

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 S1~S4 모델링을 통해 안전성을 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토 단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 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	P2	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 파일기초, 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		삼성1교의 교각은 T형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 1개소 선정하였다.

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 5.1.2】와 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	고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중, 원심하중	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m간격으로 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 : P2		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.7~29.2MPa - 하부 : 24.4~26.0MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성 계수	- 콘크리트 - 상부 : 250,000kgf/cm² - 하부 : 250,000kgf/cm² - 철근 : 2,000,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4 \text{ MPa} (f_{ck} \leq 40), 6 \text{ MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701 \text{ MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811 \text{ MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	100~125/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~200/100.0			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3 \text{ tf/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85 \text{ tf/m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$ - 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	

다. 검토방법

삼성1교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스 거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 MIDAS를 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, 세로보)와 Plate Element(바닥판)를 Rigid Link한 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 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 대구방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $4@55.0+3@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간 S1~S4)
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

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

② 철근(SD400)

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

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : 210,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

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)

⊗ 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

- ㉡ ㉠에 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) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

㉠ 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

㉡ 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 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) : 12×10^{-6}

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

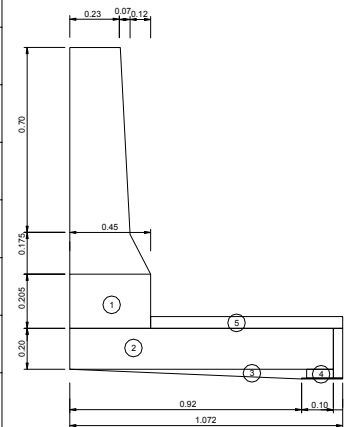
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(kN)	거리(m)	모멘트(kN·m)	
1	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.630	1.356	
2	$0.87 \times 0.2 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
3	$\frac{1}{2} \times 0.82 \times 0.1 \times 25 = 1.025$	0.323	0.331	
4	$0.05 \times 0.1 \times 25 = 0.125$	0.025	0.003	
5	$0.42 \times 0.08 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
6	$0.7 \times 0.23 \times 25 = 4.03$	0.725	2.918	
7	$0.5 \times 0.7 \times 0.07 \times 25 = 0.61$	0.587	0.359	
8	$0.175 \times 0.3 \times 25 = 1.31$	0.690	0.906	
9	$0.5 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.26$	0.500	0.131	
계	$= 14.636$		8.058	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

• 윤회중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.120 + 1.14 = 1.236\text{m}$$

여기서, X = 0.120m

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.12} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.120 \times (1+0.300)}{1.236} = 12.117\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 $h = 1.080 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.230 = 39.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1050} (\%) = 10.834 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 10.834/100 = 8.415 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 8.415 \times 1.8 = 15.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 4.200 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 4.2 \times 0.780 = 3.276 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 57.039 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 98.707 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 48.869 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 62.329 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 15.555 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 36.936 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.175 < 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (280L + 180) = (280 \times 0.12 + 180) = 213.6 \text{ mm} < 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 213.60 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 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) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 240.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.80mm²

• 설계휨강도 산정

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 122.167\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 98.707\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 302.0) = 0.0066$
 - 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.277$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.277 \times 240.0 = 66.426$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.277/3 = 0.908$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 36.936 / (0.0066 \times 1000 \times 0.908 \times 240.0^2)$
 $= 106.711\text{MPa} < 0.6f_y = 240\text{MPa} \quad \text{O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500\text{mm}^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times tc = 0.005 \times 52 = 0.26\text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.35 \times 106.711 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.119\text{mm} < 0.260\text{mm} \quad \text{O.K}$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 233.6/173.6 = 1.35$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.475^2}{10} = 4.956\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.475m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.475} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(2.475 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 39.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.975 = 31.980 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1050} (\%) = 10.834 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 10.834 / 100 = 8.415 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.415 \times 1.8 = 15.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 112.080 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 52.083 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 204.5 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\phi Mn = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 94.890 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0076$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.53$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 52.083 / (0.0076 \times 1000 \times 0.902 \times 210.0^2)$
 $= 172.974 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 32 = 0.16 mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.27 \times 172.974 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.139 mm < 0.160 mm \text{ O.K}$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 188.5/148.5 = 1.27$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.117로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

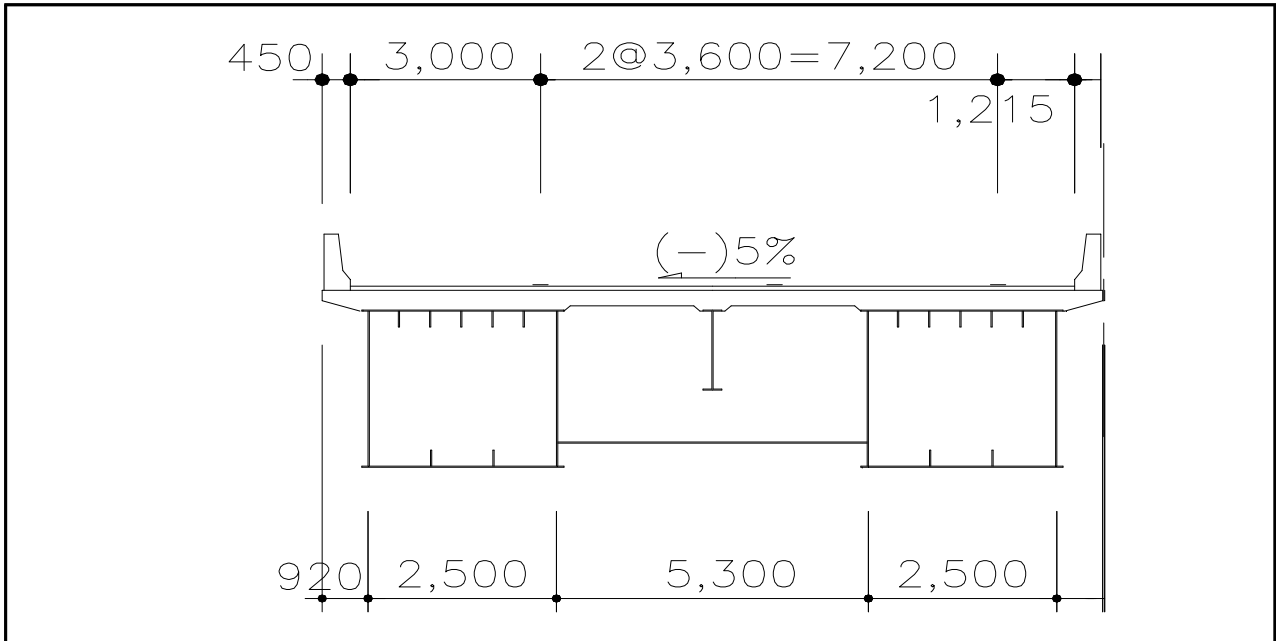
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	98.707	122.167	1.238	O.K
중양부	94.891	105.961	1.117	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	허용균열폭 (mm)	균열폭 (mm)	검토 결과
캔틸레버부	36.936	106.711	240.000	0.260	0.119	O.K
중양부	52.083	172.973	240.000	0.160	0.139	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

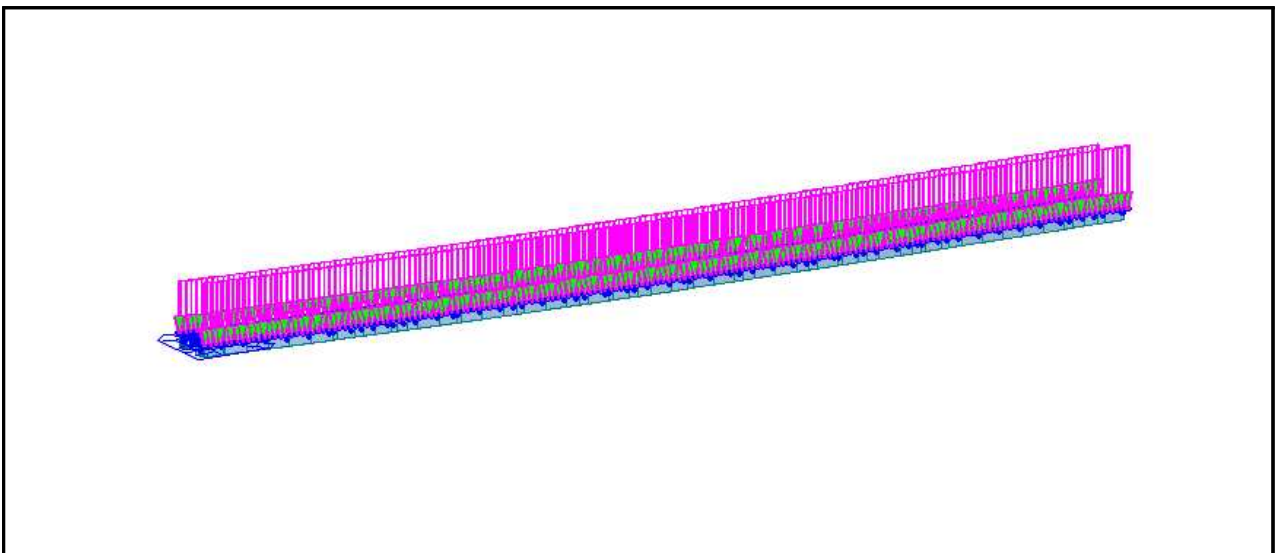
2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
- 바닥판 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

② 합성후 고정하중

- 포장 및 난간 : 프로그램 내에서 하중으로 고려



【그림 5.2.2】 2차고정 하중 재하(대구)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.145m				
지간장(L)	• 4@55.000 + 3@55.000 = 385.000m				
충격계수(i)	• 제1, 4지간 15 / (40+55.000) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제1, 3내부지점 15 / (40+55.00) = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제2, 3지간 15 / {40+55.000} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제2내부지점 15 / (40+55.000) = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)		
	P _m	108kN	P _f	24 kN	
	P _s	156kN	P _r	96 kN	
	W _ℓ	12.7kN/m			
설계차로	W _c 의 범위(m)		N	W _c 의 범위(m)	N
	6.0 ≤ W _c < 9.1		2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7
	9.1 ≤ W _c < 12.8		3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8
	12.8 ≤ W _c < 16.4		4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9
	16.4 ≤ W _c < 20.1		5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10
	20.1 ≤ W _c < 23.8		6		
	여기서, W _c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하				
	• 설계차로에 의거하여 3차로 재하				
재하방법	• 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함.				
	• 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(대구)

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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

$\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

$\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$

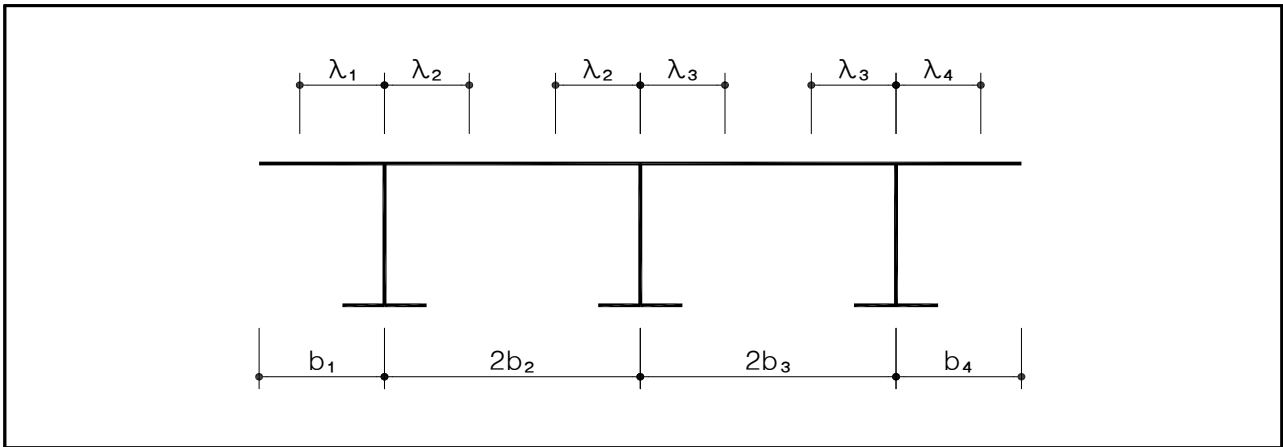
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.3】 플랜지의 유효폭(대구)

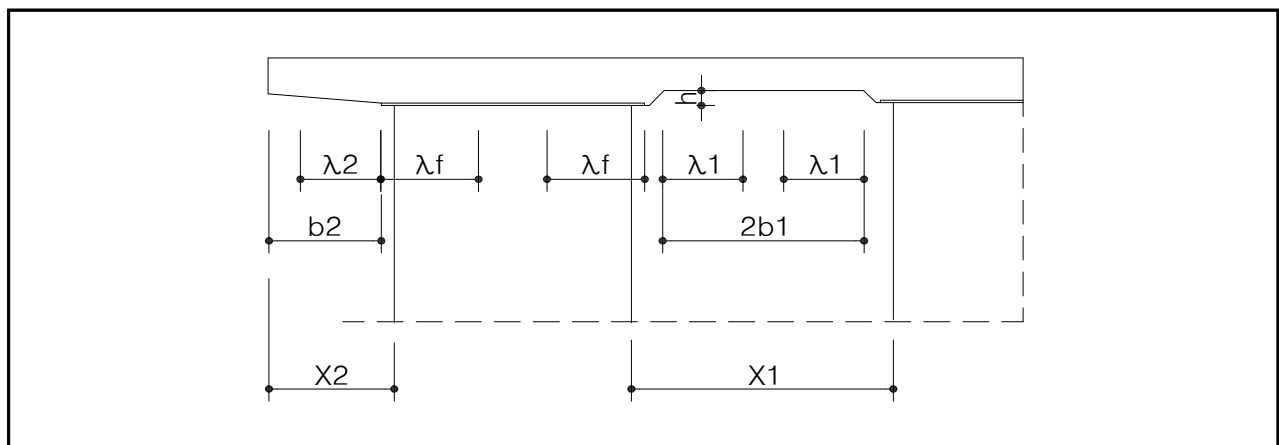
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	44.000	M	
1, 3 경간지점부	22.000	M	
2, 3 경간중앙부	33.000	M	
2 경간지점부	22.000	M	
4 경간중앙부	44.000	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.4】 바닥판의 유효폭(대구)

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(대구)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782
1, 3 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.070	4.319	0.712
2, 3 경간중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782
2 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.070	4.319	0.712
4 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782

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

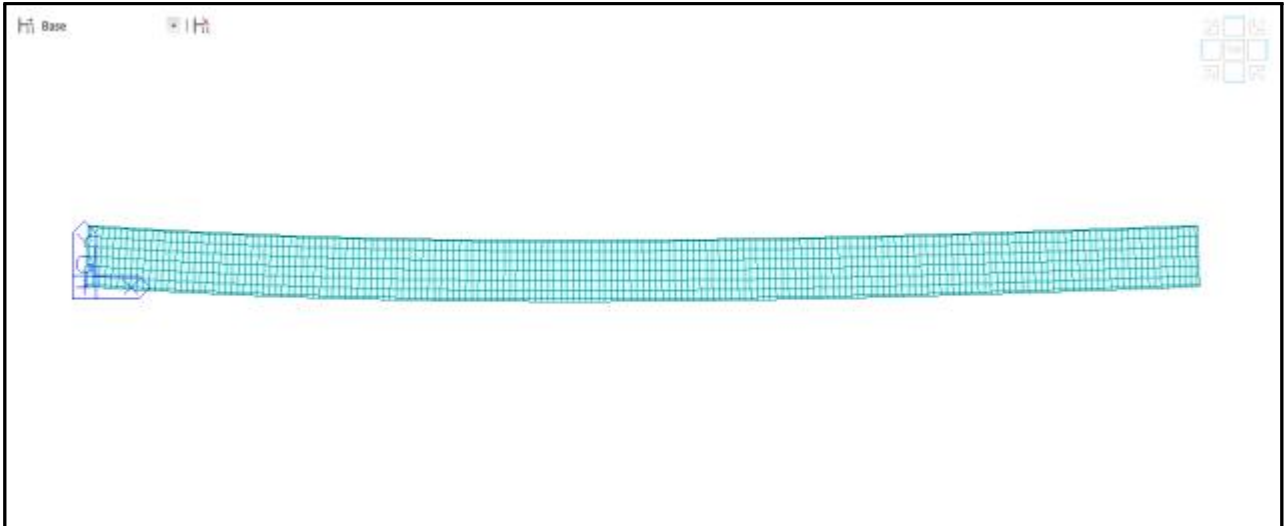
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782
1, 3 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.075	4.310	0.709
2, 3 경간중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782
2 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.075	4.310	0.709
4 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하였고 바닥판은 판요소(Plate Element)를 Rigid Link한 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 및 세로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

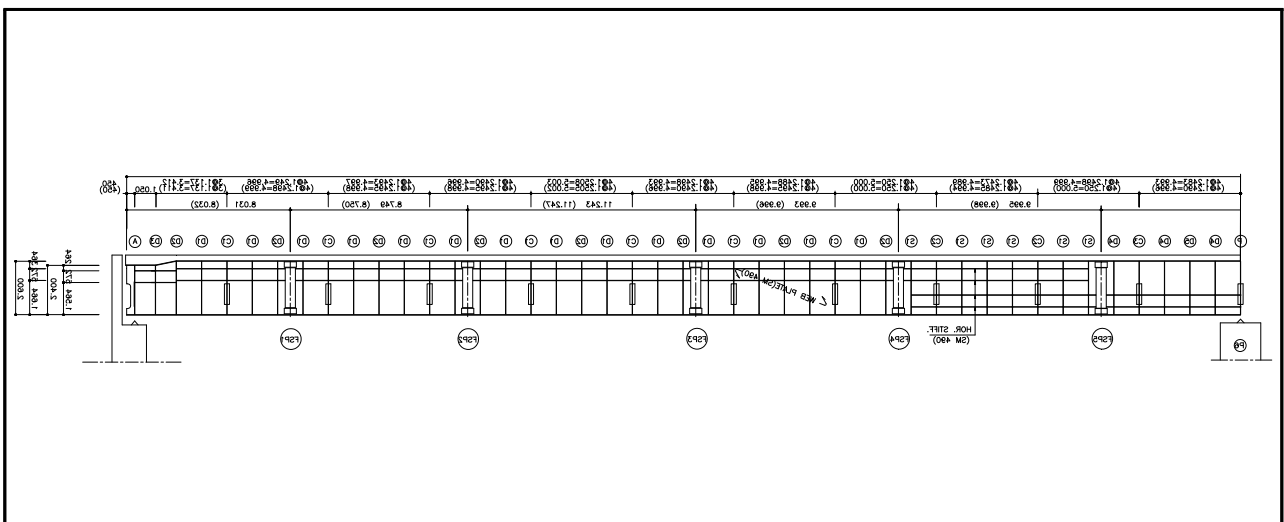
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.5】 해석모델링(대구)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.6】 거더 단면위치(대구)

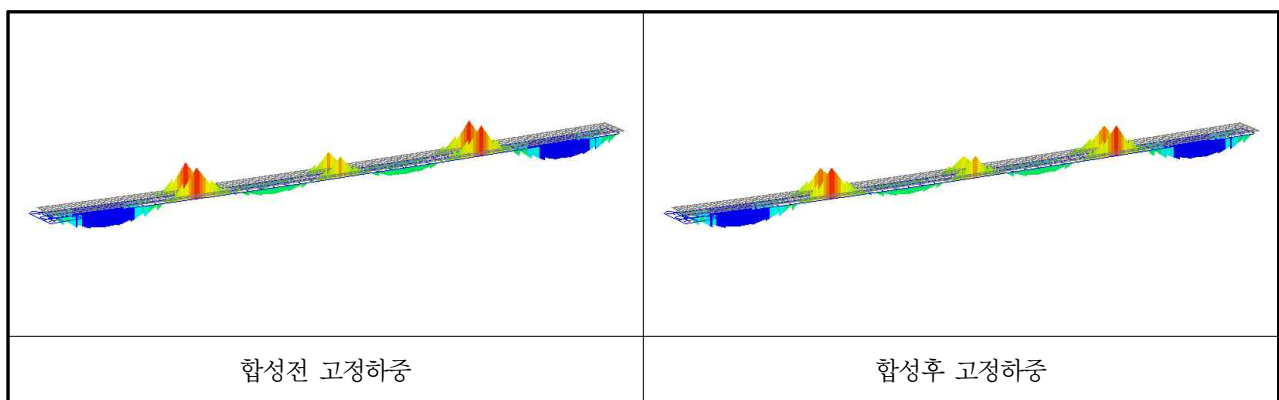
【표 5.2.6】 단면 제정수(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	131,100.0	148,748,241,791	131,243,995,200	183,423,648,143	
	합성후	320,787.5	294,416,615,846	713,662,075,929	230,145,931,176	
단면 - 2	합성전	141,900.0	167,345,009,560	137,804,995,200	201,645,129,210	
	합성후	331,587.5	320,826,952,366	720,223,075,929	245,045,223,097	
단면 - 3	합성전	168,900.0	214,423,313,072	154,207,495,200	235,921,403,722	
	합성후	358,587.5	395,926,687,984	736,625,575,929	274,874,600,968	
단면 - 4	합성전	147,300.0	177,071,503,345	141,085,495,200	209,080,173,861	
	합성후	336,987.5	345,421,786,011	723,503,575,929	256,068,931,132	
단면 - 5	합성전	142,800.0	167,598,429,483	134,524,495,200	192,110,202,989	
	합성후	332,487.5	345,730,081,376	716,942,575,929	243,937,975,649	
단면 - 6	합성전	196,800.0	261,211,559,198	167,329,495,200	256,266,350,768	
	합성후	386,487.5	468,440,792,685	749,747,575,929	288,975,147,395	
단면 - 7	합성전	244,500.0	346,043,167,523	200,134,495,200	290,843,409,396	
	합성후	434,187.5	582,891,467,605	782,552,575,929	313,110,209,323	
단면 - 8	합성전	180,600.0	232,164,029,770	157,487,995,200	240,630,085,711	
	합성후	370,287.5	442,374,080,492	739,906,075,929	281,251,395,987	
단면 - 9	합성전	219,600.0	302,092,395,369	183,731,995,200	275,384,127,745	
	합성후	409,287.5	522,045,494,487	766,150,075,929	303,843,569,898	
부부재	가로보	13,000.0	1,246,833,333	26,108,333	433,333	
	세로보	25,200.0	7,490,145,600	54,216,000	1,209,600	

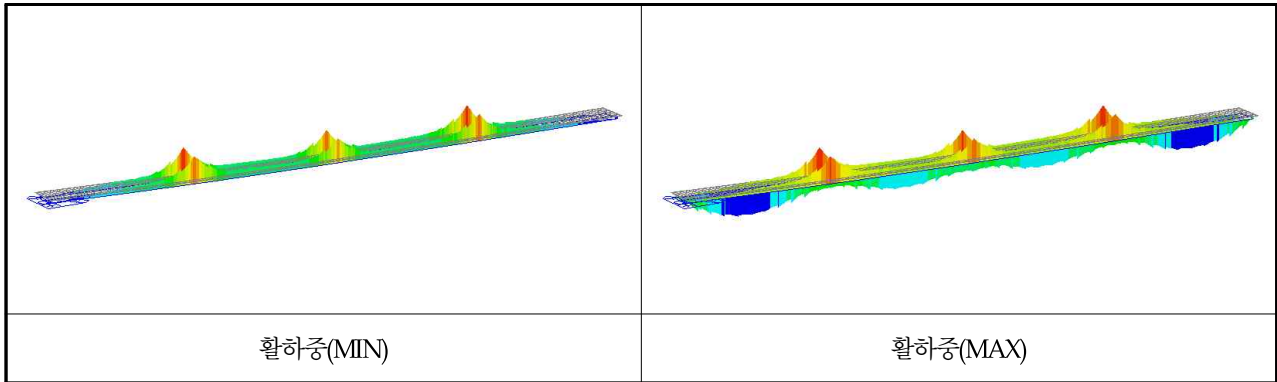
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

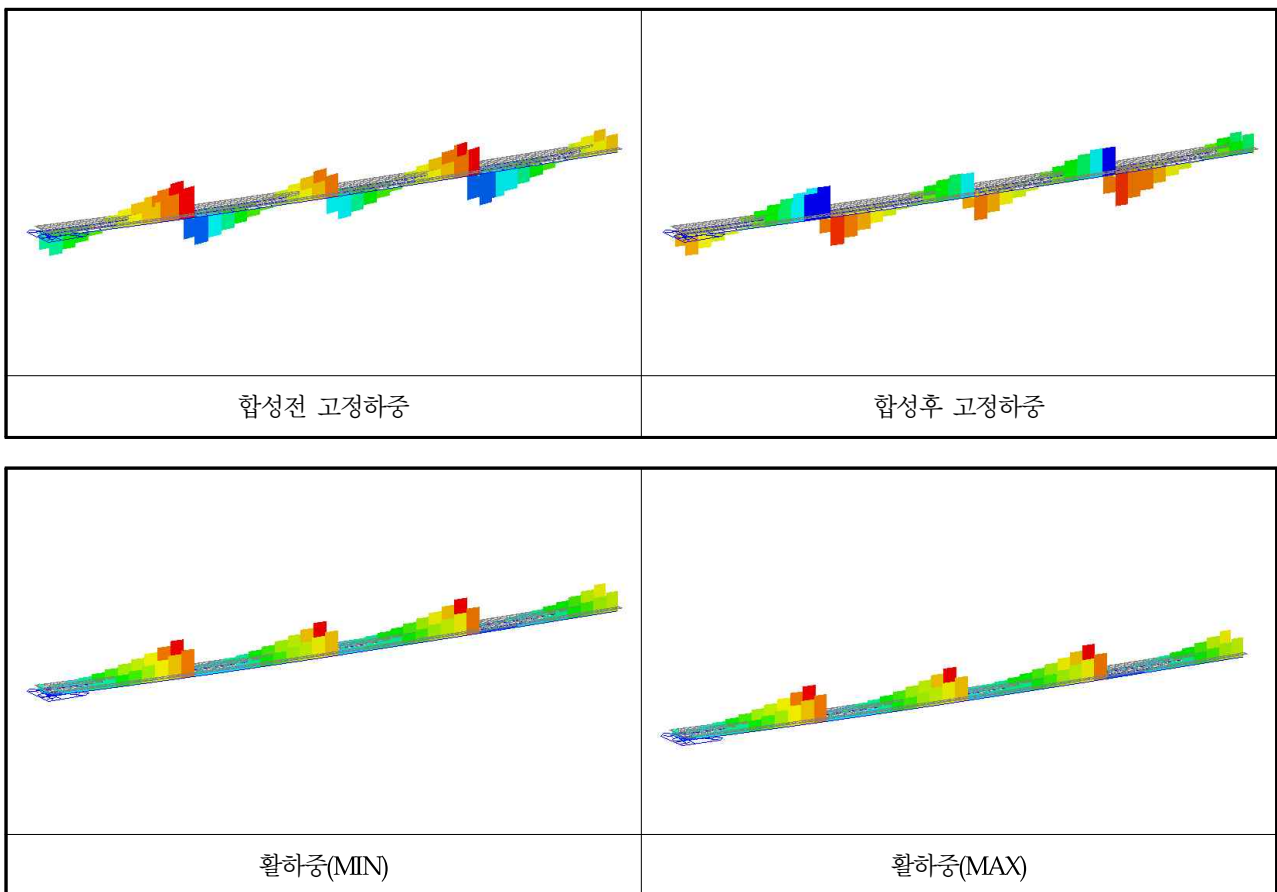


【그림 5.2.7】 휨모멘트도(대구)



【그림 5.2.7】 휨모멘트도(대구,계속)

㉠ 전단력



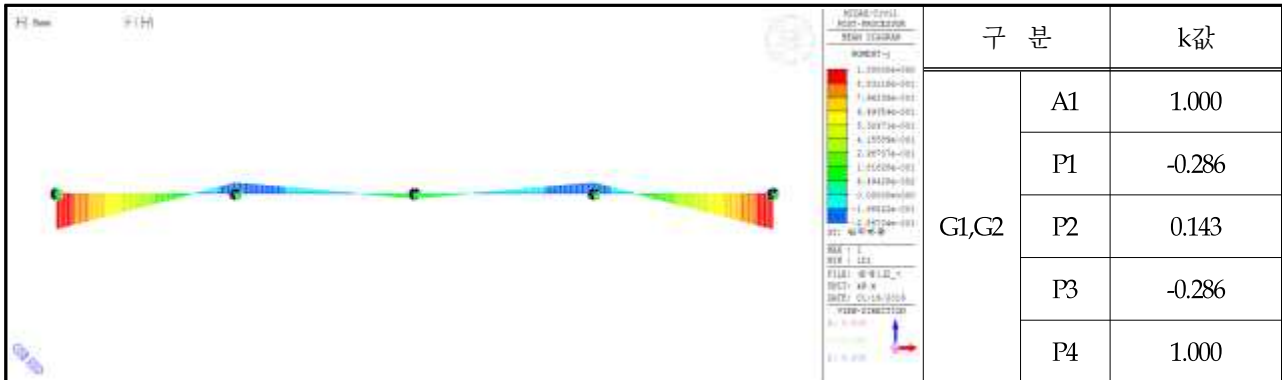
【그림 5.2.8】 전단력도(대구)

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(대구)



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.

- 정모멘트부

【표 5.2.8】 측경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	10971.659	3878.942	6365.098	392.599	21608.298
	G2	10906.119	3433.836	6817.557	391.506	21549.019
전단력 (kN)	G1	231.993	64.895	280.730	19.944	597.562
	G2	230.752	65.074	295.470	19.914	611.210
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	13.294	64.150	291.802	1.059	370.305
	G2	10.567	58.472	303.540	1.027	373.606

【표 5.2.9】 중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	4534.037	1698.842	5164.781	493.839	11891.499
	G2	4484.087	1418.192	5406.441	493.023	11801.743
전단력 (kN)	G1	169.534	53.433	224.457	42.696	490.120
	G2	170.758	46.403	241.200	42.775	501.136
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	7.720	27.529	194.954	2.836	233.039
	G2	3.194	23.497	201.900	2.358	230.949

• 부모멘트부

【표 5.2.10】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	16719.319	6171.515	7069.534	1088.784	31049.153
	G2	16578.593	5019.118	7977.770	1106.369	30681.850
전단력 (kN)	G1	1384.324	502.613	120.374	42.021	2049.332
	G2	1377.527	379.914	105.557	43.982	1906.980
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	9.296	28.558	547.854	2.786	588.494
	G2	31.399	11.502	570.478	2.664	616.043

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
 - ㉠ 외측경간 정모멘트
 - ㉡ 휨응력

【표 5.2.11】 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	67.154	-67.623	182.038	190.000	2.711	2.810
1+2+3	96.465	-126.165	182.038	190.000	1.887	1.506
1+2+3+4	104.697	-127.673	209.344	190.000	2.000	1.488
1+2+3+4+5	119.420	-130.384	209.344	190.000	1.753	1.457
1+2+3+4+5+6	132.107	-132.683	236.649	218.500	1.791	1.647
1+2+3+4+5-6	106.732	-128.084	236.649	218.500	2.217	1.706

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.917 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{119.420}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{11.917}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.325 + 0.012 = 0.337 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-130.384}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.917}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.471 + 0.012 = 0.483 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉣ 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 5.2.12】 외측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.192	16.200	O.K(3.13)
	크리프, 건조수축 제외시	6.596	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	176.875	315.000	O.K(1.79)
	크리프, 건조수축 제외시	153.920	315.000	O.K(2.05)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-202.146	315.000	O.K(1.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-197.927	315.000	O.K(1.6)

㉠ 중앙경간 정모멘트부

㉠ 휨응력

【표 5.2.13】 중앙경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.486	-33.755	148.183	190.000	4.425	5.629
1+2+3	55.586	-81.403	148.183	190.000	2.666	2.334
1+2+3+4	59.202	-81.090	170.410	190.000	2.878	2.343
1+2+3+4+5	72.577	-80.156	170.410	190.000	2.348	2.370
1+2+3+4+5+6	84.256	-78.708	192.638	218.500	2.286	2.776
1+2+3+4+5-6	60.898	-81.605	192.638	218.500	3.163	2.678

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.330 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{84.256}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{9.330}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.191 + 0.007 = 0.198 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-81.403}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.330}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.184 + 0.007 = 0.191 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.14】 중앙경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.720	16.200	O.K(3.44)
	크리프, 건조수축 제외시	5.887	16.200	O.K(2.76)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	115.379	315.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	98.388	315.000	O.K(3.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-137.175	315.000	O.K(2.3)
	크리프, 건조수축 제외시	-138.422	315.000	O.K(2.28)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부

㉒ 휨응력

【표 5.2.15】 지점부 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-73.360	66.903	190.000	190.000	2.590	2.840
1+2+3	-126.984	122.947	190.000	190.000	1.496	1.545
1+2+3+4	-135.214	118.583	190.000	190.000	1.405	1.602
1+2+3+4+5	-121.316	125.546	190.000	190.000	1.566	1.513
1+2+3+4+5+6	-103.906	136.002	218.500	218.500	2.103	1.607
1+2+3+4+5-6	-138.725	115.091	218.500	218.500	1.575	1.899

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 6.195 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.214}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{6.195}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.506 + 0.003 = 0.510 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{125.546}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{6.195}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.437 + 0.003 = 0.440 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

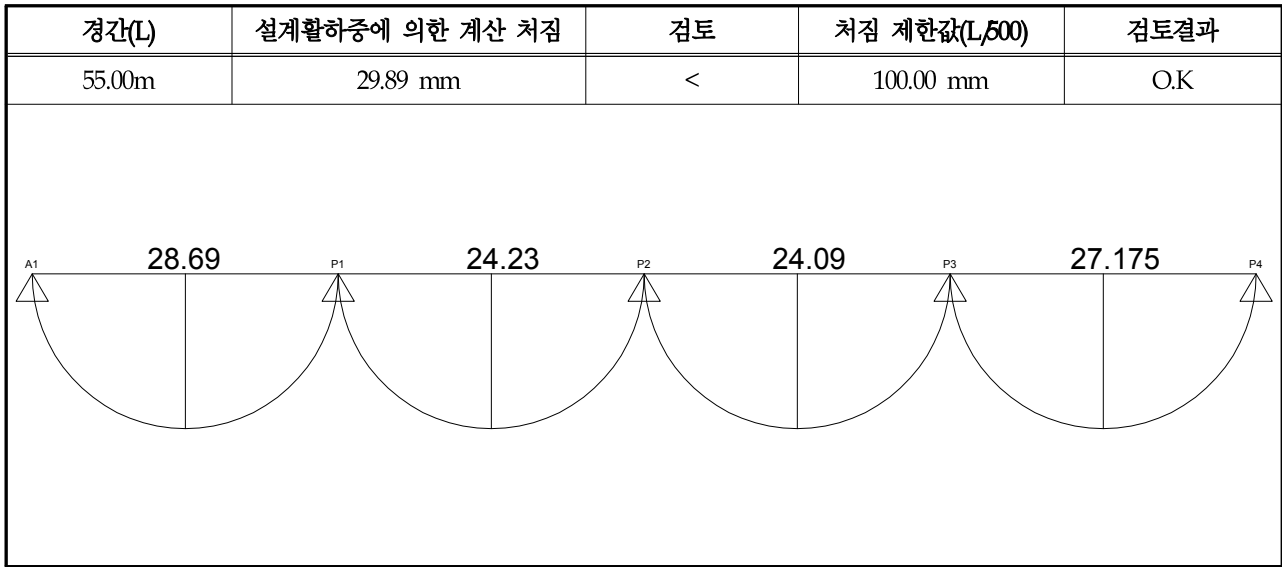
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.16】 지점부 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-108.940	400.000	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-114.793	400.000	O.K(3.49)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-202.770	315.000	O.K(1.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-208.439	315.000	O.K(1.52)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	200.007	315.000	O.K(1.58)
	크리프, 건조수축 제외시	197.408	315.000	O.K(1.6)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.17】 반력 집계결과 (단위 : kN)(대구)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	1,074.056	430.522	632.047	-97.352	20.549	20.549	2,157.174	1,622.479	3,000
	G2	1,062.718	293.051	745.948	-84.130	20.444	20.444	2,122.161	1,460.343	3,000
P1	G1	3,227.981	1,235.471	1,331.550	-156.517	62.015	62.015	5,857.017	4,681.984	8,000
	G2	3,203.396	886.073	1,575.813	-122.373	67.484	67.484	5,732.766	4,279.326	8,000
P2	G1	2,597.314	1,021.911	1,274.505	-293.102	84.030	84.030	4,977.760	3,996.357	7,000
	G2	2,570.660	699.526	1,530.982	-268.384	92.981	92.981	4,894.149	3,631.551	7,000
P3	G1	3,248.333	1,238.157	1,330.940	-157.868	57.254	57.254	5,874.684	4,701.612	8,000
	G2	3,235.850	898.049	1,583.524	-128.862	72.222	72.222	5,789.645	4,334.983	8,000
P4	G1	1,110.037	438.548	643.233	-104.577	21.397	21.397	2,213.215	1,674.559	3,000
	G2	1,041.882	284.435	739.181	-84.646	19.573	19.573	2,085.071	1,430.536	3,000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

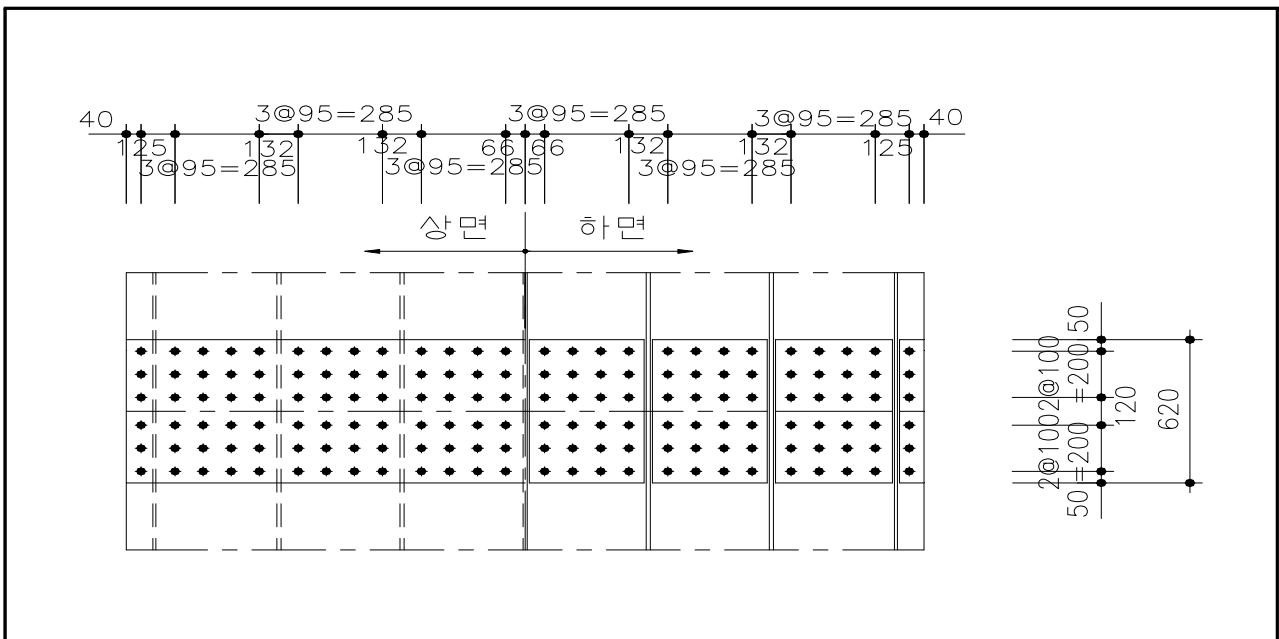
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1 경간 최대 정모멘트부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_t (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
10788.490	3836.490	231.993	64.895	371.364	66.4	-66.9	190.00

• 강 종 : SM490($f_a = 190$ MPa , $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지(상부플랜지)의 이음



【그림 5.2.9】 압축부 플랜지 이음(대구)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 66.4 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 16mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 65 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 78 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 51,700 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 620 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6\text{-PL} \quad 385 \times 10 \times 620 = 23,100.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 10 \times 620 = 27,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 51,700 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 119.072 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 78,923.1 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,375 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 5.635 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 3.762 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.144 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.189 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

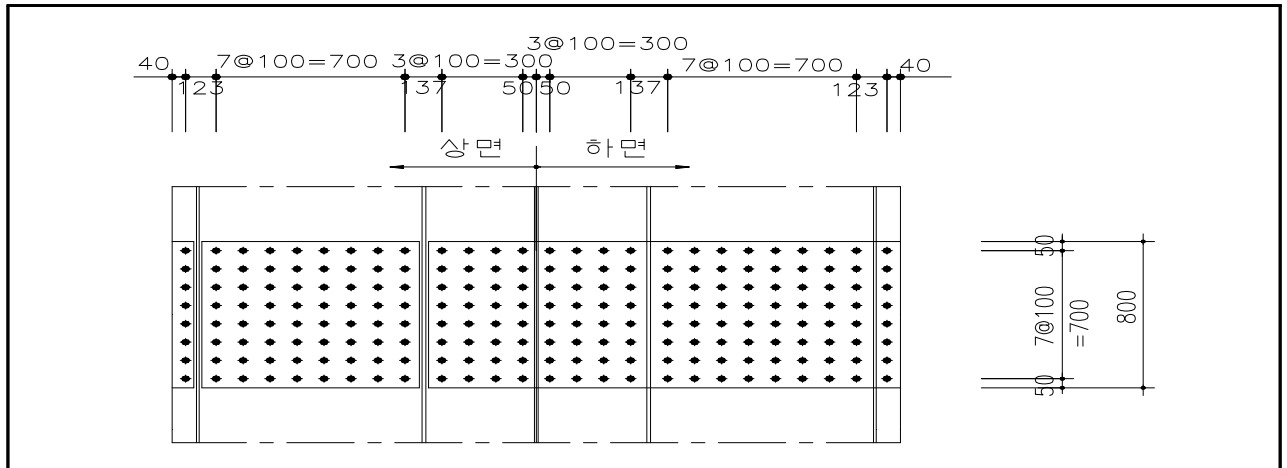
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

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

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 78,958.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(하부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.10】 인장부 플랜지 이음(대구)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 66.9 \text{ MPa}$$

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 18 \text{ mm}, \text{ 모재길이} = 2,700 \text{ mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 73EA \Rightarrow n_t = 104EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 36,450.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 80 \times 16 \times 800 = 2,560.0 \text{ mm}^2$$

$$3\text{-PL } 800 \times 16 \times 865 = 38,400.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 2700 \times 16 \times 800 = 43,200.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 84,160.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 84,160.0 - 25.0 \times 16.0 \times 26 \times 2EA = 63,360.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 109.3 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 66,591.3 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,240 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 6.379 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 8.49 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.144 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.189 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

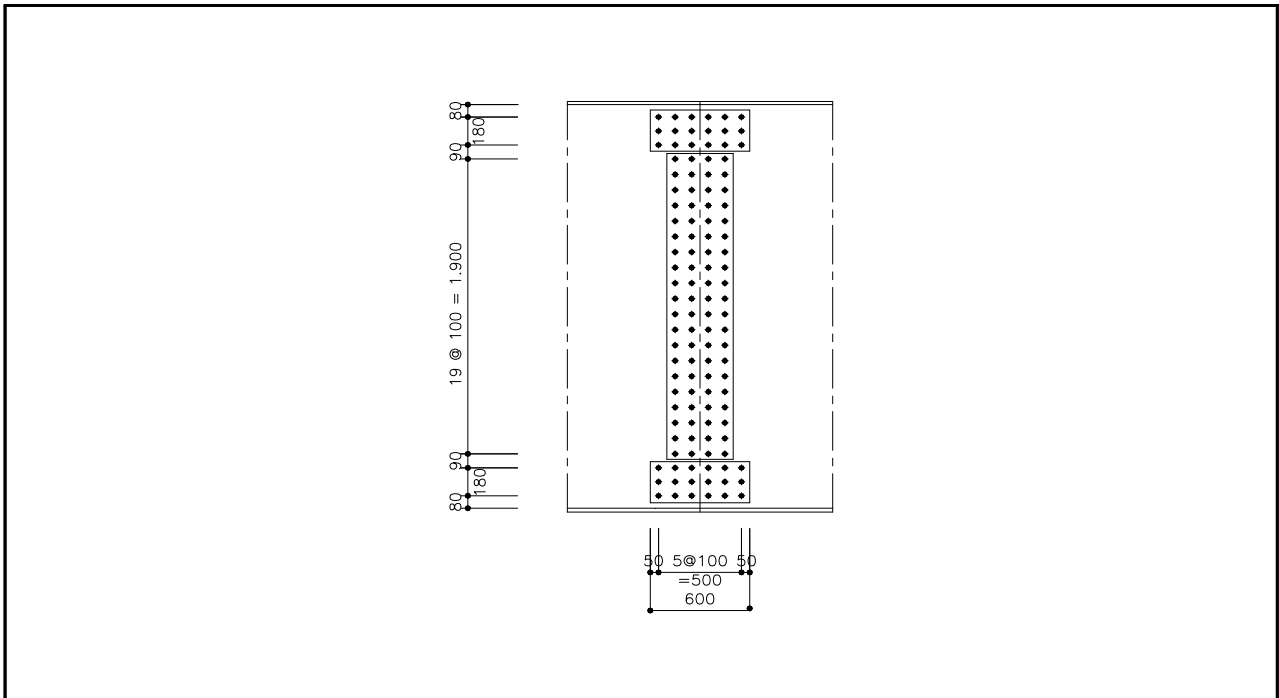
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 666,29.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.11】 Web 이음(대구)

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,300 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 128.798}{2} \times 125.0 \times 12.0 / 3EA = 67.825 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{128.798 + 118.933}{2} \times 90.0 \times 12.0 / 3EA = 44.591 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{118.933 + 109.069}{2} \times 90.0 \times 12.0 / 3EA = 41.040 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.067 + 98.654}{2} \times 95.0 \times 12.0 / 2EA = 59.201 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{98.654 + 87.692}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 2EA = 55.904 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{296.9 \times 1000}{2} + \frac{371.4 \times 1000000}{2 \times 6456772.0} \right] / 58 EA = 2,559.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{67,825^2 + 2,559.9^2} = 67,872.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.759 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2,405 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 885.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 289.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.394 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 3.399 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- (라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,312.4\text{mm} \quad y_{sl} = 1,321.6\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 878.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,755.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 56.003 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 63.008 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

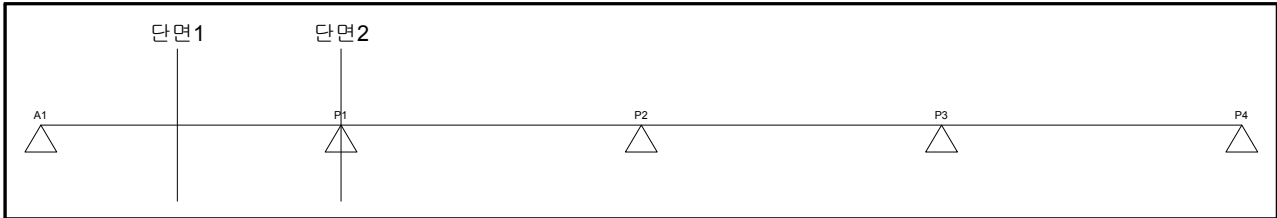
- ② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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 5.2.12】 피로조사 단면위치(대구)

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

〈단면 1〉

구분	상세	응력범주	f_{sr} (MPa)		비고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이아프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

〈단면 2〉

구분	상세	응력범주	f_{sr} (MPa)		비고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스티드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

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	4423.9	4967.52	7.937E+11	1755.2	9.783	10.985	B	126	203	O.K
②				1755.2	9.783	10.985	C	91	147	O.K
③				621.2	3.462	3.888	E	56	91	O.K
④				57.2	0.319	0.358	E	56	91	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	1932.96	5797.2	3.278E+11	1360.38	8.021	24.056	B	126	203	O.K
②				1860.38	10.969	32.898	C	91	147	O.K
③				698.376	4.118	12.350	E	56	91	O.K
④				996.376	5.875	17.620	E	56	91	O.K
⑤				1301.62	7.675	23.017	E	56	91	O.K
⑥				1301.64	7.675	23.018	C	91	147	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

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

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

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

Σa : 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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	542	30	2700	81000	1302	1.053E+08	3.278E+11	8	22.6	7.7	63	OK
DL하중	803.7									11.4	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	542	32	2700	86400	1360	1.174E+08	3.278E+11	8	22.6	8.6	63	O.K
DL하중	803.7									12.7	84	O.K

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $4@55.0+3@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장)
- ③ 검토구간 : $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간 S1~S4)
- ④ 교량폭원 : 12.145m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

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

② 철근(SD400)

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

③ 강재

- ㉠ 주부재 : SM490
- ㉡ 부부재 : SM400
- ㉢ 탄성계수(E_{st}) : 210,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

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)

⊗ 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

㉡ ㉠에 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) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

㉠ 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

㉡ 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 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) : 12×10^{-6}

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

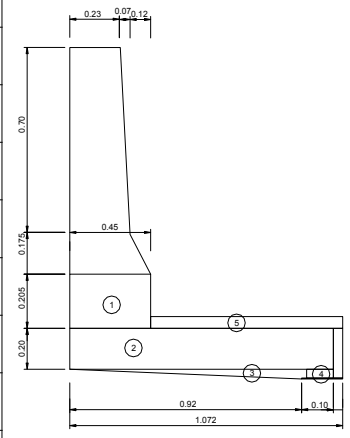
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

나. 바닥판 구조검토

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

1) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(kN)	거리(m)	모멘트(kN·m)	
1	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.630	1.356	
2	$0.87 \times 0.2 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
3	$\frac{1}{2} \times 0.82 \times 0.1 \times 25 = 1.025$	0.323	0.331	
4	$0.05 \times 0.1 \times 25 = 0.125$	0.025	0.003	
5	$0.42 \times 0.08 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
6	$0.7 \times 0.23 \times 25 = 4.03$	0.725	2.918	
7	$0.5 \times 0.7 \times 0.07 \times 25 = 0.61$	0.587	0.359	
8	$0.175 \times 0.3 \times 25 = 1.31$	0.690	0.906	
9	$0.5 \times 0.175 \times 0.12 \times 25 = 0.26$	0.500	0.131	
계	$= 14.636$		8.058	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

• 윤택중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.120 + 1.14 = 1.236\text{m}$$

여기서, X = 0.120m

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.12} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.120 \times (1+0.300)}{1.236} = 12.117\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (120/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 h = 1.080m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.230 = 39.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1050} (\%) = 10.834 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 10.834/100 = 8.415 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 8.415 \times 1.8 = 15.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 풍하중

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.40 \text{ m} = 4.200 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 4.2 \times 0.780 = 3.276 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 57.039 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 98.707 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 48.869 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 62.329 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 15.555 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 36.936 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께(X=0.175 < 0.25인 경우)

$$h_{min} = (280L + 180) = (280 \times 0.12 + 180) = 213.6 \text{ mm} < 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 213.60 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 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) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 240.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.80mm²

- 설계휨강도 산정

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 122.167\text{kN}\cdot\text{m} > Mu = 98.707\text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 302.0) = 0.0066$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.277$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.277 \times 240.0 = 66.426$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.277/3 = 0.908$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 36.936 / (0.0066 \times 1000 \times 0.908 \times 240.0^2) = 106.711\text{MPa} < 0.6f_y = 240\text{MPa} \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500\text{mm}^2$$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 52 = 0.26\text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.35 \times 106.711 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.119\text{mm} < 0.260\text{mm} \text{ O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 233.6/173.6 = 1.35$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.475^2}{10} = 4.956\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.475m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.475} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(2.475 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 39.975 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.975 = 31.980 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1050} (\%) = 10.834 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 10.834 / 100 = 8.415 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 8.415 \times 1.8 = 15.147 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 112.080 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 52.083 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 204.5 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\phi Mn = \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\}$$

$$= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 105.960 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 94.890 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0076$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 61.53$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 52.083 / (0.0076 \times 1000 \times 0.902 \times 210.0^2) = 172.974 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa O.K$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 32 = 0.16mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.27 \times 172.974 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.139mm < 0.160mm O.K$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 188.5/148.5 = 1.27$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.117로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

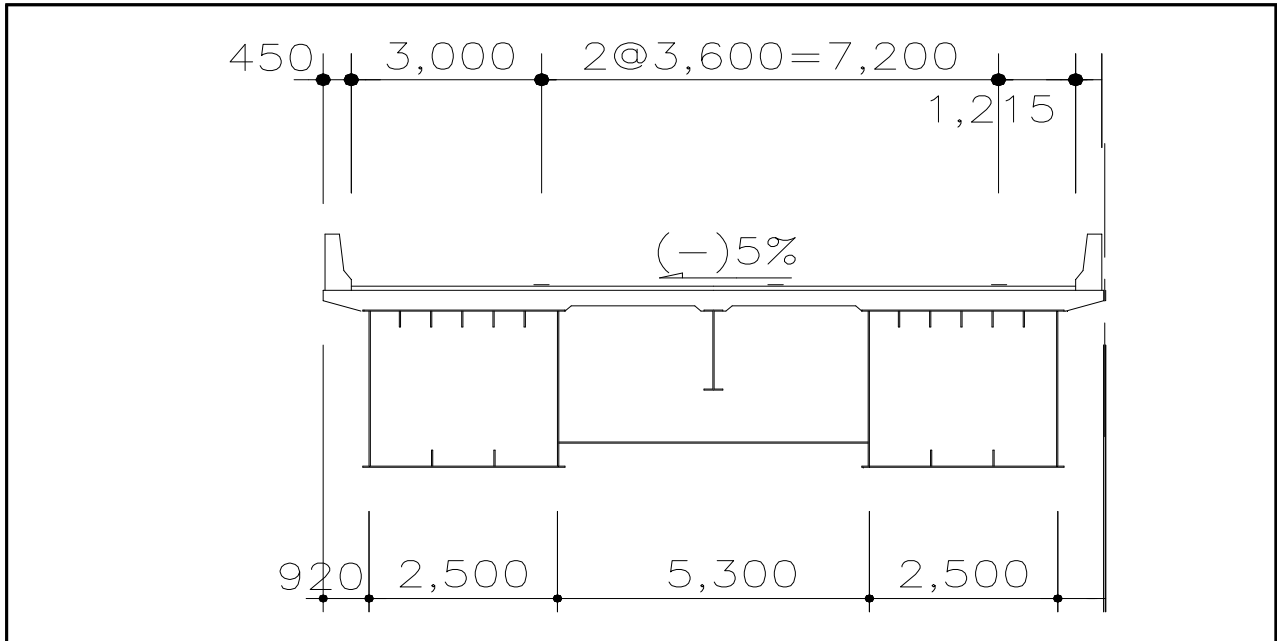
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	98.707	122.167	1.238	O.K
중양부	94.891	105.961	1.117	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구)

구 분	M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	허용균열폭 (mm)	균열폭 (mm)	검토 결과
캔틸레버부	36.936	106.711	240.000	0.260	0.119	O.K
중양부	52.083	172.973	240.000	0.160	0.139	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.13】 해석단면(부산)

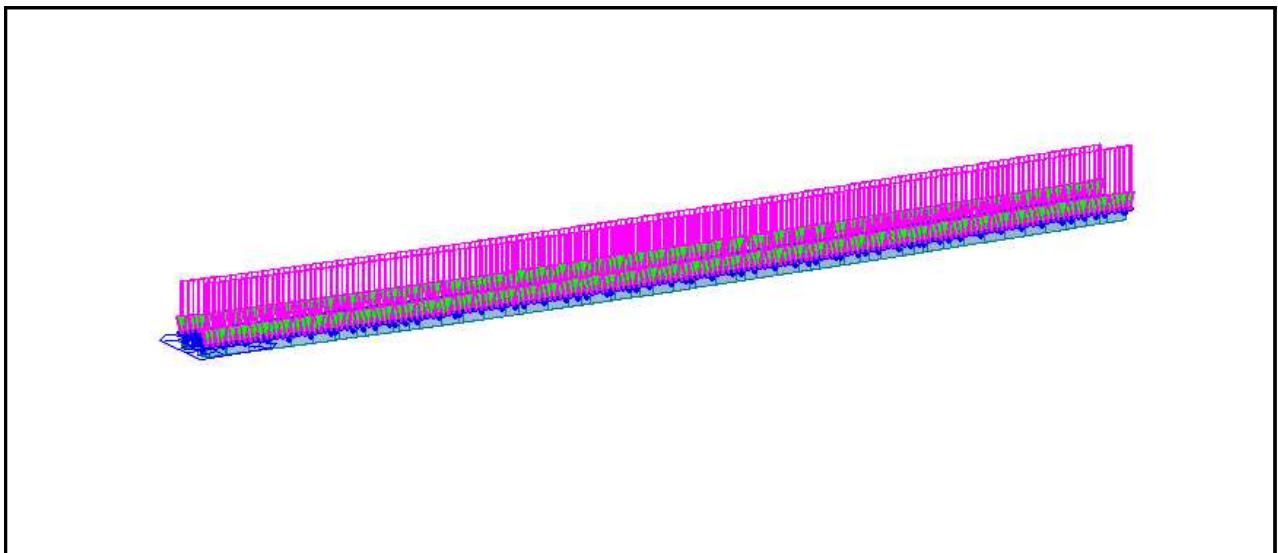
2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
- 바닥판 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

② 합성후 고정하중

- 포장 및 난간 : 프로그램 내에서 하중으로 고려



【그림 5.2.14】 2차고정 하중 재하(부산)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.145m				
지간장(L)	• 4@55.000 + 3@55.000 = 385.000m				
충격계수(i)	• 제1, 4지간 15 / (40+55.000) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제1, 3내부지점 15 / (40+55.00) = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제2, 3지간 15 / {40+55.000} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제2내부지점 15 / (40+55.000) = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)		
	P _m	108kN	P _f	24 kN	
	P _s	156kN	P _r	96 kN	
	W _ℓ	12.7kN/m			
설계차로	W _c 의 범위(m)		N	W _c 의 범위(m)	N
	6.0 ≤ W _c < 9.1		2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7
	9.1 ≤ W _c < 12.8		3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8
	12.8 ≤ W _c < 16.4		4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9
	16.4 ≤ W _c < 20.1		5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10
	20.1 ≤ W _c < 23.8		6		
	여기서, W _c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하				
	• 설계차로에 의거하여 3차로 재하				
재하방법	• 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함.				
	• 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 5.2.20】 등가경간장 및 적용식(부산)

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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

$\lambda_L = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

$\lambda_S = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B$

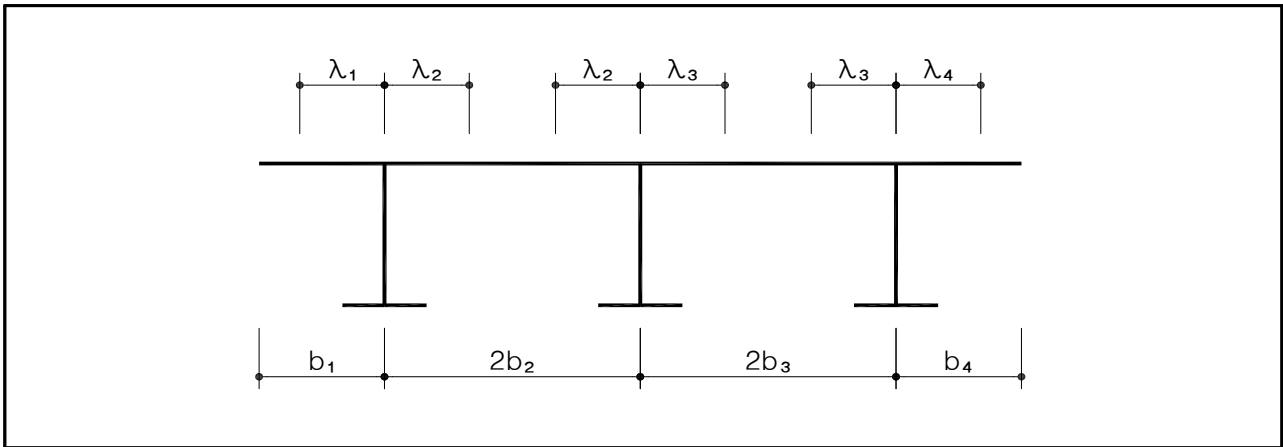
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.15】플랜지의 유효폭(부산)

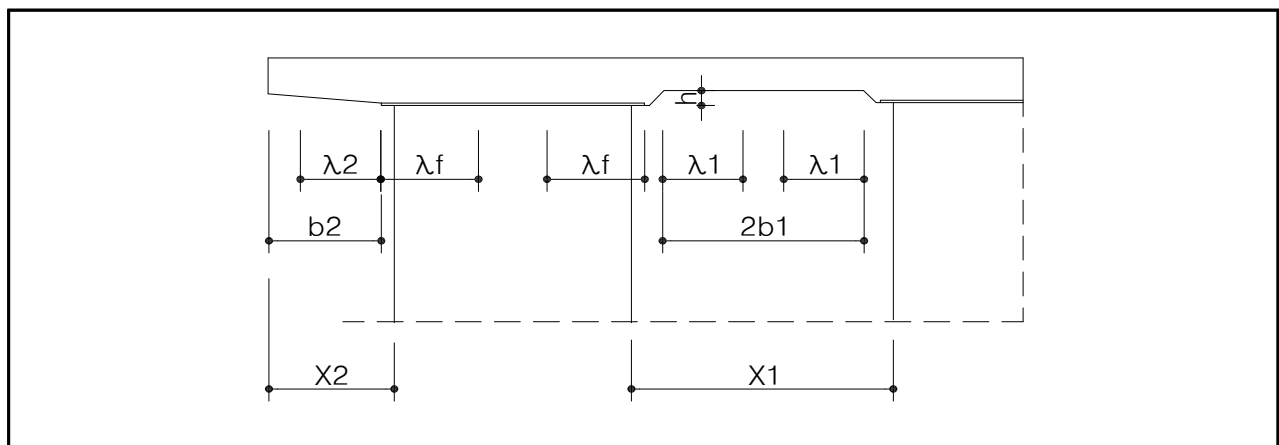
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1 경간중앙부	44.000	M	
1, 3 경간지점부	22.000	M	
2, 3 경간중앙부	33.000	M	
2 경간지점부	22.000	M	
4 경간중앙부	44.000	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.16】바닥판의 유효폭(부산)

㉠ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.21】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782
1, 3 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.070	4.319	0.712
2, 3 경간중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782
2 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.070	4.319	0.712
4 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.070	4.745	0.782

【표 5.2.22】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산)

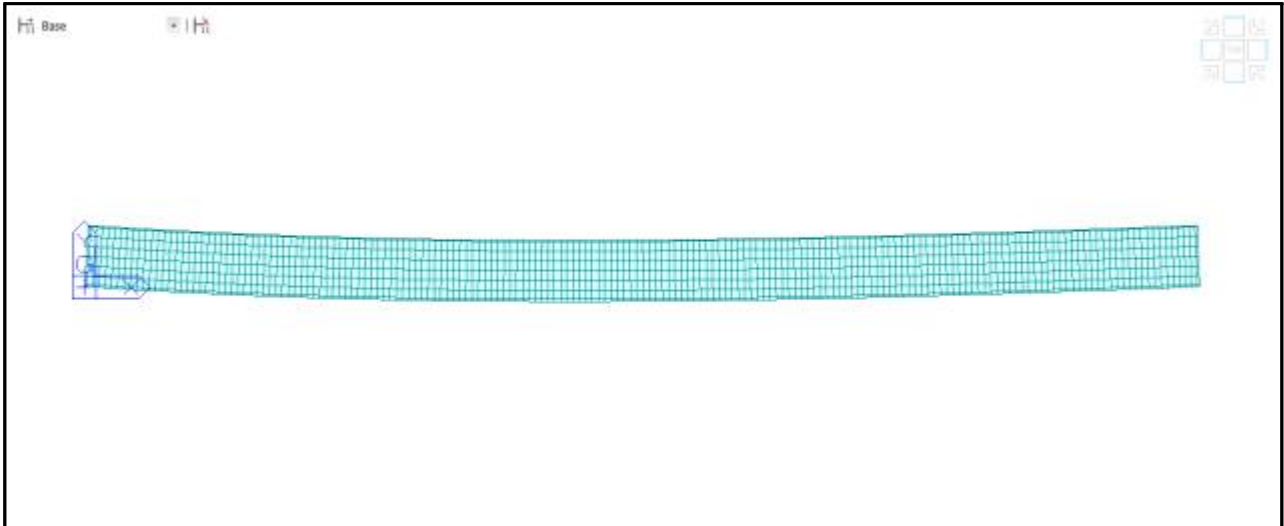
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782
1, 3 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.075	4.310	0.709
2, 3 경간중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782
2 경간지점부	22.000	2.700	2.432	0.901	2.700	2.432	0.901	6.075	4.310	0.709
4 경간중앙부	44.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.075	4.750	0.782

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)를 사용하였고 바닥판은 판요소(Plate Element)를 Rigid Link한 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 및 세로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

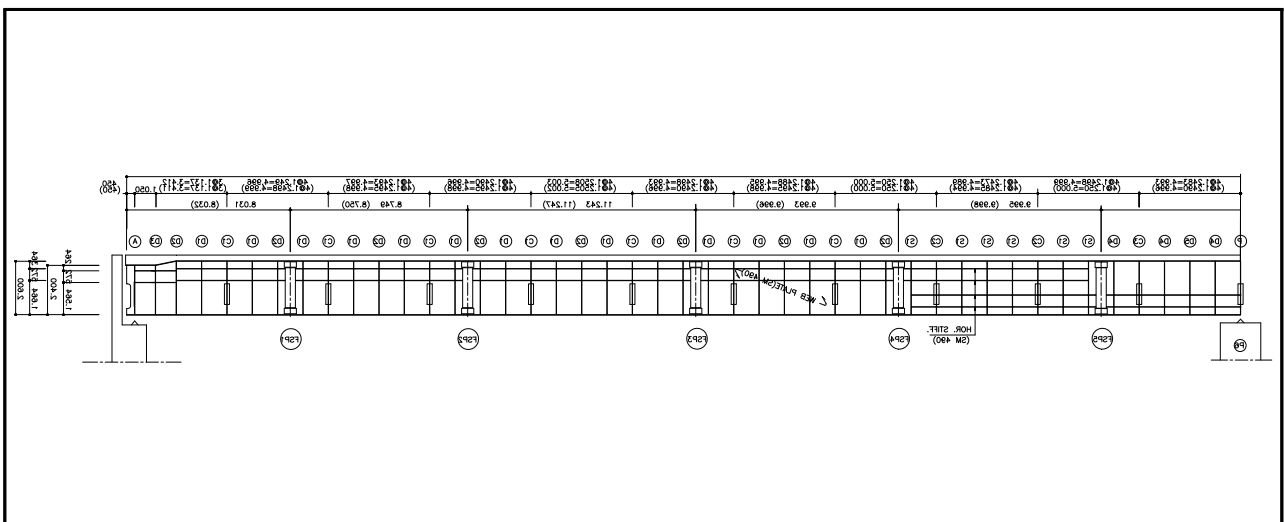
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.17】 해석모델링(부산)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.18】 거더 단면위치(부산)

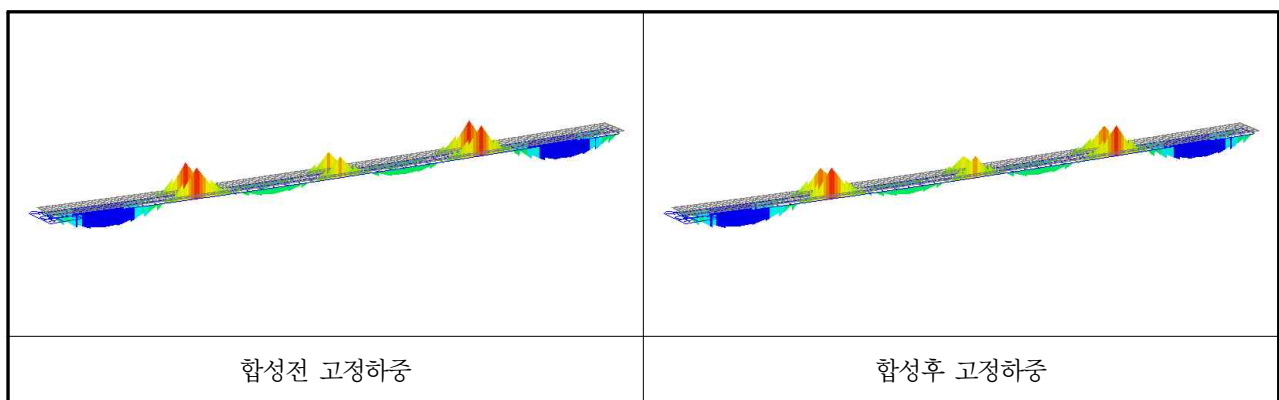
【표 5.2.23】 단면 제정수(부산)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	131,100.0	148,748,241,791	131,243,995,200	183,423,648,143	
	합성후	320,787.5	294,416,615,846	713,662,075,929	230,145,931,176	
단면 - 2	합성전	141,900.0	167,345,009,560	137,804,995,200	201,645,129,210	
	합성후	331,587.5	320,826,952,366	720,223,075,929	245,045,223,097	
단면 - 3	합성전	168,900.0	214,423,313,072	154,207,495,200	235,921,403,722	
	합성후	358,587.5	395,926,687,984	736,625,575,929	274,874,600,968	
단면 - 4	합성전	147,300.0	177,071,503,345	141,085,495,200	209,080,173,861	
	합성후	336,987.5	345,421,786,011	723,503,575,929	256,068,931,132	
단면 - 5	합성전	142,800.0	167,598,429,483	134,524,495,200	192,110,202,989	
	합성후	332,487.5	345,730,081,376	716,942,575,929	243,937,975,649	
단면 - 6	합성전	196,800.0	261,211,559,198	167,329,495,200	256,266,350,768	
	합성후	386,487.5	468,440,792,685	749,747,575,929	288,975,147,395	
단면 - 7	합성전	244,500.0	346,043,167,523	200,134,495,200	290,843,409,396	
	합성후	434,187.5	582,891,467,605	782,552,575,929	313,110,209,323	
단면 - 8	합성전	180,600.0	232,164,029,770	157,487,995,200	240,630,085,711	
	합성후	370,287.5	442,374,080,492	739,906,075,929	281,251,395,987	
단면 - 9	합성전	219,600.0	302,092,395,369	183,731,995,200	275,384,127,745	
	합성후	409,287.5	522,045,494,487	766,150,075,929	303,843,569,898	
부부재	가로보	13,000.0	1,246,833,333	26,108,333	433,333	
	세로보	25,200.0	7,490,145,600	54,216,000	1,209,600	

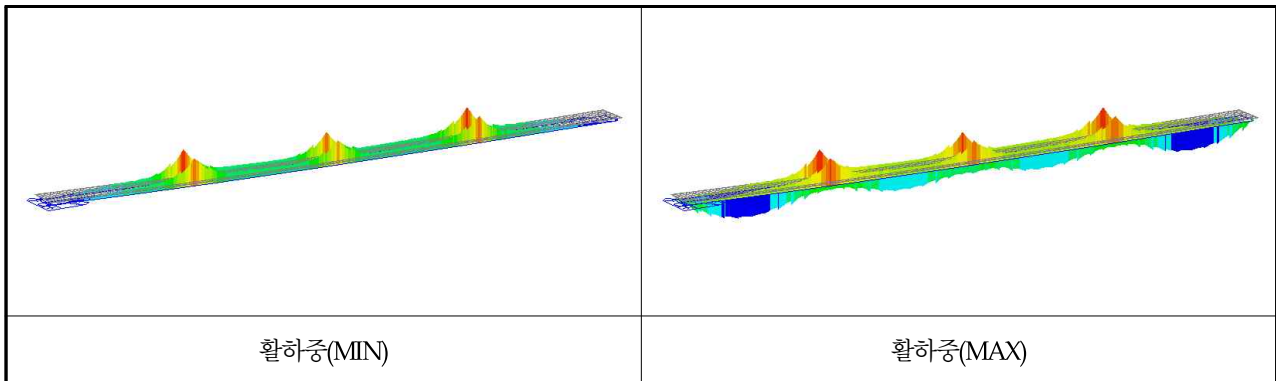
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

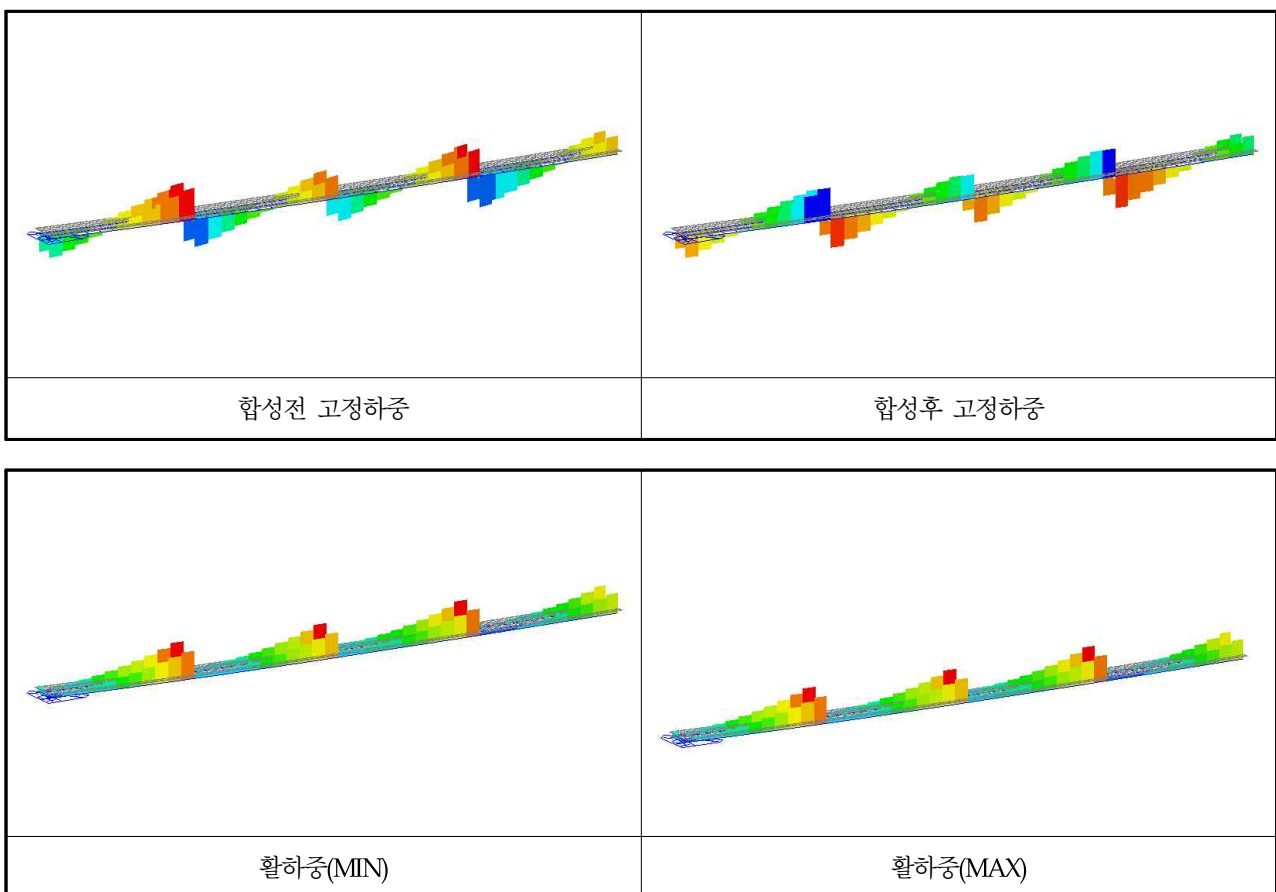


【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산)



【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산,계속)

㉠ 전단력



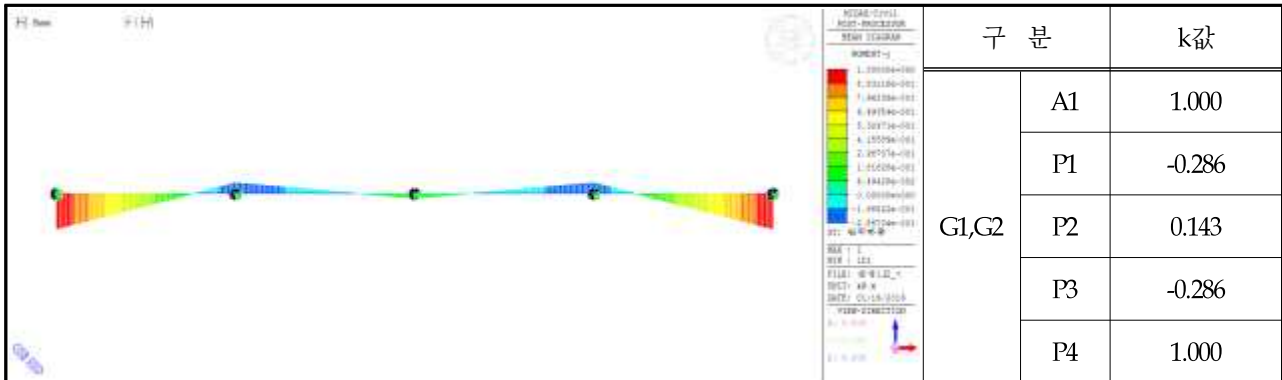
【그림 5.2.20】 전단력도(부산)

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 k라 함)를 구하여 이를 단면의 응력 검토시에 이용하였다.

【표 5.2.24】 영향계수 값 산출 결과(부산)



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.

- 정모멘트부

【표 5.2.25】 측경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	10971.659	3878.942	6365.098	392.599	21608.298
	G2	10906.119	3433.836	6817.557	391.506	21549.019
전단력 (kN)	G1	231.993	64.895	280.730	19.944	597.562
	G2	230.752	65.074	295.470	19.914	611.210
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	13.294	64.150	291.802	1.059	370.305
	G2	10.567	58.472	303.540	1.027	373.606

【표 5.2.26】 중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	4,534.037	1,698.842	5,164.781	493.839	11,891.499
	G2	4,484.087	1,418.192	5,406.441	493.023	11,801.743
전단력 (kN)	G1	169.534	53.433	224.457	42.696	490.120
	G2	170.758	46.403	241.200	42.775	501.136
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	7.720	27.529	194.954	2.836	233.039
	G2	3.194	23.497	201.900	2.358	230.949

• 부모멘트부

【표 5.2.27】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	16719.319	6171.515	7069.534	1088.784	31049.153
	G2	16578.593	5019.118	7977.770	1106.369	30681.850
전단력 (kN)	G1	1384.324	502.613	120.374	42.021	2049.332
	G2	1377.527	379.914	105.557	43.982	1906.980
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	9.296	28.558	547.854	2.786	588.494
	G2	31.399	11.502	570.478	2.664	616.043

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
 - ㉠ 외측경간 정모멘트
 - ㉠ 휨응력

【표 5.2.28】 외측경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	67.154	-67.623	182.038	190.000	2.711	2.810
1+2+3	96.465	-126.165	182.038	190.000	1.887	1.506
1+2+3+4	104.697	-127.673	209.344	190.000	2.000	1.488
1+2+3+4+5	119.420	-130.384	209.344	190.000	1.753	1.457
1+2+3+4+5+6	132.107	-132.683	236.649	218.500	1.791	1.647
1+2+3+4+5-6	106.732	-128.084	236.649	218.500	2.217	1.706

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.917 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{119.420}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{11.917}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.325 + 0.012 = 0.337 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-130.384}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.917}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.471 + 0.012 = 0.483 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉠ 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 5.2.29】 외측경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.192	16.200	O.K(3.13)
	크리프, 건조수축 제외시	6.596	16.200	O.K(2.46)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	176.875	315.000	O.K(1.79)
	크리프, 건조수축 제외시	153.920	315.000	O.K(2.05)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-202.146	315.000	O.K(1.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-197.927	315.000	O.K(1.6)

㉔ 중앙경간 정모멘트부

㉔㉔ 휨응력

【표 5.2.30】 중앙경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.486	-33.755	148.183	190.000	4.425	5.629
1+2+3	55.586	-81.403	148.183	190.000	2.666	2.334
1+2+3+4	59.202	-81.090	170.410	190.000	2.878	2.343
1+2+3+4+5	72.577	-80.156	170.410	190.000	2.348	2.370
1+2+3+4+5+6	84.256	-78.708	192.638	218.500	2.286	2.776
1+2+3+4+5-6	60.898	-81.605	192.638	218.500	3.163	2.678

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉔㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.330 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{84.256}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{9.330}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.191 + 0.007 = 0.198 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-81.403}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.330}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.184 + 0.007 = 0.191 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.31】 중앙경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.720	16.200	O.K(3.44)
	크리프, 건조수축 제외시	5.887	16.200	O.K(2.76)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	115.379	315.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	98.388	315.000	O.K(3.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-137.175	315.000	O.K(2.3)
	크리프, 건조수축 제외시	-138.422	315.000	O.K(2.28)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부

㉒ 휨응력

【표 5.2.32】 지점부 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-73.360	66.903	190.000	190.000	2.590	2.840
1+2+3	-126.984	122.947	190.000	190.000	1.496	1.545
1+2+3+4	-135.214	118.583	190.000	190.000	1.405	1.602
1+2+3+4+5	-121.316	125.546	190.000	190.000	1.566	1.513
1+2+3+4+5+6	-103.906	136.002	218.500	218.500	2.103	1.607
1+2+3+4+5-6	-138.725	115.091	218.500	218.500	1.575	1.899

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 6.195 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.214}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{6.195}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.506 + 0.003 = 0.510 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{125.546}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{6.195}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.437 + 0.003 = 0.440 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

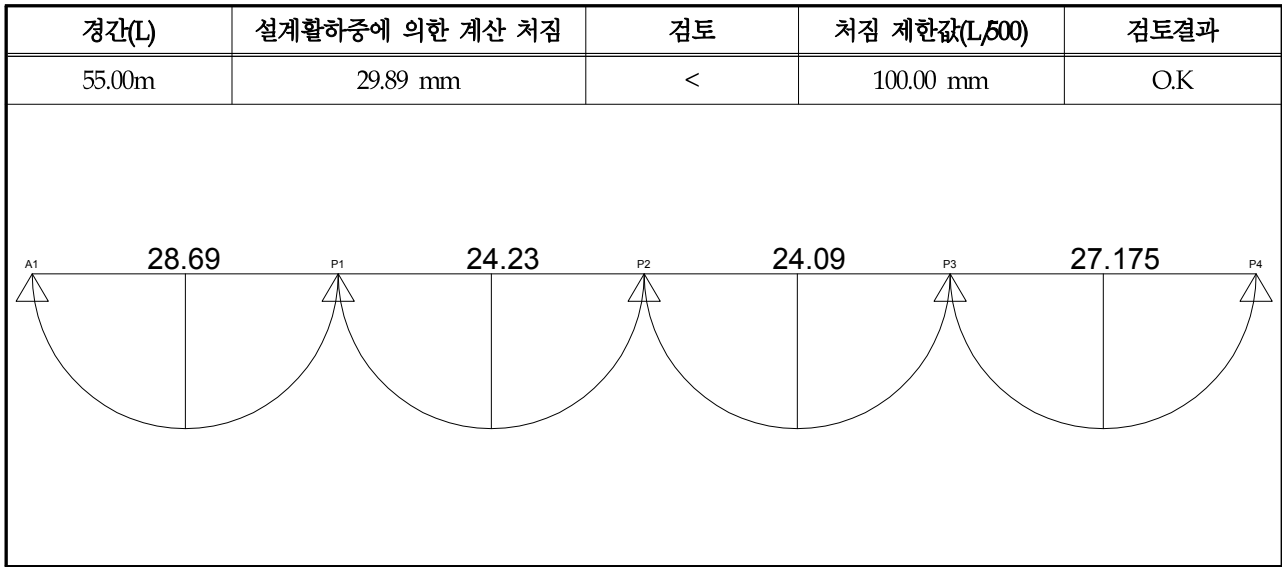
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.33】 지점부 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-108.940	400.000	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-114.793	400.000	O.K(3.49)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-202.770	315.000	O.K(1.56)
	크리프, 건조수축 제외시	-208.439	315.000	O.K(1.52)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	200.007	315.000	O.K(1.58)
	크리프, 건조수축 제외시	197.408	315.000	O.K(1.6)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】 반력 집계결과 (단위 : kN)(부산)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	1074.056	430.522	632.047	-97.352	20.549	20.549	2157.174	1622.479	3000
	G2	1062.718	293.051	745.948	-84.130	20.444	20.444	2122.161	1460.343	3000
P1	G1	3227.981	1235.471	1331.550	-156.517	62.015	62.015	5857.017	4681.984	8000
	G2	3203.396	886.073	1575.813	-122.373	67.484	67.484	5732.766	4279.326	8000
P2	G1	2597.314	1021.911	1274.505	-293.102	84.030	84.030	4977.760	3996.357	7000
	G2	2570.660	699.526	1530.982	-268.384	92.981	92.981	4894.149	3631.551	7000
P3	G1	3248.333	1238.157	1330.940	-157.868	57.254	57.254	5874.684	4701.612	8000
	G2	3235.850	898.049	1583.524	-128.862	72.222	72.222	5789.645	4334.983	8000
P4	G1	1110.037	438.548	643.233	-104.577	21.397	21.397	2213.215	1674.559	3000
	G2	1041.882	284.435	739.181	-84.646	19.573	19.573	2085.071	1430.536	3000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

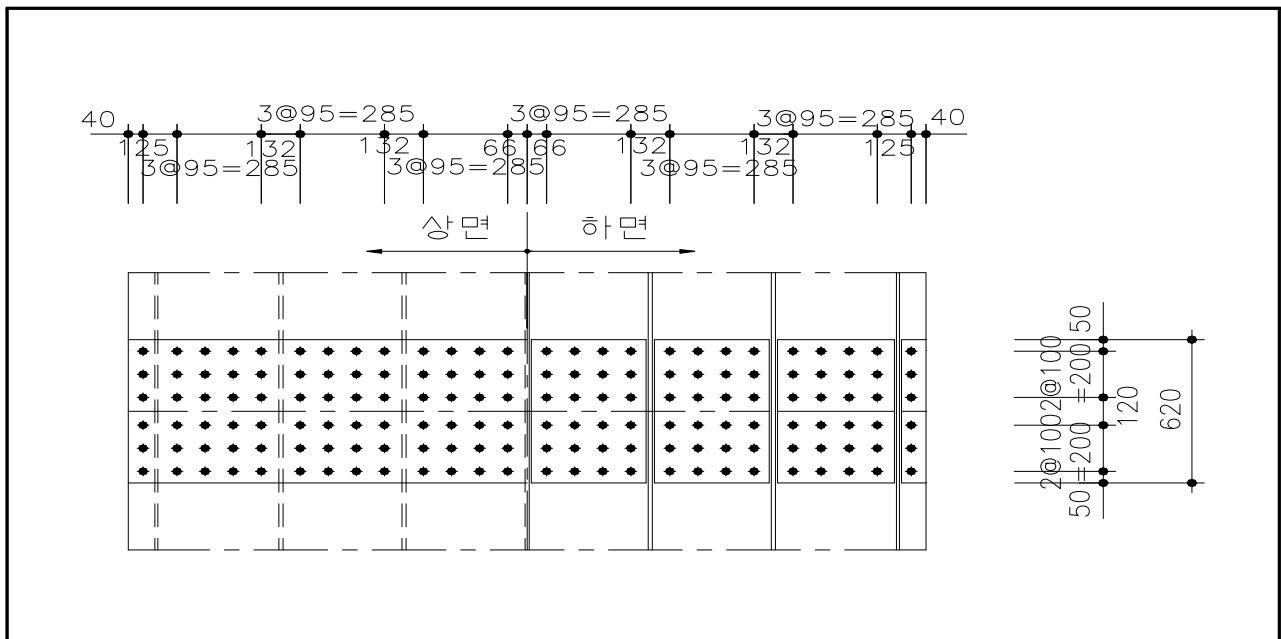
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1 경간 최대 정모멘트부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_t (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
10788.490	3836.490	231.993	64.895	371.364	66.4	-66.9	190.00

• 강 종 : SM490($f_a = 190$ MPa , $v_a = 110$ MPa)
 • 볼 트 : H.T.B(M22 F10T) $\rho_{sa} = 48000 \times 2$ 면 마찰 = 96000N

㉡ 압축부 플랜지(상부플랜지)의 이음



【그림 5.2.21】 압축부 플랜지 이음(부산)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 66.4 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 16mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 65 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 78 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 51,700 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 620 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6\text{-PL} \quad 385 \times 10 \times 620 = 23,100.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 10 \times 620 = 27,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 51,700 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 119.072 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 78,923.1 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,375 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 5.635 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 3.762 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.144 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.189 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

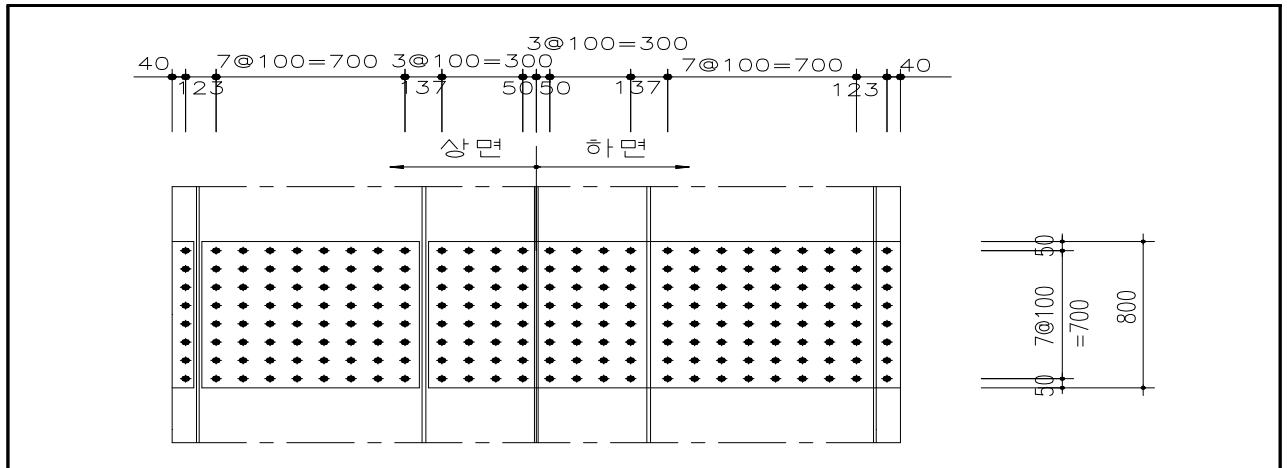
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

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

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 78,958.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(하부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.22】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 66.9 \text{ MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 18 \text{ mm}, \text{ 모재길이} = 2,700 \text{ mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 73EA \Rightarrow n_t = 104EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 36,450.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 16 \times 800 = 2,560.0 \text{ mm}^2$$

$$3\text{-PL} \quad 800 \times 16 \times 865 = 38,400.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 16 \times 800 = 43,200.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 84,160.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 84,160.0 - 25.0 \times 16.0 \times 26 \times 2EA = 63,360.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 109.3 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 66,591.3 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 2,240 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 6.379 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 8.49 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.144 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.189 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 종단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

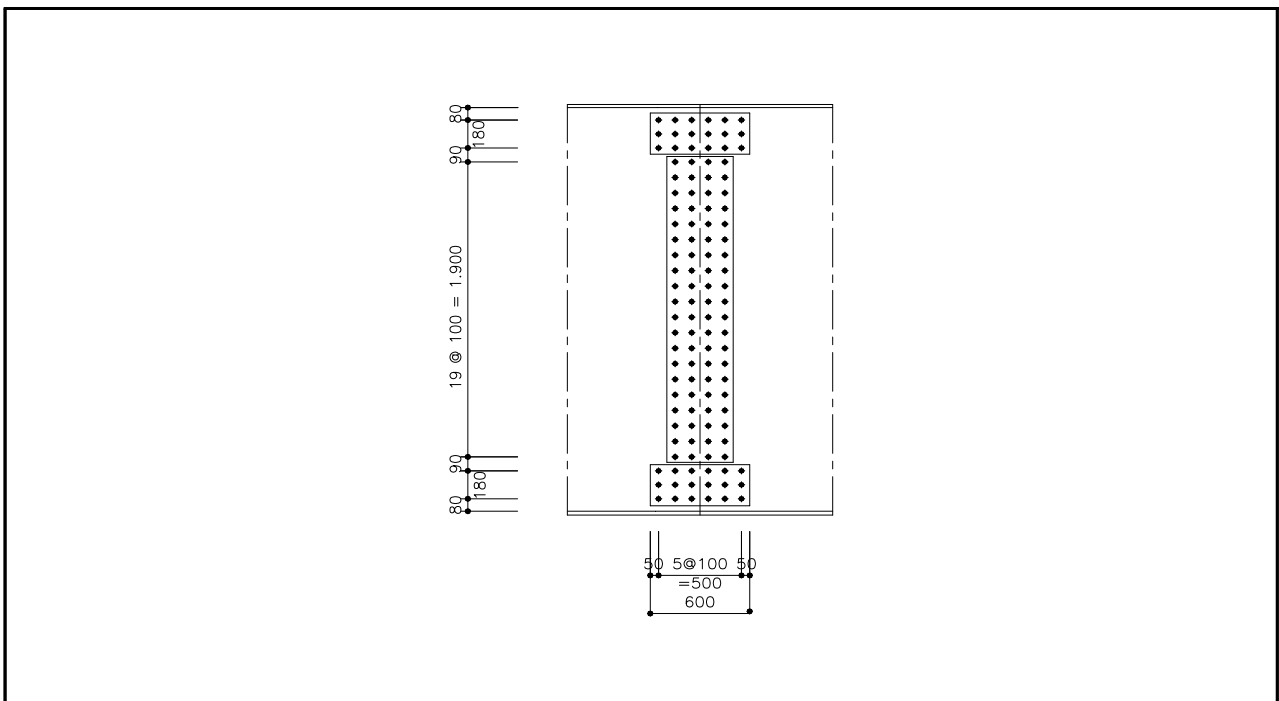
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 666,29.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.23】 Web 이음(부산)

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,300 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 128.798}{2} \times 125.0 \times 12.0 / 3EA = 67.825 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{128.798 + 118.933}{2} \times 90.0 \times 12.0 / 3EA = 44.591 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{118.933 + 109.069}{2} \times 90.0 \times 12.0 / 3EA = 41.040 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.067 + 98.654}{2} \times 95.0 \times 12.0 / 2EA = 59.201 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{98.654 + 87.692}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 2EA = 55.904 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = \left[\frac{296.9 \times 1000}{2} + \frac{371.4 \times 1000000}{2 \times 6456772.0} \right] / 58 EA = 2,559.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{67,825^2 + 2,559.9^2} = 67,872.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.759 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2,405 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 885.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 289.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.394 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 3.399 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- (라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,312.4\text{mm} \quad y_{sl} = 1,321.6\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 878.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,755.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 56.003 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 63.008 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

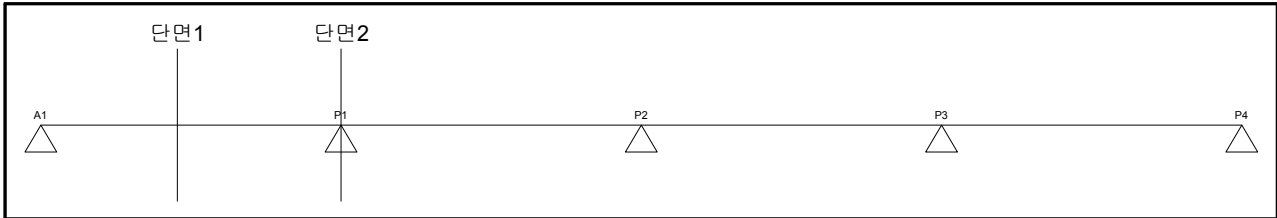
- ② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

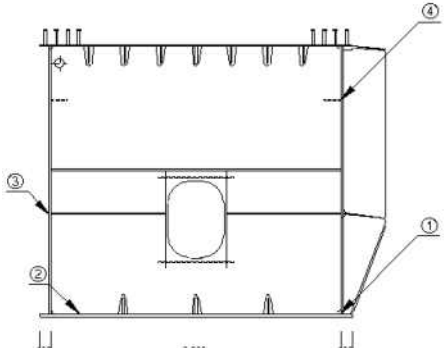
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



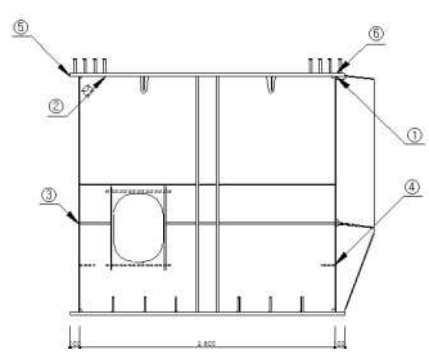
【그림 5.2.24】 피로조사 단면위치(부산)

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

〈단면 1〉

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

〈단면 2〉

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거셋판 용접 끝부분	E	56	91	
⑥	스티드에 인접한 인장측 플랜지부	C	91	147	

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	4423.9	4967.52	7.937E+11	1755.2	9.783	10.985	B	126	203	O.K
②				1755.2	9.783	10.985	C	91	147	O.K
③				621.2	3.462	3.888	E	56	91	O.K
④				57.2	0.319	0.358	E	56	91	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	1932.96	5797.2	3.278E+11	1360.38	8.021	24.056	B	126	203	O.K
②				1860.38	10.969	32.898	C	91	147	O.K
③				698.376	4.118	12.350	E	56	91	O.K
④				996.376	5.875	17.620	E	56	91	O.K
⑤				1301.62	7.675	23.017	E	56	91	O.K
⑥				1301.64	7.675	23.018	C	91	147	O.K

㉔ 전단에 대한 피로검토

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

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

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

Σa : 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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	542	30	2700	81000	1302	1.053E+08	3.278E+11	8	22.6	7.7	63	OK
DL하중	803.7									11.4	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	542	32	2700	86400	1360	1.174E+08	3.278E+11	8	22.6	8.6	63	O.K
DL하중	803.7									12.7	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. 건교부에서 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 중성화, 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

5.3.4 기본내하력 평가

5.3.4.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	$\frac{122.167-1.3 \times 8.689}{2.15 \times 12.117}$	4.256	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	$\frac{105.960-1.3 \times 4.956}{2.15 \times 31.980}$	1.447	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	190	$\frac{190-(67.154+10.689)}{18.622(1+0.1579)}$	5.202	DB24 이상
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	190	$\frac{190-(67.623+21.349)}{37.193(1+0.1579)}$	2.346	“
	지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.530	190	$\frac{190-(73.36+23.095)}{30.530(1+0.1579)}$	7.693	“
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	190	$\frac{190-(66.903+24.137)}{31.908(1+0.1579)}$	3.423	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	190	$\frac{190-(33.486+5.103)}{16.997(1+0.1579)}$	2.646	“
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	190	$\frac{190-(33.755+11.002)}{36.646(1+0.1579)}$	2.678	“

5.3.4.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	$\frac{122.167-1.3 \times 8.689}{2.15 \times 12.117}$	4.256	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	$\frac{105.960-1.3 \times 4.956}{2.15 \times 31.980}$	1.447	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	190	$\frac{190-(67.154+10.689)}{18.622(1+0.1579)}$	5.202	DB24 이상
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	190	$\frac{190-(67.623+21.349)}{37.193(1+0.1579)}$	2.346	“
	지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.530	190	$\frac{190-(73.36+23.095)}{30.530(1+0.1579)}$	7.693	“
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	190	$\frac{190-(66.903+24.137)}{31.908(1+0.1579)}$	3.423	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	190	$\frac{190-(33.486+5.103)}{16.997(1+0.1579)}$	2.646	“
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	190	$\frac{190-(33.755+11.002)}{36.646(1+0.1579)}$	2.678	“

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	3.271	A
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	1.409	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	96.465	190	1.970	A
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	126.165	190	1.506	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.53	126.985	190	1.496	A
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	122.948	190	1.545	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	55.586	190	3.418	A
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	81.403	190	2.334	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	3.271	A
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	1.409	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	96.465	190	1.970	A
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	126.165	190	1.506	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.53	126.985	190	1.496	A
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	122.948	190	1.545	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	55.586	190	3.418	A
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	81.403	190	2.334	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

가. 교각(P2) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

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

나) 하중

- (1) 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- (2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

다) 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
- 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa

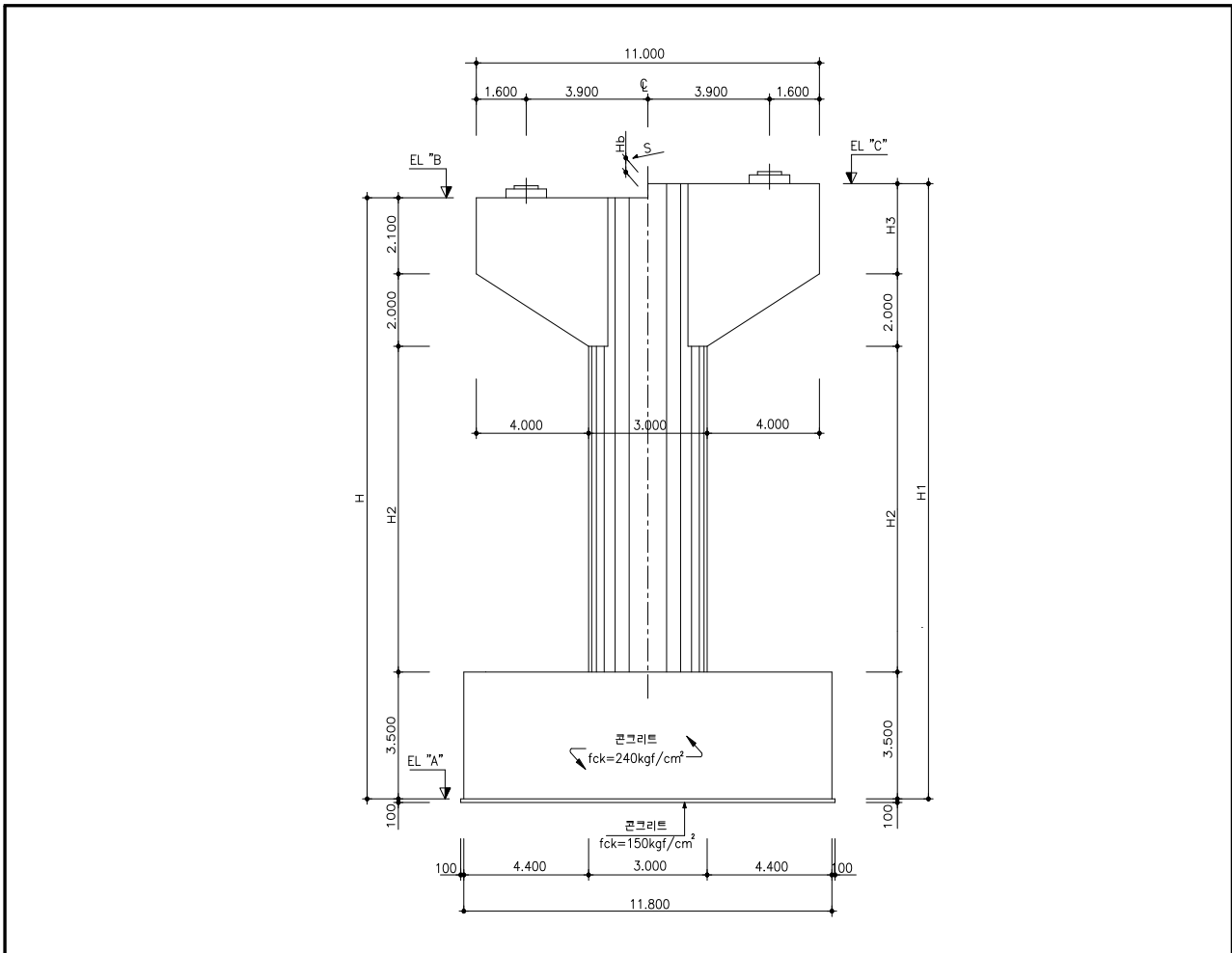
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P2)(대구)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-3,619.225	-1,274.500	
2	-3,270.185	-1,593.982	
계	-6,889.41	-2,778.487	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.980 = 3.051 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.050] \times 3.980 = 13.490 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 13.490 \times 55.000 = 741.900 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.200 \times 2.800 = 35.280 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 3.0 \times 10.0 = 90.000 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.500 \times 55.000 = 148.500 \text{ kN}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

다) 온도하중

(1) 교축직각방향(G-TR)

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

(2) 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.005 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 591.397 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 6,889.41 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 344.471 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 344.471 kN을 적용한다.

라) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	Q	G
LC1	1.3	2.15			1.3	
LC2	1.3		1.3		1.3	
LC3	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC4	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC5	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC6	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC7	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC8	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC9	1.25	1.25		0.625	1.25	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

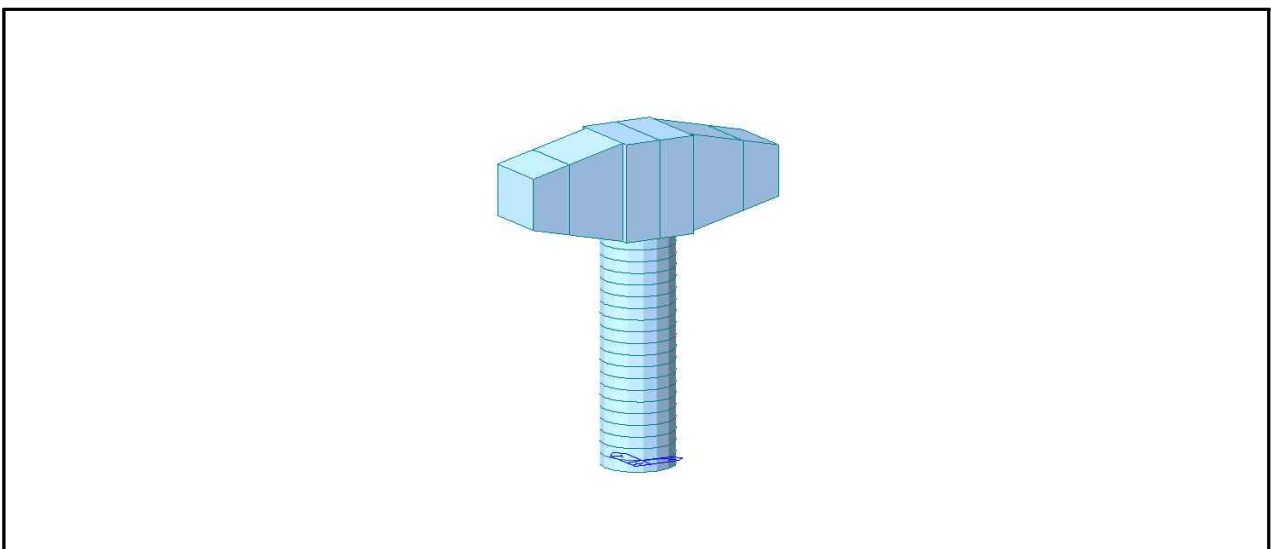
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P2)(대구)

6) 코핑부 검토

가) 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 코핑 끝단으로부터 2.00m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,627.08 \text{ kN}$$

$$M_u = 20,010.11 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 1,725.2 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 8,627.08 / 8,627.08 = 2.319 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.100 = 2.900 \text{ m}$$

$$a / d = 2.319 / 2.90 = 0.800 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.000	4,200.000	4,100.000	100.000	20,010.107	8,627.080
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

$$\text{㉠ 주인장철근 : D29 - 81EA (= 52,034.400 mm}^2\text{)}$$

$$\text{㉡ 폐합스트립 : D25 - 90EA (= 45,603.000 mm}^2\text{)}$$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 4,100 / 1,000 = 55,104 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 4,100 / 1,000 = 642,880 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 44,083.200 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 25,675.833 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 7,189.233 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002626 A_f^2 + 4,100 A_f + 78,471,007.843 = 0 \quad \therefore A_f = 19,379.828 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 26,569.061 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 24,306.456 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 36,736.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 36,736.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 52,034.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 14,773.380 \text{ mm}^2 < A_{used}(45,603.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

나) 일반보 검토(설계적용방법) 결과 비교

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
일반보 검토	52,588.850	20,010.107	2.628	24,413.66	8,627.080	2.830	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트립		S.F	검토 결과
	사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		
내민받침 검토	52,034.4	36,736.0	1.416	45,603.0	14,773.38	3.087	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(대구)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	20,827.97	154.532	0.075	0.000	
	LC2	14,854.223	-1,769.633	-6.442	-14,836.351	
	LC3	18,466.256	-606.184	-3.657	-8,885.356	
	LC4	18,236.141	-606.184	-0.318	-45.382	
	LC5	18,696.37	-606.184	-0.273	45.382	
	LC6	14,061.643	-1,701.570	-6.215	-14,309.359	
	LC7	14,504.17	-1,701.570	-6.173	-14,222.086	
	LC8	17,534.751	-582.870	-3.538	-8,587.247	
	LC9	17,977.279	-582.870	-3.496	-8,499.975	
교축 방향	LC1	20,827.97	0.000	0.000	0.000	
	LC2	14,854.223	0.000	0.000	0.000	
	LC3	18,466.256	0.000	0.000	0.000	
	LC4	18,236.141	0.000	2.437	6,358.916	
	LC5	18,696.37	0.000	-2.437	-6,358.916	
	LC6	14,061.643	0.000	2.343	6,114.343	
	LC7	14,504.17	0.000	-2.343	-6,114.343	
	LC8	17,534.751	0.000	2.343	6,114.343	
	LC9	17,977.279	0.000	-2.343	-6,114.343	

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

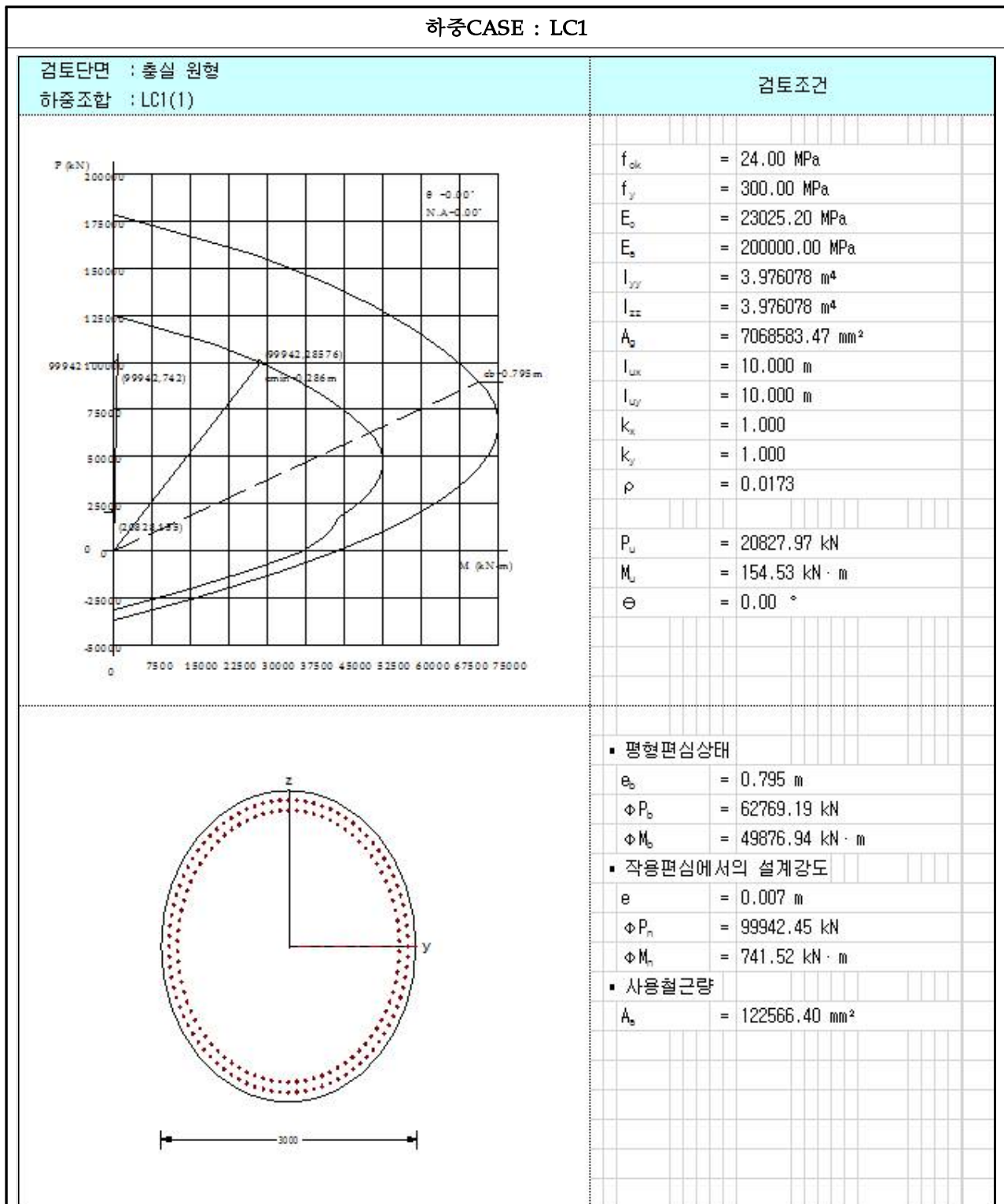
【표 5.4.2】 기둥 단면검토 결과(P2)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	20,827.970	99,942.454	154.532	741.517	4.798	O.K
LC2	14,854.223	46,575.123	16,605.984	52,466.930	3.160	O.K
LC3	18,466.256	81,370.046	9,491.540	41,428.234	4.365	O.K
LC4	18,236.141	94,186.993	6,392.210	33,148.694	5.186	O.K
LC5	18,696.370	95,359.681	6,383.597	32,270.557	5.055	O.K
LC6	14,061.643	42,877.636	17,138.700	52,263.991	3.049	O.K
LC7	14,504.170	44,669.224	17,057.198	52,394.444	3.072	O.K
LC8	17,534.751	72,771.426	11,021.626	45,782.847	4.154	O.K
LC9	17,977.279	73,922.558	10,949.121	45,249.651	4.133	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

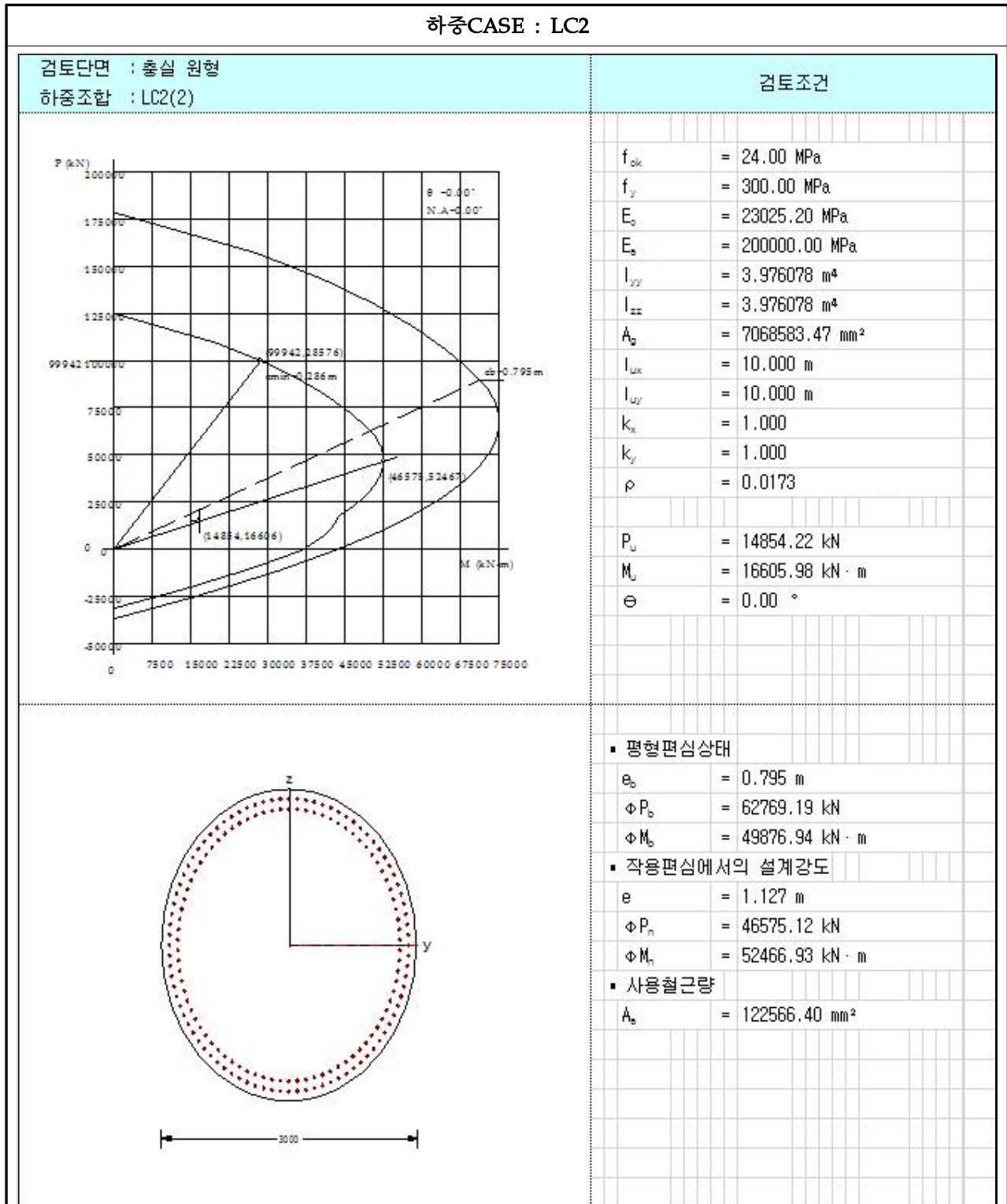
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : LC1



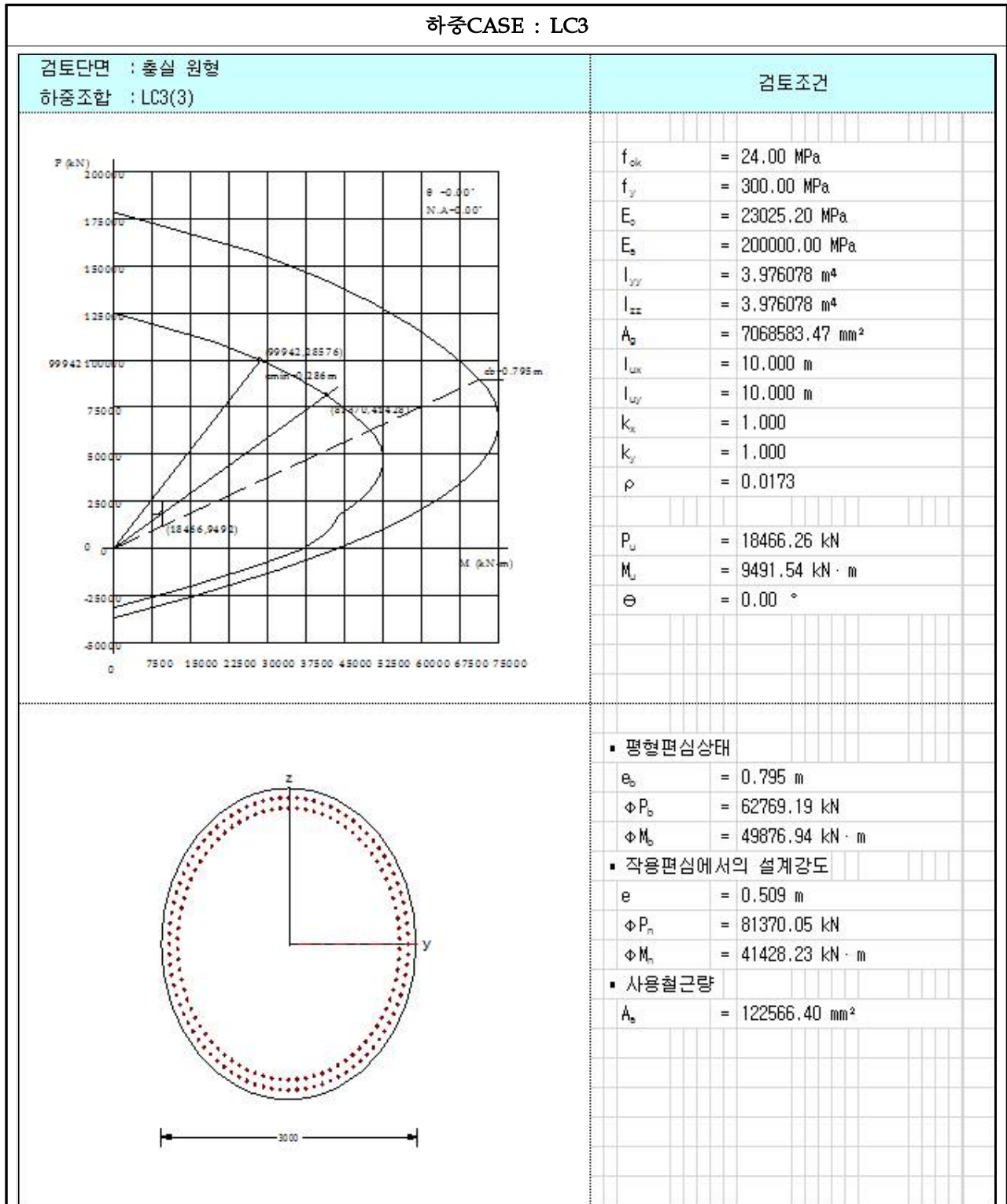
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



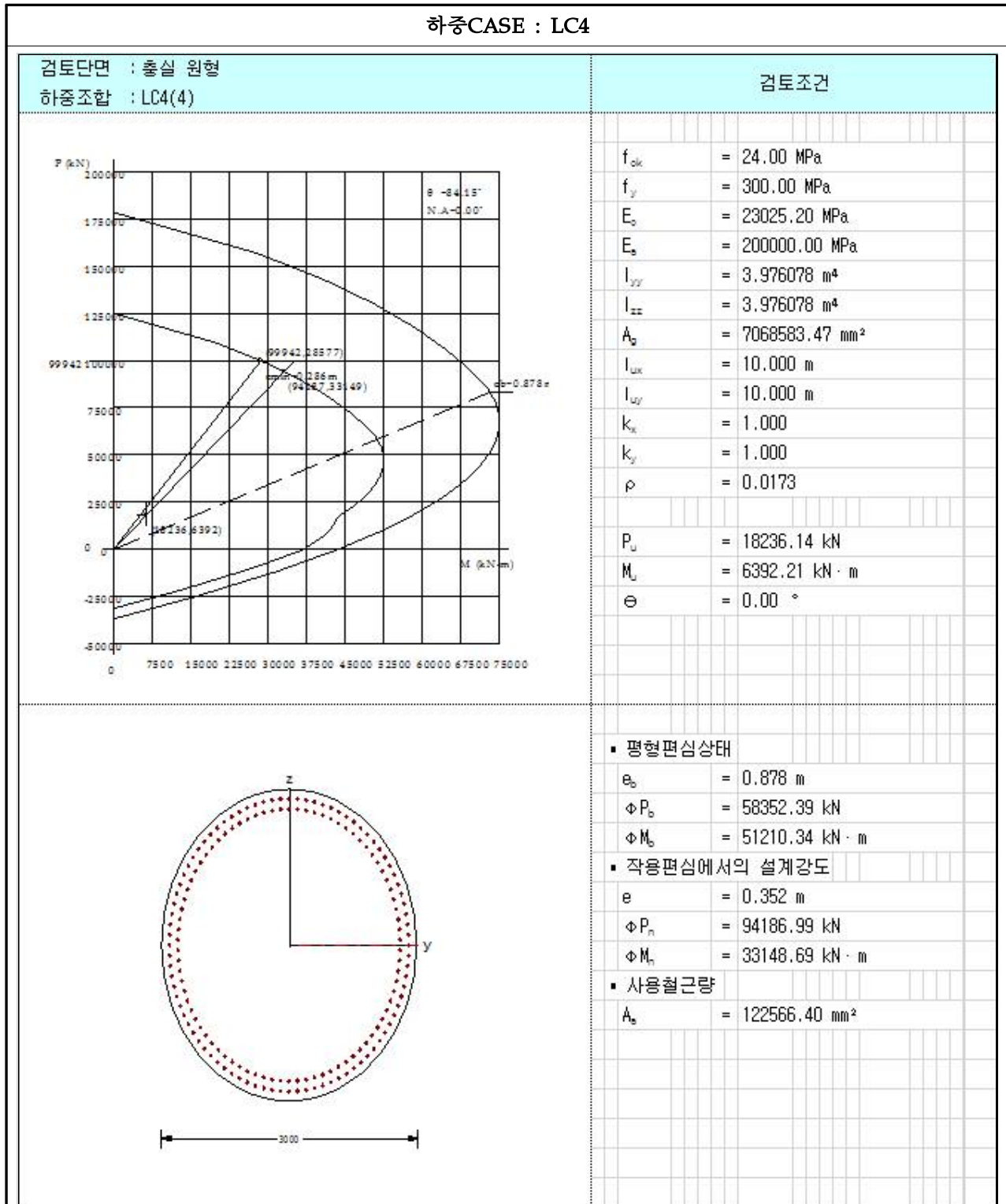
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(대구)

(3) 하중CASE : LC3



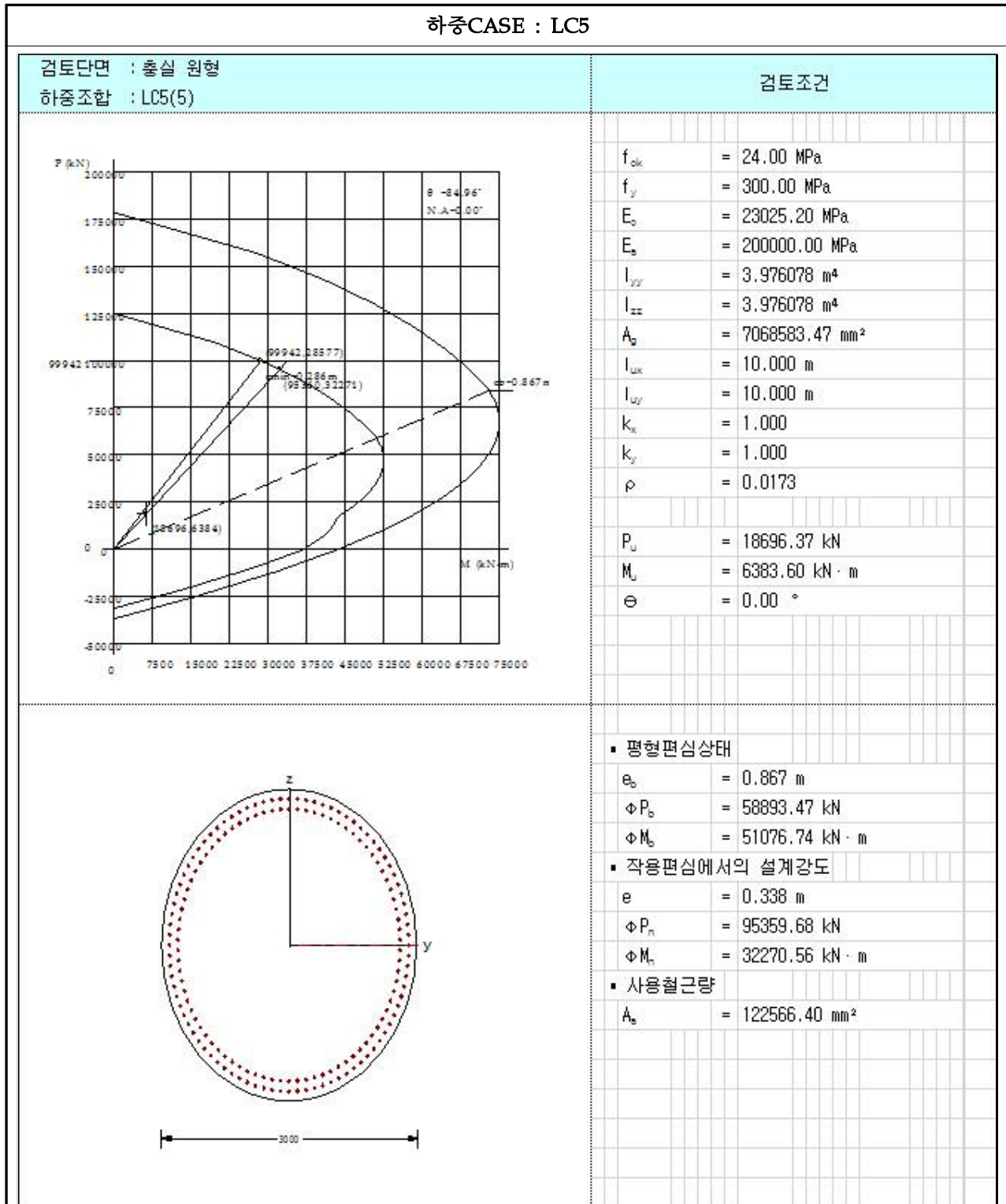
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(대구)

(4) 하중CASE : LC4



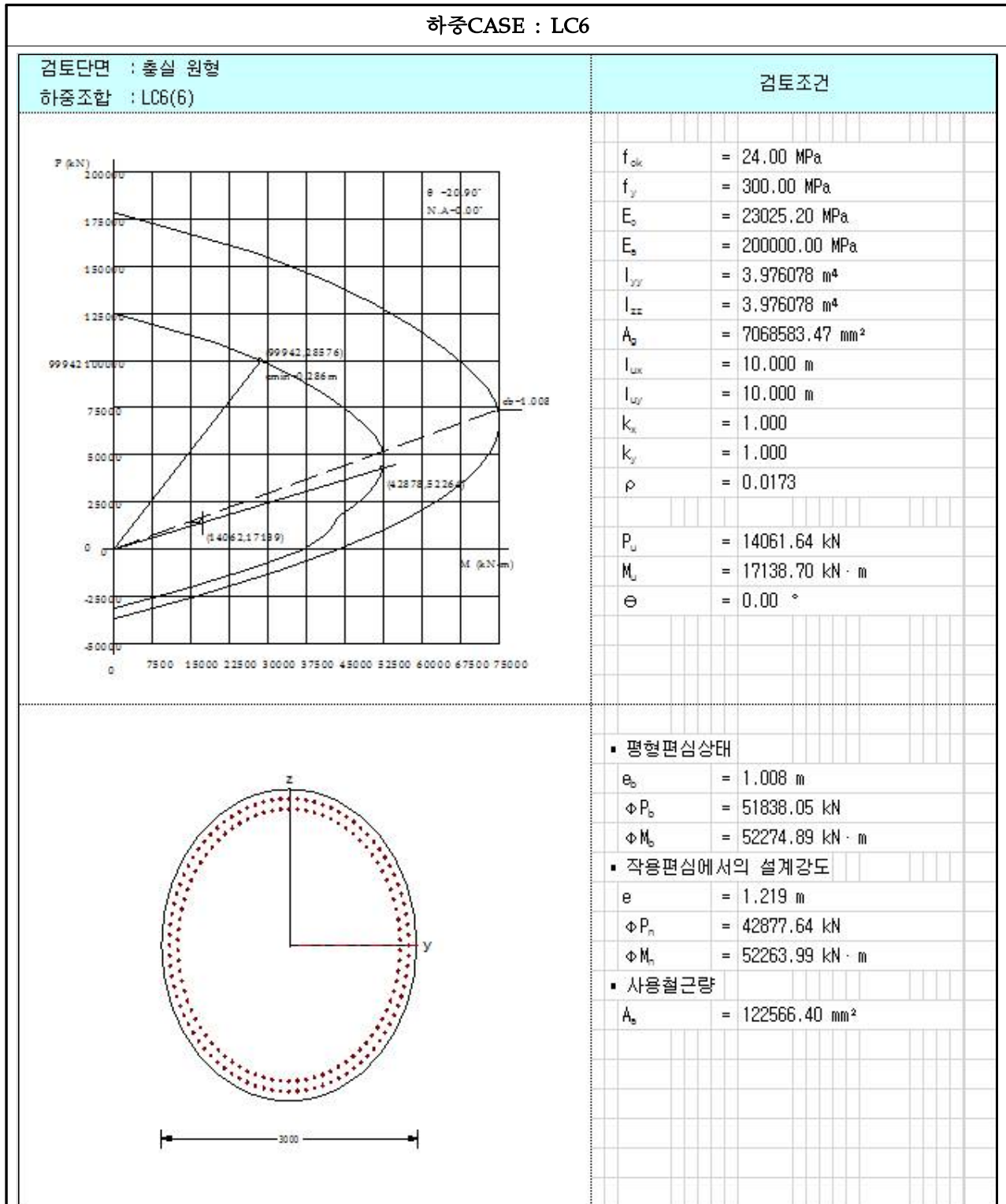
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(대구)

(5) 하중CASE : LC5



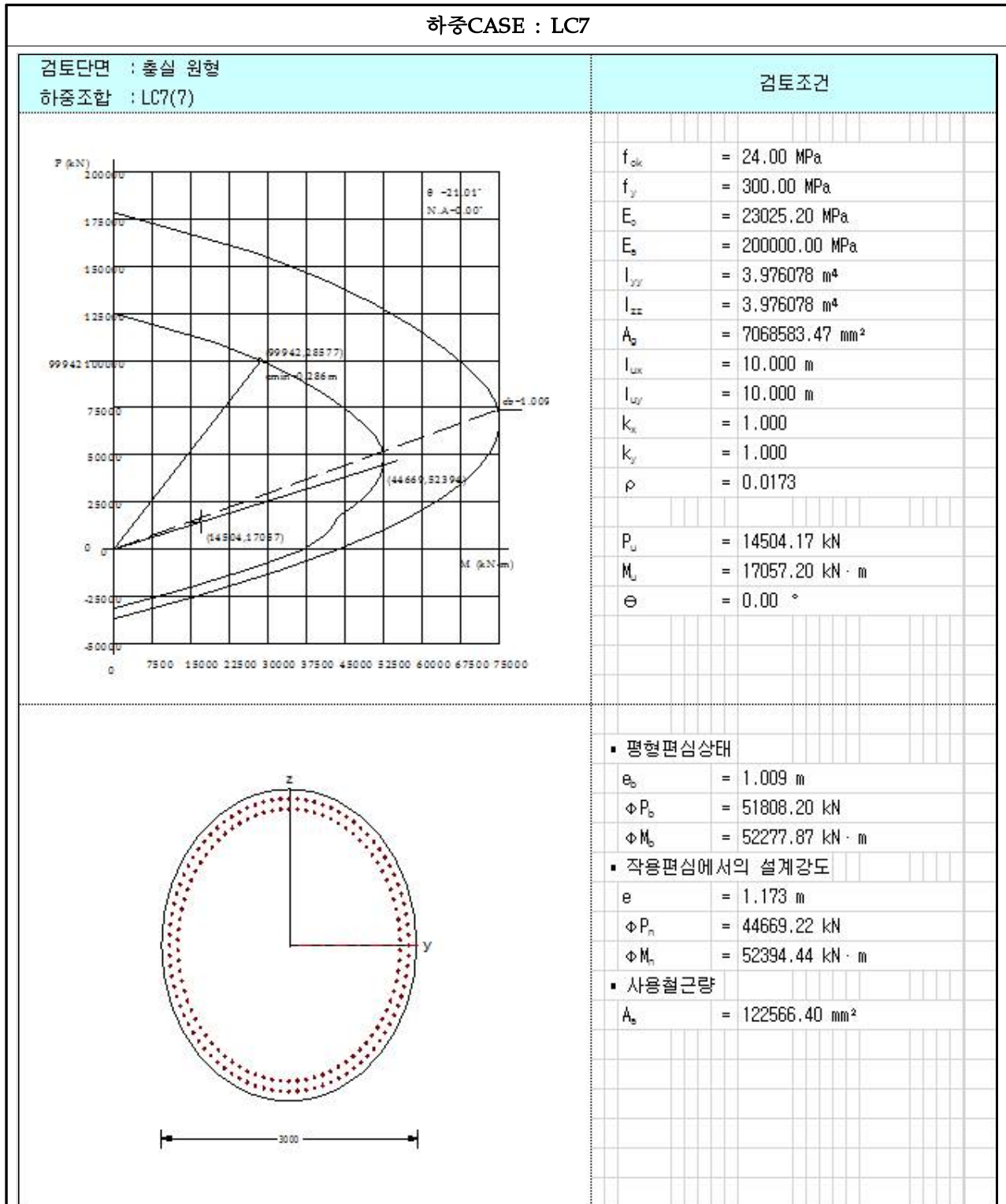
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



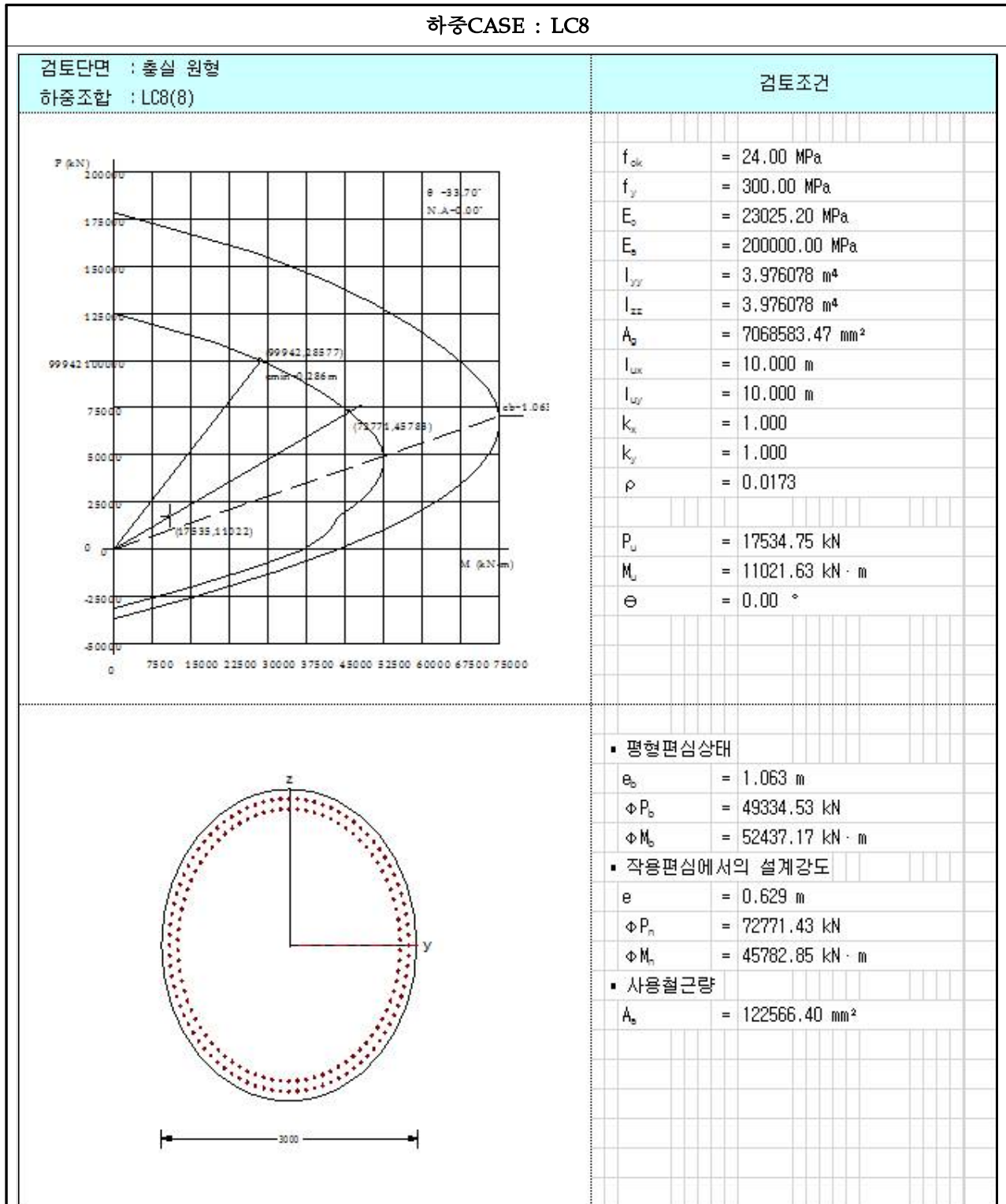
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



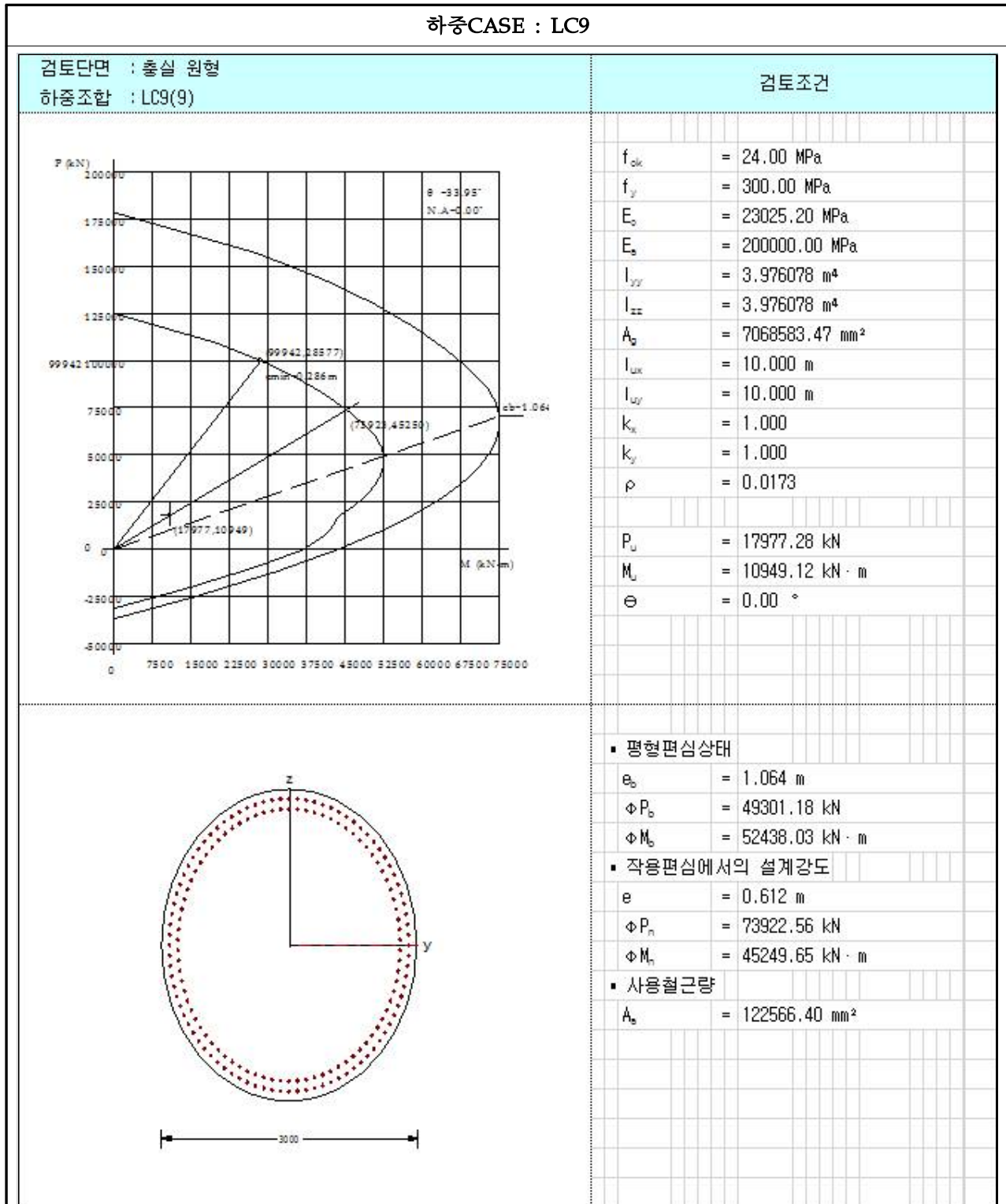
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(대구)

(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.11】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(대구)

5.4.2 부산방향

가. 교각(P2) 구조검토

1) 검토조건

가) 일반사항

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

나) 하중

- (1) 철근콘크리트의 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- (2) 기초지반의 단위중량 : $\gamma_{s2} = 20.0 \text{ kN/m}^3$

다) 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
- 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa

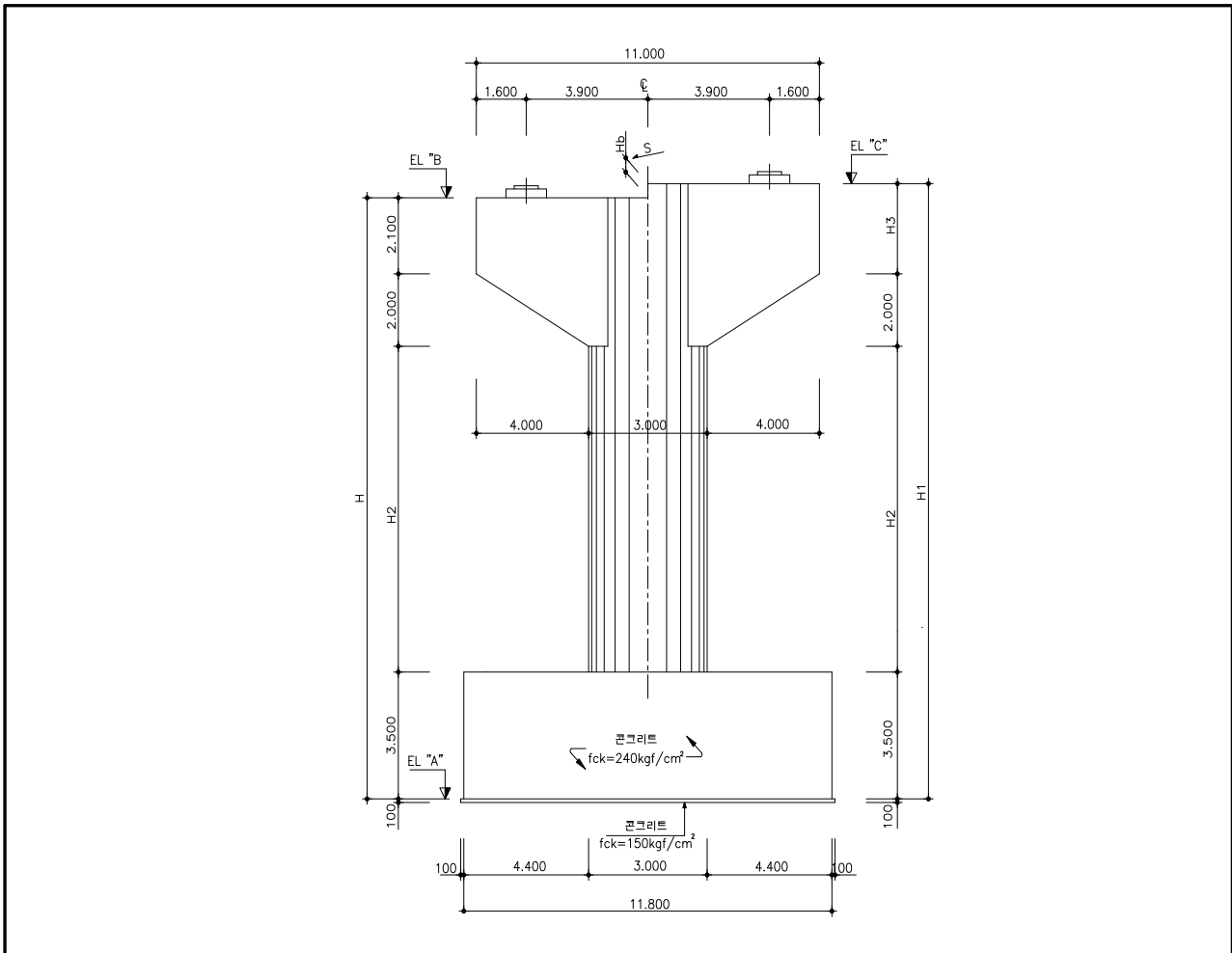
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.12】 해석단면(P2)(부산)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-3,619.225	-1,274.500	
2	-3,270.185	-1,593.982	
계	-6,889.41	-2,778.487	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.980 = 3.051 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.050] \times 3.980 = 13.490 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 13.490 \times 55.000 = 741.900 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.200 \times 2.800 = 35.280 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 3.0 \times 10.0 = 90.000 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.500 \times 55.000 = 148.500 \text{ kN}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

다) 온도하중

(1) 교축직각방향(G-TR)

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

(2) 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.005 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 591.397 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 6,889.41 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 344.471 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 344.471 kN을 적용한다.

라) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

4) 하중조합

가) 계수하중 검토시

구분	D	L	W	WL	Q	G
LC1	1.3	2.15			1.3	
LC2	1.3		1.3		1.3	
LC3	1.3	1.3		0.65	1.3	
LC4	1.3	1.3			1.3	-1.3
LC5	1.3	1.3			1.3	+1.3
LC6	1.25		1.25		1.25	-1.25
LC7	1.25		1.25		1.25	+1.25
LC8	1.25	1.25		0.625	1.25	-1.25
LC9	1.25	1.25		0.625	1.25	+1.25

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 1.3 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

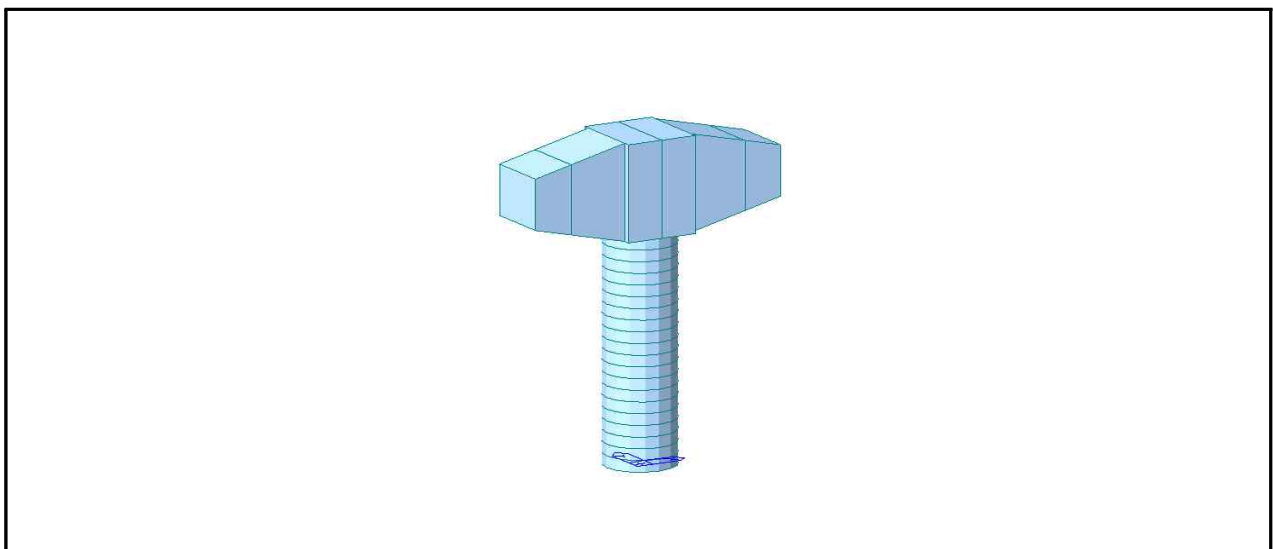
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.13】 해석모델링(P2)(부산)

6) 코핑부 검토

가) 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 코핑 끝단으로부터 2.00m에 위치한다.

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,627.08 \text{ kN}$$

$$M_u = 20,010.11 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 1,725.2 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 8,627.08 / 8,627.08 = 2.319 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.100 = 2.900 \text{ m}$$

$$a / d = 2.319 / 2.90 = 0.800 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.000	4,200.000	4,100.000	100.000	20,010.107	8,627.080
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : $D29 - 81EA (= 52,034.400 \text{ mm}^2)$

㉡ 폐합스트립 : $D25 - 90EA (= 45,603.000 \text{ mm}^2)$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 4,100 / 1,000 = 55,104 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 4,100 / 1,000 = 642,880 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 44,083.200 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 25,675.833 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 7,189.233 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

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

$$0.002626 A_f^2 + 4,100 A_f + 78,471,007.843 = 0 \quad \therefore A_f = 19,379.828 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 26,569.061 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 24,306.456 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 36,736.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 36,736.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 52,034.400 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 14,773.380 \text{ mm}^2 < A_{used}(45,603.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

나) 일반보 검토(설계적용방법) 결과 비교

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
일반보 검토	52,588.850	20,010.107	2.628	24,413.66	8,627.080	2.830	O.K

구 분	주인장철근		S.F	폐합스트립		S.F	검토 결과
	사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		사용량(mm ²)	필요량(mm ²)		
내민받침 검토	52,034.4	36,736.0	1.416	45,603.0	14,773.38	3.087	O.K.

7) 기둥 단면검토

가) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.3】 부재력 산정결과(부산)

구 분		P_u (kN)	$M1$ (kN·m)	Δ (mm)	$M2$ (kN·m)	비 고
교축 직각 방향	LC1	20,827.97	154.532	0.075	0.000	
	LC2	14,854.223	-1,769.633	-6.442	-14,836.351	
	LC3	18,466.256	-606.184	-3.657	-8,885.356	
	LC4	18,236.141	-606.184	-0.318	-45.382	
	LC5	18,696.37	-606.184	-0.273	45.382	
	LC6	14,061.643	-1,701.570	-6.215	-14,309.359	
	LC7	14,504.17	-1,701.570	-6.173	-14,222.086	
	LC8	17,534.751	-582.870	-3.538	-8,587.247	
	LC9	17,977.279	-582.870	-3.496	-8,499.975	
교축 방향	LC1	20,827.97	0.000	0.000	0.000	
	LC2	14,854.223	0.000	0.000	0.000	
	LC3	18,466.256	0.000	0.000	0.000	
	LC4	18,236.141	0.000	2.437	6,358.916	
	LC5	18,696.37	0.000	-2.437	-6,358.916	
	LC6	14,061.643	0.000	2.343	6,114.343	
	LC7	14,504.17	0.000	-2.343	-6,114.343	
	LC8	17,534.751	0.000	2.343	6,114.343	
	LC9	17,977.279	0.000	-2.343	-6,114.343	

P_u : 전체축력 , $M1, M2$: Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

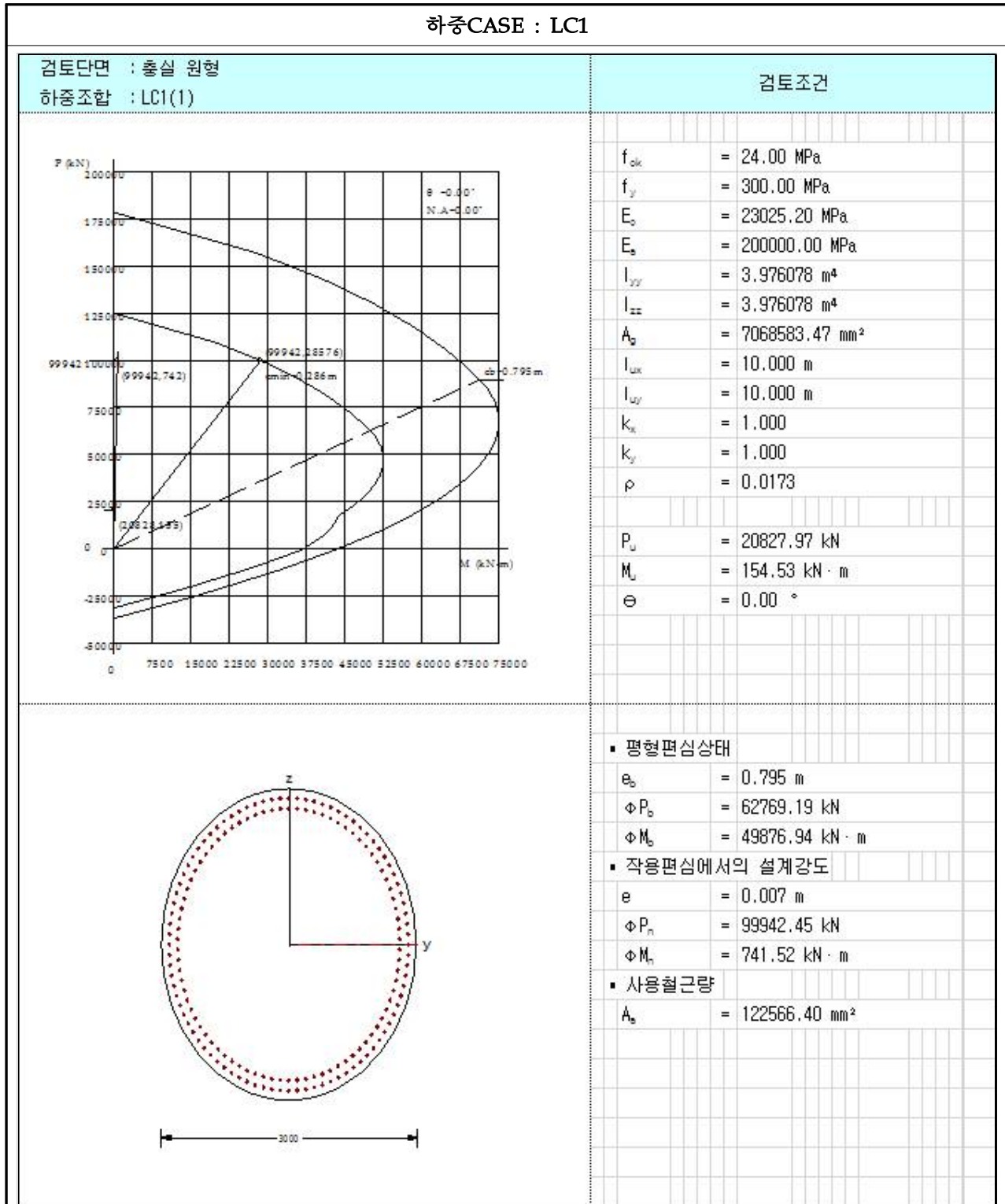
【표 5.4.4】 기둥 단면검토 결과(P2)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	20,827.970	99,942.454	154.532	741.517	4.798	O.K
LC2	14,854.223	46,575.123	16,605.984	52,466.930	3.160	O.K
LC3	18,466.256	81,370.046	9,491.540	41,428.234	4.365	O.K
LC4	18,236.141	94,186.993	6,392.210	33,148.694	5.186	O.K
LC5	18,696.370	95,359.681	6,383.597	32,270.557	5.055	O.K
LC6	14,061.643	42,877.636	17,138.700	52,263.991	3.049	O.K
LC7	14,504.170	44,669.224	17,057.198	52,394.444	3.072	O.K
LC8	17,534.751	72,771.426	11,021.626	45,782.847	4.154	O.K
LC9	17,977.279	73,922.558	10,949.121	45,249.651	4.133	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

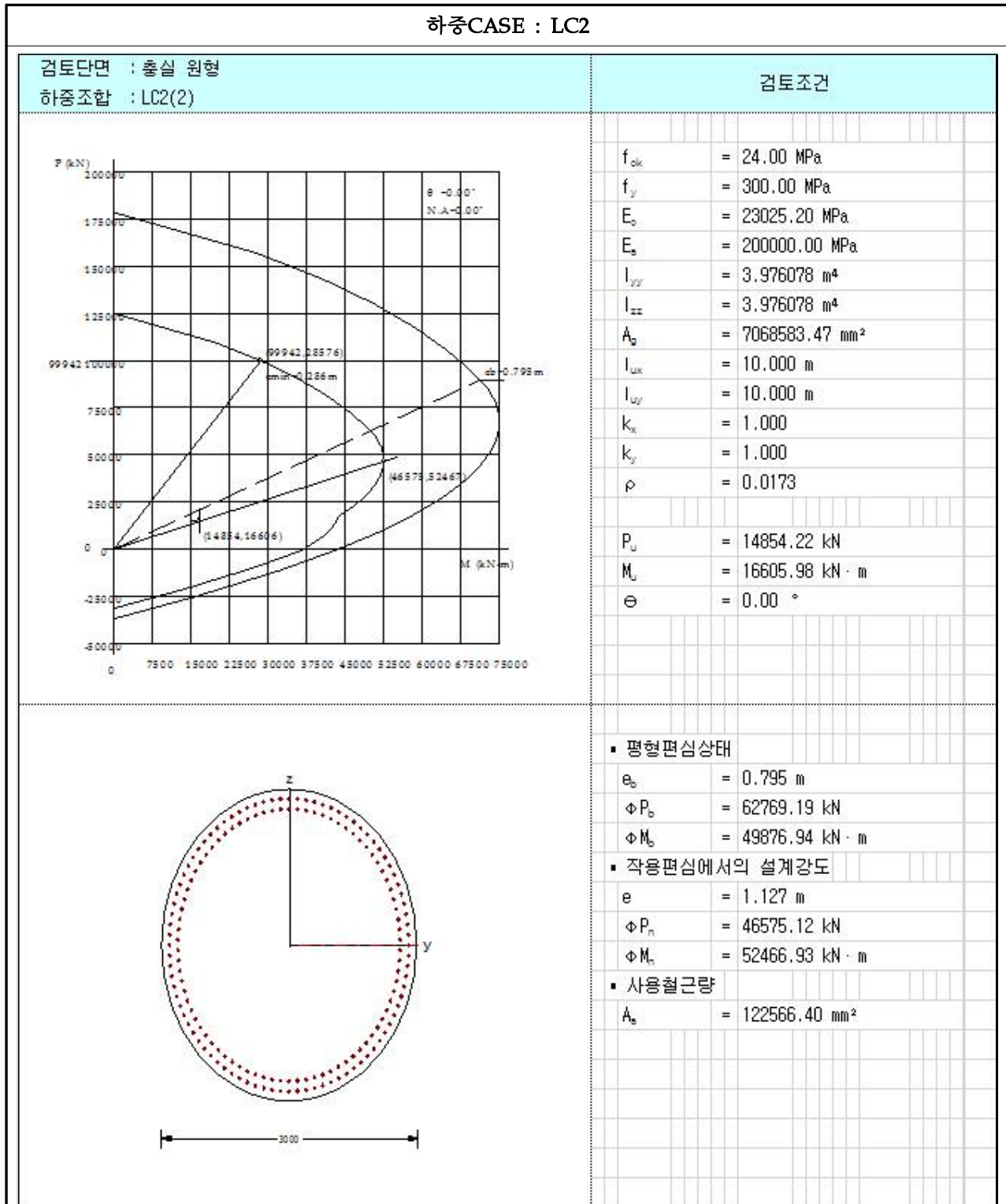
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : LC1



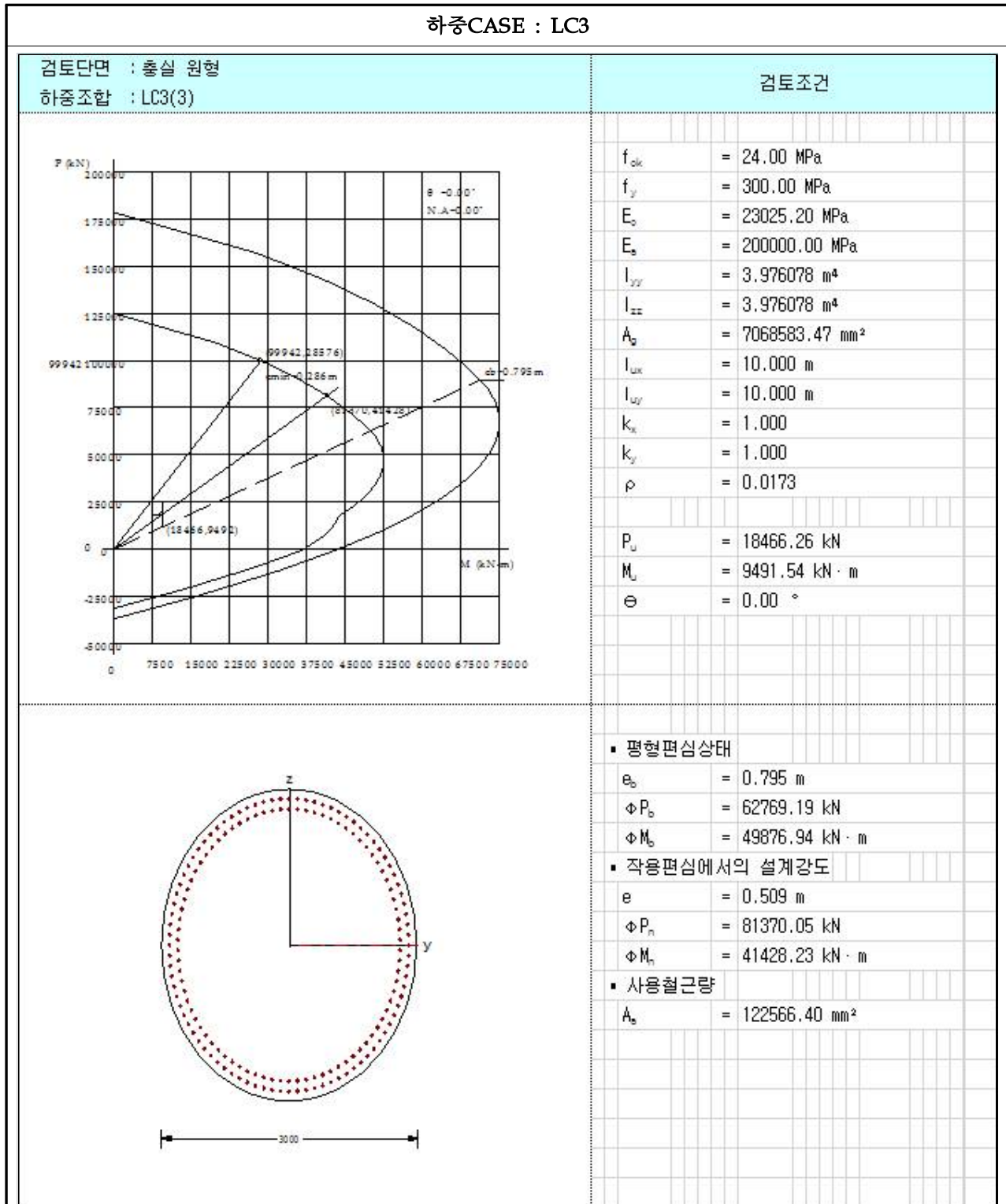
【그림 5.4.14】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



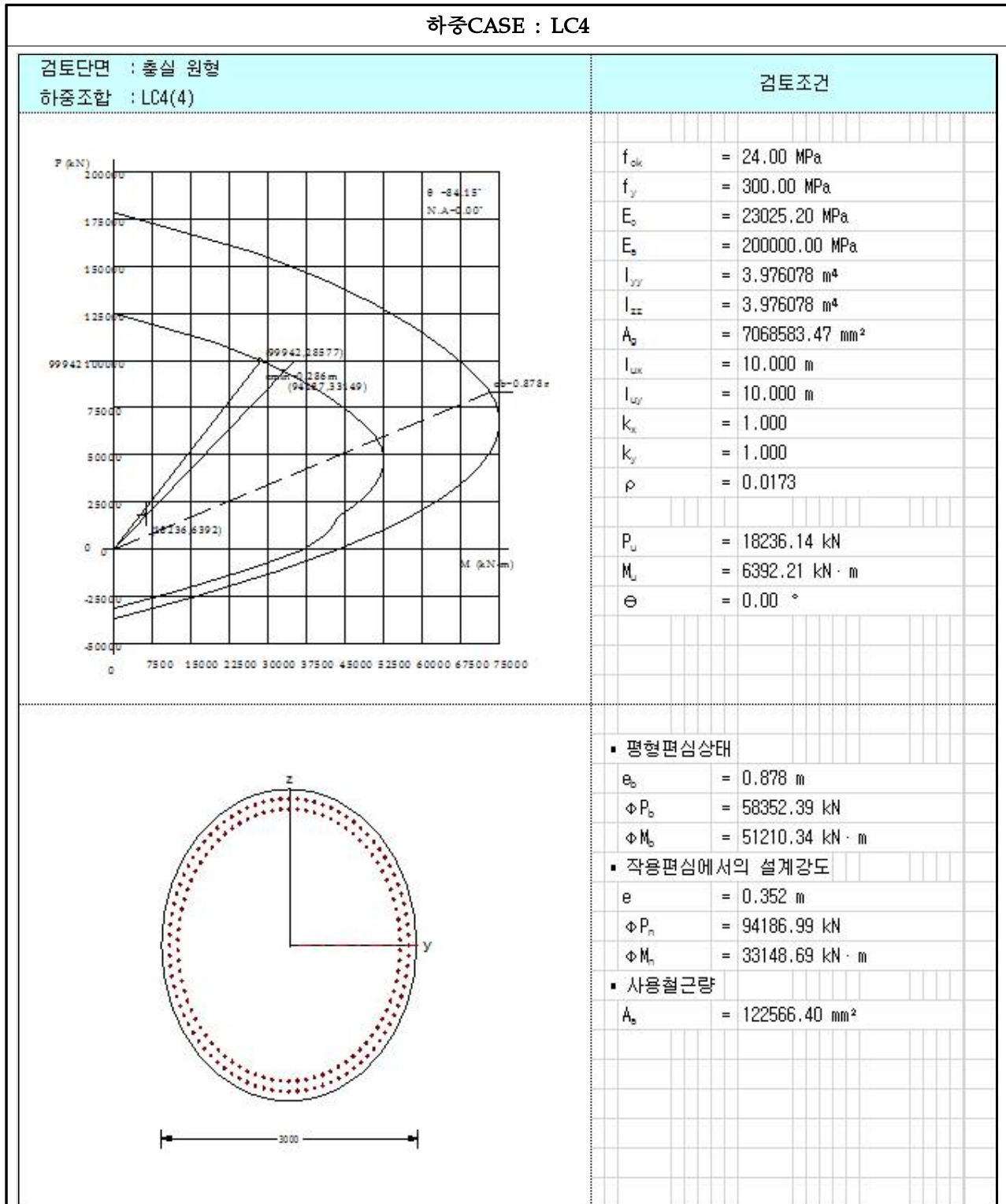
【그림 5.4.15】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



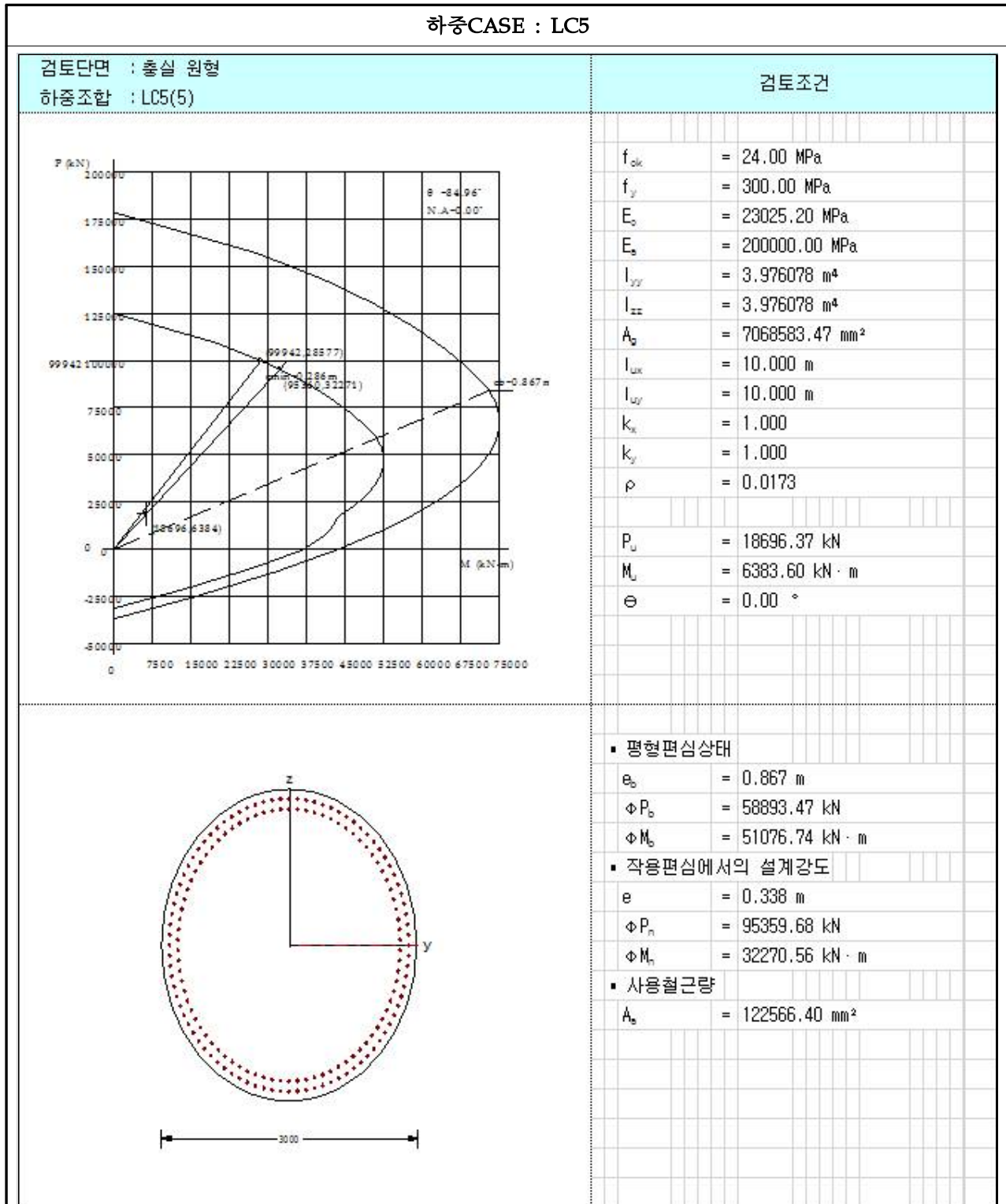
【그림 5.4.16】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



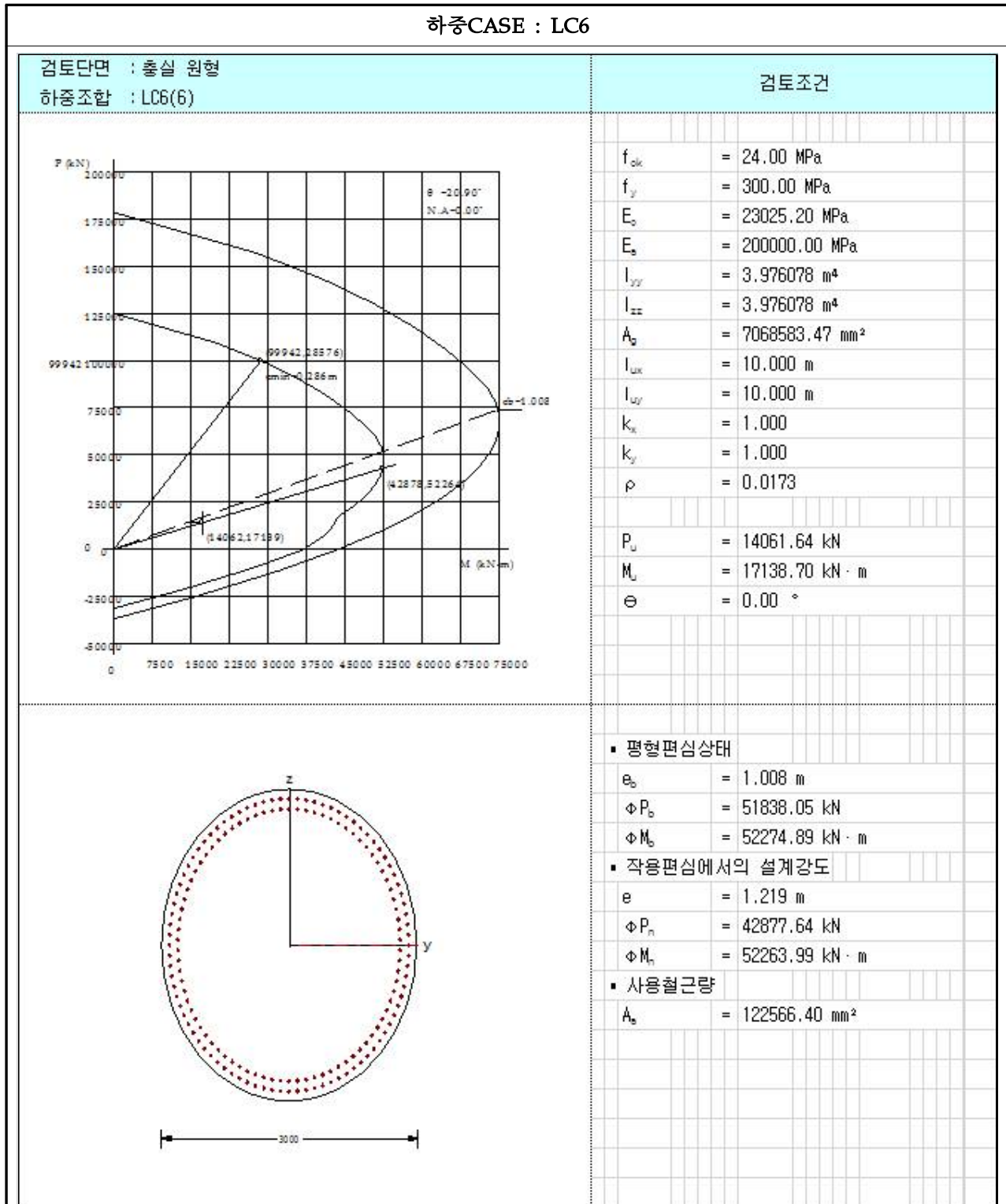
【그림 5.4.17】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



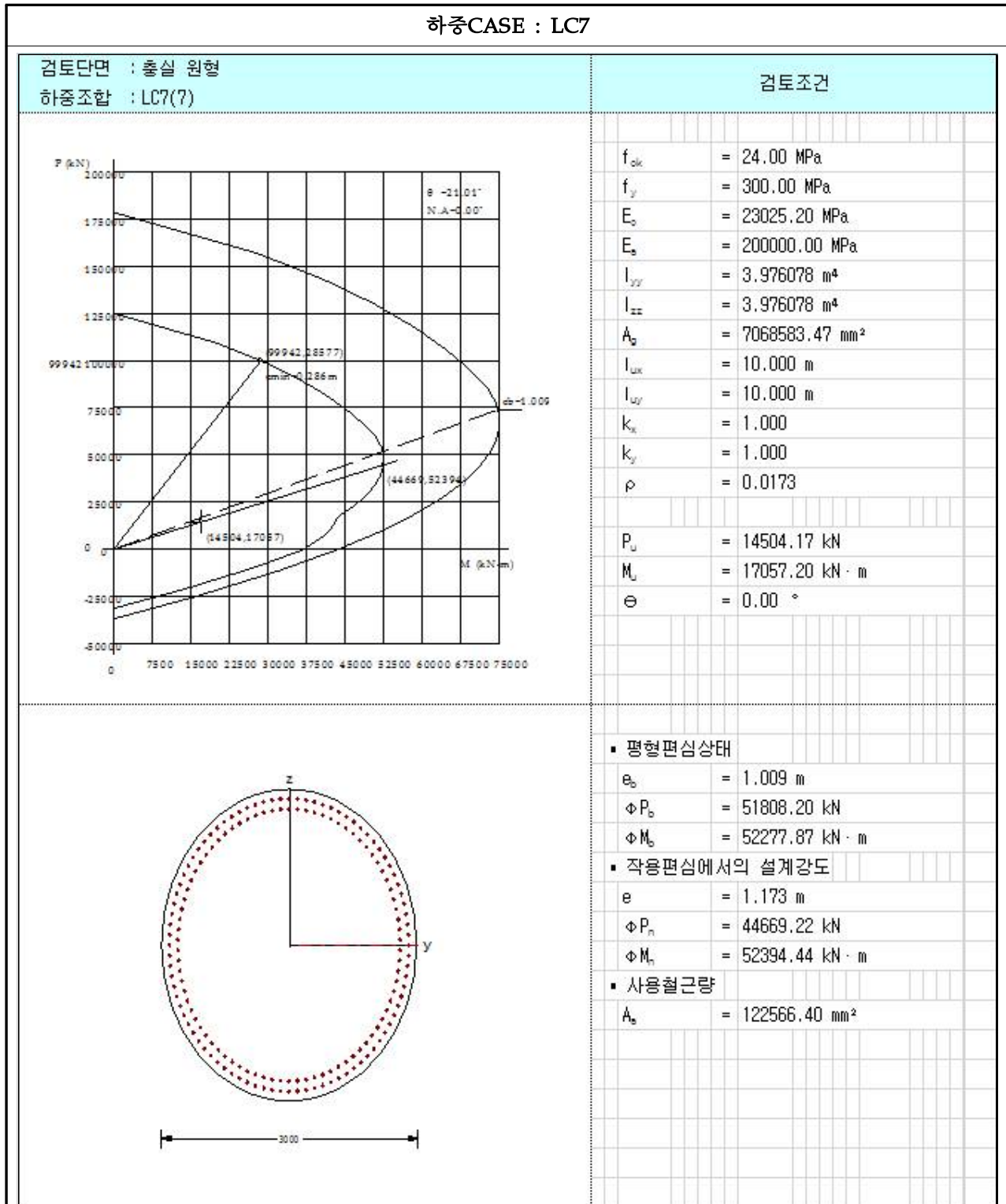
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



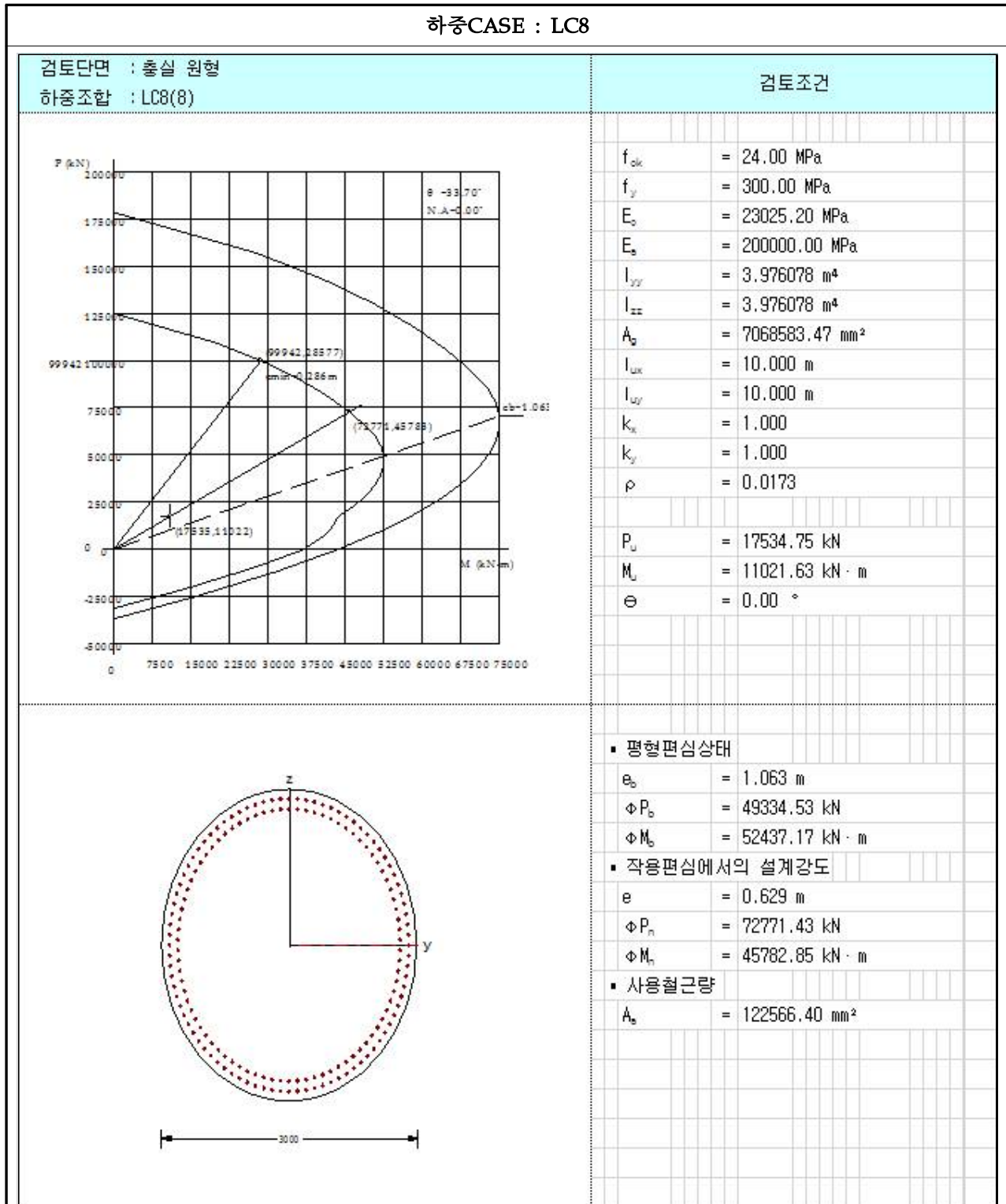
【그림 5.4.19】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



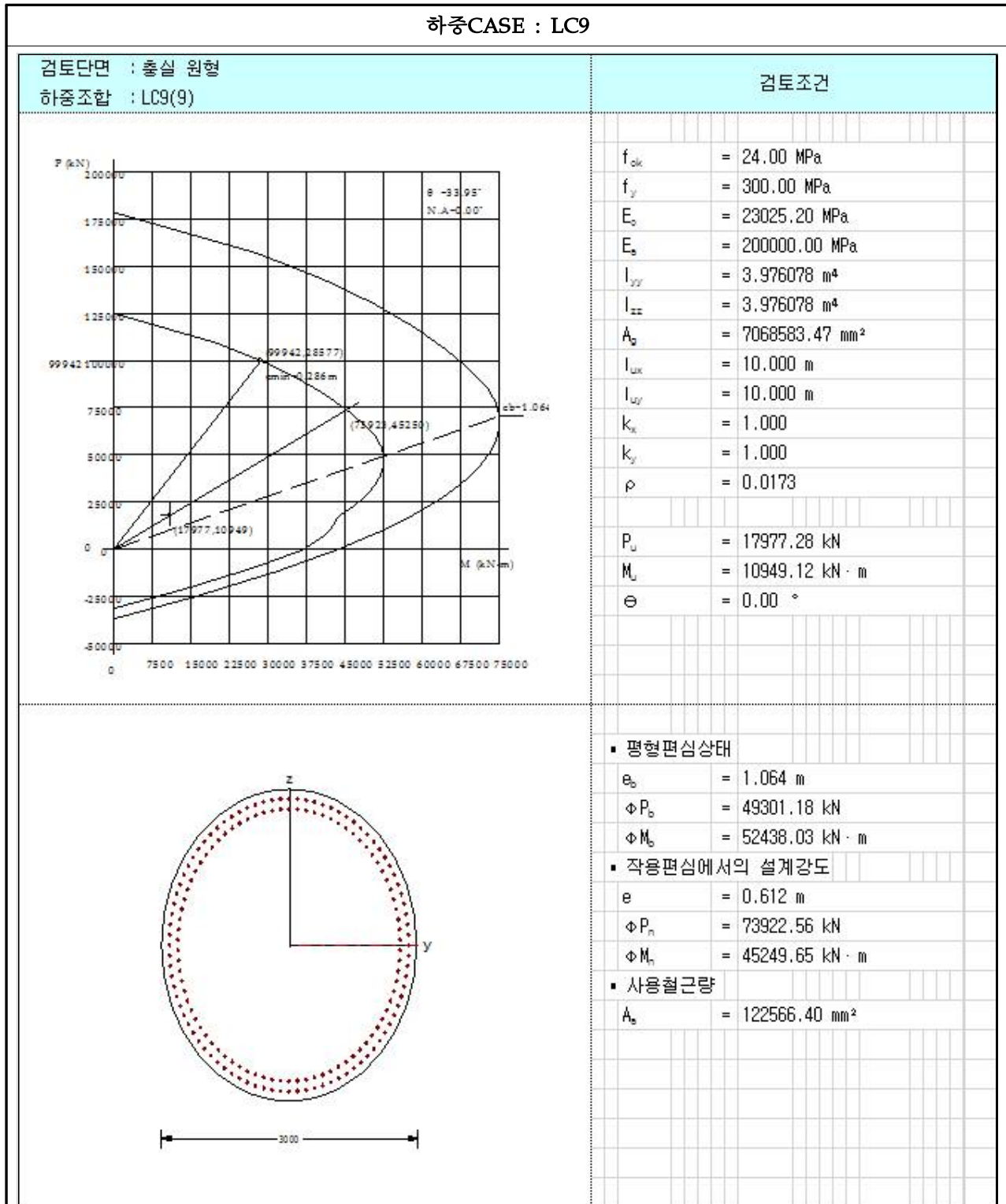
【그림 5.4.20】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(8) 하중CASE : LC8



【그림 5.4.21】 P-M 상관도(하중CASE : LC8)(부산)

(9) 하중CASE : LC9



【그림 5.4.22】 P-M 상관도(하중CASE : LC9)(부산)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 대구방향

5.5.1.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{96.465} = 1.970$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{126.165} = 1.506$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{55.586} = 3.418$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{81.403} = 2.334$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{126.985} = 1.496$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{122.948} = 1.545$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{37.347} = 3.271$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.96}{75.200} = 1.409$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	20827.970	99942.454	4.798	154.532	741.517	4.798	O.K
LC2	14854.223	46575.123	3.135	16605.984	52466.930	3.160	O.K
LC3	18466.256	81370.046	4.406	9491.540	41428.234	4.365	O.K
LC4	18236.141	94186.993	5.165	6392.210	33148.694	5.186	O.K
LC5	18696.370	95359.681	5.100	6383.597	32270.557	5.055	O.K
LC6	14061.643	42877.636	3.049	17138.700	52263.991	3.049	O.K
LC7	14504.170	44669.224	3.080	17057.198	52394.444	3.072	O.K
LC8	17534.751	72771.426	4.150	11021.626	45782.847	4.154	O.K
LC9	17977.279	73922.558	4.112	10949.121	45249.651	4.133	O.K

5.5.1.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	$\frac{122.167-1.3 \times 8.689}{2.15 \times 12.117}$	4.256	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	$\frac{105.960-1.3 \times 4.956}{2.15 \times 31.980}$	1.447	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	190	$\frac{190-(67.154+10.689)}{18.622(1+0.1579)}$	5.202	DB24 이상
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	190	$\frac{190-(67.623+21.349)}{37.193(1+0.1579)}$	2.346	“
	지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.530	190	$\frac{190-(73.36+23.095)}{30.530(1+0.1579)}$	7.693	“
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	190	$\frac{190-(66.903+24.137)}{31.908(1+0.1579)}$	3.423	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	190	$\frac{190-(33.486+5.103)}{16.997(1+0.1579)}$	2.646	“
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	190	$\frac{190-(33.755+11.002)}{36.646(1+0.1579)}$	2.678	“

5.5.2 부산방향

5.5.2.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{96.465} = 1.970$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{126.165} = 1.506$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{55.586} = 3.418$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{81.403} = 2.334$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{126.985} = 1.496$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{122.948} = 1.545$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{37.347} = 3.271$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.96}{75.200} = 1.409$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	축력비	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	20827.970	99942.454	4.798	154.532	741.517	4.798	O.K
LC2	14854.223	46575.123	3.135	16605.984	52466.930	3.160	O.K
LC3	18466.256	81370.046	4.406	9491.540	41428.234	4.365	O.K
LC4	18236.141	94186.993	5.165	6392.210	33148.694	5.186	O.K
LC5	18696.370	95359.681	5.100	6383.597	32270.557	5.055	O.K
LC6	14061.643	42877.636	3.049	17138.700	52263.991	3.049	O.K
LC7	14504.170	44669.224	3.080	17057.198	52394.444	3.072	O.K
LC8	17534.751	72771.426	4.150	11021.626	45782.847	4.154	O.K
LC9	17977.279	73922.558	4.112	10949.121	45249.651	4.133	O.K

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	8.689	12.117	37.347	$\frac{122.167-1.3 \times 8.689}{2.15 \times 12.117}$	4.256	DB-24 이상
중앙부	105.960	4.956	31.980	75.200	$\frac{105.960-1.3 \times 4.956}{2.15 \times 31.980}$	1.447	“

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
거더	측경간 중앙부	상부 플랜지	67.154	10.689	18.622	190	$\frac{190-(67.154+10.689)}{18.622(1+0.1579)}$	5.202	DB24 이상
		하부 플랜지	67.623	21.349	37.193	190	$\frac{190-(67.623+21.349)}{37.193(1+0.1579)}$	2.346	“
	지점부	상부 플랜지	73.36	23.095	30.530	190	$\frac{190-(73.36+23.095)}{30.530(1+0.1579)}$	7.693	“
		하부 플랜지	66.903	24.137	31.908	190	$\frac{190-(66.903+24.137)}{31.908(1+0.1579)}$	3.423	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.486	5.103	16.997	190	$\frac{190-(33.486+5.103)}{16.997(1+0.1579)}$	2.646	“
		하부 플랜지	33.755	11.002	36.646	190	$\frac{190-(33.755+11.002)}{36.646(1+0.1579)}$	2.678	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.41 및 1.50로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.05로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 부산방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.41 및 1.50로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P5의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.05로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

