

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

구조물의 안전성평가는 그 기능과 역할을 유지할 수 있는 구조적 및 사용상의 안전성에 대한 확보 여부를 평가하는 것이므로 설계자료 검토, 시공방법과 사용재료에 대한 검토, 보수·보강이력 분석, 부재별 상태평가 결과 및 각종 계측·측정·조사·시험 등을 통한 기초자료를 확보하여 이를 바탕으로 구조검토를 실시하고 안전성 여부를 판단하여야 한다.

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수), 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

【표 5.1.1】하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P1 ~P5	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		동대구IC고가교의 교각은 T형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 구조 및 기초형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 1개소 선정하였다. ⇒ P2

나. 검토조건

본 교량의 설계당시 준공도면 및 구조계산서가 보존되어 있으며, 설계 당시와 현재의 설계기준이 일부 상이하므로 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였으며, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 【표 5.1.3】과 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.1.2】 설계 당시와 금회 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비 고
설계기준		- 도로교 설계기준(2000) - 콘크리트 구조설계기준(1999)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	강거더	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	
	바닥판	- 고정하중, 활하중, 풍하중, 차량 충돌하중, 원심하중 - 좌·우측 방호벽 높이 : 1,080mm - 좌·우측 방음벽 높이 : 3,000mm	- 고정하중, 활하중, 풍하중, 차량 충돌하중, 원심하중 - 좌·우측 방호벽 높이 : 1,080mm - 좌·우측 방음벽 높이 : 3,000mm	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.333m 간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.333m 간격으로 하중재하	

【표 5.1.3】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비고
적용단면		- 콘크리트 바닥판 : 전구간 동일단면 - 강박스거더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P3		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.6~28.5MPa - 하부 : 24.4~25.5MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 246,000kgf/cm² - 하부 : 232,000kgf/cm² - 철근 : 2,040,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4MPa$ ($f_{ck} \leq 40$), $6MPa$ ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701MPa$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811MPa$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	100~240/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~500/100.0~200.0			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5tf/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3tf/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85tf/m^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0kN/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0kN/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5kN/m^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	
	원심 하중	적용 높이 : 1.8m	적용 높이 : 1.8m	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

동대구IC고가교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS/Civil을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

내하력 평가방법은 구조해석 결과를 토대로 기본내하력을 평가하였으며, 구조해석 검토시 사용재료의 재료적 특성은 관련 설계기준 및 현장조사자료 등을 참조하였다.

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보)를 이용한 3차원 모델을 적용한다.
- 2) 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사시험 결과 측정된 피복두께를 이용하며 설계피복두께 미만은 단면검토시 안전측으로 설계피복두께를 적용한다.
- 3) 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- 4) 고정하중은 바닥판, 거더, 가로보, 방호벽, 방음벽 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 동대구IC고가교

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 6경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $40.0+50.0+3@50.0+40.0 = 285.0\text{m}$
- ③ 교량폭원 : 10.9m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.8\text{m}$, $H = 2.0 \sim 2.3\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa (바닥판)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : $26,701\text{MPa}$ (바닥판)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : $10,270\text{MPa}$ (바닥판)

② 철근(SD400)

- ㉠ 항복강도(f_y) : 400.0MPa
- ㉡ 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
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : $205,000\text{MPa}$
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : $79,000\text{MPa}$

㉔ 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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	$140 : \ell/r \leq 18.6$ $140-0.82(\ell/r-18.6) :$ $18.6 < \ell/r \leq 92.8$ $1,200,000$	$190 : \ell/r \leq 16.0$ $190-1.29(\ell/r-16.0) :$ $16.0 < \ell/r \leq 80.1$ $1,200,000$	$215 : \ell/r \leq 15.1$ $215-1.55(\ell/r-15.1) :$ $15.1 < \ell/r \leq 75.5$ $1,200,000$	$270 : \ell/r \leq 13.4$ $270-2.19(\ell/r-13.4) :$ $13.4 < \ell/r \leq 67.1$ $1,200,000$
	$6,700+(\ell/r)^2$ $92.8 < \ell/r$	$5,000+(\ell/r)^2$ $80.1 < \ell/r$	$4,400+(\ell/r)^2$ $75.5 < \ell/r$	$3,500+(\ell/r)^2$ $67.1 < \ell/r$
40초과 75이하	$130 : \ell/r \leq 19.4$ $130-0.73(\ell/r-19.4) :$ $19.4 < \ell/r \leq 97.0$	$175 : \ell/r \leq 16.6$ $175-1.15(\ell/r-16.6) :$ $16.6 < \ell/r \leq 82.8$	$200 : \ell/r \leq 15.5$ $200-1.40(\ell/r-15.5) :$ $15.5 < \ell/r \leq 77.7$ $1,200,000$	$260 : \ell/r \leq 13.7$ $260-2.07(\ell/r-13.7) :$ $13.7 < \ell/r \leq 68.6$ $1,200,000$
	$7,300+(\ell/r)^2$ $97.0 < \ell/r$	$5,300+(\ell/r)^2$ $82.8 < \ell/r$	$4,700+(\ell/r)^2$ $77.7 < \ell/r$	$3,600+(\ell/r)^2$ $68.6 < \ell/r$
75초과 100이하	$195 : \ell/r \leq 15.8$ $195-1.35(\ell/r-15.8) :$ $15.8 < \ell/r \leq 78.9$ $1,200,000$	$250 : \ell/r \leq 13.9$ $250-1.96(\ell/r-13.9) :$ $13.9 < \ell/r \leq 69.4$ $1,200,000$	$195 : \ell/r \leq 15.8$ $195-1.35(\ell/r-15.8) :$ $15.8 < \ell/r \leq 78.9$ $1,200,000$	$250 : \ell/r \leq 13.9$ $250-1.96(\ell/r-13.9) :$ $13.9 < \ell/r \leq 69.4$ $1,200,000$
	$7,300+(\ell/r)^2$ $97.0 < \ell/r$	$5,300+(\ell/r)^2$ $82.8 < \ell/r$	$4,800+(\ell/r)^2$ $78.9 < \ell/r$	$3,700+(\ell/r)^2$ $69.4 < \ell/r$

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉔ 허용휨압축응력(MPa)

㉔ 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

㉔ ㉔에 규정한 이외의 경우

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 : $\ell/b \leq 4.9$	175 : $\ell/b \leq 4.1$	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 < $\ell/b \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	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 : $\ell/b \leq 9.7/K$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$	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) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2 A_c}}$			

㉠ 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

㉡ 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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

하중의 조합			증가율(%)	
			정 휨모멘트를 받는 부분	부 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) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

고정하중은 합성전 고정하중과 합성후 고정하중으로 구분하여 모델링하였다. 합성전 고정하중은 강재 및 바닥판 자중을 고려하였으며 합성후 고정하중은 방호벽, 방음벽 및 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) : 1.2×10^{-5}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

- 크리프 계수(ϕ_1) : 2
- 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

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 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

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

5) 참고문헌

- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(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(곡선구간)

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비 고
①	$0.42 \times 1.08 \times 25.0 = 11.340$	0.960	10.886	
②	$1.2 \times 0.25 \times 25.0 = 7.500$	0.600	4.500	
③	$1.1 \times 1/2 \times 0.16 \times 25.0 = 2.200$	0.467	1.027	
④	$0.1 \times 0.16 \times 25.0 = 0.400$	0.050	0.020	
⑤	$0.75 \times 0.08 \times 23.0 = 1.380$	0.375	0.518	
방음벽	$P_v = 10.000$	0.960	9.600	
	$P_h = 3.090$	1.080	3.337	
	$M = 7.110$		7.110	
계			36.998	

콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3

아스팔트포장 단위중량 = 23.0 kN/m^3

트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0 kN

설계속도 = 60 km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.450 + 1.14 = 1.50 \text{ m}$$

여기서, $X = 0.450 \text{ m}$

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.45} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.450 \times (1+0.300)}{1.500} = 37.440 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (60/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 10.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.080 = 10.800 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 방호벽 상단에 횡방향으로 H=10.0kN/m의 수평하중 재하시

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.080 = 10.800 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉢ 곡선반경 $R \leq 200 \text{ m}$ 이므로 ㉠과 ㉡에 의해 계산된 값중에서 큰 값의 2배를 적용

$$M_{co} = 21.600 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 4.000 \text{ m} = 12.000 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 12.000 \times 2.080 = 24.960 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 원심하중

교면상 1.8M 높이에서 횡방향으로 작용

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{60^2}{90} (\%) = 13.600 (\%)$$

$$P_{cf} = \frac{Pr}{E} \times \frac{31.600}{100} = 20.22 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{cf} = 20.220 \times 1.8 = 36.396 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 175.908 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 172.164 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 160.308 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 100.270 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 118.322 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.40 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.450 + 230) = 266.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 266.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0 \text{ mm} , \quad \text{단면높이}(h) = 300.0 \text{ mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40.0 \text{ mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 260.0 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H19@125} = 2292.0 \text{ mm}^2$$

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{2292.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 187.047 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 187.047 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 175.908 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

$$\text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8.0$$

$$\text{철근비}(\rho) = A_s / b d = 2292.0 / (1000.0 \times 260.0) = 0.00882$$

$$\text{중립축}(k) = -n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.312$$

$$\text{중립축 거리}(x) = k \times d = 0.312 \times 260.0 = 81.120$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.312/3 = 0.896$$

$$\begin{aligned} \text{철근응력}(f_s) &= M / (A_s \times j \times d) = 118.322 / (2292.0 \times 0.896 \times 260.0) \\ &= 221.600 \text{ Mpa} < 0.6 F_y = 240 \text{ Mpa} \text{이므로, } \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\text{최소 두께}(c_c) = 40.0 - 12.0/2 = 34.00 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c \\ &= 375 \times (210 / 221.60) - 2.5 \times 34.000 = 270.370 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 221.60) = 284.296 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 270.370 \text{ mm}$$

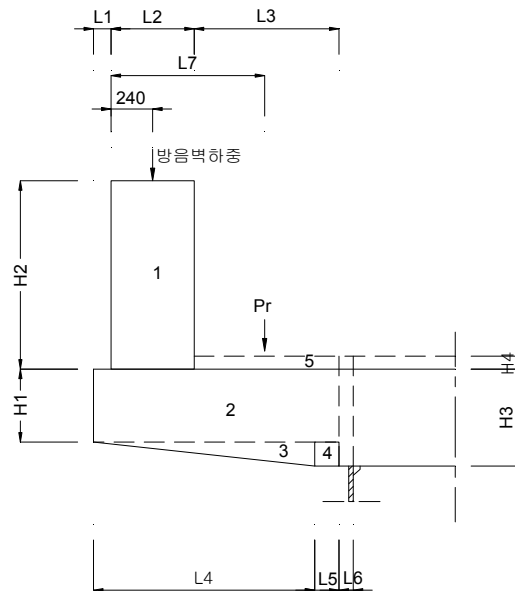
$$\text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 270.370 \text{ mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

2) 캔틸레버부(일반구간)

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.42 \times 1.08 \times 25.0 = 11.340$	0.960	10.886	
②	$1.2 \times 0.25 \times 25.0 = 7.500$	0.600	4.500	
③	$1.1 \times 1/2 \times 0.05 \times 25.0 = 0.688$	0.467	0.321	
④	$0.1 \times 0.05 \times 25.0 = 0.125$	0.050	0.006	
⑤	$0.75 \times 0.298 \times 23.0 = 5.141$	0.375	1.928	
방음벽	$P_v = 10.000$	0.960	9.600	
	$P_h = 3.090$	1.080	3.337	
	$M = 7.110$		7.110	
계			37.688	

콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0 kN/m^3
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0 kN
 설계속도 = 60 km/hr



② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 윤회하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.450 + 1.14 = 1.50 \text{ m}$$

여기서, $X = 0.450 \text{ m}$

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.45} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.450 \times (1+0.300)}{1.500} = 37.440 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

㉠ 수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (60/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 10.000 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.298 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.298 = 12.980 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉡ 방호벽 상단에 횡방향으로 H=10.0kN/m의 수평하중 재하시

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 10.000 \times 1.080 = 10.800 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉢ 곡선반경 R>200m 이므로 ㉠과 ㉡에 의해 계산된 값중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 12.980 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 3.782 \text{ m} = 11.346 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 11.346 \times 2.189 = 24.836 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 129.464 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 114.514 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 113.784 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 90.581 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 82.559 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.40 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.450 + 230) = 266.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0\text{mm} > h_{req} = 266.0\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 260.0mm

사용철근량(A_s) = H19@125 = 2292.0mm²

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{2292.0 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 39.948\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 187.047\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 187.047\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 129.464\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

• 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

• 철근비(ρ) = $A_s / b d = 2292.0 / (1000.0 \times 260.0) = 0.00882$

• 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.312$

• 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.312 \times 260.0 = 81.120$

• $j = 1 - k/3 = 1 - 0.312/3 = 0.896$

• 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 82.559 / (2292.0 \times 0.896 \times 260.0)$

$$= 154.621\text{Mpa} < 0.6F_y = 240\text{Mpa} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

• 최소 두께(c_c) = $40.0 - 12.0/2 = 34.00\text{mm}$

• 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 154.621) - 2.5 \times 34.000 = 424.310\text{mm}$

• 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 154.621) = 407.448\text{mm}$

• 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 407.448\text{mm}$

• 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 407.448\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 중앙부(곡선구간)

① 고정하중

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

$$\text{아스팔트포장} : 0.080\text{m} \times 23.0\text{kN/m}^3 = 1.840\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.090\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.800^2}{10} = 6.343\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.800m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.800} = 0.350 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.8+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 44.200\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 44.200 = 35.360\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{60^2}{90} (\%) = 31.600(\%)$$

$$(P/E) L / 4 = (L + 0.6) P / 9.6$$

$$\therefore E = 2.4 L / (L + 0.6) = 1.976$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 31.600 / 100 = 15.352\text{kN/m}$$

$$M_{cf} = 15.352 \times 1.8 = 27.634 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 120.194 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 69.337 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.800 + 130) = 214.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

철근 피복두께(d_c) = 40.0mm , 유효깊이(d) = 210.0mm

사용철근량(A_s) = H19@250 + H22@250 = 2694.4mm²

• 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{2694.4 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 46.961\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2694.4 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{46.961}{2} \right) = 170.870\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 170.870\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 120.194\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

$$\bullet \text{탄성계수비}(n) = E_s / E_c = 8.0$$

$$\bullet \text{철근비}(\rho) = A_s / b d = 2694.4 / (1000.0 \times 210.0) = 0.01283$$

$$\bullet \text{중립축}(k) = -n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.362$$

$$\bullet \text{중립축 거리}(x) = k \times d = 0.362 \times 210.0 = 76.020$$

$$\bullet j = 1 - k/3 = 1 - 0.362/3 = 0.879$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{철근응력}(f_s) &= M / (A_s \times j \times d) = 69.337 / (2694.4 \times 0.879 \times 210.0) \\ &= 139.410\text{Mpa} < 0.6F_y = 240\text{Mpa} \text{이므로, } \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\bullet \text{최소 두께}(c_c) = 40.0 - 12.0/2 = 34.0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{인장연단 폭}(s_1) &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c \\ &= 375 \times (210 / 139.410) - 2.5 \times 34.0 = 479.881 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{인장연단 폭}(s_2) &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 139.410) = 451.904 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\bullet \text{철근 소요중심간격}(s_a) = \text{Min}(s_1, s_2) = 451.904 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{철근 평균간격 } s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 451.904 \text{ mm} \text{이므로, } \therefore \text{O.K}$$

4) 중앙부(일반구간)

① 고정하중

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

$$\text{아스팔트포장} : 0.080\text{m} \times 23.0\text{kN/m}^3 = 1.840\text{kN/m}^2$$

$$\Sigma w_d = 8.090\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.800^2}{10} = 6.343\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.800m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.800} = 0.350 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.8+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 44.200\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 44.200 = 35.360\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 84.270 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 41.703 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.800 + 130) = 214.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0\text{mm}, \quad \text{단면높이}(h) = 250.0\text{mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 40.0\text{mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 210.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.961\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 84.270\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.530$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 41.703 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0)$
 $= 138.571\text{Mpa} < 0.6F_y = 240\text{Mpa}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 12.0/2 = 34.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 138.571) - 2.5 \times 34.0 = 483.301 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 138.571) = 454.641 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 454.641 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 454.641 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

5) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.06로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과

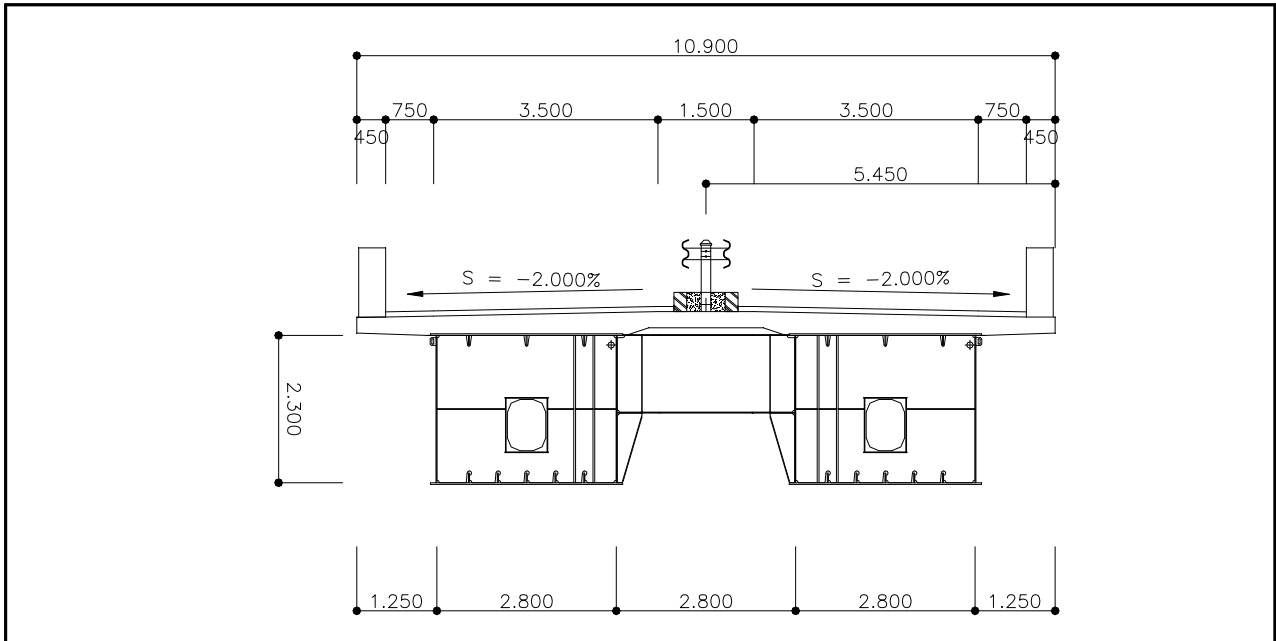
구 분		M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	곡선구간	175.908	187.047	1.06	O.K
	일반구간	129.464	187.047	1.44	O.K
중양부	곡선구간	120.194	170.870	1.42	O.K
	일반구간	84.270	105.961	1.26	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

구 분		M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부	곡선구간	118.322	221.600	240.000	125.000	270.370	O.K
	일반구간	82.559	154.621	240.000	125.000	407.448	O.K
중양부	곡선구간	69.337	139.410	240.000	125.000	451.904	O.K
	일반구간	41.703	138.571	240.000	125.000	454.641	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

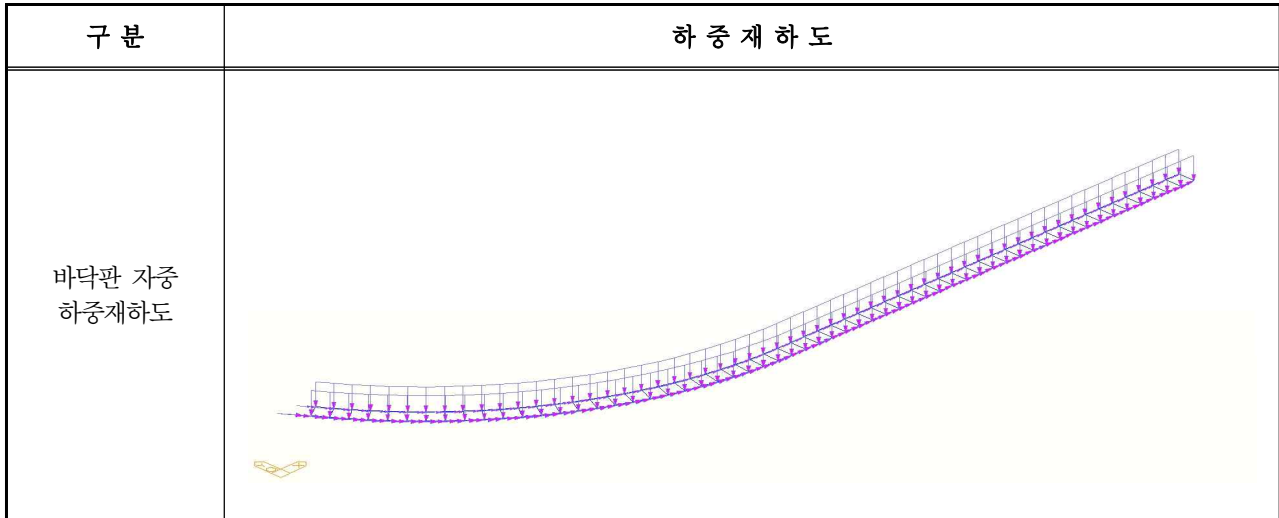
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 37% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.800	21.171	23.406	44.577	3.129	
G2	2.800	20.654	24.624	45.278	5.558	

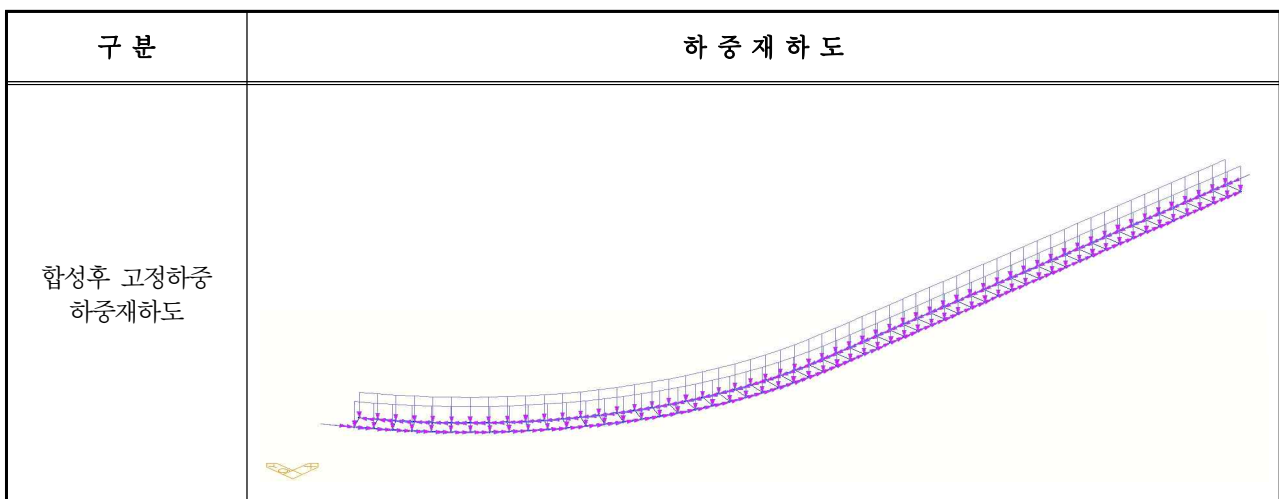


【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방음벽, 방호벽 및 포장)은 거더(Frame Element)에 선하중 및 모멘트로 재하하였다.

구분	방호벽 자중		방음벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN.m/m)	
G1	11.340	-29.616	10.000	-26.236	16.100	3.993	2.150	3.912	
G2	11.340	29.616	10.000	26.236	16.100	-3.993	2.150	-3.912	



【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 10.900m				
지간장(L)	• 40.000m+55.000m+3@50.000+40.000m				
충격계수(i)	• 제1, 5지간 $15 / (40+40.0) = 0.188 < 0.3 \quad \therefore i = 0.188$				
	• 제1내부지점 $15 / \{40+(40.0+55.0)/2\} = 0.171 < 0.3 \quad \therefore i = 0.171$				
	• 제2지간 $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$				
	• 제2내부지점 $15 / \{40+(55.0+50.0)/2\} = 0.162 < 0.3 \quad \therefore i = 0.162$				
	• 제3, 4, 5지간 $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$				
	• 제3, 4내부지점 $15 / \{40+(50.0+50.0)/2\} = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$				
	• 제5내부지점 $15 / \{40+(50.0+40.0)/2\} = 0.176 < 0.3 \quad \therefore i = 0.176$				
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			
설계차로	W_c 의 범위(m)		N	W_c 의 범위(m)	N
	$6.0 \leq W_c < 9.1$		2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
	$9.1 \leq W_c < 12.8$		3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
	$12.8 \leq W_c < 16.4$		4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
	$16.4 \leq W_c < 20.1$		5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
	$20.1 \leq W_c < 23.8$		6		
	여기서, W_c : 연석간 교폭(10.0m를 적용)				
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용				
	• DB-24, DL-24 재하				
재하방법	• 설계차로에 의거하여 3차로 재하				
	• DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하				
	• 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소				
	- 3차로 동시 재하 : 90%				
	- 4차로 이상 동시 재하 : 75%				

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

전단지연(Shear Lag) 현상의 영향으로 인한 플랜지 및 바닥판의 유효폭은 다음과 같다.

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L1 + L2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L2 + L3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

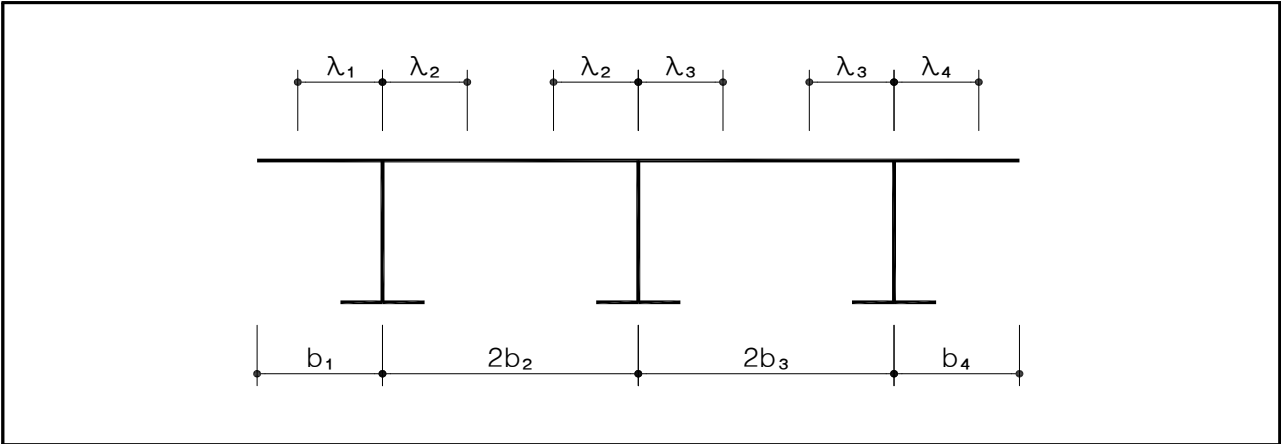
㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
 $0.05 < b/l < 0.30$ $\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$
 ㉡ $b/l \leq 0.02$ $\lambda_S = b$
 $0.02 < b/l < 0.30$ $\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$
 $b/l \geq 0.30$ $\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】플랜지의 유효폭

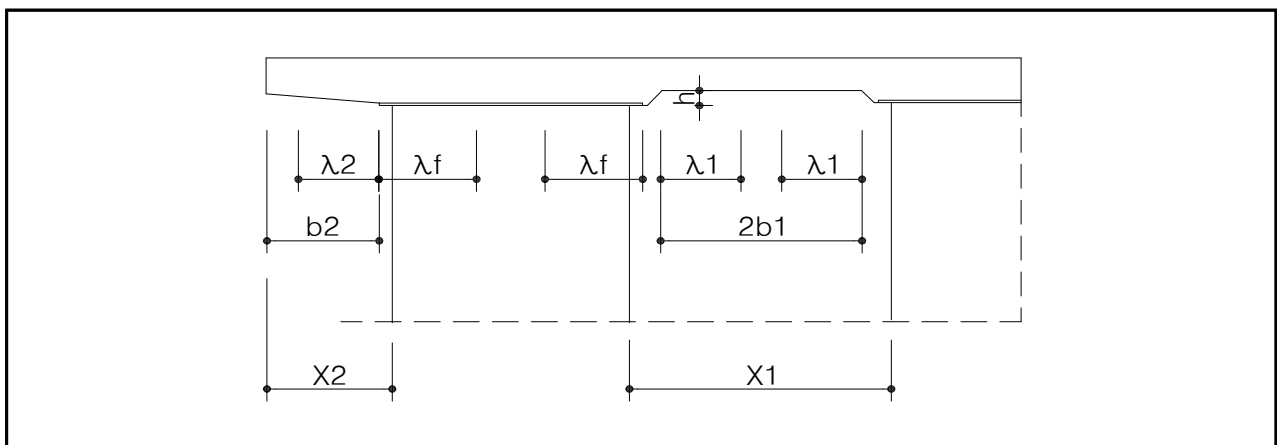
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	36.000	M	
1, 4 경간지점부	19.000	M	
2, 3, 4 경간중앙부	30.000	M	
2, 3 경간지점부	20.000	M	
5 경간중앙부	36.000	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】바닥판의 유효폭

㉔ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.4】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	36.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.050	1.000
1, 4 경간지점부	19.000	3.200	2.706	0.846	3.200	2.706	0.846	6.050	5.112	0.845
2, 3, 4 경간중앙부	30.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.026	0.996
2, 3 경간지점부	20.000	3.200	2.736	0.855	3.200	2.736	0.855	6.050	5.168	0.854
5 경간중앙부	36.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.050	1.000

【표 5.2.5】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

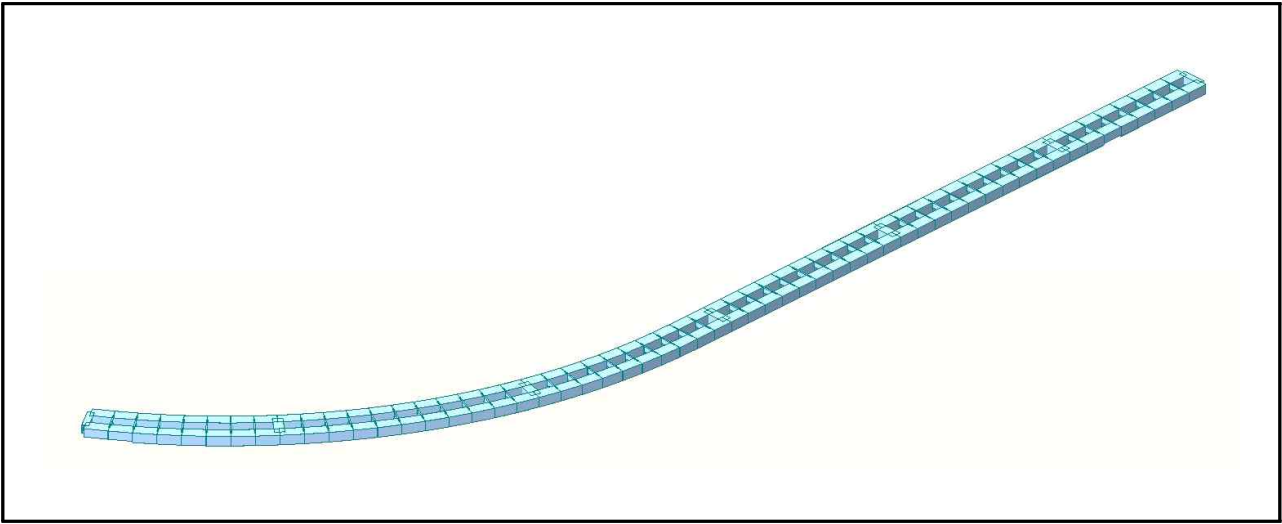
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	36.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.050	1.000
1~2 경간지점부	19.000	3.200	2.706	0.846	3.200	2.706	0.846	6.050	5.112	0.845
2 경간중앙부	30.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.026	0.996
2~3 경간지점부	20.000	3.200	2.736	0.855	3.200	2.736	0.855	6.050	5.168	0.854
3 경간중앙부	36.000	3.200	3.200	1.000	3.200	3.200	1.000	6.050	6.050	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 곡선교의 거동을 비교적 정확히 모사하기 위해 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하여 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

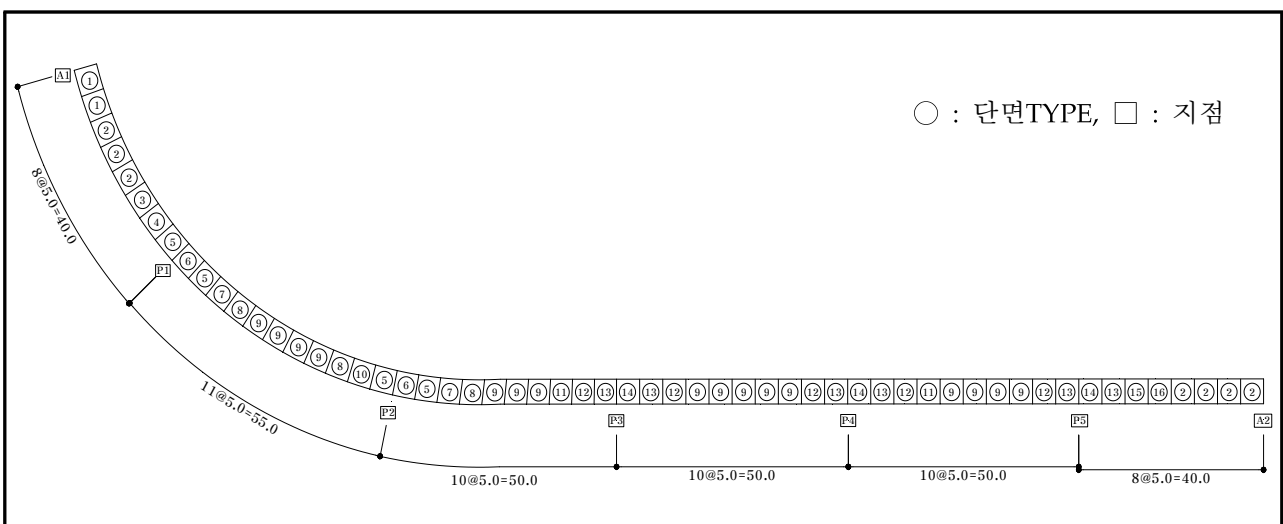
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할 만을 하므로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치

【표 5.2.6】 단면 제정수 산정

구 분	Area		Ixx		Iyy		Izz	
	합성전	합성후	합성전	합성후	합성전	합성후	합성전	합성후
단면 1	0.157	0.327	0.186	0.233	0.118	0.227	0.174	0.595
단면 2	0.165	0.336	0.232	0.286	0.160	0.302	0.190	0.612
단면 3	0.181	0.352	0.249	0.300	0.181	0.337	0.199	0.621
단면 4	0.225	0.396	0.302	0.342	0.242	0.419	0.235	0.657
단면 5	0.244	0.414	0.348	0.402	0.250	0.432	0.272	0.694
단면 6	0.292	0.462	0.397	0.441	0.317	0.511	0.308	0.730
단면 7	0.216	0.386	0.275	0.308	0.238	0.412	0.217	0.639
단면 8	0.172	0.343	0.230	0.273	0.177	0.329	0.181	0.603
단면 9	0.144	0.314	0.198	0.247	0.140	0.271	0.163	0.585
단면 10	0.220	0.391	0.275	0.308	0.243	0.413	0.217	0.639
단면 11	0.148	0.319	0.198	0.247	0.145	0.285	0.163	0.585
단면 12	0.184	0.355	0.243	0.283	0.194	0.350	0.190	0.612
단면 13	0.189	0.360	0.264	0.312	0.193	0.357	0.208	0.630
단면 14	0.237	0.408	0.312	0.350	0.259	0.439	0.244	0.666
단면 15	0.193	0.364	0.264	0.312	0.198	0.358	0.208	0.630
단면 16	0.169	0.340	0.232	0.286	0.165	0.315	0.190	0.612

• 가로보 및 세로보

구 분	가로보	CROSS BOX 1	CROSS BOX 2
Area	2.160×10^{-2}	0.251	0.312
Ixx	1.037×10^{-6}	7.724×10^{-2}	0.167
Iyy	4.372×10^{-3}	0.152	0.271
Izz	5.417×10^{-5}	0.298	0.361

여기서 Area : 단면적 (m^2)

Ixx : 요소좌표계 x축 방향의 비틀림강성(Torsional Resistance) (m^4)

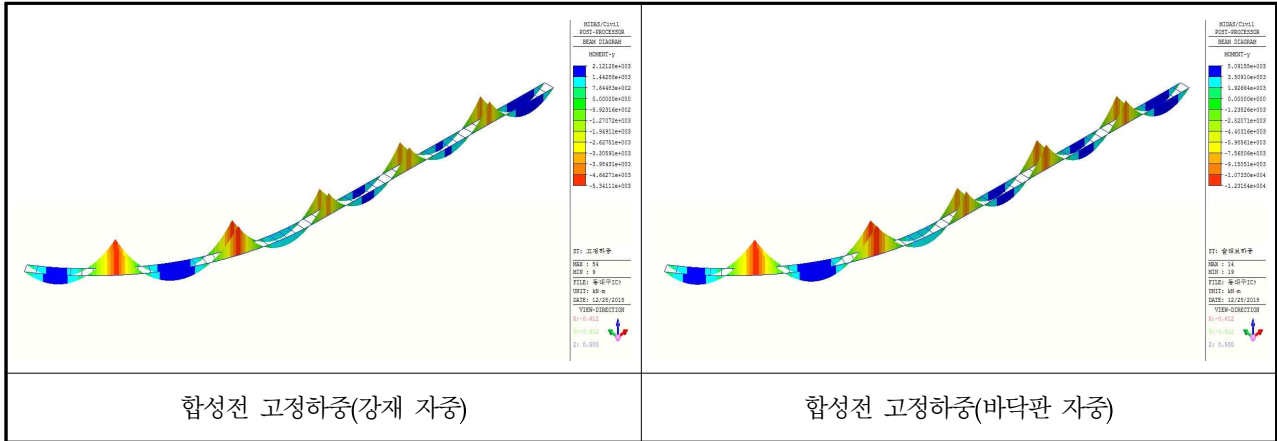
Iyy : 요소좌표계 y축 방향에 대한 단면 2차모멘트(Area Moment of Inertia) (m^4)

Izz : 요소좌표계 z축 방향에 대한 단면 2차모멘트(Area Moment of Inertia) (m^4)

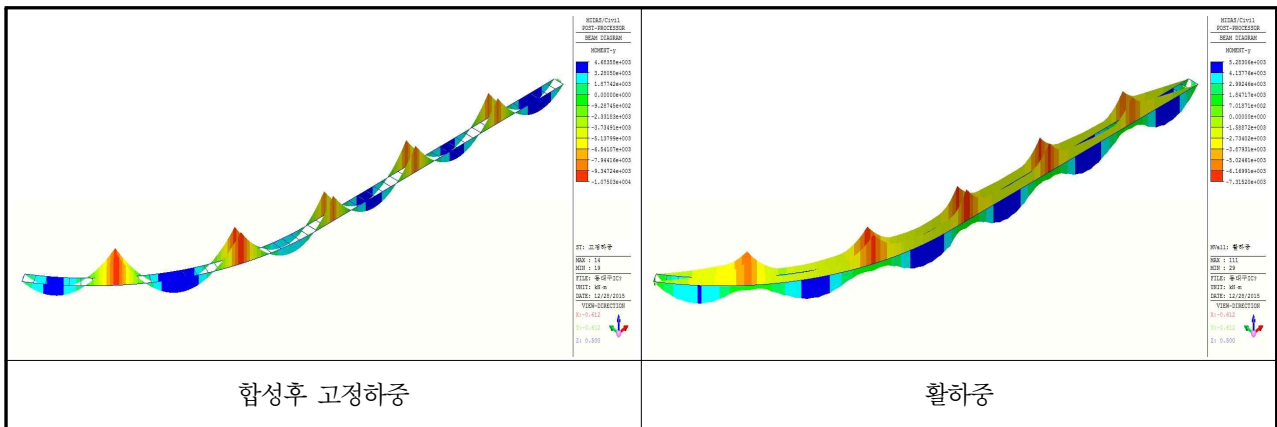
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

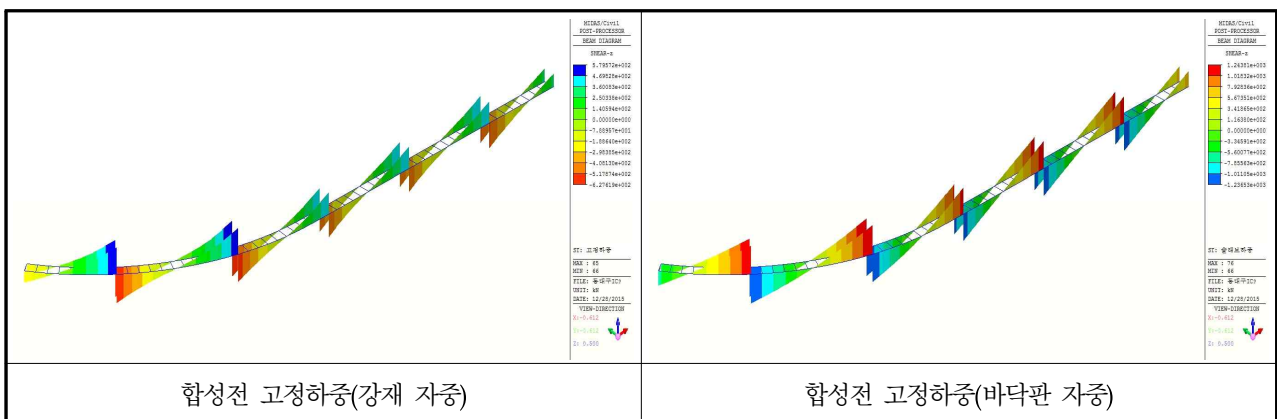


【그림 5.2.8】 휨모멘트도

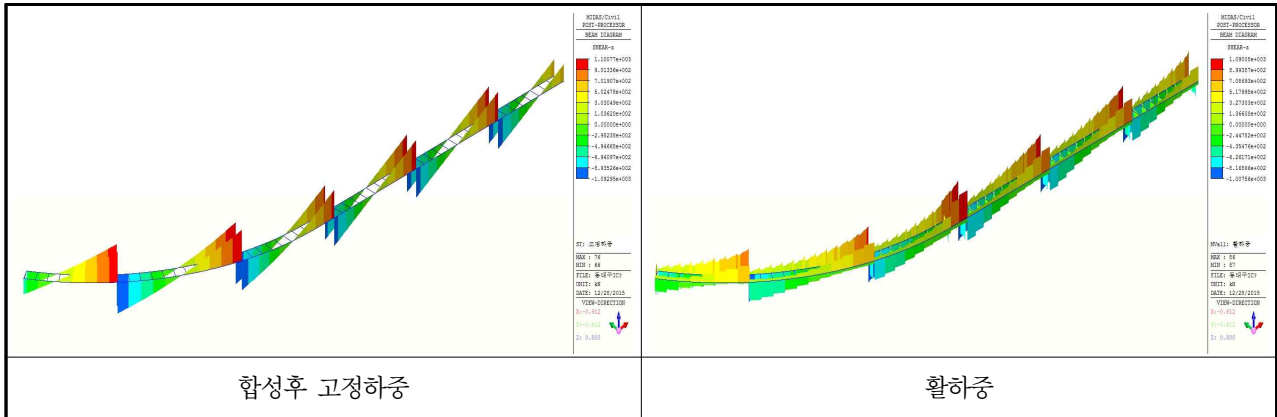


【그림 5.2.8】 휨모멘트도(계속)

㉡ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도



【그림 5.2.9】 전단력도(계속)

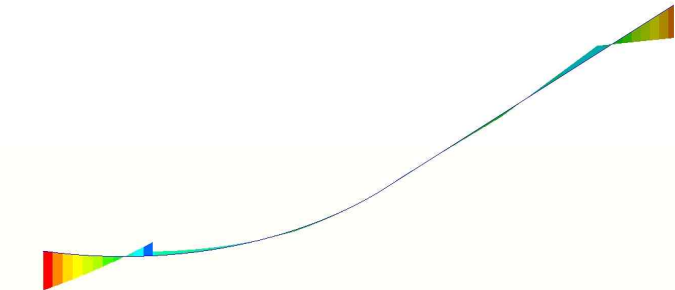
② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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.

【표 5.2.7】 영향계수 k 값 산출 결과

	구 분		k값
G1	A1	1.206	
	P1	-0.424	
	P2	0.042	
	P3	-0.025	
	P4	0.067	
	P5	-0.241	
	A2	1.000	
G2	A1	1.206	
	P1	-0.424	
	P2	0.042	
	P3	-0.025	
	P4	0.067	
	P5	-0.241	
	A2	1.000	



NOTES (Ctrl)
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM

MOUMENT-y
1.20572e+000
8.55738e+000
9.50456e+001
7.81212e+001
6.13194e+001
4.65042e+001
3.16931e+001
1.40030e+001
0.00050e+000
-1.27443e+001
-2.75394e+001
-4.23725e+001

ST: 2차 주응력
MAX: 1
MIN: 0
TMAX: 0.9564
TMIN: 0.000
DATE: 12/18/2019
VIEW-DIRECTION
X: 0.000
Y: 0.000
Z: 0.000

③ 단면력 산정결과

합성후 모델(합성후 고정하중, 활하중)에서 산출된 휨모멘트는 순수 휨모멘트와 동시에 발생하는 축력에 의한 우력모멘트를 고려한 값이며, 아래 표와 같으며, 거더 G1과 G2에 발생하는 단면력을 정리하였다.

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.8】측경간 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	6,843.625	4,244.962	5,161.551	549.546	16,799.684
	전단력 (kN)	23.199	13.927	518.439	36.636	592.201
	비틀림모멘트 (kN · m)	-12.149	158.976	1,131.084	0.001	1,277.912
G2	휨모멘트 (kN · m)	6,898.327	4,244.962	4,770.588	549.546	16,463.423
	전단력 (kN)	21.513	13.928	191.184	36.636	263.261
	비틀림모멘트 (kN · m)	-18.707	-158.972	386.760	0.001	209.082

【표 5.2.9】중앙경간 최대정모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	6,788.957	4,595.078	4,394.408	490.335	16,268.778
	전단력 (kN)	15.584	3.698	376.068	57.532	452.882
	비틀림모멘트 (kN · m)	17.514	0.726	1,516.121	23.648	1,558.009
G2	휨모멘트 (kN · m)	7,070.075	4,683.582	4,485.603	523.440	16,762.7
	전단력 (kN)	11.621	1.029	217.980	58.616	289.246
	비틀림모멘트 (kN · m)	17.508	20.048	286.672	21.977	346.205

• 거더별 부모멘트부

【표 5.2.10】 지점부 최대부모멘트부 단면력 산정결과

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-17,146.798	-10,167.691	-7,010.734	-1,800.077	-36,125.3
	전단력 (kN)	-1,786.459	-1,043.306	-978.423	-86.723	-3,894.911
	비틀림모멘트 (kN · m)	118.956	-612.864	-910.958	-91.494	-1,496.36
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,557.717	-10,721.315	-6,699.225	-1,476.349	-36,454.606
	전단력 (kN)	-1,758.090	-1,021.676	-649.936	-43.594	-3,473.296
	비틀림모멘트 (kN · m)	108.239	674.312	310.928	85.330	1,178.809

6) 강박스거더의 응력 검토

강박스거더에 대한 응력검토는 경간 최대 정모멘트부 및 지점부 최대 부모멘트부 단면에 대하여 유효폭을 적용하여 실시하였으며, 이에 대한 상세 검토결과는 부록에 첨부하였다.

하중종류1	합성전 고정하중	하중종류4	크리프
하중종류2	합성후 고정하중	하중종류5	건조수축
하중종류3	활하중+지점침하	하중종류6	온도차

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(측경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.11】 G1 측경간 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	48.570	-50.905	153.600	-190.000	3.16	3.73
1+2+3	64.313	-111.844	153.600	-190.000	2.39	1.70
1+2+3+4	72.046	-109.565	176.640	-190.000	2.45	1.73
1+2+3+4+5	91.022	-104.530	176.640	-190.000	1.94	1.82
1+2+3+4+5+6	105.444	-99.531	199.680	-218.500	1.89	2.20
1+2+3+4+5-6	76.600	-109.529	199.680	-218.500	2.61	1.99

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 16.156 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{105.444}{199.680} \right)^2 + \left(\frac{16.156}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.279 + 0.022 = 0.300 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{-111.844}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{16.156}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.347 + 0.022 = 0.368 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.12】 G1 측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.619	16.200	O.K(3.51)
	크리프, 건조수축 제외시	6.879	16.200	O.K(2.35)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	132.413	320.000	O.K(2.42)
	크리프, 건조수축 제외시	105.704	320.000	O.K(3.03)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-172.795	-320.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	-180.109	-320.000	O.K(1.78)

㉠ 거더 G1(중앙경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.13】 G1 중앙경간 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	54.885	-57.929	131.933	-190.000	2.40	3.28
1+2+3	69.897	-124.115	131.933	-190.000	1.89	1.53
1+2+3+4	77.180	-116.200	151.723	-190.000	1.97	1.64
1+2+3+4+5	92.349	-99.566	151.723	-190.000	1.64	1.91
1+2+3+4+5+6	105.502	-85.457	171.513	-218.500	1.63	2.56
1+2+3+4+5-6	79.197	-113.676	171.513	-218.500	2.17	1.92

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 18.123 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K\end{aligned}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{105.502}{171.513}\right)^2 + \left(\frac{18.123}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.378 + 0.027 = 0.406 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-124.115}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{18.123}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.427 + 0.027 = 0.454 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.14】 G1 중앙경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.272	16.200	O.K(3.79)
	크리프, 건조수축 제외시	7.022	16.200	O.K(2.31)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	133.046	320.000	O.K(2.41)
	크리프, 건조수축 제외시	110.594	320.000	O.K(2.89)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-179.899	-320.000	O.K(1.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-204.448	-320.000	O.K(1.57)

㉕ 거더 G2(측경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.15】 G2 측경간 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	48.958	-51.312	153.600	-190.000	3.14	3.70
1+2+3	64.083	-109.858	153.600	-190.000	2.40	1.73
1+2+3+4	71.816	-107.579	176.640	-190.000	2.46	1.77
1+2+3+4+5	90.792	-102.544	176.640	-190.000	1.95	1.85
1+2+3+4+5+6	105.214	-97.544	199.680	-218.500	1.90	2.24
1+2+3+4+5-6	76.370	-107.543	199.680	-218.500	2.61	2.03

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 5.226 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{105.214}{199.680} \right)^2 + \left(\frac{5.226}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.278 + 0.002 = 0.280 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-109.214}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{5.226}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.334 + 0.002 = 0.337 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.16】 G2 측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.354	16.200	O.K(3.72)
	크리프, 건조수축 제외시	6.614	16.200	O.K(2.45)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	131.589	320.000	O.K(2.43)
	크리프, 건조수축 제외시	104.880	320.000	O.K(3.05)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-168.179	-320.000	O.K(1.90)
	크리프, 건조수축 제외시	-175.493	-320.000	O.K(1.82)

㉞ 거더 G2(중앙경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.17】 G2 중앙경간 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	57.157	-60.327	131.933	-190.000	2.31	3.15
1+2+3	72.502	-127.978	131.933	-190.000	1.82	1.48
1+2+3+4	79.925	-119.911	151.723	-190.000	1.90	1.58
1+2+3+4+5	95.095	-103.277	151.723	-190.000	1.60	1.84
1+2+3+4+5+6	108.247	-89.168	171.513	-218.500	1.58	2.45
1+2+3+4+5-6	81.942	-117.387	171.513	-218.500	2.09	1.86

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 7.445 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{108.247}{171.513}\right)^2 + \left(\frac{7.445}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.398 + 0.005 = 0.403 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-127.978}{-190.000}\right)^2 + \left(\frac{7.445}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.454 + 0.005 = 0.458 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.18】 G2 중앙경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.375	16.2	O.K(3.70)
	크리프, 건조수축 제외시	7.147	16.2	O.K(2.27)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	136.737	320.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	114.144	320.000	O.K(2.80)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-185.490	-320.000	O.K(1.73)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.191	-320.000	O.K(1.52)

② 부모멘트부

㉑ 거더 G1

㉓ 휨응력

【표 5.2.19】 G1 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	-72.264	70.231	-190.000	190.000	2.63	2.71
1+2+3	-101.883	138.413	-190.000	190.000	1.86	1.37
1+2+3+4	-110.530	130.529	-218.500	190.000	1.98	1.46
1+2+3+4+5	-101.433	138.762	-218.500	190.000	2.15	1.37
1+2+3+4+5+6	-92.371	147.136	-247.000	218.500	2.67	1.49
1+2+3+4+5-6	-110.495	130.388	-247.000	218.500	2.24	1.68

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 53.320 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-101.883}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{53.320}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.288 + 0.235 = 0.522 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{138.762}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{53.320}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.533 + 0.235 = 0.768 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.20】 G1 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-3.524	-16.200	O.K(4.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-3.781	-16.200	O.K(4.28)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.624	-320.000	O.K(2.38)
	크리프, 건조수축 제외시	-135.074	-320.000	O.K(2.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	198.818	320.000	O.K(1.61)
	크리프, 건조수축 제외시	198.469	320.000	O.K(1.61)

㉞ 거더 G2

㉠ 휨응력

【표 5.2.21】 G2 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	-73.996	71.914	-190.000	190.000	2.57	2.64
1+2+3	-103.487	139.803	-190.000	190.000	1.84	1.36
1+2+3+4	-112.605	131.489	-218.500	190.000	1.94	1.44
1+2+3+4+5	-103.508	139.723	-218.500	190.000	2.11	1.36
1+2+3+4+5+6	-94.446	148.096	-247.000	218.500	2.62	1.48
1+2+3+4+5-6	-112.570	131.349	-247.000	218.500	2.19	1.66

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 46.901 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-103.487}{-190.000} \right)^2 + \left(\frac{46.901}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.297 + 0.182 = 0.479 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{139.803}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{46.901}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.541 + 0.182 = 0.723 < 1.2 \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

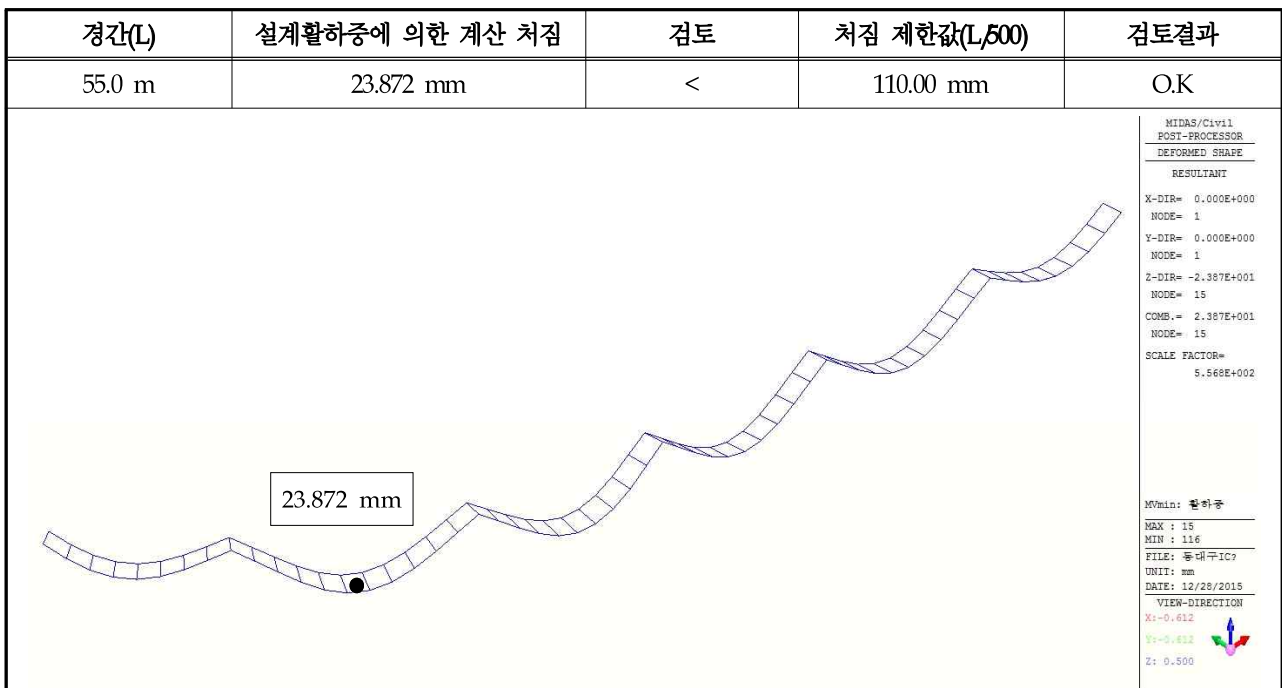
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.22】 G2 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-3.244	-16.200	O.K(4.99)
	크리프, 건조수축 제외시	-3.620	-16.200	O.K(4.48)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-136.337	-320.000	O.K(2.35)
	크리프, 건조수축 제외시	-136.317	-320.000	O.K(2.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	198.256	320.000	O.K(1.61)
	크리프, 건조수축 제외시	198.336	320.000	O.K(1.61)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.23】 반력 집계결과

(단위 : kN)

구	분	고정하중	활 하 중		지점침하		온도하중		합계		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1,103.097	807.981	-211.900	32.939	-32.939	51.406	-51.406	1,995.423	806.852	2,500
	SH-2	1,706.974	1,108.325	-167.594	44.813	-44.813	179.560	-179.560	3,039.672	1,315.007	4,500
P1	SH-1	5,916.831	1,443.413	-279.501	225.600	-225.600	635.734	-635.734	8,221.578	4,775.996	13,000
	SH-2	5,704.725	1,371.823	-162.964	60.275	-60.275	353.788	-353.788	7,490.611	5,127.698	11,000
P2	SH-1	5,727.432	1,571.110	-363.277	238.831	-238.831	457.945	-457.945	7,995.318	4,667.379	13,000
	SH-2	5,574.441	1,477.037	-214.090	36.767	-36.767	517.517	-517.517	7,605.762	4,806.067	11,000
P3	SH-1	4,823.637	1,669.338	-386.586	149.192	-149.192	146.200	-146.200	6,788.367	4,141.659	10,000
	SH-2	5,366.015	2,024.523	-282.408	108.785	-108.785	121.912	-121.912	7,621.325	4,852.910	10,000
P4	SH-1	5,188.490	1,618.870	-391.311	125.178	-125.178	35.152	-35.152	6,967.690	4,636.849	10,000
	SH-2	5,372.439	1,777.590	-256.960	124.388	-124.388	29.839	-29.839	7,304.256	4,961.252	10,000
P5	SH-1	5,195.987	1,561.113	-306.469	97.599	-97.599	132.358	-132.358	6,987.057	4,659.561	10,000
	SH-2	5,371.420	1,704.266	-179.487	97.582	-97.582	132.241	-132.241	7,305.509	4,962.110	10,000
A2	SH-1	1,508.217	764.204	-233.813	36.637	-36.637	107.653	-107.653	2,416.711	1,130.114	3,500
	SH-2	1,577.893	838.763	-159.448	36.636	-36.636	107.650	-107.650	2,560.942	1,274.159	3,500

받침 최대반력이 허용용량을 하회하는 상태이며, 외관조사결과 구조적인 손상은 없는 것으로 확인된 바, 받침 용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

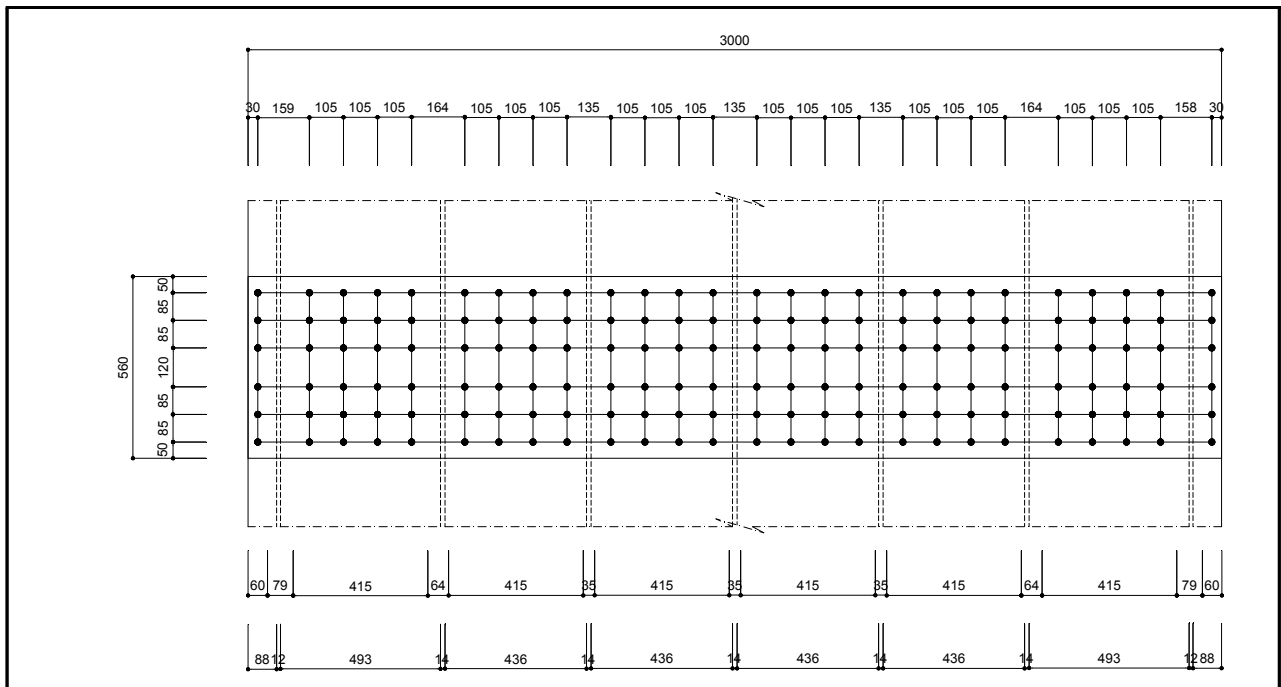
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S2-G2-SP8(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
7,070.075	9,689.625	165.911	378.649	482.640	103.029	127.978	190.00

• 강 종 : SM490B($f_a = 190$ MPa, $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 103.029 \text{ MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5 \text{ MPa}$$

∴ 이음부의 설계응력은 $f'_s = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,000mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 54ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 27,000.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 415.0 \times 10.0 \times 6 = 24,900.0$$

$$A2 - 60.0 \times 10.0 \times 2 = 1,200.0$$

$$A3 - 3,000.0 \times 10.0 \times 1 = 30,000.0$$

$$\Sigma = 56,100.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 91.444 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 657.692 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,656.588 \text{ N / ea}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.049 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.525 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선
외측의 단면1차모멘트)

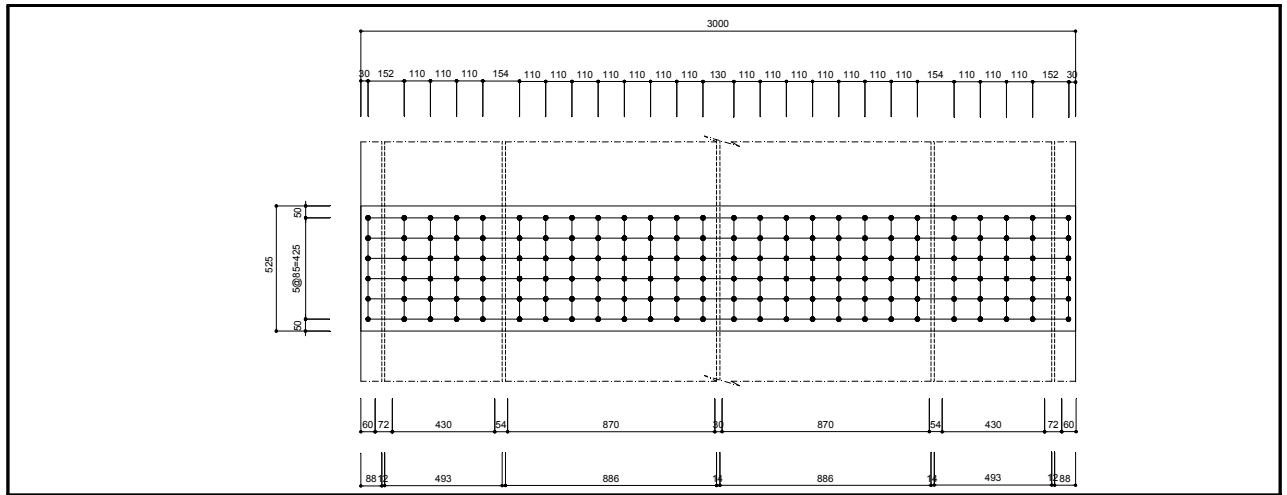
$$I_s = 1.399 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.713 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 115.0\text{mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음

㉕ 연결부 필요강도

주요 부재의 연결은 적어도 모재의 전 강도의 75%이상의 강도를 갖도록 설계하여야 한다. 다만, 전단력에 대해서는 작용응력을 사용하여 설계해도 좋다.

$$f_s = 127.978 \text{MPa}$$

$$f_{s(\min)} = 0.75 \times 190.0 = 142.5 \text{MPa}$$

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,000mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 54.0 \text{ea} \Rightarrow n_t = 78 \text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 27,000.0 \text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 60 \times 10.0 \times 2 = 1,200.0$$

$$A2 - 430 \times 10.0 \times 2 = 8,600.0$$

$$A3 - 870 \times 10.0 \times 2 = 17,400.0$$

$$A4 - 3,000 \times 10.0 \times 1 = 17,000.0 (\text{공제면적})$$

$$\Sigma = 44,200.0 \text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 116.063 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

(가) 축방향력 또는 전단력을 받는 판을 연결하는 경우의 볼트 응력검토

$$\rho_p = P / n_t = 65,769.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 휨에 의한 전단력을 받는 판을 수평방향으로 연결하는 볼트의 응력검토

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 5,579.380 \text{ N / ea}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.275 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 6.798 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

(합성전 및 합성후 부재 종단면의 중립축에 대한 전단력을 계산하는 접합선 외측의 단면1차모멘트)

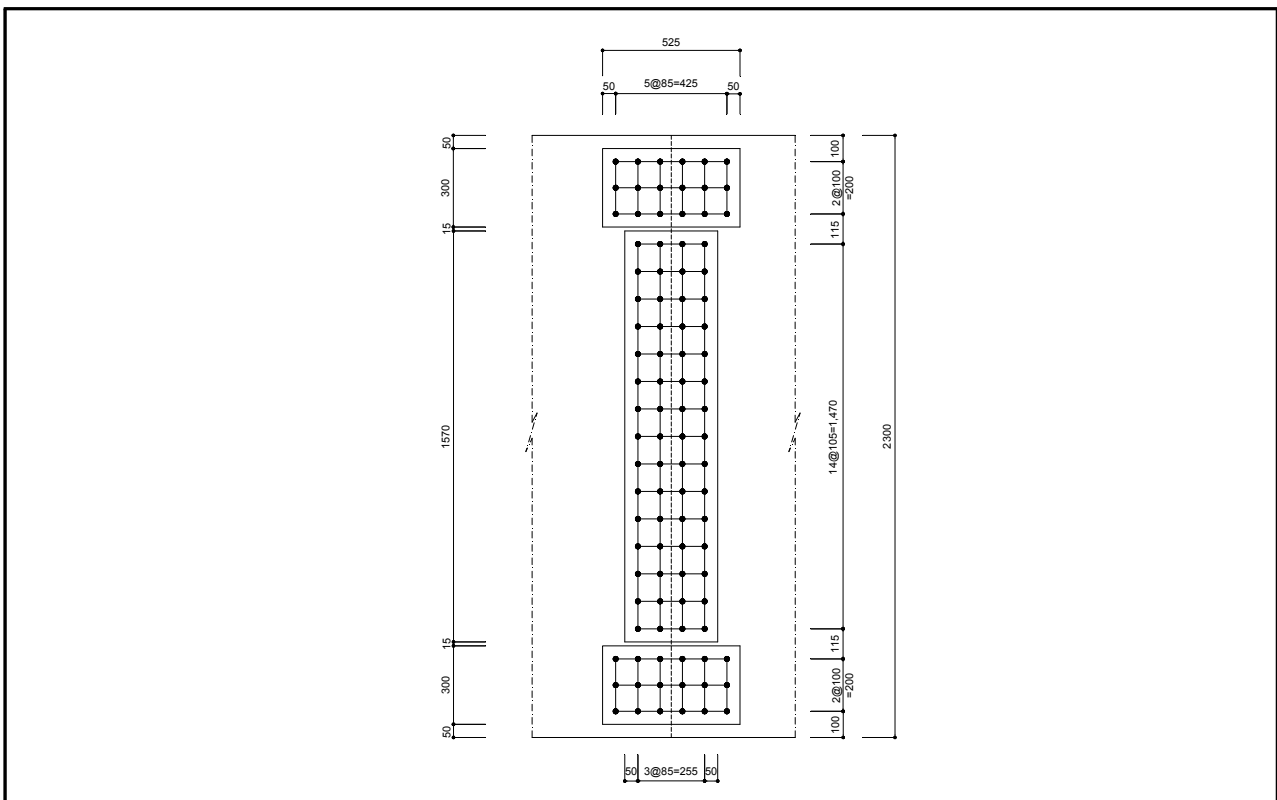
$$I_s = 1.399 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 2.713 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 115.0 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 3 \text{ea} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (1,810,000.0) \times 2 + 2\text{열} \times (1,427,368.0) \times 2 = 16,569,472.0 \text{ mm}^4$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,150 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,300^2}{6} = 1,256,375 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,246,375}{16,569,472} \times 1,150 = 86.504 \text{ kN} \leq \rho_a = 96.0 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$ 비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $St = Mt / (2b)$

$$\therefore St = Mt \cdot (h \cdot t) / (2 \cdot b \cdot h \cdot t), \quad \tau_t = Mt / (2 \cdot F \cdot t), \quad F = b \cdot h \text{ (도로교설계기준 3.8.2.3)}$$

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{544.560 \times 10^3}{2} + \frac{482.640 \times 10^3}{2 \times 2.812} \right] / 48 \text{ EA} = 7,460.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{86,504.0^2 + 7,460.4^2} = 86,825.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.222 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.746 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 617.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 980.749 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.745 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 4.141 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,130.70\text{mm} \quad y_{sl} = 1,193.40\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 429.70\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,894.30\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{s\omega} \cdot y_{su}) / I_{s\omega} + (M_{\nu\omega} \cdot y_{su, v}) / I_{\nu\omega} \\ &= 50.193 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{s\omega} \cdot y_{sl}) / I_{s\omega} + (M_{\nu\omega} \cdot y_{sl, v}) / I_{\nu\omega} \\ &= -87.099 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

강박스 거더의 주요부위 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위를 검토 대상으로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

① 응력반복 횟수

부재 및 하중구분 도로의 종류	종방향 주부재		횡방향 부재	비 고
	트럭하중	차로하중	트럭하중	
고속도로, 일반도로 주간선 도로	2백만	50만	2백만 이상	
기타도로	10만	10만	50만	

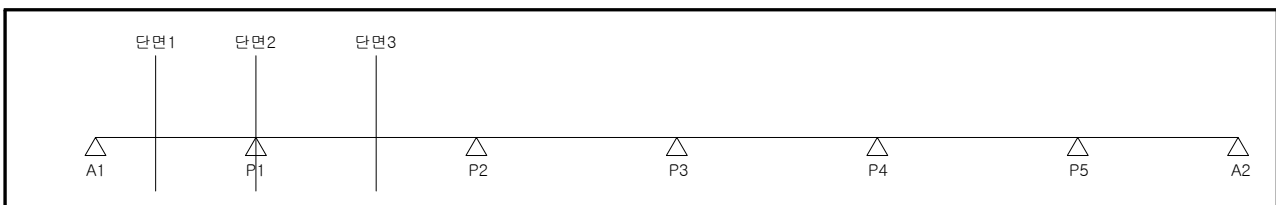
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

응력 범주	다재하 경로구조				단재하 경로구조			
	10만회	50만회	200만회	200만회 이상	10만회	50만회	200만회	200만회 이상
A	442	260	168	168	351	203	168	168
B	344	203	126	112	274	161	112	112
B'	274	161	101	84	218	126	77	77
C	250	147	91	70	196	112	70	63
				84*			84*	77*
D	196	112	70	49	154	91	56	35
E	154	91	56	31	119	70	42	16
E'	112	64	40	18	84	49	28	9
F	105	84	63	56	84	63	49	42

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

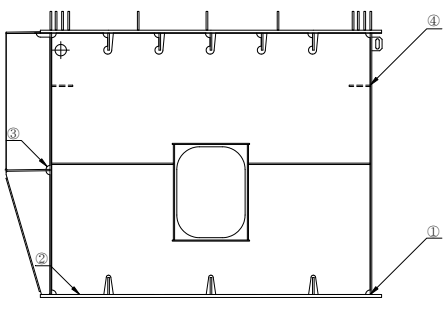
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



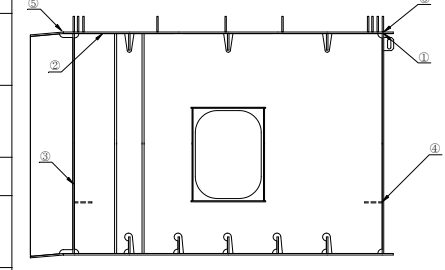
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치

본 교량은 주간선도로에 속하는 단재하경로구조로서 트럭하중 2백만회와 차로하중 50만회에 대하여 검토하는 것으로 한다.

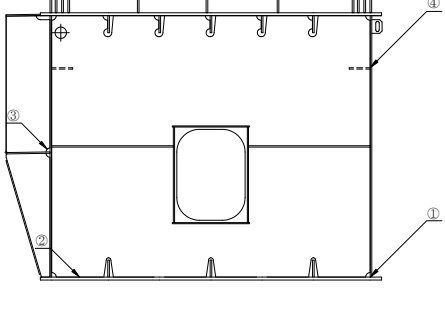
<단면 1>

구 분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	112	161	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E'	28	49	
④	수평보강재 용접 끝부분	E'	28	49	

<단면 2>

구 분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	112	161	
		F (전단피로점도)	49	63	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E'	28	49	
④	수평보강재 용접 끝부분	E'	28	49	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	42	70	
⑥	스터드에 인접한 인장측 플랜지부	C	70	112	

<단면 3>

구 분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	112	161	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	70	112	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E'	28	49	
④	수평보강재 용접 끝부분	E'	28	49	

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{I_v} y$$

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	5,244.714	6,333.337	3.023E+11	1,815.0	31.489	38.025	B	112	161	O.K
②				1,815.0	31.489	38.025	C	70	112	O.K
③				728.0	12.630	15.252	E'	28	49	O.K
④				18.0	0.312	0.377	E'	28	49	O.K

<단면 2>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	4,077.593	6,939.421	3.390E+11	1,031.0	12.401	21.105	B	112	161	O.K
②				1,031.0	12.401	21.105	C	70	112	O.K
③				1,285.0	15.456	26.304	E'	28	49	O.K
④				809.0	9.731	16.560	E'	28	49	O.K
⑤				1,047.0	12.594	21.432	E	42	70	O.K
⑥				1,063.0	12.786	21.760	C	70	112	O.K

<단면 3>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	5,136.498	6,509.932	2.713E+11	1,864.0	35.291	44.727	B	112	161	O.K
②				1,864.0	35.291	44.727	C	70	112	O.K
③				776.0	14.692	18.620	E'	28	49	O.K
④				30.0	0.568	0.720	E'	28	49	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

플랜지와 복부판의 필렛용접부에 대한 전단피로 검토 : 이 부위의 피로상세범주는 “F” 이며, 검토 단면은 전단력이 가장 큰 절점 9를 설정하였음.

$$\Delta v = \frac{\Delta S \cdot Q}{I_v \cdot \sum a}$$

여기서, Δv : 설계전단 피로응력 범위
(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트($\text{mm}^3 = A (\text{mm}^2) \cdot y(\text{mm})$)

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

$\sum a$: 필렛용접 목두께의 합($\text{mm} = 4 E A \times s / \sqrt{2}$)

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	514.727	32	3,000	96,000	1,031	9.744E+07	3.390E+11	8	22.6	6.55	63	OK
DL하중	718.671									9.14	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	514.727	32	3,000	96,000	1,333	1.264E+08	3.390E+11	8	22.6	8.49	63	O.K
DL하중	718.671									11.86	84	O.K

5.3 내하력 평가

5.3.1 개 요

구조물이 현재 보유하고 있는 실제 내하력 및 안전도를 추정하기 위한 내하력 평가는 유지관리 체계의 핵심이 되는 중요한 분야로서 그 분석 및 평가방법의 합리성과 결과의 신뢰도가 중요한 문제로 된다. 현재 사용되고 있는 교량의 내하력 평가기법은 공용하중에 대한 내하율(Rating Factor)을 구하기 위한 허용응력개념(Working Stress Rating)이나 강도 또는 하중저항계수개념(Load and Resistance Factor Design)에 의한 방법과 신뢰성 이론의 개념에 기초한 방법으로 대별될 수 있다. 국토교통부에서 제정한 ‘안전점검 및 정밀안전진단 세부지침-교량편’에 의한 내하력 평가 절차는 다음과 같다.

5.3.2 허용응력법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1.0+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 된다. 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력을 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재종류에 따라 결정한다. 고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 탄산화, 염해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한 한 정확히 고려한다. 활하중은 현행 도로교 설계기준의 설계 활하중을 사용한다.

$$RF = \frac{f_a - f_d}{f_l (1+i)}$$

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

5.3.3 강도설계법

가. 내하율(Rating Factor) 평가

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시 하중조합으로는 $1.3D+2.15L(1.0+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15 가된다.

단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 설계기준과 콘크리트 구조설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다.

그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정 시는 교량의 현재 상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 설계기준의 설계 활하중(DB 또는 DL하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

$$RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)}$$

여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트 (RC·PC구조물의 휨부재 $\phi = 0.85$)

M_d = 실측 고정하중에 의한 모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

r_d = 고정하중 계수 = 1.30

r_l = 활하중 계수 = 2.15

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

나. 내하력(Load Carrying Capacity)

기본 내하력 : $P = RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

K_s = 응력보정계수 ($= \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$) 또는

처짐보정계수 ($= \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$)

5.3.4 기본내하력 평가

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부 (곡선구간)	187.047	36.998	37.440	175.905	$\frac{187.047-1.3 \times 36.998}{2.15 \times 37.440}$	1.73	DB-24 이상
캔틸레버부 (일반구간)	187.047	37.688	37.440	129.464	$\frac{187.047-1.3 \times 37.688}{2.15 \times 37.440}$	1.72	“
중앙부 (곡선구간)	170.870	6.343	35.360	120.194	$\frac{170.870-1.3 \times 6.343}{2.15 \times 35.360}$	2.14	“
중앙부 (일반구간)	105.961	6.343	35.360	84.270	$\frac{105.961-1.3 \times 6.343}{2.15 \times 35.360}$	1.29	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
G1	측경간 중앙부	상부 플랜지	48.570	6.712	9.031	190.0	$\frac{190-(48.570+6.712)}{9.031}$	14.92	DB24 이상
		하부 플랜지	-50.905	-25.985	-34.956	-190.0	$\frac{-190-(-50.905-25.985)}{-34.956}$	3.24	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	54.885	7.277	7.736	190.0	$\frac{190-(54.885+7.277)}{7.736}$	16.53	“
		하부 플랜지	-57.929	-32.082	-34.104	-190.0	$\frac{-190-(-57.929-32.082)}{-34.104}$	2.93	“
	지점부	상부 플랜지	-72.264	-15.868	-13.750	-190.0	$\frac{-190-(-72.264-15.868)}{-13.750}$	7.41	“
		하부 플랜지	70.231	36.528	31.653	190.0	$\frac{190-(70.231+36.528)}{31.653}$	2.63	“
G2	측경간 중앙부	상부 플랜지	48.958	6.712	8.412	190.0	$\frac{190-(48.958+6.712)}{8.412}$	15.97	“
		하부 플랜지	-51.312	-25.982	-32.563	-190.0	$\frac{-190-(-51.312-25.982)}{-32.563}$	3.46	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	57.157	7.417	7.928	190.0	$\frac{190-(57.157+7.417)}{7.928}$	15.82	“
		하부 플랜지	-60.327	-32.700	-34.951	-190.0	$\frac{-190-(-60.327-32.700)}{-34.951}$	2.77	“
	지점부	상부 플랜지	-73.996	-16.732	-12.759	-190.0	$\frac{-190-(-73.996-16.732)}{-12.759}$	7.78	“
		하부 플랜지	71.914	38.517	29.371	190.0	$\frac{190-(71.914+38.517)}{29.371}$	2.71	“

5.3.5 안전성 평가등급

가. 바닥판

구 분		ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	곡선구간	187.047	36.998	37.440	175.905	1.06	A
	일반구간	187.047	37.688	37.440	129.464	1.44	A
중앙부	곡선구간	170.870	6.343	35.360	120.194	1.42	A
	일반구간	105.961	6.343	35.360	84.270	1.26	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
G1	측경간 중앙부	상부플랜지	48.570	6.712	9.031	64.313	190	2.95	A
		하부플랜지	-50.905	-25.985	-34.956	-111.846	-190	1.70	A
	중앙경간 중앙부	상부플랜지	54.885	7.277	7.736	69.898	190	2.72	A
		하부플랜지	-57.929	-32.082	-34.104	-124.115	-190	1.53	A
	지점부	상부플랜지	-72.264	-15.868	-13.750	-101.882	-190	1.86	A
		하부플랜지	70.231	36.528	31.653	138.412	190	1.37	A
G2	측경간 중앙부	상부플랜지	48.958	6.712	8.412	64.082	190	2.96	A
		하부플랜지	-51.312	-25.982	-32.563	-109.857	-190	1.73	A
	중앙경간 중앙부	상부플랜지	57.157	7.417	7.928	72.502	190	2.62	A
		하부플랜지	-60.327	-32.700	-34.951	-127.978	-190	1.48	A
	지점부	상부플랜지	-73.996	-16.732	-12.759	-103.487	-190	1.84	A
		하부플랜지	71.914	38.517	29.371	139.802	190	1.36	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : T형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- 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 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

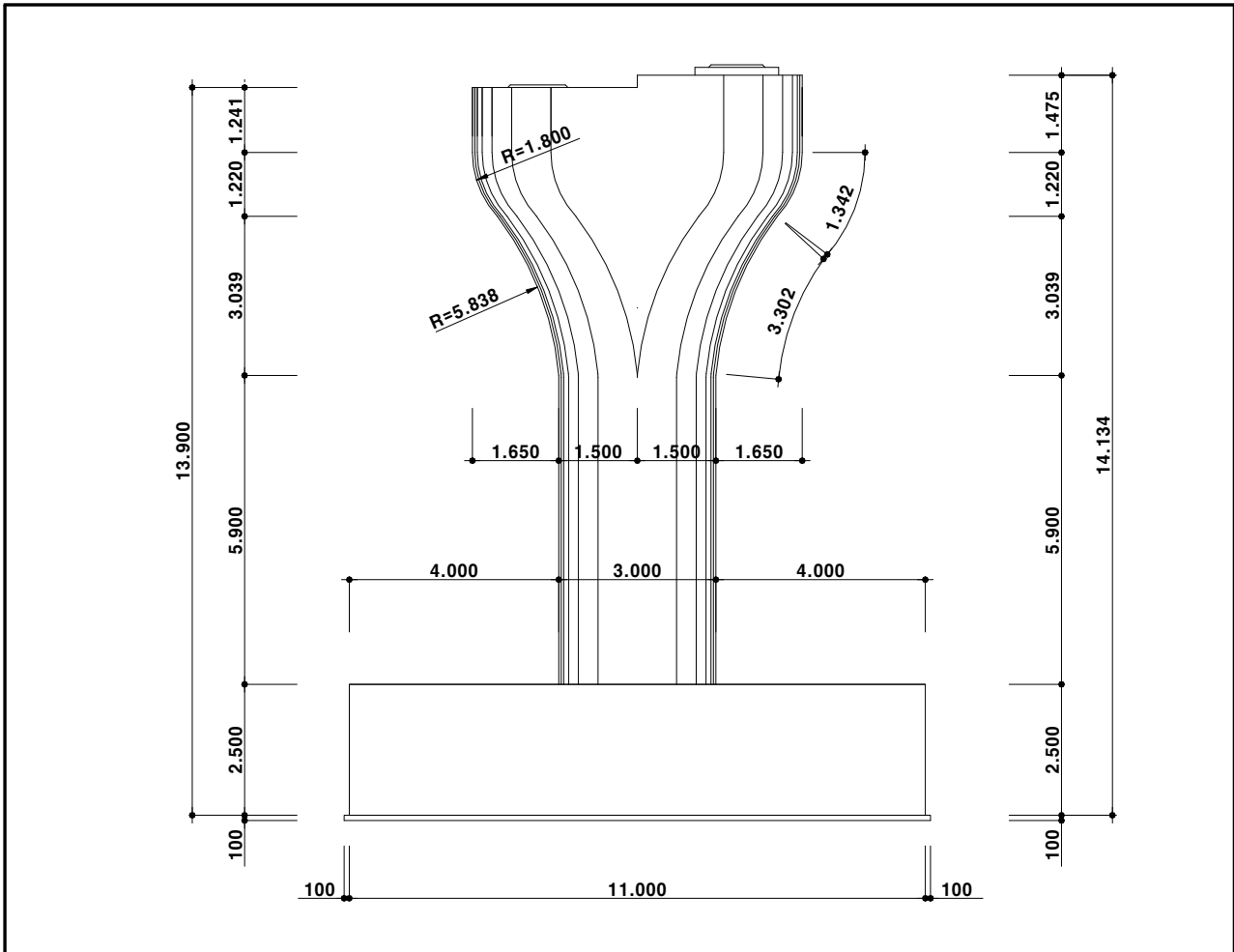
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 300MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-5,727.432	-1,571.110	
2	-5,574.441	-1,477.037	
계	-11,301.873	-3,048.147	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

㉠ 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 10.900 / 10.310 = 1.057 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.057] \times 10.310 = 39.06 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 39.06 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 10.310/2 + 0.4 + 2.634/2 = 6.872 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 1,640.52 \times 6.872 = 11,273.653 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

㉡ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 5.734 \times 3.000 = 51.606 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

㉠ 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times (3.100/2 + 2.634) = 12.552 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.0 = 4.50 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ \text{ C}$ 적용한다.

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \Delta T L$$

$$= 1.2 \times 10^{-5} \times 25.0 \times 50.0 = 0.015 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{3 \times E \times I} \quad , \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$P_h = 3 \times 25811 \times 3.976 \times 1EA \times 15 / 11.634^3 \times \sin 90.0 = 2932.8 \text{ KN}$$

㉞ 교량받침 마찰에 의한 수평력

상부고정하중 : 11,301.873 kN

교량받침마찰계수 : 0.050

$$P_h = \mu \times W = 11,301.873 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 565.094 \text{ kN}$$

※ 수평력은 ㉟, ㉞중 작은값 565.094 kN을 적용한다.

㉟ 작용모멘트

$$M_h = 565.094 \times (0.400 + 2.634/2) = 970.266 \text{ kN}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	G
ULB01	1.3	2.15			
ULB02	1.3		1.3		
ULB03	1.3	1.3		0.65	
ULB04	1.3	1.3			-1.3
ULB05	1.3	1.3			+1.3
ULB06	1.25		1.25		-1.25
ULB07	1.25		1.25		+1.25
ULB08	1.25	1.25		0.625	-1.25
ULB09	1.25	1.25		0.625	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

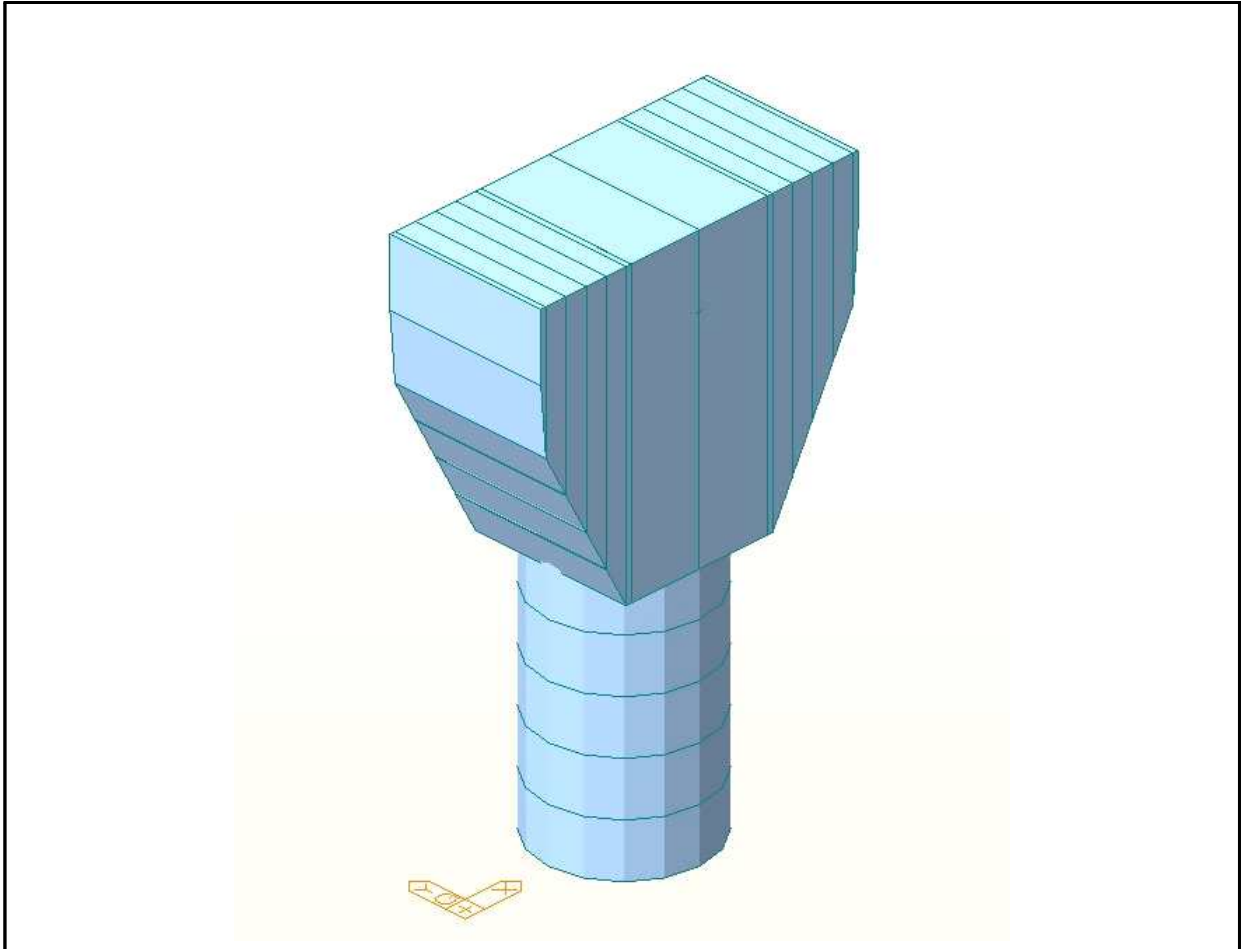
WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P2)

바. 코핑부 검토

1) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.0^2 / 4 = 7.069 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{7.069} = 2.659 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 $0.171\text{m} (= 1.50 - 2.659/2)$ 에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 11,465.573 \text{ kN}$$

$$M_u = 12,097.534 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 2,293.115 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 11,465.573 / 12,097.534 = 0.948 \text{ m}$$

$$d = 4.000 - 0.200 = 3.800 \text{ m}$$

$$a / d = 0.948 / 3.800 = 0.249 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

- ㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
3,000.00	4,000.00	3,800.00	100.00	12,097.534	11,465.573
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

- ㉡ 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : 3단 D29 - 29EA (= 55,888.8 mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : 7단 D29 - 6EA (= 26,980.8 mm}^2\text{)}$$

- ㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2 f_{ck} b d = 0.2 \times 24 \times 3,000 \times 3,800 / 1,000 = 54,720 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56 b d = 56 \times 3,000 \times 3,800 / 1,000 = 638,400 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 43,776 \text{ kN}$$

- ㉣ 철근량 산정

- ㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 34,123.729 \text{ mm}^2$$

- ㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9,554.644 \text{ mm}^2$$

- ㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.005 A_f$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$A_f^2 - 1,520,000 A_f + 1.898 \times 10^{10} = 0 \quad \therefore A_f = 12,588.817 \text{ mm}^2$$

㉔ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 22,143.461 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 32,303.817 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 36,480.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 36,480.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 55,888.8 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉕ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 11,374.577 \text{ mm}^2 < A_{used}(26,980.0) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

1단지지 캔틸레버 보의 경우 작용점에서 받침부 거리의 2배를 L_n 으로 하여 단순 지지된 깊은 보에 대한 규정에 따르고, a/d 가 1이하인 경우는 7.8의 규정(브라켓)도 따라야 한다.
[콘크리트 구조설계기준 7.7.1]

- $L_n = 2 \times a = 2 \times 0.841m = 1.683m$, $L_n/d = 0.432 < 5 \quad \therefore$ 깊은보로 설계
- $a/d = 0.421m$ ($< d = 3.90m$) L 위험단면 위치
- $V_u = 11,465.573 \text{ kN}$

㉙ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	L_n (mm)	d(mm)	V_u (kN)	F_{ck} (Mpa)	F_y (Mpa)
3,000.00	1,682.60	3,800.00	11,465.573	24	300

㉚ 최대전단강도 검토

$$\begin{aligned} \phi Max V_n &= \frac{5 \times \sqrt{F_{ck}}}{6} \times b \times d \\ &= \frac{5 \times \sqrt{24}}{6} \times 3000 \times 3800 \\ &= 46,540.305 \text{ kN} \geq V_u (= 11,465.573 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉛ 콘크리트의 전단강도

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{F_{ck}} \times b \times d = 9,308.064 \text{ kN} < V_u (= 11,465.573 \text{ kN}), \text{ 전단보강 필요}$$

㉜ 전단철근의 전단강도

㉠ 수직 전단철근

$$s = 150\text{mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 400\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_v = D16 - 6EA (= 1191.6\text{mm}^2) \geq 0.0015 \times b \times s (= 675.0\text{mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 수평 전단철근

$$sh = 300\text{mm} \leq d/5 \text{ 또는 } 400\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$A_{vh} = D29 - 6EA (= 3854.4\text{mm}^2) \geq 0.0025 \times b \times sh (= 2250.0\text{mm}^2) \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{☞ } V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + \frac{\ln}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{sh} \left(\frac{11 - \frac{\ln}{d}}{12} \right) \right] \times F_y \times d = 12,885.710 \text{ kN}$$

㉢ 전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times (S_s + S_c) = 0.8 \times (12885.710 + 9308.064) \\ &= 17,755.018 \text{ kN} \geq V_u (= 11,465.573 \text{ kN}) \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

구 분	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	17,755.018	11,465.573	1.549	O.K

2) 검토 결과

구 분	ϕV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	17,755.018	11,465.573	1.549	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트럽		S.F	검토 결과
	사용량(㎜)	필요량(㎜)		사용량(㎜)	필요량(㎜)		
내민받침 검토	55,888.8	36,480.0	1.532	26,980.0	11,374.6	2.372	O.K

교각 코핑부에 대한 검토결과, 안전율이 1.0을 상회하는 것으로 확인되었다.

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과

구 분		P_e (kN)	P_u (kN)	M_u (kN·m)	Δ (m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	20,172.043	26,725.559	466.591	0.00125	축력최대
	ULB02	20,172.043	20,172.043	37,500.884	0.01359	모멘트 최대
	ULB03	20,172.043	24,134.634	19,023.954	0.00675	
	ULB04	20,172.043	24,134.634	314.662	0.00241	
	ULB05	20,172.043	24,134.634	314.662	0.00265	
	ULB06	19,396.195	19,396.195	36,058.543	0.01516	
	ULB07	19,396.195	19,396.195	36,058.543	0.01088	
	ULB08	19,396.195	23,203.379	18,292.263	0.00866	
	ULB09	19,396.195	23,203.379	18,292.263	0.00435	
교축 방향	ULB01	20,172.043	26,725.559	466.591	0.00125	축력최대
	ULB02	20,172.043	20,172.043	1,210.768	0.00098	
	ULB03	20,172.043	24,134.634	878.896	0.00113	
	ULB04	20,172.043	24,134.634	-7,812.748	0.00296	
	ULB05	20,172.043	24,134.634	8,442.073	0.00290	
	ULB06	19,396.195	19,396.195	-6,650.618	0.00231	
	ULB07	19,396.195	19,396.195	8,979.018	0.00306	
	ULB08	19,396.195	23,206.379	-6,969.726	0.00269	
	ULB09	19,396.195	23,206.379	8,659.909	0.00295	모멘트 최대

※ P_e : 장기지속축력(= 고정하중에 의한 축력 × 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , M_u : 모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

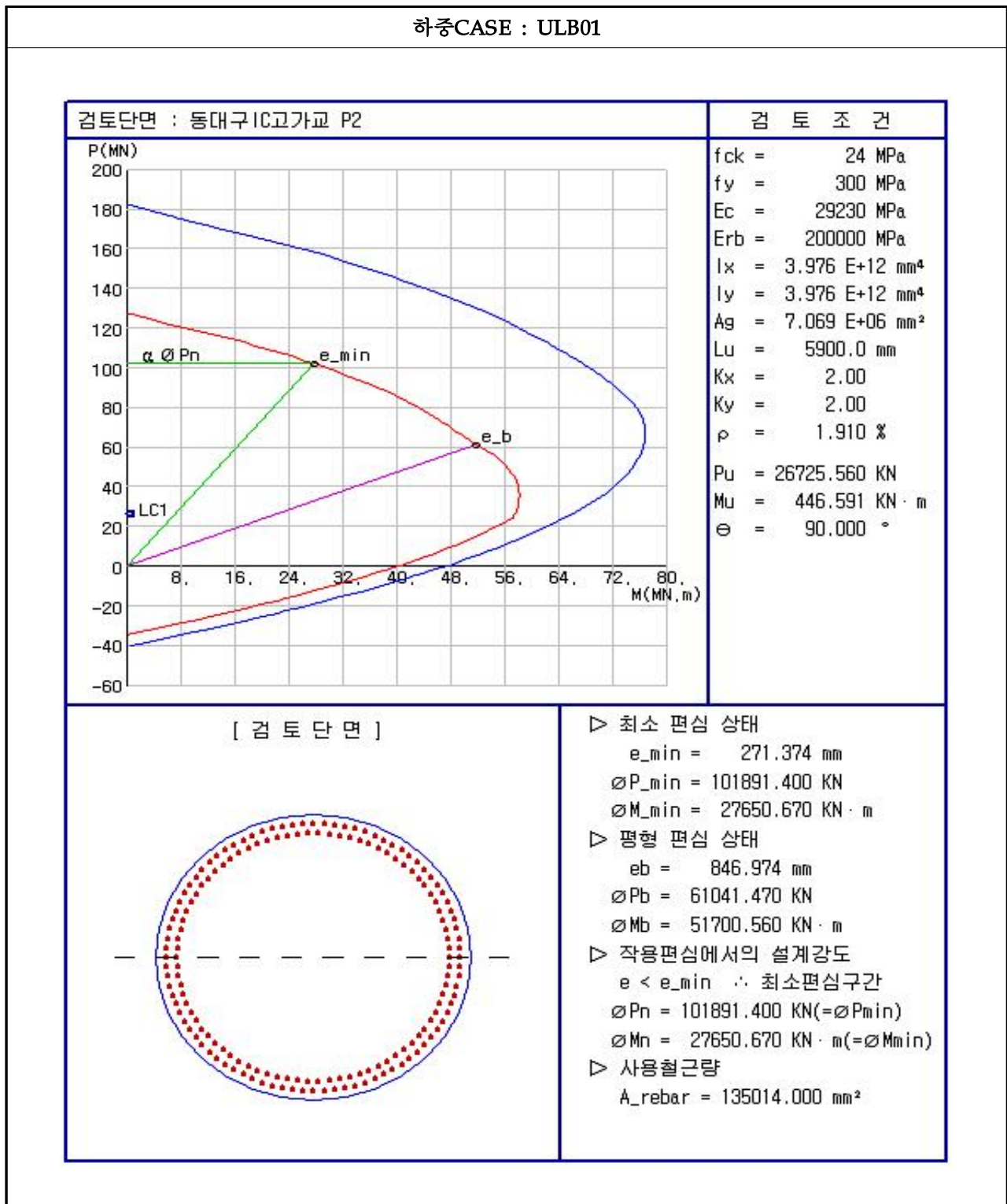
2) 기둥 단면검토

【표 5.4.2】 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	P_u (kN)	ϕP_n (kN)	안전율	M_u (kN·m)	ϕM_n (kN·m)	안전율	검토결과
ULB01	26,725.559	101,891.449	3.81	446.591	27,650.672	61.91	O.K
ULB02	20,172.043	31,149.305	1.54	37,500.884	57,908.175	1.54	O.K
ULB03	24,134.634	63,856.149	2.65	19,023.954	50,334.162	2.65	O.K
ULB04	24,134.634	101,891.449	4.22	314.662	27,650.672	87.87	O.K
ULB05	24,134.634	101,891.449	4.22	314.662	27,650.672	87.87	O.K
ULB06	19,396.195	31,149.305	1.61	36,058.543	57,908.175	1.61	O.K
ULB07	19,396.195	31,149.305	1.61	36,058.543	57,908.175	1.61	O.K
ULB08	23,203.379	63,850.642	2.75	18,292.263	50,336.301	2.75	O.K
ULB09	23,203.379	63,850.642	2.75	18,292.263	50,336.301	2.75	O.K

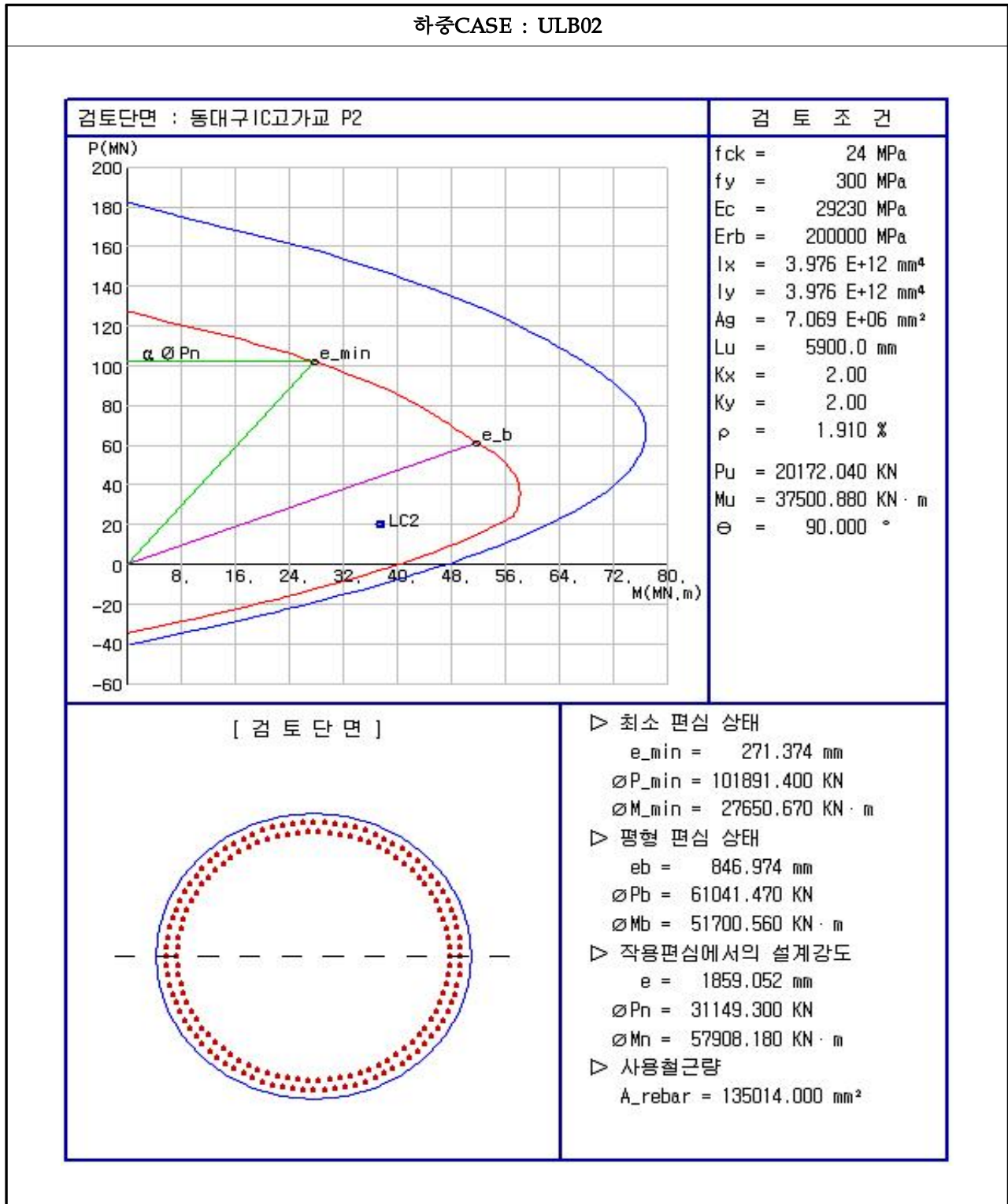
3) P-M 상관도

① 하중CASE : ULB01



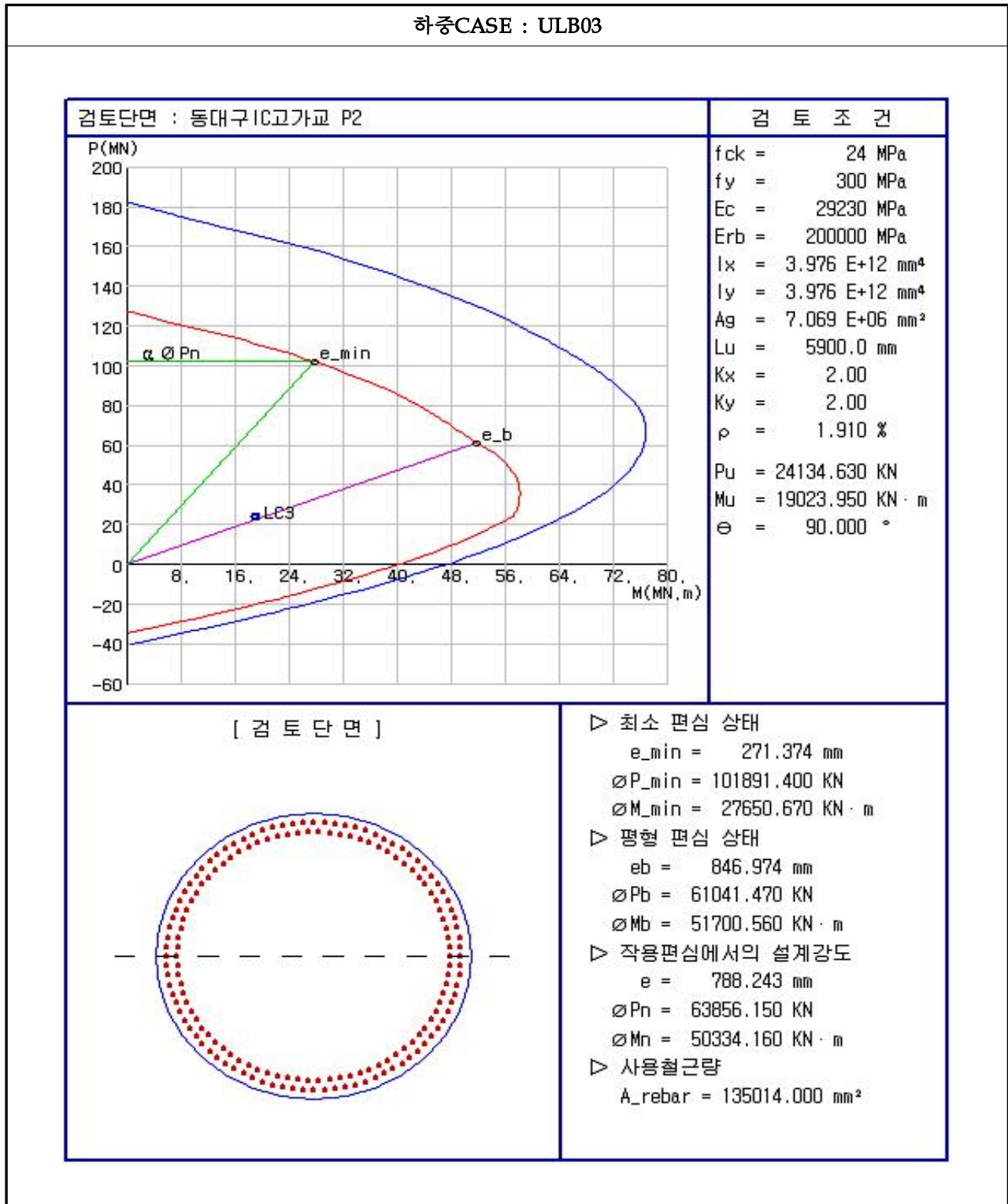
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : ULB01)

② 하중CASE : ULB02



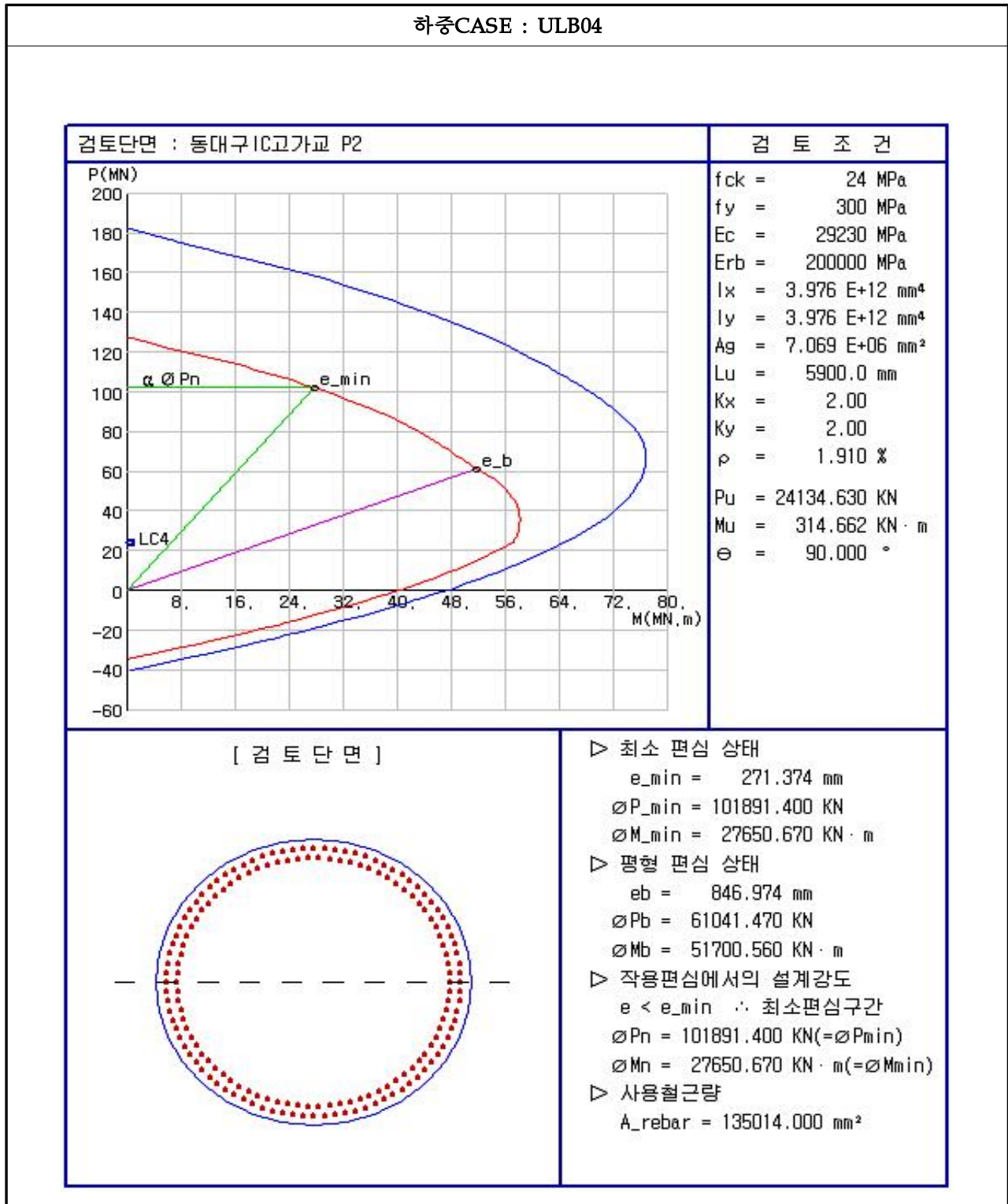
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : ULB02)

③ 하중CASE : ULB03



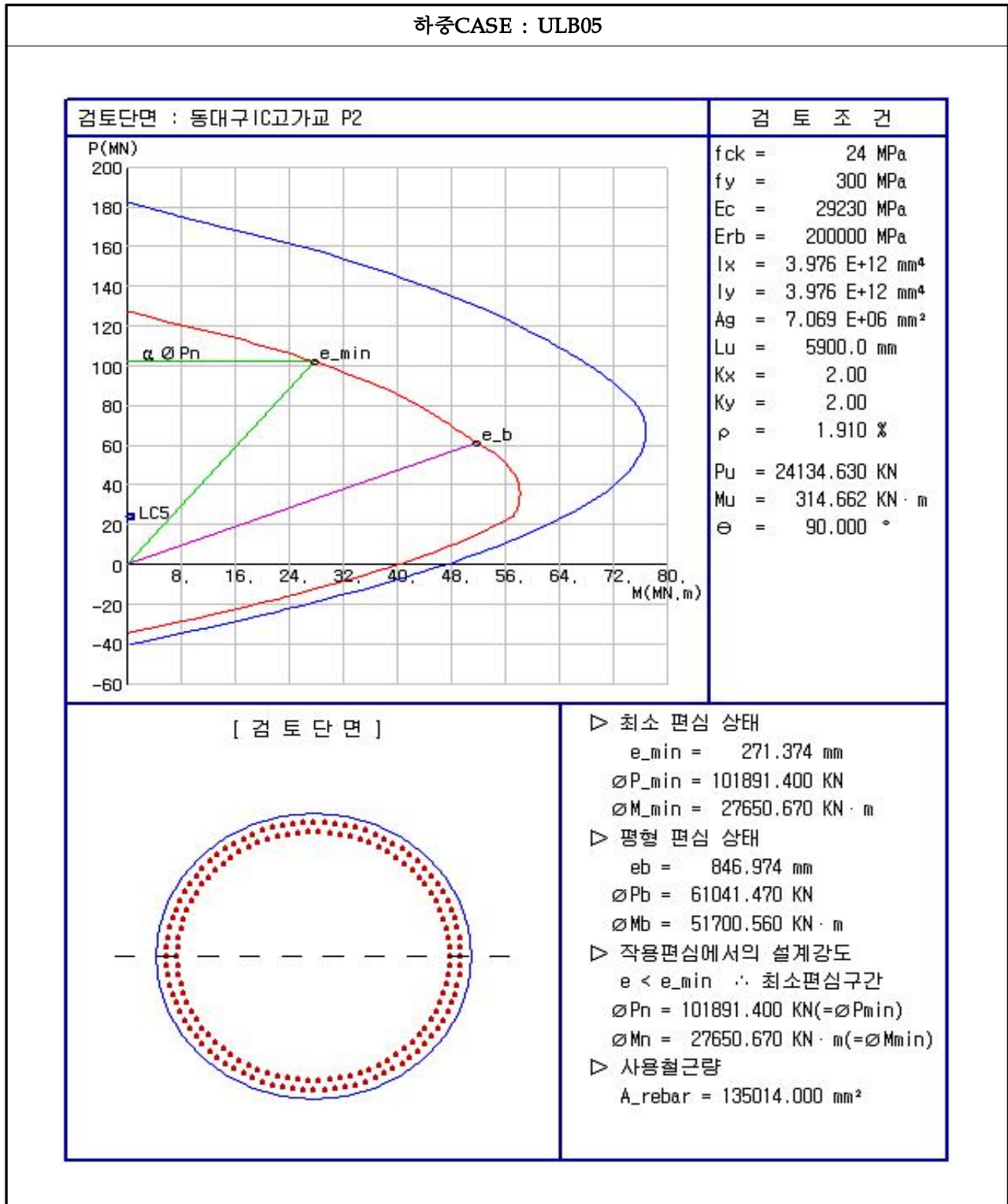
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : ULB03)

④ 하중CASE : ULB04



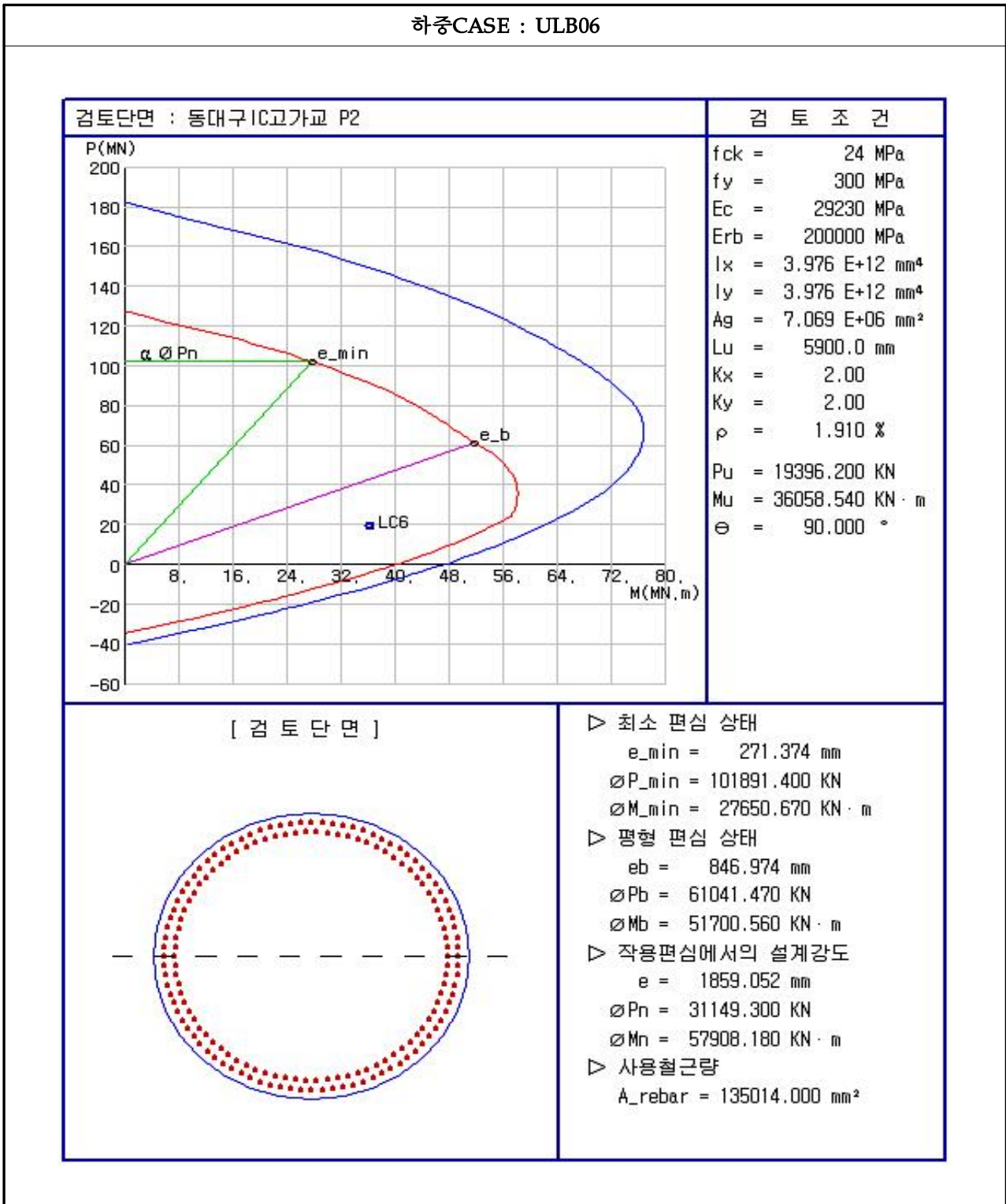
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : ULB04)

⑤ 하중CASE : ULB05



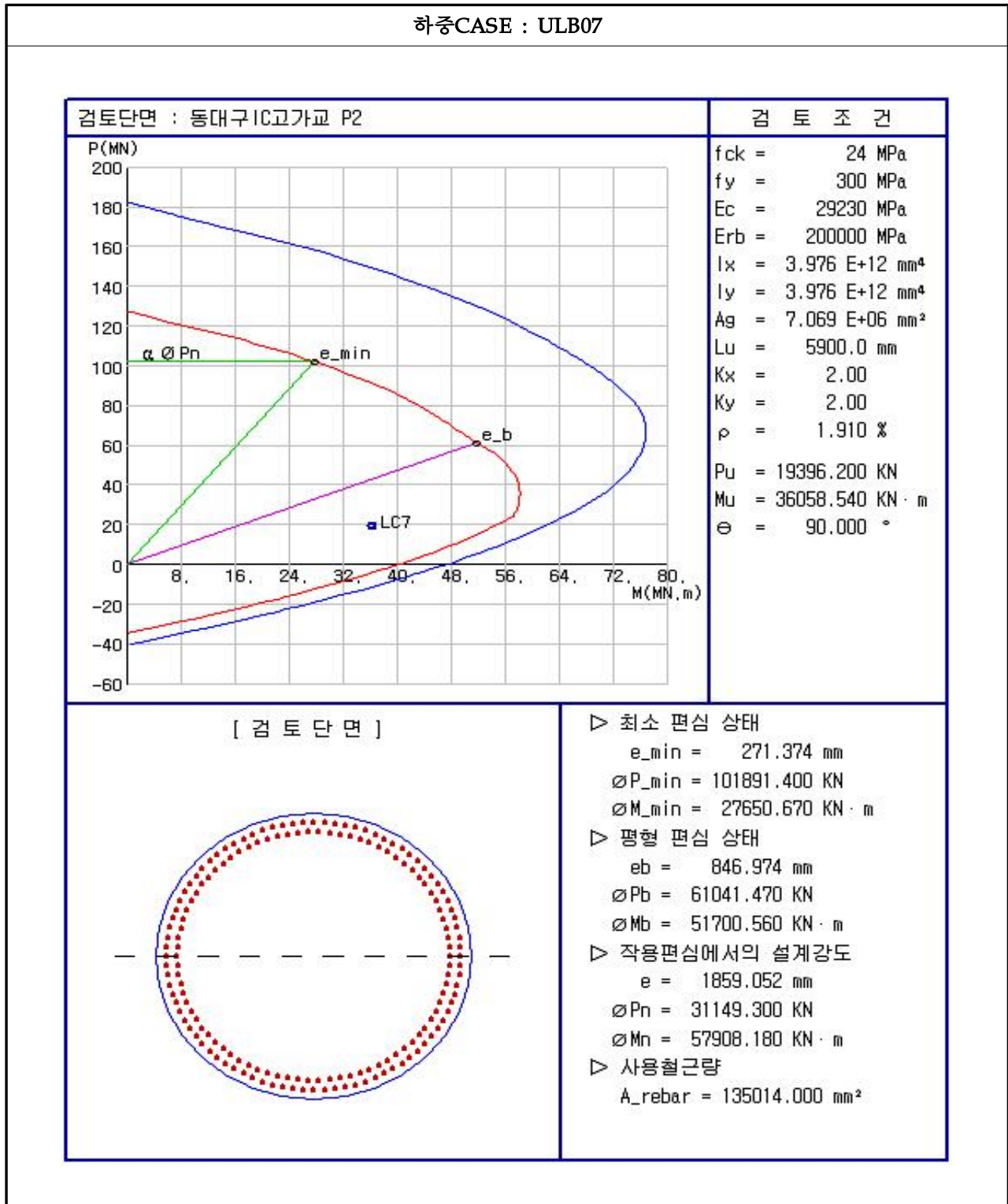
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : ULB05)

⑥ 하중CASE : ULB06



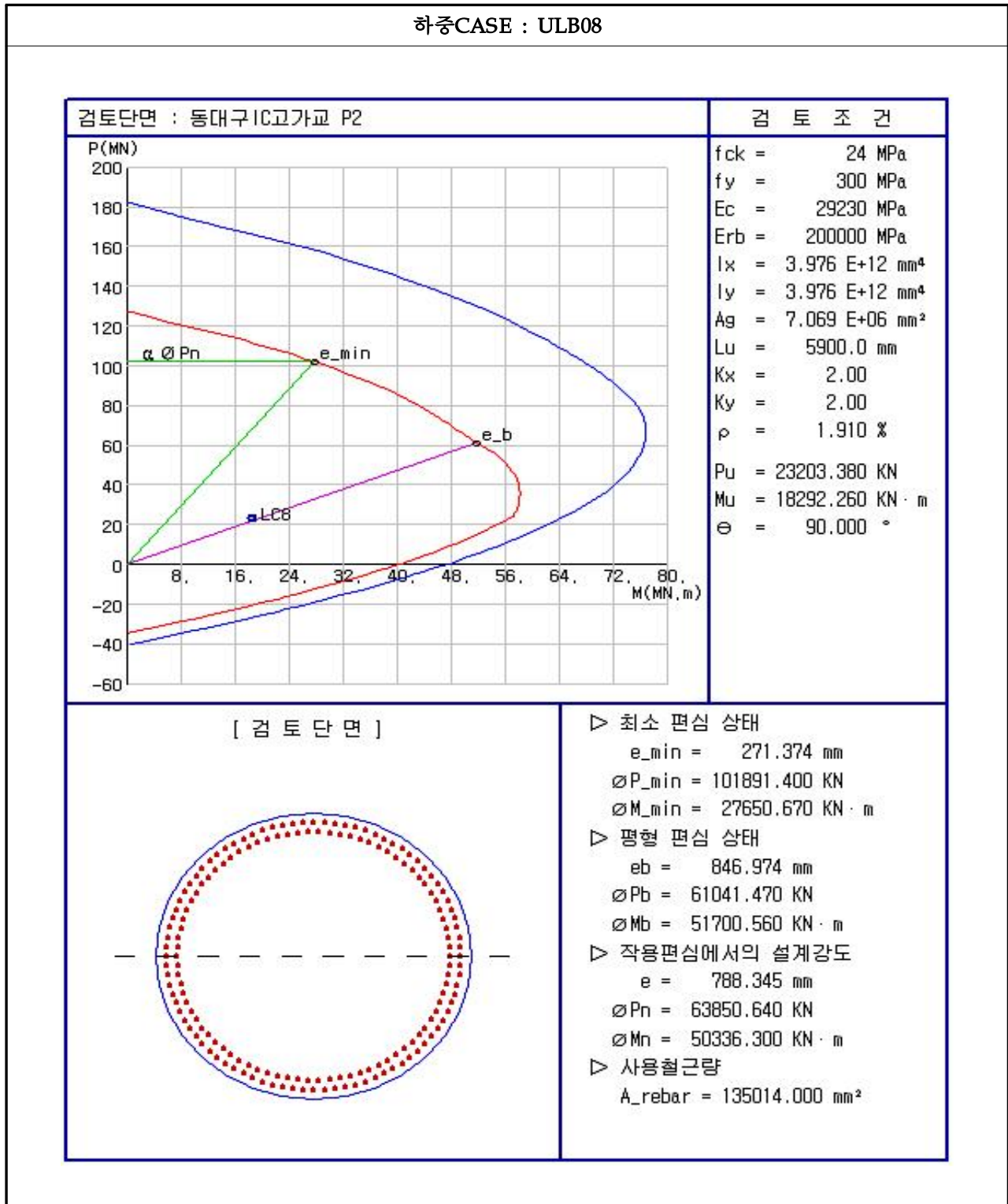
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : ULB06)

⑦ 하중CASE : ULB07



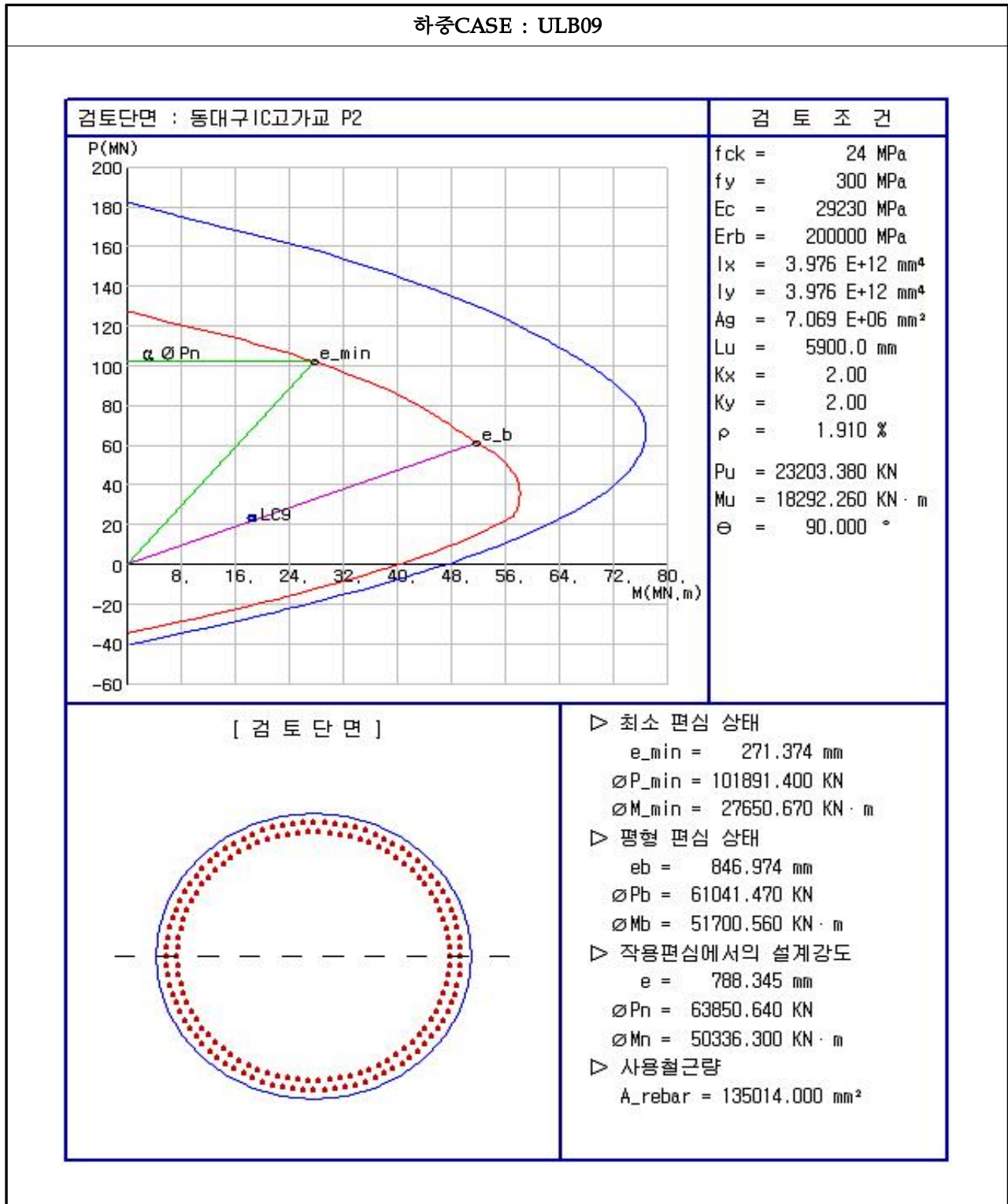
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : ULB07)

⑧ 하중CASE : ULB08



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : ULB08)

⑨ 하중CASE : ULB09



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : ULB09)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과

구 분				계산식	등급	비고
강박스거더	G1	측경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{111.844} = 1.70$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{16.156} = 6.81$	A	MPa
		중앙경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{124.115} = 1.53$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{18.123} = 6.07$	A	MPa
		지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{101.883} = 1.86$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{53.320} = 2.06$	A	MPa
	G2	측경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{109.214} = 1.74$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{5.226} = 21.05$	A	MPa
		중앙경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{127.978} = 1.48$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{7.445} = 14.78$	A	MPa
		지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{103.487} = 1.84$	A	MPa
			전단 및 비틀림	$\frac{f_a}{f} = \frac{110.000}{46.901} = 2.35$	A	MPa
바닥판	단면 검토	캔틸레버부	곡선구간	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{187.047}{175.905} = 1.06$	A	kN · m
			일반구간	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{187.047}{129.464} = 1.44$	A	kN · m
		중앙부	곡선구간	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{170.870}{105.961} = 1.42$	A	kN · m
			일반구간	$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{84.270} = 1.26$	A	kN · m

안전성평가등급

A

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분		계산식	평가	비고
P2	기둥 검토	$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{101,891.449}{26,725.559} = 3.81 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{27,650.672}{446.591} = 61.91 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{31,149.305}{20,172.043} = 1.54 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{57,908.175}{37,500.884} = 1.54 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{63,856.149}{24,134.634} = 2.65 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{50,334.162}{19,023.954} = 2.65 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{101,891.449}{24,134.634} = 4.22 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{27,650.672}{314.662} = 87.87 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{101,891.449}{24,134.634} = 4.22 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{27,650.672}{314.662} = 87.87 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{31,149.305}{19,396.195} = 1.61 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{57,908.175}{36,058.543} = 1.61 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{31,149.305}{19,396.195} = 1.61 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{57,908.175}{36,058.543} = 1.61 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{63,850.642}{23,203.379} = 2.75 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{50,336.301}{18,292.263} = 2.75 > 1$	O.K	kN kN · m
		$\frac{\Phi P_n}{P_u} = \frac{63,850.642}{23,203.379} = 2.75 > 1$ $\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{50,336.301}{18,292.263} = 2.75 > 1$	O.K	kN kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부 (곡선구간)	187.047	36.998	37.440	175.905	$\frac{187.047-1.3 \times 36.998}{2.15 \times 37.440}$	1.73	DB-24 이상
캔틸레버부 (일반구간)	187.047	37.688	37.440	129.464	$\frac{187.047-1.3 \times 37.688}{2.15 \times 37.440}$	1.72	“
중앙부 (곡선구간)	170.870	6.343	35.360	120.194	$\frac{170.870-1.3 \times 6.343}{2.15 \times 35.360}$	2.14	“
중앙부 (일반구간)	105.961	6.343	35.360	84.270	$\frac{105.961-1.3 \times 6.343}{2.15 \times 35.360}$	1.29	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
G1	측경간 중앙부	상부 플랜지	48.570	6.712	9.031	190.0	$\frac{190-(48.570+6.712)}{9.031}$	14.92	DB24 이상
		하부 플랜지	-50.905	-25.985	-34.956	-190.0	$\frac{-190-(-50.905-25.985)}{-34.956}$	3.24	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	54.885	7.277	7.736	190.0	$\frac{190-(54.885+7.277)}{7.736}$	16.53	“
		하부 플랜지	-57.929	-32.082	-34.104	-190.0	$\frac{-190-(-57.929-32.082)}{-34.104}$	2.93	“
	지점부	상부 플랜지	-72.264	-15.868	-13.750	-190.0	$\frac{-190-(-72.264-15.868)}{-13.750}$	7.41	“
		하부 플랜지	70.231	36.528	31.653	190.0	$\frac{190-(70.231+36.528)}{31.653}$	2.63	“
G2	측경간 중앙부	상부 플랜지	48.958	6.712	8.412	190.0	$\frac{190-(48.958+6.712)}{8.412}$	15.97	“
		하부 플랜지	-51.312	-25.982	-32.563	-190.0	$\frac{-190-(-51.312-25.982)}{-32.563}$	3.46	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	57.157	7.417	7.928	190.0	$\frac{190-(57.157+7.417)}{7.928}$	15.82	“
		하부 플랜지	-60.327	-32.700	-34.951	-190.0	$\frac{-190-(-60.327-32.700)}{-34.951}$	2.77	“
	지점부	상부 플랜지	-73.996	-16.732	-12.759	-190.0	$\frac{-190-(-73.996-16.732)}{-12.759}$	7.78	“
		하부 플랜지	71.914	38.517	29.371	190.0	$\frac{190-(71.914+38.517)}{29.371}$	2.71	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.06 및 1.53으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 1.54로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

