.028	-41.862
LCBF28	-8485.299	297.619	597.598	315.770	-106.886
LCBF29	-5909.753	4537.357	-597.598	-315.770	739.757
LCBF30	-5909.753	4244.845	667.170	385.028	674.733
LCBF31	-10665.183	2727.025	-649.777	-367.713	305.321
LCBF32	-10665.183	2434.513	614.991	333.085	240.297
LCBF33	-8954.464	5190.852	-614.991	-333.085	799.255
LCBF34	-8954.464	4898.341	649.777	367.713	734.232
LCBF35	-7197.526	2417.488	0.000	0.000	316.436
LCBF36	-10033.055	3309.928	0.000	0.000	410.310
LCBF37	-8543.395	7.223	-33.395	-33.244	-167.295
LCBF38	-6070.870	3796.560	33.395	33.244	583.059

■ 기둥2 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-14979.589	-2878.476	0.000	0.000	761.112
LCBF2		-11825.722	1268.763	-667.704	-72.534	-31.595
LCBF3		-9147.154	-4086.009	667.704	72.534	854.328
LCBF4		-14092.801	-620.283	-333.852	-36.267	347.735
LCBF5		-12313.654	-3974.460	333.852	36.267	897.946
LCBF6		-13203.227	-2519.365	-4689.566	-364.415	656.653
LCBF7		-13203.227	-2075.378	4689.566	364.415	589.028
LCBF8		-11370.887	1006.509	-5151.221	-420.143	2.132
LCBF9		-11370.887	1433.420	3867.175	280.655	-62.892
LCBF10		-8795.340	-4142.310	-3867.175	-280.655	853.981
LCBF11		-8795.340	-3715.399	5151.221	420.143	788.957
LCBF12		-13550.770	-809.882	-4830.210	-385.271	366.872
LCBF13		-13550.770	-382.971	4188.186	315.527	301.848
LCBF14		-11840.052	-4035.051	-4188.186	-315.527	895.922
LCBF15		-11840.052	-3608.140	4830.210	385.271	830.898
LCBF16		-8066.491	-1083.556	0.000	0.000	316.436
LCBF17		-13321.967	-1554.811	-2275.000	-650.000	505.241
LCBF18		-11025.657	1856.606	-2716.342	-666.954	-137.718
LCBF19		-8553.133	-3086.260	-1483.658	-533.046	680.057
LCBF20		-12559.642	-2553.409	0.000	0.000	666.181
LCBF21		-9405.775	1593.830	-667.704	-72.534	-126.526
LCBF22		-6727.207	-3760.942	667.704	72.534	759.397
LCBF23		-11672.853	-295.216	-333.852	-36.267	252.804
LCBF24		-9893.707	-3649.393	333.852	36.267	803.016
LCBF25		-10783.280	-2194.298	-4689.566	-364.415	561.722
LCBF26		-10783.280	-1750.311	4689.566	364.415	494.098
LCBF27		-9354.264	1277.398	-5151.221	-420.143	-76.977
LCBF28		-9354.264	1704.309	3867.175	280.655	-142.001
LCBF29		-6778.718	-3871.421	-3867.175	-280.655	774.872
LCBF30		-6778.718	-3444.510	5151.221	420.143	709.848
LCBF31		-11534.147	-538.993	-4830.210	-385.271	287.763
LCBF32		-11534.147	-112.081	4188.186	315.527	222.740
LCBF33		-9823.429	-3764.162	-4188.186	-315.527	816.813
LCBF34		-9823.429	-3337.251	4830.210	385.271	751.789
LCBF35		-8066.491	-1083.556	0.000	0.000	316.436
LCBF36		-10902.020	-1229.744	-2275.000	-650.000	410.310
LCBF37		-9412.359	2073.317	-2716.342	-666.954	-201.006
LCBF38		-6939.835	-2869.549	-1483.658	-533.046	616.770
일반 축하중 조합	P 최대	14979.589	-2878.476	0.000	0.000	761.112
	My 최대	11370.887	1006.509	-5151.221	420.143	37.247
	Mx 최대	8795.340	-4142.310	-3867.175	315.770	853.981
최소 축하중 조합	P 최소	6727.207	-3760.942	667.704	72.534	759.397
	My 최대	9354.264	1277.398	-5151.221	420.143	76.977
	Mx 최대	6778.718	-3871.421	-3867.175	315.770	774.872

㉔ 기둥하중조합 : 기초

■ 기둥1 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-8899.435	1935.138	0.000	0.000	-479.108
LCBS2	-8899.435	2105.903	-3608.021	-280.578	-505.118
LCBS3	-8899.435	1764.374	3608.021	280.578	-453.099
LCBS4	-8215.148	3224.115	-256.814	-27.899	-690.432
LCBS5	-9583.723	646.162	256.814	27.899	-267.784
LCBS6	-5013.535	3418.935	-513.629	-55.799	-656.584
LCBS7	-7073.972	-695.755	513.629	55.799	23.713
LCBS8	-8215.148	3394.879	-3864.835	-308.477	-716.442
LCBS9	-8215.148	3053.351	3351.206	252.678	-664.423
LCBS10	-9583.723	816.926	-3351.206	-252.678	-293.794
LCBS11	-9583.723	475.397	3864.835	308.477	-241.775
LCBS12	-5013.535	3589.700	-4121.649	-336.377	-682.593
LCBS13	-5013.535	3248.171	3094.392	224.779	-630.574
LCBS14	-7073.972	-524.991	-3094.392	-224.779	-2.297
LCBS15	-7073.972	-866.519	4121.649	336.377	49.722
LCBS16	-8808.097	4352.443	-1750.000	-500.000	-1388.647
LCBS17	-6043.753	1361.590	0.000	0.000	-316.436
P 최대	9583.723	816.926	-3351.206	266.724	307.840
My 최대	7073.972	-866.519	4121.649	336.377	49.722
Mx 최대	8808.097	4352.443	-1750.000	500.000	1388.647
Vx 최대	8808.097	4352.443	-1750.000	500.000	1388.647
Vy 최대	8808.097	4352.443	-1750.000	500.000	1388.647

■ 기둥1 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-13996.596	3003.196	0.000	0.000	-761.112
LCBF2	-6517.595	4444.616	-667.717	-72.539	-853.559
LCBF3	-9196.163	-904.481	667.717	72.539	30.826
LCBF4	-10679.693	4191.350	-333.859	-36.269	-897.562
LCBF5	-12458.839	840.010	333.859	36.269	-348.119
LCBF6	-11569.266	2737.674	-4690.427	-364.751	-656.653
LCBF7	-11569.266	2293.686	4690.427	364.751	-589.028
LCBF8	-6266.918	4487.125	-5152.062	-420.471	-853.242
LCBF9	-6266.918	4060.214	3867.990	280.974	-788.218
LCBF10	-8842.465	-656.238	-3867.990	-280.974	-2.871
LCBF11	-8842.465	-1083.149	5152.062	420.471	62.153
LCBF12	-10268.935	4243.599	-4831.044	-385.597	-895.552
LCBF13	-10268.935	3816.688	4189.008	315.848	-830.528
LCBF14	-11979.653	1021.158	-4189.008	-315.848	-367.242
LCBF15	-11979.653	594.247	4831.044	385.597	-302.218
LCBF16	-6043.753	1361.590	0.000	0.000	-316.436
LCBF17	-11450.526	5658.176	-2275.000	-650.000	-1805.241
LCBF18	-5906.636	7003.488	-2716.355	-666.959	-1879.347
LCBF19	-8379.160	2065.859	-1483.645	-533.041	-1062.991
P 최대	13996.596	3003.196	0.000	0.000	761.112
My 최대	8842.465	-1083.149	5152.062	420.471	62.153
Mx 최대	5906.636	7003.488	-2716.355	666.959	1879.347
Vx 최대	5906.636	7003.488	-2716.355	666.959	1879.347
Vy 최대	5906.636	7003.488	-2716.355	666.959	1879.347

■ 기둥2 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-10156.329	-1767.209	0.000	0.000	479.108
LCBS2	-10156.329	-1937.973	-3607.358	-280.319	505.118
LCBS3	-10156.329	-1596.444	3607.358	280.319	453.099
LCBS4	-10840.616	-477.141	-256.809	-27.898	267.488
LCBS5	-9472.041	-3057.277	256.809	27.898	690.728
LCBS6	-9096.709	975.971	-513.619	-55.795	-24.304
LCBS7	-7036.272	-3143.084	513.619	55.795	657.175
LCBS8	-10840.616	-647.905	-3864.168	-308.217	293.498
LCBS9	-10840.616	-306.376	3350.549	252.422	241.479
LCBS10	-9472.041	-3228.041	-3350.549	-252.422	716.738
LCBS11	-9472.041	-2886.512	3864.168	308.217	664.719
LCBS12	-9096.709	805.207	-4120.977	-336.114	1.705
LCBS13	-9096.709	1146.736	3093.740	224.524	-50.314
LCBS14	-7036.272	-3313.848	-3093.740	-224.524	683.185
LCBS15	-7036.272	-2972.319	4120.977	336.114	631.166
LCBS16	-10247.667	-1196.008	-1750.000	-500.000	388.647
LCBS17	-8066.491	-1083.556	0.000	0.000	316.436
P 최대	10840.616	-647.905	-3864.168	308.217	307.544
My 최대	9096.709	805.207	-4120.977	336.114	29.797
Mx 최대	7036.272	-3313.848	-3093.740	252.616	683.185
Vx 최대	10247.667	-1196.008	-1750.000	500.000	388.647
Vy 최대	9472.041	-3228.041	-3350.549	266.468	716.738

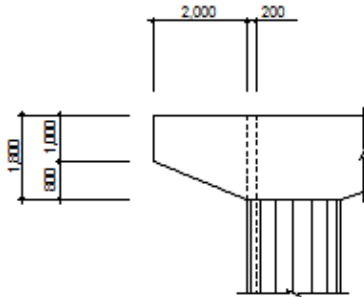
■ 기둥2 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-14979.589	-2878.476	0.000	0.000	761.112
LCBF2	-11825.722	1268.763	-667.704	-72.534	-31.595
LCBF3	-9147.154	-4086.009	667.704	72.534	854.328
LCBF4	-14092.801	-620.283	-333.852	-36.267	347.735
LCBF5	-12313.654	-3974.460	333.852	36.267	897.946
LCBF6	-13203.227	-2519.365	-4689.566	-364.415	656.653
LCBF7	-13203.227	-2075.378	4689.566	364.415	589.028
LCBF8	-11370.887	1006.509	-5151.221	-420.143	2.132
LCBF9	-11370.887	1433.420	3867.175	280.655	-62.892
LCBF10	-8795.340	-4142.310	-3867.175	-280.655	853.981
LCBF11	-8795.340	-3715.399	5151.221	420.143	788.957
LCBF12	-13550.770	-809.882	-4830.210	-385.271	366.872
LCBF13	-13550.770	-382.971	4188.186	315.527	301.848
LCBF14	-11840.052	-4035.051	-4188.186	-315.527	895.922
LCBF15	-11840.052	-3608.140	4830.210	385.271	830.898
LCBF16	-8066.491	-1083.556	0.000	0.000	316.436
LCBF17	-13321.967	-1554.811	-2275.000	-650.000	505.241
LCBF18	-11025.657	1856.606	-2716.342	-666.954	-137.718
LCBF19	-8553.133	-3086.260	-1483.658	-533.046	680.057
P 최대	14979.589	-2878.476	0.000	0.000	761.112
My 최대	11370.887	1006.509	-5151.221	420.143	37.247
Mx 최대	8795.340	-4142.310	-3867.175	315.770	853.981
Vx 최대	11025.657	1856.606	-2716.342	666.954	137.718
Vy 최대	12313.654	-3974.460	333.852	36.267	897.946

7) 부재별 검토

① 코핑설계

㉠ 부재력 요약



$$l_c = w_1 + 0.1 \cdot D = 2.200\text{m}$$

w₁: 코핑연단에서 기둥 전면까지의 거리

D: 기둥직경

l_c: 코핑 유효 내민 길이

㉡ 내민보 설계

■ 깊은 보 검토

$$l_n/d = 2.669/1.700 = 1.570 < 5.0 \Rightarrow \text{Deep Beam 검토 필요.}$$

㉢ 깊은 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm')	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
깊은 보 휨 검토	1650	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	8978.840	15167.830	O.K.(1.689)

㉣ 브라켓 검토

■ 좌측 내민보

$$a / d = 1.334 / 1.650 = 0.809 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 8428.824 / 6316.472 = 1.334\text{m}$$

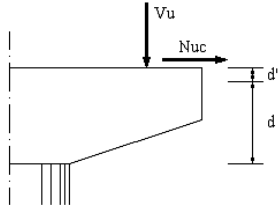
■ 우측 내민보

$$a / d = 1.335 / 1.650 = 0.809 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M / V = 8978.840 / 6724.194 = 1.335\text{m}$$

㉔ 브라켓 검토

■ 좌측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 1650.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 150.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

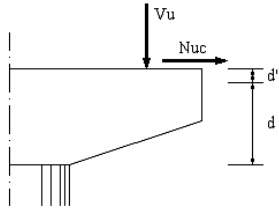
$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구분	단위	관계식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm^2	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm^2	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm^2	$\{(\phi_f \cdot f_y^2) / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) \} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm^2	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm^2	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm^2	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm^2	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm^2	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm^2	1 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 2 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2
필요수평철근량	$reqA_h$	mm^2	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm^2	D22-6열-5단

■ 우측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 1650.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 150.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck}=24\text{MPa}$$

$$f_y=300\text{MPa}$$

$$\phi_f=0.800:\text{강도감소계수 (휨)}$$

$$\phi_s=0.800:\text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구 분	단 위	관 계 식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm ²	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm ²	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm ²	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm ²	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm ²	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm ²	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm ²	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm ²	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm ²	1 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 2 단 : D32@100 = 19060.80mm ²
필요수평철근량	$reqA_h$	mm ²	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm ²	D22-6열-5단

㉠ 외측지점부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1400	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	7685.760	15167.830	O.K.(1.973)

㉡ 캔틸레버부 종방향 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1875.34	D22-36EA+D32-24EA =32996.4	250.903	14645.139	O.K.(58.370)

㉢ 내측지점부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1875.34	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	0.000	2980.225	O.K.

② 기둥검토

㉠ 부재력 요약

■ 기둥 1

구 분			축력 (kN)		모 멘트 (kN · m)				V (kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Swat	Sway	Non Swat		
일반	P _{max}	교축	7856.879	13996.59 6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	-5417.749	0.000	3003.196	761.112	0.96
	M _{ym} ax	교축	7554.692	8842.465	664.379	0.000	5152.062	0.000	420.471	-12.39
		직각			2114.416	-2674.318	-2785.137	1701.988	62.153	-2.64
	M _{km} ax	교축	7252.504	5906.636	-33.355	0.000	-2716.355	0.000	666.959	3.41
		직각			-1987.632	-2567.345	5369.579	1633.908	1879.347	5.50
최소	P _{min}	교축	6043.753	4697.885	-33.355	0.000	-2716.355	0.000	666.959	3.41
		직각			-1987.632	-2139.454	5369.579	1361.590	1816.060	5.34
	M _{ym} ax	교축	6043.753	7331.526	664.379	0.000	5152.062	0.000	420.471	-12.39
		직각			2114.416	-2139.454	-2785.137	1361.590	141.262	-2.84
	M _{km} ax	교축	6043.753	4697.885	-33.355	0.000	-2716.355	0.000	666.959	3.41
		직각			-1987.6	-2139.454	5369.579	1361.590	1816.060	5.34

■ 기둥 2

구 분			축력 (kN)		모멘트 (kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Sway	Sway	Non Sway		
일 반	Pmax	교축	10486.438	14979.589	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	5542.469	0.000	-2878.47	761.112	-0.54
	Mym ax	교축	10083.114	11370.887	-667.170	0.000	-5151.22	0.000	420.143	12.39
		직각			-1827.35	3021.860	2360.954	-1354.44	37.247	3.81
	Mxm ax	교축	10083.114	8795.340	-597.598	0.000	-3867.17	0.000	315.770	9.61
		직각			2119.869	3021.860	-2787.86	-1354.44	853.981	-3.42
최 소	Pmin	교축	8066.491	6727.207	36.178	0.000	667.704	0.000	725.34	-1.44
		직각			2052.557	2417.488	-2677.38	-1083.55	759.397	-3.61
	Mym ax	교축	8066.491	9354.264	-667.170	0.000	-5151.22	0.000	420.143	12.39
		직각			-1827.35	2417.488	2360.954	-1083.55	76.977	3.77
	Mxm ax	교축	8066.491	6778.718	-597.598	0.000	-3867.17	0.000	315.770	9.61
		직각			2119.869	2417.488	-2787.86	-1083.55	774.872	-3.46

■ 설계요약

○ 기둥 1

구 분		Pu	δ My	δ Mx	δ Mu	CASE
일반조합	Pmax	13996.596	5417.749	0.000	5417.749	LCBF1
	Mymax	8842.465	1083.149	5152.062	5264.689	LCBF11
	Mxmax	5906.636	7003.488	2716.355	7511.819	LCBF18
최소 축력조합	Pmin	4697.885	6731.170	-2865.288	7315.635	LCBF37
	Mymax	7331.526	1423.547	5152.062	5345.112	LCBF30
	Mxmax	4697.885	6731.170	2716.355	7258.597	LCBF37

○ 기둥 2

구 분		Pu	δ My	δ Mx	δ Mu	CASE
일반조합	Pmax	14979.589	5542.469	0.000	5542.469	LCBF1
	Mymax	11370.887	1194.503	5151.221	5287.903	LCBF8
	Mxmax	8795.340	5141.729	3867.175	6433.694	LCBF10
최소 축력조합	Pmin	6727.207	4470.045	667.704	4519.639	LCBF22
	Mymax	9354.264	1277.398	5151.221	5307.243	LCBF27
	Mxmax	6778.718	4537.357	3867.175	5961.765	LCBF29

■ 기둥 주철근량 검토

◦ 기둥 1

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32 × 56EA	
2 단	D32 × 50EA	
계	84185.20mm ² - 2.680%	
유효단면적 $A_{eff}=1570796.33$ mm ²	$A_{eff}=P_u/\{\varphi \cdot 0.80 \cdot (0.85f_{ck}+0.01f_y)\}$ (단, $A_{eff}>1/2 \cdot A_g$)	
$P_u=13996.596\text{kN} \leq \varphi P_n=40402.170\text{kN} \quad \dots\dots \text{O.K (S.F. 2.887)}$ $\delta M_{ux}=0.000\text{kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_{nx}=0.000\text{kN} \cdot \text{m}$ $\delta M_{uy}=5417.749\text{kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_{ny}=15626.329\text{kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{O.K (S.F. 2.884)}$ $\delta M_u=5417.749\text{kN} \cdot \text{m} \leq \varphi M_n=15626.329\text{kN} \cdot \text{m} \quad \dots\dots \text{O.K (S.F. 2.884)}$		

◦ 기둥 2

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32× 56EA	
2 단	D32× 50EA	
계	84185.20mm ² - 2.680%	
유효단면적 A _{eff} =1570796.33 mm ²	A _{eff} =Pu/{φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y)} (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
Pu=14979.589kN ≤ φ Pn=41317.540kN ····· O.K (S.F. 2.758)		
δ Mux=0.000kN · m ≤ φ Mnx=0.000kN · m ····· O.K		
δ Muy=5542.469kN · m ≤ φ Mny=15275.719kN · m ····· O.K (S.F. 2.756)		
δ Mu=5542.469kN · m ≤ φ Mn=15275.719kN · m ····· O.K (S.F. 2.756)		

③ 기초설계

㉠ 직접기초 안정검토

구분	전도에 대한 검토			활동에 대한 검토			지지력에 대한 검토		
	편심 (m)	허용편심 (m)	안전율	마찰력/ 수평력	허용 안전율	안전율	작용 지지력	허용 지지력	안전율
교축	0.477	1.083	OK(2.270)	17.431	1.500	1.5 이상	426.750	600.000	OK(1.406)
교축직각	0.282	1.933	OK(6.855)	17.431	1.500	1.5 이상	352.535	600.000	OK(1.702)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

㉡ 기초단면력 검토

위 치	Mu (kN · m)	ϕ Mn (kN · m)	Mu/ ϕ Mn	reqAs (mm ²)	useAs(mm ²)		w (mm)	wa (mm)
캔틸레버 (교축)	1242.241	3001.980	41.4%	3453.23	D32@125	6353.60	0.15	0.42
캔틸레버 (교축직각)	1165.253	3002.228	38.8%	3237.17	D32@125	6353.60	0.10	0.42
내측지간부 (교축직각)	177.378	788.734	22.5%	488.83	D22@250	1548.40	0.11	0.44

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 검토 결과

교각 구조물에 대한 안정성 검토 결과 최소 안전율 1.0이상으로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

라. 내진설계 검토

1) 교대

① 내진등급 : 내진 1 등급(가설위치 : 충청북도)

② 가속도 계수 : $A = 0.14$ ③ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)④ 지진시 안정계산 검토^{주1)}

구 분	연직력(kN)	수평력(kN)	M(저항)	M(전도)
하중	1395.35	604.33	5497.92 (kN · m)	2559.58 (kN · m)

주1) 기존계산서 3. 작용하중계산 및 안정검토 중 CASE-4 참조

㉠ 전도에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉡ 활동에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉢ 말뚝검토(φ508) (‘말뚝지지력 산정’ 부분 참조)

- 지진시 허용지지력 = 1496.859 kN/m^2
- $F_s = 1496.859 / 588.77 = 2.542$ 안정

2) 교각

① 교각형식 : 다주식 π 형 교각

② 상부형식 : 2경간 STEEL BOX교

③ 기초형식 : 직접기초

④ 내진조건

㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$

㉡ 내진등급 : 내진2등급

㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)

㉣ 응답수정계수(R)

■ 하부구조

- 교각 = 5.0

■ 연결부분

- 기초 = 1.0
- 상부구조와 교대 = 0.8

㉤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

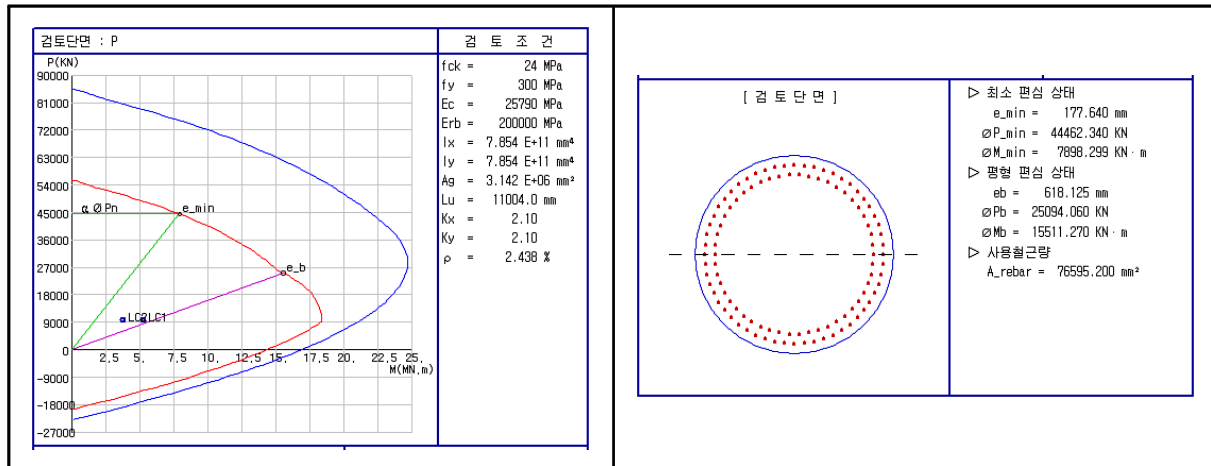
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		P_u (kN) ^{주2)}	ϕP_N (kN)	$P_u / \phi P_N$	M_u ^{주3)} (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	$M_u / \phi M_n$	비 고
CASE (6)	교축방향	9831.63	27755.981	O.K. (2.823)	5189.059	14649.391	O.K. (2.823)	
	교축 직각방향		33757.548	O.K. (3.434)	3721.127	12776.738	O.K. (3.434)	

주2) 기존계산서 ‘6.기둥의 설계’ 중 CASE (6) 참조

주3) 구조계산 프로그램(RC Mania)을 이용하여 나온 결과 값

⑥ P-M 상관도



3) 하부구조 내진설계 검토결과

교대부 검토결과 내진시 말뚝에 대한 지지력은 확보되어 있다.(안전율 $F_s = 2.542$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 2.823로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.4.2 감곡IC교-양평방향

가. 교대(A1) 구조검토

1) 검토조건

- ㉠ 일반조건
- ㉡ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉢ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉣ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ㉤ 교대총폭 : $B=12.906\text{m}$
- ㉥ 교대총높이 : $H=12.000\text{m}$
- ㉦ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉧ SKEW : 20.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒹채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$

- ㉔ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉕ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 265.182\text{kN/m}$
- ㉖ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 114.968\text{kN/m}$
- ㉗ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉙ 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉚ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉛ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉜ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉝ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트
- ㉞

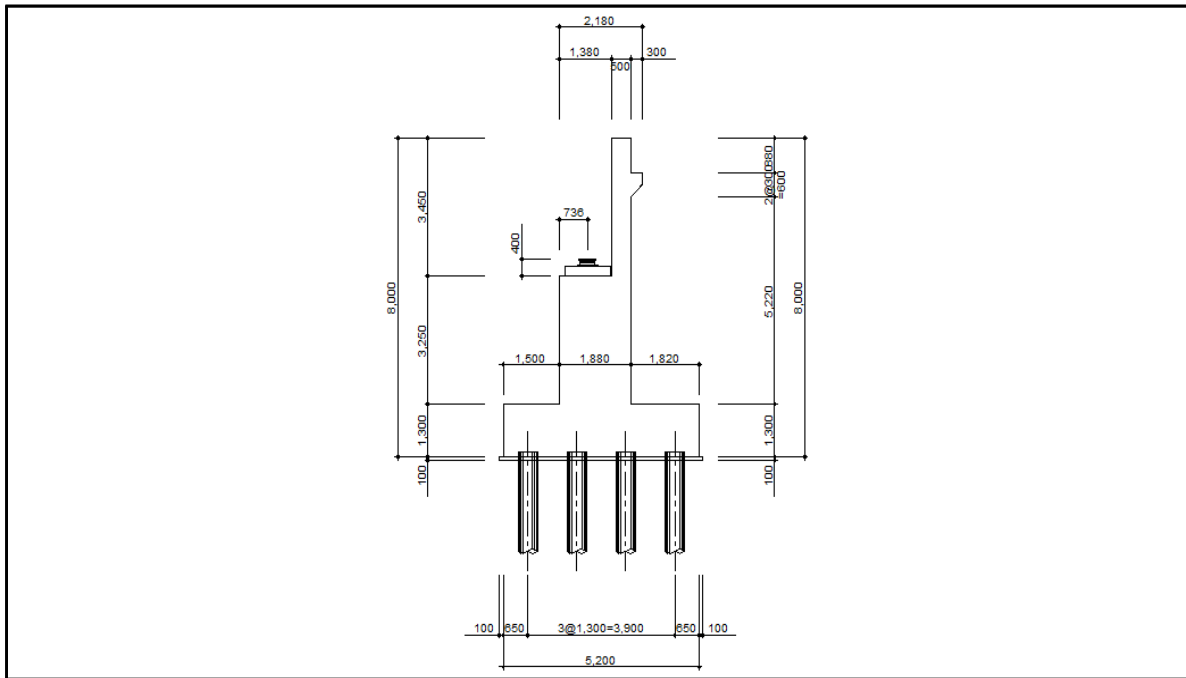
④ 사용재료

- ㉟ 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
 - 탄성계수(E_c) : 26,986
- ㊱ 철근(SD30)
 - 항복강도(f_y) : 300 MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㊲ 안전성검토 : 허용응력설계법
- ㊳ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-25】 해석단면 (A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 28.10\text{m}^2 \times 25.0 = 702.450\text{kN/m}$$

㉡ 뒕채움채

$$W_c = 22.60\text{m}^2 \times 20.0 = 452.020\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 토압계수 산정

■ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}$$

■ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)} \right]^2}$$

ϕ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.271 \times 20 \times 12.000^2 \times \cos 0.000$	390.226	4.000	1560.903
	배면활하중 토압	$0.271 \times 10.000 \times 12.000 \times \cos 0.000$	32.519	6.000	195.113

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	3002.190 / 13.734	218.591	3.036	663.710
	활하중	1500.720 / 13.734	109.268	3.036	331.772
	배면활하중	10.000×2.320	23.200	5.340	123.888
수평하중	온도하중	218.591×0.050000	10.930	8.950	97.819

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	702.450	—	3.293	—	2312.892	—
뒷굽상부토자중	452.020	—	5.346	—	2416.559	—
상부고정하중	218.591	—	3.036	—	663.710	—
상부활하중	109.268	—	3.036	—	331.772	—
수평토압	—	390.226	—	4.000	—	1560.903
배면활하중	23.200	32.519	5.340	6.000	123.888	195.113
온도하중	—	10.930	—	8.950	—	97.819

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	1154.470	390.226	4729.451	1560.903	
	LCBS2	1373.061	390.226	5393.161	1560.903	
	LCBS3	1505.529	422.744	5848.821	1756.016	
	LCBS4	1505.529	433.674	5848.821	1853.835	
계수하중	LCBF1	1500.811	663.384	6148.286	2653.535	
	LCBF2	1784.979	663.384	7011.109	2653.535	
	LCBF3	2069.786	718.666	7990.778	2985.226	
	LCBF4	1957.188	563.776	7603.467	2409.986	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	12	2	4.329

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	15855.812	5359.468	0.505	8013.672	
	LCBS2	18858.002	5359.468	0.459	8655.208	
	LCBS3	20677.358	5806.090	0.531	10989.683	
	LCBS4	20677.358	5956.200	0.596	12333.163	
계수하중	LCBF1	20612.556	9111.096	0.921	18992.923	
	LCBF2	24515.403	9111.096	0.809	19826.920	
	LCBF3	28427.017	9870.354	0.832	23640.159	
	LCBF4	26880.565	7743.060	0.596	16033.112	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	525.149	110.170	92.458	140.000	O.K.(1.514)
	HINGE	440.404	62.620	61.696	140.000	O.K.(2.269)
LCBS2	FIX	594.868	109.916	96.815	140.000	O.K.(1.446)
	HINGE	510.317	62.620	66.201	140.000	O.K.(2.115)
LCBS3	FIX	673.726	118.439	106.431	140.000	O.K.(1.315)
	HINGE	582.619	67.838	73.637	140.000	O.K.(1.901)
LCBS4	FIX	696.429	121.083	109.301	140.000	O.K.(1.281)
	HINGE	603.288	69.592	75.902	140.000	O.K.(1.844)

㉔ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	119.124	15.346	80.000	O.K.(5.213)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	525.149	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.900)
상 시	LCBS2	594.868	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.678)
상 시	LCBS3	673.726	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.481)
상 시	LCBS4	696.429	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.433)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉕ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 9.8002 \times \cos 11.667$	235.938	3.267	770.731
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 9.800 \times \cos 11.667$	24.075	4.900	117.969
	온도하중	218.591×0.050000	10.930	6.750	73.774

㉔ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	235.938	770.731
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	235.938	770.731
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	260.013	888.700
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	270.943	962.474
	Max							270.943	962.474
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	401.095	1310.242
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	401.095	1310.242
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	442.023	1510.790
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	352.226	1251.217
	Max							442.023	1510.790

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.4502 \times \cos 11.667$	29.240	1.150	33.627
윤하중	11.46×0.2508	28.747	3.090	88.829

㉡ 하중조합

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	29.240	33.627
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	29.240	33.627
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	57.988	122.456
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	57.988	122.456
	Max							57.988	122.456
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	98.579	208.174
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	75.384	159.192
	Max							98.579	208.174

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	738.221	0.000	625.611	
	LCBS2	0.000	838.513	0.000	726.162	
	LCBS3	0.000	947.935	0.000	826.873	
	LCBS4	0.000	978.102	0.000	854.338	
계수하중	LCBF1	0.000	1177.865	0.000	988.596	
	LCBF2	0.000	1308.245	0.000	1119.313	
	LCBF3	0.000	1514.993	0.000	1311.189	
	LCBF4	0.000	1271.533	0.000	1110.639	

㉔ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	11.000	592.746
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	11.000	693.038
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	11.000	802.460
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	11.000	832.627
	Max							11.000	832.627
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	14.300	988.747
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	14.300	1119.127
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	14.300	1325.876
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	14.300	1082.415
	Max							14.300	1325.876

④ 뒷굽

㉕ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN·m/m)	V (kN/m)	M (kN·m/m)	
사용하중	LCBS1	234.583	190.047	327.139	304.508	
	LCBS2	311.453	266.165	403.796	380.362	
	LCBS3	318.055	262.849	417.558	385.901	
	LCBS4	293.261	232.186	394.985	357.985	
계수하중	LCBF1	125.634	25.297	281.197	217.677	
	LCBF2	225.565	124.250	380.851	316.288	
	LCBF3	263.192	146.099	430.702	353.254	
	LCBF4	381.239	301.842	513.480	465.381	

㉔ 하중조합

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	345.037	485.084
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	268.167	408.966
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	284.765	439.194
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	309.559	469.857
	Max							345.037	485.084
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	627.872	852.374
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	527.941	753.421
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	540.194	789.432
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	402.427	610.814
	Max							627.872	852.374

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
연직벽체	1780	D32-10EA=7942.0	1510.790	3489.078	O.K.(2.309)
홍벽	420	D22-10EA=3871.0	208.174	388.888	O.K.(1.868)
압굽	2100	D29-10EA=6424.8	1325.876	3361.999	O.K.(2.536)
뒷굽	2100	D29-10EA=6424.8	852.374	3361.689	O.K.(3.944)

6) 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.868로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.281로 나와 안전한 것으로 판단된다.

나. 교대(A2) 구조검토

1) 검토조건

① 일반조건

- ㉠ 하부구조형식 : 역T형 교대
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 교대총폭 : $B=15.756\text{m}$
- ㉤ 교대총높이 : $H=8.000\text{m}$
- ㉥ 기초형식 : 말뚝기초
- ㉦ SKEW : 20.000°

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ㉡ 뒹채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 10.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ㉢ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ㉣ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ㉤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 230.414\text{kN/m}$
- ㉥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 185.832\text{kN/m}$
- ㉦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 뒹채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ㉡ 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ㉢ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉣ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ㉤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.327 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa
- 탄성계수(E_c) : 26,986

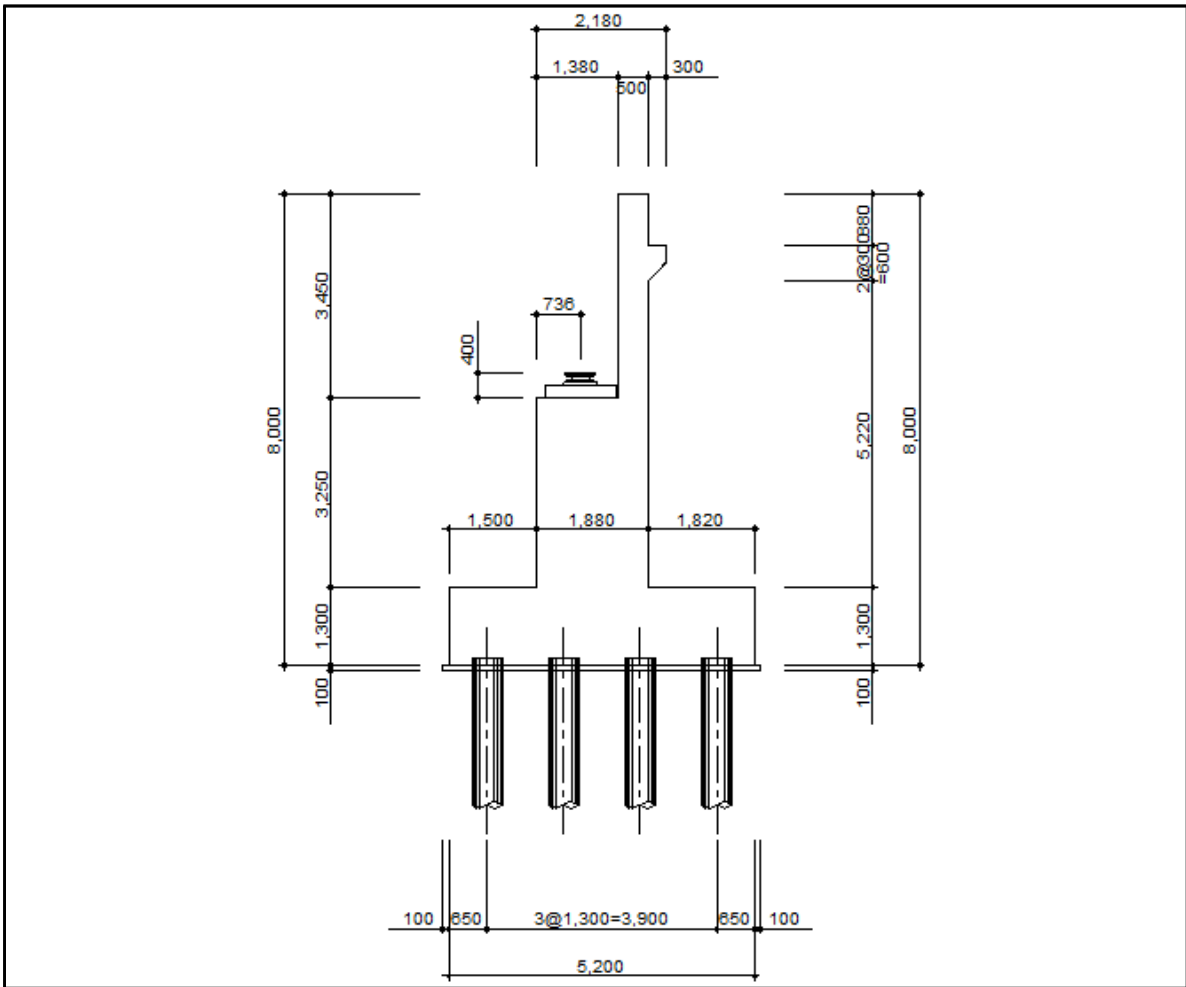
㉡ 철근(SD30)

- 항복강도(f_y) : 300 MPa
- 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안전성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-26】 해석단면 (A2)

3) 하중산정

① 자중(원점 0을 기준으로)

㉠ 교대구체

$$W_c = 14.73\text{m}^2 \times 25.0 = 368.250\text{kN/m}$$

㉡ 뒷채움채

$$W_c = 12.06\text{m}^2 \times 20.0 = 241.180\text{kN/m}$$

② 토압

㉠ 토압계수 산정

■ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

$$K_a = \cos\alpha \times \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

■ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

ϕ = 뒷채움 흙의 내부마찰각(도)

α = 지표면과 수평면이 이루는 각(도)

β = 벽배면과 연직면이 이루는 각(도)

δ = 벽배면과 뒷채움흙 사이의 벽면마찰각(도)

구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

③ 토압에 의한 하중집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2710 \times 20 \times 8.000^2 \times \cos 0.000$	173.434	2.667	462.490
	배면활하중 토압	$0.2710 \times 10.000 \times 8.000 \times \cos 0.000$	21.679	4.000	86.717

④ 상부구조물 하중

㉠ 상부구조물 하중 집계

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
연직하중	고정하중	4728.550 / 17.831	265.182	2.236	593.028
	활하중	2050.030 / 17.831	114.968	2.236	257.103
	배면활하중	10.000×1.820	18.200	4.290	78.078
수평하중	온도하중	265.182×0.050000	13.259	4.950	65.632

⑤ 하중요약

구 분	V(kN/m)	H(kN/m)	팔길이(m)		Moment(kN/m · m)	
			x	y	Mx	My
교대본체자중	368.250	—	2.604	—	958.949	—
뒷굽상부토자중	241.180	—	4.299	—	1036.759	—
상부고정하중	265.182	—	2.236	—	593.028	—
상부활하중	114.968	—	2.236	—	257.103	—
수평토압	—	173.434	—	2.667	—	462.490
배면활하중	18.200	21.679	4.290	4.000	78.078	86.717
온도하중	—	13.259	—	4.950	—	65.632

⑥ 하중조합

㉠ 사용하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBS1	1	0	0	0	1	0	0	
LCBS2	1	1	0	0	1	0	0	
LCBS3	1	1	1	1	1	0	0	
LCBS4	1	1	1	1	1	1	0	

㉡ 계수하중 조합

구 분	D	Rd	RI	LU	H	G	Q	비고
LCBF1	1.3	0	0	0	1.7	0	0	
LCBF2	1.3	1.3	0	0	1.7	0	0	
LCBF3	1.3	1.3	2.15	2.15	1.7	0	0	
LCBF4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.7	1.3	0	

D : 자중(구체자중, 뒷굽배면토사) 또는 이에 따른 단면력

Rd : 상부고정하중 또는 이에 따른 단면력

RI : 상부활하중 또는 이에 따른 단면력

LU : 배면활하중(연직하중) 또는 이에 따른 단면력

H : 수평토압(배면활하중 토압 포함) 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

⑦ 하중조합 결과

하 중 조 합		V(kN/m)	H(kN/m)	Mr (kN/m · m)	Mo (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	609.430	173.434	1995.708	462.490	
	LCBS2	874.612	173.434	2588.736	462.490	
	LCBS3	1007.779	195.113	2923.918	549.207	
	LCBS4	1007.779	208.372	2923.918	614.839	
계수하중	LCBF1	792.259	294.837	2594.420	786.232	
	LCBF2	1136.995	294.837	3365.357	786.232	
	LCBF3	1423.306	331.692	4085.997	933.651	
	LCBF4	1310.113	270.883	3801.093	799.291	

4) 말뚝 검토

① 검토조건

㉠ 말뚝의 제원

말뚝 종류	직경 (mm)	두께 (mm)	부식두께 (mm)	길이 (m)
강관말뚝	508	12	2	9.000

※ 말뚝길이는 기초평면에 묻힌 100mm는 제외한 길이임.

· 말뚝의 탄성계수 : $E = 205,000\text{MPa}$

· 말뚝의 단면2차 모멘트 : $I = \pi/64 \times (0.504^4 - 0.486^4) = 0.0004288\text{m}^4$

② 단위길이당 작용하는 하중

구 분		V(kN/m)	H(kN/m)	e(m)	Mc (kN/m · m)	비 고
사용하중	LCBS1	10866.967	3092.558	0.084	914.744	
	LCBS2	15595.517	3092.558	0.169	2634.468	
	LCBS3	17970.078	3479.128	0.244	4377.864	
	LCBS4	17970.078	3715.555	0.309	5548.180	
계수하중	LCBF1	14127.058	5257.349	0.318	4487.896	
	LCBF2	20274.173	5257.349	0.332	6723.537	
	LCBF3	25379.478	5914.517	0.385	9776.013	
	LCBF4	23361.102	4830.222	0.309	7212.635	

③ Pile 본체 검토

㉠ 휨응력 검토(사용하중)

구 분		V(kN/m)	M (kN/m · m)	f(MPa)	f _{sa} (MPa)	안전율
LCBS1	FIX	287.265	63.712	52.410	140.000	O.K.(2.671)
	HINGE	230.538	43.823	38.172	140.000	O.K.(3.668)
LCBS2	FIX	410.075	62.004	59.414	140.000	O.K.(2.356)
	HINGE	354.869	43.823	46.183	140.000	O.K.(3.031)
LCBS3	FIX	494.010	68.196	68.118	140.000	O.K.(2.055)
	HINGE	433.291	49.301	54.151	140.000	O.K.(2.585)
LCBS4	FIX	518.487	71.802	71.614	140.000	O.K.(1.955)
	HINGE	454.557	52.651	57.304	140.000	O.K.(2.443)

㉞ 전단응력 검토(사용하중)

구 분		H(kN/m)	τ	τ_{sa}	안전율
MAX	평상시	75.828	9.768	80.000	O.K.(8.190)

④ 말뚝의 지지력 검토

구 분		압축력(kN)		인발력(kN)		안전율
		반력	허용	반력	허용	
상 시	LCBS1	287.265	997.900	0.000	0.000	O.K.(3.474)
상 시	LCBS2	410.075	997.900	0.000	0.000	O.K.(2.433)
상 시	LCBS3	494.010	997.900	0.000	0.000	O.K.(2.020)
상 시	LCBS4	518.487	997.900	0.000	0.000	O.K.(1.925)

5) 교대 단면력에 대한 검토

① 연직벽

㉞ 단면력 산정

구 분		하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
상 시	수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 6.7002 \times \cos 11.667$	110.280	2.233	246.291
	배면활하중 토압	$0.2508 \times 10.000 \times 6.700 \times \cos 11.667$	16.460	3.350	55.140
	온도하중	265.182×0.050000	13.259	4.950	65.632

㉞ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	110.280	246.291
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	110.280	246.291
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	126.739	301.431
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	139.998	349.827
	Max							139.998	349.827
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	187.475	418.695
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	215.457	512.433
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	181.998	454.775
	Max							215.457	512.433

② 흙벽

㉠ 단면력 산정

구 분	하중산식	P (kN/m)	x(m)	M (kN · m/m)
수평토압	$1/2 \times 0.2508 \times 20 \times 3.4502 \times \cos 11.667$	29.240	1.150	33.627
윤하중	11.46×0.2508	28.747	3.090	88.829

㉡ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	Rl	LU	G	V(kN/m)	M (kN · m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	29.240	33.627
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	29.240	33.627
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	57.988	122.456
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	57.988	122.456
	Max							57.988	122.456
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	49.709	57.165
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	98.579	208.174
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	75.384	159.192
	Max							98.579	208.174

③ 압굽

㉠ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN · m/m)	V (kN/m)	M (kN · m/m)	
사용하중	LCBS1	0.000	178.017	0.000	142.863	
	LCBS2	0.000	254.121	0.000	219.910	
	LCBS3	0.000	306.136	0.000	268.508	
	LCBS4	0.000	321.304	0.000	281.686	
계수하중	LCBF1	0.000	280.717	0.000	222.867	
	LCBF2	0.000	379.653	0.000	323.028	
	LCBF3	0.000	482.082	0.000	419.678	
	LCBF4	0.000	417.695	0.000	366.192	

㉔ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	9.750	141.454
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	9.750	217.559
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	9.750	269.573
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	9.750	284.741
	Max							9.750	284.741
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	12.675	233.186
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	12.675	332.121
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	12.675	434.551
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	12.675	370.164
	Max							12.675	434.551

④ 뒷굽

㉕ 단면력 산정

구 분		말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지		비 고
		V (kN/m)	M (kN·m/m)	V (kN/m)	M (kN·m/m)	
사용하중	LCBS1	135.884	120.906	179.016	167.433	
	LCBS2	196.676	175.311	238.651	220.590	
	LCBS3	210.276	184.371	256.443	234.172	
	LCBS4	191.665	164.296	240.274	216.731	
계수하중	LCBF1	116.167	91.935	187.146	168.500	
	LCBF2	195.196	162.661	264.671	237.605	
	LCBF3	235.971	194.583	312.538	277.177	
	LCBF4	249.165	213.585	312.356	281.750	

㉖ 단면력 산정

구 분		D	H	Rd	RI	LU	G	V(kN/m)	M (kN·m/m)
사용하중	LCBS1	1	1	0	0	0	0	164.446	154.491
	LCBS2	1	1	1	0	1	0	103.654	100.086
	LCBS3	1	1	1	1	1	0	108.254	107.588
	LCBS4	1	1	1	1	1	1	126.865	127.663
	Max							164.446	154.491
계수하중	LCBF1	1.3	1.7	0	0	0	0	274.262	266.082
	LCBF2	1.3	1.7	1.3	0	0	0	195.233	195.356
	LCBF3	1.3	1.7	1.3	2.15	2.15	0	193.588	199.041
	LCBF4	1.3	1.7	1.3	1.3	1.3	1.3	164.924	165.963
	Max							274.262	266.082

⑤ 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	Φ M _n / M _u
연직벽체	1780	D22-8EA=3096.8	512.433	1400.990	O.K.(2.734)
홍벽	420	D22-8EA=3096.8	208.174	320.216	O.K.(1.538)
압굽	1200	D22-8EA=3096.8	434.551	942.976	O.K.(2.170)
뒷굽	1200	D22-8EA=3096.8	266.082	946.538	O.K.(3.557)

⑥ 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.538로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

말뚝기초에 대한 검토 결과 최소 안전율 1.925로 나와 안전한 것으로 판단된다.

다. 교각(P1) 구조검토

1) 검토조건

① 일반사항

- ㉠ 하부구조형식 : π 형 교각
- ㉡ 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ㉢ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ㉣ 기초형식 : 직접기초

② 하중

- ㉠ 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉡ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ㉢ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

③ 지반조건

- ㉠ 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ㉡ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ㉢ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ㉣ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ㉤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

④ 사용재료

㉠ 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)

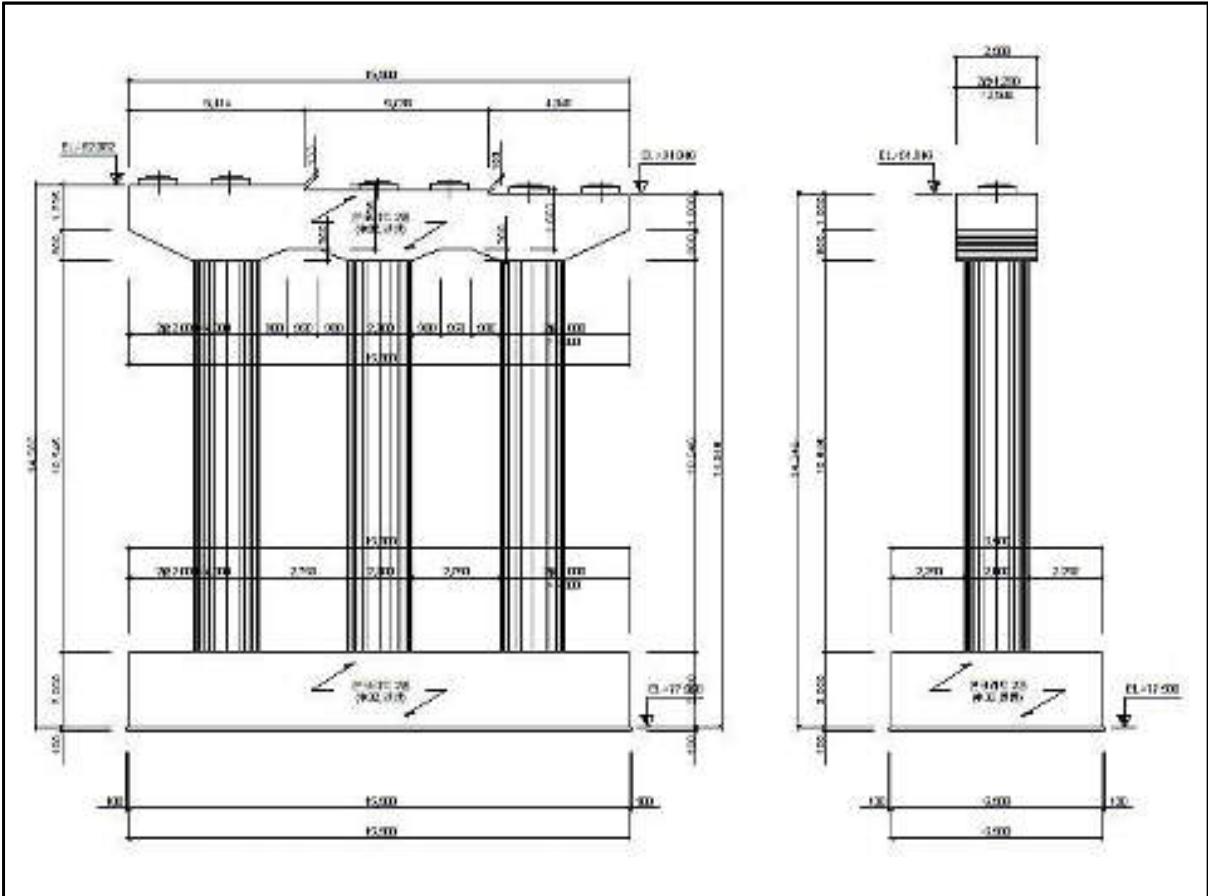
㉡ 철근(SD30)

- 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
- 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

⑤ 설계방법

- ㉠ 안정성검토 : 허용응력설계법
- ㉡ 단면검토 : 강도설계법

2) 해석단면



【그림 5-27】 해석단면(P1)

3) 하중산정

① 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	3173.12	959.19	4132.31	
2	3205.98	946.61	4152.59	
3	2956.18	780.64	3736.82	
4	2937.63	774.35	3711.98	
계	2740.62	667.65	3408.27	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

② 풍하중

㉠ 상부풍하중

$$B/D = 12.145 / 4.080 = 2.977 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$P = 4.0 - 0.2 \times (B/D) \times D$$

$$= 13.891 \text{ kN/m} > 6 \text{ kN/m} \therefore P = 11.113 \text{ kN/m}$$

$$P_w = 13.891 \times (55.000 + 55.000) / 2 = 764.005 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 4.080 / 2 = 2.440 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_x = P_w \times h = 764.005 \times 2.440 = 1864.172 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉡ 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_{wl} = 1.500 \times (55.000 + 55.000) / 2.0 = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 0.400 + 3.000 + 1.5 = 4.900 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_{wl} \times h = 82.500 \times 4.900 = 404.250 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

㉢ 하부구조에 작용하는 풍하중

■ 교축방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 1.625 = 4.875 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m}$$

■ 교축직각방향

$$\circ W_{\text{coping}} = 3.000 \times 2.500 = 7.500 \text{ kN/m}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m (풍하측)}$$

$$\circ W_{\text{column}} = 1.500 \times 2.000 = 3.000 \text{ kN/m (풍하측)}$$

③ 온도하중

㉠ 교축직각방향

$$\text{연평균 온도변화차 } \Delta T = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C 적용}$$

㉡ 교축방향

■ 상부구조 신축에 의한 수평력

$$PT1 = 3EI \delta / H^3 = 3 \times 23080000.000 \times 0.785 \times 3EA \times 0.017 / 12.346^3 = 1430.452 \text{ kN}$$

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 1.2E-05 \times 25 \times 55.000 = 0.017 \text{ m : 온도에 의한 신축량}$$

$$H = 12.346 \text{ m}$$

$$I = 0.785 \text{ m}^4$$

■ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

$$PT2 = \mu \times Wd = 0.050 \times 17697.560 = 884.878 \text{ kN}$$

$Wd = 17697.560 \text{ kN}$: 전체상부 고정하중

$\mu = 0.050$: Bearing 마찰계수

$$\therefore PT = \min[PT1, PT2] = 884.878 \text{ kN}$$

※ 베어링 개수로 나누어 각 베어링에 재하한다.

④ 차량 충돌하중

㉠ 교축방향

$POL = 500.0 \text{ kN}$: 노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 81.200 + 1.800 - 79.500 \\ = 3.500 \text{ m : 기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

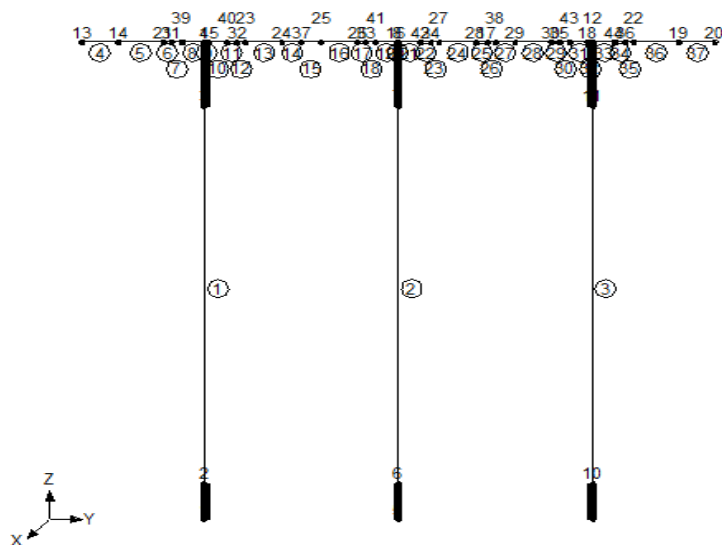
㉡ 교축직각방향

$POT = 1000.0 \text{ kN}$: 노면위 1.8m 에서 수평으로 작용

$$h = \text{원지반 EL.} + 1.800 - \text{기초상면 EL.} = 81.200 + 1.800 - 79.500 \\ = 3.500 \text{ m : 기초상면에서 충돌하중위치까지 높이}$$

4) 모델링

① 구조해석 모델



② 절점정보

Node ID	Y(m)	Z(m)	Node ID	Y(m)	Z(m)
1	0.000	-1.000	2	0.000	0.000
3	0.000	10.546	4	0.000	12.346
5	4.750	-1.000	6	4.750	0.000
7	4.750	10.546	8	4.750	12.346
9	9.500	-1.000	10	9.500	0.000
11	9.500	10.546	12	9.500	12.346
13	-3.000	12.346	14	-2.113	12.346
15	0.122	12.346	16	4.706	12.346
17	6.927	12.346	18	9.377	12.346
19	11.613	12.346	20	12.500	12.346
21	-1.000	12.346	22	10.500	12.346
23	1.000	12.346	24	1.900	12.346
25	2.850	12.346	26	3.750	12.346
27	5.750	12.346	28	6.650	12.346
29	7.600	12.346	30	8.500	12.346
31	-0.800	12.346	32	0.800	12.346
33	3.950	12.346	34	5.550	12.346
35	8.700	12.346	36	10.300	12.346
37	2.375	12.346	38	7.125	12.346
39	-0.550	12.346	40	0.550	12.346
41	4.200	12.346	42	5.300	12.346
43	8.950	12.346	44	10.050	12.346

③ 단면정보

SectionID	Y(m)			Node ID			Element No
	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	A (m ²)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)	
1	3.142	0.785	0.785	3.142	0.785	0.785	1
2	3.142	0.785	0.785	3.142	0.785	0.785	2
3	3.142	0.785	0.785	3.142	0.785	0.785	3
4	2.500	0.208	1.302	3.387	0.518	1.764	4
5	3.387	0.518	1.764	4.500	1.215	2.344	5
6	4.500	1.215	2.344	4.500	1.215	2.344	6,7,11,12,17,18,22,23,29,30,34,35
7	4.500	121.500	2.344	4.500	121.500	2.344	8,9,10,19,20,21,31,32,33
8	4.500	1.215	2.344	3.750	0.703	1.953	13
9	3.750	0.703	1.953	4.500	1.215	2.344	16
10	4.500	1.215	2.344	3.750	0.703	1.953	24
11	3.750	0.703	1.953	4.500	1.215	2.344	28
12	3.750	0.703	1.953	3.750	0.703	1.953	14,15,25,26,27
13	4.500	1.215	2.344	3.387	0.518	1.764	36

④ 하중 조건별 단면력 산출

㉠ 코핑부

구 분		좌측부				우측부			
		내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
		모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)	모멘트 (kN·m)	전단 (kN)
고정하중(D)		-4361.890	3370.620	0.000	0.000	-3719.715	-2881.530	0.000	0.000
활하중	만재하중	-1259.416	959.190	0.000	0.000	-879.014	-669.470	0.000	0.000
	W	245.240	-90.243	-11.799	-10.726	-233.090	-90.243	-11.799	10.726
	WL	38.070	-19.569	0.000	0.000	-38.070	-19.569	0.000	0.000
온도하중(GT)		0.000	0.000	-198.641	-147.480	0.000	0.000	-198.641	147.480
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분		내측부 (지간 1)				
		좌측부		중앙부	우측부	
		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
고정하중(D)		-3372.157	-697.162	-2353.093	-1679.603	-377.475
활하중	만재하시	-984.300	-170.409	-701.188	-447.512	-170.409
풍하중	W	1300.726	591.066	364.873	-561.131	591.066
	WL	145.853	64.637	43.618	-57.754	64.637
온도하중(GT)		-247.209	-75.849	-136.209	-8.284	-75.849
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		-237.577	-18.109	-230.383	-180.535	-18.109
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

구 분		내측부 (지간 2)				
		좌측부		중앙부	우측부	
		모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
고정하중(D)		-1218.305	-1417.778	336.816	-2464.230	1839.540
활하중	만재하시	-314.537	-360.447	109.041	-552.052	413.903
풍하중	W	505.101	586.592	-307.148	-1278.819	615.218
	WL	51.069	62.506	-35.838	-144.456	68.714
온도하중(GT)		-8.284	-75.849	136.209	-247.209	75.849
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		171.874	137.084	-53.934	-259.941	137.084
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-7453.762	-2425.884	0.000	
활하중	만재하시	-2076.209	-702.347	0.000	
풍하중	W	742.164	-1137.167	-24.334	
	WL	97.403	-110.915	0.000	
온도하중(GT)		-75.849	-257.112	-568.679	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-18.109	124.105	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥1 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-8282.043	1224.031	0.000	
활하중	만재하시	-2076.209	332.427	0.000	
풍하중	W	742.164	1507.162	-453.736	
	WL	97.403	148.727	0.000	
온도하중(GT)		-75.849	337.875	-3547.333	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-18.109	2124.707	-1750.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥2 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-4176.483	741.262	0.000	
활하중	만재하중	-970.678	224.227	0.000	
풍하중	W	-3.895	-1618.771	-25.843	
	WL	-2.005	-168.452	0.000	
온도하중(GT)		-151.698	0.000	-544.376	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		155.193	-379.032	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥2 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-5004.764	-472.344	0.000	
활하중	만재하중	-970.678	-164.046	0.000	
풍하중	W	-3.895	1765.646	-451.597	
	WL	-2.005	179.630	0.000	
온도하중(GT)		-151.698	0.000	-3613.522	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		155.193	424.308	-1750.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥3 상단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-7641.690	1544.065	0.000	
활하중	만재하시	-1751.023	394.122	0.000	
풍하중	W	-766.303	-1145.598	-24.442	
	WL	-101.477	-112.563	0.000	
온도하중(GT)		-75.849	257.112	-479.726	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-137.084	-310.207	0.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

■ 기둥3 하단

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	비 고
고정하중(D)		-8469.970	-892.243	0.000	
활하중	만재하시	-1751.023	-252.379	0.000	
풍하중	W	-766.303	1512.700	-453.724	
	WL	-101.477	149.758	0.000	
온도하중(GT)		-75.849	-337.875	-3763.848	
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	
충돌하중(CO)		-137.084	385.851	-1750.000	
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	

㉔ 기초

■ 기초(기둥1)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-8282.043	1224.031	0.000	0.000	-346.095
활하중	만재하시	-2076.209	332.427	0.000	0.000	-98.120
풍하중	W	742.164	1507.162	-453.736	-51.847	-261.872
	WL	97.403	148.727	0.000	0.000	-24.620
온도하중(GT)		-75.849	337.875	-3547.333	-282.444	-56.418
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		-18.109	2124.707	-1750.000	-500.000	-857.823
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

■ 기초(기둥2)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-5004.764	-472.344	0.000	0.000	115.077
활하중	만재하시	-970.678	-164.046	0.000	0.000	36.817
풍하중	W	-3.895	1765.646	-451.597	-51.501	-332.050
	WL	-2.005	179.630	0.000	0.000	-33.006
온도하중(GT)		-151.698	0.000	-3613.522	-291.025	0.000
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		155.193	424.308	-1750.000	-500.000	-76.175
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

■ 기초(기둥3)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각 전단 (kN)
고정하중(D)		-8469.970	-892.243	0.000	0.000	231.017
활하중	만재하중	-1751.023	-252.379	0.000	0.000	61.303
풍하중	W	-766.303	1512.700	-453.724	-51.836	-263.197
	WL	-101.477	149.758	0.000	0.000	-24.874
온도하중(GT)		-75.849	-337.875	-3763.848	-311.409	56.418
건조수축하중(GSH)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
충돌하중(CO)		-137.084	385.851	-1750.000	-500.000	-66.002
원심하중(CF)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
유수압(Q)		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

5) 하중조합

① 사용하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LS1	1	1	0	0	0	0	0	
LS2	1	1	0	0	0	1	0	
LS3	1	1	0.5	0	0	0	0	
LS4	1	0	1	0	0	0	0	
LS5	1	1	0.5	0	0	1	0	
LS6	1	0	1	0	0	1	0	
LS7	1	1	0	0	0	0	1	
LS8	1	0	0	0	0	0	0	

② 계수하중 검토시

구 분	D	L+I	W	Q	CF	G	CO	비 고
LF1	1.3	2.15	0	0	0	0	0	
LF2	1.3	0	1.3	0	0	0	0	
LF3	1.3	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF4	1.3	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF5	1.25	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF6	1.25	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF7	1	0	0	0	0	0	0	
LF8	1.3	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF9	1.2	0	1.2	0	0	0	1.2	
LF10	1	2.15	0	0	0	0	0	
LF11	1	0	1.3	0	0	0	0	
LF12	1	1.3	0.65	0	0	0	0	
LF13	1	1.3	0	0	0	1.3	0	
LF14	1	0	1.25	0	0	1.25	0	
LF15	1	1.25	0.625	0	0	1.25	0	
LF16	1	0	0	0	0	0	0	
LF17	1	1.3	0	0	0	0	1.3	
LF18	1	0	1.2	0	0	0	1.2	

D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

G : 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

6) 위치별 단면력 정리

① 코핑 하중조합

㉠ 사용하중

구 분	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBS1	-5621.306	4329.810	0.000	0.000	-4598.729	-3551.000	0.000	0.000
LCBS2	-5621.306	4329.810	-193.641	-147.480	-4598.729	-3551.000	-193.641	147.480
LCBS3	-5621.306	4329.810	193.641	147.480	-4598.729	-3551.000	193.641	-147.480
LCBS4	-5460.617	4265.119	-5.899	-5.363	-4753.344	-3615.691	-5.899	5.363
LCBS5	-5781.996	4394.501	5.899	5.363	-4444.114	-3486.309	5.899	-5.363
LCBS6	-4116.650	3280.377	-11.799	-10.726	-3952.805	-2971.773	-11.799	10.726
LCBS7	-4607.130	3460.863	11.799	10.726	-3486.625	-2791.287	11.799	-10.726
LCBS8	-5460.617	4265.119	-199.540	-152.843	-4753.344	-3615.691	-199.540	152.843
LCBS9	-5460.617	4265.119	187.741	142.117	-4753.344	-3615.691	187.741	-142.117
LCBS10	-5781.996	4394.501	-187.741	-142.117	-4444.114	-3486.309	-187.741	142.117
LCBS11	-5781.996	4394.501	199.540	152.843	-4444.114	-3486.309	199.540	-152.843
LCBS12	-4116.650	3280.377	-205.439	-158.206	-3952.805	-2971.773	-205.439	158.206
LCBS13	-4116.650	3280.377	181.842	136.754	-3952.805	-2971.773	181.842	-136.754
LCBS14	-4607.130	3460.863	-181.842	-136.754	-3486.625	-2791.287	-181.842	136.754
LCBS15	-4607.130	3460.863	205.439	158.206	-3486.625	-2791.287	205.439	-158.206
LCBS16	-5621.306	4329.810	0.000	0.000	-4598.729	-3551.000	0.000	0.000
LCBS17	-4361.890	3370.620	0.000	0.000	-3719.715	-2881.530	0.000	0.000
MAX	5781.996	4394.501	205.439	158.206	4753.344	3615.691	205.439	158.206
MIN	4116.650	3280.377	0.000	0.000	3486.625	2791.287	0.000	0.000

구 분	내측부 (지간 1)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBS1	-4356.457	-867.571	-3054.280	-2127.115	-547.884
LCBS2	-4603.665	-943.421	-3190.489	-2135.398	-623.733
LCBS3	-4109.248	-791.722	-2918.072	-2118.831	-472.035
LCBS4	-3560.240	-507.402	-2828.226	-2465.433	-187.714
LCBS5	-5152.673	-1227.741	-3280.335	-1788.796	-908.054
LCBS6	-2071.431	-106.097	-1988.220	-2240.734	213.591
LCBS7	-4672.883	-1288.228	-2717.965	-1118.473	-968.541
LCBS8	-3807.449	-583.251	-2964.435	-2473.717	-263.563
LCBS9	-3313.032	-431.552	-2692.017	-2457.150	-111.865
LCBS10	-5399.882	-1303.591	-3416.543	-1797.079	-983.903
LCBS11	-4905.465	-1151.892	-3144.126	-1780.512	-832.205
LCBS12	-2318.639	-181.946	-2124.429	-2249.017	137.742
LCBS13	-1824.222	-30.248	-1852.011	-2232.450	289.440
LCBS14	-4920.092	-1364.077	-2854.174	-1126.756	-1044.390
LCBS15	-4425.674	-1212.379	-2581.757	-1110.189	-892.691
LCBS16	-4594.034	-885.680	-3284.663	-2307.650	-565.992
LCBS17	-3372.157	-697.162	-2353.093	-1679.603	-377.475
MAX	5399.882	1364.077	-1852.011	2473.717	1044.390
MIN	1824.222	30.248	-3416.543	1110.189	111.865

구 분	내측부 (지간 2)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBS1	-1532.842	-1778.225	445.857	-3016.282	2253.443
LCBS2	-1541.125	-1854.074	582.066	-3263.491	2329.292
LCBS3	-1524.558	-1702.376	309.649	-2769.073	2177.594
LCBS4	-1229.222	-1422.422	256.445	-3800.148	2629.766
LCBS5	-1836.461	-2134.027	635.270	-2232.416	1877.120
LCBS6	-713.204	-831.185	29.668	-3743.049	2454.758
LCBS7	-1723.405	-2004.370	643.965	-1185.411	1224.321
LCBS8	-1237.505	-1498.271	392.654	-4047.356	2705.615
LCBS9	-1220.938	-1346.573	120.236	-3552.939	2553.917
LCBS10	-1844.745	-2209.877	771.479	-2479.625	1952.969
LCBS11	-1828.178	-2058.178	499.061	-1985.208	1801.270
LCBS12	-721.488	-907.035	165.877	-3990.257	2530.607
LCBS13	-704.921	-755.336	-106.541	-3495.840	2378.909
LCBS14	-1731.689	-2080.220	780.174	-1432.620	1300.170
LCBS15	-1715.122	-1928.521	507.756	-938.203	1148.472
LCBS16	-1360.968	-1641.141	391.923	-3276.223	2390.527
LCBS17	-1218.305	-1417.778	336.816	-2464.230	1839.540
MAX	1844.745	2209.877	780.174	4047.356	2705.615
MIN	704.921	755.336	-106.541	938.203	1148.472

㉔ 계수하중

구 분	좌측부				우측부			
	내민보		내민보 종방향		내민보		내민보 종방향	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)
LCBF1	-8378.202	6444.064	0.000	0.000	-6725.509	-5185.350	0.000	0.000
LCBF2	-5351.645	4264.490	-15.338	-13.944	-5138.646	-3863.305	-15.338	13.944
LCBF3	-5989.269	4499.122	15.338	13.944	-4532.612	-3628.673	15.338	-13.944
LCBF4	-7098.802	5544.655	-7.669	-6.972	-6179.347	-4700.398	-7.669	6.972
LCBF5	-7516.595	5712.851	7.669	6.972	-5777.348	-4532.202	7.669	-6.972
LCBF6	-7307.698	5628.753	-251.733	-191.724	-5978.347	-4616.300	-251.733	191.724
LCBF7	-7307.698	5628.753	251.733	191.724	-5978.347	-4616.300	251.733	-191.724
LCBF8	-5145.812	4100.471	-256.799	-197.757	-4941.006	-3714.717	-256.799	197.757
LCBF9	-5145.812	4100.471	227.303	170.942	-4941.006	-3714.717	227.303	-170.942
LCBF10	-5758.913	4326.079	-227.303	-170.942	-4358.281	-3489.108	-227.303	170.942
LCBF11	-5758.913	4326.079	256.799	197.757	-4358.281	-3489.108	256.799	-197.757
LCBF12	-6825.771	5331.399	-249.425	-191.053	-5941.679	-4519.614	-249.425	191.053
LCBF13	-6825.771	5331.399	234.677	177.646	-5941.679	-4519.614	234.677	-177.646
LCBF14	-7227.495	5493.126	-234.677	-177.646	-5555.143	-4357.886	-234.677	177.646
LCBF15	-7227.495	5493.126	249.425	191.053	-5555.143	-4357.886	249.425	-191.053
LCBF16	-4361.890	3370.620	0.000	0.000	-3719.715	-2881.530	0.000	0.000
LCBF17	-7307.698	5628.753	0.000	0.000	-5978.347	-4616.300	0.000	0.000
LCBF18	-4939.980	3936.452	-14.158	-12.871	-4743.366	-3566.128	-14.158	12.871
LCBF19	-5528.556	4153.036	14.158	12.871	-4183.950	-3349.544	14.158	-12.871
MAX	8378.202	6444.064	256.799	197.757	6725.509	5185.350	256.799	197.757
MIN	4361.890	3370.620	0.000	0.000	3719.715	2881.530	0.000	0.000

구 분	내측부 (지간 1)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBF1	-6500.049	-1272.691	-4566.574	-3145.634	-857.097
LCBF2	-2692.860	-137.926	-2584.686	-2912.954	277.668
LCBF3	-6074.748	-1674.696	-3533.355	-1454.014	-1259.103
LCBF4	-4628.312	-659.622	-3676.694	-3205.063	-244.028
LCBF5	-6698.475	-1596.064	-4264.435	-2325.435	-1180.470
LCBF6	-5984.765	-1226.447	-4147.636	-2776.018	-810.853
LCBF7	-5342.023	-1029.239	-3793.493	-2754.480	-613.645
LCBF8	-2898.299	-227.432	-2655.536	-2811.271	172.177
LCBF9	-2280.277	-37.809	-2315.014	-2790.563	361.800
LCBF10	-6150.114	-1705.097	-3567.718	-1408.445	-1305.487
LCBF11	-5532.093	-1515.474	-3227.196	-1387.736	-1115.864
LCBF12	-4759.311	-729.063	-3705.544	-3092.146	-329.454
LCBF13	-4141.290	-539.440	-3365.022	-3071.437	-139.831
LCBF14	-6749.852	-1629.488	-4270.679	-2246.349	-1229.879
LCBF15	-6131.831	-1439.865	-3930.157	-2225.640	-1040.256
LCBF16	-3372.157	-697.162	-2353.093	-1679.603	-377.475
LCBF17	-5972.244	-1151.384	-4270.062	-2999.945	-735.790
LCBF18	-2770.810	-149.046	-2662.323	-2905.523	234.579
LCBF19	-5892.553	-1567.604	-3538.018	-1558.810	-1183.979
MAX	6749.852	1705.097	-2315.014	3205.063	1305.487
MIN	2280.277	37.809	-4566.574	1387.736	139.831

구 분	내측부 (지간 2)				
	좌측부		중앙부	우측부	
	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)	전단 (kN)	모멘트 (kN · m)
LCBF1	-2260.051	-2618.072	672.300	-4390.411	3281.293
LCBF2	-927.165	-1080.541	38.568	-4865.964	3191.185
LCBF3	-2240.427	-2605.682	837.154	-1541.035	1591.618
LCBF4	-1597.989	-1849.149	333.379	-4940.192	3418.696
LCBF5	-2387.400	-2774.236	825.851	-2902.141	2440.256
LCBF6	-2003.463	-2410.296	756.686	-4242.538	3028.080
LCBF7	-1981.926	-2213.088	402.543	-3599.796	2830.872
LCBF8	-901.860	-1133.793	207.346	-4987.822	3163.259
LCBF9	-881.151	-944.170	-133.176	-4369.800	2973.636
LCBF10	-2164.611	-2600.275	975.217	-1790.775	1625.213
LCBF11	-2143.902	-2410.651	634.695	-1172.754	1435.590
LCBF12	-1546.882	-1872.839	490.817	-5059.195	3382.019
LCBF13	-1526.173	-1683.216	150.295	-4441.174	3192.396
LCBF14	-2305.931	-2762.346	964.348	-3099.531	2441.211
LCBF15	-2285.222	-2572.723	623.826	-2481.510	2251.588
LCBF16	-1218.305	-1417.778	336.816	-2464.230	1839.540
LCBF17	-1769.258	-2133.483	509.500	-4259.090	3107.685
LCBF18	-649.596	-832.921	-29.119	-4803.588	3110.211
LCBF19	-1861.838	-2240.743	708.037	-1734.423	1633.686
MAX	2387.400	2774.236	975.217	5059.195	3418.696
MIN	649.596	832.921	-133.176	1172.754	1435.590

㉔ 기둥

■ 기둥1 상단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-14153.741	-4663.695	0.000	0.000	-660.881
LCBF2	-8725.078	-4631.966	-31.634	-32.902	-755.858
LCBF3	-10654.704	-1675.333	31.634	32.902	-143.988
LCBF4	-11779.933	-4950.048	-15.817	-16.451	-762.452
LCBF5	-12997.993	-3183.353	15.817	16.451	-392.506
LCBF6	-12487.567	-4400.946	-739.283	-367.177	-650.823
LCBF7	-12290.359	-3732.456	739.283	367.177	-504.135
LCBF8	-8484.310	-4775.203	-741.266	-384.691	-797.309
LCBF9	-8294.687	-4132.424	680.432	321.419	-656.264
LCBF10	-10339.719	-1932.287	-680.432	-321.419	-208.973
LCBF11	-10150.096	-1289.508	741.266	384.691	-67.928
LCBF12	-11421.670	-5081.051	-726.058	-368.873	-803.650
LCBF13	-11232.047	-4438.272	695.640	337.237	-662.605
LCBF14	-12592.882	-3382.306	-695.640	-337.237	-447.932
LCBF15	-12403.259	-2739.527	726.058	368.873	-306.887
LCBF16	-7453.762	-2425.884	0.000	0.000	-346.095
LCBF17	-12412.504	-3905.364	0.000	0.000	-392.649
LCBF18	-8075.649	-4126.735	-29.201	-30.371	-527.103
LCBF19	-9856.841	-1397.535	29.201	30.371	37.700
LCBF20	-11917.612	-3935.930	0.000	0.000	-557.053
LCBF21	-6488.950	-3904.201	-31.634	-32.902	-652.029
LCBF22	-8418.575	-947.568	31.634	32.902	-40.160
LCBF23	-9543.804	-4222.283	-15.817	-16.451	-658.624
LCBF24	-10761.864	-2455.588	15.817	16.451	-288.678
LCBF25	-10251.438	-3673.180	-739.283	-367.177	-546.994
LCBF26	-10054.230	-3004.690	739.283	367.177	-400.307
LCBF27	-6620.869	-4168.732	-741.266	-384.691	-710.786
LCBF28	-6431.246	-3525.953	680.432	321.419	-569.740
LCBF29	-8476.278	-1325.816	-680.432	-321.419	-122.450
LCBF30	-8286.655	-683.037	741.266	384.691	18.596
LCBF31	-9558.229	-4474.580	-726.058	-368.873	-717.126
LCBF32	-9368.606	-3831.801	695.640	337.237	-576.081
LCBF33	-10729.441	-2775.835	-695.640	-337.237	-361.409
LCBF34	-10539.818	-2133.056	726.058	368.873	-220.363
LCBF35	-7453.762	-2425.884	0.000	0.000	-346.095
LCBF36	-10176.375	-3177.599	0.000	0.000	-288.821
LCBF37	-6584.896	-3641.558	-29.201	-30.371	-457.884
LCBF38	-8366.089	-912.358	29.201	30.371	106.919

■ 기둥1 하단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-15230.506	2305.958	0.000	0.000	-660.881
LCBF2	-9801.844	3550.551	-589.857	-67.401	-790.357
LCBF3	-11731.469	-368.071	589.857	67.401	-109.489
LCBF4	-12856.698	3196.396	-294.928	-33.701	-779.702
LCBF5	-14074.758	850.395	294.928	33.701	-375.256
LCBF6	-13564.332	2462.633	-4611.533	-367.177	-650.823
LCBF7	-13367.124	1584.157	4611.533	367.177	-504.135
LCBF8	-9519.661	3836.335	-5001.336	-417.864	-830.482
LCBF9	-9330.038	2991.647	3866.997	288.246	-689.436
LCBF10	-11375.070	68.429	-3866.997	-288.246	-175.801
LCBF11	-11185.447	-776.259	5001.336	417.864	-34.755
LCBF12	-12457.021	3495.801	-4717.752	-385.459	-820.236
LCBF13	-12267.398	2651.113	4150.582	320.651	-679.191
LCBF14	-13628.233	1240.031	-4150.582	-320.651	-431.346
LCBF15	-13438.610	395.343	4717.752	385.459	-290.301
LCBF16	-8282.043	1224.031	0.000	0.000	-346.095
LCBF17	-13489.269	4785.515	-2275.000	-650.000	-1692.649
LCBF18	-9069.586	5827.080	-2644.483	-662.217	-1758.948
LCBF19	-10850.779	2209.891	-1555.517	-537.783	-1130.454
LCBF20	-12745.893	1938.749	0.000	0.000	-557.053
LCBF21	-7317.231	3183.341	-589.857	-67.401	-686.529
LCBF22	-9246.856	-735.280	589.857	67.401	-5.661
LCBF23	-10372.085	2829.186	-294.928	-33.701	-675.874
LCBF24	-11590.145	483.185	294.928	33.701	-271.428
LCBF25	-11079.719	2095.424	-4611.533	-367.177	-546.994
LCBF26	-10882.511	1216.948	4611.533	367.177	-400.307
LCBF27	-7449.150	3530.327	-5001.336	-417.864	-743.958
LCBF28	-7259.527	2685.639	3866.997	288.246	-602.912
LCBF29	-9304.559	-237.578	-3866.997	-288.246	-89.277
LCBF30	-9114.936	-1082.266	5001.336	417.864	51.769

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF31		-10386.510	3189.794	-4717.752	-385.459	-733.713
LCBF32		-10196.887	2345.106	4150.582	320.651	-592.667
LCBF33		-11557.722	934.024	-4150.582	-320.651	-344.822
LCBF34		-11368.099	89.335	4717.752	385.459	-203.777
LCBF35		-8282.043	1224.031	0.000	0.000	-346.095
LCBF36		-11004.656	4418.305	-2275.000	-650.000	-1588.821
LCBF37		-7413.177	5582.274	-2644.483	-662.217	-1689.729
LCBF38		-9194.370	1965.085	-1555.517	-537.783	-1061.236
일반 축하중 조합	P 최대	15230.506	2305.958	0.000	0.000	660.881
	My 최대	11185.447	-776.259	5001.336	417.864	67.928
	Mx 최대	9069.586	5827.080	-2644.483	662.217	1758.948
최소 축하중 조합	P 최소	7259.527	2685.639	3866.997	321.419	602.912
	My 최대	9114.936	-1082.266	5001.336	417.864	51.769
	Mx 최대	7413.177	5582.274	-2644.483	662.217	1689.729

■ 기둥2 상단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-7516.385	1445.728	0.000	0.000	228.757
LCBF2		-5434.491	-1140.761	-33.596	-32.452	-247.564
LCBF3		-5424.365	3068.043	33.596	32.452	546.766
LCBF4		-6696.448	-16.053	-16.798	-16.226	-44.027
LCBF5		-6686.171	2526.324	16.798	16.226	438.953
LCBF6		-6888.517	1255.136	-707.688	-378.332	197.463
LCBF7		-6494.101	1255.136	707.688	378.332	197.463
LCBF8		-5415.095	-1096.886	-712.773	-394.985	-238.043
LCBF9		-5035.849	-1096.886	648.166	332.577	-238.043
LCBF10		-5405.359	2950.042	-648.166	-332.577	525.736
LCBF11		-5026.112	2950.042	712.773	394.985	525.736
LCBF12		-6628.515	-15.435	-696.621	-379.383	-42.334
LCBF13		-6249.269	-15.435	664.317	348.179	-42.334
LCBF14		-6618.633	2429.158	-664.317	-348.179	422.070
LCBF15		-6239.387	2429.158	696.621	379.383	422.070

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF16	-4176.483	741.262	0.000	0.000	115.077
LCBF17	-6489.559	762.393	0.000	0.000	98.436
LCBF18	-4830.222	-1507.849	-31.012	-29.956	-319.931
LCBF19	-4820.875	2377.201	31.012	29.956	413.297
LCBF20	-6263.440	1223.350	0.000	0.000	194.234
LCBF21	-4181.546	-1363.140	-33.596	-32.452	-282.088
LCBF22	-4171.420	2845.665	33.596	32.452	512.242
LCBF23	-5443.503	-238.431	-16.798	-16.226	-78.551
LCBF24	-5433.226	2303.945	16.798	16.226	404.430
LCBF25	-5635.572	1032.757	-707.688	-378.332	162.940
LCBF26	-5241.156	1032.757	707.688	378.332	162.940
LCBF27	-4370.974	-1282.201	-712.773	-394.985	-266.812
LCBF28	-3991.728	-1282.201	648.166	332.577	-266.812
LCBF29	-4361.238	2764.726	-648.166	-332.577	496.967
LCBF30	-3981.992	2764.726	712.773	394.985	496.967
LCBF31	-5584.394	-200.751	-696.621	-379.383	-71.103
LCBF32	-5205.148	-200.751	664.317	348.179	-71.103
LCBF33	-5574.513	2243.842	-664.317	-348.179	393.301
LCBF34	-5195.266	2243.842	696.621	379.383	393.301
LCBF35	-4176.483	741.262	0.000	0.000	115.077
LCBF36	-5236.614	540.015	0.000	0.000	63.912
LCBF37	-3994.925	-1656.102	-31.012	-29.956	-342.946
LCBF38	-3985.578	2228.949	31.012	29.956	390.281

■ 기둥2 하단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-8593.150	-966.747	0.000	0.000	228.757
LCBF2	-6511.256	1681.292	-587.077	-66.952	-282.064
LCBF3	-6501.130	-2909.387	587.077	66.952	581.265
LCBF4	-7773.213	553.881	-293.538	-33.476	-61.277
LCBF5	-7762.936	-2208.496	293.538	33.476	456.203
LCBF6	-7965.282	-827.308	-4697.579	-378.332	197.463
LCBF7	-7570.866	-827.308	4697.579	378.332	197.463
LCBF8	-6450.446	1616.627	-5081.399	-428.157	-271.215
LCBF9	-6071.200	1616.627	3952.406	299.404	-271.215
LCBF10	-6440.710	-2797.487	-3952.406	-299.404	558.909
LCBF11	-6061.464	-2797.487	5081.399	428.157	558.909
LCBF12	-7663.866	532.578	-4799.151	-395.969	-58.920
LCBF13	-7284.620	532.578	4234.654	331.593	-58.920
LCBF14	-7653.984	-2123.554	-4234.654	-331.593	438.657
LCBF15	-7274.738	-2123.554	4799.151	395.969	438.657
LCBF16	-5004.764	-472.344	0.000	0.000	115.077
LCBF17	-7566.324	-275.708	-2275.000	-650.000	98.436
LCBF18	-5824.159	2061.131	-2641.917	-661.801	-351.776
LCBF19	-5814.812	-2176.419	-1558.083	-538.199	445.143
LCBF20	-7091.721	-825.044	0.000	0.000	194.234
LCBF21	-5009.827	1822.996	-587.077	-66.952	-316.587
LCBF22	-4999.701	-2767.684	587.077	66.952	546.742
LCBF23	-6271.784	695.584	-293.538	-33.476	-95.800
LCBF24	-6261.507	-2066.793	293.538	33.476	421.680
LCBF25	-6463.853	-685.604	-4697.579	-378.332	162.940
LCBF26	-6069.437	-685.604	4697.579	378.332	162.940
LCBF27	-5199.255	1734.713	-5081.399	-428.157	-299.985
LCBF28	-4820.009	1734.713	3952.406	299.404	-299.985
LCBF29	-5189.519	-2679.401	-3952.406	-299.404	530.139
LCBF30	-4810.273	-2679.401	5081.399	428.157	530.139

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF31		-6412.675	650.664	-4799.151	-395.969	-87.690
LCBF32		-6033.429	650.664	4234.654	331.593	-87.690
LCBF33		-6402.793	-2005.468	-4234.654	-331.593	409.887
LCBF34		-6023.547	-2005.468	4799.151	395.969	409.887
LCBF35		-5004.764	-472.344	0.000	0.000	115.077
LCBF36		-6064.895	-134.004	-2275.000	-650.000	63.912
LCBF37		-4823.206	2155.600	-2641.917	-661.801	-374.792
LCBF38		-4813.859	-2081.950	-1558.083	-538.199	422.127
일반 축하중 조합	P 최대	8593.150	-966.747	0.000	0.000	228.757
	My 최대	6450.446	1616.627	-5081.399	428.157	271.215
	Mx 최대	6501.130	-2909.387	587.077	66.952	581.265
최소 축하중 조합	P 최소	4810.273	-2679.401	5081.399	428.157	530.139
	My 최대	5199.255	1734.713	-5081.399	428.157	299.985
	Mx 최대	4999.701	-2767.684	587.077	66.952	546.742

■ 기둥3 하단(계수하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1		-13698.896	2854.647	0.000	0.000	432.124
LCBF2		-10930.391	518.007	-31.775	-32.887	-7.334
LCBF3		-8938.002	3496.562	31.775	32.887	607.979
LCBF4		-12840.544	1628.672	-15.887	-16.443	193.852
LCBF5		-11580.509	3410.615	15.887	16.443	566.181
LCBF6		-12309.131	2853.888	-623.643	-404.832	453.360
LCBF7		-12111.923	2185.398	623.643	404.832	306.673
LCBF8		-10604.802	819.473	-630.210	-420.884	63.471
LCBF9		-10415.179	176.694	569.104	357.640	-77.575
LCBF10		-8689.045	3683.469	-569.104	-357.640	655.118

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF11	-8499.422	3040.690	630.210	420.884	514.073
LCBF12	-12441.488	1887.420	-614.934	-405.073	256.919
LCBF13	-12251.865	1244.641	584.381	373.451	115.873
LCBF14	-11229.917	3600.827	-584.381	-373.451	614.928
LCBF15	-11040.294	2958.048	614.934	405.073	473.882
LCBF16	-7641.690	1544.065	0.000	0.000	231.017
LCBF17	-12388.736	2116.374	0.000	0.000	294.214
LCBF18	-10254.092	105.912	-29.331	-30.357	-85.973
LCBF19	-8414.965	2855.348	29.331	30.357	482.009
LCBF20	-11406.389	2391.428	0.000	0.000	362.819
LCBF21	-8637.884	54.787	-31.775	-32.887	-76.639
LCBF22	-6645.495	3033.343	31.775	32.887	538.674
LCBF23	-10548.037	1165.452	-15.887	-16.443	124.547
LCBF24	-9288.003	2947.395	15.887	16.443	496.876
LCBF25	-10016.624	2390.669	-623.643	-404.832	384.055
LCBF26	-9819.416	1722.179	623.643	404.832	237.367
LCBF27	-8694.380	433.457	-630.210	-420.884	5.716
LCBF28	-8504.757	-209.322	569.104	357.640	-135.329
LCBF29	-6778.622	3297.452	-569.104	-357.640	597.364
LCBF30	-6588.999	2654.674	630.210	420.884	456.318
LCBF31	-10531.066	1501.404	-614.934	-405.073	199.164
LCBF32	-10341.443	858.625	584.381	373.451	58.119
LCBF33	-9319.494	3214.810	-584.381	-373.451	557.173
LCBF34	-9129.871	2572.032	614.934	405.073	416.128
LCBF35	-7641.690	1544.065	0.000	0.000	231.017
LCBF36	-10096.229	1653.155	0.000	0.000	224.908
LCBF37	-8725.754	-202.901	-29.331	-30.357	-132.176
LCBF38	-6886.627	2546.535	29.331	30.357	435.806

■ 기둥3 하단(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-14775.661	-1702.531	0.000	0.000	432.124
LCBF2	-12007.156	806.594	-589.841	-67.386	-41.834
LCBF3	-10014.768	-3126.427	589.841	67.386	642.479
LCBF4	-13917.309	-310.068	-294.921	-33.693	176.602
LCBF5	-12657.275	-2665.950	294.921	33.693	583.431
LCBF6	-13385.896	-1927.247	-4893.003	-404.832	453.360
LCBF7	-13188.688	-1048.771	4893.003	404.832	306.673
LCBF8	-11640.154	353.227	-5271.965	-454.056	30.298
LCBF9	-11450.531	1197.915	4137.655	324.467	-110.747
LCBF10	-9724.396	-3428.524	-4137.655	-324.467	688.291
LCBF11	-9534.773	-2583.836	5271.965	454.056	547.245
LCBF12	-13476.839	-720.486	-4988.388	-421.659	240.332
LCBF13	-13287.216	124.202	4421.233	356.864	99.287
LCBF14	-12265.268	-2985.758	-4421.233	-356.864	631.514
LCBF15	-12075.645	-2141.069	4988.388	421.659	490.468
LCBF16	-8469.970	-892.243	0.000	0.000	231.017
LCBF17	-13465.501	-986.403	-2275.000	-650.000	294.214
LCBF18	-11248.029	1207.569	-2644.469	-662.203	-117.818
LCBF19	-9408.902	-2422.912	-1555.531	-537.797	513.855
LCBF20	-12234.670	-1434.858	0.000	0.000	362.819
LCBF21	-9466.165	1074.267	-589.841	-67.386	-111.139
LCBF22	-7473.776	-2858.754	589.841	67.386	573.173
LCBF23	-11376.318	-42.395	-294.921	-33.693	107.297
LCBF24	-10116.283	-2398.277	294.921	33.693	514.126
LCBF25	-10844.905	-1659.574	-4893.003	-404.832	384.055
LCBF26	-10647.697	-781.098	4893.003	404.832	237.367
LCBF27	-9522.661	576.288	-5271.965	-454.056	-27.456
LCBF28	-9333.038	1420.976	4137.655	324.467	-168.502
LCBF29	-7606.903	-3205.463	-4137.655	-324.467	630.536
LCBF30	-7417.280	-2360.775	5271.965	454.056	489.491

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF31		-11359.347	-497.426	-4988.388	-421.659	182.578
LCBF32		-11169.724	347.262	4421.233	356.864	41.532
LCBF33		-10147.775	-2762.697	-4421.233	-356.864	573.760
LCBF34		-9958.152	-1918.009	4988.388	421.659	432.714
LCBF35		-8469.970	-892.243	0.000	0.000	231.017
LCBF36		-10924.510	-718.730	-2275.000	-650.000	224.908
LCBF37		-9554.035	1386.018	-2644.469	-662.203	-164.022
LCBF38		-7714.908	-2244.463	-1555.531	-537.797	467.651
일반 축하중 조합	P 최대	14775.661	-1702.531	0.000	0.000	432.124
	My 최대	11640.154	353.227	-5271.965	454.056	63.471
	Mx 최대	9724.396	-3428.524	-4137.655	357.640	688.291
최소 축하중 조합	P 최소	7417.280	-2360.775	5271.965	454.056	489.491
	My 최대	9522.661	576.288	-5271.965	454.056	27.456
	Mx 최대	7606.903	-3205.463	-4137.655	357.640	630.536

㉞ 기둥하중조합 : 기초

■ 기둥1 기초(사용하중조합)

구 분		축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1		-10358.252	1556.458	0.000	0.000	-444.215
LCBS2		-10434.102	1894.333	-3547.333	-282.444	-500.633
LCBS3		-10282.403	1218.583	3547.333	282.444	-387.797
LCBS4		-9889.768	2458.766	-226.868	-25.924	-599.771
LCBS5		-10826.737	654.150	226.868	25.924	-288.659
LCBS6		-7539.880	2731.193	-453.736	-51.847	-607.967
LCBS7		-9024.207	-283.132	453.736	51.847	-84.222
LCBS8		-9965.617	2796.641	-3774.201	-308.368	-656.189
LCBS9		-9813.918	2120.891	3320.465	256.520	-543.353
LCBS10		-10902.586	992.025	-3320.465	-256.520	-345.077
LCBS11		-10750.888	316.274	3774.201	308.368	-232.240
LCBS12		-7615.729	3069.068	-4001.069	-334.291	-664.385
LCBS13		-7464.031	2393.318	3093.598	230.597	-551.549
LCBS14		-9100.056	54.744	-3093.598	-230.597	-140.641
LCBS15		-8948.358	-621.007	4001.069	334.291	-27.804
LCBS16		-10376.361	3681.165	-1750.000	-500.000	-1302.038
LCBS17		-8282.043	1224.031	0.000	0.000	-346.095
P 최대		10902.586	992.025	-3320.465	269.789	358.346
My 최대		8948.358	-621.007	4001.069	334.291	54.342
Mx 최대		10376.361	3681.165	-1750.000	500.000	1302.038
Vx 최대		10376.361	3681.165	-1750.000	500.000	1302.038
Vy 최대		10376.361	3681.165	-1750.000	500.000	1302.038

■ 기둥1 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-15230.506	2305.958	0.000	0.000	-660.881
LCBF2	-9801.844	3550.551	-589.857	-67.401	-790.357
LCBF3	-11731.469	-368.071	589.857	67.401	-109.489
LCBF4	-12856.698	3196.396	-294.928	-33.701	-779.702
LCBF5	-14074.758	850.395	294.928	33.701	-375.256
LCBF6	-13564.332	2462.633	-4611.533	-367.177	-650.823
LCBF7	-13367.124	1584.157	4611.533	367.177	-504.135
LCBF8	-9519.661	3836.335	-5001.336	-417.864	-830.482
LCBF9	-9330.038	2991.647	3866.997	288.246	-689.436
LCBF10	-11375.070	68.429	-3866.997	-288.246	-175.801
LCBF11	-11185.447	-776.259	5001.336	417.864	-34.755
LCBF12	-12457.021	3495.801	-4717.752	-385.459	-820.236
LCBF13	-12267.398	2651.113	4150.582	320.651	-679.191
LCBF14	-13628.233	1240.031	-4150.582	-320.651	-431.346
LCBF15	-13438.610	395.343	4717.752	385.459	-290.301
LCBF16	-8282.043	1224.031	0.000	0.000	-346.095
LCBF17	-13489.269	4785.515	-2275.000	-650.000	-1692.649
LCBF18	-9069.586	5827.080	-2644.483	-662.217	-1758.948
LCBF19	-10850.779	2209.891	-1555.517	-537.783	-1130.454
P 최대	15230.506	2305.958	0.000	0.000	660.881
My 최대	11185.447	-776.259	5001.336	417.864	67.928
Mx 최대	9069.586	5827.080	-2644.483	662.217	1758.948
Vx 최대	9069.586	5827.080	-2644.483	662.217	1758.948
Vy 최대	9069.586	5827.080	-2644.483	662.217	1758.948

■ 기둥2 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-5975.442	-636.390	0.000	0.000	151.894
LCBS2	-6127.140	-636.390	-3613.522	-291.025	151.894
LCBS3	-5823.743	-636.390	3613.522	291.025	151.894
LCBS4	-5979.394	426.062	-225.799	-25.751	-47.136
LCBS5	-5971.489	-1698.843	225.799	25.751	350.925
LCBS6	-5008.659	1293.302	-451.597	-51.501	-216.972
LCBS7	-5000.869	-2237.990	451.597	51.501	447.127
LCBS8	-6131.093	426.062	-3839.321	-316.775	-47.136
LCBS9	-5827.696	426.062	3387.724	265.274	-47.136
LCBS10	-6123.188	-1698.843	-3387.724	-265.274	350.925
LCBS11	-5819.791	-1698.843	3839.321	316.775	350.925
LCBS12	-5160.357	1293.302	-4065.120	-342.526	-216.972
LCBS13	-4856.960	1293.302	3161.925	239.524	-216.972
LCBS14	-5152.568	-2237.990	-3161.925	-239.524	447.127
LCBS15	-4849.171	-2237.990	4065.120	342.526	447.127
LCBS16	-5820.249	-212.083	-1750.000	-500.000	75.720
LCBS17	-5004.764	-472.344	0.000	0.000	115.077
P 최대	6131.093	426.062	-3839.321	316.775	47.136
My 최대	5160.357	1293.302	-4065.120	342.526	216.972
Mx 최대	5152.568	-2237.990	-3161.925	266.062	447.127
Vx 최대	5820.249	-212.083	-1750.000	500.000	75.720
Vy 최대	5152.568	-2237.990	-3161.925	266.062	447.127

■ 기둥2 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-8593.150	-966.747	0.000	0.000	228.757
LCBF2	-6511.256	1681.292	-587.077	-66.952	-282.064
LCBF3	-6501.130	-2909.387	587.077	66.952	581.265
LCBF4	-7773.213	553.881	-293.538	-33.476	-61.277
LCBF5	-7762.936	-2208.496	293.538	33.476	456.203
LCBF6	-7965.282	-827.308	-4697.579	-378.332	197.463
LCBF7	-7570.866	-827.308	4697.579	378.332	197.463
LCBF8	-6450.446	1616.627	-5081.399	-428.157	-271.215
LCBF9	-6071.200	1616.627	3952.406	299.404	-271.215
LCBF10	-6440.710	-2797.487	-3952.406	-299.404	558.909
LCBF11	-6061.464	-2797.487	5081.399	428.157	558.909
LCBF12	-7663.866	532.578	-4799.151	-395.969	-58.920
LCBF13	-7284.620	532.578	4234.654	331.593	-58.920
LCBF14	-7653.984	-2123.554	-4234.654	-331.593	438.657
LCBF15	-7274.738	-2123.554	4799.151	395.969	438.657
LCBF16	-5004.764	-472.344	0.000	0.000	115.077
LCBF17	-7566.324	-275.708	-2275.000	-650.000	98.436
LCBF18	-5824.159	2061.131	-2641.917	-661.801	-351.776
LCBF19	-5814.812	-2176.419	-1558.083	-538.199	445.143
P 최대	8593.150	-966.747	0.000	0.000	228.757
My 최대	6450.446	1616.627	-5081.399	428.157	271.215
Mx 최대	6501.130	-2909.387	587.077	66.952	581.265
Vx 최대	5824.159	2061.131	-2641.917	661.801	351.776
Vy 최대	6501.130	-2909.387	587.077	66.952	581.265

■ 기둥3 기초(사용하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBS1	-10220.994	-1144.622	0.000	0.000	292.320
LCBS2	-10296.843	-1482.498	-3763.848	-311.409	348.739
LCBS3	-10145.144	-806.747	3763.848	311.409	235.902
LCBS4	-10705.622	-238.514	-226.862	-25.918	135.848
LCBS5	-9736.365	-2050.731	226.862	25.918	448.793
LCBS6	-9236.274	620.457	-453.724	-51.836	-32.180
LCBS7	-7703.667	-2404.944	453.724	51.836	494.214
LCBS8	-10781.471	-576.389	-3990.710	-337.327	192.266
LCBS9	-10629.773	99.361	3536.986	285.491	79.429
LCBS10	-9812.214	-2388.606	-3536.986	-285.491	505.211
LCBS11	-9660.516	-1712.856	3990.710	337.327	392.375
LCBS12	-9312.123	282.582	-4217.572	-363.245	24.238
LCBS13	-9160.424	958.332	3310.124	259.574	-88.598
LCBS14	-7779.517	-2742.819	-3310.124	-259.574	550.633
LCBS15	-7627.818	-2067.069	4217.572	363.245	437.796
LCBS16	-10358.078	-758.772	-1750.000	-500.000	226.318
LCBS17	-8469.970	-892.243	0.000	0.000	231.017
P 최대	10781.471	-576.389	-3990.710	337.327	205.535
My 최대	9312.123	282.582	-4217.572	363.245	50.776
Mx 최대	7779.517	-2742.819	-3310.124	286.112	550.633
Vx 최대	10358.078	-758.772	-1750.000	500.000	226.318
Vy 최대	7779.517	-2742.819	-3310.124	286.112	550.633

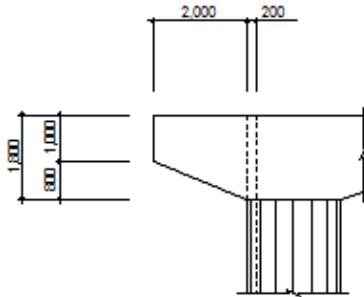
■ 기둥3 기초(계수하중조합)

구 분	축력 (kN)	교축직각 휨 (kN · m)	교축 휨 (kN · m)	교축전단 (kN)	교축직각전단 (kN)
LCBF1	-14775.661	-1702.531	0.000	0.000	432.124
LCBF2	-12007.156	806.594	-589.841	-67.386	-41.834
LCBF3	-10014.768	-3126.427	589.841	67.386	642.479
LCBF4	-13917.309	-310.068	-294.921	-33.693	176.602
LCBF5	-12657.275	-2665.950	294.921	33.693	583.431
LCBF6	-13385.896	-1927.247	-4893.003	-404.832	453.360
LCBF7	-13188.688	-1048.771	4893.003	404.832	306.673
LCBF8	-11640.154	353.227	-5271.965	-454.056	30.298
LCBF9	-11450.531	1197.915	4137.655	324.467	-110.747
LCBF10	-9724.396	-3428.524	-4137.655	-324.467	688.291
LCBF11	-9534.773	-2583.836	5271.965	454.056	547.245
LCBF12	-13476.839	-720.486	-4988.388	-421.659	240.332
LCBF13	-13287.216	124.202	4421.233	356.864	99.287
LCBF14	-12265.268	-2985.758	-4421.233	-356.864	631.514
LCBF15	-12075.645	-2141.069	4988.388	421.659	490.468
LCBF16	-8469.970	-892.243	0.000	0.000	231.017
LCBF17	-13465.501	-986.403	-2275.000	-650.000	294.214
LCBF18	-11248.029	1207.569	-2644.469	-662.203	-117.818
LCBF19	-9408.902	-2422.912	-1555.531	-537.797	513.855
P 최대	14775.661	-1702.531	0.000	0.000	432.124
My 최대	11640.154	353.227	-5271.965	454.056	63.471
Mx 최대	9724.396	-3428.524	-4137.655	357.640	688.291
Vx 최대	11248.029	1207.569	-2644.469	662.203	117.818
Vy 최대	9724.396	-3428.524	-4137.655	357.640	688.291

7) 부재별 검토

① 코핑설계

㉠ 부재력 요약



$$l_c = w_1 + 0.1 \cdot D = 2.200\text{m}$$

w_1 : 코핑연단에서 기둥 전면까지의 거리

D : 기둥직경

l_c : 코핑 유효 내민 길이

㉡ 내민보 설계

■ 깊은 보 검토

$$l_n/d = 2.669/1.700 = 1.570 < 5.0 \Rightarrow \text{Deep Beam 검토 필요.}$$

㉢ 깊은 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm')	$M_u(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\phi M_n(\text{kN} \cdot \text{m})$	안전율
깊은 보 휨 검토	1650	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	8378.202	15122.269	O.K.(1.805)

㉣ 브라켓 검토

■ 좌측 내민보

$$a/d = 1.300 / 1.650 = 0.788 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M/V = 8378.202 / 6444.064 = 1.300\text{m}$$

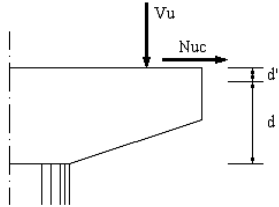
■ 우측 내민보

$$a/d = 1.297 / 1.650 = 0.786 < 1.0 \Rightarrow \text{브라켓 검토 필요.}$$

$$a = M/V = 6725.509 / 5185.350 = 1.297\text{m}$$

㉔ 브라켓 검토

■ 좌측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 1650.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 150.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck} = 24\text{MPa}$$

$$f_y = 300\text{MPa}$$

$$\phi_f = 0.800 : \text{강도감소계수 (휨)}$$

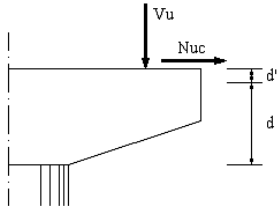
$$\phi_s = 0.800 : \text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구분	단위	관계식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코평하중조합 참고
	M_u	kN · m	코평하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm^2	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm^2	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm^2	$\{(\phi_f \cdot f_y^2) / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) \} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm^2	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm^2	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm^2	$0.04 \cdot f_{ck} / f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm^2	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm^2	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm^2	1 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2 2 단 : D32@100 = 19060.80 mm^2
필요수평철근량	$reqA_h$	mm^2	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm^2	D22-6열-5단

■ 우측



$$b = 2500.00\text{mm}$$

$$d = 1650.00\text{mm} : \text{브라켓 유효길이}$$

$$d' = 150.00\text{mm} : \text{피복 두께}$$

$$f_{ck}=24\text{MPa}$$

$$f_y=300\text{MPa}$$

$$\phi_f=0.800:\text{강도감소계수 (휨)}$$

$$\phi_s=0.800:\text{강도감소계수 (전단)}$$

$$\mu = 1.400 : \text{전단마찰계수}$$

■ 단면검토

구분	단위	관계식	결과
브라켓 검토	V_u	kN	코핑하중조합 참고
	M_u	kN · m	코핑하중조합 참고
	a	mm	M_u/V_u
	a/d	—	a/d
단면력	N_{uc}	kN	$0.2 \cdot V_u$
	M_u	kN · m	$V_u \cdot a + N_{uc} \cdot d'$
단면검토	V_n	kN	$0.2 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d/1000$
		kN	$5.6 \cdot b \cdot d/1000$
전단마찰철근량	A_{vf}	mm ²	$V_u/(\phi_s \cdot f_y \cdot \mu)$
인장철근량	A_n	mm ²	$N_{uc}/(\phi_s \cdot f_y)$
휨철근량	A_f	mm ²	$\{(\phi_f \cdot f_y^2)/(1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)\} \cdot A_f^2 - (\phi_f \cdot d \cdot f_y) \cdot A_f + M_u = 0$
주철근량	A_{s1}	mm ²	$A_f + A_n$
	A_{s2}	mm ²	$2/3 \cdot A_{vf} + A_n$
	A_{smin}	mm ²	$0.04 \cdot f_{ck}/f_y \cdot b \cdot d$
	A_s	mm ²	$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{smin})$
필요철근량	$reqA_s$	mm ²	$\max(\text{적용 } A_f, A_s)$
사용철근량	$useA_s$	mm ²	1 단 : D32@100 = 19060.80mm ² 2 단 : D32@100 = 19060.80mm ²
필요수평철근량	$reqA_h$	mm ²	$0.5 \cdot (A_s - A_n)$
사용수평철근량	$useA_h$	mm ²	D22-6열-5단

㉞ 외측지점부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1400	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	6749.852	15122.269	O.K.(2.240)

㉟ 캔틸레버부 종방향 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1875.96	D19-12EA+D25-18EA+ D32-24EA=31619.4	256.799	14084.325	O.K.(54.846)

㊱ 내측지간부 보 설계

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Φ M _n (kN · m)	안전율
보	1400	D19-10EA=6876.0	975.219	2980.225	O.K.(3.056)
보	1650	D32-10EA=19060.8 D32-10EA=19060.8 = 38121.6	3205.063	15122.269	O.K.(4.718)

② 기둥검토

㉠ 부재력 요약

■ 기둥 1

구 분			축력 (kN)		모멘트 (kN · m)				V (kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Swat	Sway	Non Swat		
일 반	Pmax	교축	10766.656	15230.506	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	-4663.665	0.000	2305.958	660.881	0.20
	Mymax	교축	10852.554	11185.447	741.266	0.000	5001.336	0.000	417.864	-11.04
		직각			1742.848	-3082.355	-2306.297	1530.038	67.928	-2.23
	Mxmax	교축	9988.452	9069.586	-29.201	0.000	-2644.483	0.000	662.217	3.05
		직각			-1215.674	-2911.061	4358.243	1468.837	1758.948	3.17
최 소	Pmin	교축	8282.043	7259.527	680.432	0.000	3866.997	0.000	321.419	-8.82
		직각			-1100.069	-2425.884	1461.609	1224.031	602.912	2.57
	Mymax	교축	8282.043	9114.936	741.266	0.000	5001.336	0.000	417.864	-11.04
		직각			1742.848	-2425.884	-2306.297	1224.031	51.769	-2.27
	Mxmax	교축	8282.043	7413.177	-29.201	0.000	-2644.483	0.000	662.217	3.05
		직각			-1215.674	-2425.884	4358.243	1224.031	1689.729	3.14

■ 기둥 2

구 분			축력 (kN)		모멘트 (kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Sway	Sway	Non Sway		
일 반	Pmax	교축	6506.193	8588.150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	1445.728	0.000	-966.747	228.757	-0.59
	Mymax	교축	6255.955	6450.446	-712.773	0.000	-5081.399	0.000	428.157	11.18
		직각			-2023.464	926.578	2207.057	-590.430	271.215	2.18
	Mxmax	교축	6506.193	6501.130	33.596	0.000	587.077	0.000	66.952	-1.15
		직각			2104.402	963.641	-2295.340	-614.047	581.265	-2.93
최 소	Pmin	교축	5004.764	4810.273	712.773	0.000	5081.399	0.000	428.157	-11.18
		직각			2023.464	741.262	-2207.057	-472.344	530.139	-2.75
	Mymax	교축	5004.764	5199.255	-712.773	0.000	-5081.399	0.000	428.157	11.18
		직각			-2023.464	741.262	2207.057	-472.344	299.985	2.25
	Mxmax	교축	5004.764	4999.701	33.596	0.000	587.077	0.000	66.952	-1.15
		직각			2104.402	741.262	-2295.340	-472.344	546.742	-2.85

■ 기둥 3

구 분			축력 (kN)		모 멘트 (kN · m)				V(kN)	δ (mm)
			장기지 속축력	전체 축력	Top		Bottom			
					Sway	Non Sway	Sway	Non Sway		
일 반	Pmax	교축	11010.962	14775.661	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
		직각			0.000	2854.647	0.000	-1702.531	432.124	-0.73
	Mymax	교축	10587.463	11640.154	-630.210	0.000	-5271.965	0.000	454.056	11.50
		직각			-1110.608	1930.081	1468.531	-1115.304	63.471	2.01
	Mxmax	교축	10587.463	9724.396	-569.104	0.000	-4137.655	0.000	357.640	9.27
		직각			1753.387	1930.081	-2313.219	-1115.304	688.291	-2.84
최 소	Pmin	교축	8469.970	7417.280	630.210	0.000	5271.965	0.000	454.056	-11.50
		직각			1110.608	1544.065	-1468.531	-892.243	489.491	-2.76
	Mymax	교축	8469.970	9522.661	-630.210	0.000	-5271.965	0.000	454.056	11.50
		직각			-1110.608	1544.065	1468.531	-892.243	27.456	2.09
	Mxmax	교축	8469.970	7606.903	-569.104	0.000	-4137.655	0.000	357.640	9.27
		직각			1753.387	1544.065	-2313.219	-892.243	630.536	-2.76

■ 설계요약

○ 기둥 1

구 분		Pu	δ My	δ Mx	δ Mu	CASE
일반조합	Pmax	15230.506	4663.695	0.000	4663.695	LCBF1
	Mymax	11185.447	1289.508	5001.336	5164.900	LCBF11
	Mxmax	9069.586	5827.080	2644.483	6399.074	LCBF18
최소 축력조합	Pmin	7259.527	3525.953	3866.997	5233.165	LCBF28
	Mymax	9114.936	1082.266	5001.336	5117.096	LCBF30
	Mxmax	7413.177	5582.274	2644.483	6176.979	LCBF37

○ 기둥 2

구 분		Pu	δ My	δ Mx	δ Mu	CASE
일반조합	Pmax	8593.150	1445.728	0.000	1445.728	LCBF1
	Mymax	6450.446	1616.627	5081.399	5332.364	LCBF8
	Mxmax	6501.130	3068.043	587.077	3123.708	LCBF3
최소 축력조합	Pmin	4810.273	2764.726	5081.399	5784.836	LCBF30
	Mymax	5199.255	1734.713	5081.399	5369.344	LCBF27
	Mxmax	4999.701	2845.665	587.077	2905.592	LCBF22

◦ 기둥 3

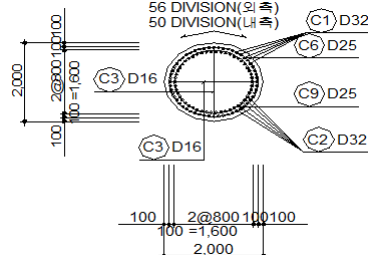
구 분		Pu	δMy	δMx	δMu	CASE
일반조합	Pmax	14775.661	2854.647	0.000	2854.647	LCBF1
	Mymax	11640.154	819.473	5271.965	5335.274	LCBF8
	Mxmax	9724.396	3683.469	4137.655	5539.687	LCBF10
최소 축력조합	Pmin	7417.280	2654.674	5271.965	5902.619	LCBF30
	Mymax	9522.661	576.288	5271.965	5303.369	LCBF27
	Mxmax	7606.903	3297.452	4137.655	5290.877	LCBF29

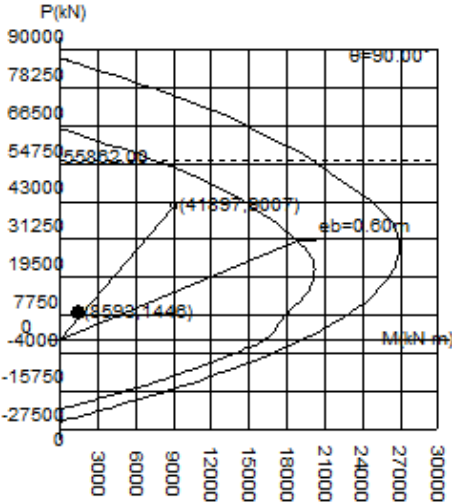
■ 기동 주철근량 검토

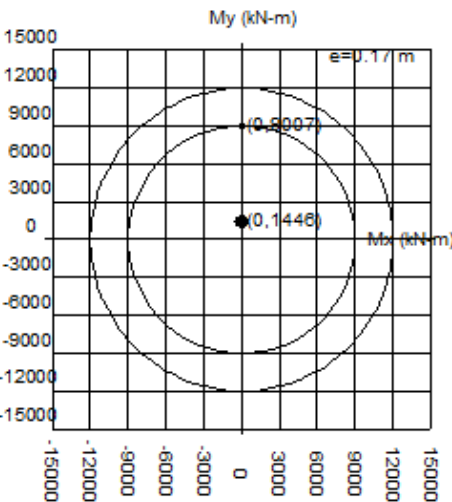
◦ 기둥 1

구분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32 × 56EA	
2 단	D32 × 50EA	
계	84185.20mm ² - 2.680%	
유효단면적 A _{eff} =1570796.33 mm ²	A _{eff} =Pu/{φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y)} (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
Pu=15230.506kN ≤ φ Pn=41896.503kN ····· O.K (S.F. 2.751) δ Mux=0.000kN · m ≤ φ Mnx=0.000kN · m ····· O.K δ Muy=4663.695kN · m ≤ φ Mny=13731.359kN · m ····· O.K (S.F. 2.994) δ Mu=4663.695kN · m ≤ φ Mn=13731.359kN · m ····· O.K (S.F. 2.994)		

◦ 기둥 2

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32× 56EA	
2 단	D32× 50EA	
계	84185.20mm ² - 2.680%	
유효단면적 A _{eff} =1570796.33 mm ²	A _{eff} =Pu/{φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y)} (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	





Pu=8593.150kN	≤	φ Pn=41896.503kN	 O.K (S.F. 4.876)
δ Mux=0.000kN · m	≤	φ Mnx=0.001kN · m	 O.K
δ Muy=1445.728kN · m	≤	φ Mny=9006.962kN · m	 O.K (S.F. 6.230)
δ Mu=1445.728kN · m	≤	φ Mn=9006.962kN · m	 O.K (S.F. 6.230)

◦ 기둥 3

구 분	사 용 철 근	조립도
1 단	D32× 56EA	
2 단	D32× 50EA	
계	84185.20mm ² - 2.680%	
유효단면적 A _{eff} =1570796.33 mm ²	A _{eff} =Pu/{ φ · 0.80 · (0.85f _{ck} +0.01f _y)} (단, A _{eff} >1/2 · A _g)	
P_u=14775.661kN ≤ φ P_n=41896.503kN ····· O.K (S.F. 2.836) δ M_{ux}=0.000kN · m ≤ φ M_{nx}=0.000kN · m ····· O.K δ M_{uy}=2854.647kN · m ≤ φ M_{ny}=10028.158kN · m ····· O.K (S.F. 3.513) δ M_u=2854.647kN · m ≤ φ M_n=10028.158kN · m ····· O.K (S.F. 3.513)		

③ 기초설계

㉠ 직접기초 안정검토

구분	전도에 대한 검토			활동에 대한 검토			지지력에 대한 검토		
	편심 (m)	허용편심 (m)	안전율	마찰력/ 수평력	허용 안전율	안전율	작용 지지력	허용 지지력	안전율
교축	0.478	1.083	OK(2.266)	15.941	1.5	1.5이상	470.014	600.000	OK(1.277)
교축직각	0.139	2.583	OK(18.583)	23.912	1.5	1.5이상	361.28	600.000	OK(1.661)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

㉡ 기초단면력 검토

위 치	Mu (kN · m)	ϕ Mn (kN · m)	Mu/ ϕ Mn	reqAs (mm ²)	useAs(mm ²)		w (mm)	wa (mm)
캔틸레버 (교축)	1280.010	3002.228	42.6%	3559.33	D32@125	6353.60	0.16	0.42
캔틸레버 (교축직각)	1135.407	3002.228	37.8%	3153.48	D32@125	6353.60	0.10	0.42
내측지간부 (교축직각)	57.834	788.734	7.3%	159.23	D22@250	1548.40	0.03	0.44
내측지점부 (교축직각)	13.022	771.704	1.7%	35.84	D22@250	1548.40	0.01	0.44

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

④ 검토 결과

교각 구조물에 대한 안정성 검토 결과 최소 안전율 1.0이상으로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

라. 내진설계 검토

1) 교대

① 내진등급 : 내진 1 등급(가설위치 : 충청북도)

② 가속도 계수 : $A = 0.14$ ③ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)④ 지진시 안정계산 검토^{주1)}

구 분	연직력(kN)	수평력(kN)	M(저항)	M(전도)
하중	1395.35	604.33	5497.92 (kN · m)	2559.58 (kN · m)

주1) 기존계산서 3. 작용하중계산 및 안정검토 중 CASE-4 참조

㉠ 전도에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉡ 활동에 대한 검토

- 말뚝기초이므로 불필요.(※말뚝검토 참조)

㉢ 말뚝검토(φ508) (‘말뚝지지력 산정’ 부분 참조)

- 지진시 허용지지력 = 1496.859 kN/m^2
- $F_s = 1496.859 / 588.77 = 2.542$ 안정

2) 교각

① 교각형식 : 다주식 π형 교각

② 상부형식 : 2경간 STEEL BOX교

③ 기초형식 : 직접기초

④ 내진조건

㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$

㉡ 내진등급 : 내진2등급

㉢ 지반계수 : $S = 1.2$ (지반 II)

㉣ 응답수정계수(R)

■ 하부구조

- 교각 = 5.0

■ 연결부분

- 기초 = 1.0
- 상부구조와 교대 = 0.8

㉤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

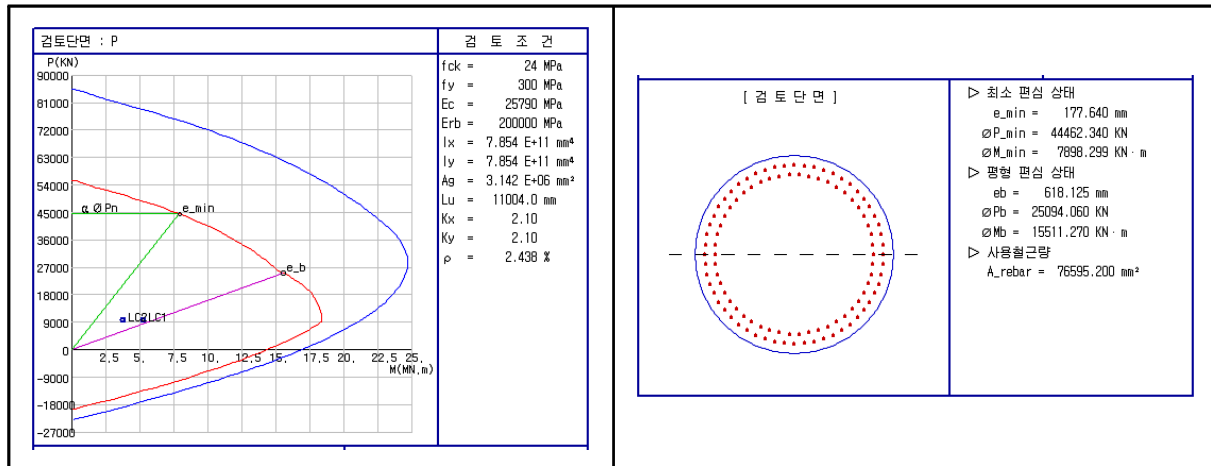
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		P_u (kN) ^{주2)}	ϕP_N (kN)	$P_u / \phi P_N$	M_u ^{주3)} (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	$M_u / \phi M_n$	비 고
CASE(6)	교축방향	9831.63	27755.981	O.K. (2.823)	5189.059	14649.391	O.K. (2.823)	
	교축 직각방향		33757.548	O.K. (3.434)	3721.127	12776.738	O.K. (3.434)	

주2) 기존계산서 ‘6.기둥의 설계’ 중 CASE(6) 참조

주3) 구조계산 프로그램(RC Mania)을 이용하여 나온 결과 값

⑥ + P-M 상관도



3) 하부구조 내진설계 검토결과

교대부 검토결과 내진시 말뚝에 대한 지지력은 확보되어 있다.(안전율 $F_s = 2.542$)

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 2.823로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 상부구조

가. 바닥판 검토결과

감곡IC교(마산, 양평)의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, S1~S2경간의 최소 안전율은 마산방향 1.341, 양평방향 1.333으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 강박스 거더 검토결과

감곡IC교(마산, 양평)의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 S1~S2경간의 최소 안전율은 마산방향 1.116, 양평방향 1.125로 검토되어 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

한편, 허용응력법에 의한 강박스 거더의 휨응력과 전단응력에 의한 합성응력 검토결과, 최대 부모멘트 및 최대전단력 발생구간인 교각 지점부에서 합성응력이 허용기준치 1.2를 초과하지 않는 것으로 검토되어 안전성을 확보한 것으로 판단된다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

다. 받침용량 검토결과

감곡IC교(마산, 양평)의 받침용량에 대한 검토결과, 교량받침용량은 최대 발생 반력값 보다 큰 것으로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 판단된다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

5.5.2 하부구조

가. 교대 검토결과

감곡IC교(마산, 양평)의 교대의 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 마산방향 1.538, 양평방향 1.538으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 교각 검토결과

감곡IC교(마산, 양평)의 교각(P1)에 대해서 안전성 검토를 실시한 결과, 최소 안전율은 마산, 양평방향 모두 1.0 이상으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.