

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 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	P4	- 교각형식 : T형, 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		노변교의 교각은 T형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 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	금회 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 : P4		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용 재료	설계 강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부 : 27.5~28.9MPa - 하부 : 24.4~27.1MPa	- 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 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4MPa$ ($f_{ck} \leq 40$), $6MPa$ ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701MPa$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811MPa$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근 간격 / 피복 두께	바닥판	125/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~300/100.0~200.0			
하중 종류	고정 하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5tf/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3tf/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85tf/m^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0kN/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0kN/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5kN/m^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2	현 설계기준상의 값 적용	
	건조 수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}		

다. 검토방법

노변교는 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 MIDAS을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보, 세로보)과 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, 방음벽 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

① 교량형식 : 7경간 연속 강박스거더교

② 교량연장 :

$$G1 - 49.83+50.414+73.36+71.7+60+50+49.83 = 405.074\text{m (총연장)}$$

$$G2 - 49.83+68+69+58.414+60+50+49.83 = 405.074\text{m (총연장)}$$

③ 검토구간 : S1~S7

④ 교량폭원 : 12.14~15.74m

⑤ 사 각 : 90.0°

⑥ 거더제원 : $B = 2.8\text{m}$, $H = 2.2\sim 3.2\text{m}$

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)

㉔ 허용휨압축응력(MPa)

- ㉔ 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

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

- ㉔ ㉔에 규정한 이외의 경우

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

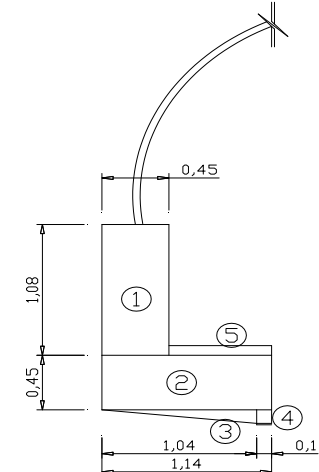
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

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	$0.42 \times 1.08 \times 25 = 11.340$	0.850	9.639	
2	$1.09 \times 0.2 \times 25 = 5.450$	0.545	2.970	
3	$\frac{1}{2} \times 0.99 \times 0.1 \times 25 = 1.238$	0.430	0.532	
4	$0.1 \times 0.1 \times 25 = 0.250$	0.050	0.013	
5	$0.64 \times 0.08 \times 23 = 1.178$	0.320	0.377	
방음벽 고정하중	Pv = 8.340	0.850	7.089	
	Ph = 2.770	1.080	2.992	
	M = 5.700		5.700	
방음벽 설하중	Pv = 2.120	0.850	1.802	
	Ph = 1.470	1.080	1.588	
	M = 3.070		3.070	
계	= 34.156		35.772	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³, 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

• 운하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.35 + 1.14 = 1.420\text{m}$$

여기서, X = 0.350m

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.35} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.34 \times (1+0.300)}{1.420} = 30.761\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

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 $h = 1.080\text{m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.000\text{m} = 3.000\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.000 \times 0.580 = 1.740\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

- 방음벽

$$P_w = 1.830\text{kN/m}$$

$$M = 1.830 \times 0.850 = 1.556\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$H_w = 3.620\text{kN/m}$$

$$M = 3.620 \times 1.080 = 3.910\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_w = 11.430 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\therefore \Sigma M_w = 16.900 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 112.640 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 134.384 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 97.478 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 105.326 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 68.474 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 71.603 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80L + 230) = (80 \times 0.35 + 230) = 258.0\text{mm} > 220\text{mm}$$

$$h_{use} = 362.0\text{mm} > h_{req} = 258.00\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 362.0mm

철근 피복두께(d_c) = 60.0mm , 유효깊이(d) = 302.0mm

사용철근량(A_s) = H22@125 = 3096.8mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{3096.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 53.975 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 3096.8 \times 400.0 \times \left(302.0 - \frac{53.975}{2} \right) = 289.564 \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 289.564 \text{kN}\cdot\text{m} > M_u = 134.384 \text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 2292 / (1000.0 \times 302.0) = 0.0076$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.293$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 302.0 = 88.487$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 71.603 / (0.0103 \times 1000 \times 0.890 \times 302.0^2) = 85.642 \text{MPa} < 0.6 f_y = 240 \text{MPa} \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= bh/16 = 1000 \times 120/16 = 7500 \text{mm}^2$$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 51 = 0.253 \text{mm}$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$

$$= 1.08 \times 1.28 \times 85.642 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.091 \text{mm} < 0.253 \text{mm} \text{ O.K}$$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 273.5/213.5 = 1.28$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.930^2}{10} = 2.998 \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=1.930m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.930} = 0.358 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(1.930 + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(1.930 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 32.825 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 32.825 = 26.260 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 60.356 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 29.258 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.930 + 130) = 187.75 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H19@125 = 2292.0mm²

- 설계휨강도 산정

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

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

$$= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 148.084 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi Mn = 148.084 \text{ kN}\cdot\text{m} > Mu = 60.356 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
 - 철근비(ρ) = $A_s / b d = 2292 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0109$
 - 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.340$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.340 \times 210.0 = 71.315$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.340/3 = 0.887$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 29.258 / (0.0109 \times 1000 \times 0.887 \times 210.0^2) = 68.546 MPa < 0.6 f_y = 240 MPa O.K$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 31 = 0.153 mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.29 \times 68.546 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.056 mm < 0.153 mm O.K$
- 여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 178.7/138.7 = 1.29$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.806로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구)

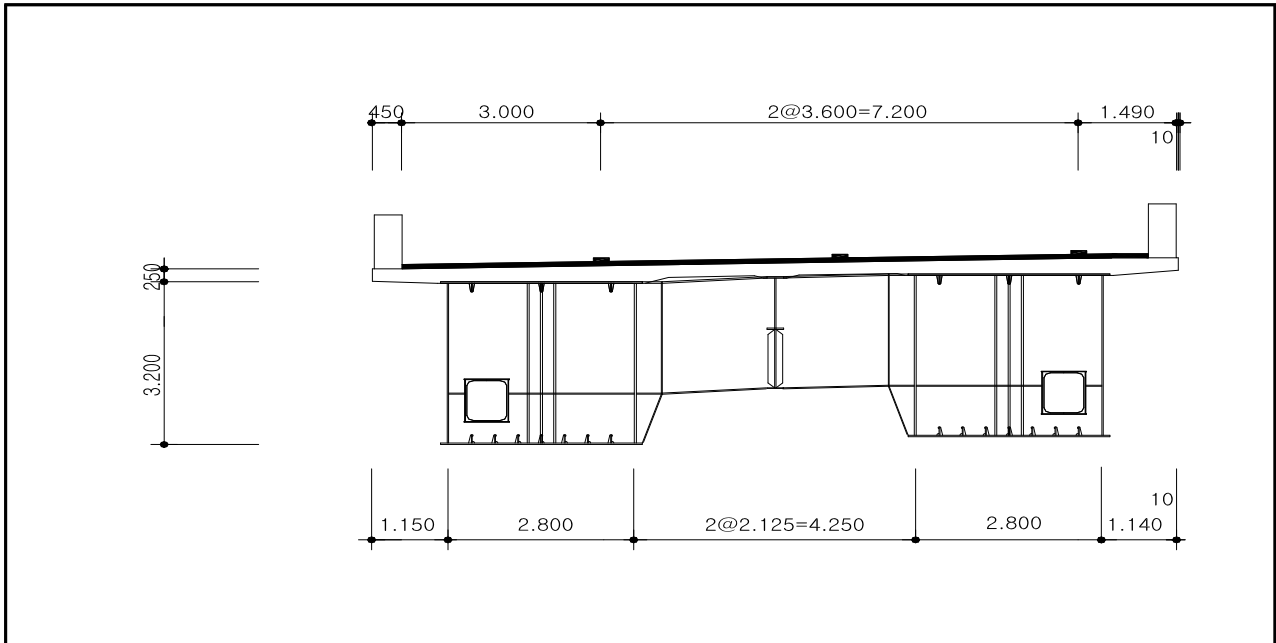
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	134.384	289.564	2.155	O.K
중양부	60.356	148.084	2.453	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	최대균열폭 (mm)	허용균열폭(w_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부	71.603	85.642	240.000	253	0.091	O.K
중양부	29.258	68.546	240.000	0.153	0.056	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(대구)

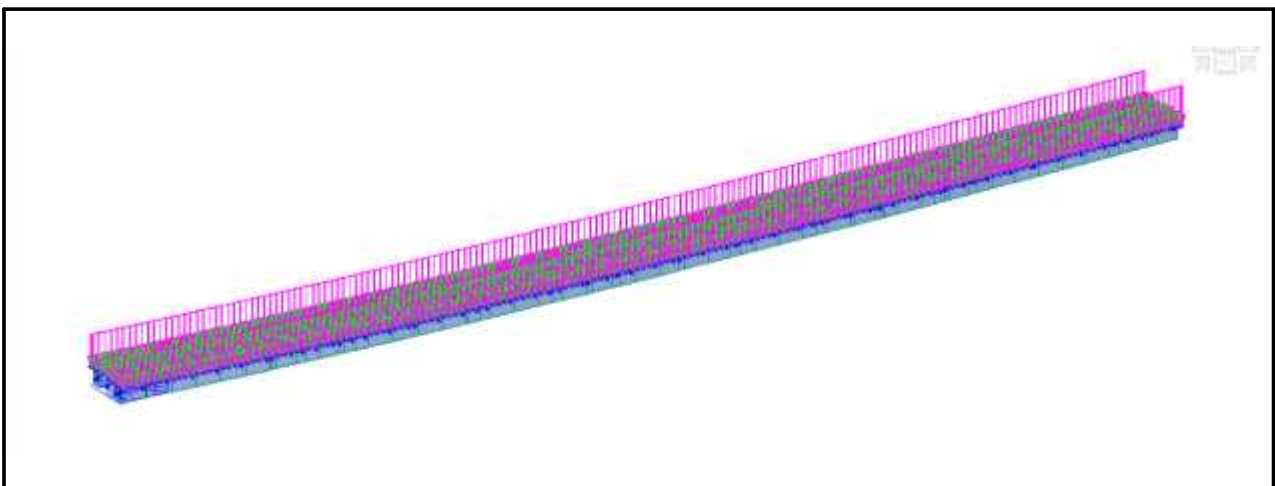
2) 하중산정

① 합성전 고정하중

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

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방호벽, 중분대 및 포장)은 하중으로 고려



【그림 5.2.2】 2차고정 하중 재하(대구)

③ 활하중

구 분	활하중			
교 폭	• 12.140~15.740m			
지간장(L)	• $G1 = 49.83+50.414+73.3+71.7+60+50+49.83 = 405.074m$ • $G2 = 49.83+68+69+58.414+60+50+49.83 = 405.074m$			
충격계수(i)	• 제1지간 $15 / (40+49.83) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용			
	• 제1내부지점 $15 / \{40+(49.83+50.414)/2\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용			
	• 제2지간 $15 / \{40+50.414\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용			
	• 제2내부지점 $15 / \{40+(50.414+73.3)/2\} = 0.147 < 0.3 \quad \therefore i = 0.147$ 적용			
	• 제3지간 $15 / (40+73.3) = 0.132 < 0.3 \quad \therefore i = 0.132$ 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)		W_c 의 범위(m)	N
	$6.0 \leq W_c < 9.1$		$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
	$9.1 \leq W_c < 12.8$		$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
	$12.8 \leq W_c < 16.4$		$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
	$16.4 \leq W_c < 20.1$		$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
	$20.1 \leq W_c < 23.8$			
	여기서, W_c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)			
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%			

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식(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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

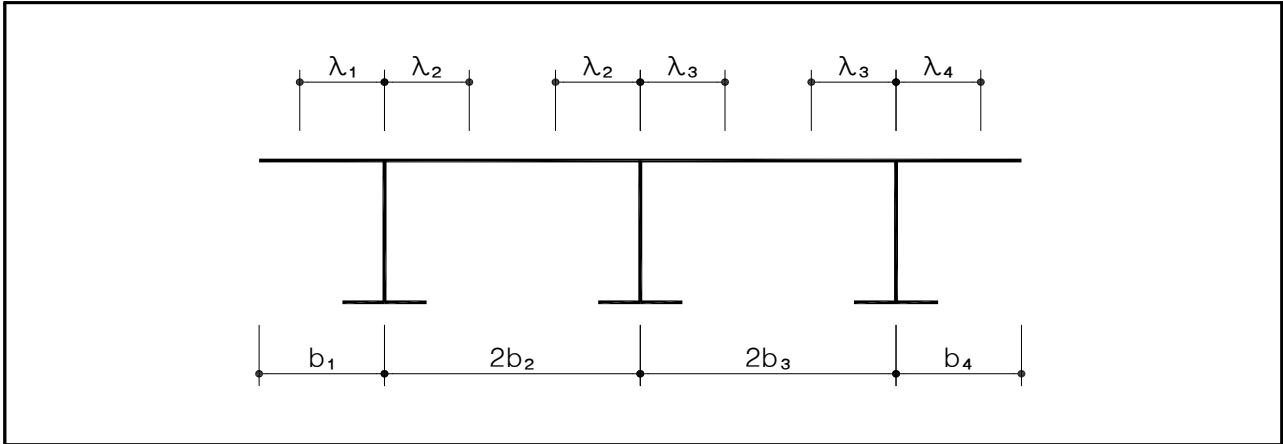
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

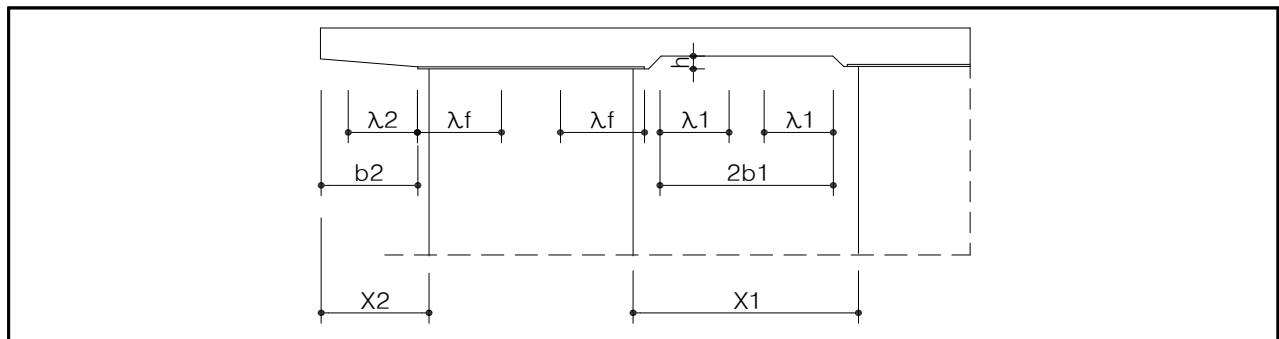
㉞ 등가경간장

구 분	G1 등가경간장(m)	G2 등가경간장(m)	비 고
1 경간중앙부	39.864	39.864	
1 경간지점부	20.049	23.566	
2 경간중앙부	30.248	40.800	
2 경간지점부	24.743	27.400	
3 경간중앙부	43.980	41.400	
3 경간지점부	29.000	25.483	
4 경간중앙부	43.020	35.048	
4 경간지점부	26.340	23.683	
5 경간중앙부	36.000	36.000	
5 경간지점부	22.000	22.000	
6 경간중앙부	30.000	30.000	
6 경간지점부	19.966	19.966	
7 경간중앙부	31.891	31.891	

② 바닥판 유효폭 산정

㉟ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.4】 바닥판의 유효폭(대구)

㉠ 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	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	39.864	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
1 경간지점부	20.049	3.000	2.604	0.868	3.000	2.064	0.688	5.003	4.428	0.885
2 경간중앙부	30.248	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
2 경간지점부	24.743	3.000	2.701	0.900	3.000	2.701	0.900	5.003	4.579	0.915
3 경간중앙부	43.980	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
3 경간지점부	29.000	3.000	2.765	0.922	3.000	2.765	0.922	5.003	4.677	0.935
4 경간중앙부	43.020	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
4 경간지점부	26.340	3.000	2.727	0.909	3.000	2.727	0.909	5.003	4.618	0.923
5 경간중앙부	36.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
5 경간지점부	22.000	3.000	2.649	0.883	3.000	2.649	0.883	5.003	4.499	0.899
6 경간중앙부	30.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
6 경간지점부	19.966	3.000	2.602	0.867	3.000	2.602	0.867	5.003	4.426	0.885
7 경간중앙부	31.891	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000

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

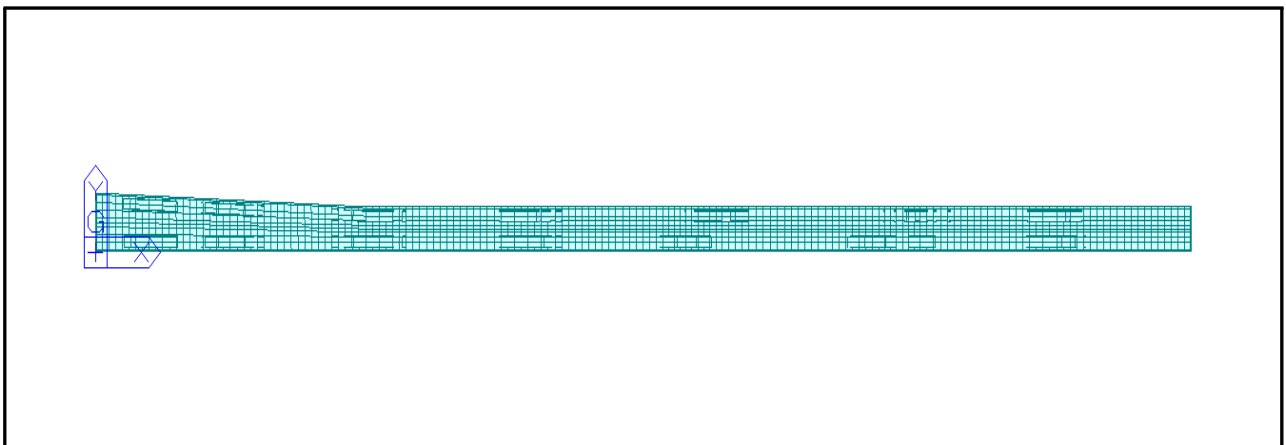
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	39.864	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
1 경간지점부	23.566	3.000	2.680	0.893	3.000	2.680	0.893	5.003	4.547	0.909
2 경간중앙부	40.800	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
2 경간지점부	27.400	3.000	2.743	0.914	3.000	2.743	0.914	5.003	4.643	0.928
3 경간중앙부	41.400	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
3 경간지점부	25.483	3.000	2.714	0.905	3.000	2.471	0.905	5.003	4.598	0.919
4 경간중앙부	35.048	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
4 경간지점부	23.683	3.000	2.682	0.894	3.000	2.682	0.894	5.003	4.549	0.909
5 경간중앙부	36.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
5 경간지점부	22.000	3.000	2.469	0.823	3.000	2.469	0.823	5.003	4.499	0.899
6 경간중앙부	30.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
6 경간지점부	19.966	3.000	2.602	0.867	3.000	2.602	0.867	5.003	4.426	0.885
7 경간중앙부	31.891	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 교량의 거동을 비교적 정확히 모사하기 위해 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)로 그리고 상부 슬래브는 판요소(Plate Element)를 사용하여 3차원 모델로 모델링하였으며, 구조해석 모델은 강박스거더 자중(가로보 및 세로보 포함) 및 바닥 판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

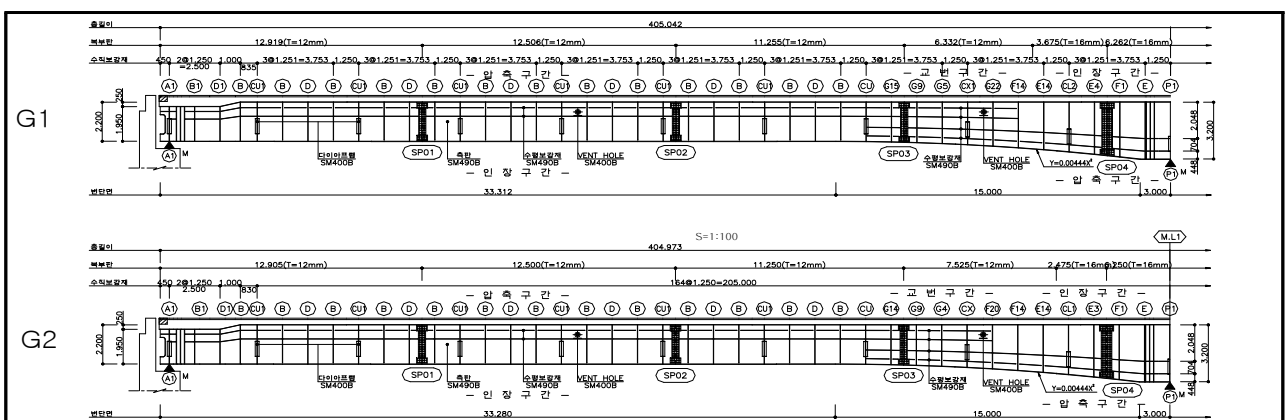
- 합성전 모델링시 바닥판은 Plate요소를 사용하여 거더와 Rigid Link 하여 모델링하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.5】 해석모델링(대구)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.6】 거더 단면위치(대구)

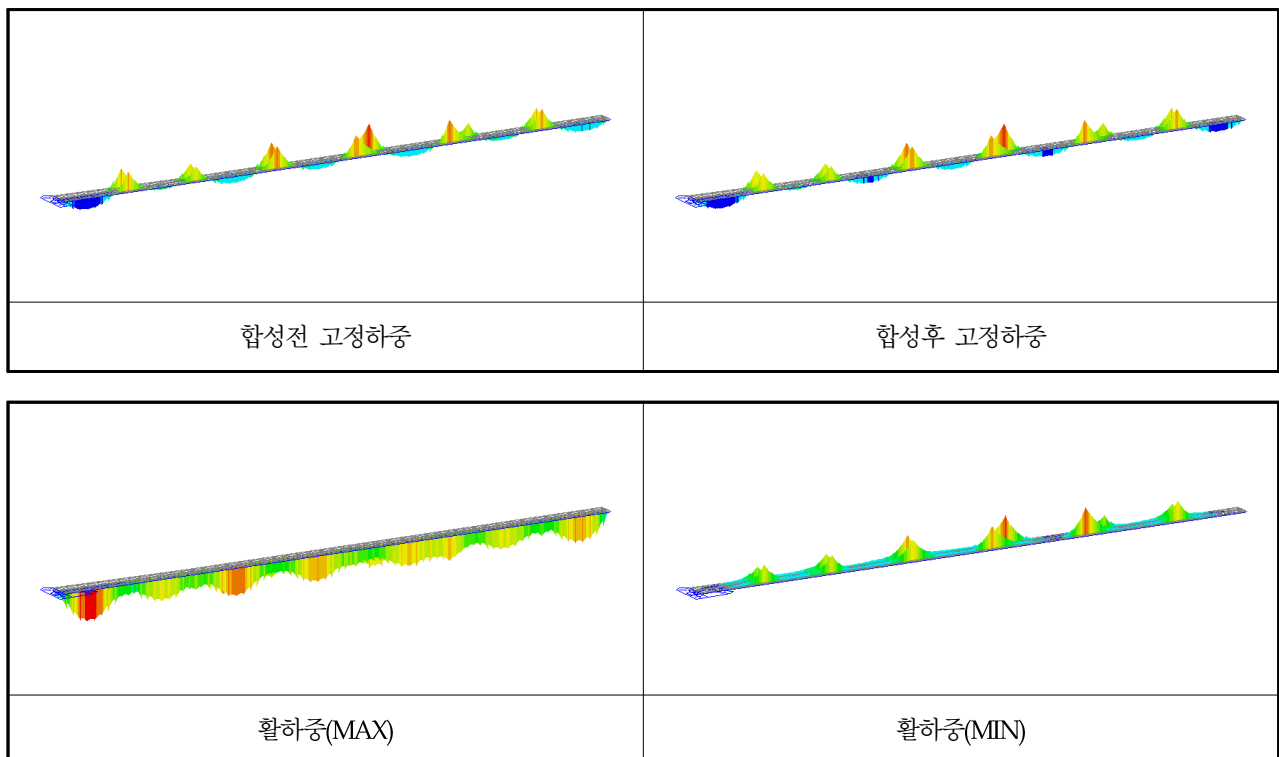
【표 5.2.6】 단면 제정수(대구)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	144,000.0	129,220,032,000	158,377,574,400	184,825,755,004	
	합성후	300,343.8	236,362,394,760	484,484,696,866	231,671,778,583	
단면 - 2	합성전	156,000.0	143,818,369,231	167,377,574,400	199,004,063,013	
	합성후	312,343.8	272,430,149,924	493,484,696,866	254,262,139,548	
단면 - 3	합성전	180,000.0	167,441,059,200	185,377,574,400	215,763,541,951	
	합성후	336,343.8	337,300,334,058	511,484,696,866	281,963,004,781	
단면 - 4	합성전	192,000.0	186,758,992,000	194,377,574,400	235,146,021,388	
	합성후	348,343.8	342,190,967,294	520,484,696,866	285,143,496,840	
단면 - 5	합성전	205,200.0	201,773,721,789	198,877,574,400	242,438,560,883	
	합성후	361,543.8	360,796,855,426	524,984,696,866	286,579,993,342	
단면 - 6	합성전	266,400.0	282,756,199,784	248,377,574,400	287,671,354,563	
	합성후	422,743.8	438,145,710,535	574,484,696,866	312,436,086,596	
부부재	가로보	27,600.0	10,188,785,600	54,244,800	1,324,800	
	세로보	18,000.0	2,530,200,000	45,144,000	776,000	

5) 구조해석 결과

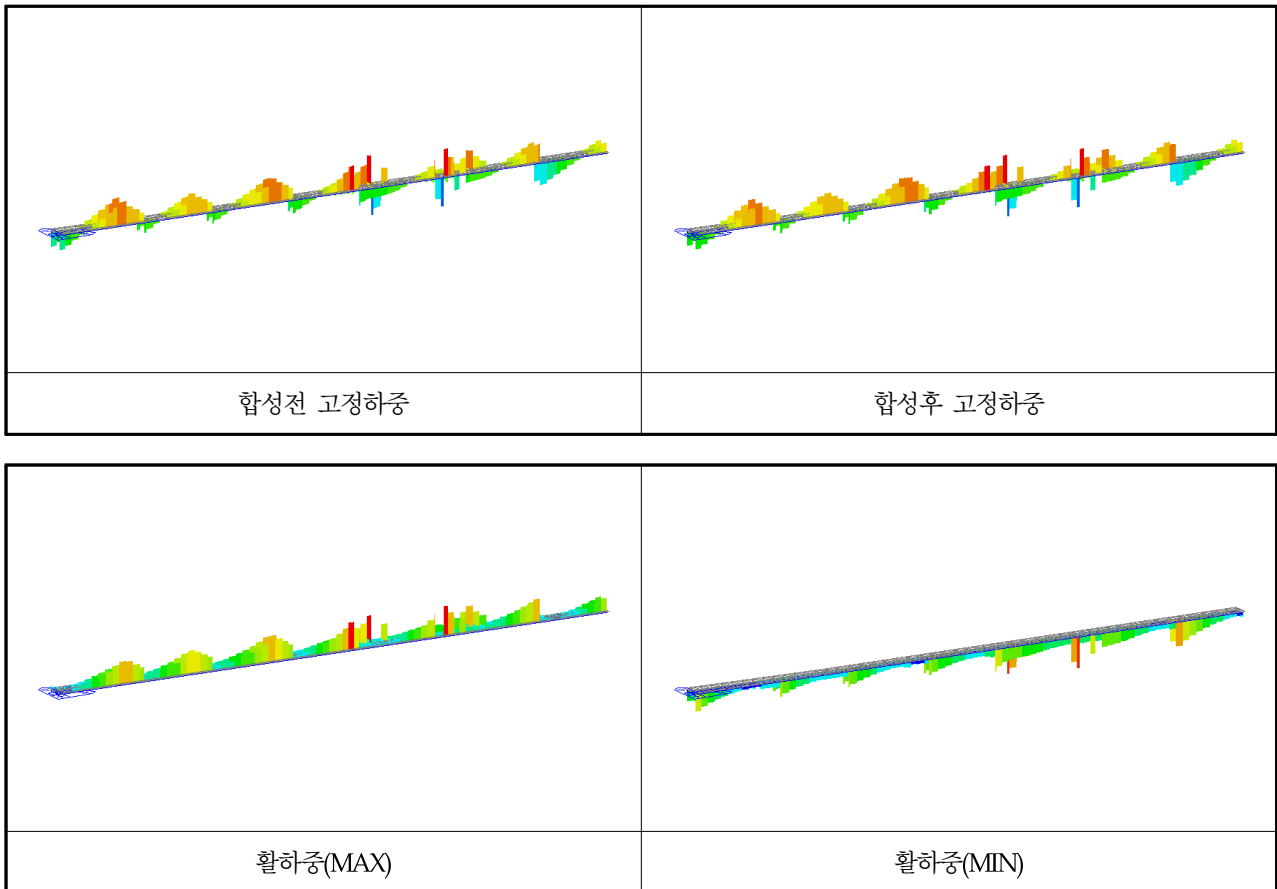
① 단면력도

㉠ 휨모멘트



【그림 5.2.7】 휨모멘트도(대구)

㉠ 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)

구 분		k 값
G1	A1	1.000
	P1	-0.300
	P2	0.054
	P3	-0.011
	P4	-0.011
	P5	0.061
	P6	-0.260
G2	A1	1.000
	P1	-0.224
	P2	0.058
	P3	-0.013
	P4	-0.012
	P5	0.061
	P6	-0.260

③ 단면력 산정결과

거더 G1과 G2에 발생하는 단면력은 다음과 같다.

- 정모멘트부

【표 5.2.8】측경간 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	7,354.897	3,421.700	5,064.936	265.854	16,107.387
	G2	7,352.181	3,420.500	4,687.223	266.301	15,726.205
전단력 (kN)	G1	316.316	135.220	326.414	18.418	796.368
	G2	314.197	134.221	306.201	18.501	773.120
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	8.258	2.876	280.510	2.170	293.814
	G2	48.818	28.700	292.910	1.046	371.474

【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	3995.057	1826.754	4761.080	281.433	10864.324
	G2	3855.458	1763.483	4253.295	335.930	10208.166
전단력 (kN)	G1	184.138	73.773	230.161	29.880	517.952
	G2	275.483	116.124	185.237	36.226	613.070
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	8.469	13.137	812.665	80.187	914.458
	G2	0.955	6.417	828.477	83.402	919.251

• 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	15,843.147	7,216.690	8,539.079	935.879	32,534.795
	G2	14,901.657	6,816.180	6,355.805	984.368	29,058.010
전단력 (kN)	G1	1,340.495	579.844	206.889	32.811	2,160.039
	G2	1,282.186	559.419	74.759	39.621	1,955.985
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	194.550	81.693	1,200.282	72.921	1,549.446
	G2	141.329	58.026	1,066.788	61.847	1,327.990

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	61.357	-65.228	131.933	190.000	2.150	2.913
1+2+3	60.047	-92.834	131.933	190.000	2.197	2.047
1+2+3+4	60.066	-92.828	151.723	190.000	2.526	2.047
1+2+3+4+5	114.292	-83.779	151.723	190.000	1.327	2.268
1+2+3+4+5+6	138.811	-72.003	171.513	218.500	1.236	3.035
1+2+3+4+5-6	89.774	-95.555	171.513	218.500	1.911	2.287

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 17.564 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{116.923}{151.723} \right)^2 + \left(\frac{17.564}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.594 + 0.025 = 0.619 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-138.676}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{17.564}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.533 + 0.025 = 0.558 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉣ 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	5.279	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.660	16.200	O.K(2.44)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	172.492	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	145.548	315.000	O.K(2.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-216.578	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	-211.112	315.000	O.K(1.5)

㉔ 중앙경간 정모멘트부

㉔㉔ 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	33.480	-36.756	131.933	190.000	3.941	5.169
1+2+3	32.434	-58.782	131.933	190.000	4.068	3.232
1+2+3+4	32.444	-58.776	151.723	190.000	4.676	3.233
1+2+3+4+5	87.499	-31.643	151.723	190.000	1.734	6.004
1+2+3+4+5+6	112.264	-14.678	171.513	218.500	1.528	14.886
1+2+3+4+5-6	62.733	-48.609	171.513	218.500	2.734	4.495

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉔㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.914 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{86.226}{171.513} \right)^2 + \left(\frac{15.914}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.253 + 0.021 = 0.274 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-92.106}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.914}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.235 + 0.021 = 0.256 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.874	16.200	O.K(3.33)
	크리프, 건조수축 제외시	6.096	16.200	O.K(2.66)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	117.103	315.000	O.K(2.69)
	크리프, 건조수축 제외시	98.766	315.000	O.K(3.19)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-154.318	315.000	O.K(2.05)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.905	315.000	O.K(2.03)

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	-48.499	49.355	190.000	169.850	3.918	3.441
1+2+3	-87.611	99.535	190.000	169.850	2.169	1.706
1+2+3+4	-93.807	96.362	190.000	169.850	2.025	1.763
1+2+3+4+5	-82.037	102.050	190.000	169.850	2.316	1.664
1+2+3+4+5+6	-67.176	110.701	218.500	195.328	3.253	1.764
1+2+3+4+5-6	-96.899	93.398	218.500	195.328	2.255	2.091

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 42.738 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-93.807}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{42.738}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.244 + 0.151 = 0.395 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{102.050}{169.850} \right)^2 + \left(\frac{42.738}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.361 + 0.151 = 0.512 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

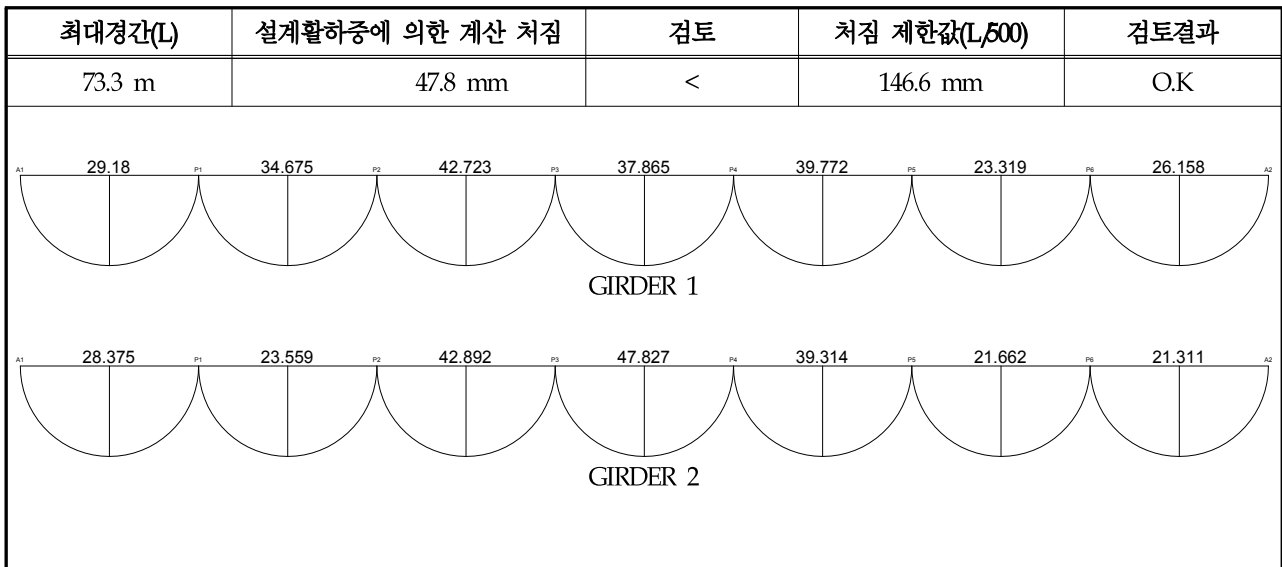
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-81.739	400.000	O.K(4.90)
	크리프, 건조수축 제외시	-87.460	400.000	O.K(4.58)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-142.053	315.000	O.K(2.22)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.627	315.000	O.K(2.14)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	164.774	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	162.259	315.000	O.K(1.95)

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 침하		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	903.181	416.794	678.382	-122.083	19.629	-19.629	2017.986	1461.687	4000
	G2	915.655	422.545	610.353	-83.656	19.513	-19.513	1968.066	1441.369	4000
P1	G1	3069.419	1367.566	1690.808	-410.716	50.238	-50.238	6178.031	4897.939	11000
	G2	2926.389	1314.686	1363.470	-254.538	81.119	-81.119	5685.664	4576.732	11000
P2	G1	3894.292	1699.060	2026.401	-454.963	77.951	-77.951	7697.704	6126.266	11000
	G2	2819.859	1265.354	1618.592	-520.937	104.021	-104.021	5807.826	4710.171	14000
P3	G1	3193.514	1383.186	1834.997	-515.635	103.991	-103.991	6515.688	5196.326	14000
	G2	3993.002	1754.598	1850.980	-402.842	64.547	-64.547	7663.127	6214.989	12000
P4	G1	3069.575	1352.971	1520.638	-206.181	94.973	-94.973	6038.157	4723.700	12000
	G2	3366.505	1490.680	1637.189	-408.762	62.341	-62.341	6556.715	5328.288	11000
P5	G1	2587.486	1164.744	1441.265	-252.467	83.444	-83.444	5276.939	4088.141	11000
	G2	2697.603	1214.954	1349.230	-316.964	93.087	-93.087	5354.874	4322.608	11000
P6	G1	3239.494	1350.742	1580.912	-180.600	74.658	-74.658	6245.806	4845.494	11000
	G2	3279.869	1369.329	1064.919	-206.622	71.801	-71.801	5785.918	4927.621	11000
A2	G1	1218.085	497.503	799.103	-84.896	24.840	-24.84	2539.531	1825.324	4000
	G2	1239.671	506.895	439.035	-89.893	24.202	-24.202	2209.803	1860.661	4000

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

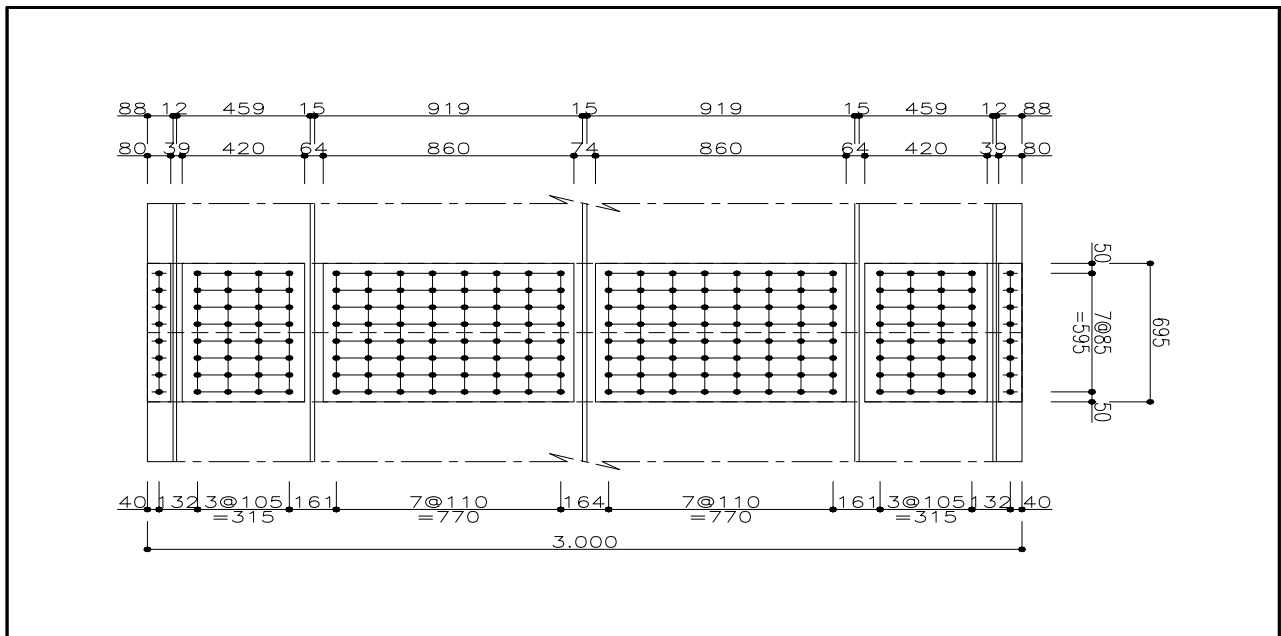
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1경간 최대 정모멘트부를 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
7354.897	3421.700	316.316	135.220	293.814	-0.5	-10.8	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.

$$f_s = 0.50\text{MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,000mm

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

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{req} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 27,000 \text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2-PL \quad 80 \times 18 \times 560 = 1,600.0 \text{mm}^2$$

$$6-PL \quad 420 \times 10 \times 560 = 25,200.0 \text{mm}^2$$

$$1-PL \quad 3000 \times 10 \times 560 = 30,000.0 \text{mm}^2$$

$$\Sigma = 56,800.0 \text{mm}^2 \geq A_{req} \quad \therefore O.K$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 90.317 \text{MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore O.K$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

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

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 3,660 \text{N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.859 \times 10^7 \text{mm}^3, \quad Q_v = 3.773 \times 10^6 \text{mm}^3$$

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

$$I_s = 1.292 \times 10^{11} \text{mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 7.403 \times 10^{11} \text{mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

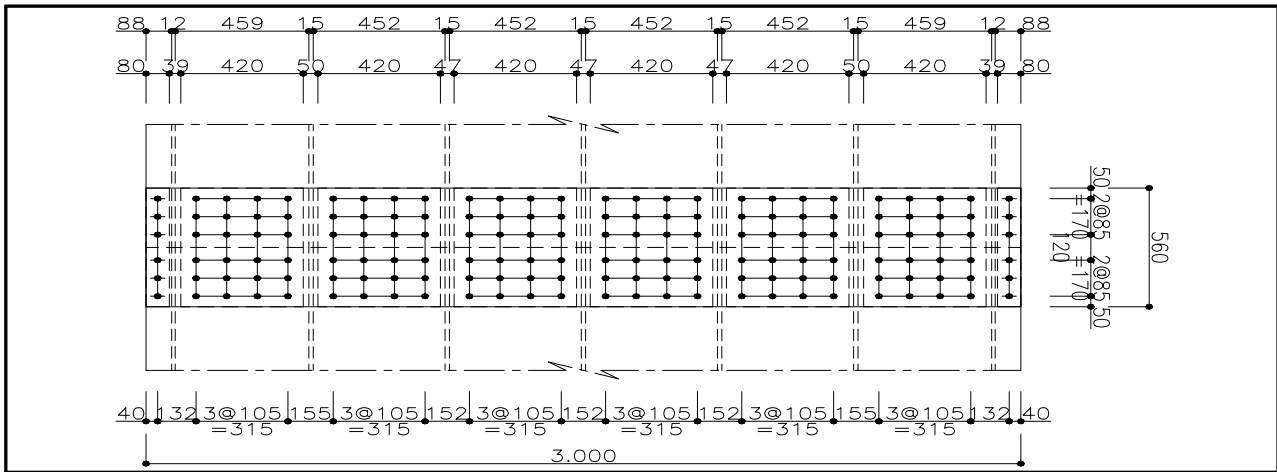
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 115.4 \text{mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 3EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 65,871.0 \text{N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore O.K$$

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.

$$f_s = 10.8 \text{ MPa}$$

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 12mm, 모재길이 = 3,000mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 54EA \Rightarrow n_t = 104EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 80 \times 12 \times 695 = 1,920.0 \text{ mm}^2$$

$$2\text{-PL } 860 \times 12 \times 865 = 20,640.0 \text{ mm}^2$$

$$2\text{-PL } 420 \times 12 \times 695 = 10,080.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 3000 \times 12 \times 695 = 36,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 68,640.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 68,640 - 25.0 \times 12.0 \times 26 \times 2EA = 53,040.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{\text{use}} = 96.7 \text{ MPa} \leq f_{\text{sa}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 49,326.9 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 3,298 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.104 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.586 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 1.292 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 7.403 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

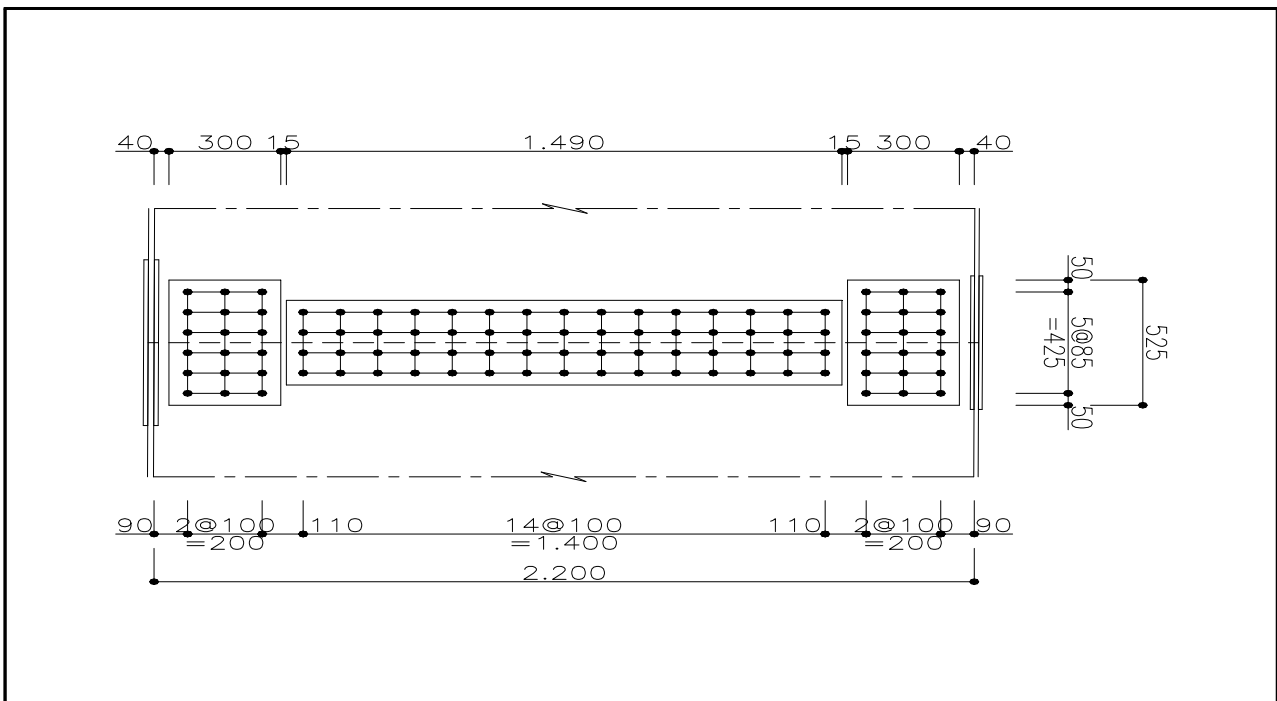
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 115.4 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 49,437.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.11】 Web 이음(대구)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,100 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 124.364}{2} \times 140.0 \times 12.0 / 3EA = 74.721 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{124.364 + 111.409}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 3EA = 47.154 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{111.409 + 97.807}{2} \times 105.0 \times 12.0 / 3EA = 43.935 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{97.807 + 84.205}{2} \times 105.0 \times 12.0 / 2EA = 57.333 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{84.205 + 71.250}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 2EA = 46.637 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $St = Mt / (2b)$

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{451.5 \times 10^3}{2} + \frac{293.8 \times 10^6}{2 \times 6,100,144.0} \right] / 48 EA = 4,704.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{74,722^2 + 4,704.0^2} = 74,869.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.070 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.775 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 609.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 174.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.563 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 5.845 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,078.0\text{mm} \quad y_{sl} = 1,146.0\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 110.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,113.2\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 42.353 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 50.981 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

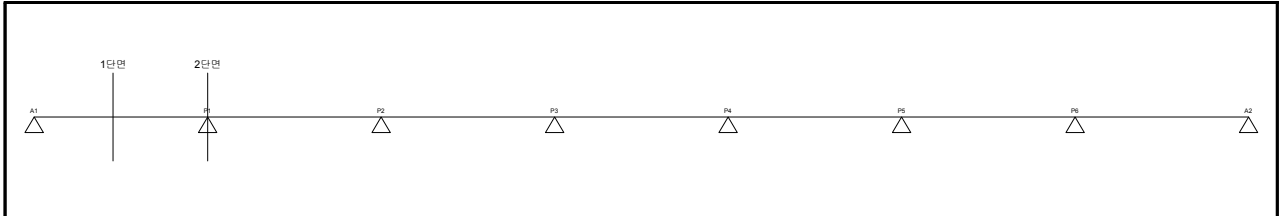
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

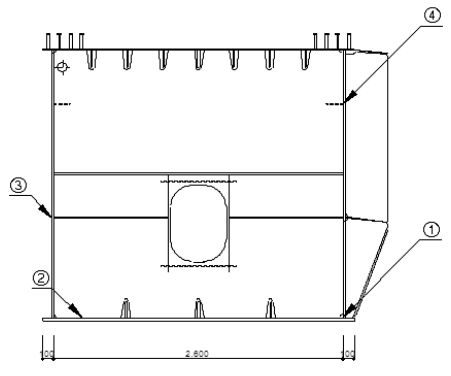
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



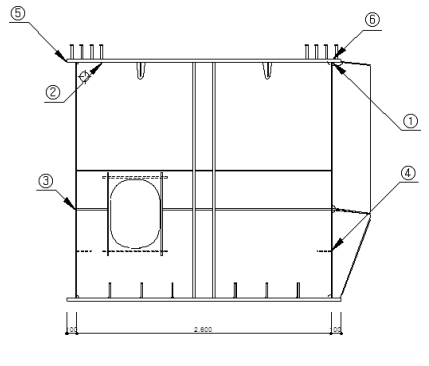
【그림 5.2.12】 피로조사 단면위치(대구)

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	스터드에 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	206.2	1830.6	7.403E+11	2334.8	0.650	5.774	B	126	203	O.K
②				2334.8	0.650	5.774	C	91	147	O.K
③				1589.2	0.443	3.930	E	56	91	O.K
④				681.2	0.190	1.685	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	1336.4	3736	6.101E+10	1834.29	40.177	112.317	B	126	203	O.K
②				1834.29	40.177	112.317	C	91	147	O.K
③				270.293	5.920	16.550	E	56	91	O.K
④				677.293	14.835	41.472	E	56	91	O.K
⑤				1429.7	31.315	87.543	E	56	91	O.K
⑥				1445.7	31.665	88.522	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 절점에서 검토하였다.

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

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

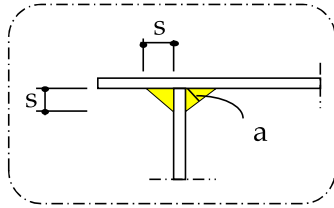
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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($\text{mm} = 4EA \times s / \sqrt{2}$)

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	373.2	32	3000	96000	1430	1.371E+08	6.234E+11	8	22.6	3.6	63	OK
DL하중	631.5									6.1	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	373.2	32	3000	96000	1834	1.759E+08	6.234E+11	8	22.6	4.7	63	O.K
DL하중	631.5									7.9	84	O.K

5.2.2 부산방향

가. 검토조건

1) 교량 제원

① 교량형식 : 7경간 연속 강박스거더교

② 교량연장 :

$$G1 - 56.83+75+70+50.174+50+42+41.502 = 385.844\text{m (총연장)}$$

$$G2 - 56.83+55.147+70+70+50+42+41.502 = 385.844\text{m (총연장)}$$

③ 검토구간 : S1~S7

④ 교량폭원 : 12.14~15.74m

⑤ 사 각 : 90.0°

⑥ 거더제원 : $B = 2.8\text{m}$, $H = 2.2\sim 3.2\text{m}$

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)

㉔ 허용휨압축응력(MPa)

㉔ 압축플랜지가 콘크리트 바닥판 등에 직접 고정되어 있는 경우, 상자형 단면, π 형 단면과 같이 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우

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

㉔ ㉔에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 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

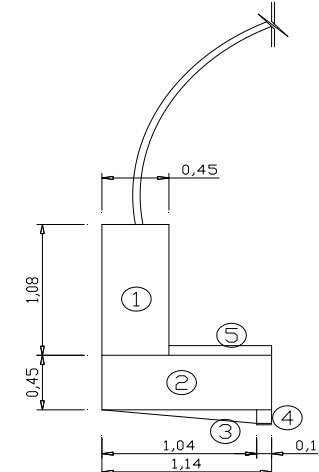
- ① 도로교 설계기준(2010)
- ② 콘크리트 구조기준(2012)
- ③ 도로설계편람(2008)
- ④ 도로설계요령(2009)
- ⑤ 강도로교 상세부 설계지침(2006)

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	$0.42 \times 1.08 \times 25 = 11.340$	0.850	9.639	
2	$1.09 \times 0.2 \times 25 = 5.450$	0.545	2.970	
3	$\frac{1}{2} \times 0.99 \times 0.1 \times 25 = 1.238$	0.430	0.532	
4	$0.1 \times 0.1 \times 25 = 0.250$	0.050	0.013	
5	$0.64 \times 0.08 \times 23 = 1.178$	0.320	0.377	
방음벽 고정하중	Pv = 8.340	0.850	7.089	
	Ph = 2.770	1.080	2.992	
	M = 5.700		5.700	
방음벽 설하중	Pv = 2.120	0.850	1.802	
	Ph = 1.470	1.080	1.588	
	M = 3.070		3.070	
계	= 34.156		35.772	

콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m³, 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m³
트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

• 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.35 + 1.14 = 1.420\text{m}$$

여기서, X = 0.350m

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.34} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.34 \times (1+0.300)}{1.420} = 30.761\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.080\text{m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.080 = 35.100\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

④ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.000\text{m} = 3.000\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.000 \times 0.580 = 1.740\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

- 방음벽

$$P_w = 1.830\text{kN/m}$$

$$M = 1.830 \times 0.850 = 1.556\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$H_w = 3.620\text{kN/m}$$

$$M = 3.620 \times 1.080 = 3.910\text{kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_w = 11.430 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$\therefore \Sigma M_w = 16.900 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} = 112.640 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 134.384 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell + i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 97.478 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 105.326 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 68.474 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell + i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 71.603 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80L + 230) = (80 \times 0.35 + 230) = 258.0\text{mm} > 220\text{mm}$$

$$h_{use} = 362.0\text{mm} > h_{req} = 258.00\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

$$\text{단면폭}(b) = 1000.0\text{mm} , \text{단면높이}(h) = 362.0\text{mm}$$

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0\text{mm} , \text{유효깊이}(d) = 302.0\text{mm}$$

$$\text{사용철근량}(A_s) = \text{H22@125} = 3096.8\text{mm}^2$$

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{3096.8 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000.0} = 53.975 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 3096.8 \times 400.0 \times \left(302.0 - \frac{53.975}{2} \right) = 289.564 \text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 289.564 \text{kN}\cdot\text{m} > M_u = 134.384 \text{kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 3096.8 / (1000.0 \times 302.0) = 0.0103$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.331$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.331/3 = 0.890$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 71.603 / (0.0103 \times 1000 \times 0.890 \times 302.0^2) = 85.642 \text{MPa} < 0.6 f_y = 240 \text{MPa} \text{ O.K}$
- 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적

$$= b h / 16 = 1000 \times 120 / 16 = 7500 \text{mm}^2$$
- 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 49 = 0.245 \text{mm}$
- 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A} = 1.08 \times 1.28 \times 85.642 \times \sqrt[3]{60 \times 7500} \times 0.00001 = 0.091 \text{mm} < 0.253 \text{mm} \text{ O.K}$
여기서 β_c = 단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이

$$= 262.96 / 201.96 = 1.297$$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.925^2}{10} = 2.998 \text{kN}\cdot\text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 1.925m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.930} = 0.358 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(1.930 + 0.6)P_r}{9.6} (1 + i) = \frac{(1.930 + 0.6) \times 96}{9.6} \times (1 + 0.300) = 32.825 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 32.825 = 26.260 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 60.356 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 29.258 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 1.925 + 130) = 187.75 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H19@125 = 2292.0mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 2292.0 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{39.948}{2} \right) = 148.084 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\phi M_n = 148.084 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 60.356 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 2292 / (1000.0 \times 210.0) = 0.0109$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.340$
 - 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.340 \times 210.0 = 71.315$
 - $j = 1 - k/3 = 1 - 0.340/3 = 0.887$
 - 철근응력(f_s) = $M / (\rho \times b \times j \times d^2) = 29.258 / (0.0109 \times 1000 \times 0.887 \times 210.0^2)$
 $= 68.546 MPa < 0.6f_y = 240 MPa \text{ O.K}$
 - 주인장철근 주위의 콘크리트 단면적을 철근의 수량으로 나눈 유효인장 단면적
 $= bh/16 = 1000 \times 80/16 = 5000 mm^2$
 - 허용균열폭(w_a) = $0.005 \times t_c = 0.005 \times 31 = 0.153mm$
 - 균열 폭(w) = $1.08 \times \beta_c \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A}$
 $= 1.08 \times 1.29 \times 68.546 \times \sqrt[3]{40 \times 5000} \times 0.00001 = 0.056mm < 0.153mm \text{ O.K}$
- 여기서 β_c =단면의 중립축에서 인장연단까지 길이/단면의 중립축에서 철근도심까지 길이
 $= 178.7/138.7 = 1.29$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.155로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과(부산)

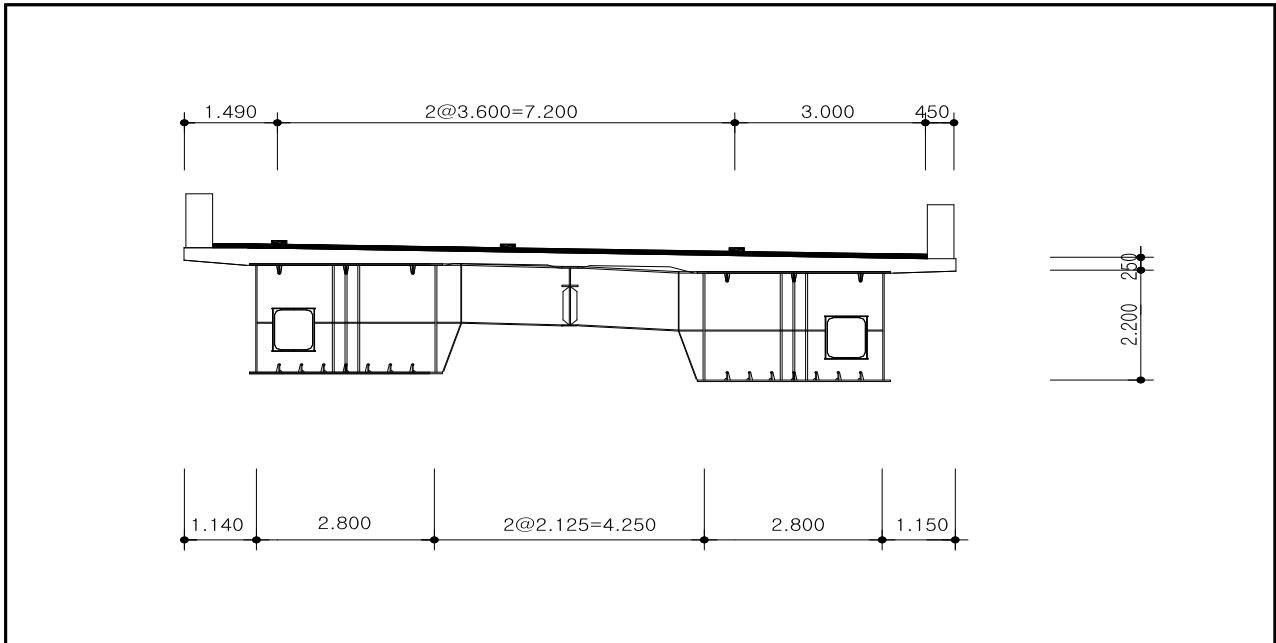
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	134.384	289.564	2.155	O.K
중양부	60.356	148.084	2.453	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산)

구 분	M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	최대균열폭 (mm)	허용균열폭(w_a) (mm)	검토 결과
캔틸레버부	71.603	85.642	240.000	253	0.091	O.K
중양부	29.258	68.546	240.000	0.153	0.056	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면

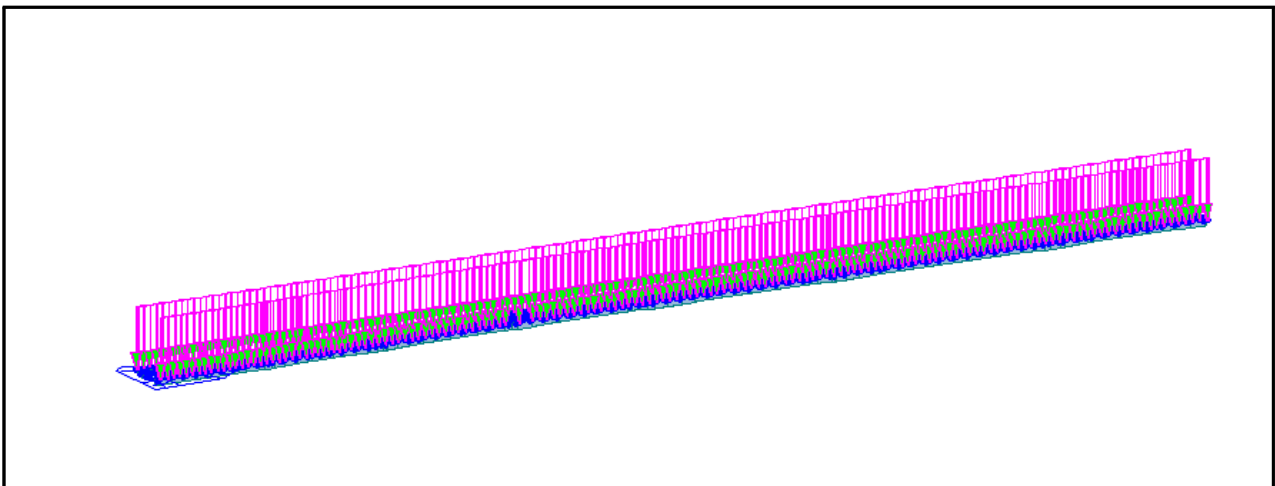


【그림 5.2.13】 해석단면(부산)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

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



【그림 5.2.14】 2차고정 하중 재하(부산)

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중(방호벽, 중분대 및 포장)은 하중으로 고려

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.140~15.740m				
지간장(L)	• $G1 = 49.83+50.414+73.3+71.7+60+50+49.83 = 405.074m$ • $G2 = 49.83+68+69+58.414+60+50+49.83 = 405.074m$				
충격계수(i)	• 제1지간 $15 / (40+49.83) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용				
	• 제1내부지점 $15 / \{40+(49.83+50.414)/2\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용				
	• 제2지간 $15 / \{40+50.414\} = 0.166 < 0.3 \quad \therefore i = 0.166$ 적용				
	• 제2내부지점 $15 / \{40+(50.414+73.300)/2\} = 0.147 < 0.3 \quad \therefore i = 0.147$ 적용				
	• 제3지간 $15 / (40+73.300) = 0.132 < 0.3 \quad \therefore i = 0.132$ 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
	$6.0 \leq W_c < 9.1$		2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7
	$9.1 \leq W_c < 12.8$		3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8
	$12.8 \leq W_c < 16.4$		4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9
	$16.4 \leq W_c < 20.1$		5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10
	$20.1 \leq W_c < 23.8$		6		
	여기서, W_c : 연석간 교폭(11.415m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%				

④ 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.	

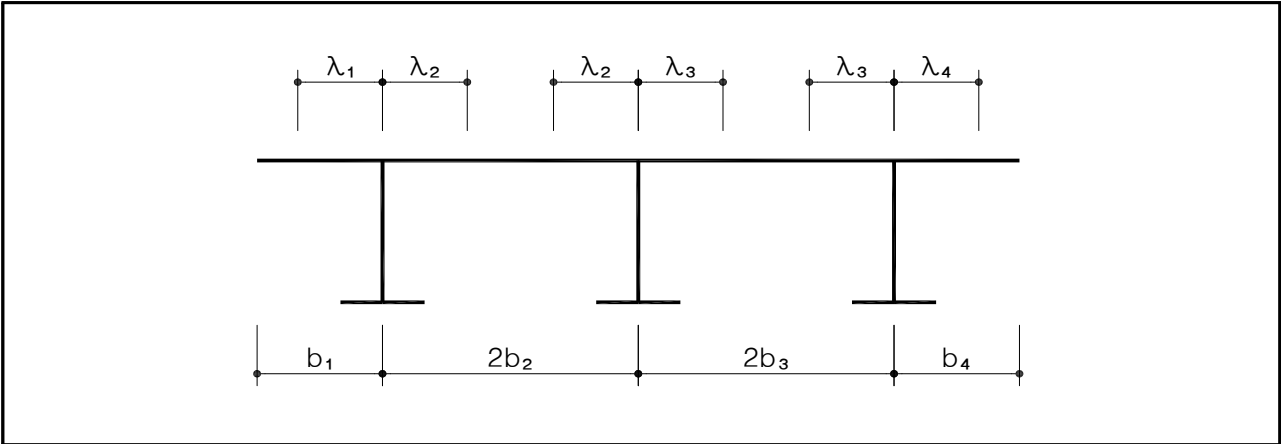
㉠ 적용식

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

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가경간장(mm)



【그림 5.2.15】플랜지의 유효폭(부산)

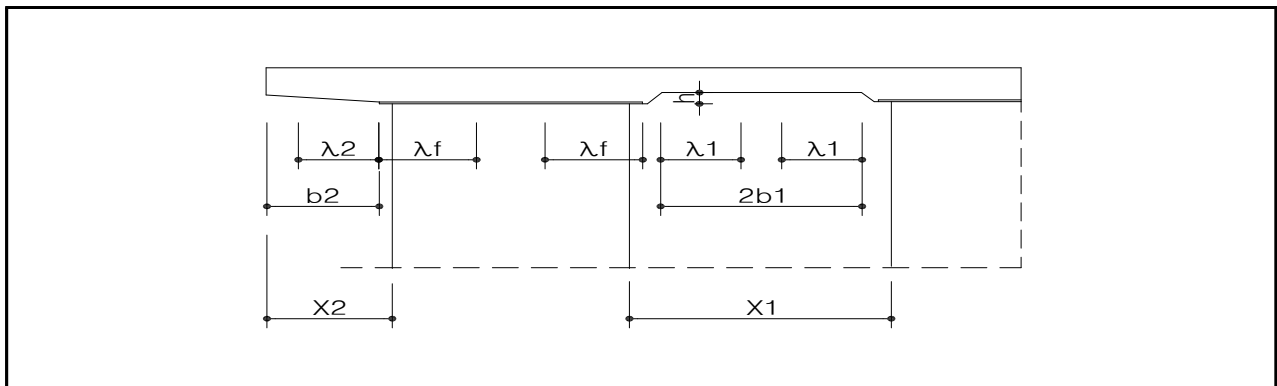
㉔ 등가경간장

구 분	G1 등가경간장(m)	G2 등가경간장(m)	비 고
1 경간중앙부	45.464	45.464	
1 경간지점부	26.366	22.395	
2 경간중앙부	45.000	33.088	
2 경간지점부	30.000	25.029	
3 경간중앙부	45.000	42.000	
3 경간지점부	25.035	28.000	
4 경간중앙부	30.104	42.000	
4 경간지점부	20.035	24.000	
5 경간중앙부	30.000	30.000	
5 경간지점부	18.400	18.400	
6 경간중앙부	25.200	25.200	
6 경간지점부	16.700	16.700	
7 경간중앙부	33.202	33.202	

㉕ 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	45.464	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
1 경간지점부	26.366	3.000	2.728	0.909	3.000	2.728	0.909	5.003	4.620	0.923
2 경간중앙부	45.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
2 경간지점부	30.000	3.000	2.777	0.926	3.000	2.777	0.926	5.003	4.696	0.939
3 경간중앙부	45.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
3 경간지점부	25.035	3.000	2.706	0.902	3.000	2.706	0.902	5.003	4.586	0.917
4 경간중앙부	30.104	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
4 경간지점부	20.035	3.000	2.603	0.868	3.000	2.603	0.868	5.003	4.427	0.885
5 경간중앙부	30.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
5 경간지점부	18.400	3.000	2.559	0.853	3.000	2.559	0.853	5.003	4.359	0.871
6 경간중앙부	25.200	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
6 경간지점부	16.700	3.000	2.505	0.835	3.000	2.505	0.835	5.003	4.275	0.854
7 경간중앙부	33.202	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000

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

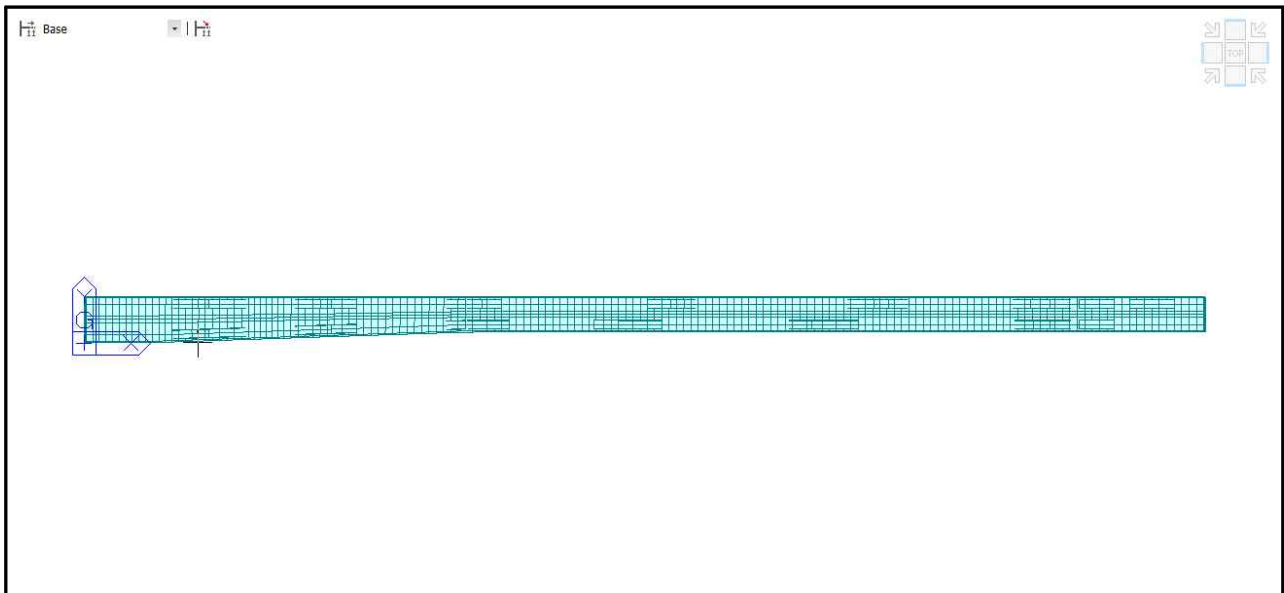
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	45.464	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
1 경간지점부	22.395	3.000	2.657	0.886	3.000	2.657	0.886	5.003	4.511	0.902
2 경간중앙부	33.088	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
2 경간지점부	25.029	3.000	2.706	0.902	3.000	2.706	0.902	5.003	4.586	0.917
3 경간중앙부	42.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
3 경간지점부	28.000	3.000	2.752	0.917	3.000	2.752	0.917	5.003	4.656	0.931
4 경간중앙부	42.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
4 경간지점부	24.000	3.000	2.688	0.896	3.000	2.688	0.896	5.003	4.559	0.911
5 경간중앙부	30.000	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000
5 경간지점부	18.400	3.000	2.559	0.853	3.000	2.559	0.853	5.003	4.359	0.871
6 경간중앙부	25.200	3.000	2.969	0.990	3.000	2.969	0.990	5.003	4.971	0.994
6 경간지점부	16.700	3.000	2.505	0.835	3.000	2.505	0.835	5.003	4.275	0.854
7 경간중앙부	33.202	3.000	3.000	1.000	3.000	3.000	1.000	5.003	5.003	1.000

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

본 구조해석에서는 교량의 거동을 비교적 정확히 모사하기 위해 강박스거더 및 가로보는 보요소(Frame Element)로 그리고 상부 슬래브는 판요소(Plate Element)를 사용하여 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.

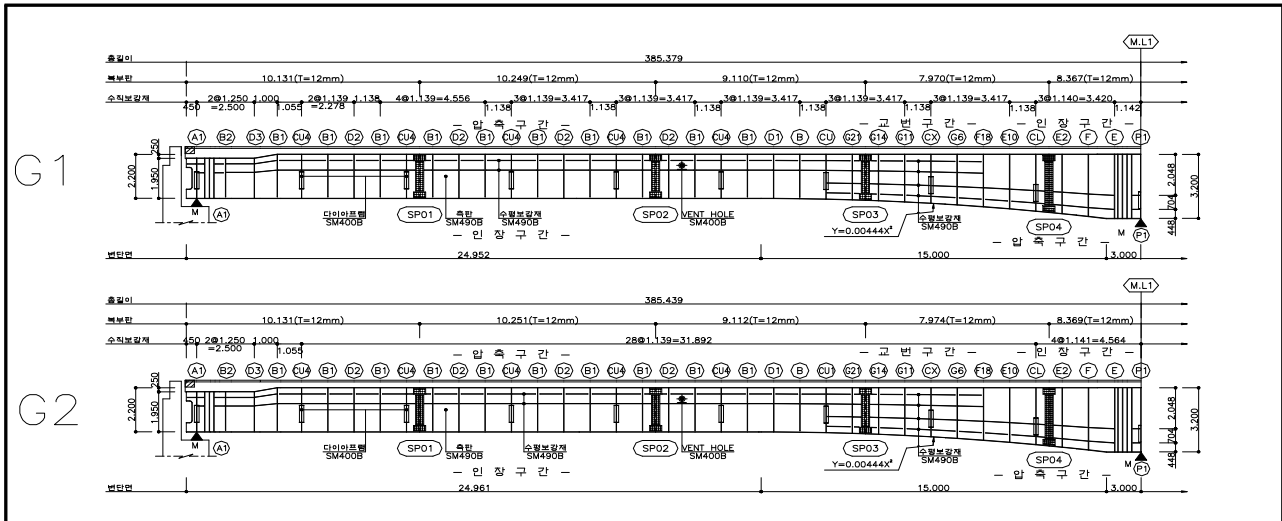
- 합성전 모델링시 바닥판은 Plate요소를 사용하여 거더와 Rigid Link 하여 모델링하였다. 활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.17】 해석모델링(부산)

② 단면제정수

- 거더



【그림 5.2.18】 거더 단면위치(부산)

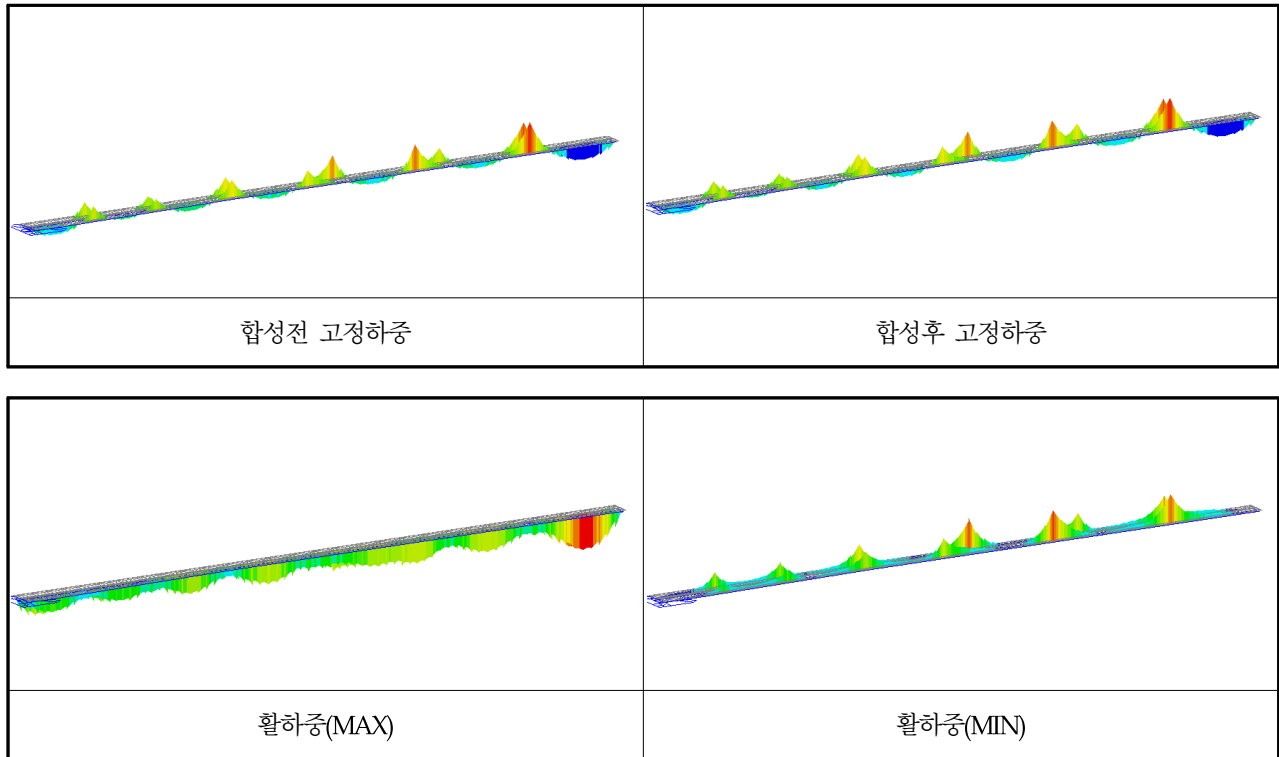
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	144,000.0	129,220,032,000	158,377,574,400	184,825,755,004	
	합성후	300,343.8	236,362,394,760	484,484,696,866	231,671,778,583	
단면 - 2	합성전	156,000.0	143,818,369,231	167,377,574,400	199,004,063,013	
	합성후	312,343.8	272,430,149,924	493,484,696,866	254,262,139,548	
단면 - 3	합성전	186,000.0	180,459,703,806	189,877,574,400	231,276,304,514	
	합성후	342,343.8	326,371,785,760	515,984,696,866	279,525,608,770	
단면 - 4	합성전	186,000.0	181,637,902,516	189,877,574,400	233,616,614,428	
	합성후	342,343.8	311,963,042,883	515,984,696,866	274,420,513,879	
단면 - 5	합성전	210,000.0	211,798,955,029	207,877,574,400	253,952,319,080	
	합성후	366,343.8	349,034,000,812	533,984,696,866	289,197,543,336	
단면 - 6	합성전	216,000.0	219,270,912,000	212,377,574,400	258,585,885,068	
	합성후	372,343.8	351,196,459,799	538,484,696,866	290,395,328,063	
단면 - 7	합성전	264,000.0	280,365,777,455	248,377,574,400	287,671,354,563	
	합성후	420,343.8	433,026,008,323	574,484,696,866	312,436,086,596	
부부재	가로보	32,400.0	13,788,600,000	90,244,800	2,579,200	
	세로보	18,000.0	2,530,200,000	45,144,000	776,000	

【표 5.2.23】 단면 제정수(부산)

5) 구조해석 결과

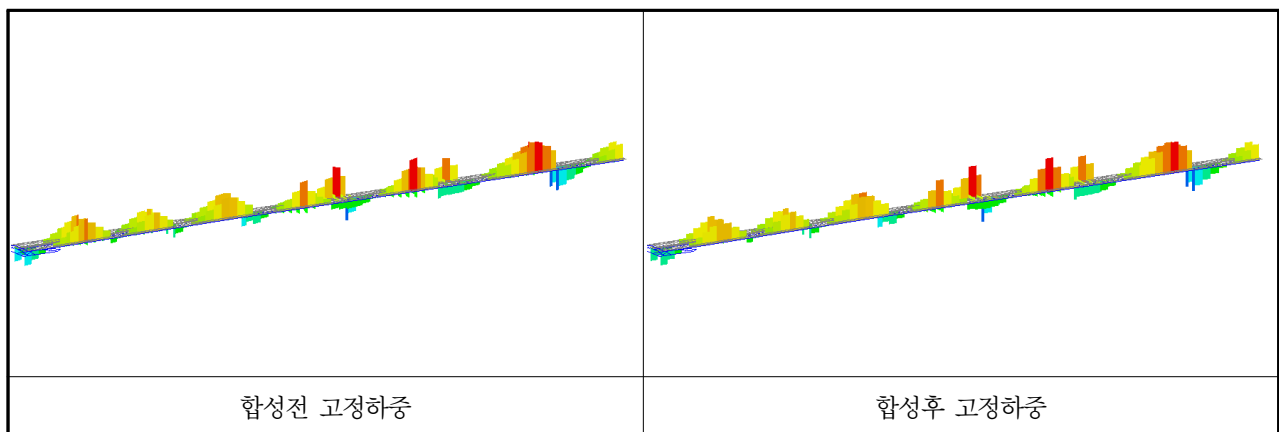
① 단면력도

㉠ 휨모멘트

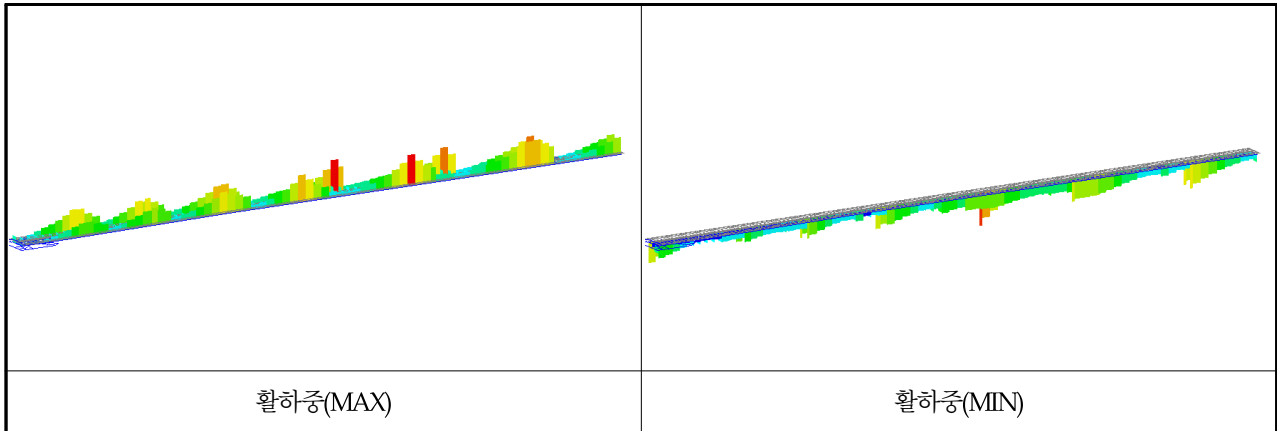


【그림 5.2.19】 휨모멘트도(부산)

㉡ 전단력



【그림 5.2.20】 전단력도(부산)



【그림 5.2.20】 전단력도(부산,계속)

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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

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

【표 5.2.24】영향계수 k 값 산출 결과(부산)

	구 분		k값
 G1	A1		1.000
	P1		-0.234
	P2		0.064
	P3		-0.016
	P4		-0.012
	P5		0.064
	P6		-0.264
 G2	A1		1.000
	P1		-0.269
	P2		0.063
	P3		-0.013
	P4		-0.009
	P5		0.063
	P6		-0.264

③ 단면력 산정결과

거더 G1과 G2에 발생하는 단면력은 다음과 같다.

- 정모멘트부

【표 5.2.25】측경간 정모멘트부 단면력 산정결과

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	11,403.421	4,809.505	6,731.932	312.060	23,256.919
	G2	11,400.838	4,801.535	6,765.815	309.602	23,277.790
전단력 (kN)	G1	193.841	62.343	283.422	14.994	554.600
	G2	206.965	66.733	286.855	15.114	575.667
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	3.352	1.197	299.315	2.299	306.163
	G2	14.786	8.476	309.478	2.028	334.768

【표 5.2.26】 중앙경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산)

구 분	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	5092.285	2444.710	4873.092	203.015	12613.103
	G2	4956.962	2379.453	5049.140	227.287	12612.841
전단력 (kN)	G1	268.809	107.544	300.341	26.799	703.493
	G2	239.461	93.357	283.971	28.181	644.970
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	510.130	245.322	751.085	85.550	1592.087
	G2	468.983	227.436	779.522	87.013	1562.954

• 부모멘트부

【표 5.2.27】 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산)

단면 - 5	거더 번호	합성전 고정하중	합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
휨모멘트 (kN · m)	G1	19658.326	9460.685	1995.277	887.021	32001.309
	G2	21173.834	8548.376	506.034	891.106	31119.351
전단력 (kN)	G1	1814.733	765.537	846.580	17.245	3444.095
	G2	1636.542	683.805	870.088	25.322	3215.757
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	241.310	116.825	972.684	49.516	1380.335
	G2	353.354	165.866	925.254	44.810	1489.284

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	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	64.551	-56.982	190.000	190.000	2.943	3.334
1+2+3	97.004	-111.213	190.000	190.000	1.959	1.708
1+2+3+4	106.277	-112.440	218.500	190.000	2.056	1.690
1+2+3+4+5	119.580	-114.209	218.500	190.000	1.827	1.664
1+2+3+4+5+6	131.431	-115.754	247.000	218.500	1.879	1.888
1+2+3+4+5-6	107.728	-112.664	247.000	218.500	2.293	1.939

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.538 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{119.580}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{12.538}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.300 + 0.013 = 0.313 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-114.209}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{12.538}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.361 + 0.013 = 0.374 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

- ㉤ 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	5.444	16.200	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	7.040	16.200	O.K(2.31)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	176.925	315.000	O.K(1.79)
	크리프, 건조수축 제외시	154.349	315.000	O.K(2.05)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-176.511	315.000	O.K(1.79)
	크리프, 건조수축 제외시	-173.516	315.000	O.K(1.82)

㉠ 2경간 정모멘트부

㉠a 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	42.675	-46.850	131.933	190.000	3.092	4.055
1+2+3	67.314	-107.451	131.933	190.000	1.960	1.768
1+2+3+4	73.363	-106.849	151.723	190.000	2.068	1.778
1+2+3+4+5	87.180	-105.712	151.723	190.000	1.740	1.797
1+2+3+4+5+6	99.125	-104.081	171.513	218.500	1.730	2.099
1+2+3+4+5-6	75.235	-107.343	171.513	218.500	2.280	2.036

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉠b 전단 및 비틀림

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

$$= 22.867 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠c 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{99.125}{171.513} \right)^2 + \left(\frac{22.867}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.334 + 0.043 = 0.377 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-107.451}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{22.867}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.320 + 0.043 = 0.363 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.998	16.200	O.K(3.25)
	크리프, 건조수축 제외시	6.342	16.200	O.K(2.56)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	133.454	315.000	O.K(2.37)
	크리프, 건조수축 제외시	113.588	315.000	O.K(2.78)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-174.345	315.000	O.K(1.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-176.084	315.000	O.K(1.79)

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	-69.245	61.659	190.000	190.000	2.744	3.081
1+2+3	-112.187	110.501	190.000	190.000	1.694	1.719
1+2+3+4	-119.530	106.166	190.000	190.000	1.590	1.790
1+2+3+4+5	-107.844	112.768	190.000	190.000	1.762	1.685
1+2+3+4+5+6	-93.016	122.428	218.500	218.500	2.349	1.785
1+2+3+4+5-6	-122.672	103.109	218.500	218.500	1.781	2.119

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 40.046 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-119.530}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{40.046}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.396 + 0.133 = 0.528 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{112.768}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{40.046}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.352 + 0.133 = 0.485 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

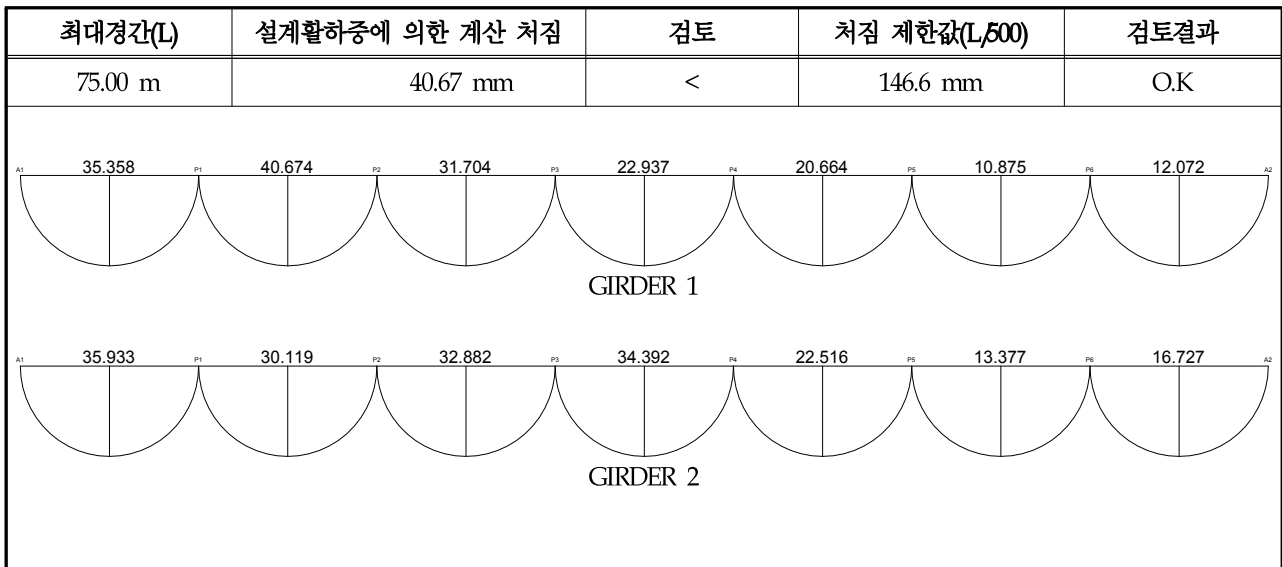
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-88.029	400.000	O.K(4.55)
	크리프, 건조수축 제외시	-92.475	400.000	O.K(4.33)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-174.955	315.000	O.K(1.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-179.298	315.000	O.K(1.76)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	176.765	315.000	O.K(1.79)
	크리프, 건조수축 제외시	174.497	315.000	O.K(1.81)

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		활 하 중		합 계		사용 Shoe
				Max	Min	Max	Min	Max	Min	
A1	G1	1,118.971	479.744	681.512	-129.821	16.148	-16.148	2,296.375	1,744.684	4,500
	G2	1,111.413	482.078	722.908	-88.989	15.235	-15.235	2,331.634	1,697.715	4,500
P1	G1	3,712.352	1,611.233	1,686.298	-354.445	47.09	-47.09	7,056.973	5,725.120	12,000
	G2	3,332.673	1,438.293	1,586.648	-221.13	64.779	-64.779	6,422.393	5,056.875	13,000
P2	G1	3,884.105	1,702.805	1,834.992	-409.414	80.921	-80.921	7,502.823	6,077.245	11,000
	G2	2,938.497	1,349.243	1,813.160	-518.035	92.914	-92.914	6,193.814	4,898.689	13,000
P3	G1	3,026.255	1,366.679	1,674.518	-483.750	132.888	-132.888	6,200.340	5,009.572	14,000
	G2	3,793.524	1,665.523	1,952.638	-404.965	69.907	-69.907	7,481.592	5,933.919	11,000
P4	G1	2,651.765	1,156.875	1,242.955	-271.578	152.479	-152.479	5,204.074	4,232.697	11,000
	G2	2,945.344	1,316.234	1,624.053	-350.180	76.191	-76.191	5,961.822	4,687.949	11,000
P5	G1	2,393.038	1,047.122	968.503	-226.451	135.500	-135.5	4,544.163	3,802.111	9,000
	G2	2,371.687	1,034.477	1,373.706	-263.656	130.694	-130.694	4,910.564	3,800.514	9,000
P6	G1	2,853.450	1,192.379	821.195	-163.586	106.545	-106.545	4,973.569	4,315.960	9,000
	G2	2,824.227	1,180.047	1,440.552	-150.741	114.421	-114.421	5,559.247	4,269.436	9,000
A2	G1	1,008.225	424.391	379.889	-3.214	36.588	-36.588	1,849.093	1,472.418	3,500
	G2	996.247	418.790	721.287	-70.202	35.733	-35.733	2,172.057	1,520.972	3,500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

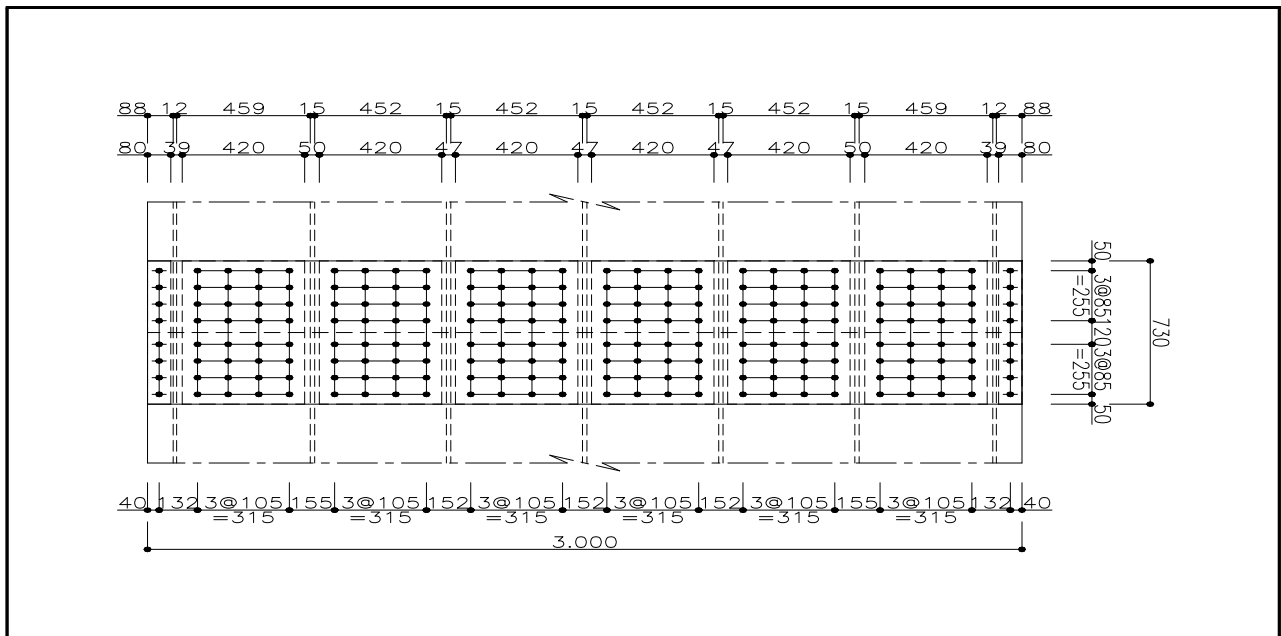
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 1지간 Gider1의 SP39(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 일반조건

휨모멘트(kN · m)		전단력(kN)		총비틀림 모멘트 M_t (kN · m)	상부플랜지 응력 f_u (MPa)	하부플랜지 응력 f_l (MPa)	허용 휨인장응력 f_{sa} (MPa)
합성전 M_s	합성후 M_v	합성전 V_s	합성후 V_v				
11403.992	4809.758	193.865	62.353	303.861	0.0	-11.6	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.

$$f_s = 0.00 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정p

모재두께 = 20mm, 모재길이 = 3,000mm

$$n_{req} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 90 EA \Rightarrow n_t = 104 EA \quad \therefore O.K$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{req} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 45,000 \text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2-PL \quad 80 \times 18 \times 560 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6-PL \quad 420 \times 10 \times 560 = 25,200.0 \text{ mm}^2$$

$$1-PL \quad 3000 \times 10 \times 560 = 30,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 56,800.0 \text{mm}^2 \geq A_{req} \quad \therefore O.K$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 150.528 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore O.K$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 82,211.5 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore O.K$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,894 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.097 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 5.490 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.172 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 1.003 \times 10^{12} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

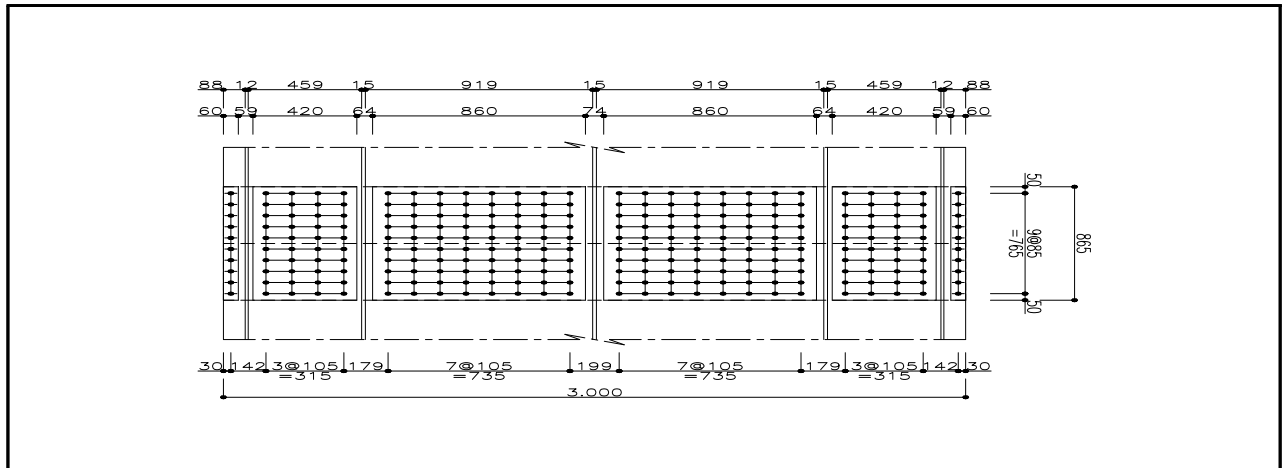
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 86.5 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4EA (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 82,233.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore O.K$$

㉔ 인장부 플랜지(하부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.22】 인장부 플랜지 이음(부산)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 11.6 \text{ MPa}$$

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 26 \text{ mm}, \quad \text{모재길이} = 3,000 \text{ mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{\text{sa}} \approx 116 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 130 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{\text{sa}} = 58,500.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL } 60 \times 14 \times 865 = 1,680.0 \text{ mm}^2$$

$$2\text{-PL } 860 \times 14 \times 865 = 24,080.0 \text{ mm}^2$$

$$2\text{-PL } 420 \times 14 \times 865 = 11,760.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL } 3000 \times 14 \times 865 = 42,000.0 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 79,520.0 \text{ mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 79,520 - 25.0 \times 14.0 \times 26 \text{ 열} \times 2 \text{ EA} = 61,320.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,100 \text{ mm}$

$$\text{제1열} : \rho_p = \frac{142.500 + 124.364}{2} \times 140.0 \times 12.0 / 3EA = 74.721 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제2열} : \rho_p = \frac{124.364 + 111.409}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 3EA = 47.154 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제3열} : \rho_p = \frac{111.409 + 97.807}{2} \times 105.0 \times 12.0 / 3EA = 43.935 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{97.807 + 84.205}{2} \times 105.0 \times 12.0 / 2EA = 57.333.8 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

$$\text{제5열} : \rho_p = \frac{84.205 + 71.250}{2} \times 100.0 \times 12.0 / 2EA = 46.637 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

비틀림 모멘트에 의한 복부의 전단력 : $St = Mt / (2b)$

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{256.2 \times 10^3}{2} + \frac{303.9 \times 10^6}{2 \times 72,934,080} \right] / 48 EA = 2,669.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{74,722^2 + 2,669.0^2} = 74,769.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.071 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 3.945 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 579.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 195.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.563 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 6.114 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,192.9\text{mm} \quad y_{sl} = 1,053.1\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 101.5\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,144.5\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 44.532 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 15632392031 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

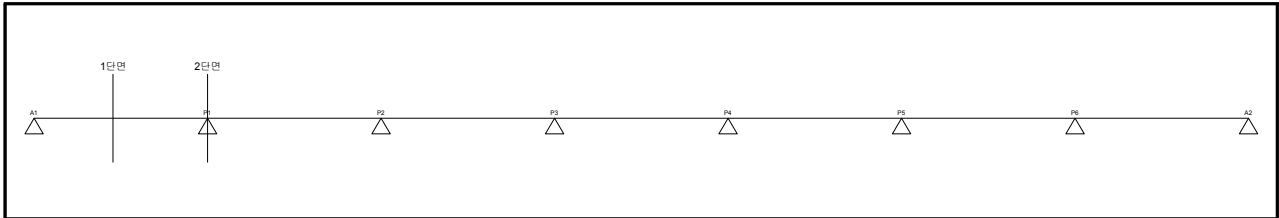
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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	3486.16	4131.27	9.707E+11	2347.5	8.431	9.991	B	126	203	O.K
②				2347.5	8.431	9.991	C	91	147	O.K
③				1598.5	5.741	6.803	E	56	91	O.K
④				690.5	2.480	2.939	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	3488.78	4131.27	6.442E+11	1737.8	9.412	11.145	B	126	203	O.K
②				1737.8	9.412	11.145	C	91	147	O.K
③				174.779	0.947	1.121	E	56	91	O.K
④				585	3.168	3.752	E	56	91	O.K
⑤				1525.22	8.261	9.782	E	56	91	O.K
⑥				1539.22	8.336	9.872	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 절점에서 검토하였다.

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

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

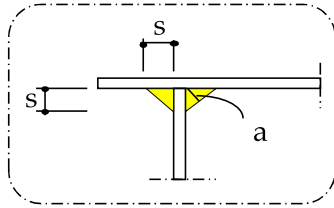
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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($\text{mm} = 4EA \times s / \sqrt{2}$)

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	565.4	32	3000	96000	1474	1.414E+08	6.200E+11	8	22.6	5.7	63	OK
DL하중	623.7									6.3	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	565.4	32	3000	96000	1790	1.716E+08	6.200E+11	8	22.6	6.9	63	O.K
DL하중	623.7									7.6	84	O.K

5.3 기본내하력 검토

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	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	289.564	35.772	30.761	$\frac{289.564-1.3 \times 35.772}{2.15 \times 30.761}$	3.675	DB-24 이상
중앙부	148.084	2.998	26.26	$\frac{148.084-1.3 \times 2.998}{2.15 \times 26.26}$	2.554	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	61.357	11.19	17.433	190	$\frac{190-(61.357+11.19)}{17.433(1+0.1670)}$	5.773	DB24 이상
		하부 플랜지	65.228	26.577	41.405	190	$\frac{190-(65.228+26.577)}{16.814(1+0.1670)}$	2.032	“
	지점부	상부 플랜지	48.499	16.91	22.202	190	$\frac{190-(48.499+16.91)}{22.202(1+0.166)}$	4.811	“
		하부 플랜지	49.355	21.696	28.485	190	$\frac{190-(49.355+21.696)}{28.485(1+0.166)}$	3.580	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.480	5.985	16.520	190	$\frac{190-(33.48+5.985)}{16.520(1+0.166)}$	7.816	“
		하부 플랜지	36.756	14.719	40.631	190	$\frac{190-(36.756+14.719)}{40.631(1+0.166)}$	2.924	“

5.3.4.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	289.564	35.772	30.761	$\frac{289.564-1.3 \times 35.772}{2.15 \times 30.761}$	3.675	DB-24 이상
중앙부	148.084	2.998	26.26	$\frac{148.084-1.3 \times 2.998}{2.15 \times 26.26}$	2.554	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	64.551	13.197	19.285	190	$\frac{190-(65.551+0.503)}{0.737(1+0.167)}$	4.988	DB24 이상
		하부 플랜지	56.982	22.004	32.227	190	$\frac{190-(56.982+11.631)}{17.035(1+0.167)}$	2.952	“
	지점부	상부 플랜지	69.245	21.028	21.914	190	$\frac{190-(69.245+21.029)}{21.914(1+0.166)}$	3.952	“
		하부 플랜지	61.659	23.917	24.925	190	$\frac{190-(61.659+23.917)}{24.925(1+0.166)}$	3.638	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	42.675	8.009	16.63	190	$\frac{190-(42.675+0.372)}{0.773(1+0.152)}$	7.185	“
		하부 플랜지	46.850	19.699	40.902	190	$\frac{190-(46.85+7.839)}{16.276(1+0.152)}$	2.589	“

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	289.564	35.772	30.761	134.384	2.155	A
중앙부	148.084	2.998	26.26	60.356	2.453	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	61.357	11.19	17.433	89.98	190	2.112	A
		하부 플랜지	65.228	26.577	41.405	133.21	190	1.426	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	48.499	16.91	22.202	55.985	190	2.169	A
		하부 플랜지	49.355	21.696	28.485	92.106	190	1.909	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	33.480	5.985	16.520	87.611	190	3.394	A
		하부 플랜지	36.756	14.719	40.631	99.536	190	2.063	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	289.564	35.772	30.761	134.384	2.155	A
중앙부	148.084	2.998	26.26	60.356	2.453	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	64.551	13.197	19.285	97.033	190	1.958	A
		하부 플랜지	56.982	22.004	32.227	111.213	190	1.708	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	69.245	21.028	21.914	112.187	190	2.823	A
		하부 플랜지	61.659	23.917	24.925	110.501	190	1.768	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	42.675	8.009	16.63	67.314	190	1.694	A
		하부 플랜지	46.850	19.699	40.902	107.451	190	1.719	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

가. 교각 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

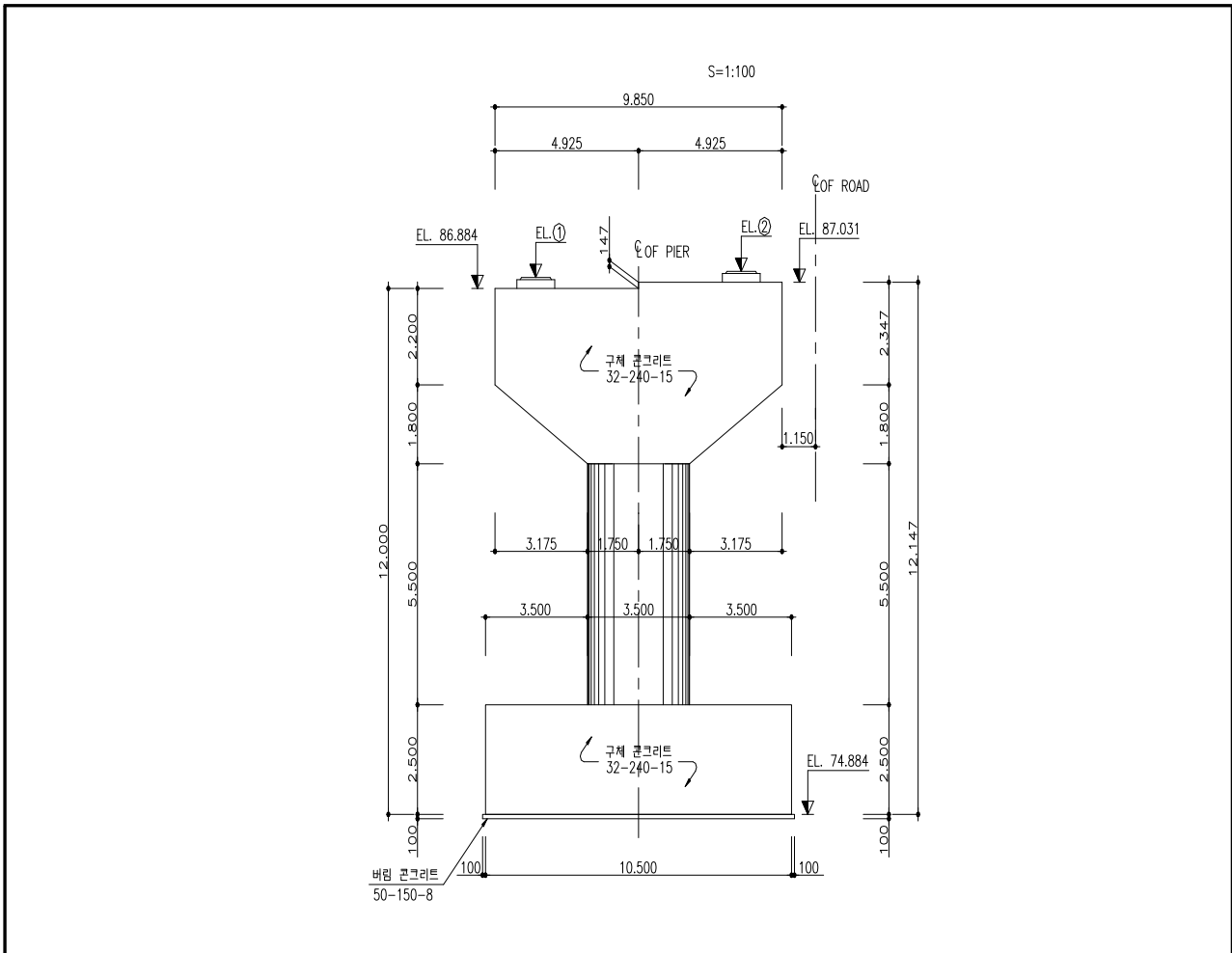
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P4)(대구)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-4,422.546	-1,520.638	
2	-4,857.687	-1,567.190	
계	-9,279.731	-3,515.828	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 10.80 = 1.170 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.170] \times 10.380 = 39.091 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 39.091 \times 63.582 = 2,485.484 \text{ kN/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.0 \times 4.0 \times 3.5 = 42.00 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 3.5 \times 5.5 = 57.75 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 65.850 = 177.795 \text{ kN}$$

※ 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

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.006 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 3,938.86 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 9,279.731 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 463.99 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 463.99 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

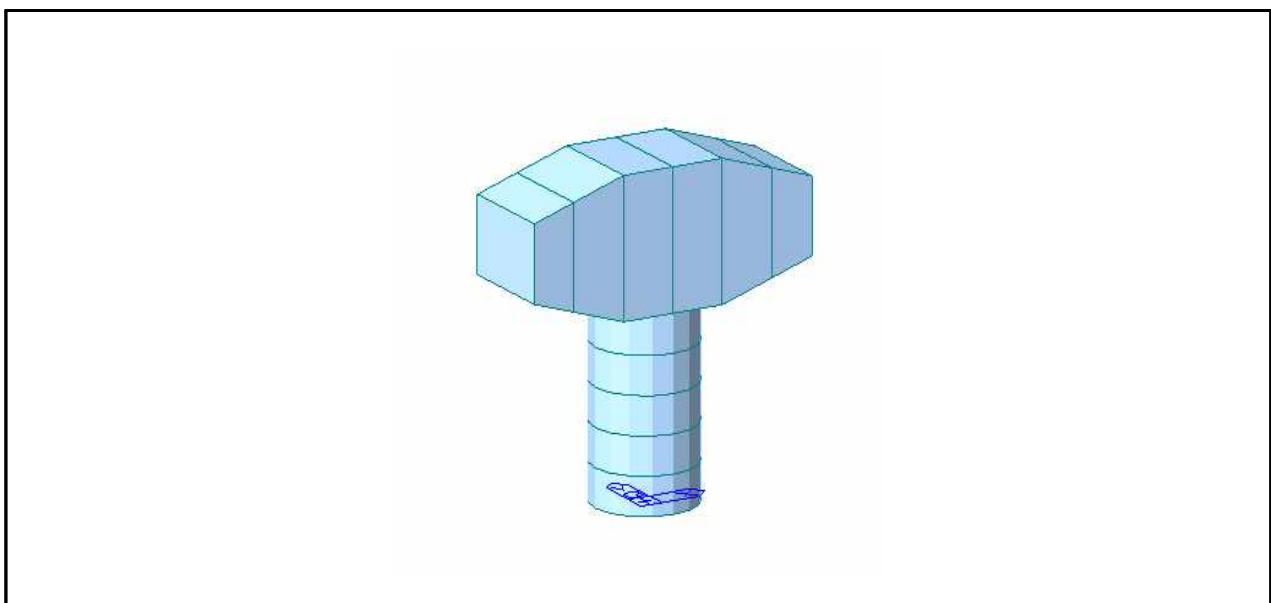
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P4)(대구)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.5^2 / 4 = 9.621 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{9.621} = 3.102 \text{ m}$$

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 10,932.200 \text{ kN}$$

$$M_u = 19,030.200 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 2,186.44 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 10,932.20 / 19,030.20 = 1.741 \text{ m}$$

$$d = 3.500 - 0.100 = 3.400 \text{ m}$$

$$a / d = 1.741 / 3.400 = 0.512 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
3,500.000	4,000.000	3,900.000	100.000	19,030.200	10,932.200
$f_{ck} = 24 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : $D29 - 102EA (= 65,524.8 \text{ mm}^2)$

㉡ 폐합스트립 : $D22 - 60EA (= 23,226.0 \text{ mm}^2)$

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 3,500 \times 3,900 / 1,000 = 65,525 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 3,000 \times 3,700 / 1,000 = 764,400 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 52,416 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 32,536.310 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 9,110.167 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.004 A_f$$

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

$$0.002101 A_f^2 + 3,900 A_f + 74,628,235.294 = 0 \pm \quad \therefore A_f = 19,336.864 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 28,447.031 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 30,801,040 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 43,680.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 43,680.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 65,524.800 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 17,284.92 \text{ mm}^2 < A_{used}(23,226.0) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	62,864.32	19,030.200	3.303	20,069.52	10,932.200	1.840	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	65,524.800	436,870.000	1.500	23,226.000	17,284.920	1.344	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	17,507.758	1,991.733	0.159	0.000	
	LC2	17,507.758	-26,729.118	-1.856	0.000	
	LC3	21,461.417	-13,916.937	-0.963	0.000	
	LC4	21,256.878	2,141.214	0.170	0.000	
	LC5	21,665.957	1,842.252	0.147	0.000	
	LC6	16,637.711	-25,557.343	-1.773	0.000	
	LC7	17,031.056	-25,844.807	-1.796	0.000	
	LC8	20,439.306	-13,237.938	-0.914	0.000	
	LC9	20,832.651	-13,525.402	-0.937	0.000	
교축 방향	LC1	17,507.758	0.000	0.000	0.000	
	LC2	17,507.758	0.000	0.000	0.000	
	LC3	21,461.417	0.000	0.000	0.000	
	LC4	21,256.878	4,983.363	0.351	0.000	
	LC5	21,665.957	-4,983.363	-0.351	0.000	
	LC6	16,637.711	4,791.695	0.337	0.000	
	LC7	17,031.056	-4,791.695	-0.337	0.000	
	LC8	20,439.306	4,791.695	0.337	0.000	
	LC9	20,832.651	-4,791.695	-0.337	0.000	

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

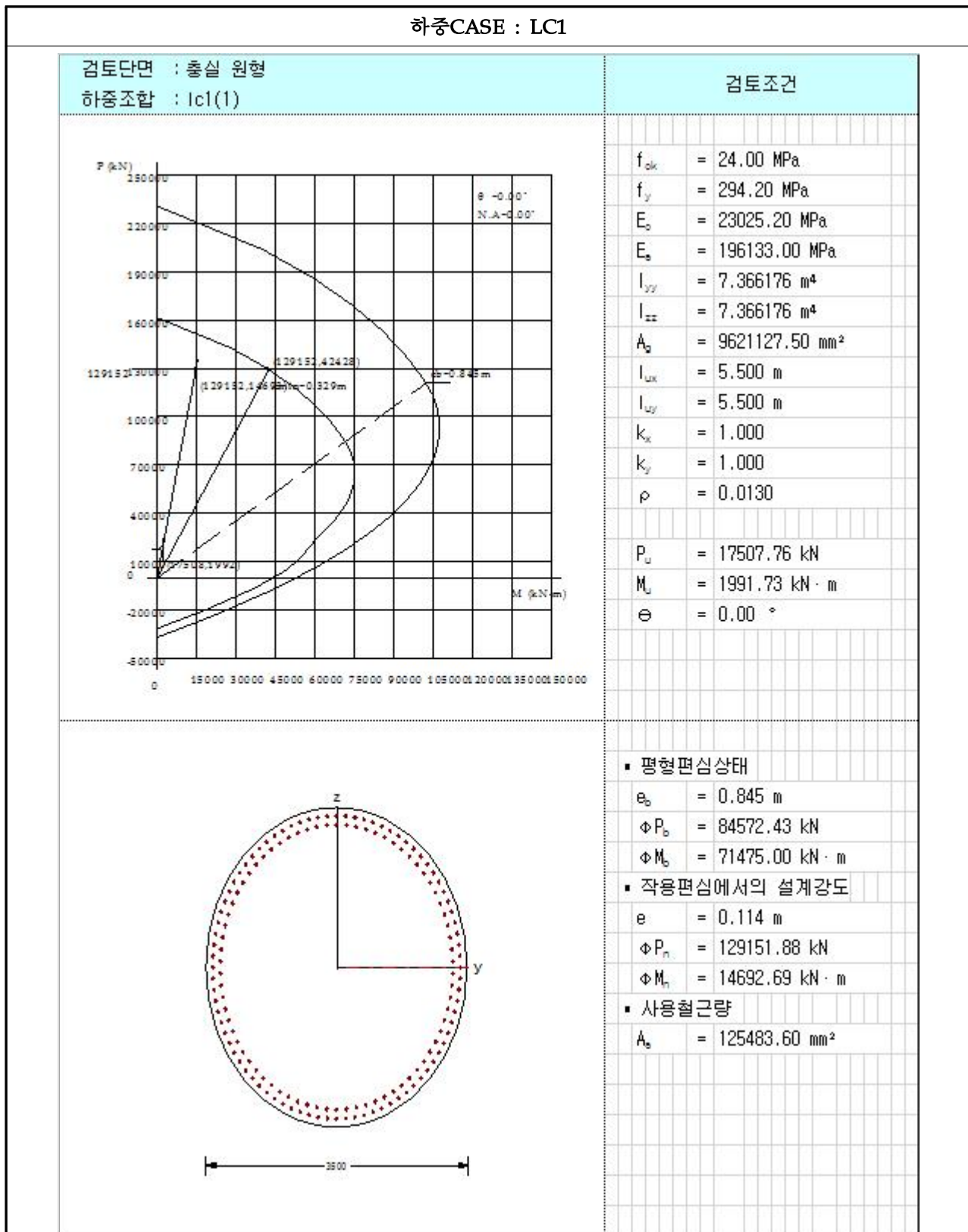
【표 5.4.2】 기둥 단면검토 결과(P4)(대구)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
LC1	17,507.758	129,151.875	1,991.733	14,692.691	7.377	
LC2	17,507.758	46,951.081	26,729.118	72,037.230	2.695	
LC3	21,461.417	99,953.760	13,916.937	64,255.675	4.617	
LC4	21,256.878	129,151.875	5,423.902	33,080.487	6.099	
LC5	21,665.957	129,151.875	5,312.984	31,665.213	5.960	
LC6	16,637.711	45,965.510	26,002.656	71,708.560	2.758	
LC7	17,031.056	46,951.830	26,285.250	72,038.604	2.741	
LC8	20,439.306	96,146.089	14,078.471	66,270.563	4.707	
LC9	20,832.651	96,145.658	14,349.106	66,270.372	4.618	

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

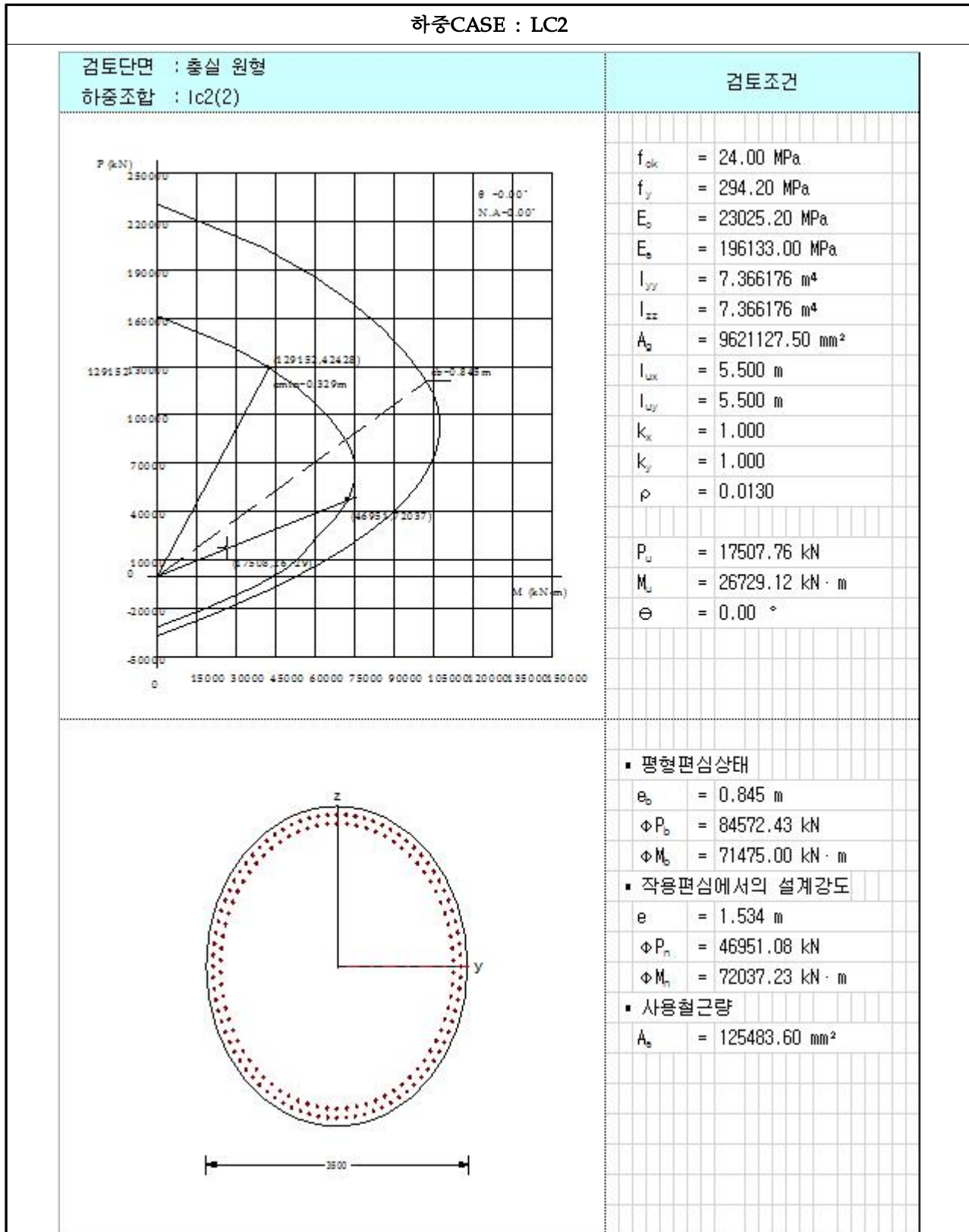
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : LC1



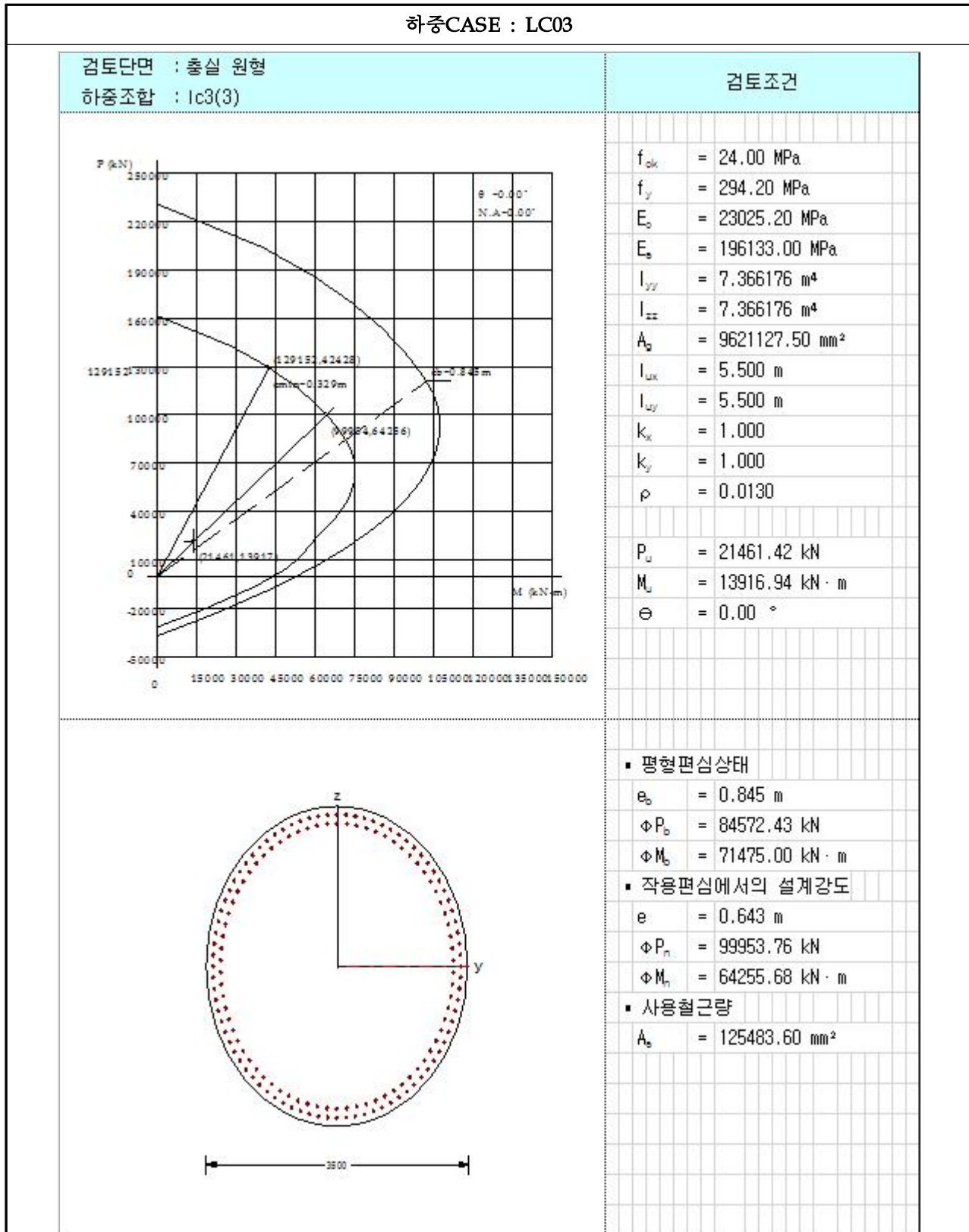
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(대구)

(2) 하중CASE : LC2



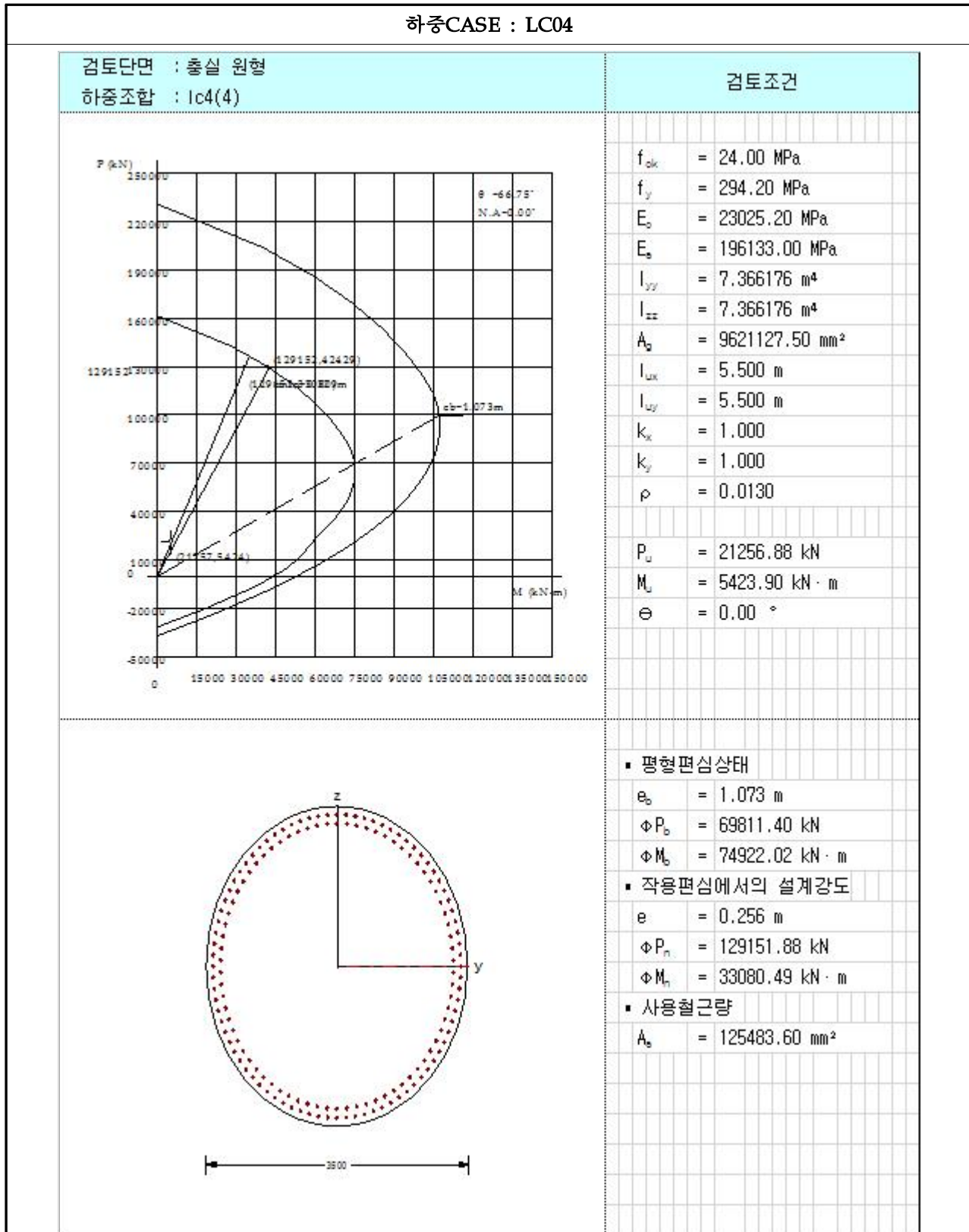
【그림 5.4.4】 P-M 상관도(하중CASE : LC02)(대구)

(3) 하중CASE : LC03



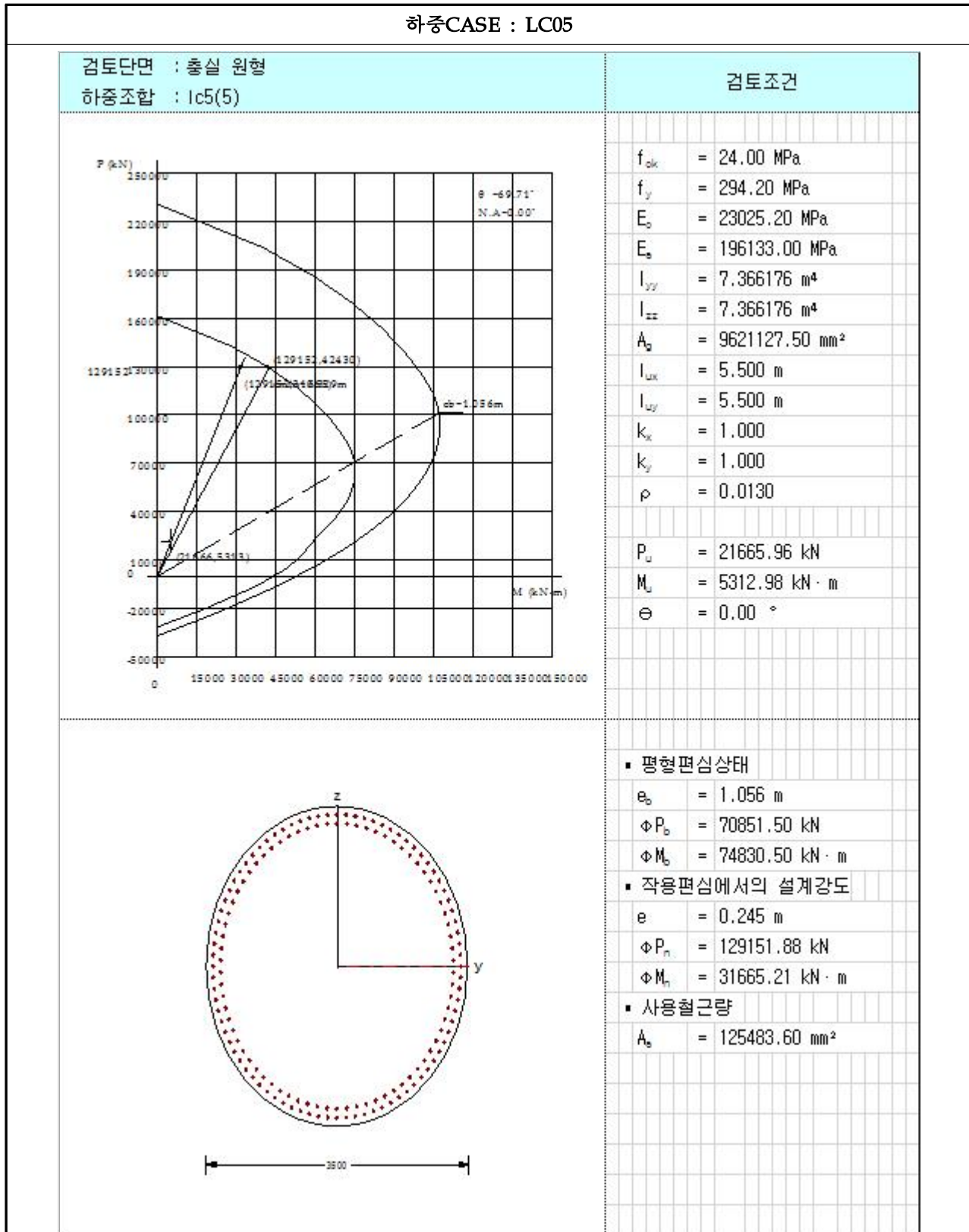
【그림 5.4.5】 P-M 상관도(하중CASE : LC03)(대구)

(4) 하중CASE : LC04



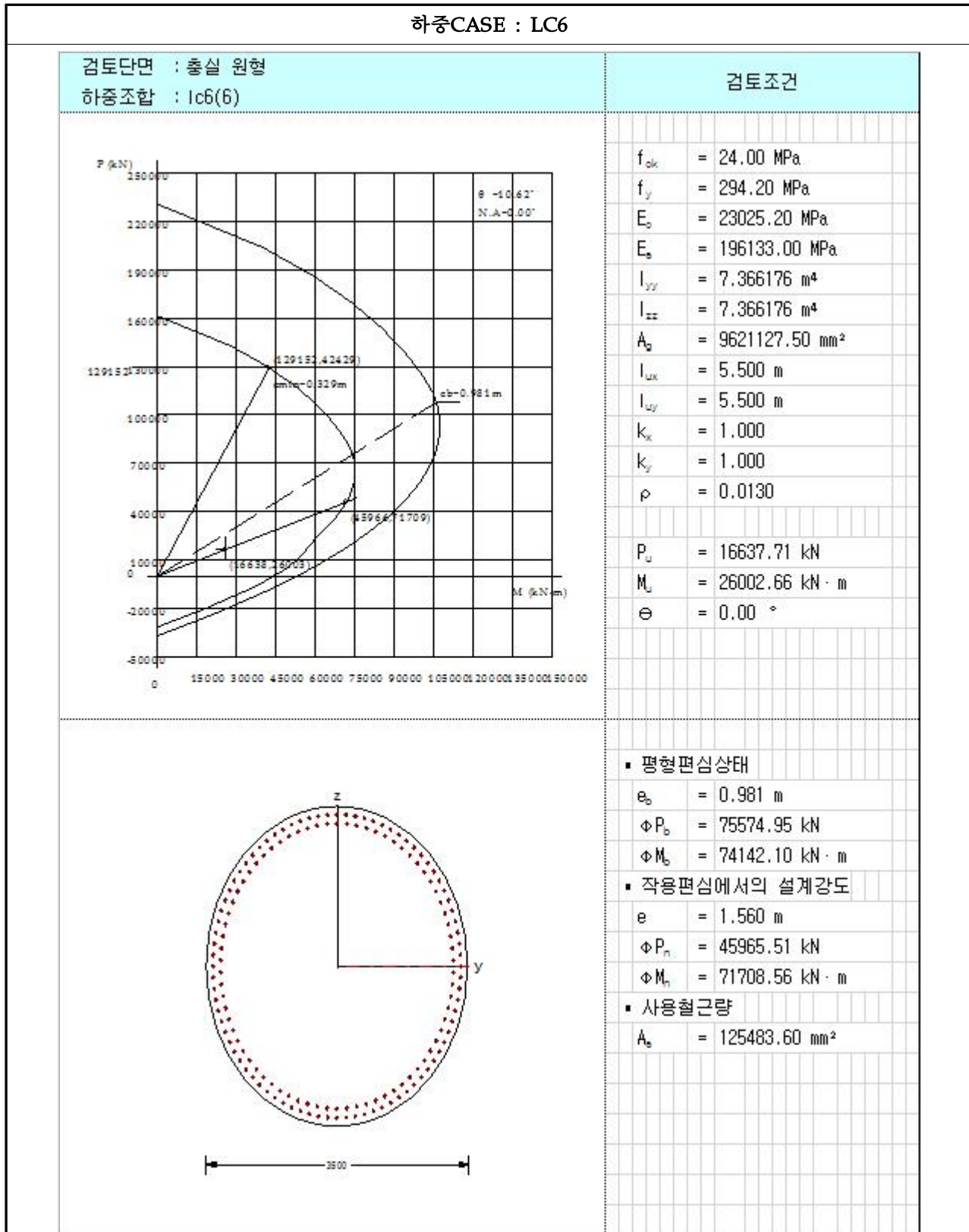
【그림 5.4.6】 P-M 상관도(하중CASE : LC04)(대구)

(5) 하중CASE : LC05



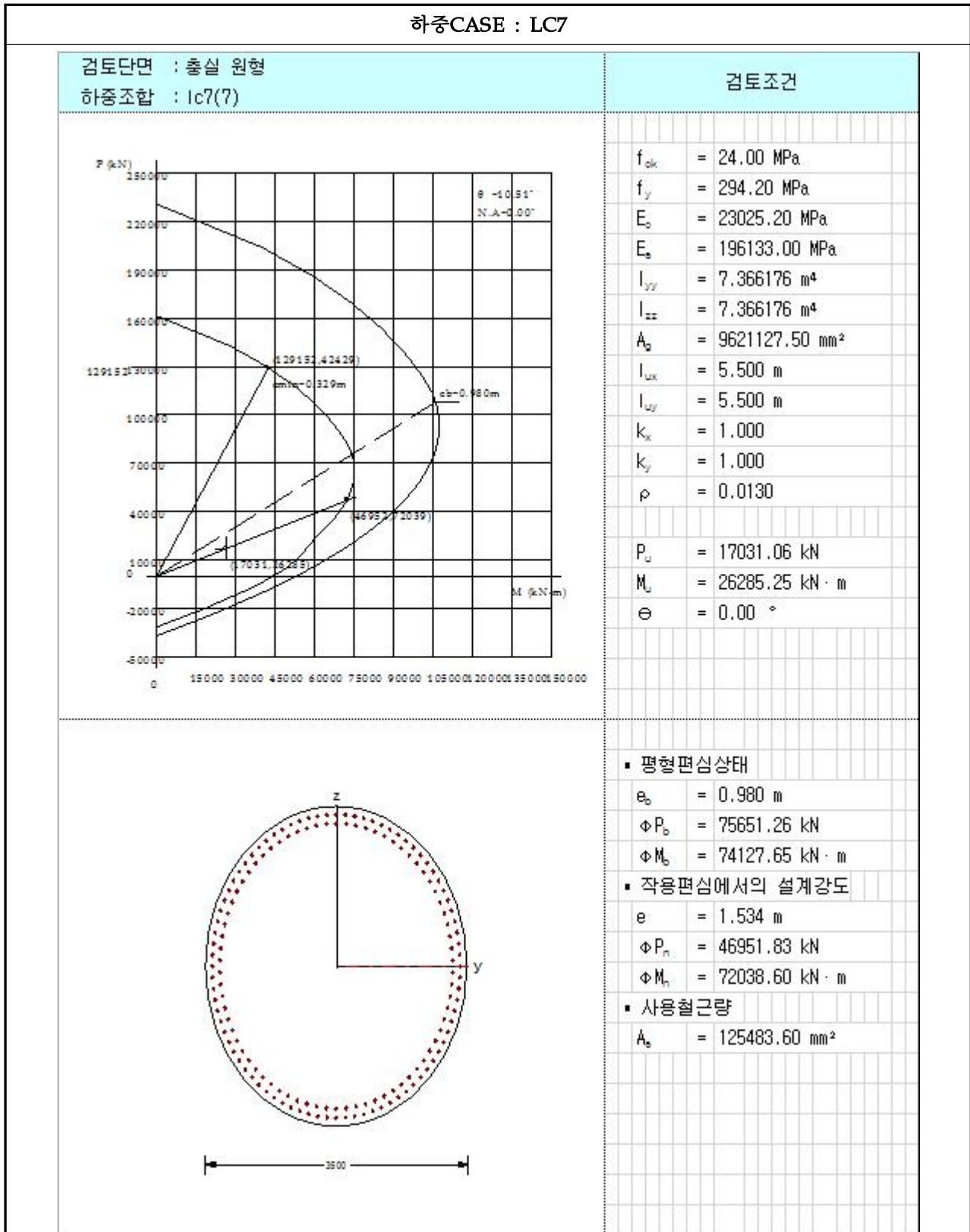
【그림 5.4.7】 P-M 상관도(하중CASE : LC05)(대구)

(6) 하중CASE : LC6



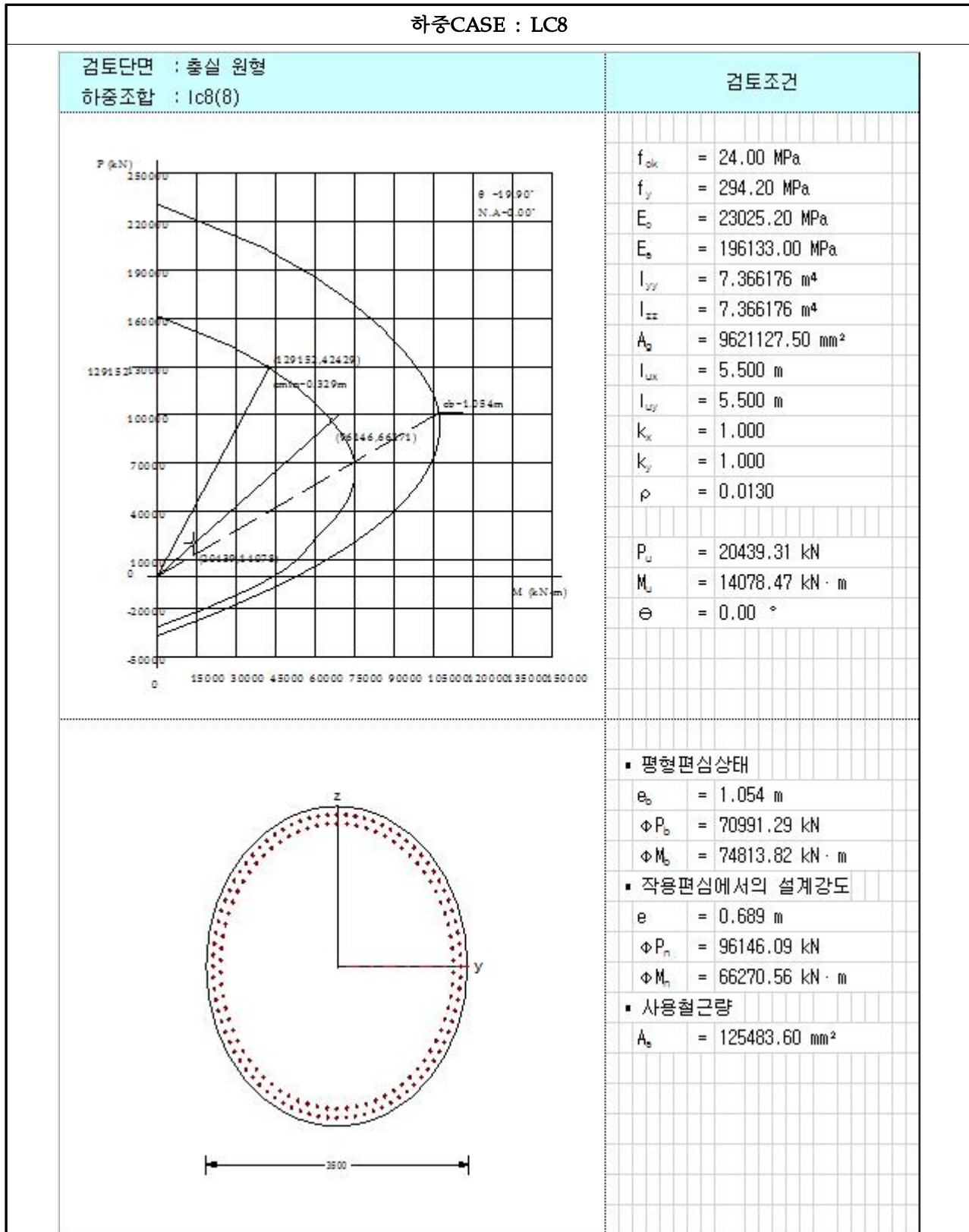
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(대구)

(7) 하중CASE : LC7



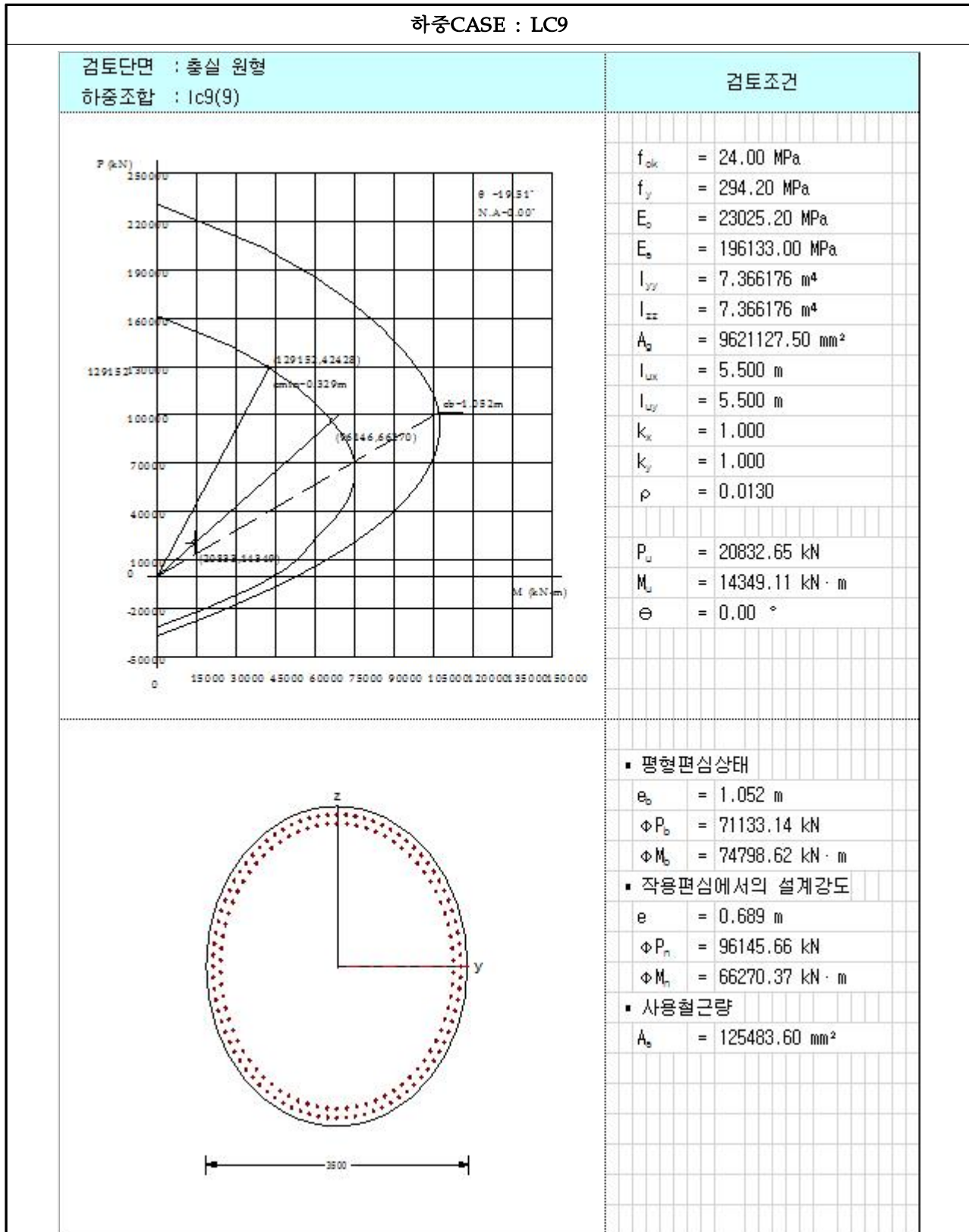
【그림 5.4.9】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(대구)

(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(P4) 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

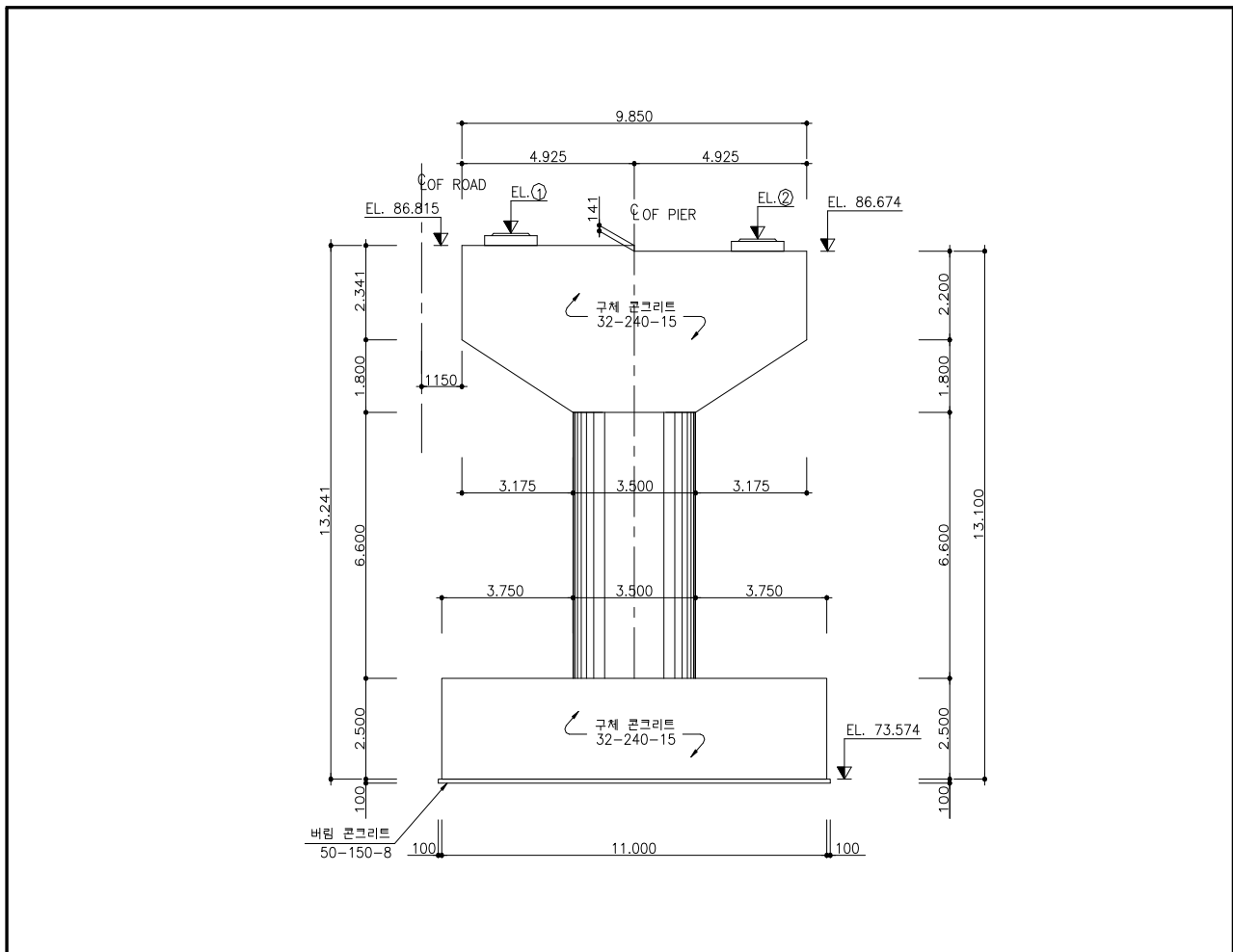
(2) 철근(SD300)

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

라) 설계방법

극한강도설계법 적용

2) 해석단면



【그림 5.4.12】 해석단면(P4)(부산)

3) 하중산정

가) 상부반력 및 교각자중

교각번호	상부 고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	-3,808.640	-1,242.955	
2	-4,261.578	-1,624,053	
계	-8,070.218	-2,867.008	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

나) 풍하중

(1) 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 10.80 = 1.170 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.170] \times 10.380 = 39.091 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$\text{작용하중 } P_w = W_1 \times h = 39.091 \times 63.582 = 2,485.484 \text{ kN/m}$$

(2) 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.0 \times 4.0 \times 3.5 = 42.00 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.0 \times 3.5 \times 6.5 = 69.30 \text{ kN}$$

(3) 활하중에 재하되는 풍하중

$$\text{활하중에 재하되는 풍하중} = 1.500 \times 1.800 \times 65.850 = 177.795 \text{ kN}$$

※ 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

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.006 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 2,917.249 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 7,970.227 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 398.511 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 398.511 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

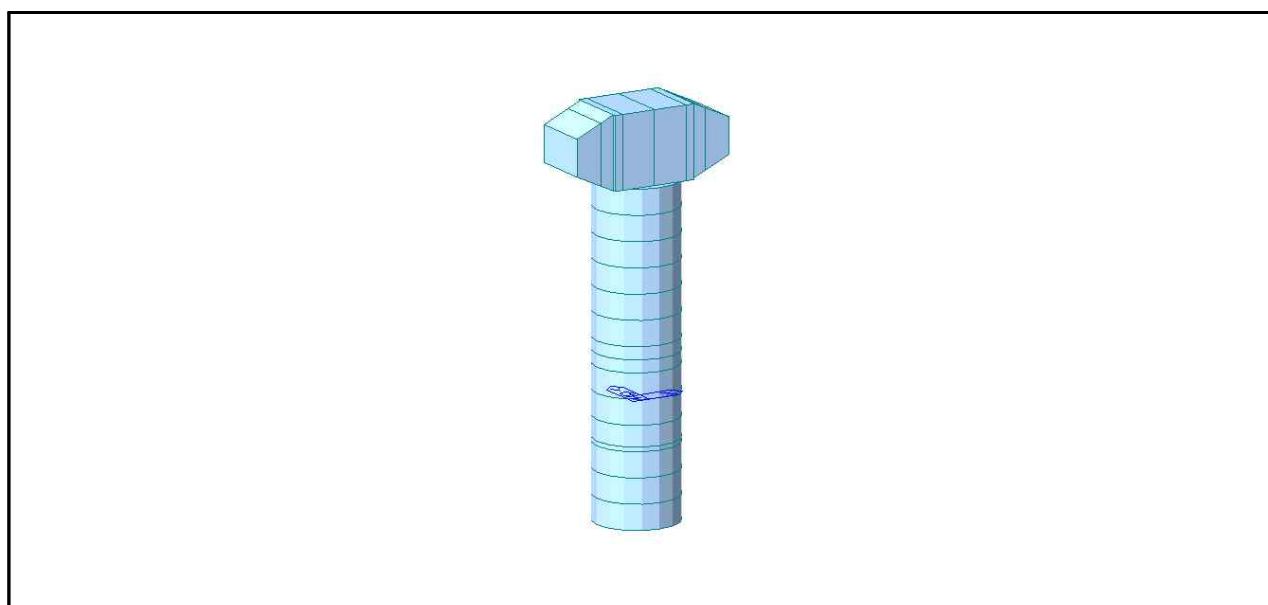
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

5) 구조해석

가) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.13】 해석모델링(P4)(부산)

6) 코핑부 검토

가) 내민보 검토

(1) 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 3.5^2 / 4 = 9.621 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{9.621} = 3.102 \text{ m}$$

(2) 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8,947.500 \text{ kN}$$

$$M_u = 15,507.200 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 1,789.500 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 15,507.200 / 8,947.500 = 1.733 \text{m}$$

$$d = 3.500 - 0.100 = 3.400 \text{m}$$

$$a / d = 1.733 / 3.400 = 0.510 < 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

(3) 내민받침 검토

① 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	파복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
3,500.000	4,000.000	3,900.000	100.000	15,507.200	8,947.500
$f_{ck} = 24 \text{MPa}$, $f_y = 300 \text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

② 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : D29 - 102EA (= 65,524.800mm²)

㉡ 폐합스트립 : D22 - 60EA (= 23,226.0mm²)

③ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 3,500 \times 3,900 / 1,000 = 65,520 \text{kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 3,500 \times 3,900 / 1,000 = 764,400 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 52,416 \text{ kN}$$

④ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 26,629.464 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 7456.250 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

$$a = \frac{f_y \times A_f}{0.85 f_{ck} b} = 0.004 A_f$$

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

$$0.002101 A_f^2 + 3,900 A_f + 90,812,549.020 = 0 \quad \therefore A_f = 20,148.687 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 23,182.433 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 25,209.226 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 43,680.000 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 43,680.000 \text{ mm}^2 < A_s (= 65,524.800 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉤ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 18,111.88 \text{ mm}^2 < A_{used}(23,226.0) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

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	62,864.32	15,507.200	4.054	20,069.52	8,947.500	2.243	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	65,524.8	43,680.0	1.500	23,226.0	18,111.9	1.282	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	16,272.696	2,075.588	0.238	0.000	
	lc2	16,272.696	-30,050.415	-2.879	0.000	
	lc3	16,272.696	-31,329.530	-3.020	0.000	
	lc4	15,876.251	-13,603.985	-1.290	0.000	
	lc5	16,669.142	-13,603.985	-1.290	0.000	
	lc6	15,265.626	-28,894.629	-2.768	0.000	
	lc7	16,028.021	-28,894.629	-2.768	0.000	
	lc8	15,265.626	-30,124.548	-2.903	0.000	
	lc9	16,028.021	-30,124.548	-2.903	0.000	
교축 방향	lc1	16,272.696	0.000	0.000	0.000	
	lc2	16,272.696	0.000	-2.879	0.000	
	lc3	16,272.696	0.000	0.000	0.000	
	lc4	15,876.251	5,560.384	-3.020	0.000	
	lc5	16,669.142	-5,560.384	0.000	0.000	
	lc6	15,265.626	5,346.523	-1.290	0.000	
	lc7	16,028.021	-5,346.523	0.542	0.000	
	lc8	15,265.626	5,346.523	-1.290	0.000	
	lc9	16,028.021	-5,346.523	-0.542	0.000	

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

Δ : 기둥 상단의 변위량

나) 기둥 단면검토

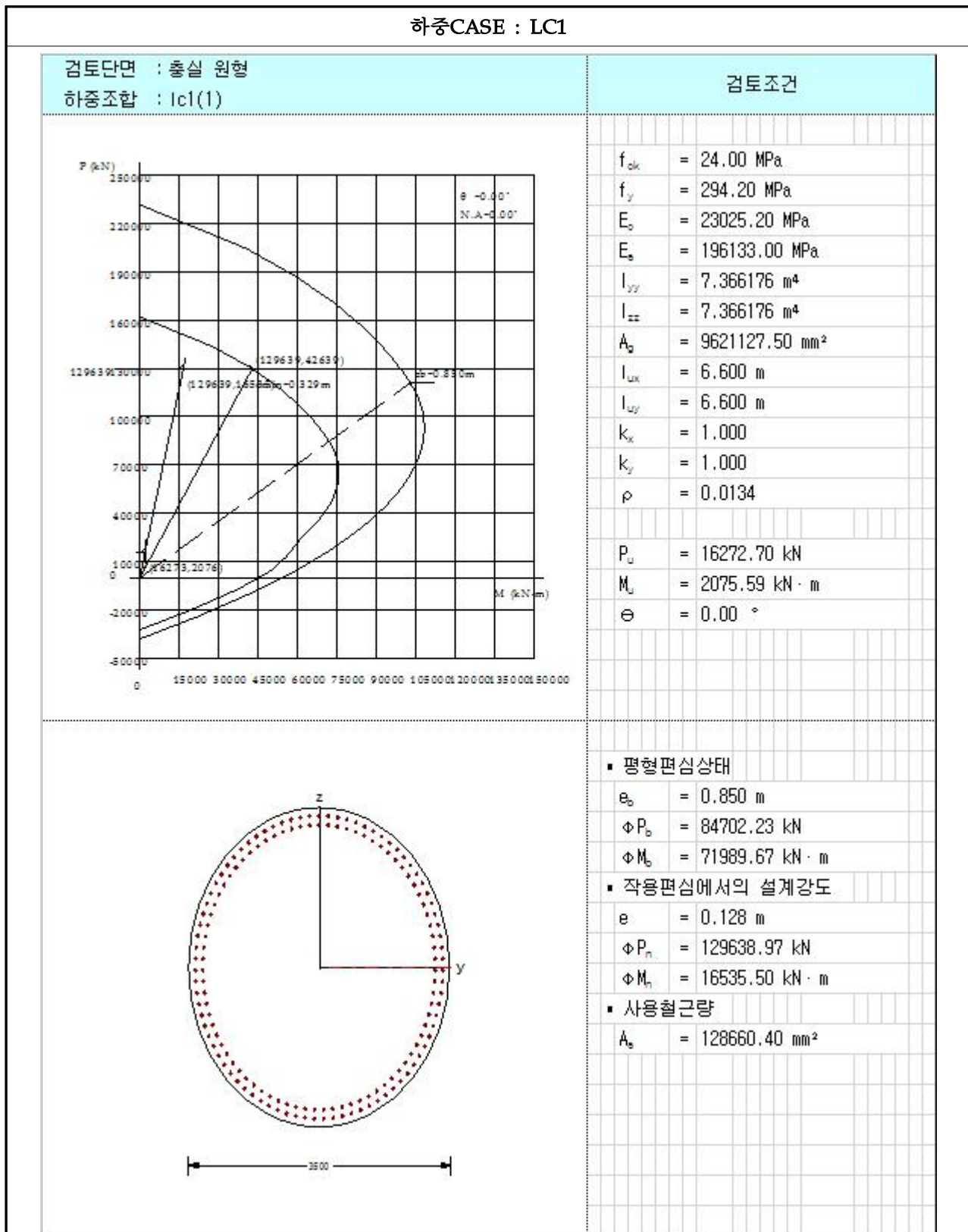
【표 5.4.4】 기둥 단면검토 결과(P4)(부산)

구 분	P_u (kN)	ΦP_n (kN)	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율	비 고
lc1	16,272.696	129,638.966	2,075.588	16,535.498	7.967	O.K
lc2	16,272.696	37,417.580	30,050.415	68,759.255	2.288	O.K
lc3	16,272.696	35,040.856	31,329.530	67,550.958	2.156	O.K
lc4	15,876.251	80,159.953	14,696.471	73,591.095	5.007	O.K
lc5	16,669.142	82,788.045	14,696.471	72,714.811	4.948	O.K
lc6	15,265.626	35,053.319	29,385.114	67,551.034	2.299	O.K
lc7	16,028.021	37,415.037	29,385.114	68,765.858	2.340	O.K
lc8	15,265.626	33,176.906	30,595.322	66,521.972	2.174	O.K
lc9	16,028.021	35,050.696	30,595.322	67,551.045	2.208	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

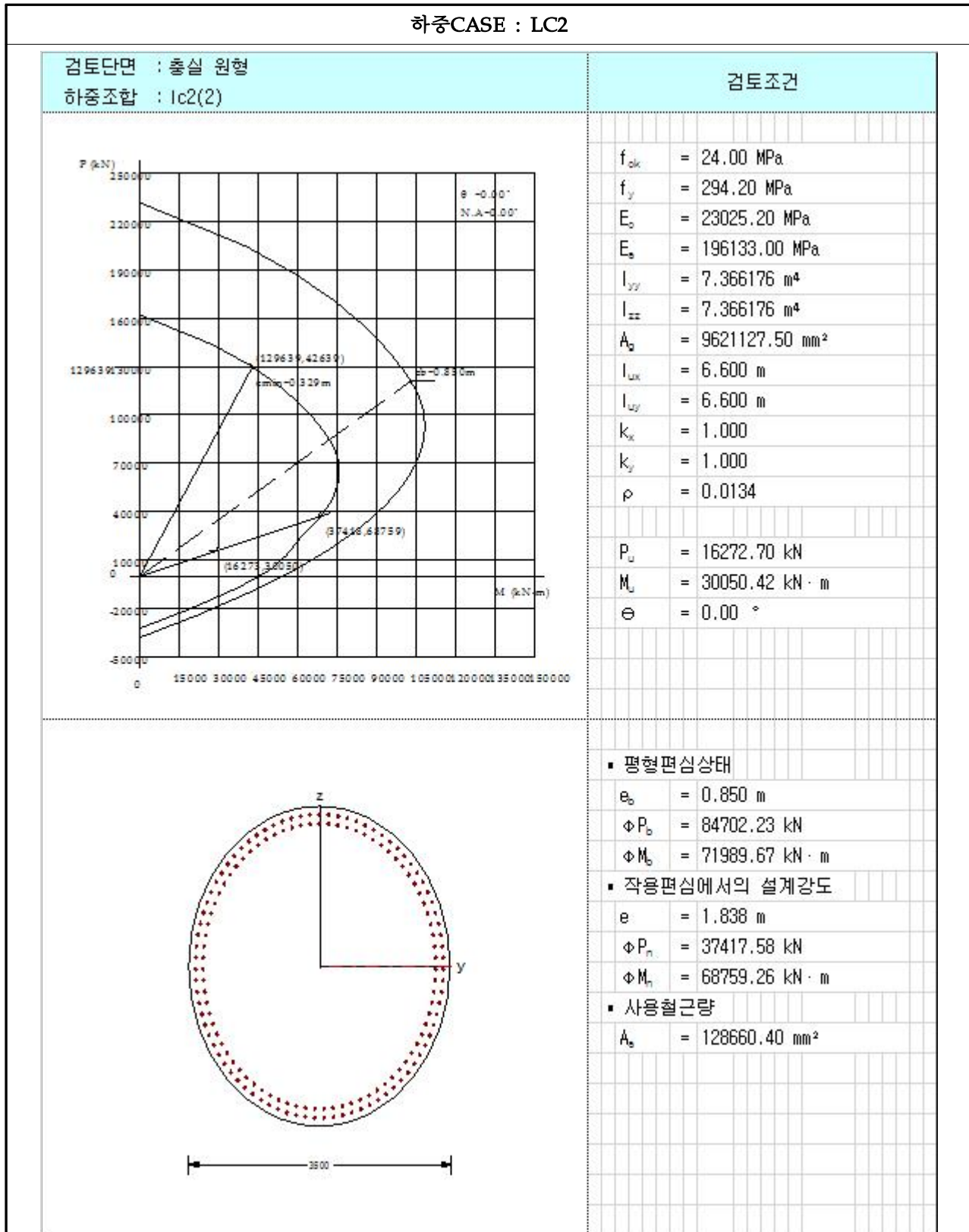
다) P-M 상관도

(1) 하중CASE : LC1



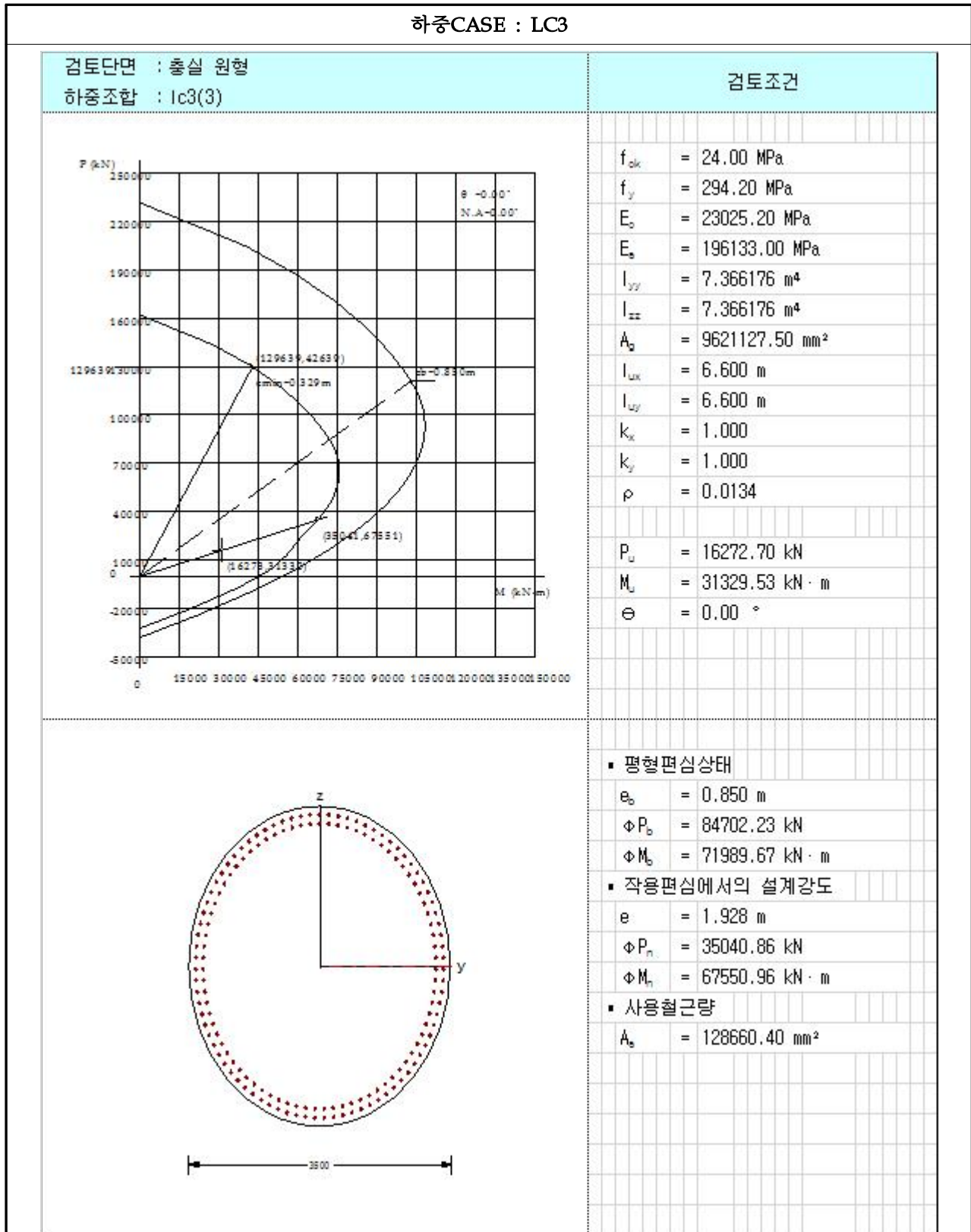
【그림 5.4.14】 P-M 상관도(하중CASE : LC1)(부산)

(2) 하중CASE : LC2



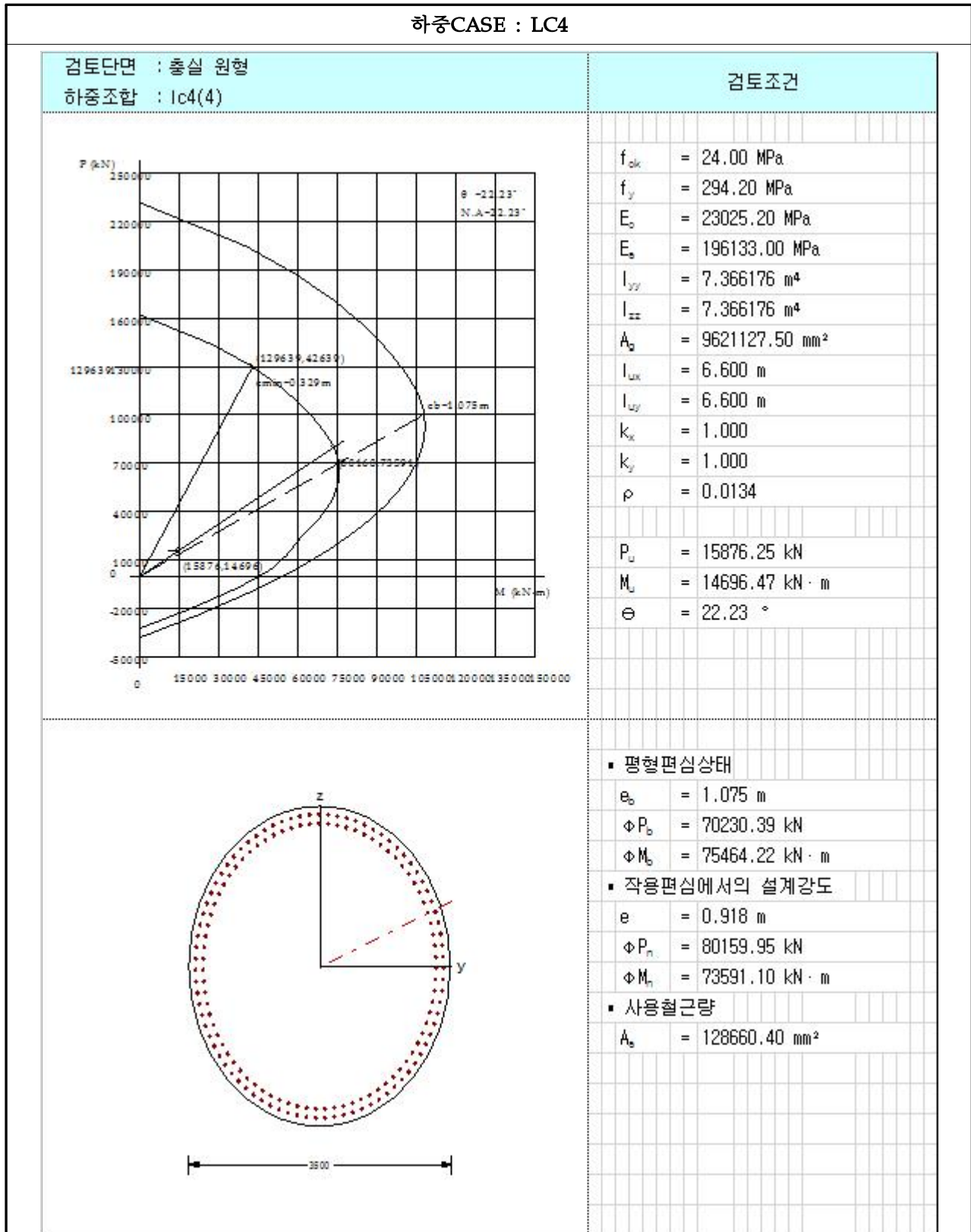
【그림 5.4.15】 P-M 상관도(하중CASE : LC2)(부산)

(3) 하중CASE : LC3



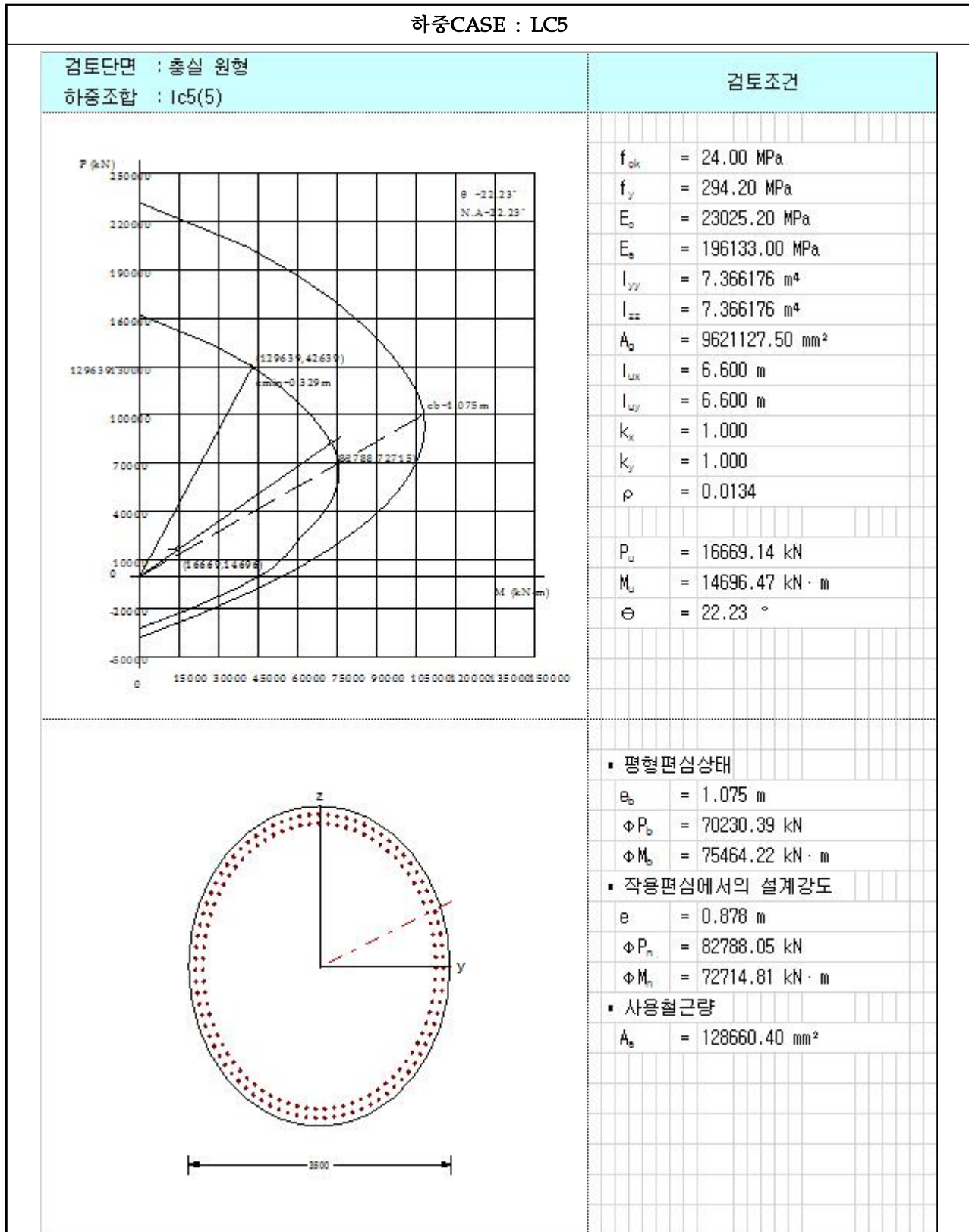
【그림 5.4.16】 P-M 상관도(하중CASE : LC3)(부산)

(4) 하중CASE : LC4



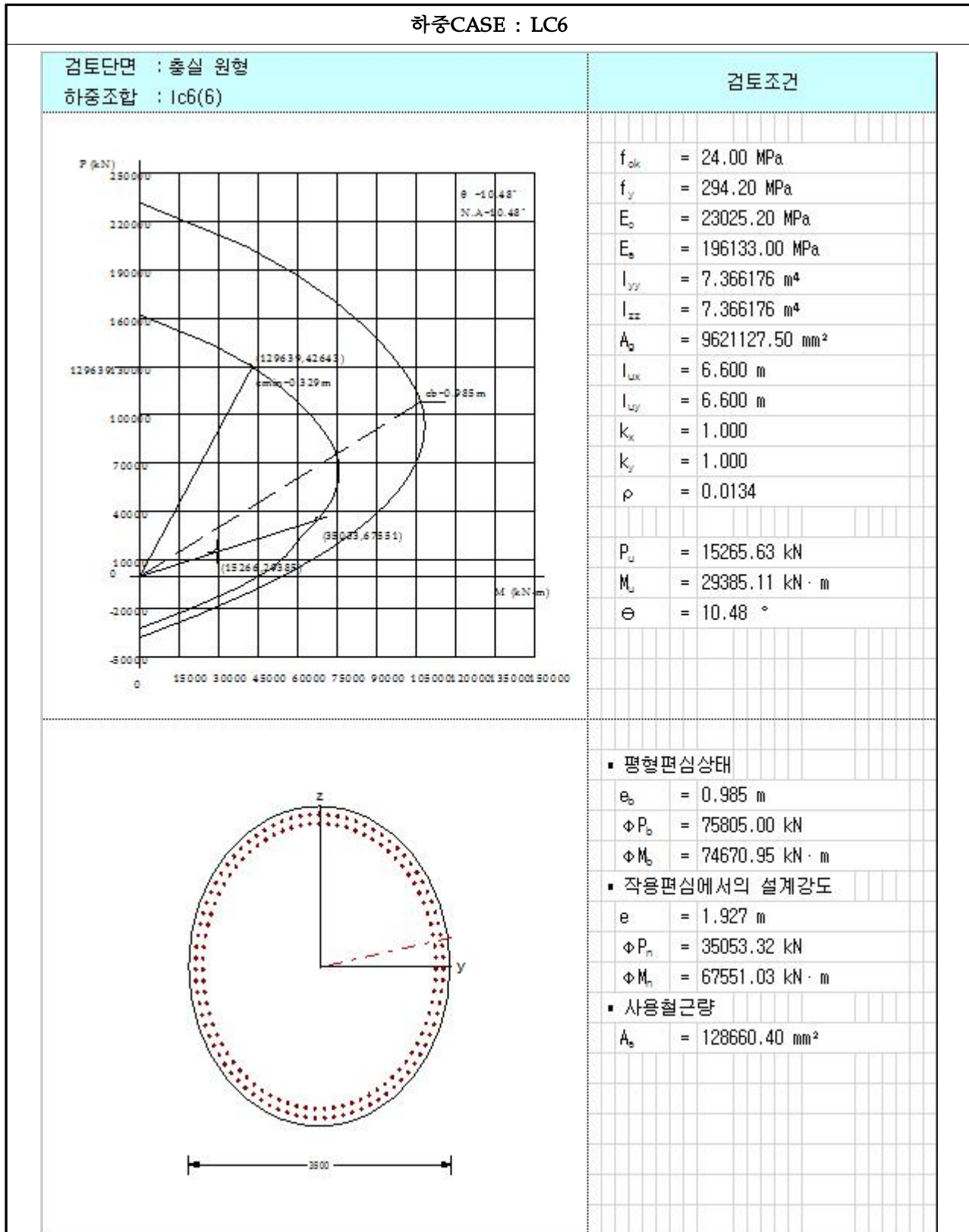
【그림 5.4.17】 P-M 상관도(하중CASE : LC4)(부산)

(5) 하중CASE : LC5



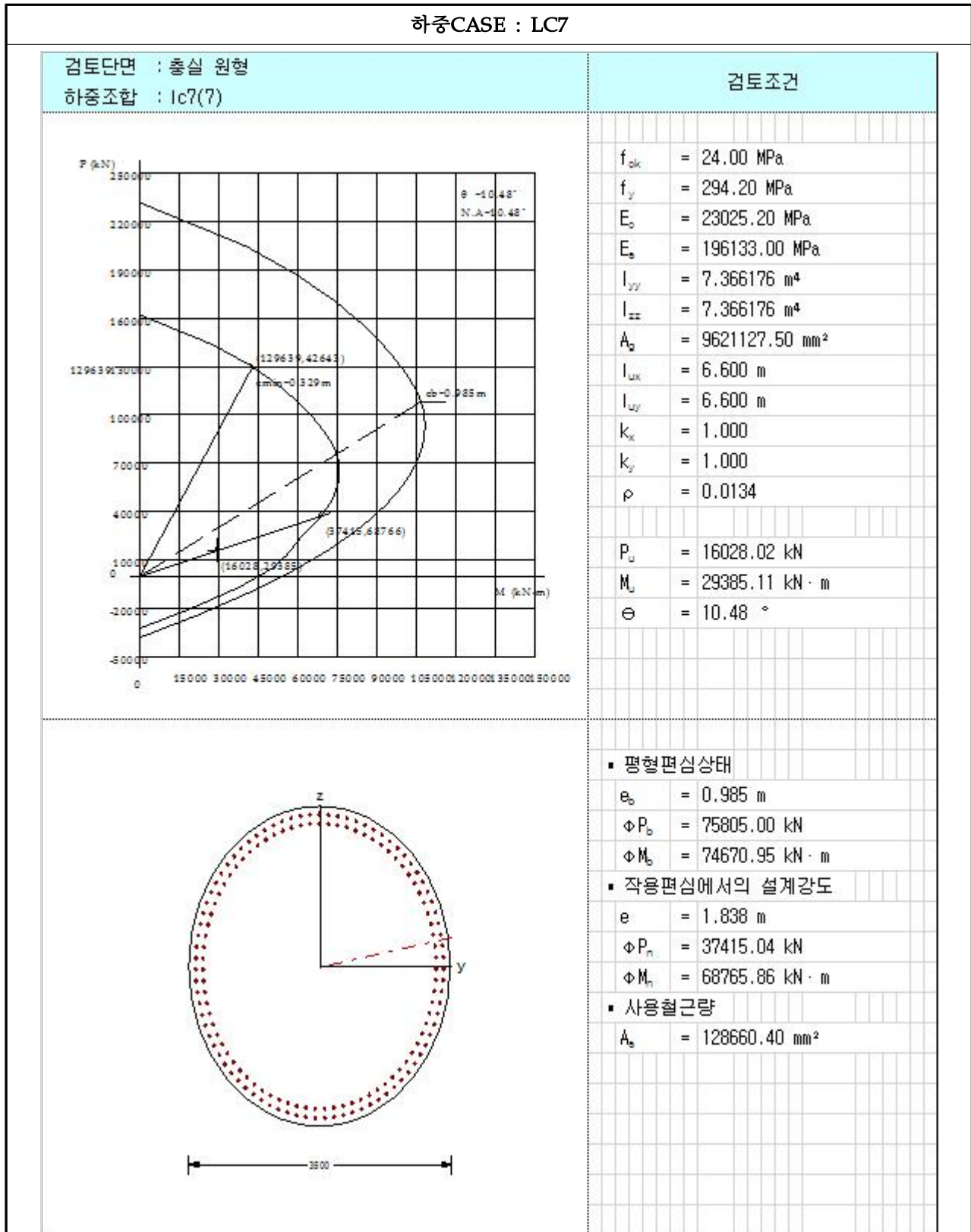
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(하중CASE : LC5)(부산)

(6) 하중CASE : LC6



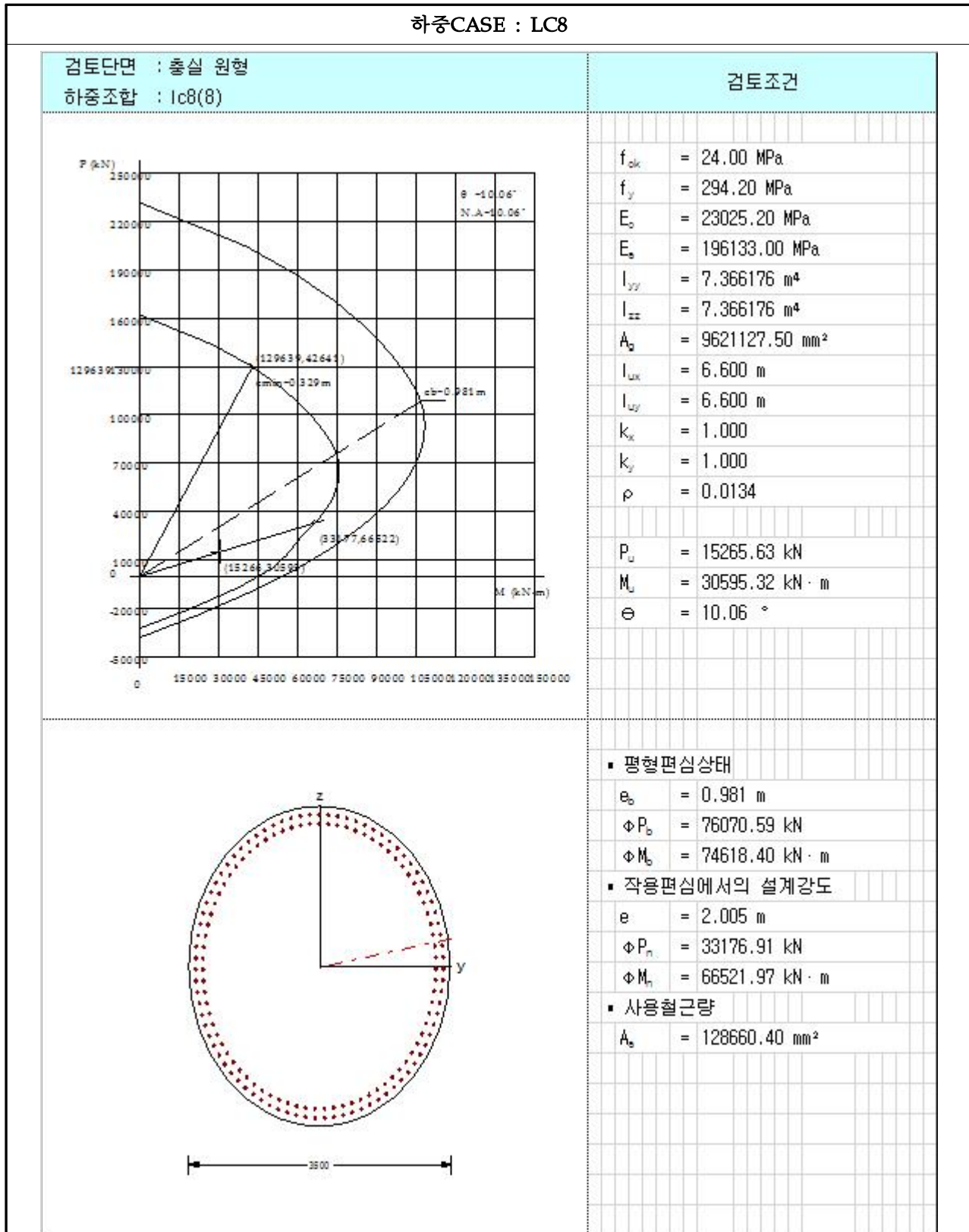
【그림 5.4.19】 P-M 상관도(하중CASE : LC6)(부산)

(7) 하중CASE : LC7



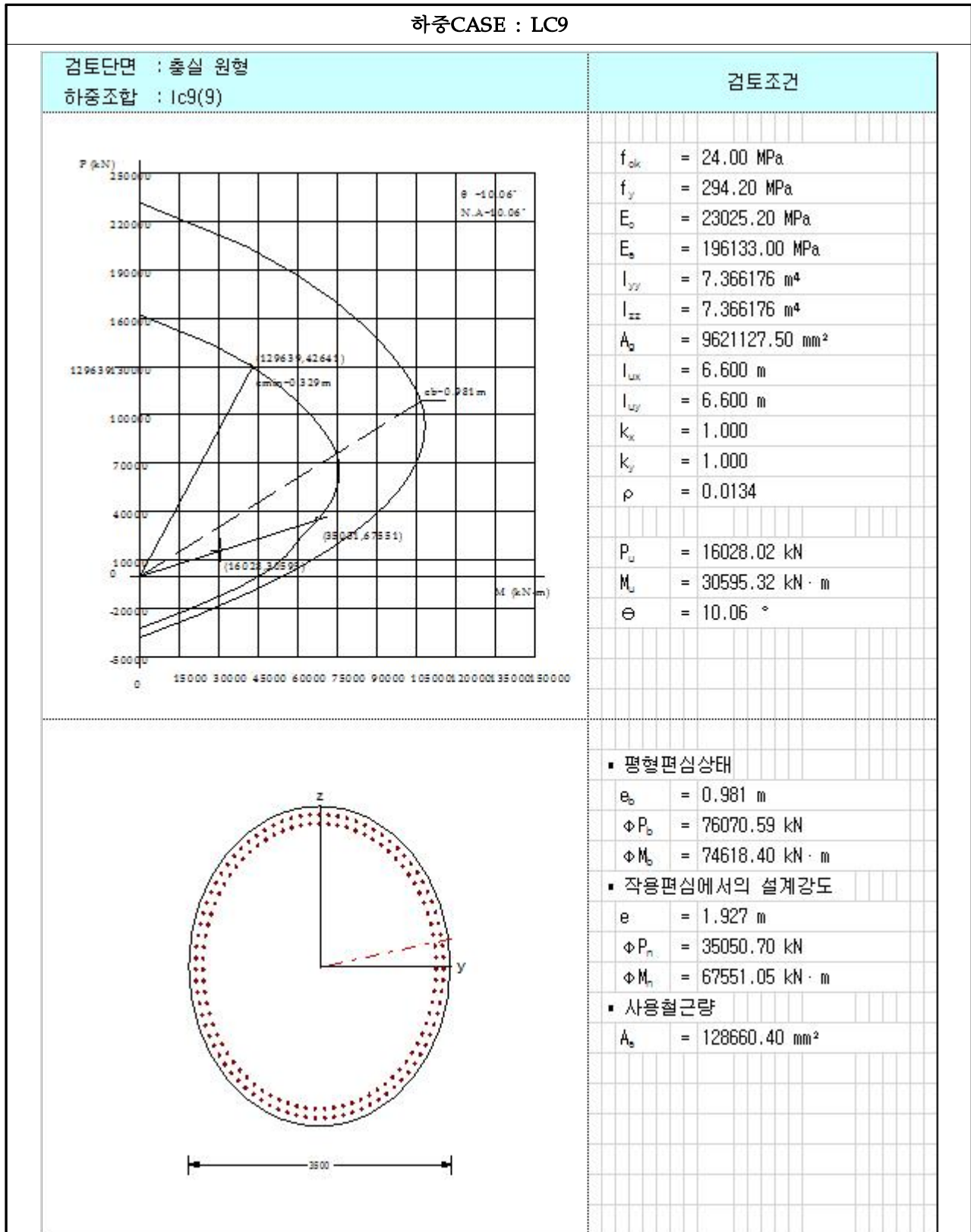
【그림 5.4.20】 P-M 상관도(하중CASE : LC7)(부산)

(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	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{89.98} = 2.112$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{133.21} = 1.426$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{55.985} = 3.394$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{92.106} = 2.063$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{87.611} = 2.169$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{99.536} = 1.909$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{289.564}{134.384} = 2.155$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{148.084}{60.356} = 2.453$	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	17,507.758	129,151.875	7.377	1,991.733	14,692.691	7.377	O.K
LC2	17,507.758	46,951.081	2.682	26,729.118	72,037.230	2.695	O.K
LC3	21,461.417	99,953.760	4.657	13,916.937	64,255.675	4.617	O.K
LC4	21,256.878	129,151.875	6.076	5,423.902	33,080.487	6.099	O.K
LC5	21,665.957	129,151.875	5.961	5,312.984	31,665.213	5.960	O.K
LC6	16,637.711	45,965.510	2.763	26,002.656	71,708.560	2.758	O.K
LC7	17,031.056	46,951.830	2.757	26,285.250	72,038.604	2.741	O.K
LC8	20,439.306	96,146.089	4.704	14,078.471	66,270.563	4.707	O.K
LC9	20,832.651	96,145.658	4.615	14,349.106	66,270.372	4.618	O.K

5.5.1.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	289.564	35.772	30.761	$\frac{289.564-1.3 \times 35.772}{2.15 \times 30.761}$	3.675	DB-24 이상
중양부	148.084	2.998	26.26	$\frac{148.084-1.3 \times 2.998}{2.15 \times 26.26}$	2.554	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	61.357	11.19	17.433	190	$\frac{190-(61.357+11.19)}{17.433(1+0.1670)}$	5.773	DB24 이상
		하부 플랜지	65.228	26.577	41.405	190	$\frac{190-(65.228+26.577)}{16.814(1+0.1670)}$	2.032	“
	지점부	상부 플랜지	48.499	16.91	22.202	190	$\frac{190-(48.499+16.91)}{22.202(1+0.166)}$	4.811	“
		하부 플랜지	49.355	21.696	28.485	190	$\frac{190-(49.355+21.696)}{28.485(1+0.166)}$	3.580	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	33.480	5.985	16.520	190	$\frac{190-(33.48+5.985)}{16.520(1+0.166)}$	7.816	“
		하부 플랜지	36.756	14.719	40.631	190	$\frac{190-(36.756+14.719)}{40.631(1+0.166)}$	2.924	“

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	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{97.033} = 1.958$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{111.213} = 1.708$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{67.314} = 2.823$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{107.451} = 1.768$	A	MPa
	부모멘트부	상단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{112.187} = 1.694$	A	MPa
		하단	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{110.501} = 1.719$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{289.564}{134.384} = 2.155$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{148.084}{60.356} = 2.453$	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	16,272.696	129,638.966	7.967	2,075.588	16,535.498	7.967	O.K
LC2	16,272.696	37,417.580	2.299	30,050.415	68,759.255	2.288	O.K
LC3	16,272.696	35,040.856	2.153	31,329.530	67,550.958	2.156	O.K
LC4	15,876.251	80,159.953	5.049	14,696.471	73,591.095	5.007	O.K
LC5	16,669.142	82,788.045	4.967	14,696.471	72,714.811	4.948	O.K
LC6	15,265.626	35,053.319	2.296	29,385.114	67,551.034	2.299	O.K
LC7	16,028.021	37,415.037	2.334	29,385.114	68,765.858	2.340	O.K
LC8	15,265.626	33,176.906	2.173	30,595.322	66,521.972	2.174	O.K
LC9	16,028.021	35,050.696	2.187	30,595.322	67,551.045	2.208	O.K

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	289.564	35.772	30.761	$\frac{289.564-1.3 \times 35.772}{2.15 \times 30.761}$	3.675	DB-24 이상
중양부	148.084	2.998	26.26	$\frac{148.084-1.3 \times 2.998}{2.15 \times 26.26}$	2.554	“

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	64.551	13.197	19.285	190	$\frac{190-(65.551+0.503)}{0.737(1+0.167)}$	4.988	DB24 이상
		하부 플랜지	56.982	22.004	32.227	190	$\frac{190-(56.982+11.631)}{17.035(1+0.167)}$	2.952	“
	지점부	상부 플랜지	69.245	21.028	21.914	190	$\frac{190-(69.245+21.029)}{21.914(1+0.166)}$	3.952	“
		하부 플랜지	61.659	23.917	24.925	190	$\frac{190-(61.659+23.917)}{24.925(1+0.166)}$	3.638	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	42.675	8.009	16.63	190	$\frac{190-(42.675+0.372)}{0.773(1+0.152)}$	7.185	“
		하부 플랜지	46.850	19.699	40.902	190	$\frac{190-(46.85+7.839)}{16.276(1+0.152)}$	2.589	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 2.16 및 1.43로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.70로서 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 2.16 및 1.69로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.16로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.