



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

충주IC교는 총연장 145m, 폭(15.6m)의 4차로 교량으로서, 상부구조형식은 4경간 연속 강박스 거더교($45\text{m} + 2@55\text{m} + 45\text{m} = 200\text{m}$)으로 구성되어 있다.

하부구조는 상부에서 발생하는 하중과 하부 자체의 하중까지 버틸 수 있는 구조물로, 교대(역T형) 2기와 교각(π 형) 3기로 구성되어 있다.

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

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 S1 ~ S4 경간

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스 거더교
- ② 교량연장 : $L = 45\text{m} + 2@55\text{m} + 45\text{m} = 200\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 15.6m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.4\text{m}$, $H = 2.3\text{m} \sim 2.8\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0\text{MPa}$
- ㉡ 탄성계수 : $E_c: 27,804\text{MPa}$
- ㉢ 전단탄성계수 : $G_c = 11,781\text{MPa}$

㉔ 허용압축응력 : $f_{ca} = 10.8\text{MPa}$

② 철근(SD400)

㉕ 항복강도 : $f_y = 400.0\text{MPa}$

㉖ 탄성계수 : $E_s = 200,000\text{MPa}$

㉗ 허용압축응력 : $f_{ca} = 180.0\text{MPa}$

㉘ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0\text{MPa}$

③ 강재

㉙ 주부재 : SM490(준공당시 기호 : SWS490)

㉚ 부부재 : SM400(준공당시 기호 : SWS400)

㉛ 탄성계수 : $E_{st} = 205,000\text{MPa}$

㉜ 전단탄성계수 : $G_{st} = 79,000\text{MPa}$

㉝ 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

㉞ 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(ℓ/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(ℓ/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(ℓ/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(ℓ/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)

㉠ 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(Girde 1측)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.735	2.958	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.597	0.365	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.700	0.919	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.510	0.134	
⑤	$0.205 \times 0.42 \times 25 = 2.153$	0.640	1.378	
⑥	$0.250 \times 0.850 \times 25 = 5.313$	0.425	2.258	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.750 \times 25 = 0.469$	0.350	0.164	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.100 \times 0.130 \times 23 = 0.299$	0.215	0.064	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.735	0.000	방음벽
계	14.570		8.246	

H1 =	0.700	m
H2 =	0.175	m
H3 =	0.205	m
H4 =	0.250	m
H5 =	0.050	m
H =	0.100	m
H' =	0.000	m
L1 =	0.230	m
L2 =	0.070	m
L3 =	0.120	m
L4 =	0.300	m
L5 =	0.130	m
L6 =	0.750	m
L7 =	0.100	m
L =	0.130	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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.130 + 1.14 = 1.244\text{m}$$

여기서, $X = 0.130\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.13} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.130 \times (1+0.300)}{1.244} = 13.042\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

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

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 38.761 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 61.042 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 28.802 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 42.777 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 12.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 21.288 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.13 + 180) = 216.4\text{mm} < 220.0\text{mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0\text{mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0\text{mm} > h_{\text{req}} = 220\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 단면검토

㉠ 검토조건

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

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

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

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

⑩ 설계휨강도 산정

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

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

㉠ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 122.167\text{kN}\cdot\text{m} > M_u = 61.042\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

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

$$\text{㉡ 중립축 거리}(\chi) = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.4\text{mm}$$

$$\text{㉢ 철근응력}(f_s) = M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 21.288/[1588.8 \times (240 - 66.4/3)] = 61.504\text{MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \text{㉤ 인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210/f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210/61.504) - 2.5 \times 52.0 = 1150\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{㉥ 인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210/f_s) \\ &= 300 \times (210/61.504) = 1024\text{mm} \end{aligned}$$

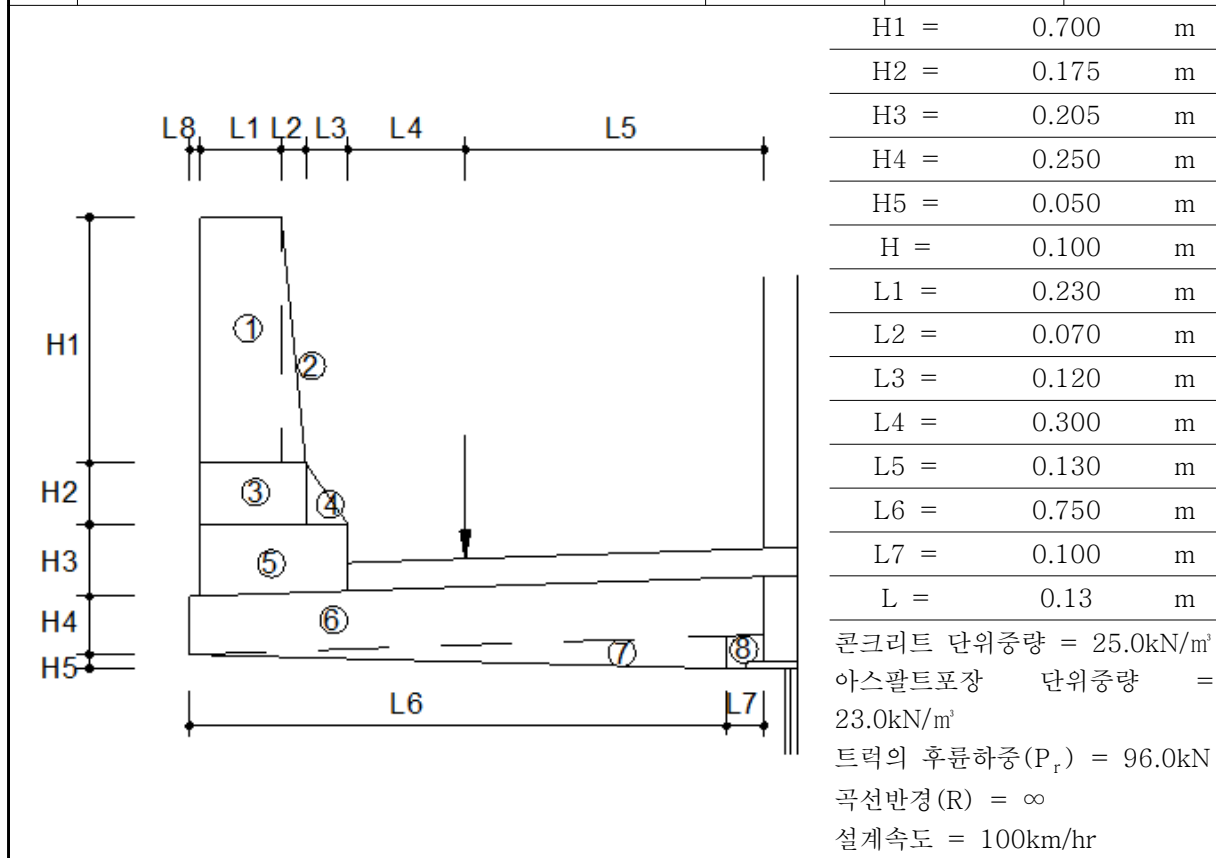
$$\text{㉦ 철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 1024\text{mm}$$

$$\text{㉧ 철근 평균간격 } s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1024\text{mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부 (Girde 3층)

① 고정하중

NO.	작용하중 (kN)	작용거리 (m)	모멘트 (kN·m)	비 고
①	$0.700 \times 0.230 \times 25 = 4.025$	0.735	2.958	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25 = 0.613$	0.597	0.365	
③	$0.175 \times 0.300 \times 25 = 1.313$	0.700	0.919	
④	$1/2 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.263$	0.510	0.134	
⑤	$0.205 \times 0.85 \times 25 = 2.153$	0.640	1.378	
⑥	$0.250 \times 0.850 \times 25 = 5.313$	0.425	2.258	
⑦	$1/2 \times 0.050 \times 0.75 \times 25 = 0.469$	0.350	0.164	
⑧	$0.050 \times 0.100 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
⑨	$0.100 \times 0.130 \times 23 = 0.299$	0.215	0.064	포장
⑩	방음벽하중 = 0.000	0.735	0.000	방음벽
계	14.570		8.246	



② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.130 + 1.14 = 1.244\text{m}$$

여기서, $X = 0.130\text{m}$

③ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.130} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

④ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.130 \times (1+0.300)}{1.244} = 13.042 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 38.761 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_w + 1.3 M_{ct} + 1.3 M_{co} = 61.042 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{ct} = 28.802 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 42.777 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\blacksquare M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 12.975 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 21.288 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑧ 바닥판의 최소두께 ($X \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.130 + 180) = 216.4 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\phi M_n = 122.167 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 61.042 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑪ 사용성(균열) 검토

㉠ 탄성계수비 (n) = $E_s / E_c = 7.193$

㉡ 중립축 거리 (χ) = $-nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} = 66.4$

㉢ 철근응력 (f_s) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 21.288/[1588.8 \times (240 - 66.4/3)] = 61.504 \text{ MPa}$

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

㉤ 인장연단 폭 (s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/61.504) - 2.5 \times 52.0 = 1150 \text{ mm}$

㉥ 인장연단 폭 (s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/61.504) = 1024 \text{ mm}$

㉦ 철근 소요중심간격 (s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1024 \text{ mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 1024 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{16} = \frac{8.550 \times 3.200^2}{16} = 5.472\text{kN/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 3.200m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96\text{ kN}$)

㉠ 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 3.200} = 0.347 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

㉡ 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(3.200+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 49.400\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 49.400 = 39.520\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

㉠ 계수모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 92.082\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 사용모멘트

$$\blacksquare M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 44.992\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 3.20 + 130) = 226.0\text{ mm} > 220.0\text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 226.0\text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 250.0\text{ mm} > h_{\text{req}} = 226.0\text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

㉠ 검토조건

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

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

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

㉞ 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(190.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

㉟ 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} \geq M_u = 92.082\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 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) = $M/[A_s \times (d - \chi/3)] = 44.992/[1588.8 \times (210.0 - 61.5/3)] = 149.424\text{MPa}$

㉣ 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.00\text{mm}$

㉤ 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210/f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210/149.424) - 2.5 \times 32.00 = 447\text{mm}$

㉥ 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210/f_s)$
 $= 300 \times (210/149.424) = 422\text{mm}$

㉦ 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 422\text{mm}$

㉧ 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 422\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

4) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.151로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5-1】 바닥판의 단면검토 결과

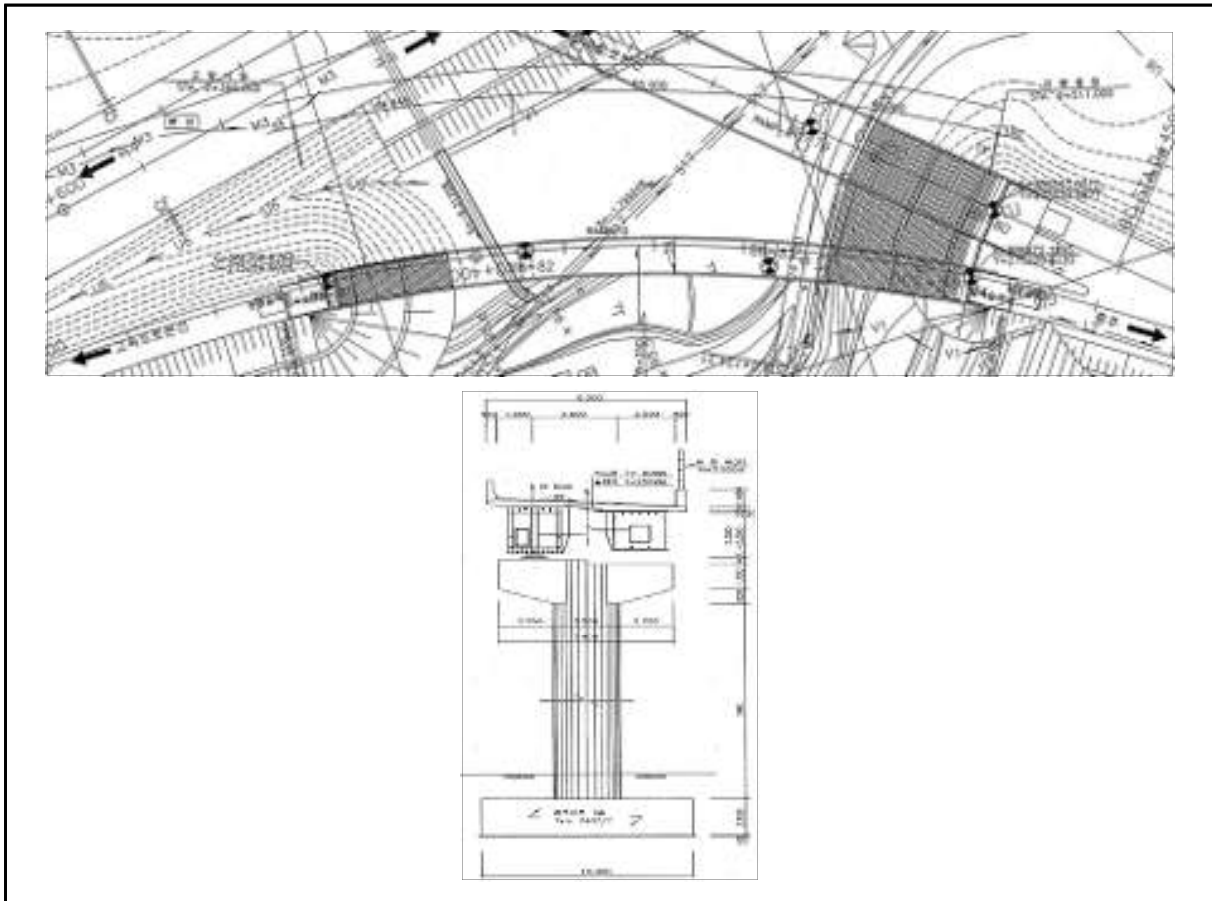
구 분	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안전율 ($\phi M_n/M_u$)	검토결과
캔틸레버부 (G1층)	61.042	122.167	2.001	O.K
캔틸레버부 (G3층)	61.042	122.167	2.001	O.K
중양부	92.082	105.961	1.151	O.K

【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)	검토결과
캔틸레버부 (G2층)	21.288	61.504	240.000	125.000	554.000	O.K
캔틸레버부 (G1층)	21.288	61.504	240.000	125.000	669.000	O.K
중양부	44.992	149.424	240.000	125.000	484.000	O.K

다. 강박스 거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5-1】 해석단면

2) 하중 산정

① 합성전 고정하중

㉠ 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

■ 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중으로 주부재 자중을 38.6% 할증 적용

■ 총 강재중량 / 모델링 강재중량 = 1.386

㉡ 바닥판 자중

■ 횡방향 하중분배

W1	0.250	×	25	=	6.250	W6	0.351	×	25	=	8.775
W2	0.300	×	25	=	7.500	W7	0.290	×	25	=	7.250
W3	0.303	×	25	=	7.570	W8	0.293	×	25	=	7.325
W4	0.348	×	25	=	8.704	W9	0.317	×	25	=	7.925

【그림 5-2】 합성전 바닥판 자중 재하도

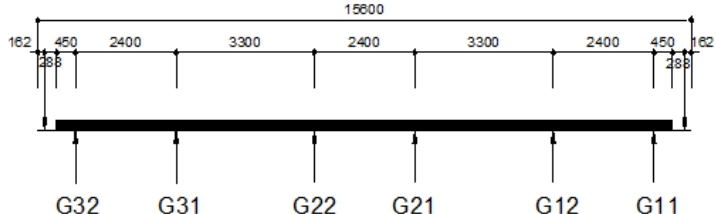
■ 거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.400	15.781	20.996	36.777	6.258	
G2	2.400	19.653	19.653	39.306	—	
G2	2.400	20.996	15.781	36.777	-6.258	

② 합성후 고정하중

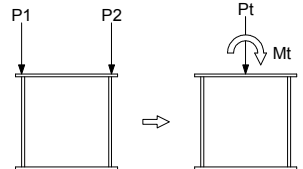
합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하 하였다.

㉠ 횡방향 하중분배

			
포장	$0.100 \times 23 = 2.300 \text{ kN/m}$	방호벽측	8.367kN, 작용점 : 0.162m
중분대측	8.367kN, 작용점 : 0.162m		

【그림 5-3】 합성후 고정하중 재하도

㉡ 거더별 작용하중

구 분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.40	14.440	3.904	18.344	-12.643	
G2	2.40	6.926	6.926	13.852	-	
G3	2.40	3.904	14.440	18.344	12.643	

③ 활하중

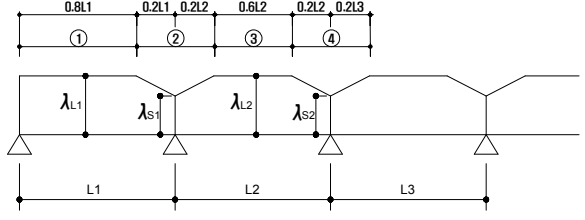
구 분	활하중
• 교 폭	• 8.500m
• 지간장(L)	• 45.000m + 2@55.000 + 45.000 = 200.000m
• 연석간 교폭(W_c)	• 14.700m
• 설계 차로수(N)	• $12.8\text{m} \leq W_c < 16.4\text{m} \quad \therefore 4\text{차로 재하}$
• 설계 차로폭(W)	• $14.700\text{m} / 4 = 3.675\text{m} > 3.600\text{m}$ 이므로, $\therefore W = 3.600\text{m}$
• 충격계수(i)	• 제1, 4지간 : $15 / (40+45) = 0.176 < 0.3 \quad \therefore i = 0.176$ 적용 • 제2, 3지간 : $15 / (40+55) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용 • 제1,3 내부지점 : $15 / \{40+(45.0+55.0)/2\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용 • 제2 내부지점 : $15 / \{40+(55.0+55.0)/2\} = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 적용
• 활하중 크기	표준차로하중(DL-24)
	P_m 108kN P_f 24 kN P_s 156kN P_r 96 kN
	W_ℓ 12.7kN/m
	표준트럭하중(DB-24)
• 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)

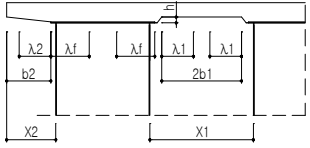
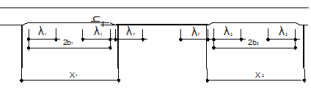
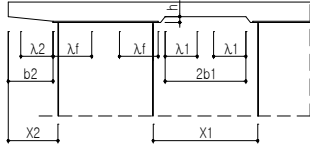
① 플랜지 유효폭

【표 5-3】 플랜지의 유효폭 산정

구 분	플랜지(m)			비 고
	G1	G2	G3	
제1, 4지간 중양부	2.600	2.600	2.600	 상부 : 복부간격 $2b = 2.400\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ 하부 : 복부간격 $2b = 2.400\text{m}$, 플랜지돌출폭 $b_e = 0.100\text{m}$ $L1 = 45.00\text{m}$, $L2 = 55.00\text{m}$, $L3 = 55.00\text{m}$, $L4 = 45.00\text{m}$
제1, 3중간 지점부	2.322	2.322	2.322	
제2지간 중양부	2.600	2.600	2.600	
제2 중간 지점부	2.357	2.357	2.357	

② 바닥판 유효폭

【표 5-4】 바닥판의 유효폭 산정

구 분	바닥판(m)		
	G1	G2	G3
개 요	 $X_1=3.300\text{m}$, $X_2=0.900\text{m}$, $h=0.050\text{m}$, $b_e=0.100\text{m}$	 $X_1=3.300\text{m}$, $X_2=3.300\text{m}$, $h=0.050\text{m}$, $b_e=0.100\text{m}$	 $X_1=3.300\text{m}$, $X_2=0.900\text{m}$, $h=0.050\text{m}$, $b_e=0.100\text{m}$
제1, 4지간 중양부	4.900	5.650	4.900
제1, 3중간 지점부	4.350	4.908	4.350
제2, 3지간 중양부	4.900	5.650	4.900
제2중간 지점부	4.418	4.995	4.418

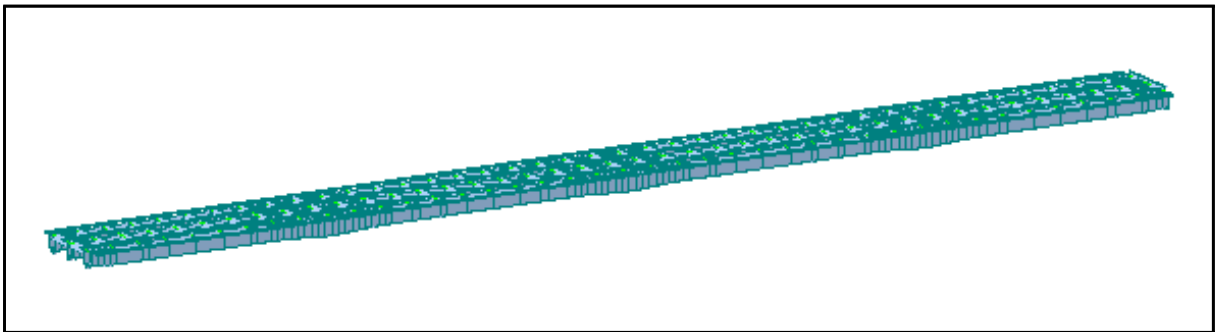
4) 모델링 및 단면 제정수

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.

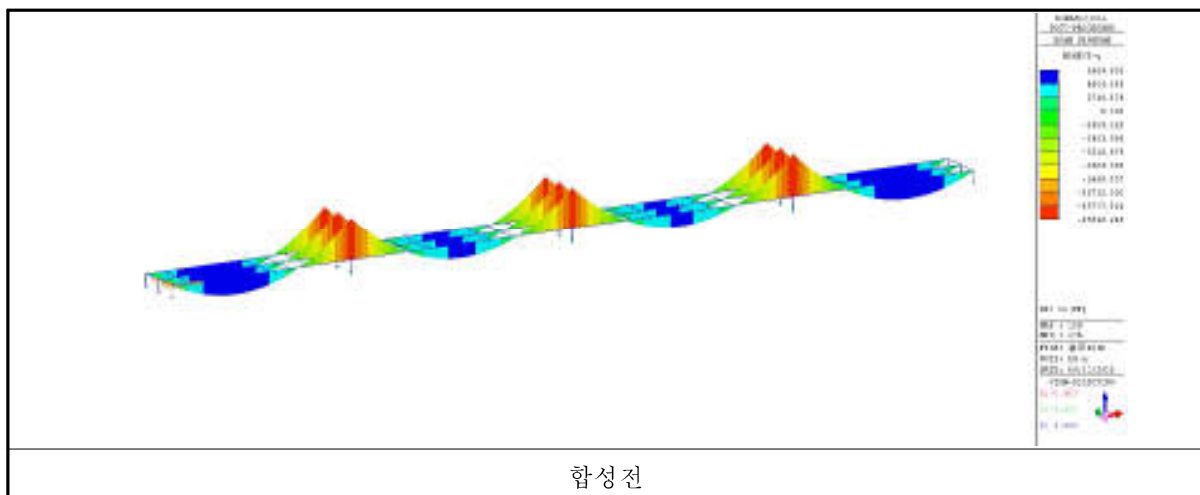


【그림 5-4】 해석모델링

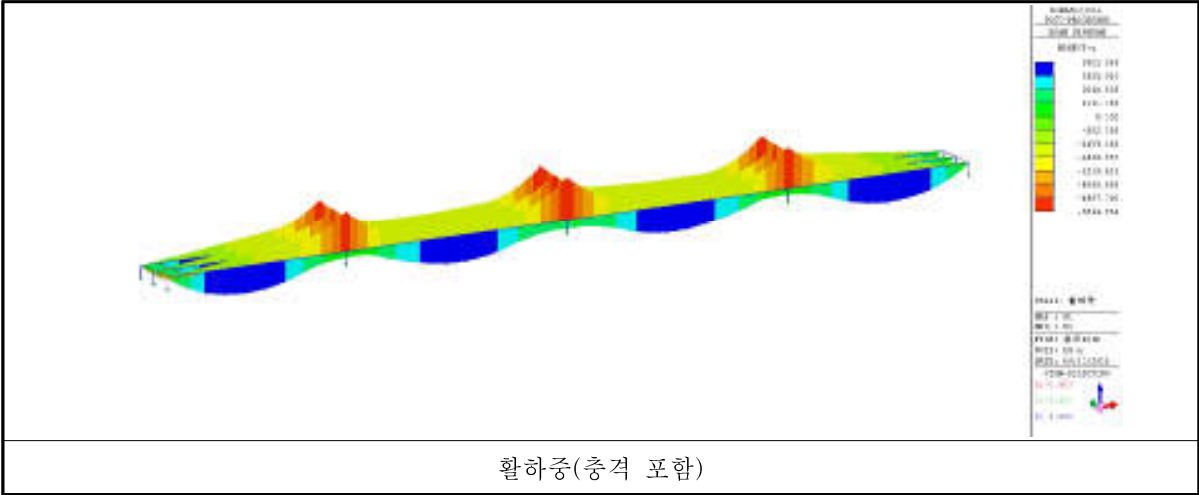
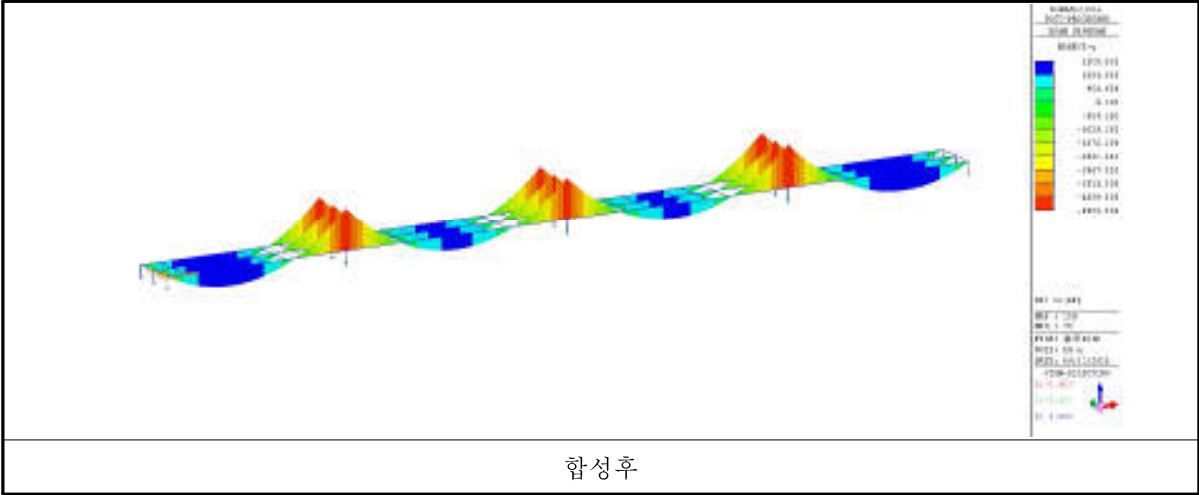
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

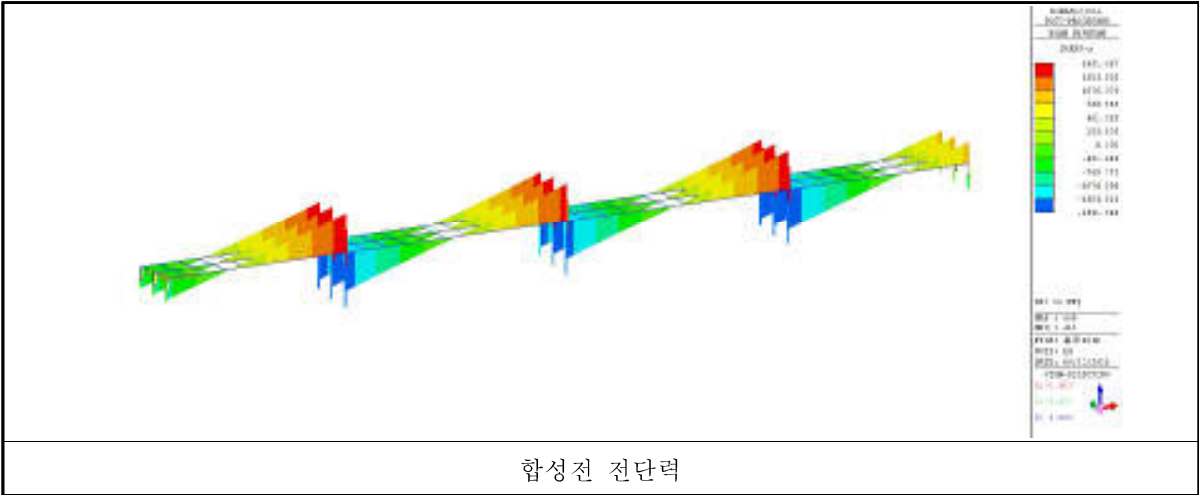


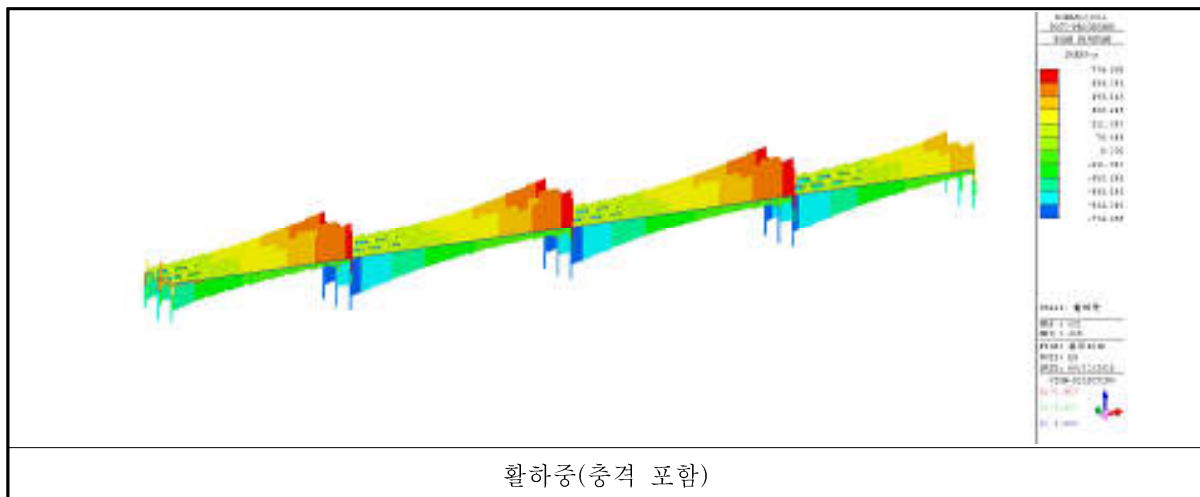
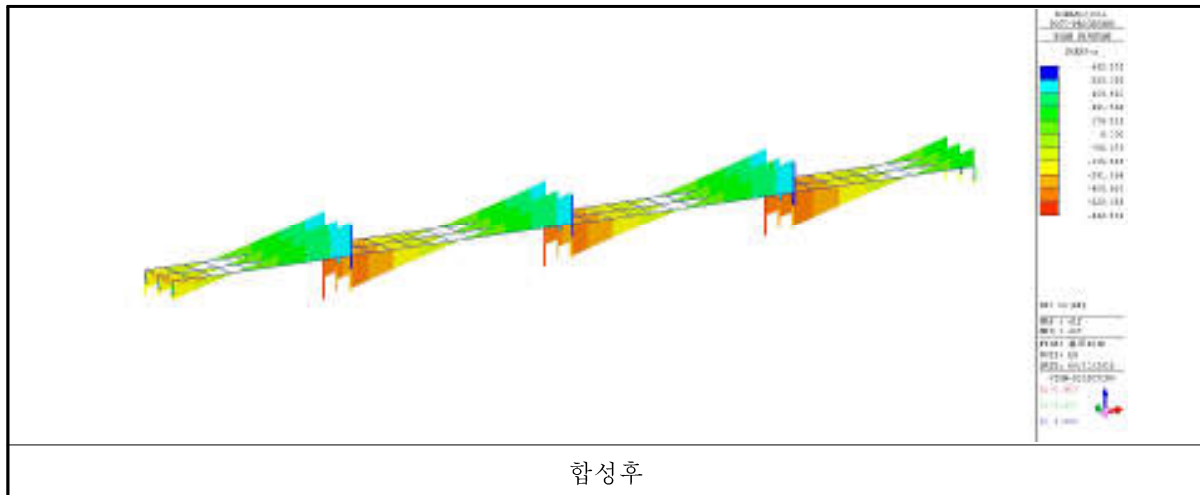
합성전



【그림 5-5】 휨모멘트

㉔ 전단력



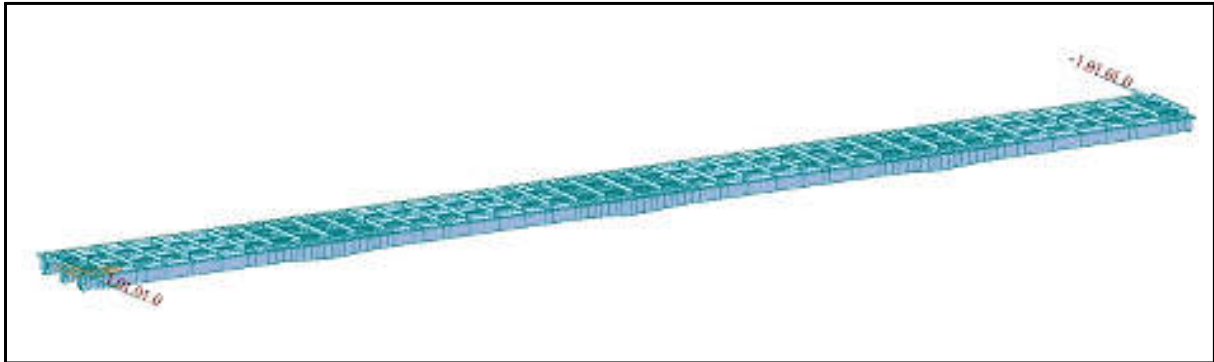


【그림 5-6】 전단력

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 5-7】 2차 부정정력에 대한 영향 검토

③ 단면력 산정결과

㉠ 경간(S1~S4) 정모멘트부

【표 5-5】 경간(S1~S4) 정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
S1, S4	휨모멘트(kN · m)	6787.316	2177.118	3715.711	12680.145
	전단력(kN)	-71.689	-23.257	227.166	132.220
	비틀림모멘트(kN · m)	14.280	-9.574	223.159	227.865
S2, S3	휨모멘트(kN · m)	5114.684	1685.044	3501.568	10301.296
	전단력(kN)	-9.613	-3.272	213.809	200.924
	비틀림모멘트(kN · m)	0.052	0.000	332.262	332.314

㉡ 지점부(P1) 부모멘트부

【표 5-6】 지점부(P1~P2) 부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
P1, P3	휨모멘트(kN · m)	-15671.727	-4595.287	-5168.842	-25435.856
	전단력(kN)	-1552.188	-427.064	-600.917	-2580.169
	비틀림모멘트(kN · m)	0.115	0.000	-815.274	-815.159
P2	휨모멘트(kN · m)	-15087.541	-4435.354	-5420.581	-24943.476
	전단력(kN)	-1527.422	-420.111	-598.720	-2546.253
	비틀림모멘트(kN · m)	0.109	0.000	-833.397	-833.288

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 경간(S1, S4) 정모멘트부

㉠ S4-G3(단면-136)

■ 휨응력

【표 5-7】 경간(S4) 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	54.724	-59.376	190.000	190.000	3.472	3.200
1+2+3	67.022	-109.966	190.000	190.000	2.835	1.728
1+2+3+4	71.599	-108.760	218.500	190.000	3.052	1.747
1+2+3+4+5	91.685	-104.040	218.500	190.000	2.383	1.826
1+2+3+4+5+6	106.750	-99.308	247.000	218.500	2.314	2.200
1+2+3+4+5-6	76.620	-108.771	247.000	218.500	3.224	2.009
1+2+3+4+5+7	91.782	-104.438	237.500	237.500	2.588	2.274
1+2+3+4+5+6+7	106.846	-99.707	256.500	256.500	2.401	2.573
1+2+3+4+5-6+7	76.717	-109.170	256.500	256.500	3.343	2.350

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 5.672 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{106.750}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{5.672}{110.000}\right)^2 = 0.187 + 0.003 = 0.189 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-109.996}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{5.672}{110.000}\right)^2 = 0.335 + 0.003 = 0.338 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ S2-G2(단면-179)

■ 휨응력

【표 5-8】 경간(S2) 정보멘트부 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력 (MPa)		허용응력 (MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	45.674	-49.884	190.000	190.000	4.160	3.809
1+2+3	55.964	-97.727	190.000	190.000	3.395	1.944
1+2+3+4	58.890	-94.396	218.500	190.000	3.710	2.013
1+2+3+4+5	73.925	-77.029	218.500	190.000	2.956	2.467
1+2+3+4+5+6	87.175	-62.258	247.000	218.500	2.833	3.510
1+2+3+4+5-6	60.675	-91.800	247.000	218.500	4.071	2.380
1+2+3+4+5+7	73.948	-77.135	237.500	237.500	3.212	3.079
1+2+3+4+5+6+7	87.198	-62.364	256.500	256.500	2.942	4.113
1+2+3+4+5-6+7	60.697	-91.906	256.500	256.500	4.226	2.791

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.976 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{87.175}{247.000} \right)^2 + \left(\frac{7.976}{110.000} \right)^2 = 0.125 + 0.005 = 0.130 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-97.727}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{7.976}{110.000} \right)^2 = 0.265 + 0.005 = 0.270 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

② 지점부 부모멘트부

㉠ P1-G2(단면-166)

■ 휨응력

【표 5-9】 경간(P1) 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	-89.738	79.912	190.00	190.00	2.117	2.378
1+2+3	-149.588	139.180	190.00	190.00	1.270	1.365
1+2+3+4	-153.775	130.191	190.00	190.00	1.236	1.459
1+2+3+4+5	-145.608	149.307	190.00	190.00	1.305	1.273
1+2+3+4+5+6	-132.610	172.708	218.50	218.50	1.648	1.265
1+2+3+4+5-6	-158.605	125.906	218.50	218.50	1.378	1.735
1+2+3+4+5+7	-146.053	149.748	256.50	256.50	1.756	1.713
1+2+3+4+5+6+7	-133.055	173.149	256.50	256.50	1.928	1.481
1+2+3+4+5-6+7	-159.051	126.347	256.50	256.50	1.613	2.030

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 23.137 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-153.775}{247.000}\right)^2 + \left(\frac{23.137}{110.000}\right)^2 = 0.655 + 0.044 = 0.699 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{172.708}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{23.137}{110.000}\right)^2 = 0.625 + 0.044 = 0.669 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ P2-G2(단면-194)

■ 휨응력

【표 5-10】 지점(P2) 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	-85.432	76.091	190.00	190.00	2.224	2.497
1+2+3	-145.856	135.888	190.00	190.00	1.303	1.398
1+2+3+4	-153.473	130.843	190.00	190.00	1.238	1.452
1+2+3+4+5	-136.598	141.548	190.00	190.00	1.391	1.342
1+2+3+4+5+6	-115.291	157.002	218.50	218.50	1.895	1.392
1+2+3+4+5-6	-157.905	126.094	218.50	218.50	1.384	1.733
1+2+3+4+5+7	-137.048	141.993	256.50	256.50	1.872	1.806
1+2+3+4+5+6+7	-115.740	157.447	256.50	256.50	2.216	1.629
1+2+3+4+5-6+7	-158.355	126.539	256.50	256.50	1.620	2.027

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

■ 전단 및 비틀림

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

$$= 23.104 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

■ 합성응력의 검토

◦ 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-153.473}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{23.104}{110.000} \right)^2 = 0.652 + 0.044 = 0.697 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

◦ 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{141.548}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{23.104}{110.000} \right)^2 = 0.555 + 0.044 = 0.599 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

7) 강박스 거더의 안전성 검토결과

① 휨응력

【표 5-11】 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	S4-G3	106.750	-109.966	247.000	190.000	2.314	1.728	O.K
	S2-G2	87.175	-97.727	247.000	190.000	2.833	1.944	O.K
부모멘트부	P1-G2	-153.775	172.708	190.00	218.50	1.236	1.265	O.K
	P2-G2	-153.473	141.548	190.00	190.00	1.238	1.342	O.K

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

② 전단응력

【표 5-12】 강박스 거더의 전단응력 검토결과

구 분		전 단 응 력		안전율	검토결과
		작용응력(MPa)	허용응력(MPa)		
정모멘트부	S4-G3	5.672	110.000	19.394	O.K
	S2-G2	7.976	110.000	13.791	O.K
부모멘트부	P1-G2	23.137	110.000	4.754	O.K
	P2-G2	23.104	110.000	4.761	O.K

허용응력법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력 이내(휨응력 : 1.238, 전단응력 : 4.754)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 0.130~0.699 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 5-13】 교량받침용량 검토

구 분		합성전고정하중 (kN)		합성후 고정하중 (kN)	활하중(kN)	합 계(kN)	받침 용량 (kN)	검토 결과
		Steel	Concrete					
A1	Sh01	99.28	240.324	202.524	472.164	1014.292	1600	O.K
	Sh02	138.682	347.118	72.497	556.219	1114.516	1600	O.K
	Sh03	124.553	302.137	125.751	635.472	1187.913	1600	O.K
	Sh04	124.553	302.304	125.751	635.472	1188.08	1600	O.K
	Sh05	138.682	347.000	72.497	556.219	1114.398	1600	O.K
	Sh06	99.28	240.505	202.524	472.164	1014.473	1600	O.K
P1	Sh01	452.853	933.943	639.195	833.564	2859.555	4000	O.K
	Sh02	523.857	1158.697	353.033	834.032	2869.619	4000	O.K
	Sh03	504.512	1088.018	429.400	882.895	2904.825	4000	O.K
	Sh04	504.512	1088.224	429.400	882.895	2905.031	4000	O.K
	Sh05	523.857	1158.617	353.033	834.032	2869.539	4000	O.K
	Sh06	452.853	934.307	639.195	833.564	2859.919	4000	O.K
P2	Sh01	435.105	898.171	625.958	862.22	2821.454	4000	O.K
	Sh02	507.149	1126.094	338.813	835.275	2807.331	4000	O.K
	Sh03	487.408	1054.204	415.182	897.378	2854.172	4000	O.K
	Sh04	487.408	1054.418	415.182	897.378	2854.386	4000	O.K
	Sh05	507.149	1126.006	338.813	835.275	2807.243	4000	O.K
	Sh06	435.105	898.550	625.958	862.22	2821.833	4000	O.K
P3	Sh01	455.246	939.915	642.101	837.991	2875.253	4000	O.K
	Sh02	526.353	1165.074	355.565	835.588	2882.58	4000	O.K
	Sh03	506.97	1094.242	432.171	885.792	2919.175	4000	O.K
	Sh04	506.97	1094.449	432.171	885.792	2919.382	4000	O.K
	Sh05	526.353	1164.993	355.565	835.588	2882.499	4000	O.K
	Sh06	455.246	940.282	642.101	837.991	2875.62	4000	O.K
A2	Sh01	101.187	245.202	196.769	477.608	1020.766	1600	O.K
	Sh02	139.779	352.821	82.761	561.623	1136.984	1600	O.K
	Sh03	125.852	307.508	128.383	642.329	1204.072	1600	O.K
	Sh04	125.852	307.677	128.383	642.329	1204.241	1600	O.K
	Sh05	139.779	352.699	82.761	561.623	1136.862	1600	O.K
	Sh06	101.187	245.386	196.769	477.608	1020.95	1600	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

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

$$\textcircled{2} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

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

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

$$\textcircled{2} \text{ 기본 내하력(P)} = \text{RF} \times P_r$$

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. 강박스 거더

【표 5-14】 허용응력법에 의한 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S4- G3	상연	58.538	8.484	190.000	15.496	DB-24이상
	하연	-75.068	-34.899	-190.000	3.293	"
정모멘트 최대	상연	48.494	7.470	190.000	18.943	"
	하연	-62.994	-34.734	-190.000	3.657	"
S2- G2	상연	-112.765	-36.824	-190.000	2.097	"
	하연	102.715	36.465	190.000	2.394	"
정모멘트 최대	상연	-107.291	-38.302	-190.000	2.159	"
	하연	97.962	38.437	190.000	2.395	"

【표 5-15】 강도설계법에 의한 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G1측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	DB-24 이상
캔틸레버부 (G3측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	"
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.472	2.15	39.520	1.163	"

라. 검토결과

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

마. 기 진단결과와의 비교 · 분석

1) 강박스 거더 내하력평가 결과

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

① 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-16】 2012년 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분			응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
			고정하중	활하중	허용응력		
거더 G1	제1지간 중앙부	상연	58.736	8.094	190.000	16.217	DB-24이상
		하연	-74.993	-33.297	-190.000	3.454	"
	제2지간 중앙부	상연	50.903	7.790	190.000	17.856	"
		하연	-65.639	-36.222	-190.000	3.433	"
	제1지간 지점부	상연	-112.699	-39.292	-190.000	1.967	"
		하연	102.800	38.910	190.000	2.241	"
	제2지간 지점부	상연	-107.291	-38.302	-190.000	2.159	"
		하연	97.962	38.437	190.000	2.395	"
거더 G2	제1지간 중앙부	상연	58.337	6.386	190.000	20.617	DB-24이상
		하연	-74.881	-31.403	-190.000	3.666	"
	제2지간 중앙부	상연	51.130	7.478	190.000	18.571	"
		하연	-65.843	-34.771	-190.000	3.571	"
	제1지간 지점부	상연	-112.145	-36.787	-190.000	2.116	"
		하연	102.365	36.862	190.000	2.377	"
	제2지간 지점부	상연	-107.291	-38.302	-190.000	2.159	"
		하연	97.962	38.437	190.000	2.395	"

② 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-17】 금회 강박스 거더의 내하력평가 결과

구 분		응력(MPa)			기본내하율 (RF)	기본내하력
		고정하중	활하중	허용응력		
S4- G3	상연	58.538	8.484	190.000	15.496	DB-24이상
	하연	-75.068	-34.899	-190.000	3.293	"
정모멘트 최대	상연	48.494	7.470	190.000	18.943	"
	하연	-62.994	-34.734	-190.000	3.657	"
S2- G2	상연	-112.765	-36.824	-190.000	2.097	"
	하연	102.715	36.465	190.000	2.394	"
정모멘트 최대	상연	-107.291	-38.302	-190.000	2.159	"
	하연	97.962	38.437	190.000	2.395	"

2) 바닥판 내하력평가 결과

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

① 2012년 정밀안전진단 결과

【표 5-18】 2012년 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G1측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	DB-24이상
캔틸레버부 (G3측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	"
중앙부	105.961	1.3	5.472	2.15	39.520	1.163	"

② 금회 정밀안전진단 결과

【표 5-19】 금회 바닥판 내하력평가 결과

구 분	설계강도 (kN · m)	고정하중 계수	고정하중 모멘트 (kN · m)	활하중 계수	활하중모멘트 (충격포함) (kN · m)	기본내하율 (RF)	기본내하력 (P)
캔틸레버부 (G1측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	DB-24 이상
캔틸레버부 (G3측)	122.167	1.3	8.246	2.15	13.042	3.975	
중앙부 바닥판	105.961	1.3	5.472	2.15	39.520	1.163	"

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 교대(A1) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반조건

- ① 하부구조형식 : 역T형 교대
- ② 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ③ 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ④ 교대총폭 : $B=12.000\text{m}$
- ⑤ 교대총높이 : $H=15.600\text{m}$
- ⑥ 기초형식 : MASS기초
- ⑦ SKEW : 90.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ② 뒤편채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q_1 = 10.000\text{kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 211.921\text{N/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 213.315\text{kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 뒤편채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537$ ($\tan(2/3\phi_2)$: 흙과 콘크리트)

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986

② 철근(SD30)

㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa

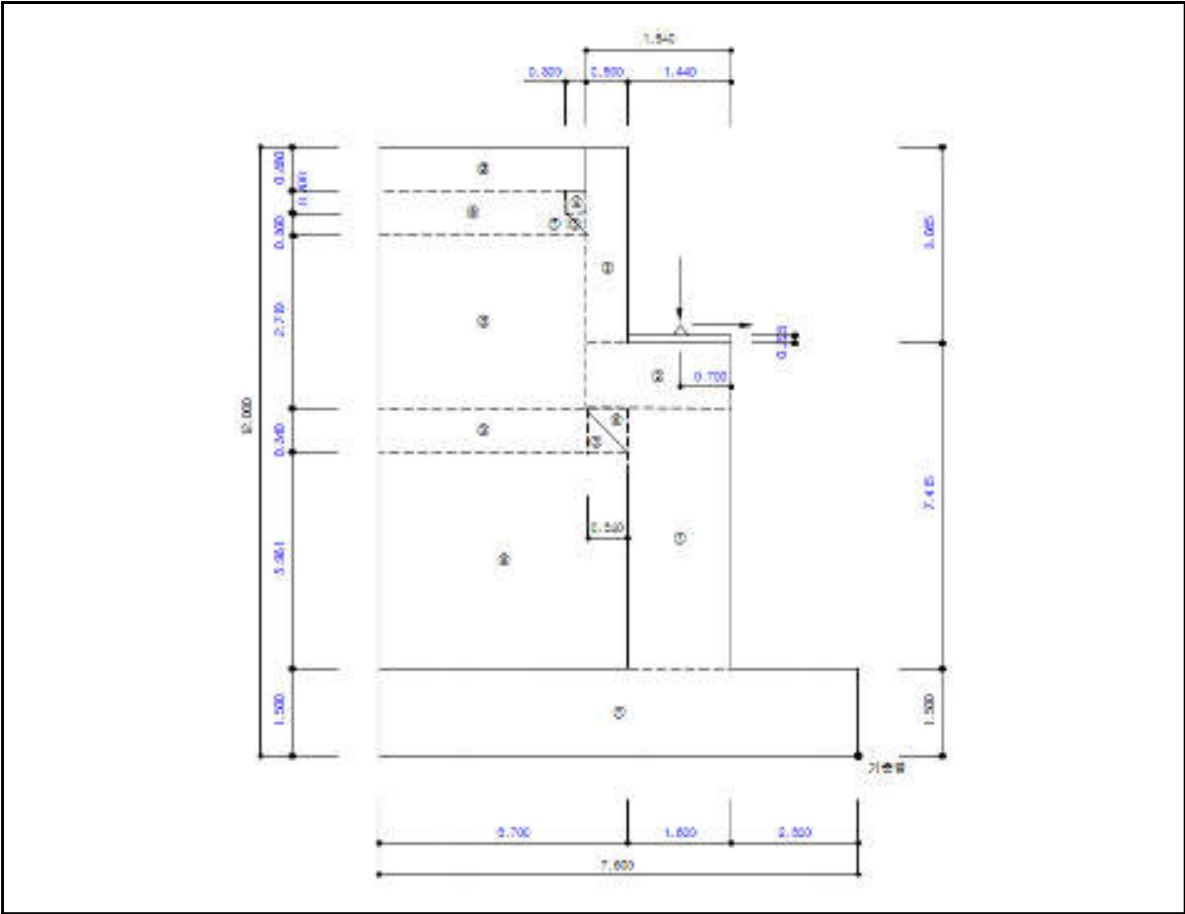
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5-8】 해석단면(A1)

다. 하중산정

1) 자중(원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

구 분	번호	계 산 식				수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트	
교대구체	①	1.600	×	6.301	×	25.0	252.040	3.100	781.324
	②	1.940	×	1.114	×	25.0	54.029	3.270	176.675
	③	0.500	×	3.085	×	25.0	38.563	3.990	153.866
	④	0.300	×	0.300	×	25.0	2.250	4.390	9.878
	⑤	0.300	×	0.300	×	25.0/2	1.125	4.340	4.883
	⑥	0.340	×	0.340	×	25.0/2	1.445	4.013	5.799
	⑦	7.600	×	1.500	×	25.0	285.000	3.800	1083.000
	소계						634.452	—	2215.425
뒷채움재	㉠	3.700	×	5.961	×	20.0	441.114	5.750	2536.406
	㉡	3.360	×	0.340	×	20.0	22.848	5.920	135.260
	㉢	0.340	×	0.340	×	20.0/2	1.156	4.127	4.770
	㉣	3.360	×	2.719	×	20.0	182.717	5.920	1081.685
	㉤	3.060	×	0.600	×	20.0	36.720	6.070	222.890
	㉥	0.300	×	0.300	×	20.0/2	0.900	4.440	3.996
	㉦	3.360	×	0.880	×	20.0	59.136	5.920	350.085
	소계						744.591	—	4335.092
총 계						1379.043	—	6550.517	

2) 토압

① 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.0 \times 12.000 \\ = 32.520 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 32.520 \times 6.000 = 195.120 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.0 \times 3.360 = 33.600 \text{ kN/m}$$

$$Mr = 33.600 \times 5.920 = 198.912 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

② 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 12.000^2 \\ = 390.240 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 390.240 \times 12.000 / 3 = 1560.960 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 상부하중

㉠ 고정하중 반력

- 총 고정하중 반력 = 3305.963kN
- Pvd = 3305.963 / 15.600 = 211.921kn/m
- Mrd = 211.921 × 3.000 = 635.763kN · m/m
- Phd = 211.921 × 0.05 = 10.596kn/m
- Mod = 10.596 × 9.138 = 96.826kN · m/m

㉡ 활하중 반력

- 총 활하중 반력 = 3327.708kN
- Pvd = 3327.708 / 15.600 = 213.315kn/m
- Mrd = 213.315 × 3.000 = 639.945kN · m/m

4) 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	1379.043		6550.517	
	토 압		390.240		1560.960
	합 계	1379.043	390.240	6550.517	1560.960
활하중 비재하시	자 중	1379.043		6550.517	
	상부하중	211.921	10.596	635.763	96.826
	토 압		390.240		1560.960
	합 계	1590.964	400.836	7186.280	1657.786
활하중 만재하시	자 중	1379.043		6550.517	
	상부하중	425.236	10.596	1275.708	96.826
	토 압		390.240		1560.960
	상재하중	33.600	32.520	198.912	195.120
	합 계	1837.879	433.356	8025.137	1852.906

라. 기초안정검토

1) 전도에 대한 검토

구 분	전 도		비 고
가설전	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.182\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.196 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중비재하	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.325\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.335 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중만재하	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.442\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.331 > 2.0$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

2) 활동에 대한 검토

구 분	활 동	비 고
가설전	$2.120 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중비재하	$2.381 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중만재하	$2.545 > 1.5$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

3) 지지력에 대한 검토

구 분	지 지 력	비 고
가설전	$207.525 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중비재하	$263.049 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중만재하	$326.211 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

4) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

㉠ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

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

㉔ 평상시 주동토압계수(Coulomb) : 단면검토시 적용(상시)

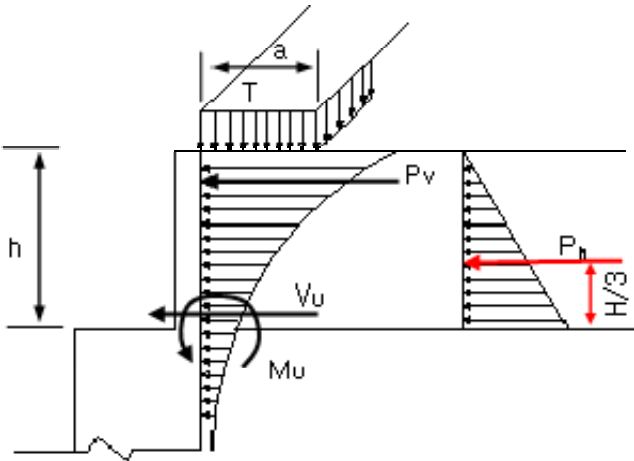
$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta * \cos(\beta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\beta + \delta) * \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

- 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

마. 각 부재별 단면검토

- 1) 각 부재별 단면력 산정
 - ① 흙벽
 - ㉔ 평상시



■ 윤하중에 강도

$$P_v = 114.60 \times K_a = 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.085 - 0.36) = 78.384 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.085^2 \times \cos(11.667) = 23.395 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.085 \times 30.735 = 24.058 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 하중집계

$$\begin{aligned} V_u &= 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 23.395 = 101.616 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 2.15 \times 78.384 + 1.70 \times 24.058 = 209.424 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉞ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력	101.616	209.424	

② 벽체

㉟ 작용하중 집계

■ 상재하중

$$\begin{aligned} S_l &= K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta \\ &= 0.251 \times 10.0 \times 10.000 \times 10.500 \times \cos(11.667+0.000) = 25.810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 10.500^2 \times \cos(11.667+0.000) = 135.505 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 10.500 \times \cos(11.667+0.000) = 271.010 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^2 \cdot \cos \delta / 3 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 10.500^3 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 948.536 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 온도하중

$$S_g = 10.596 \text{ kN}$$

$$Ml = 10.596 \times (7.415 + 0.223) = 80.932 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} S1 &= 1.3 Sd + 2.15 Sl + 1.70 Sh \\ &= 2.15 \times 25.810 + 1.7 \times 271.010 = 516.209 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M1 &= 1.30 Md + 2.15 Ml + 1.70 Mh \\ &= 2.15 \times 135.505 + 1.7 \times 948.536 = 1903.847 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S2 &= 1.3 (Sd + Sl + Sg) + 1.7 Sh \\ &= 1.3 \times (25.810 + 10.596) + 1.7 \times 271.010 = 508.045 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= 1.3 (Md + Ml + Mg) + 1.7 Mh \\ &= 1.3 \times (135.505 + 80.932) + 1.7 \times 948.536 = 1893.880 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉔ 설계 단면력 산정

구 분	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
설계단면력(H=12.000m)	516.209	1903.847	

2) 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
홍벽	720	D19-10EA=2865.0	209.424	510.620	O.K.(2.438)
벽체	1500	D32-10EA=7942.0	1903.847	2919.550	O.K.(1.534)
압굽	1400	D29-10EA=6424.0	1171.233	2215.990	O.K.(1.892)
뒹굽	1400	D29-10EA=6424.0	1035.908	2215.990	O.K.(2.139)

※ $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.534로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

5.4.2 교대(A2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반조건

- ① 하부구조형식 : 역T형 교대
- ② 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 교대총폭 : $B=12.000\text{m}$
- ⑤ 교대총높이 : $H=15.600\text{m}$
- ⑥ 기초형식 : MASS기초
- ⑦ SKEW : 90.000°

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.000\text{kN/m}^3$
- ② 뒷채움재의 단위중량 : $\gamma_{s1} = 20.000\text{kN/m}^3$ (토사)
- ③ 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.000\text{kN/m}^3$
- ④ 과재하중 : $q1 = 10.000\text{kN/m}$
- ⑤ 상부 고정하중 반력 : $R_d = 215.433\text{N/m}$
- ⑥ 상부 활하중 반력 : $R_1 = 215.585\text{kN/m}$
- ⑦ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 뒷채움재의 내부마찰각 : $\phi_1 = 35.0^\circ$
- ② 기초지반의 N치 : $N = 50.0$
- ③ 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ④ 기초지반의 점착력 : $C = 0.000\text{kN/m}^2$
- ⑤ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.537 (\tan(2/3\phi_2))$: 흙과 콘크리트

4) 사용재료

① 콘크리트

㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa

㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986

② 철근(SD30)

㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa

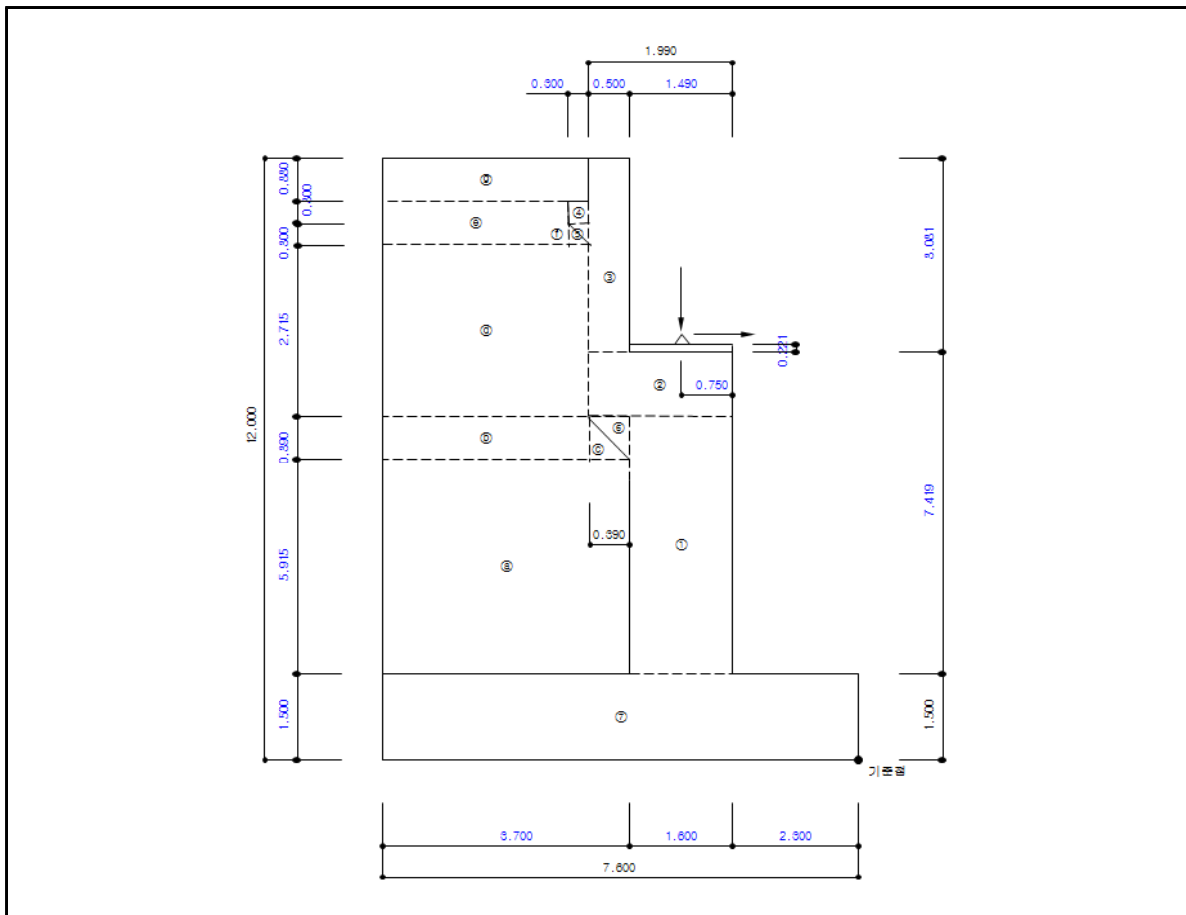
㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

① 안정성검토 : 허용응력설계법

② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5-9】 해석단면(A2)

다. 하중산정

1) 자중(원점 0을 기준으로)

① 개별하중 산정

구 분	번호	계 산 식				수직력 (Vi) (kN)	작용거리 (m)	모멘트	
교대구체	①	1.600	×	6.305	×	25.0	252.200	3.100	781.820
	②	1.990	×	1.114	×	25.0	55.422	3.295	182.615
	③	0.500	×	3.081	×	25.0	38.513	4.040	155.593
	④	0.300	×	0.300	×	25.0	2.250	4.440	9.990
	⑤	0.300	×	0.300	×	25.0/2	1.125	4.390	4.939
	⑥	0.390	×	0.390	×	25.0/2	1.901	4.030	7.661
	⑦	7.600	×	1.500	×	25.0	285.000	3.800	1083.000
	소계						636.411	—	2225.618
뒷채움재	㉠	3.700	×	5.915	×	20.0	437.710	5.750	2516.833
	㉡	3.310	×	0.390	×	20.0	25.818	5.945	153.488
	㉢	0.390	×	0.390	×	20.0/2	1.521	4.160	6.327
	㉣	3.310	×	2.715	×	20.0	179.733	5.945	1068.513
	㉤	3.010	×	0.600	×	20.0	36.120	6.095	220.151
	㉥	0.300	×	0.300	×	20.0/2	0.900	4.490	4.041
	㉦	3.310	×	0.880	×	20.0	58.256	5.945	346.332
	소계						740.058	—	4315.685
총 계						1376.469	—	6541.303	

2) 토압

① 상재하중

$$Ph1 = Ka \times q \times H = 0.271 \times 10.0 \times 12.000 \\ = 32.520 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 32.520 \times 6.000 = 195.120 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$Pv = 10.0 \times 3.310 = 33.100 \text{ kN/m}$$

$$Mr = 33.100 \times 5.945 = 196.780 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

② 토압하중

$$Ph2 = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 = 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 12.000^2 \\ = 390.240 \text{ kN/m}$$

$$Mo1 = 390.240 \times 12.000 / 3 = 1560.960 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 상부하중

㉠ 고정하중 반력

- 총 고정하중 반력 = 3360.755kN
- Pvd = 3360.755 / 15.600 = 215.433kn/m
- Mrd = 215.433 × 3.050 = 657.071kN · m/m
- Phd = 215.433 × 0.05 = 10.772kn/m
- Mod = 10.772 × 9.140 = 98.456kN · m/m

㉡ 활하중 반력

- 총 활하중 반력 = 3363.120kN
- Pvd = 3363.120 / 15.600 = 215.585kn/m
- Mrd = 215.585 × 3.050 = 657.534kN · m/m

4) 하중집계

구 분		Pv (kN)	Ph (kN)	Mr (kN.m)	Mo (kN.m)
가설전	자 중	1376.469		6541.303	
	토 압		390.240		1560.960
	합 계	1376.469	390.240	6541.303	1560.960
활하중 비재하시	자 중	1376.469		6541.303	
	상부하중	215.433	10.772	657.071	98.456
	토 압		390.240		1560.960
	합 계	1591.902	401.012	7198.374	1659.416
활하중 만재하시	자 중	1376.469		6541.303	
	상부하중	431.018	10.772	1314.605	98.456
	토 압		390.240		1560.960
	상재하중	33.100	32.520	196.780	195.120
	합 계	1840.587	433.532	8052.688	1854.536

라. 기초안정검토

1) 전도에 대한 검토

구 분	전 도		비 고
가설전	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.182\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.191 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중비재하	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.321\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.338 > 2.0$ 이상	O.K.
활하중만재하	편심	$B/6 = 1.267\text{m} > 0.433\text{m}$ 이상	O.K.
	모멘트에 대한 검토	$4.342 > 2.0$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

2) 활동에 대한 검토

구 분	활 동	비 고
가설전	$2.116 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중비재하	$2.382 > 1.5$ 이상	O.K.
활하중만재하	$2.547 > 1.5$ 이상	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

3) 지지력에 대한 검토

구 분	지 지 력	비 고
가설전	$207.138 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중비재하	$262.543 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.
활하중만재하	$324.971 \text{ kN/m}^2 < 700\text{kN/m}^2$ 이하(허용지지력)	O.K.

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

4) 배면토에 의한 토압

① 토압계수 산정

㉠ 평상시 주동토압계수(Rankine) : 안정검토시 적용(상시)

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

㉔ 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)

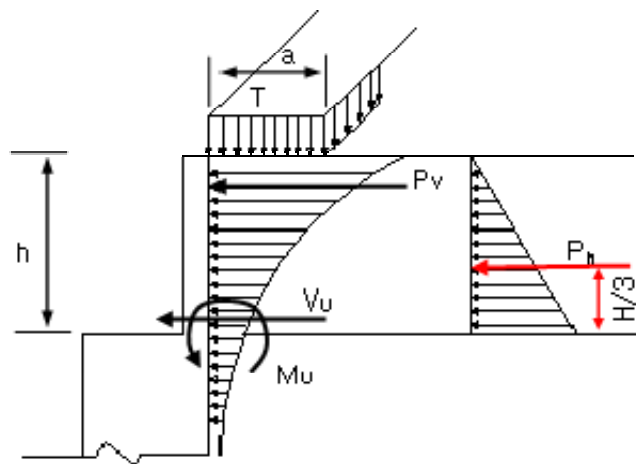
구 분	안정검토	벽체검토
ϕ	35.000	35.000
α	0.000	0.000
β	0.000	0.000
δ	0.000	11.667
Ka	0.271	0.251

마. 각 부재별 단면검토

1) 각 부재별 단면력 산정

① 흙벽

㉔ 평상시



■ 윤하중에 강도

$$P_v = 114.60 \times K_a = 114.60 \times 0.251 = 28.765 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_p &= 114.60 \times K_a \times (H - 0.36) \\ &= 114.60 \times 0.251 \times (3.081 - 0.36) = 78.268 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 3.081^2 \times \cos(11.667) = 23.334 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_e = 1/3 \times H \times P_h = 1/3 \times 3.081 \times 23.334 = 23.964 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 하중집계

$$\begin{aligned} V_u &= 2.15 \times P_v + 1.70 \times P_h \\ &= 2.15 \times 28.765 + 1.70 \times 23.334 = 101.513 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.15 \times M_p + 1.70 \times M_e \\ &= 2.15 \times 78.268 + 1.70 \times 23.964 = 209.015 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉞ 설계 단면력 산정

구 분	전단력(kN)	모멘트(kN · m)	비 고
설계단면력	101.513	209.015	

② 벽체

㉟ 작용하중 집계

■ 상재하중

$$\begin{aligned} S_l &= K_a \cdot q \cdot H \cdot \cos \delta \\ &= 0.251 \times 10.0 \times 10.000 \times 10.500 \times \cos(11.667+0.000) = 25.810 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= 1/2 \cdot K_a \cdot q \cdot H^2 \cdot \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 10.0 \times 10.500^2 \times \cos(11.667+0.000) = 135.505 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 토압하중

$$\begin{aligned} P_h &= 1/2 \times K_a \times r \times H^2 \times \cos \delta \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 10.500 \times \cos(11.667+0.000) = 271.010 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1/2 \cdot K_a \cdot r \cdot H^2 \cdot \cos \delta / 3 \\ &= 1/2 \times 0.251 \times 20.0 \times 10.500^3 \times \cos(11.667+0.000) / 3 = 948.536 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 온도하중

$$S_g = 10.772 \text{ kN}$$

$$Ml = 10.772 \times (7.419 + 0.221) = 82.298 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} S1 &= 1.3 Sd + 2.15 Sl + 1.70 Sh \\ &= 2.15 \times 25.810 + 1.7 \times 271.010 = 516.209 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M1 &= 1.30 Md + 2.15 Ml + 1.70 Mh \\ &= 2.15 \times 135.505 + 1.7 \times 948.536 = 1903.847 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S2 &= 1.3 (Sd + Sl + Sg) + 1.7 Sh \\ &= 1.3 \times (25.810 + 10.772) + 1.7 \times 271.010 = 508.274 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= 1.3 (Md + Ml + Mg) + 1.7 Mh \\ &= 1.3 \times (135.505 + 82.298) + 1.7 \times 948.536 = 1895.655 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

㉔ 설계 단면력 산정

구 분	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
설계단면력(H=12.000m)	516.209	1903.847	

2) 각 부재별 단면검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	ΦM _n (kN · m)	ΦM _n / M _u
홍벽	720	D19-10EA=2865.0	209.424	510.620	O.K.(2.438)
벽체	1500	D32-10EA=7942.0	1903.847	2919.550	O.K.(1.534)
압굽	1400	D29-10EA=6424.0	1166.321	2215.990	O.K.(1.900)
뒹굽	1400	D29-10EA=6424.0	1036.684	2215.990	O.K.(2.138)

※ $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 검토결과

각 부재별 단면검토 결과 최소안전율 1.534로 나와 구조적인 안전성을 확보한 것으로 판단된다.

5.4.3 교각(P3) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형 교각
- ② 상부구조형식 : 강박스 거더교
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

- ① 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- ② 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 교량받침 마찰계수 : $f_s = 0.050$

3) 지반조건

- ① 기초지반의 N치 : $N = 50$
- ② 기초지반의 내부마찰각 : $\phi_2 = 42.386^\circ$ ($\phi_2 = 15 + \sqrt{15N}$)
- ③ 기초지반의 점착력 : $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$
- ④ 기초지반의 마찰계수 : $\mu = 0.6$ ($\tan\phi_b = 0.60$, $C_b = 0$:암과 콘크리트)
- ⑤ 기초지반의 최대 허용지지력 : $Q_a = 700 \text{ kN/m}^2$

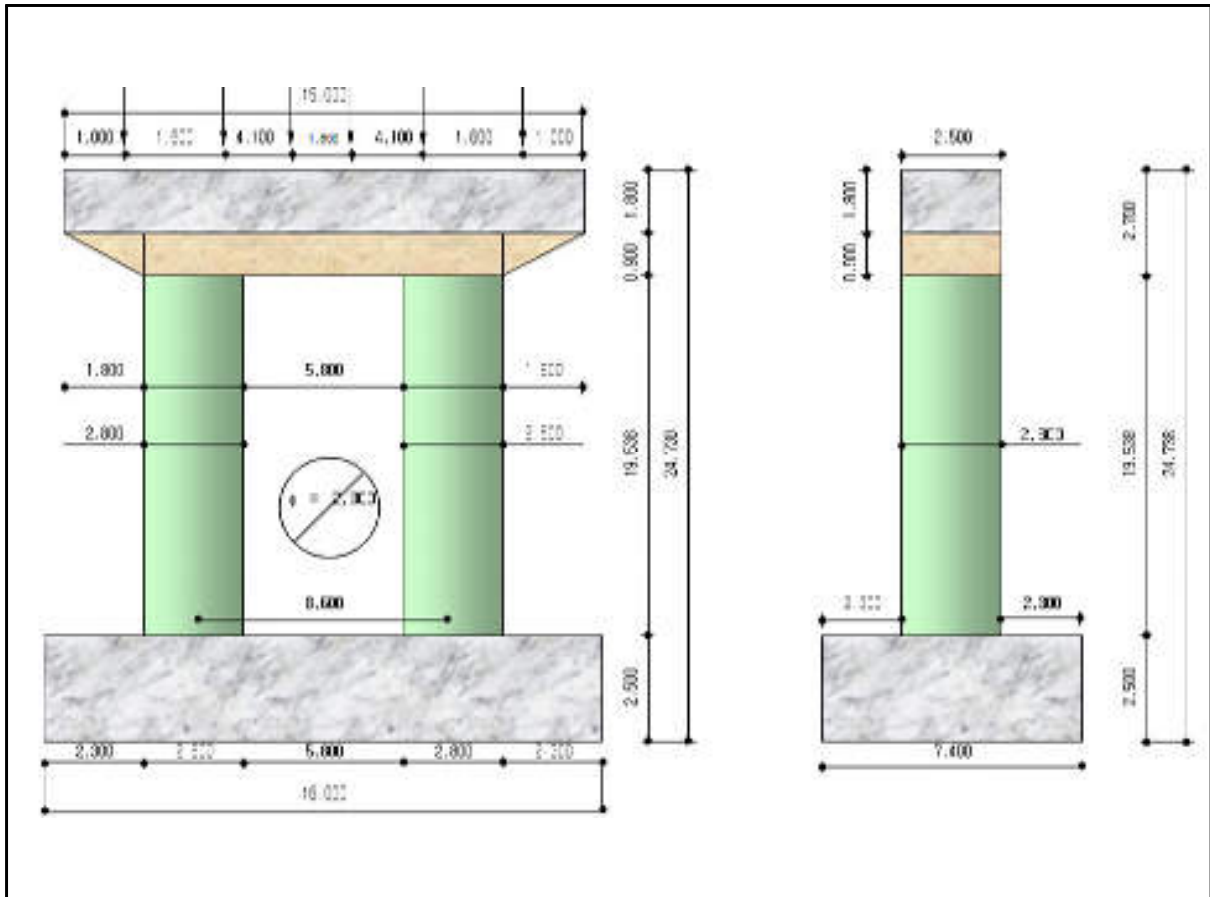
4) 사용재료

- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 24 MPa(기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,986MPa(기둥, 기초)
- ② 철근(SD30)
 - ㉠ 항복강도(f_y) : 300 MPa(기둥, 기초)
 - ㉡ 탄성계수(E_s) : 200,000 MPa

5) 설계방법

- ① 안정성검토 : 허용응력설계법
- ② 단면검토 : 강도설계법

나. 해석단면



【그림 5-10】 해석단면 (P3)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중 (kN)	활하중 (kN)	합 계	비 고
1	2037.262	837.991	2875.253	
2	2046.992	835.588	2882.580	
3	2033.382	885.792	2919.174	
4	2033.590	885.792	2919.382	
5	2046.911	835.588	2882.499	
6	2037.629	837.991	2875.620	
계	12235.766	5118.742	17354.508	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부풍하중

$$B/D = 15.600 / 4.130 = 3.777 < 8$$

단면형상이 $1 \leq B/D \leq 8$ 이므로

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

$$= 13.400 \text{ kN/m} > 6 \text{ kN/m} \therefore P = 6.000 \text{ kN/m}$$

② 활하중 비재하시

㉠ 교축방향

$$\blacksquare PW1 = 0$$

$$\blacksquare PW2 = 3\text{kN/m}^2 \times 38.880\text{kN}(\text{코핑 면적}) = 116.640\text{kN}$$

$$\blacksquare PW3 = 1.5\text{kN/m}^2 \times 2.8\text{m}(\text{기둥 지름}) = 4.200\text{kN}$$

㉡ 교축직각방향

$$\blacksquare PW1 = 13.400\text{kN/m} \times (44.900\text{m} + 55.000\text{m})/2 = 669.330\text{kN}$$

$$\blacksquare PW2 = 3\text{kN/m}^2 \times 2.5\text{m}(\text{코핑 폭}) \times 2.7\text{m}(\text{코핑 높이}) = 20.250\text{kN}$$

$$\blacksquare PW3 = 1.5\text{kN/m}^2 \times 2.8\text{m}(\text{기둥 지름}) = 4.200\text{kN}$$

③ 활하중 재하시

㉠ 교축방향

$$\blacksquare PW1 = 0$$

$$\blacksquare PW2 = 1.5\text{kN/m}^2 \times 38.880\text{kN}(\text{코핑 면적}) = 58.300\text{kN}$$

$$\blacksquare PW3 = 0.75\text{kN/m}^2 \times 2.8\text{m}(\text{기둥 지름}) = 2.100\text{kN}$$

㉡ 교축직각방향

$$\blacksquare PW1 = 6.700\text{kN/m} \times (44.900\text{m} + 55.000\text{m})/2 = 334.665\text{kN}$$

$$\blacksquare PW2 = 1.5\text{kN/m}^2 \times 2.5\text{m}(\text{코핑 폭}) \times 2.7\text{m}(\text{코핑 높이}) = 10.125\text{kN}$$

$$\blacksquare PW3 = 0.75\text{kN/m}^2 \times 2.8\text{m}(\text{기둥 지름}) = 2.100\text{kN}$$

3) 온도하중

① 수평변위(기준온도 15°C)

$$\delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1.2\text{e-}5 \times 25 \times 55000 = 13.200\text{mm}$$

② 등가수평력

$$\textcircled{1} Ph = (3 \cdot E \cdot I \cdot \delta)/L^3 = (3 \times 26986 \times 3017185584508 \times 13.2)/19538^3$$

$$= 432.307\text{kN}$$

③ 교좌장치 마찰에 의한 수평력

㉠ 상부하중 = 12235.766kN

㉡ $Ph2 = \mu \cdot W = 0.05 \times 12235.766 / 2$
= 305.894kN

라. 하중조합

1) 사용하중 검토시

구 분	고정하중	활하중	풍하중		온 도	비 고
			무재하	재 하		
SVB01	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB02	1.00	—	1.00	—	1.00	
SVB03	1.00	1.00	—	1.00	1.00	
SVB04	1.00	1.00	—	—	1.00	
SVB05	1.00	—	—	—	1.00	
SVB06	1.00	1.00	1.00	—	1.00	
SVB07	1.00	—	—	1.00	—	

2) 계수하중 검토시

구 분	고정하중	활하중	풍하중		온 도	비 고
			무재하	재 하		
ULB01	1.00	2.15	—	—	—	
ULB02	1.00	—	1.30	—	—	
ULB03	1.00	1.30	—	1.30	—	
ULB04	1.00	1.30	—	—	1.30	
ULB05	0.95	—	1.25	—	1.25	
ULB06	0.95	1.25	—	1.25	1.25	
ULB07	1.30	2.15	—	—	—	
ULB08	1.30	—	1.30	—	—	
ULB09	1.30	1.30	—	1.30	—	
ULB10	1.30	1.30	—	—	1.30	
ULB11	1.25	—	1.25	—	1.25	
ULB12	1.25	1.25	—	1.25	1.25	
ULB13	1.00	—	—	—	—	

마. 교각검토

1) 코핑검토

㉠ 단면력 집계

구 분	절 점 31		절 점 40	
	모멘트	전단력	모멘트	전단력
극한하중 (Envelope)	9764.710	5758.368	6600.488	5195.673
사용하중 (Envelope)	7784.211	4429.515	4573.189	3417.144

㉡ 단면력 검토

구 분	d(mm)	사용철근량(mm ²)	M _u (kN · m)	Ø M _n (kN · m)	Ø M _n / M _u
코핑	2550	D25-24EA=12160.8 D25-24EA=12160.8 =24321.6	9764.710	15371.470	O.K.(1.574)

∴ 철근량은 브라켓 설계를 고려함

2) 기둥검토

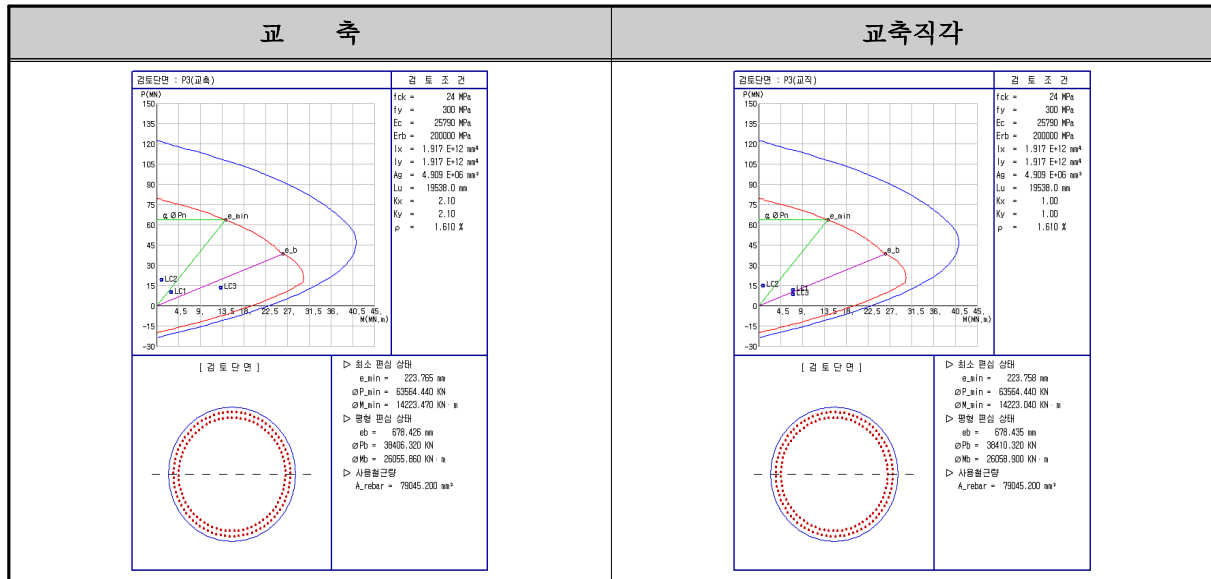
① 부재력 집계

구 분		축 력	모 멘 트		구 분
			Mx	My	
교 축 방 향	축력최소	9823.498	2625.777	0.000	CASE1
	축력최대	18945.329	0.000	765.089	CASE2
	모멘트최대	13442.681	11180.821	0.000	CASE3
교 축 직 각 방 향	축력최소	11671.406	0.000	6708.487	CASE4
	축력최대	14973.029	0.000	765.089	CASE5
	모멘트최대	8467.505	0.000	6860.809	CASE6

② 기둥해석 결과

구 분		P _u	α Ø P _n	안전율	M _u	Ø M _n	안전율
교 축 방 향	CASE1	9823.498	58340.731	O.K.(5.939)	2960.102	17579.761	O.K.(5.939)
	CASE2	18945.329	63564.437	O.K.(3.355)	978.150	14223.045	O.K.(14.541)
	CASE3	13442.681	29741.669	O.K.(2.212)	13224.773	29259.545	O.K.(2.212)
교 축 직 각 방 향	CASE4	11671.406	41829.151	O.K.(3.584)	6919.023	24797.104	O.K.(3.584)
	CASE5	14973.029	63564.437	O.K.(4.245)	796.168	14223.045	O.K.(17.864)
	CASE6	8467.505	33870.231	O.K.(4.000)	7015.685	28062.909	O.K.(4.000)

③ P-M 상관도



3) 기초 안정검토

① 단면력집계

㉠ 교축직각방향

LODA CASE		P1 (kN)	M1 (tf.m)	H1 (kN)	P2 (kN)	M2 (tf.m)	H2 (kN)
활하중 무재하시	D+W	3595.328	6757.498	0.000	4299.009	5619.583	521.229
	D+W+G	3606.963	6779.073	0.000	4310.862	5899.541	548.085
활하중 재하시	D+L	3385.532	6435.685	0.000	5636.437	5508.280	99.380
	D+L+W	4242.824	7863.553	0.000	5192.979	6289.398	474.220
	D+L+G	3397.167	6367.259	0.000	5650.852	5529.927	99.380
	D+L+W+G	4254.459	7885.128	0.000	5204.832	6569.356	501.077

㉡ 교축방향

LODA CASE		P1 (kN)	M1 (tf.m)	H1 (kN)	P2 (kN)	M2 (tf.m)	H2 (kN)
활하중 무재하시	D+W	12899.895	0.000	0.000	12899.895	0.000	0.000
	D+W+G	10340.524	2028.576	140.380	10340.524	2028.576	140.380
활하중 재하시	D+L	12899.895	1014.288	70.190	12899.895	1014.288	70.190
	D+L+W	12899.895	6924.828	305.894	12899.895	6924.828	305.894
	D+L+G	10340.524	7939.117	446.274	10340.524	7939.117	446.274
	D+L+W+G	12899.895	7939.117	376.084	12899.895	7939.117	376.084

② 지반지지력검토

㉠ 교축직각방향

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심	교축직각방향 지반반력		허용지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	19325.565	10654.325	0.551	196.967	129.478	600.000	O.K	O.K
2	19349.053	11022.061	0.570	198.330	128.512	600.000	O.K	O.K
3	20453.197	2513.524	0.123	180.708	164.786	600.000	O.K	O.K
4	20867.031	11252.835	0.539	211.882	140.602	600.000	O.K	O.K
5	20479.247	2454.791	0.120	180.742	165.192	600.000	O.K	O.K
6	20890.519	11620.573	0.556	213.245	139.635	600.000	O.K	O.K

㉡ 교축방향

LOAD CASE	교 축 직 각 방 향		편 심	교축직각방향 지반반력		허용지지력 kN/m ²	비 고	
	V (kN)	M (kN.m)		Qmax	Qmin		전도	지지력
1	37231.018	0.000	0.000	314.451	314.451	600.000	O.K	O.K
2	32112.276	4759.051	0.148	303.809	238.628	600.000	O.K	O.K
3	37231.018	2379.525	0.064	330.746	298.156	600.000	O.K	O.K
4	37231.018	15379.127	0.413	419.768	209.134	600.000	O.K	O.K
5	32112.276	18109.601	0.564	395.234	147.203	600.000	O.K	O.K
6	37231.018	17758.652	0.477	436.064	192.839	600.000	O.K	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

③ 활동 검토

㉠ 교축직각방향

CASE	V (kN)	$\tan \phi B$	H(kN)	Fs'	Fs	안전율
1	19325.565	0.6	521.229	22.246	1.500	1.5 이상
2	19349.053	0.6	548.085	21.182	1.500	1.5 이상
3	20453.197	0.6	99.380	123.485	1.500	1.5 이상
4	20867.031	0.6	474.220	26.402	1.500	1.5 이상
5	20479.247	0.6	99.380	123.642	1.500	1.5 이상
6	20890.519	0.6	501.077	25.015	2.500	1.5 이상

㉔ 교축방향

CASE	V(kN)	$\tan \phi B$	H(kN)	Fs'	Fs	안전율
1	37231.018	0.600	0.000	—	1.500	—
2	32112.276	0.600	280.759	68.626	1.500	1.5 이상
3	37231.018	0.600	140.380	159.130	1.500	1.5 이상
4	37231.018	0.600	611.788	36.514	1.500	1.5 이상
5	32112.276	0.600	892.547	21.587	1.500	1.5 이상
6	37231.018	0.600	752.168	29.699	1.500	1.5 이상

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

4) 기초설계

① 교축직각방향

㉑ 유효폭을 고려한 단위m당 단면력

■ 극한하중에 의한 단면력

전폭에대한 모멘트	단위M당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
10222.619	1381.435	1.028	1419.808	5515.671	745.361

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

■ 실하중에 의한 단면력

전폭에대한 모멘트	단위M당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
7885.128	1065.558	1.028	1095.157	—	—

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

■ 단면력 검토

구 분	$M_u(kN \cdot m)$	$\phi M_n(kN \cdot m)$	안전율	$S_u(kN)$	$\phi S_n(kN)$	안전율
단면력	1419.808	2340.960	O.K.(1.649)	734.85	1469.69	O.K.(2.000)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

② 교축방향

㉑ 유효폭을 고려한 단위m당 단면력

■ 극한하중에 의한 단면력

전폭에대한 모멘트	단위M당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
48193.440	1506.045	1.212	1825.509	19601.088	612.534

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

■ 실하중에 의한 단면력

전폭에대한 모멘트	단위M당 모멘트	유효폭에 따른할증율	유효폭을 고려한모멘트	전폭에대한 전단력	단위M당 전단력
36775.008	1149.219	1.212	1392.993	—	—

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

■ 단면력 검토

구 분	$M_u(kN \cdot m)$	$\phi M_n(kN \cdot m)$	안전율	$S_u(kN)$	$\phi S_n(kN)$	안전율
단면력	1825.509	3052.860	O.K.(1.672)	612.534	1469.690	O.K.(2.399)

※ 자세한 계산과정은 부록. 참조

바. 검토 결과

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

사. 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

구 분	연직력(kN) ^{주1)}	수평력(kN)	M(저항)	M(전도)
하중	1606.22	565.74	7242.10 (kN · m)	2673.00 (kN · m)

주1) 기존계산서 4)하중의 집계 중 CASE③ 참조

㉠ 전도에 대한 검토

■ $F_s = 7242.100 / 2673.000 = 2.709 > 2.0$ 안정

㉡ 활동에 대한 검토

■ $F_s = 1606.220 \times 0.60(\text{마찰계수}) / 565.74 = 1.703 > 1.2$ 안정

2) 교각

① 교각형식 : π 형 교각

② 상부형식 : 4경간 STEEL BOX교

③ 기초형식 : 직접기초

④ 내진조건

㉠ 가속도 계수 : $A = 0.14$

㉡ 내진등급 : 내진2등급

㉢ 지반계수 : $S = 1.2(\text{지반 II})$

㉣ 응답수정계수(R)

■ 하부구조

◦ 교각 = 5.0

■ 연결부분

◦ 기초 = 1.0

◦ 상부구조와 교대 = 0.8

㉤ 해석방법 : 단일모드 스펙트럼 해석법

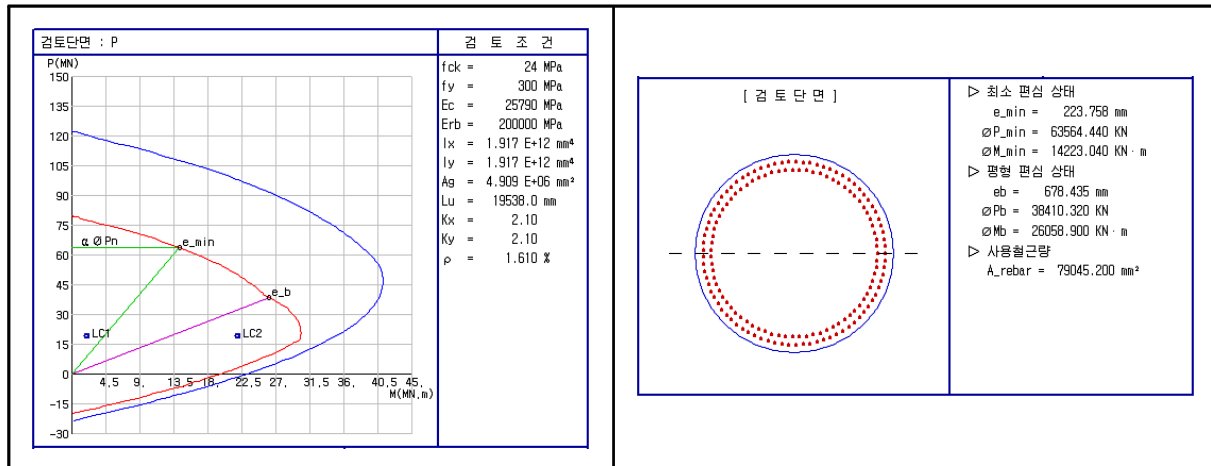
⑤ 단면력 정리 및 검토

구 분		$P_u(\text{kN})$ ^{주2)}	$P_N(\text{kN})$	P_u / P_N	M_u ^{주3)} ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	ϕM_n ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	$M_u / \phi M_n$	비고
CASE(6)	교축방향	19265.51	63564.437	O.K. (3.299)	1922.175	14223.472	O.K. (7.400)	
	교축 직각방향		26262.828	O.K. (1.363)	21925.544	29888.988	O.K. (1.363)	

주2) 기존계산서 '7.기둥의 설계' 중 CASE(6), (7) 참조

주3) 구조계산 프로그램(RC Mania)을 이용하여 나온 결과 값

⑥ P-M 상관도



3) 하부구조 내진설계 검토결과

교대부 검토결과 내진시 안정성을 확보한 것으로 판단된다.

교각부 검토결과 내진시 단면력 검토결과 안전율 1.363로 구조적으로 안전성을 확보하고 있다.

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 상부구조

가. 바닥판 검토결과

충주IC교의 바닥판에 대한 안전성 검토 결과, S1~S4경간의 최소 안전율은 1.401로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 강박스 거더 검토결과

충주IC교의 허용응력설계법에 의한 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력 범위 이내로서 최소 안전율이 S1~S4경간 1.236로 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

충주IC교의 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

교대의 안전성 검토결과, 강도설계법에 의한 최소 안전율이 각각 1.534로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

나. 교각 검토결과

교각(P3)에 대해서 안전성 검토를 실시한 결과, 최소 안전율은 1.0 이상으로 구조적인 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 그러나 공용후 14년이 경과된 구조물이기 때문에 지속적인 관찰을 실시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.