

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 3경간 연속구간 S1~S3(55+60+55=170m), 4경간 연속구간 S4~S7(4@55=220m)의 모델링을 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	P2, P6	- 교각형식 : π형, 기초형식 : 직접기초 + PILE기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		송읍교의 교각은 π형이고 기초는 P2는 직접기초, P6은 PILE기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 선정하였다. $\Rightarrow$ P2, P6

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】 과 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.1.2】 설계 당시와 금차 정밀안전진단시 구조검토 조건비교

구 분		설 계 당 시	금차 정밀안전진단시	비 고
설계기준		- 도로교 표준시방서(1983) - 콘크리트 표준시방서(1988)	- 도로교 설계기준(2010) - 콘크리트 구조기준(2012)	
적용 하중	강거더	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차	
	바닥판	고정하중, 활하중, 풍하중, 차량충돌하중	- 고정하중, 활하중, 차량 충돌하중, 풍하중 - 좌측 방호벽 높이(현 시공상태) : 1,000mm - 우측 중앙분리대 높이(현 시공상태) : 810mm	
플랜지 및 바닥판 유효폭		유효폭 고려	유효폭 고려	
활하중 재하		상부구조 전폭을 기준으로 3.6m 간격으로 하중재하	상부구조 전폭을 기준으로 3.6m 간격으로 하중재하	

【표 5.1.3】 구조검토시 적용 물성치 및 하중조건

구 분		설 계 도 서	현 장 측 정	적 용	비고
적용단면		- 콘크리트 바닥판 : 전구간 동일단면 - 강박스거더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P2, P6		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:27.1~29.7MPa - 하부:24.1~26.6MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성계수	- 콘크리트 - 상부 : 246,000kgf/cm² - 하부 : 232,000kgf/cm² - 철근 : 2,040,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} (f_{cu} = f_{ck} + \Delta f \text{ MPa})$ $\Delta f = 4 \text{ MPa} (f_{ck} \leq 40), 6 \text{ MPa} (f_{ck} \geq 60)$ - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,702 \text{ MPa}$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811 \text{ MPa}$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근간격 / 피복두께	바닥판	175~250/42.0~58.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교대	200~300/39.0~61.0			
	교각	200~500/90.5~109.5			
하중종류	고정하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3 \text{ tf/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85 \text{ tf/m}^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0 \text{ kN/m}^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10.^\circ \text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ \text{C}$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	건조수축	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 15×10^{-5}	- 건조수축에 의한 크리프 계수 : 4 - 최종수축율 : 27×10^{-5}	현 설계기준상의 값 적용	

다. 검토방법

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

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

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보, 세로보), Rigid Element를 이용한 3차원 모델을 적용한다.
- 2) 철근량, 철근의 종류 및 피복두께는 도면을 참조한다.
- 3) 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- 4) 고정하중은 바닥판, 거더, 가로보, 방호벽, 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향(55+60+55, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $(55.0+60.0+55.0) + 4 \times 55.0 = 390.0\text{m}$ (총연장), $55.0+60.0+55.0 = 170.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,702MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 11,444MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

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}) : 205,000MPa
- ㉣ 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 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉞ 허용휨압축응력(MPa)

- ㉞ 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

- ㉞ ㉞에 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) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.828	1.101	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.760	0.319	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.798	0.541	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.678	0.185	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	9.821		5.116	

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)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376\text{m}$$

여기서, X = 0.295m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

작용높이 h = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 83.684 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.186 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.374 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.155 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 32.681 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 252.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 83.684\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 32.681 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 89.390 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 89.390) - 2.5 \times 42.000 = 779.721\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 89.390) = 704.777\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 704.777\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 704.777\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.300\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 200.0) = 0.0079$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 200.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

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)

- 윤회하중 분포폭

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

여기서, X = 0.120m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

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

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

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

$$\text{작용높이 } h = 1.000 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 27.807 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.120 \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 230) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0 \text{ mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.524으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S1~S3)

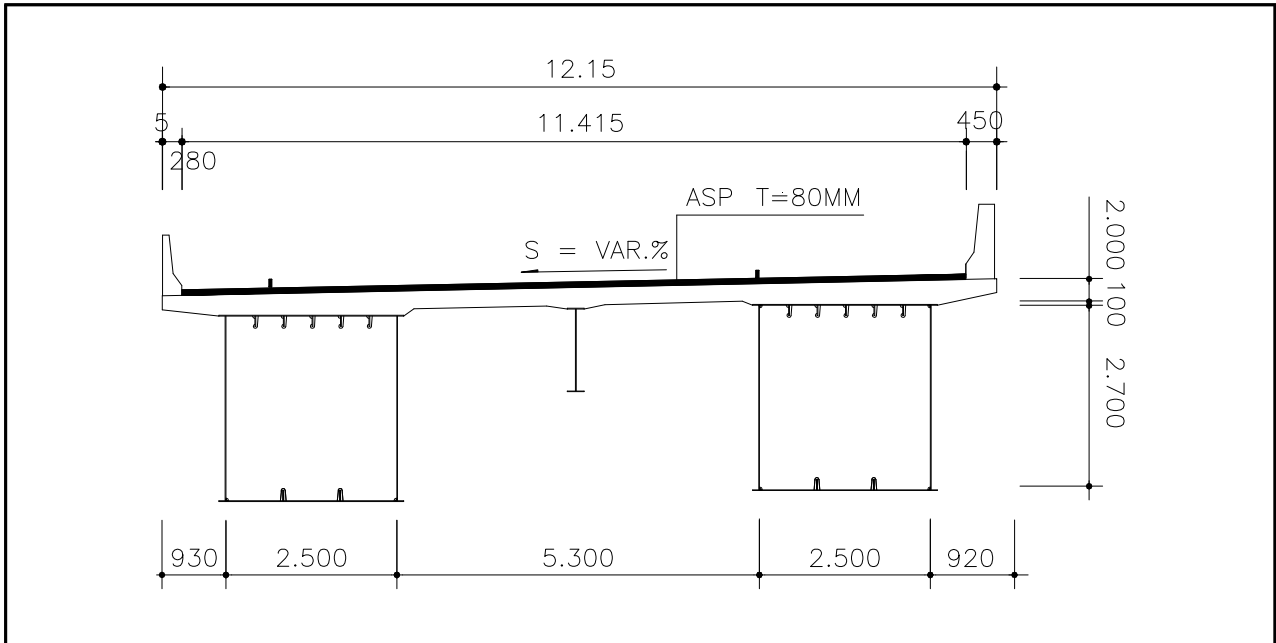
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	83.684	127.569	1.524	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구 S1~S3)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	32.681	89.390	240.000	125.000	704.777	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



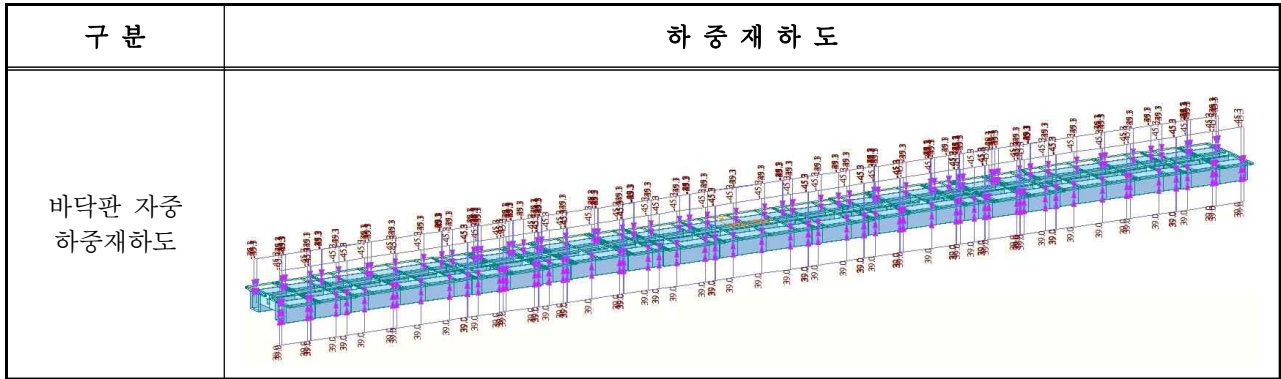
【그림 5.2.1】 해석단면(대구 S1~S3)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용
- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력
횡방향 하중분배
- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	45.313	38.970	
G2	2.500	45.250	-39.141	

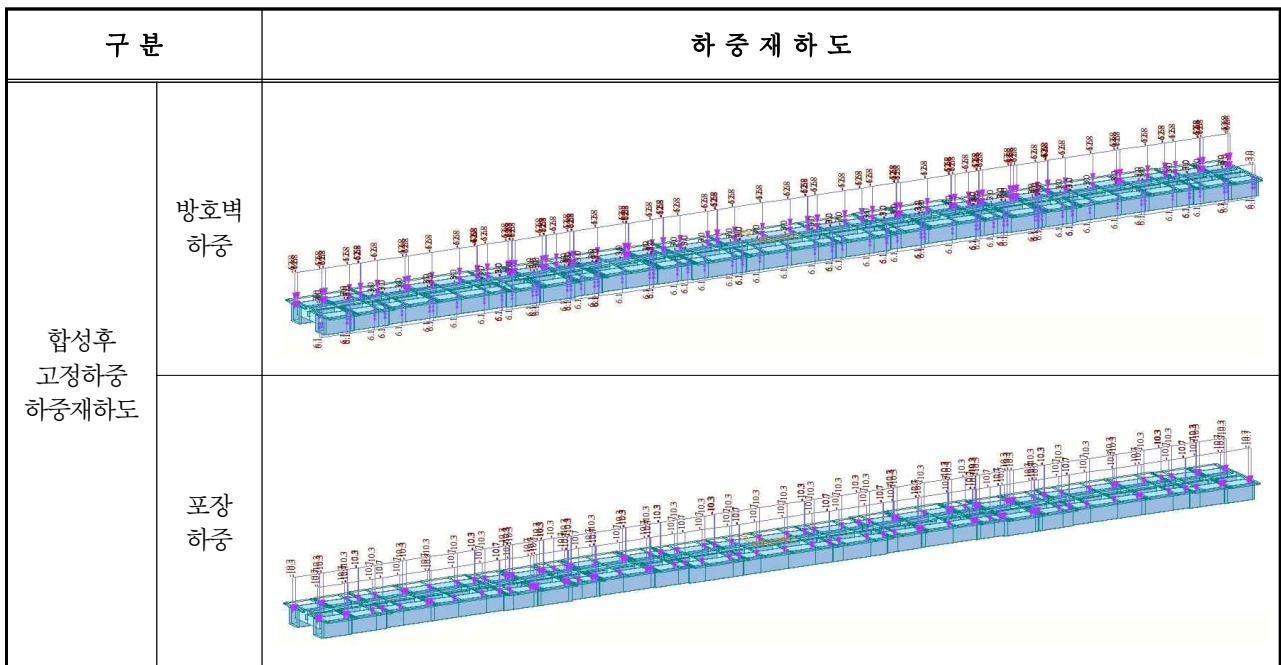


【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)(대구 S1~S3)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		중분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	-	-	10.663	-	3.007	6.128	
G2	6.570	-12.779	10.341	-	-	-	



【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구 S1~S3)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 55.000+60.000+55.000 = 170.0m																											
충격계수(i)	• 1, 3경간 : 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용 • 2 경간 : 15 / (40+60.0) = 0.150 < 0.3 ∴ i = 0.150 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	<table><tr><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr><tr><td>6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td>23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td>9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td>27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td>12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td>31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td>16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td>34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td>20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>				W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10	20.1 ≤ W _c < 23.8	6		
	W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N																								
	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7																								
	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8																								
	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9																								
	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10																								
	20.1 ≤ W _c < 23.8	6																										
여기서, W _c : 연석간 교폭(11.420m를 적용)																												
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용 • 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 도로 교설계기준(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 S1~S3)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

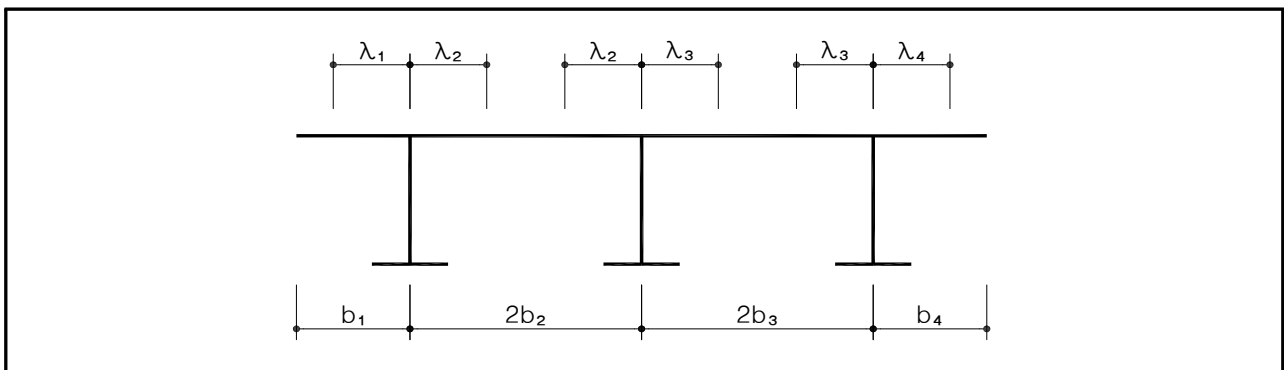
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭(대구 S1~S3)

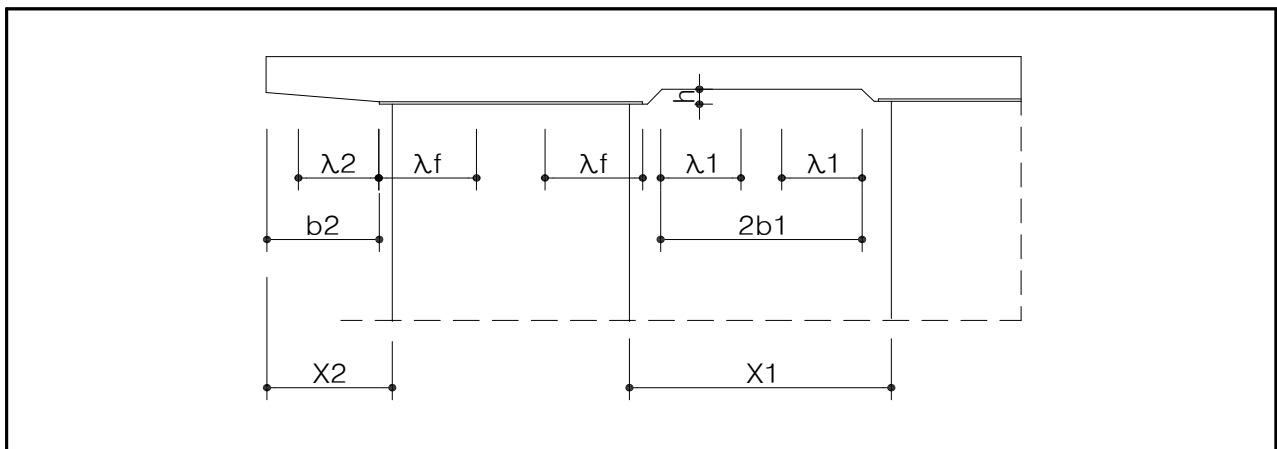
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중앙부	44.000	M	
1, 2 경간지점부	23.000	M	
2 경간중앙부	36.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】 바닥판의 유효폭(대구 S1~S3)

㉖ 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 S1~S3)

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, 3 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.052	0.995
1, 2 경간지점부	23.000	2.500	2.448	0.979	2.500	2.448	0.979	6.080	5.224	0.859
2 경간중앙부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.992	0.986

【표 5.2.5】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구 S1~S3)

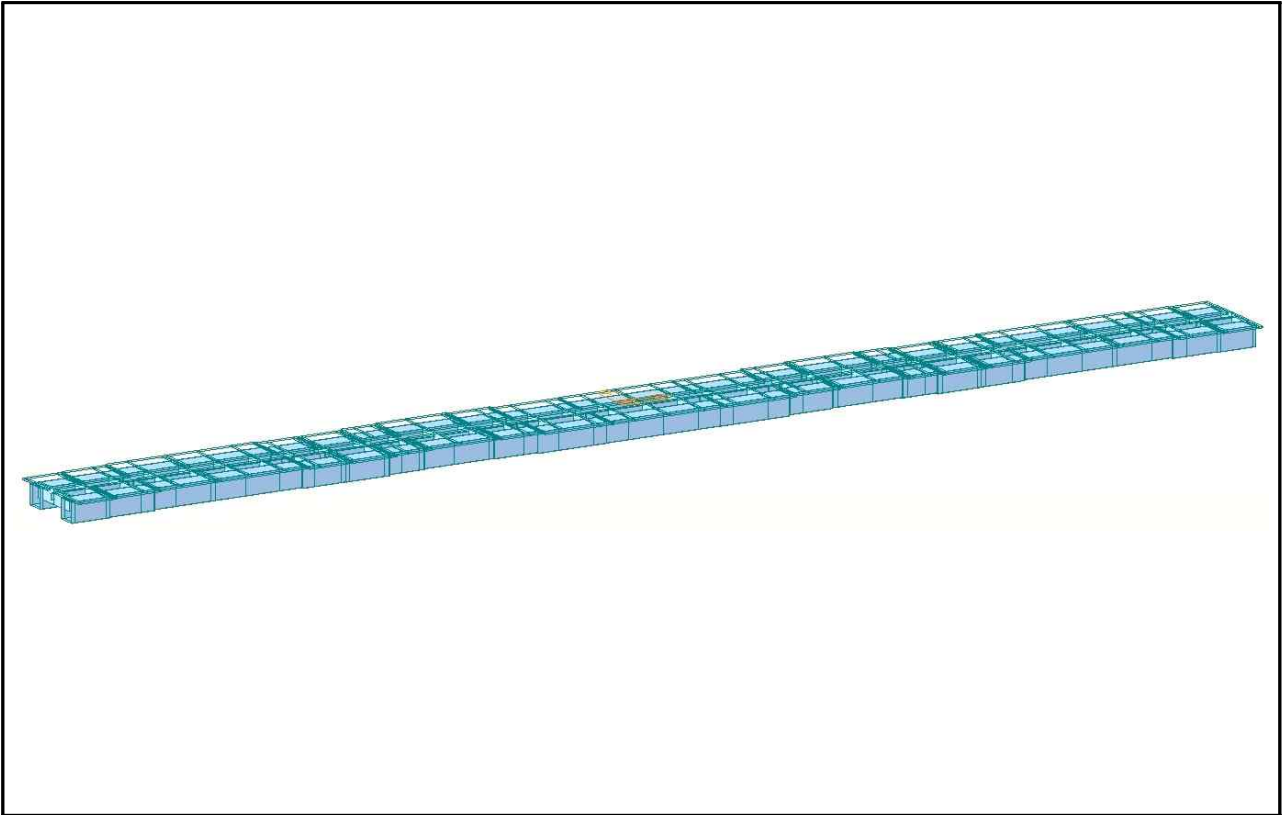
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.042	0.995
1 경간지점부	23.000	2.500	2.448	0.979	2.500	2.448	0.979	6.070	5.215	0.859
2 경간중앙부	36.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.982	0.986

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

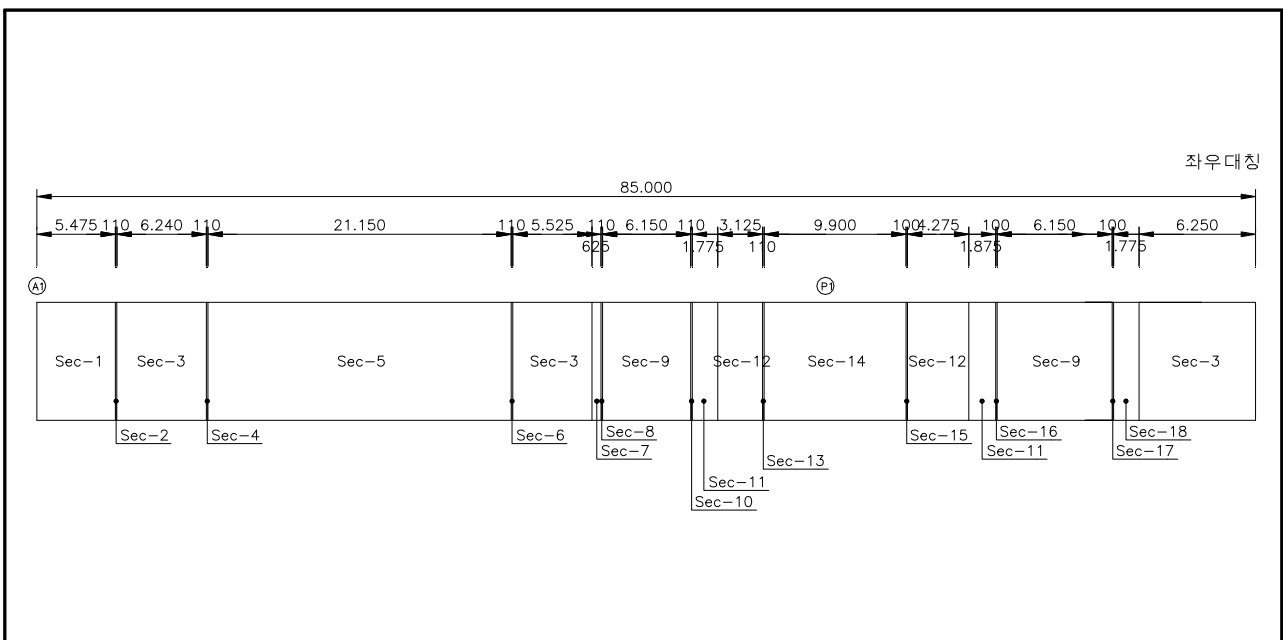
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링(대구 S1~S3)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치(대구 S1~S3)

【표 5.2.6】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S3)

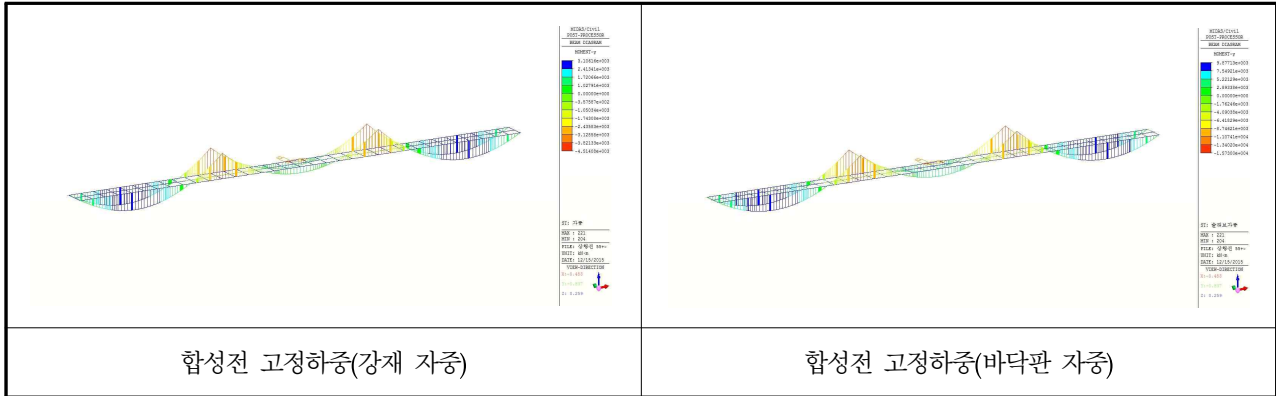
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	320504295333	604245074983	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	374155926976	617367074983	268399893967	
단면 - 5	합성전	184200	254870660263	164554610400	257614391262	
	합성후	335950	466076053998	630489074983	296846346861	
단면 - 6	합성전	173400	230571743867	157993610400	240005850568	
	합성후	325150	460022871989	623928074983	293473163321	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	307750	387020325496	610806074983	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302350	384731725026	607525574983	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 10	합성전	166800	219947100637	151432610400	232164392850	
	합성후	318550	369031482048	617367074983	258317895466	
단면 - 11	합성전	193800	272203865498	167835110400	264103541005	
	합성후	345550	484192515563	633769574983	298338083925	
단면 - 12	합성전	189600	264356310560	167835110400	264103541005	
	합성후	341350	482337734661	633769574983	298338083925	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	373750	499709855809	653452574983	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	400750	605659369053	669855074983	324944807181	
단면 - 15	합성전	216600	302519513019	184237610400	278817102387	
	합성후	368350	580906513379	650172074983	317089701359	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	323950	471298331167	620647574983	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298150	345747263603	607525574983	254575701150	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

【표 5.2.7】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S3)

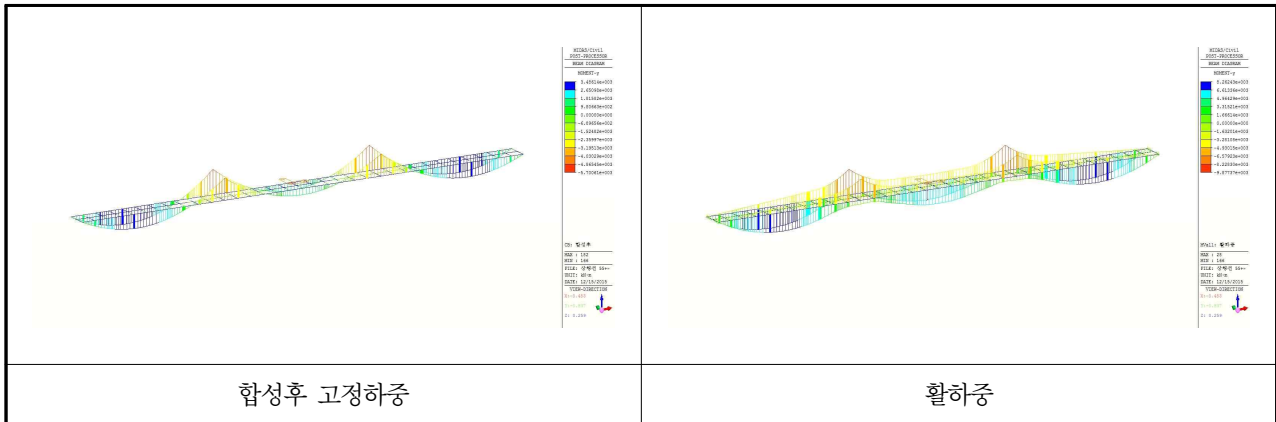
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	320620311835	606551677067	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	374291857339	619673677067	268399893967	
단면 - 5	합성전	184200	254870660263	164554610400	257614391262	
	합성후	336200	466267068212	632795677067	296846346861	
단면 - 6	합성전	173400	230571743867	157993610400	240005850568	
	합성후	325400	460224695380	626234677067	293473163321	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	308000	387174805285	613112677067	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302600	384890751269	609832177067	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 10	합성전	166800	219947100637	151432610400	232164392850	
	합성후	318800	369160384716	619673677067	258317895466	
단면 - 11	합성전	193800	272203865498	167835110400	264103541005	
	합성후	345800	484388609748	636076177067	298338083925	
단면 - 12	합성전	189600	264356310560	167835110400	264103541005	
	합성후	341600	482537425643	636076177067	298338083925	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	374000	499881051269	655759177067	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	401000	605892368805	672161677067	324944807181	
단면 - 15	합성전	216600	302519513019	184237610400	278817102387	
	합성후	368600	581176359884	652478677067	317089701359	
단면 - 16	합성전	107400	165480979	52488000000	17556348	
	합성후	259400	2180734298	520729066667	34257186	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298400	345877078538	609832177067	254575701150	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

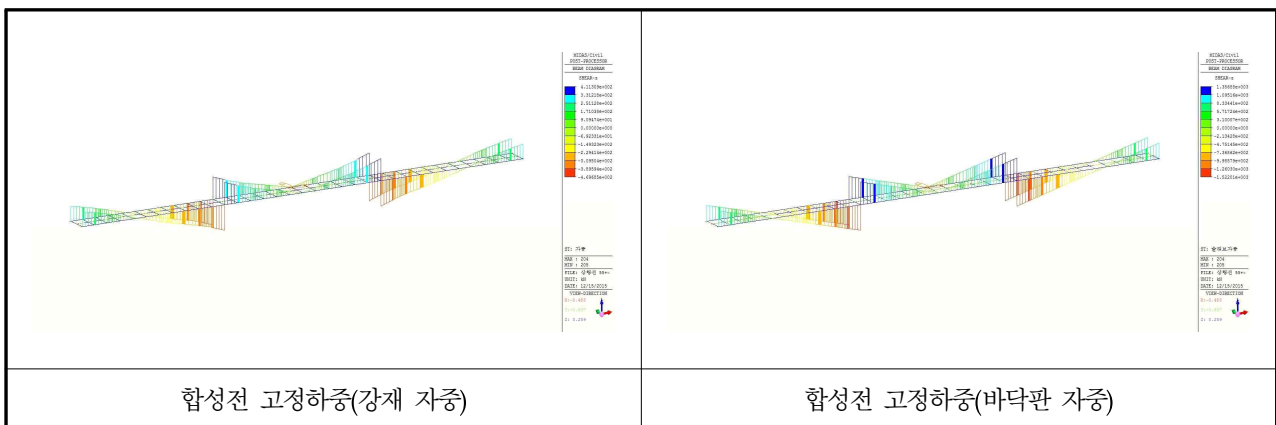


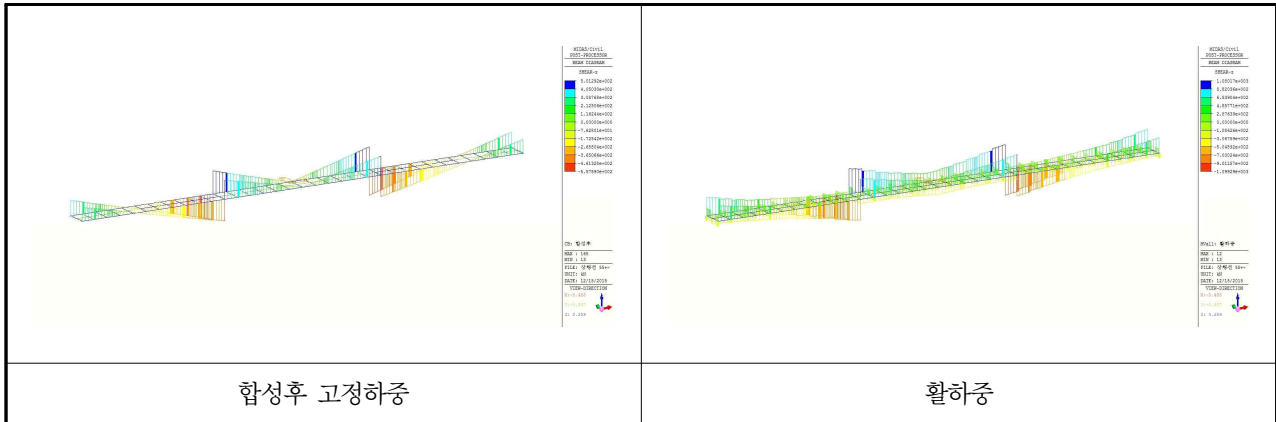
【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구 S1~S3)



【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구 S1~S3,계속)

- ㉡ 전단력





【그림 5.2.9】 전단력도(대구 S1~S3)

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 5.2.8】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S1~S3)

구 분	k값	
	구 분	k값
G1	S1	0.575
	P1	-0.185
	S2	-0.185
	P2	-0.185
	S3	0.561
G2	S1	0.575
	P1	-0.185
	S2	-0.185
	P2	-0.185
	S3	0.561

③ 단면력 산정결과

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

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.9】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,968.495	3,178.980	7,314.868	498.118	23,960.461
	전단력 (kN)	83.885	18.865	310.108	20.322	433.18
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.829	9.479	364.338	0.006	374.652
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,974.007	3,486.141	8,262.434	497.907	25,220.489
	전단력 (kN)	83.789	23.802	355.314	20.314	483.219
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1.012	9.528	599.934	0.005	608.455

【표 5.2.10】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,709.193	1,453.158	5,926.217	315.147	13,403.715
	전단력 (kN)	282.606	70.787	377.871	36.942	768.206
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.105	9.713	388.766	0.018	398.602
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,704.068	1,671.340	6,670.331	315.167	14,360.906
	전단력 (kN)	282.349	81.987	425.633	36.926	826.895
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.122	9.803	603.678	0.016	613.619

【표 5.2.11】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,983.284	3,181.545	7,314.867	599.759	24,079.455
	전단력 (kN)	45.183	9.774	301.992	20.328	377.277
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.801	14.162	354.268	0.006	367.635
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,974.007	3,486.141	8,262.433	599.506	25,322.087
	전단력 (kN)	45.128	12.556	348.074	20.320	426.078
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.012	14.268	591.016	0.005	606.301

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.12】 1경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,244.041	-4,916.757	-8,164.621	-1,108.875	-34,434.294
	전단력 (kN)	-1,991.698	-469.681	-898.321	-39.960	-3,399.66
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.305	-30.048	-1,071.102	-0.028	-1,101.483
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,225.919	-5,700.613	-9,877.373	-1,108.406	-36,912.311
	전단력 (kN)	-1,989.802	-557.590	-1,099.289	-36.944	-3,683.625
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.111	-31.752	-1,225.737	-0.028	-1,257.628

【표 5.2.13】 2경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,244.041	-4,916.757	-8,164.624	-1,108.875	-34,434.297
	전단력 (kN)	-1,911.698	-469.681	-898.321	-36.960	-3,316.66
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.288	-19.379	-1,071.979	-0.028	-1,091.674
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,225.919	-5,700.613	-9,877.374	-1,108.406	-36,912.312
	전단력 (kN)	-1,989.802	-557.590	-1,099.289	-36.944	-3,683.625
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.368	-21.263	-1,237.416	-0.028	-1,259.075

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.14】 G1 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.153	-65.164	182.038	190.000	2.455	2.916
1+2+3	90.604	-111.523	182.038	190.000	2.009	1.704
1+2+3+4	95.569	-110.705	209.344	190.000	2.191	1.716
1+2+3+4+5	108.007	-108.959	209.344	190.000	1.938	1.744
1+2+3+4+5+6	122.328	-105.926	236.649	218.500	1.935	2.063
1+2+3+4+5-6	93.686	-111.991	236.649	218.500	2.526	1.951

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.965 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{122.328}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{8.965}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.267 + 0.007 = 0.274 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.523}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.965}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.345 + 0.007 = 0.351 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.15】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.231	16.200	O.K(3.09)
	크리프, 건조수축 제외시	6.734	16.200	O.K(2.40)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.448	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.046	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-173.456	315.000	O.K(1.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-176.021	315.000	O.K(1.78)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.16】 G1 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	40.086	-39.374	148.183	190.000	3.697	4.826
1+2+3	52.191	-82.379	148.183	190.000	2.839	2.306
1+2+3+4	53.941	-79.883	170.410	190.000	3.159	2.378
1+2+3+4+5	61.887	-68.047	170.410	190.000	2.754	2.792
1+2+3+4+5+6	73.539	-52.460	192.638	218.500	2.620	4.165
1+2+3+4+5-6	50.235	-83.635	192.638	218.500	3.835	2.613

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 14.281 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{73.539}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{14.281}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.146 + 0.017 = 0.163 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-82.379}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.281}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.188 + 0.017 = 0.205 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 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 5.2.17】 G1 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.678	16.200	O.K(3.46)
	크리프, 건조수축 제외시	6.258	16.200	O.K(2.58)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	97.543	315.000	O.K(3.22)
	크리프, 건조수축 제외시	87.846	315.000	O.K(3.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-137.999	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	-152.330	315.000	O.K(2.06)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.18】 G1 3경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.237	-65.238	182.038	190.000	2.452	2.912
1+2+3	90.845	-112.037	182.038	190.000	2.004	1.696
1+2+3+4	95.777	-111.153	209.344	190.000	2.186	1.709
1+2+3+4+5	108.110	-109.252	209.344	190.000	1.936	1.739
1+2+3+4+5+6	122.359	-106.016	236.649	218.500	1.934	2.061
1+2+3+4+5-6	93.861	-112.487	236.649	218.500	2.521	1.942

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 8.055 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{122.359}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{8.055}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.146 + 0.017 = 0.163 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-112.037}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.055}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.348 + 0.005 = 0.353 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 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 5.2.19】 G1 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.292	16.200	O.K(3.06)
	크리프, 건조수축 제외시	6.805	16.200	O.K(2.38)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.682	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.416	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-174.471	315.000	O.K(1.80)
	크리프, 건조수축 제외시	-177.256	315.000	O.K(1.77)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.20】 G2 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.184	-65.192	182.038	190.000	2.454	2.914
1+2+3	92.538	-116.846	182.038	190.000	1.967	1.626
1+2+3+4	97.984	-115.950	209.344	190.000	2.137	1.639
1+2+3+4+5	110.409	-114.206	209.344	190.000	1.896	1.664
1+2+3+4+5+6	124.722	-111.178	236.649	218.500	1.897	1.965
1+2+3+4+5-6	96.097	-117.235	236.649	218.500	2.463	1.864

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.152 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{110.409}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{11.152}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.278 + 0.010 = 0.288 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-116.846}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.152}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.378 + 0.010 = 0.388 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.21】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.826	16.200	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	7.378	16.200	O.K(2.19)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	163.643	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	145.772	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.696	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.336	315.000	O.K(1.69)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉕ 휨응력

【표 5.2.22】 G2 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	40.050	-39.338	148.183	190.000	3.700	4.830
1+2+3	53.689	-87.727	148.183	190.000	2.760	2.166
1+2+3+4	55.702	-84.856	170.410	190.000	3.059	2.239
1+2+3+4+5	63.637	-73.035	170.410	190.000	2.678	2.602
1+2+3+4+5+6	75.278	-57.460	192.638	218.500	2.559	3.803
1+2+3+4+5-6	51.996	-88.609	192.638	218.500	3.705	2.466

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.495 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{75.278}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{16.495}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.153 + 0.022 = 0.175 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-87.727}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.495}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.213 + 0.022 = 0.236 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.23】 G2 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.185	16.200	O.K(3.12)
	크리프, 건조수축 제외시	6.814	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	100.740	315.000	O.K(3.12)
	크리프, 건조수축 제외시	90.792	315.000	O.K(3.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-148.117	315.000	O.K(2.12)
	크리프, 건조수축 제외시	-162.809	315.000	O.K(1.93)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.24】 G2 3경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.184	-65.192	182.038	190.000	2.454	2.914
1+2+3	92.690	-117.275	182.038	190.000	1.964	1.620
1+2+3+4	98.097	-116.307	209.344	190.000	2.134	1.634
1+2+3+4+5	110.417	-114.409	209.344	190.000	1.896	1.661
1+2+3+4+5+6	124.657	-111.177	236.649	218.500	1.898	1.965
1+2+3+4+5-6	96.177	-117.640	236.649	218.500	2.461	1.857

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.257 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{110.417}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{10.257}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.278 + 0.009 = 0.287 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-117.275}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.257}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.381 + 0.009 = 0.390 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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 5.2.25】 G2 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.887	16.200	O.K(2.75)
	크리프, 건조수축 제외시	7.448	16.200	O.K(2.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	163.754	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	146.027	315.000	O.K(2.15)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.594	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-187.460	315.000	O.K(1.68)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.26】 G1 1경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.036	77.131	190.000	190.000	2.288	2.463
1+2+3	-134.670	130.114	190.000	190.000	1.411	1.460
1+2+3+4	-138.477	124.312	190.000	190.000	1.372	1.528
1+2+3+4+5	-133.225	132.594	190.000	190.000	1.426	1.433
1+2+3+4+5+6	-122.007	148.422	218.500	218.500	1.791	1.472
1+2+3+4+5-6	-144.443	116.765	218.500	218.500	1.513	1.871

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 59.018 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-138.477}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.531 + 0.288 = 0.819 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.594}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.487 + 0.288 = 0.775 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.27】 G1 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-124.254	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.617	400.000	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-213.526	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.971	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.887	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	214.407	315.000	O.K(1.46)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.28】 G1 2경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.036	77.131	190.000	190.000	2.288	2.463
1+2+3	-134.670	130.114	190.000	190.000	1.411	1.460
1+2+3+4	-138.477	124.312	190.000	190.000	1.372	1.528
1+2+3+4+5	-133.225	132.594	190.000	190.000	1.426	1.433
1+2+3+4+5+6	-122.007	148.422	218.500	218.500	1.791	1.472
1+2+3+4+5-6	-144.443	116.765	218.500	218.500	1.513	1.871

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 59.018 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-138.477}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.531 + 0.288 = 0.819 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.594}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.487 + 0.288 = 0.775 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.29】 G1 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-124.254	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.617	400.000	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-213.526	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.971	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.887	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	214.407	315.000	O.K(1.46)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.30】 G2 1경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-82.962	77.062	190.000	190.000	2.290	2.466
1+2+3	-143.712	139.381	190.000	190.000	1.322	1.363
1+2+3+4	-148.121	132.658	190.000	190.000	1.283	1.432
1+2+3+4+5	-142.880	140.926	190.000	190.000	1.330	1.348
1+2+3+4+5+6	-131.684	156.730	218.500	218.500	1.659	1.394
1+2+3+4+5-6	-154.076	125.123	218.500	218.500	1.418	1.746

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 64.450 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-148.121}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{64.450}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.608 + 0.343 = 0.951 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{140.926}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{64.450}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.550 + 0.343 = 0.983 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 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 5.231】 G2 1경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.797	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.572	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-231.186	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.018	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.418	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.872	315.000	O.K(1.35)

㉞ 거더 G2(2경간)

㉠ 휨응력

【표 5.232】 G2 2경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-82.962	77.062	190.000	190.000	2.290	2.466
1+2+3	-143.712	139.381	190.000	190.000	1.322	1.363
1+2+3+4	-148.121	132.658	190.000	190.000	1.283	1.432
1+2+3+4+5	-142.880	140.926	190.000	190.000	1.330	1.348
1+2+3+4+5+6	-131.684	156.730	218.500	218.500	1.659	1.394
1+2+3+4+5-6	-154.076	125.123	218.500	218.500	1.418	1.746

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 64.458 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-148.121}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.458}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.608 + 0.343 = 0.951 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{140.926}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{64.458}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.550 + 0.343 = 0.894 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.33】 G2 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.797	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.572	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-231.186	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.018	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.418	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.872	315.000	O.K(1.35)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
55.0 m	28.660 mm	<	110.000 mm	O.K
60.0 m	30.130 mm	<	120.000 mm	O.K

8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구	분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1543.490	653.034	-131.345	20.349	-20.343	2350.974	1457.311	3500
	SH-2	1616.590	848.145	-73.422	20.340	-20.349			3500
P1	SH-1	4650.947	894.700	-159.946	57.351	-57.349	5598.611	4559.716	8000
	SH-2	4847.977	688.919	-104.873	57.327	-57.325			8500
P2	SH-1	4650.947	688.919	-159.946	57.325	-57.353	5598.597	4559.714	8000
	SH-2	4847.977	894.698	-104.873	57.327	-57.325			8500
A2	SH-1	1543.490	653.034	-131.345	20.349	-20.349	2350.975	1457.313	3500
	SH-2	1616.590	848.145	-73.422	20.341	-20.339			3500

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

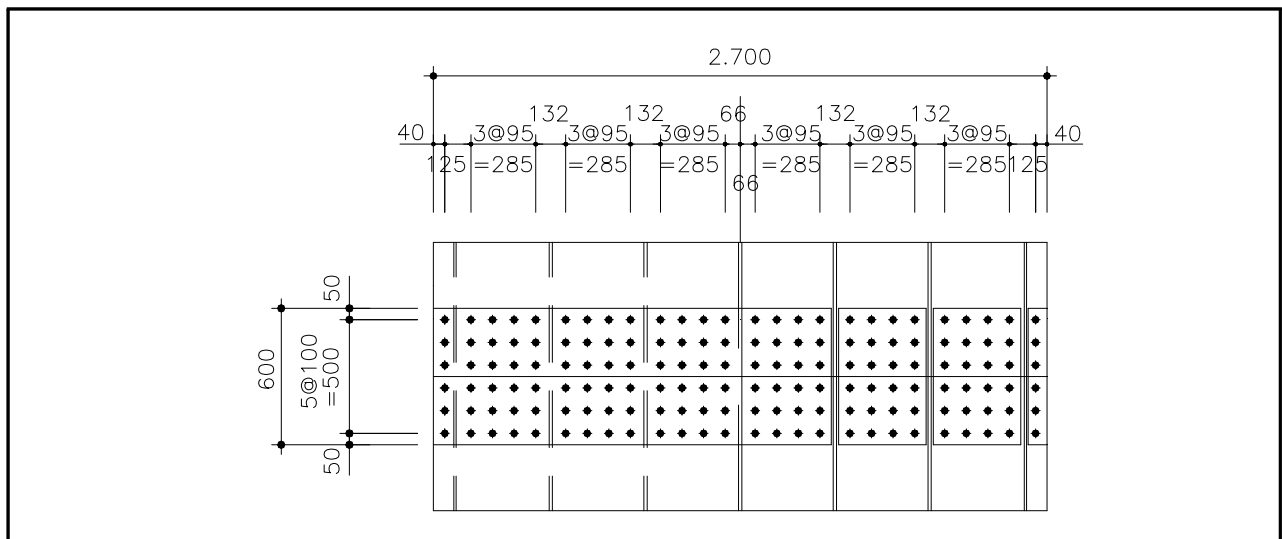
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
12,974.01	3,486.14	45.128	12.556	606.301	74.18	-65.19	-59.41

• 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 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음(대구 S1~S3)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 74.184 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 258.8 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.935 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.938 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

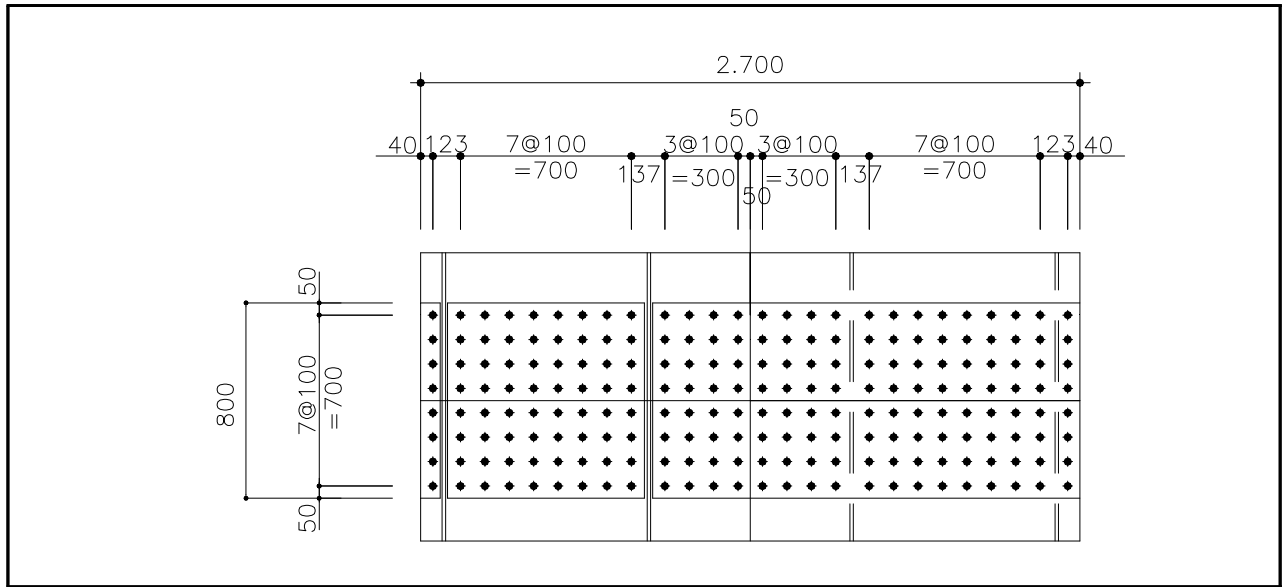
$$I_s = 2.549 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.790 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음(대구 S1~S3)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 65.192 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57.0ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 28,350.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 4 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 84,840.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 111.20 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 269.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.743 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.538 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

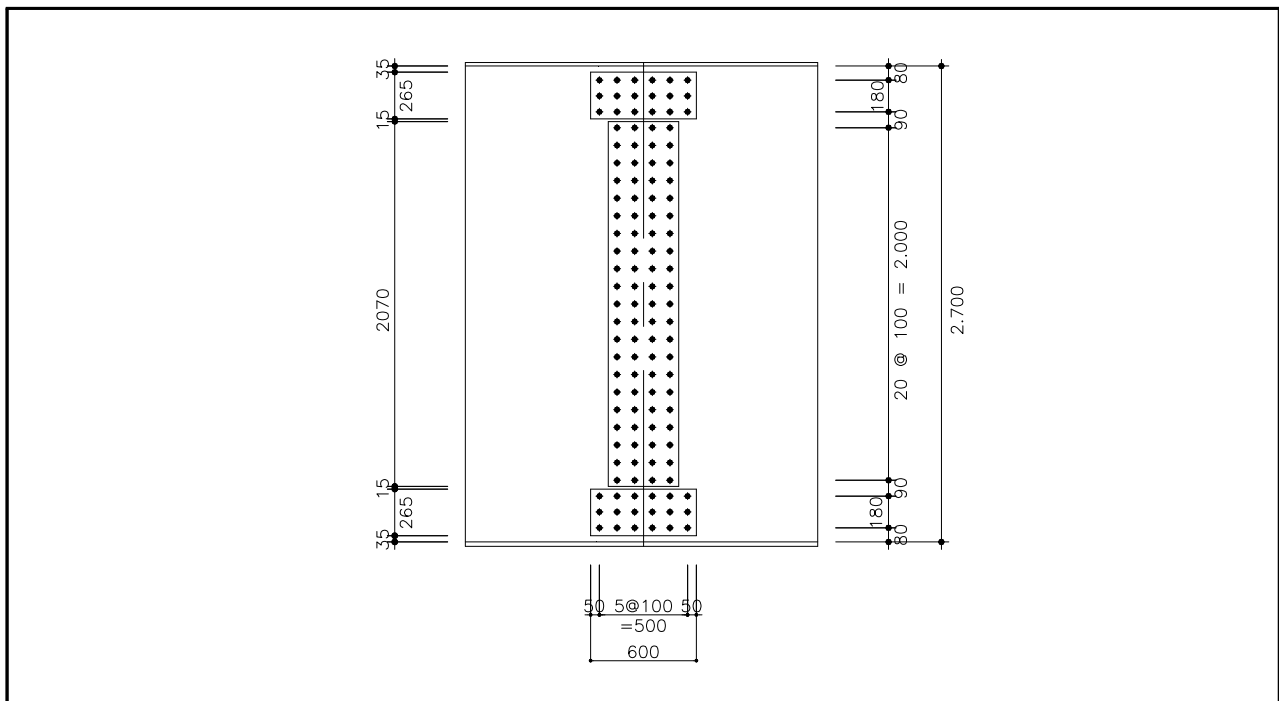
$$I_s = 2.549 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.790 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음(대구 S1~S3)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (28,842.0 + 757,876.3) / 60 EA = 13,112.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,296.0^2 + 15,314.6^2} = 58,124.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.661 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.785 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 845.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 202.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.007 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.172 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,462.3\text{mm} \quad y_{sl} = 1,261.7\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 722.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,001.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 43.956 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 43.324 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

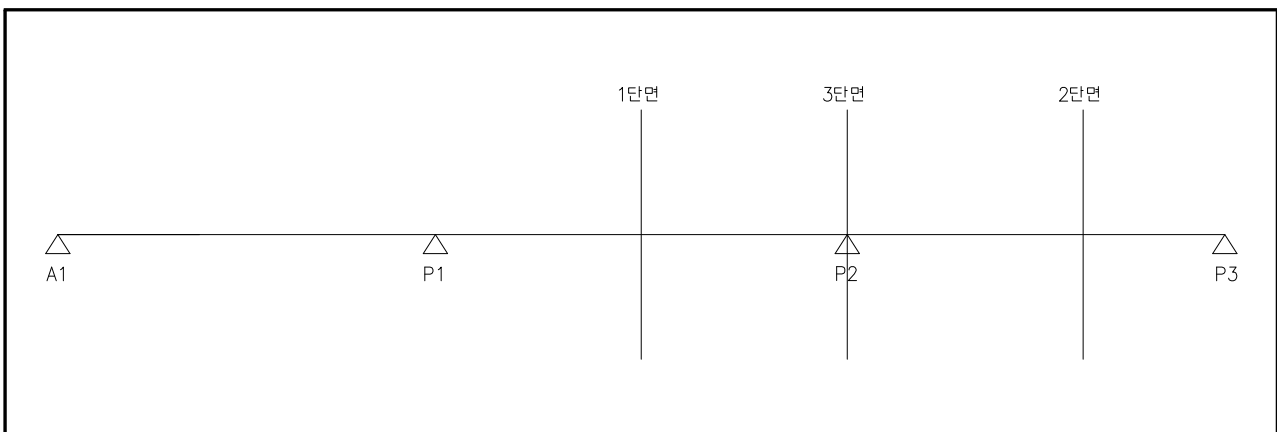
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

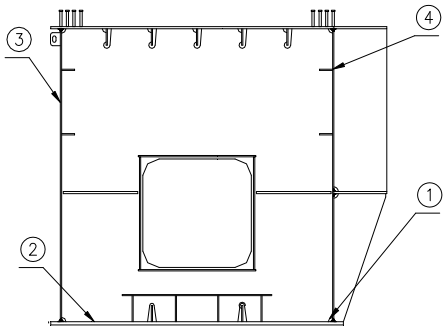
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



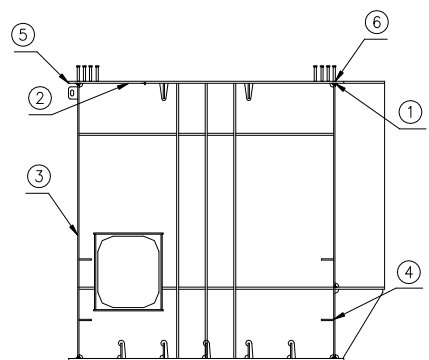
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치(대구 S1~S3)

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

<단면 1, 2>

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 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	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	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	7812.567	9824.648	4.792E+11	2097	34.189	42.994	B	126	203	O.K
②				2097	34.189	42.994	C	91	147	O.K
③				902	14.705	18.492	E	56	91	O.K
④				363	5.916	7.440	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	8792.056	10469.457	4.790E+11	1991	36.551	43.525	B	126	203	O.K
②				1991	36.551	43.525	C	91	147	O.K
③				801	14.707	17.513	E	56	91	O.K
④				325	5.963	7.101	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	5431.923	11551.171	3.746E+11	1369	19.850	42.212	B	126	203	O.K
②				1369	19.850	42.212	C	91	147	O.K
③				151	2.187	4.651	E	56	91	O.K
④				985	14.283	30.372	E	56	91	O.K
⑤				1346	19.515	41.499	E	56	91	O.K
⑥				1361	19.732	41.961	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 절점 12을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1524.645	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.746E+11	8	22.6	14.6	63	O.K
DL하중	2179.46									20.9	84	O.K

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1524.645	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.746E+11	8	22.6	19.9	63	O.K
DL하중	2179.46									28.4	84	O.K

5.2.2 대구방향(4@55, S4~S7)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $(55.0+60.0+55.0) + 4@55.0 = 390.0\text{m}$ (총연장), $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,702MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 11,444MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

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}) : 205,000MPa
- ㉣ 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 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉠ 허용휨압축응력(MPa)

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

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

- ㉢ ㉡에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ}\text{C}$
- 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 최종수축율(ε_s) : 27×10^{-5}
- 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$
- 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

⑥ 하중조합

- LCB1 : 합성전 고정하중
- LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
- LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

5) 참고문헌

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

나. 바닥판 구조검토

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

1) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.828	1.101	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.760	0.319	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.798	0.541	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.678	0.185	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	9.821		5.116	

콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
 아스팔트포장 단위중량 = 23.0 kN/m^3
 트럭의 후륜하중(P_r) = 96.0 kN
 설계속도 = 120 km/hr

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376 \text{ m}$$

여기서, $X = 0.295 \text{ m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

작용높이 h = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 83.684 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.186 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.374 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.155 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 32.681 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 269.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 83.684\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 32.681 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 89.390 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 89.390) - 2.5 \times 42.000 = 779.721\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 89.390) = 704.777\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 704.777\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 704.777\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.300\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 200.0) = 0.0079$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 200.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

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

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

여기서, X = 0.120m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

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

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 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 $h = 1.000 \text{ m}$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 27.807 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.120 \leq 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 230) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.524으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.35】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S4~S7)

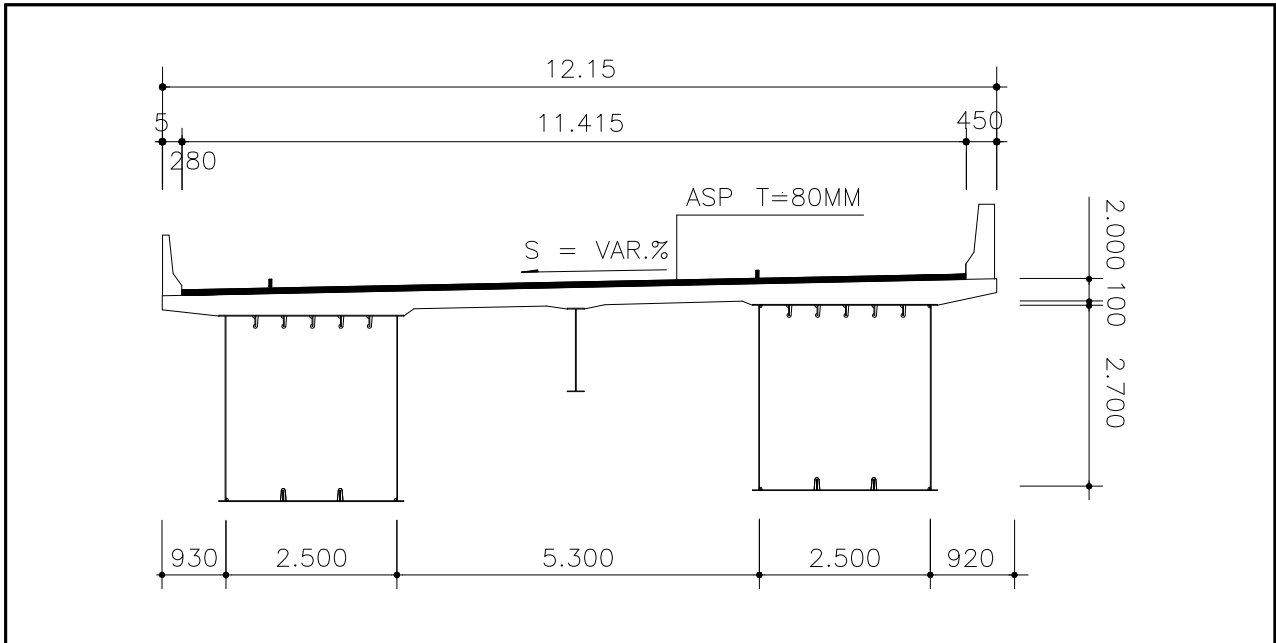
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	83.684	127.569	1.524	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K

【표 5.2.36】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구 S4~S7)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	32.681	89.390	240.000	125.000	704.777	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(대구 S4~S7)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

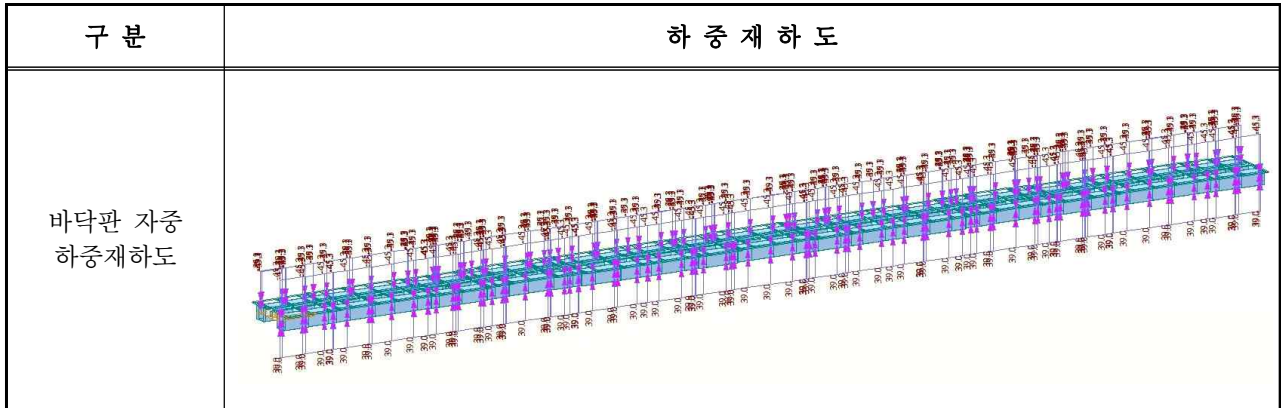
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	45.313	38.970	
G2	2.500	45.250	-39.141	

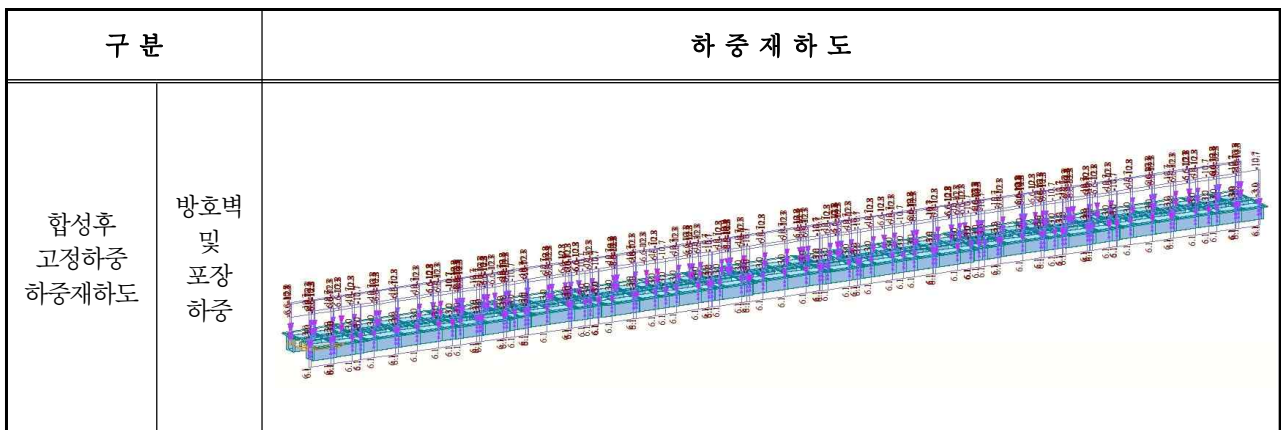


【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)(대구 S4~S7)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		증분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	-	-	10.663	-	3.007	6.128	
G2	6.570	-12.779	10.341	-	-	-	



【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구 S4~S7)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 4@55.000 = 220.0m																											
충격계수(i)	• 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr><tr><td>6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td>23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td>9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td>27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td>12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td>31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td>16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td>34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td>20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>				W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10	20.1 ≤ W _c < 23.8	6		
	W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N																								
	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7																								
	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8																								
	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9																								
	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10																								
	20.1 ≤ W _c < 23.8	6																										
여기서, W _c : 연석간 교폭(11.420m를 적용)																												
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용																											
	• 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 5.2.37】 등가경간장 및 적용식(대구 S41~S7)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

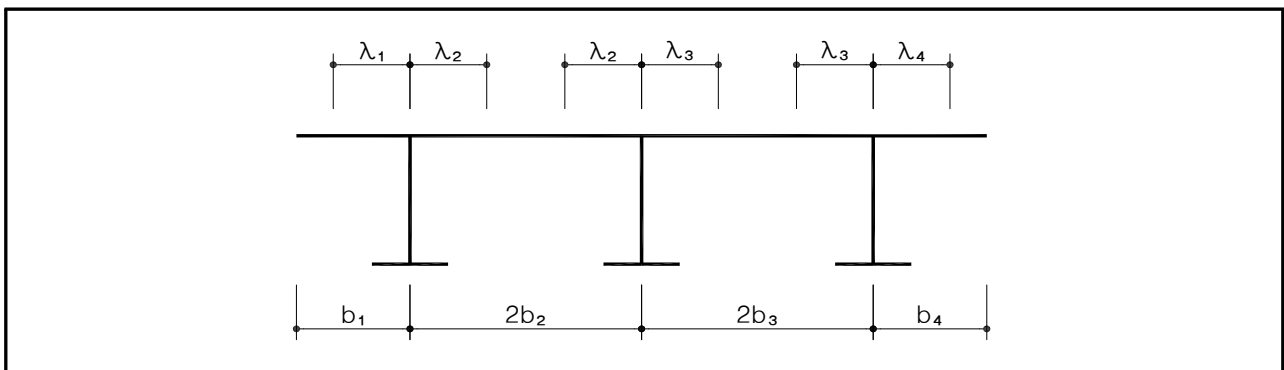
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭(대구 S4~S7)

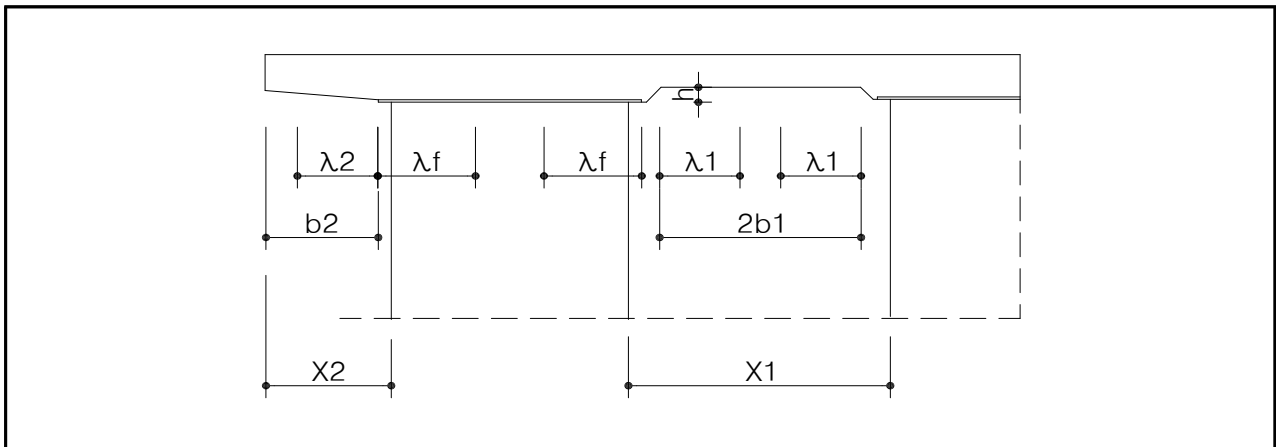
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
4, 7 경간중앙부	44.000	M	
4, 5, 6 경간지점부	22.000	M	
5, 6 경간중앙부	33.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭(대구 S4~S7)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.38】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구 S4~S7)

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	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.052	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.961	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.178	0.852

【표 5.2.39】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구 S4~S7)

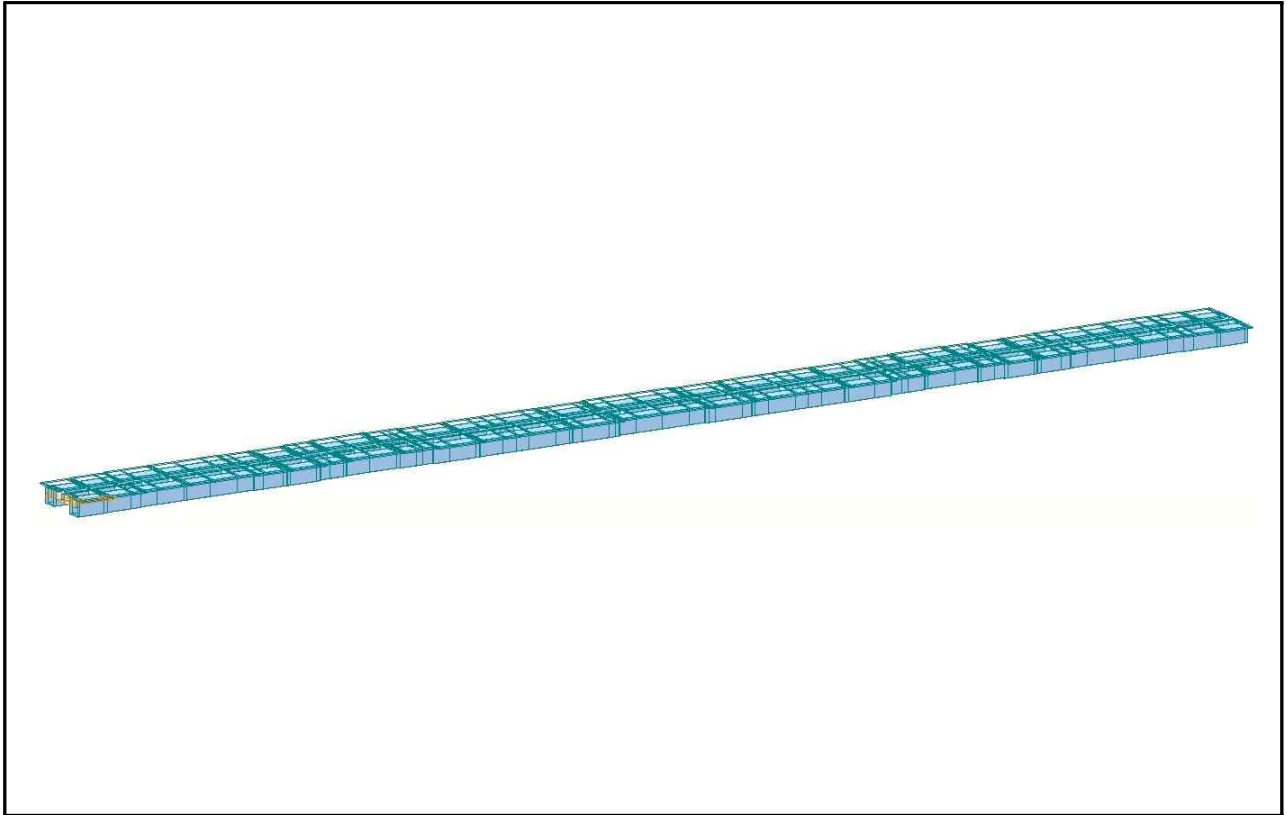
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.042	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.951	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.170	0.852

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

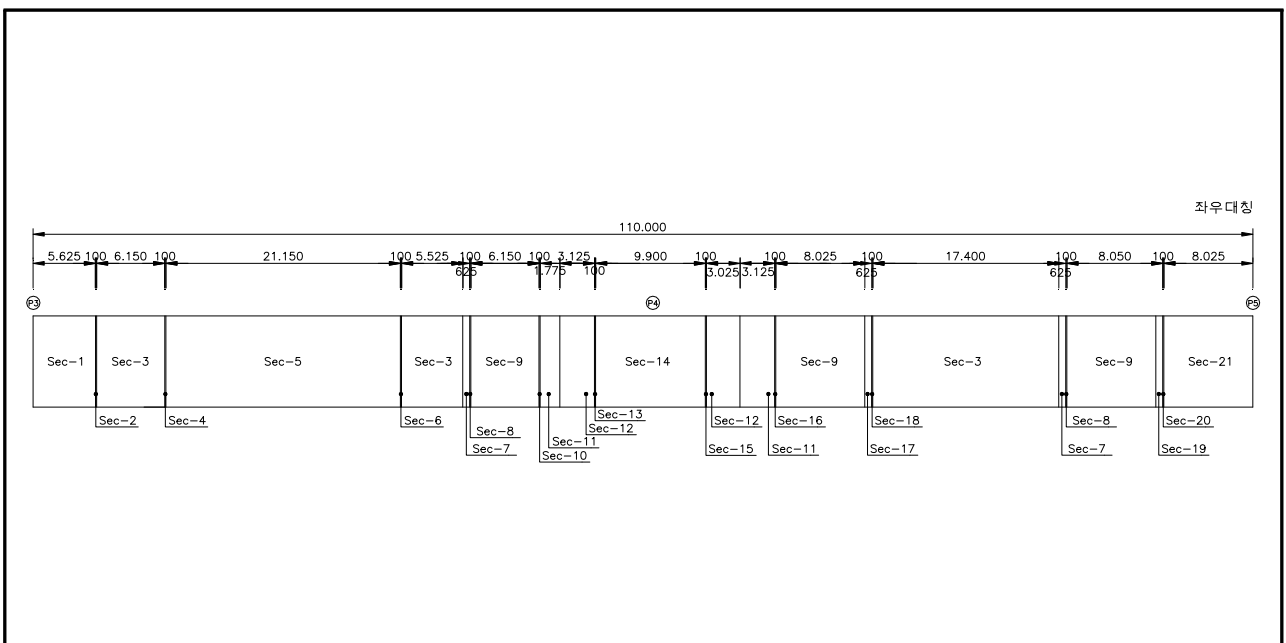
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링(대구 S4~S7)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치(대구 S4~S7)

【표 5.2.40】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S4~S7)

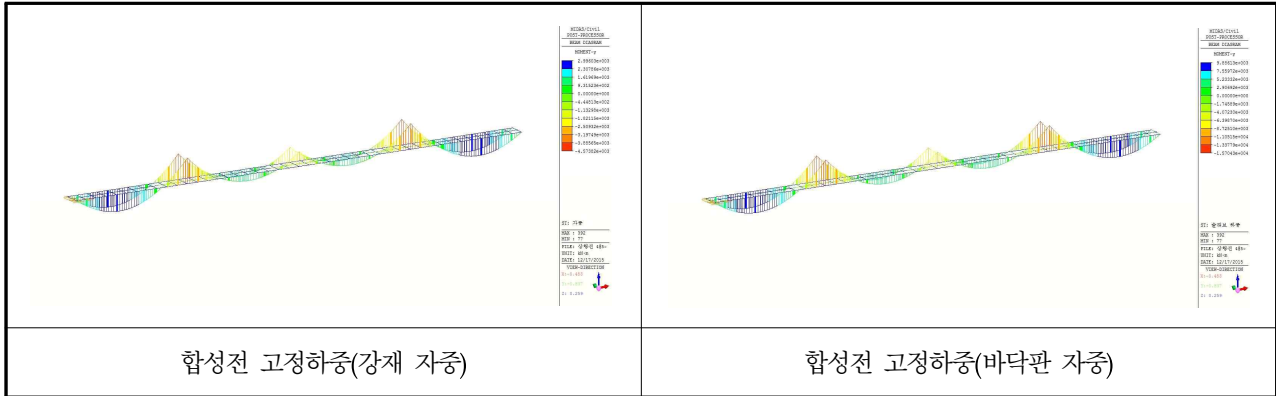
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	320504295333	604245074983	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	374155926976	617367074983	268399893967	
단면 - 5	합성전	178800	245760781029	161274110400	253487440149	
	합성후	330550	444156522243	627208574983	291412096999	
단면 - 6	합성전	168000	222691900198	154713110400	236403055350	
	합성후	319750	438625087516	620647574983	288150708410	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	307750	387020325496	610806074983	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302350	384731725026	607525574983	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 10	합성전	172200	227943499710	154713110400	236403055350	
	합성후	323950	370848795262	620647574983	259383229760	
단면 - 11	합성전	199200	283178810933	171115610400	269554467680	
	합성후	350950	487207944470	637050074983	299720930968	
단면 - 12	합성전	195000	275783710530	171115610400	269554467680	
	합성후	346750	485417872105	637050074983	299720930968	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	373750	499709855809	653452574983	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	400750	605659369053	669855074983	324944807181	
단면 - 15	합성전	222000	316581090485	187518110400	284865041067	
	합성후	373750	585281562878	653452574983	318632240484	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	323950	471298331167	620647574983	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298150	345747263603	607525574983	254575701150	
단면 - 19	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	360017040679	604245074983	253099333449	
단면 - 20	합성전	168000	211659440226	154713110400	227603925491	
	합성후	319750	469151667027	620647574983	29155208882	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

【표 5.2.41】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S4~S7)

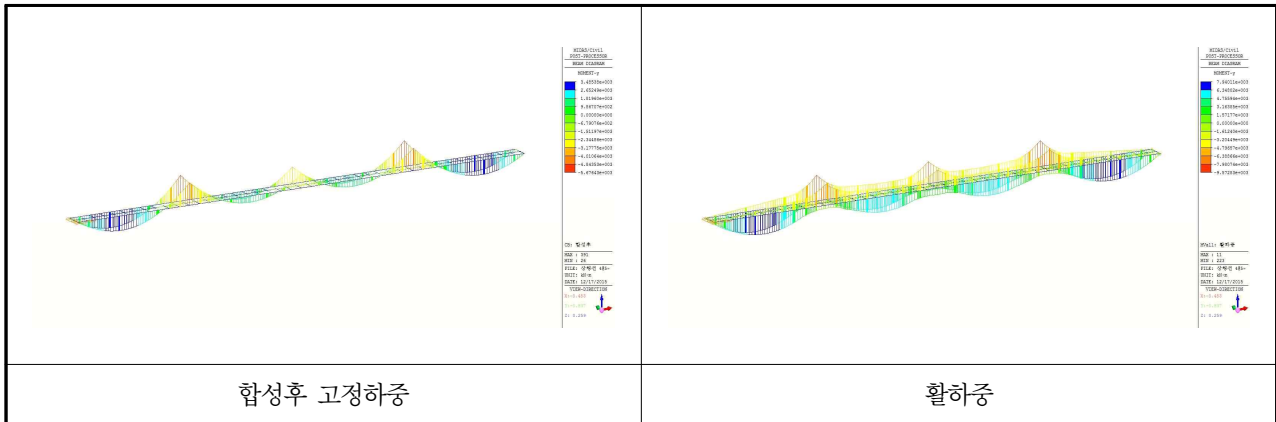
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	320620311835	606551677067	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	374291857339	619673677067	268399893967	
단면 - 5	합성전	178800	245760781029	161274110400	253487440149	
	합성후	330800	444333568180	629515177067	291412096999	
단면 - 6	합성전	168000	222691900198	154713110400	236403055350	
	합성후	320000	438812245991	622954177067	288150708410	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	308000	387174805285	613112677067	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302600	384890751269	609832177067	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 10	합성전	172200	227943499710	154713110400	236403055350	
	합성후	324200	370974234836	622954177067	259383229760	
단면 - 11	합성전	199200	283178810933	171115610400	269554467680	
	합성후	351200	487398955802	639356677067	299720930968	
단면 - 12	합성전	195000	275783710530	171115610400	269554467680	
	합성후	347000	485612316119	639356677067	299720930968	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	374000	499881051269	655759177067	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	401000	605892368805	672161677067	324944807181	
단면 - 15	합성전	222000	316581090485	187518110400	284865041067	
	합성후	374000	585544662683	655759177067	318632240484	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	324200	471517069624	622954177067	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298400	345877078538	609832177067	254575701150	
단면 - 19	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	360164382824	606551677067	253099333449	
단면 - 20	합성전	168000	211659440226	154713110400	227603925491	
	합성후	320000	469374770306	622954177067	291552208882	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

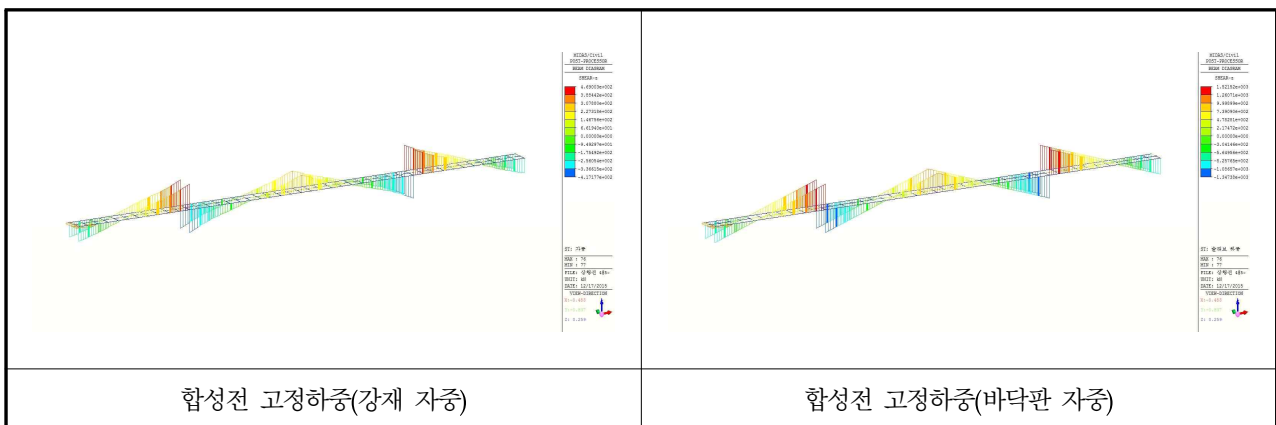


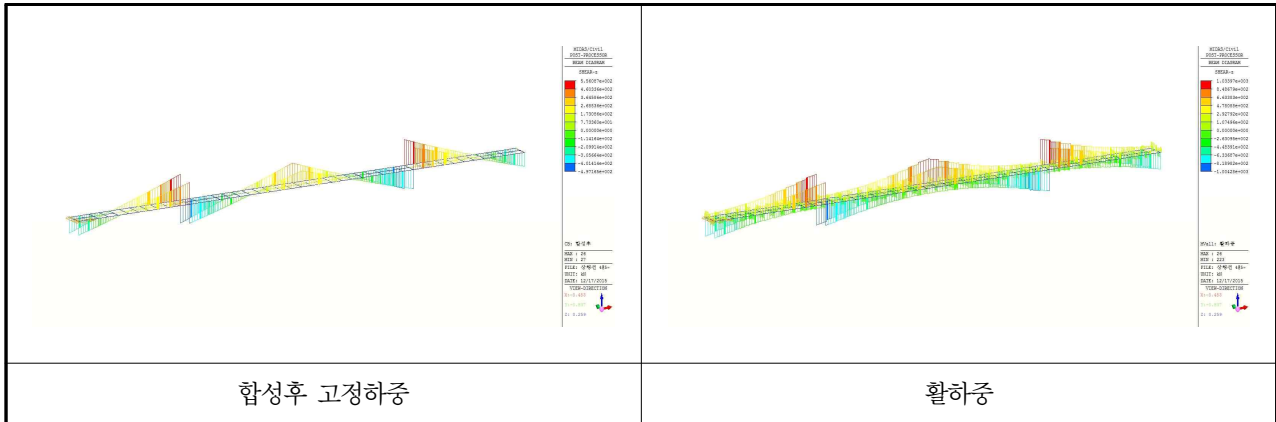
【그림 5.2.21】 휨모멘트도(대구 S4~S7)



【그림 5.2.21】 휨모멘트도(대구 S4~S7,계속)

- ㉡ 전단력





【그림 5.2.22】 전단력도(대구 S4~S7)

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 5.2.42】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S4~S7)

	구 분		k값
G1	S4	0.530	
	P4	-0.300	
	S5	-0.09	
	P5	0.160	
	S6	-0.09	
	P6	-0.300	
	S7	0.530	
G2	S4	0.530	
	P4	-0.300	
	S5	-0.09	
	P5	0.160	
	S6	-0.09	
	P6	-0.300	
	S7	0.530	

③ 단면력 산정결과

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

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.43】 4경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,882.160	3,188.440	7,179.830	568.093	23,818.523
	전단력 (kN)	209.620	49.920	338.800	23.140	621.48
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.820	9.480	569.870	0.009	580.179
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,873.070	3,485.380	7,940.110	567.856	24,866.416
	전단력 (kN)	209.400	61.230	349.590	23.130	643.35
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1.000	9.530	345.430	0.008	353.968

【표 5.2.44】 5경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,503.290	1,371.040	5,700.450	436.111	13,010.891
	전단력 (kN)	3.090	-0.180	345.470	48.801	397.181
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.160	1.690	540.330	0.026	541.886
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,498.380	1,597.670	6,288.920	435.932	13,820.902
	전단력 (kN)	3.000	6.710	631.710	48.781	690.201
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.100	1.770	312.400	0.024	314.294

【표 5.2.45】 경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,503.290	1,371.040	5,700.450	436.111	13,010.891
	전단력 (kN)	3.090	-0.180	345.470	48.801	397.181
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.160	-1.690	535.750	0.026	534.246
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,498.380	1,579.670	6,288.920	435.932	13,802.902
	전단력 (kN)	3.000	6.710	361.710	48.781	420.201
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.100	-1.770	305.160	0.024	303.314

【표 5.2.46】 7경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,882.160	3,188.440	7,179.830	568.093	23,818.523
	전단력 (kN)	209.620	49.920	338.800	23.140	621.48
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.820	-9.480	545.700	0.009	535.409
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,873.070	3,485.380	7,940.110	567.856	24,866.416
	전단력 (kN)	209.400	61.230	349.590	23.130	643.35
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.000	-9.530	-334.710	0.008	-343.232

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.47】 4경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,278.140	-4,923.770	-7,803.640	-1,262.657	-34,268.207
	전단력 (kN)	-1,764.560	-412.210	-846.570	-48.822	-3,072.162
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.250	-35.110	-931.240	-0.038	-966.638
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,260.380	-5,676.430	-9,572.830	-1,262.125	-36,771.765
	전단력 (kN)	-1,762.800	-497.160	-1,004.280	-48.801	-3,313.041
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.020	-36.820	-795.540	-0.038	-832.378

【표 5.2.48】 5경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-12,613.500	-3,067.250	-6,676.970	-1,422.439	-23,780.159
	전단력 (kN)	1,160.240	278.040	723.210	-48.760	2,112.73
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.240	-19.590	-870.100	-0.126	-890.056
G2	휨모멘트 (kN · m)	-12,600.680	-3,682.950	-8,175.210	-1,421.835	-25,880.675
	전단력 (kN)	1,159.020	338.350	873.250	-48.739	2,321.881
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.200	-21.400	-721.710	-0.128	-743.438

【표 5.2.49】 6경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,278.140	-4,923.770	-7,803.640	-1,262.657	-34,268.207
	전단력 (kN)	-1,764.560	-412.210	-846.570	-48.822	-3,072.162
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.350	-11.290	-898.300	-0.038	-909.978
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,260.380	-5,676.430	-9,572.820	-1,262.125	-36,771.755
	전단력 (kN)	-1,762.800	-497.160	-1,004.280	-48.801	-3,313.041
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.430	-13.180	-763.900	-0.038	-777.548

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.250】 G1 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.364	-69.051	182.038	190.000	2.448	2.752
1+2+3	90.743	-118.179	182.038	190.000	2.006	1.608
1+2+3+4	95.694	-117.142	209.344	190.000	2.188	1.622
1+2+3+4+5	107.891	-114.905	209.344	190.000	1.940	1.654
1+2+3+4+5+6	122.069	-111.235	236.649	218.500	1.939	1.964
1+2+3+4+5-6	93.714	-118.575	236.649	218.500	2.525	1.843

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.115 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{122.069}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{13.115}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.266 + 0.014 = 0.280 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-118.179}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.115}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.387 + 0.014 = 0.401 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.51】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.807	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.155	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.007	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.613	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.887	315.000	O.K(1.68)

㉕ 거더 G1(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.52】 G1 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.640	-37.954	148.183	190.000	3.835	5.006
1+2+3	50.506	-79.927	148.183	190.000	2.934	2.377
1+2+3+4	52.272	-77.819	170.410	190.000	3.260	2.442
1+2+3+4+5	60.906	-67.297	170.410	190.000	2.798	2.823
1+2+3+4+5+6	72.969	-53.323	192.638	218.500	2.640	4.098
1+2+3+4+5-6	48.844	-81.272	192.638	218.500	3.944	2.689

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.427 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{72.969}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{9.427}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.143 + 0.007 = 0.151 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-79.927}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{9.427}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.177 + 0.007 = 0.184 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 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 5.2.53】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.583	16.200	O.K(3.53)
	크리프, 건조수축 제외시	6.099	16.200	O.K(2.65)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	96.365	315.000	O.K(3.26)
	크리프, 건조수축 제외시	85.965	315.000	O.K(3.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.412	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.042	315.000	O.K(2.14)

㉔ 거더 G1(6경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.54】 G1 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.640	-37.954	148.183	190.000	3.835	5.006
1+2+3	50.506	-79.927	148.183	190.000	2.934	2.377
1+2+3+4	52.272	-77.819	170.410	190.000	3.260	2.442
1+2+3+4+5	60.906	-67.297	170.410	190.000	2.798	2.823
1+2+3+4+5+6	72.969	-53.323	192.638	218.500	2.640	4.098
1+2+3+4+5-6	48.844	-81.272	192.638	218.500	3.944	2.689

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.381 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{72.969}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{9.381}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.143 + 0.007 = 0.151 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-79.927}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{9.381}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.177 + 0.007 = 0.184 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉑ 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 5.255】 G1 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.583	16.200	O.K(3.53)
	크리프, 건조수축 제외시	6.099	16.200	O.K(2.65)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	96.365	315.000	O.K(3.26)
	크리프, 건조수축 제외시	85.965	315.000	O.K(3.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.412	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.042	315.000	O.K(2.14)

㉔ 거더 G1(7경간)

㉔ 휨응력

【표 5.256】 G1 7경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.364	-69.051	182.038	190.000	2.448	2.752
1+2+3	90.743	-118.179	182.038	190.000	2.006	1.608
1+2+3+4	95.694	-117.142	209.344	190.000	2.188	1.622
1+2+3+4+5	107.891	-114.905	209.344	190.000	1.940	1.654
1+2+3+4+5+6	122.069	-111.235	236.649	218.500	1.939	1.964
1+2+3+4+5-6	93.714	-118.575	236.649	218.500	2.525	1.843

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.843 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{122.069}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{12.843}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.266 + 0.014 = 0.280 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-118.179}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.843}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.387 + 0.014 = 0.401 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.57】 G1 7경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.807	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.155	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.007	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.613	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.887	315.000	O.K(1.68)

㉕ 거더 G2(4경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.58】 G2 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.311	-69.002	182.038	190.000	2.450	2.754
1+2+3	92.298	-122.884	182.038	190.000	1.972	1.546
1+2+3+4	97.712	-121.750	209.344	190.000	2.142	1.561
1+2+3+4+5	109.896	-119.516	209.344	190.000	1.905	1.590
1+2+3+4+5+6	124.065	-115.850	236.649	218.500	1.907	1.886
1+2+3+4+5-6	95.728	-123.182	236.649	218.500	2.472	1.774

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.078 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{109.896}{209.344}\right)^2 + \left(\frac{12.078}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.276 + 0.012 = 0.288 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-122.884}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.078}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.418 + 0.012 = 0.430 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 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 5.2.59】 G2 4경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.768	16.200	O.K(2.80)
	크리프, 건조수축 제외시	7.350	16.200	O.K(2.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.601	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	145.003	315.000	O.K(2.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-192.537	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-195.904	315.000	O.K(1.60)

㉠ 거더 G2(5경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.60】 G2 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.605	-37.920	148.183	190.000	3.838	5.011
1+2+3	51.751	-84.354	148.183	190.000	2.863	2.252
1+2+3+4	53.785	-81.925	170.410	190.000	3.168	2.319
1+2+3+4+5	62.408	-71.416	170.410	190.000	2.731	2.660
1+2+3+4+5+6	74.460	-57.453	192.638	218.500	2.587	3.803
1+2+3+4+5-6	50.357	-85.378	192.638	218.500	3.825	2.559

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.564 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{74.460}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{12.564}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.149 + 0.013 = 0.162 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-84.354}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.564}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.197 + 0.013 = 0.210 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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 5.2.61】 G2 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.993	16.200	O.K(3.24)
	크리프, 건조수축 제외시	6.555	16.200	O.K(2.47)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	99.034	315.000	O.K(3.18)
	크리프, 건조수축 제외시	88.377	315.000	O.K(3.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-142.646	315.000	O.K(2.20)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.583	315.000	O.K(2.02)

㉡ 거더 G2(6경간)

㉢ 휨응력

【표 5.2.62】 G2 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.605	-37.920	148.183	190.000	3.838	5.011
1+2+3	51.751	-84.354	148.183	190.000	2.863	2.252
1+2+3+4	53.785	-81.925	170.410	190.000	3.168	2.319
1+2+3+4+5	62.408	-71.416	170.410	190.000	2.731	2.660
1+2+3+4+5+6	74.460	-57.453	192.638	218.500	2.587	3.803
1+2+3+4+5-6	50.357	-85.378	192.638	218.500	3.825	2.559

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.331 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{74.460}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{8.331}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.149 + 0.006 = 0.155 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-84.354}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.331}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.197 + 0.006 = 0.203 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.63】 G2 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.993	16.200	O.K(2.75)
	크리프, 건조수축 제외시	6.555	16.200	O.K(2.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	99.034	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	88.377	315.000	O.K(2.15)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-142.646	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.583	315.000	O.K(1.68)

◎ 거더 G2(7경간)

① 휨응력

【표 5.2.64】 G2 7경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.311	-69.002	182.038	190.000	2.450	2.754
1+2+3	92.298	-122.884	182.038	190.000	1.972	1.546
1+2+3+4	97.712	-121.750	209.344	190.000	2.142	1.561
1+2+3+4+5	109.896	-119.516	209.344	190.000	1.905	1.590
1+2+3+4+5+6	124.065	-115.850	236.649	218.500	1.907	1.886
1+2+3+4+5-6	95.728	-123.182	236.649	218.500	2.472	1.774

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.013 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.896}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{12.013}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.276 + 0.012 = 0.288 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-122.884}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{12.013}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.418 + 0.012 = 0.430 < 1.2 \therefore O.K$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.65】 G2 7경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.768	16.200	O.K(2.80)
	크리프, 건조수축 제외시	7.350	16.200	O.K(2.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.601	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	145.003	315.000	O.K(2.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-192.537	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-195.904	315.000	O.K(1.60)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.66】 G1 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.621	77.670	190.000	190.000	2.272	2.446
1+2+3	-134.769	130.174	190.000	190.000	1.410	1.460
1+2+3+4	-137.975	123.714	190.000	190.000	1.377	1.536
1+2+3+4+5	-133.677	132.909	190.000	190.000	1.421	1.430
1+2+3+4+5+6	-123.929	150.118	218.500	218.500	1.763	1.456
1+2+3+4+5-6	-143.426	115.701	218.500	218.500	1.523	1.888

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 53.254 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-137.975}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.254}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.527 + 0.234 = 0.762 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.909}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.254}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.489 + 0.234 = 0.724 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 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 5.2.67】 G1 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.034	400.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.995	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-212.031	315.000	O.K(1.48)
	크리프, 건조수축 제외시	-213.123	315.000	O.K(1.47)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	218.092	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	215.356	315.000	O.K(1.46)

㉞ 거더 G1(5경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.68】 G1 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-71.005	64.630	190.000	190.000	2.676	2.940
1+2+3	-124.652	120.074	190.000	190.000	1.524	1.582
1+2+3+4	-129.684	116.591	190.000	190.000	1.465	1.630
1+2+3+4+5	-119.648	123.291	190.000	190.000	1.588	1.541
1+2+3+4+5+6	-100.479	137.627	218.500	218.500	2.175	1.588
1+2+3+4+5-6	-138.816	108.956	218.500	218.500	1.574	2.005

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 38.005 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-129.684}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{38.005}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.466 + 0.119 = 0.585 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{123.291}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{38.005}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.421 + 0.119 = 0.540 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.69】 G1 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-120.826	400.000	O.K(3.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.980	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-209.286	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.290	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	207.831	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	204.614	315.000	O.K(1.53)

㉕ 거더 G1(6경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.70】 G1 6경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.621	77.670	190.000	190.000	2.272	2.446
1+2+3	-134.769	130.174	190.000	190.000	1.410	1.460
1+2+3+4	-137.975	123.714	190.000	190.000	1.377	1.536
1+2+3+4+5	-133.677	132.909	190.000	190.000	1.421	1.430
1+2+3+4+5+6	-123.929	150.118	218.500	218.500	1.763	1.456
1+2+3+4+5-6	-143.426	115.701	218.500	218.500	1.523	1.888

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 52.912 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-137.975}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.912}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.527 + 0.231 = 0.759 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.909}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.912}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.489 + 0.231 = 0.721 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.71】 G1 6경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.034	400.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.995	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-212.031	315.000	O.K(1.48)
	크리프, 건조수축 제외시	-213.123	315.000	O.K(1.47)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	218.092	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	215.356	315.000	O.K(1.46)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.72】 G2 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.424	77.487	190.000	190.000	2.278	2.452
1+2+3	-143.824	139.470	190.000	190.000	1.321	1.362
1+2+3+4	-147.516	132.025	190.000	190.000	1.288	1.439
1+2+3+4+5	-143.227	141.208	190.000	190.000	1.327	1.346
1+2+3+4+5+6	-133.498	158.392	218.500	218.500	1.637	1.379
1+2+3+4+5-6	-152.956	124.023	218.500	218.500	1.429	1.762

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 56.160 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉒ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-147.516}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{56.160}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.603 + 0.261 = 0.863 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{141.208}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{56.160}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.552 + 0.261 = 0.813 < 1.2 \therefore O.K$$

㉓ 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 5.2.73】 G2 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-145.879	400.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.385	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.793	315.000	O.K(1.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-230.390	315.000	O.K(1.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	234.806	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	233.068	315.000	O.K(1.35)

㉔ 거더 G2(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.74】 G2 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-70.932	64.564	190.000	190.000	2.679	2.943
1+2+3	-134.779	130.524	190.000	190.000	1.410	1.456
1+2+3+4	-140.819	126.345	190.000	190.000	1.349	1.504
1+2+3+4+5	-130.797	133.034	190.000	190.000	1.453	1.428
1+2+3+4+5+6	-111.655	147.345	218.500	218.500	1.957	1.483
1+2+3+4+5-6	-149.938	118.723	218.500	218.500	1.457	1.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 40.343 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-140.819}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{40.343}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.549 + 0.135 = 0.684 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{133.034}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{40.343}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.490 + 0.135 = 0.625 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.75】 G2 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.609	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-148.715	400.000	O.K(2.68)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.591	315.000	O.K(1.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-233.574	315.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	227.020	315.000	O.K(1.38)
	크리프, 건조수축 제외시	224.510	315.000	O.K(1.40)

㉕ 거더 G2(6경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.76】 G2 6경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.547	77.602	190.000	190.000	2.274	2.448
1+2+3	-143.948	139.585	190.000	190.000	1.320	1.361
1+2+3+4	-147.639	132.140	190.000	190.000	1.287	1.438
1+2+3+4+5	-143.350	141.323	190.000	190.000	1.325	1.344
1+2+3+4+5+6	-133.621	158.507	218.500	218.500	1.635	1.378
1+2+3+4+5-6	-153.079	124.138	218.500	218.500	1.427	1.760

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 55.828 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-147.639}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{55.828}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.604 + 0.258 = 0.861 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{141.323}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{55.828}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.553 + 0.258 = 0.811 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

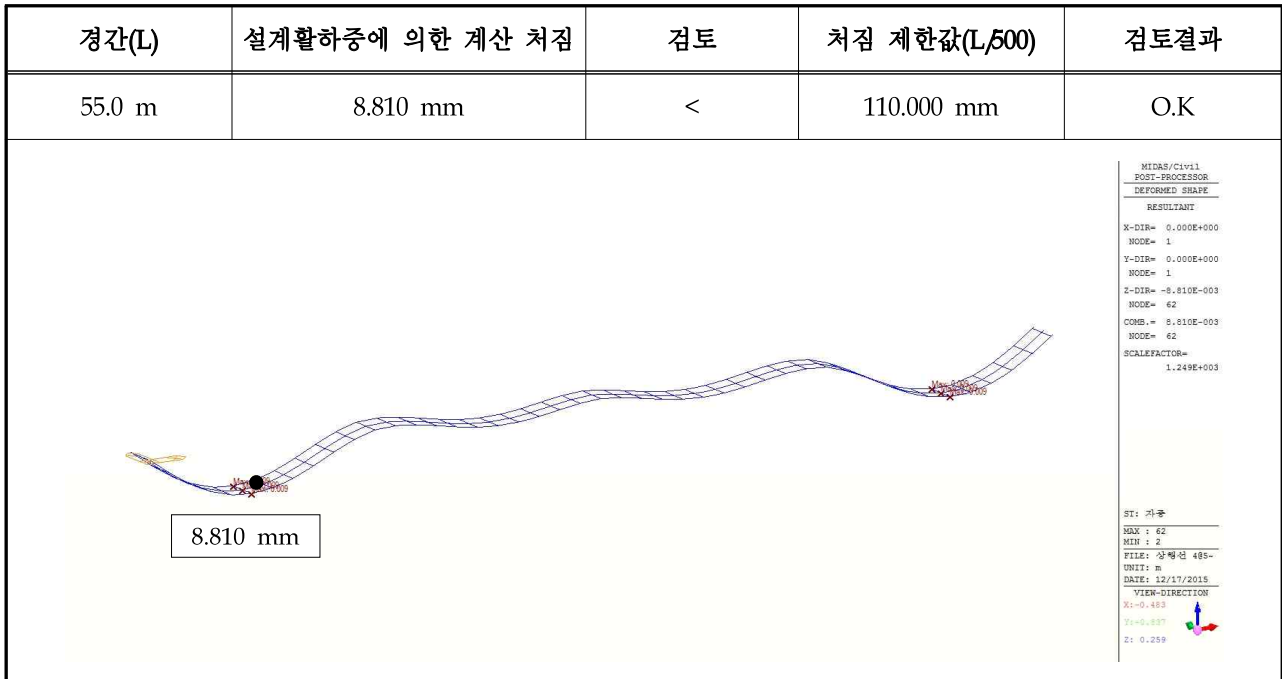
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.77】 G2 6경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-145.879	400.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.385	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.954	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-230.552	315.000	O.K(1.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	234.955	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	233.217	315.000	O.K(1.35)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.78】 반력 집계결과(대구 S4~S7)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
P3	SH-1	1537.725	595.955	-63.016	23.172	-23.174	2261.882	1488.553
	SH-2	1610.910	732.840	-62.183	23.162	-23.156		
P4	SH-1	4645.840	361.203	-91.632	72.053	-72.054	5387.209	4575.033
	SH-2	4836.857	786.441	-96.924	72.023	-72.022		
P5	SH-1	3783.596	772.652	-121.153	97.721	-97.721	4495.893	3482.414
	SH-2	3612.839	627.214	-114.970	97.763	-97.763		
P6	SH-1	4836.857	786.441	-96.924	72.023	-72.024	5522.209	4575.031
	SH-2	4645.840	631.203	-91.632	72.053	-72.056		
A2	SH-1	1610.910	732.840	-62.183	23.162	-23.160	2261.882	1488.552
	SH-2	1537.725	595.955	-63.016	23.172	-23.172		

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

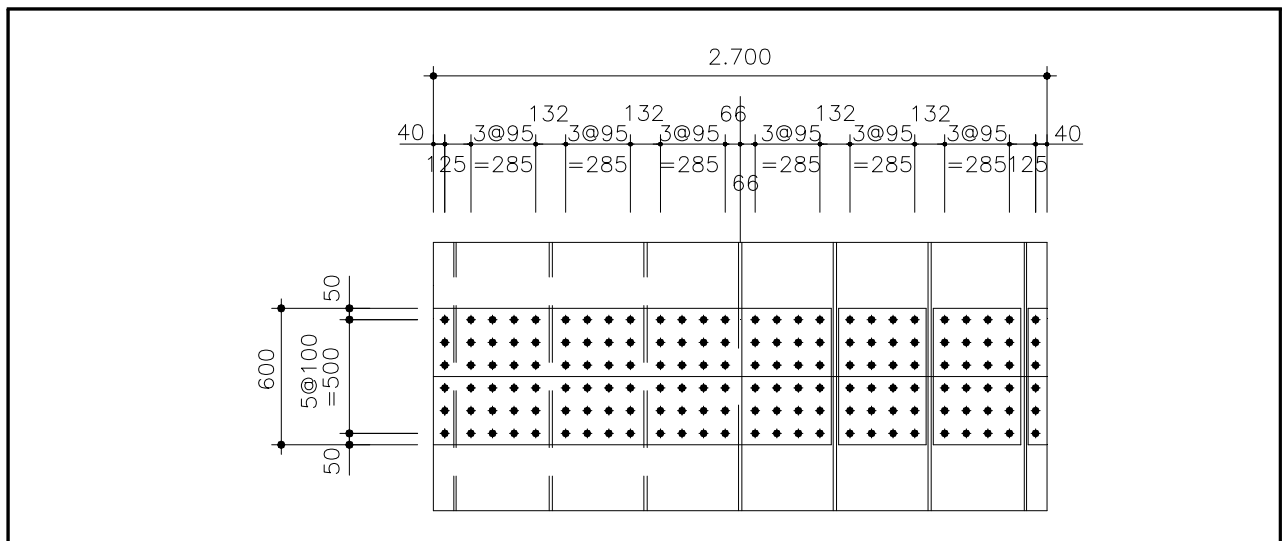
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
12,873.07	3,485.38	209.400	61.230	353.968	74.31	-69.00	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 플랜지의 이음



【그림 5.2.23】 압축부 플랜지 이음(대구 S4~S7)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 74.311 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,220.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.844 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.862 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

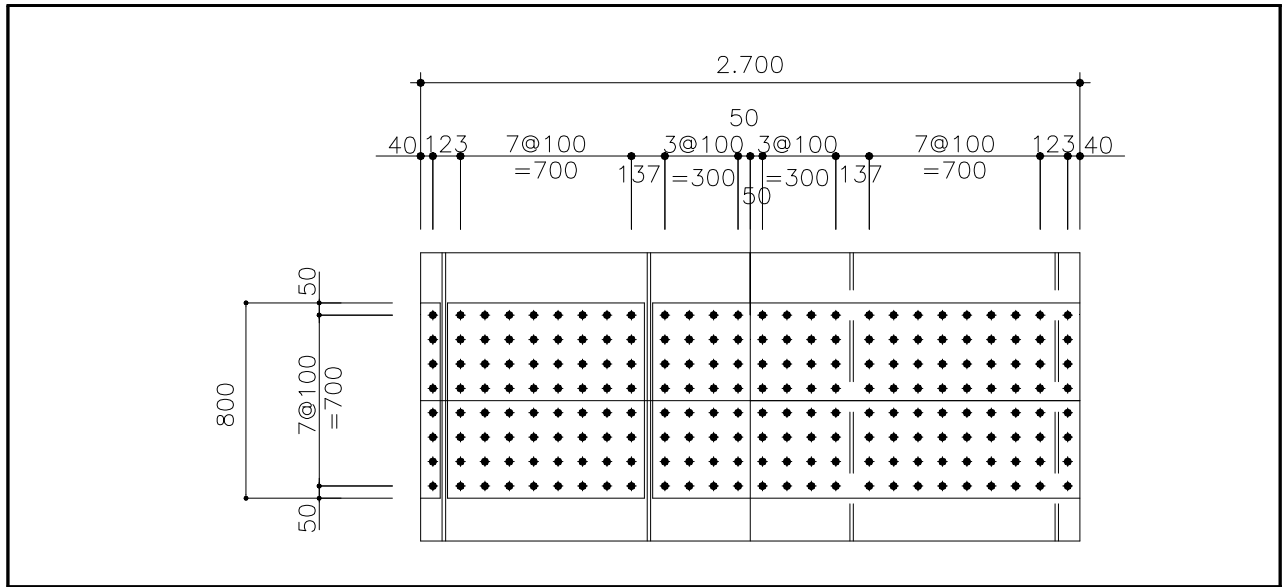
$$I_s = 2.458 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.566 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음(대구 S4~S7)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 69.002 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57.0ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 28,350.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 4 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 84,840.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 111.20 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(㉔) 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,343.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.870 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.644 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

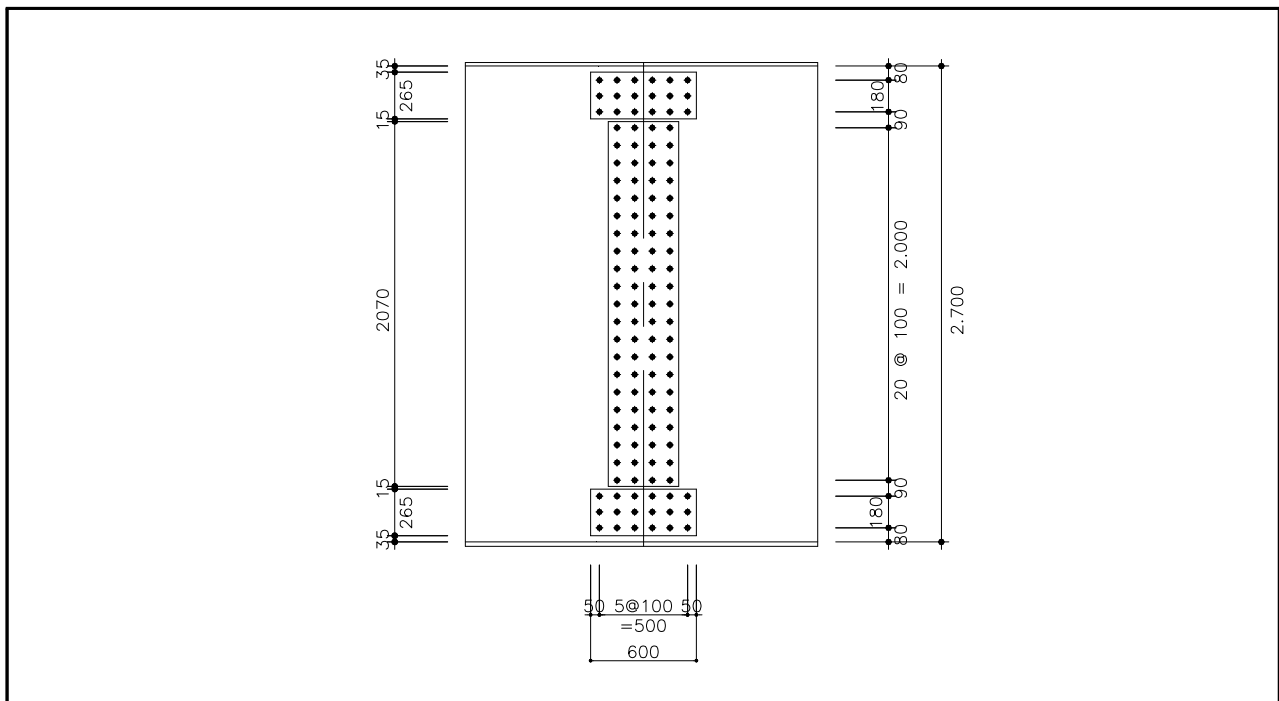
$$I_s = 2.458 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.566 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

(㉕) Web 연결부의 계산



【그림 5.2.25】 Web 이음(대구 S4~S7)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (135,315.0 + 442,460.0) / 60 \text{ EA} = 9,629.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,626.2^2 + 9,629.6^2} = 57,439.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.648 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.886 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 863.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 220.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.967 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 2.982 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,428.7\text{mm} \quad y_{sl} = 1,295.3\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 694.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,029.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 44.215 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 45.833 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

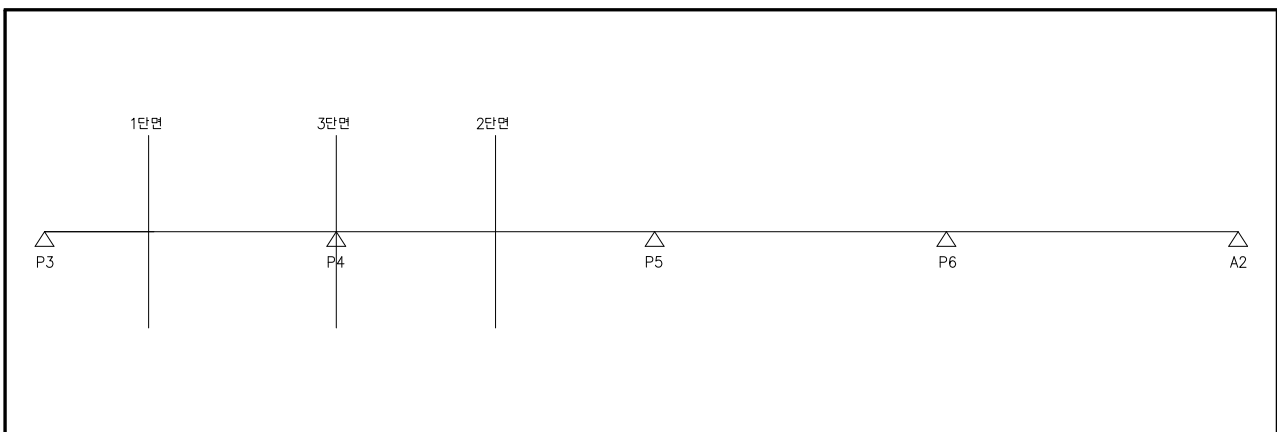
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

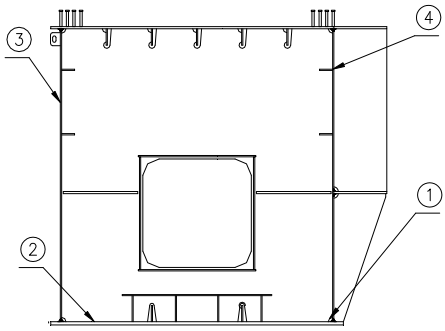
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



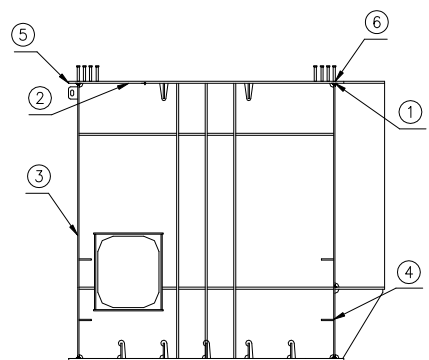
【그림 5.2.26】 피로조사 단면위치(대구 S4~S7)

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

<단면 1, 2>

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 거싯판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

<단면 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	63	84	
②	인장측 플랜지와 다이아 프램의 필렛 용접부	C	91	147	
③	복부판에 부착된 가로보 연결용 거싯판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	
⑤	인장측 플랜지에 부착된 가로보 거싯판 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	8348.773	9904.864	4.566E+11	2039	37.288	44.238	B	126	203	O.K
②				2039	37.288	44.238	C	91	147	O.K
③				1144	20.922	24.822	E	56	91	O.K
④				119	2.174	2.579	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	3912.007	3178.086	3.800E+11	2125	21.873	17.770	B	126	203	O.K
②				2125	21.873	17.770	C	91	147	O.K
③				1270	13.070	10.618	E	56	91	O.K
④				204	2.102	1.708	E	56	91	O.K

<단면 3>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	5494.009	10891.191	3.726E+11	1399	20.624	40.885	B	126	203	O.K
②				1399	20.624	40.885	C	91	147	O.K
③				620	9.142	18.123	E	56	91	O.K
④				902	13.299	26.363	E	56	91	O.K
⑤				1415	20.860	41.352	E	56	91	O.K
⑥				1431	21.096	41.820	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 절점 180을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

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)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1296.178	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.726E+11	8	22.6	12.5	63	OK
DL하중	2038.253									19.6	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1296.178	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.726E+11	8	22.6	17.0	63	O.K
DL하중	2038.253									26.7	84	O.K

5.2.3 부산방향(55+60+55, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $(55.0+60.0+55.0) + 4 \times 55.0 = 390.0\text{m}$ (총연장), $55.0+60.0+55.0 = 170.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,702MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 11,444MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

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}) : 205,000MPa
- ㉣ 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 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉞ 허용휨압축응력(MPa)

- ㉞ 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

- ㉞ ㉞에 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) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

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)

- 윤택하중 분포폭

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

여기서, $X = 0.120\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

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

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 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 = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 27.807 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.120 ≤ 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 230) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.300\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm} , \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 200.0) = 0.0079$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 200.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.828	1.101	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.760	0.319	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.798	0.541	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.678	0.185	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	9.821		5.116	

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)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376\text{m}$$

여기서, $X = 0.295\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

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

$$\text{작용높이 } h = 1.000 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 83.684 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.186 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.374 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.155 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 32.681 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.49 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 269.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0 \text{ mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 83.684\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 32.681 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 89.390 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 89.390) - 2.5 \times 42.000 = 779.721\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 89.390) = 704.777\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 704.777\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 704.777\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.524으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.79】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S1~S3)

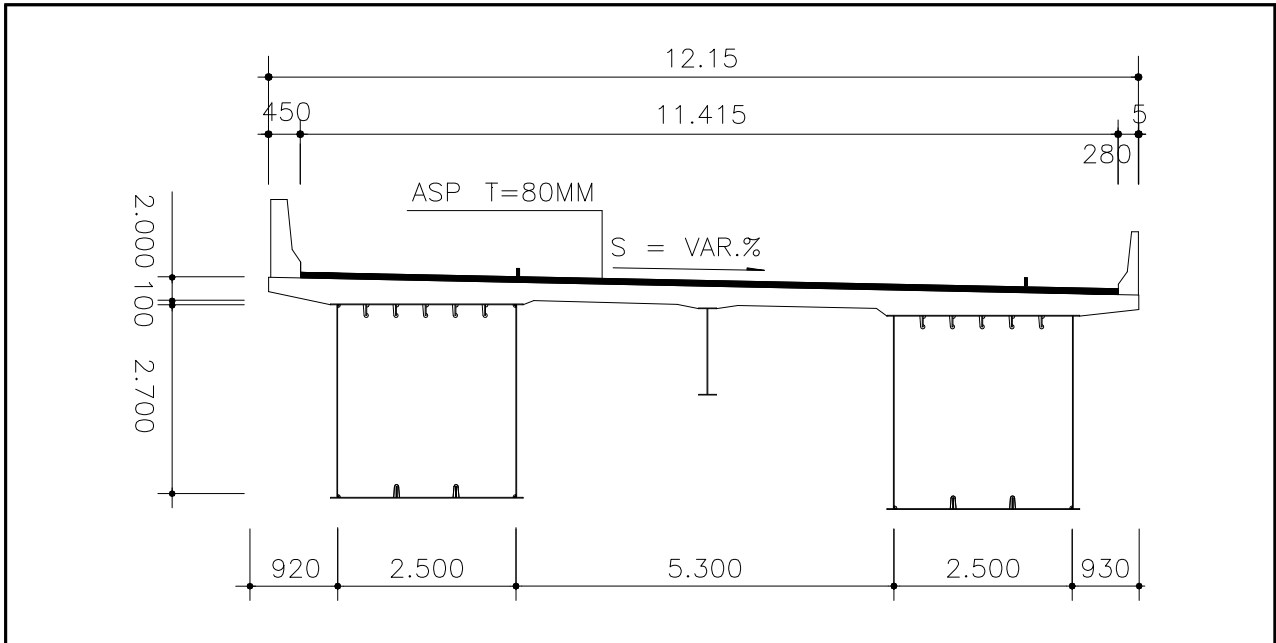
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	83.684	127.569	1.524	O.K

【표 5.2.80】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산 S1~S3)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	32.681	89.390	240.000	125.000	704.777	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.27】 해석단면(부산 S1~S3)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

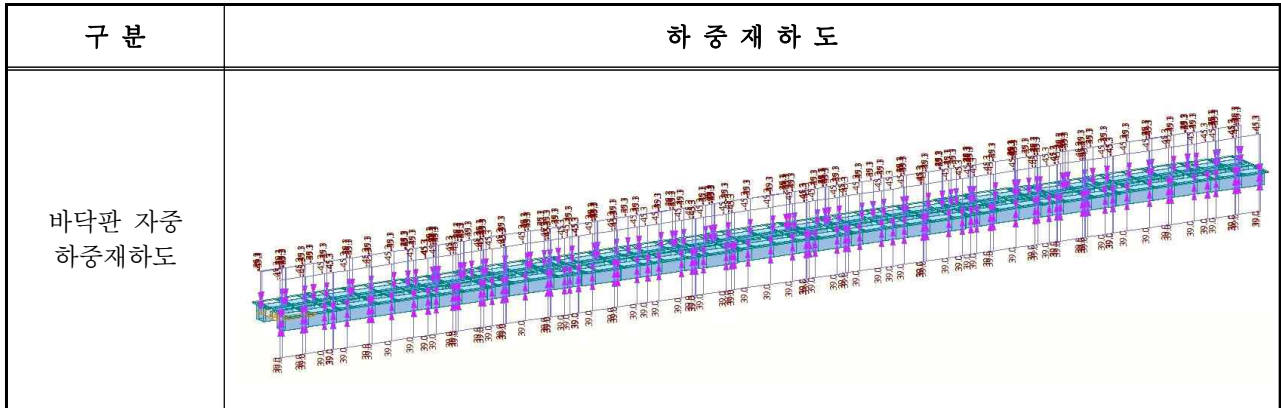
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	45.250	-39.141	
G2	2.500	45.313	38.970	

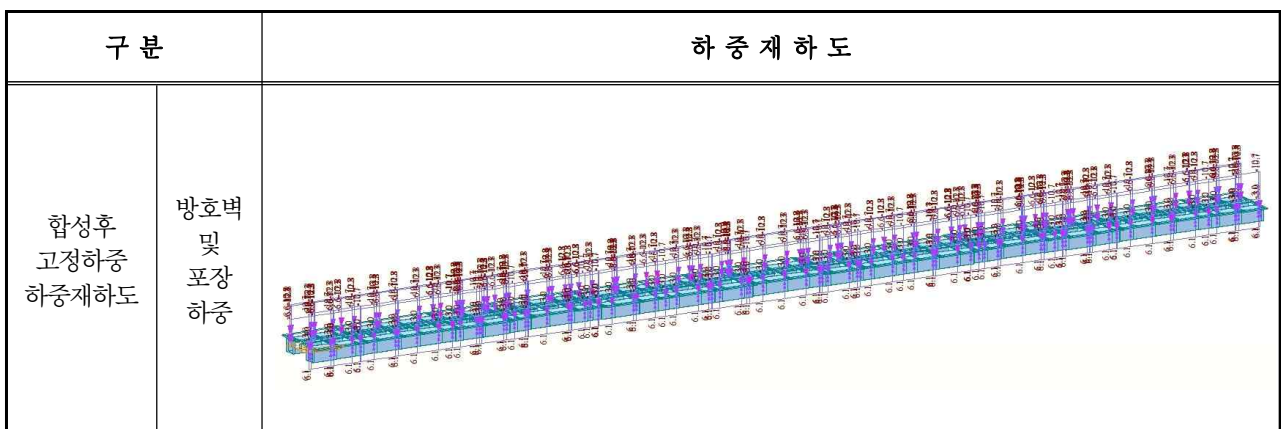


【그림 5.2.28】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S1~S3)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		증분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.570	12.779	10.341	-	-	-	
G2	-	-	10.663	-	3.007	-6.128	



【그림 5.2.29】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S1~S3)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 4@55.000 = 220.0m																											
충격계수(i)	• 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr><tr><td>6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td>23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td>9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td>27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td>12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td>31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td>16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td>34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td>20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>				W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10	20.1 ≤ W _c < 23.8	6		
	W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N																								
	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7																								
	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8																								
	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9																								
	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10																								
	20.1 ≤ W _c < 23.8	6																										
여기서, W _c : 연석간 교폭(11.420m를 적용)																												
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용																											
	• 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 5.2.81】 등가경간장 및 적용식(부산 S1~S3)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

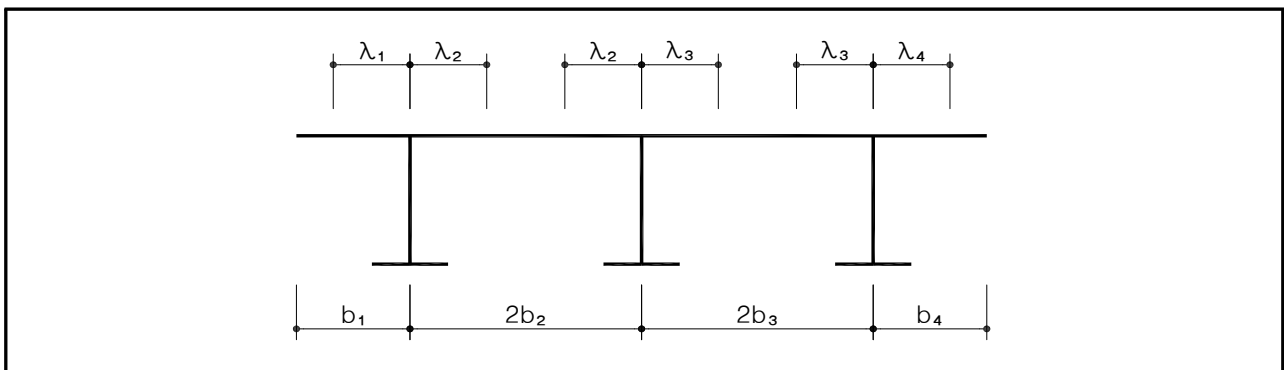
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.30】 플랜지의 유효폭(부산 S1~S3)

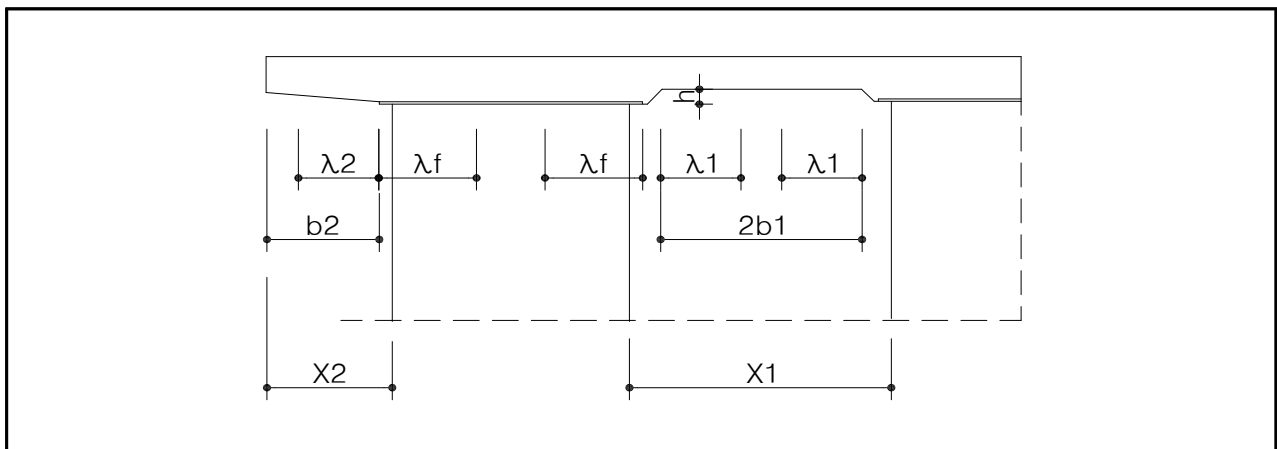
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
4, 7 경간중앙부	44.000	M	
4, 5, 6 경간지점부	22.000	M	
5, 6 경간중앙부	33.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉖ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.31】 바닥판의 유효폭(부산 S1~S3)

㉗ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.82】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S1~S3)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.042	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.951	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.170	0.852

【표 5.2.83】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S1~S3)

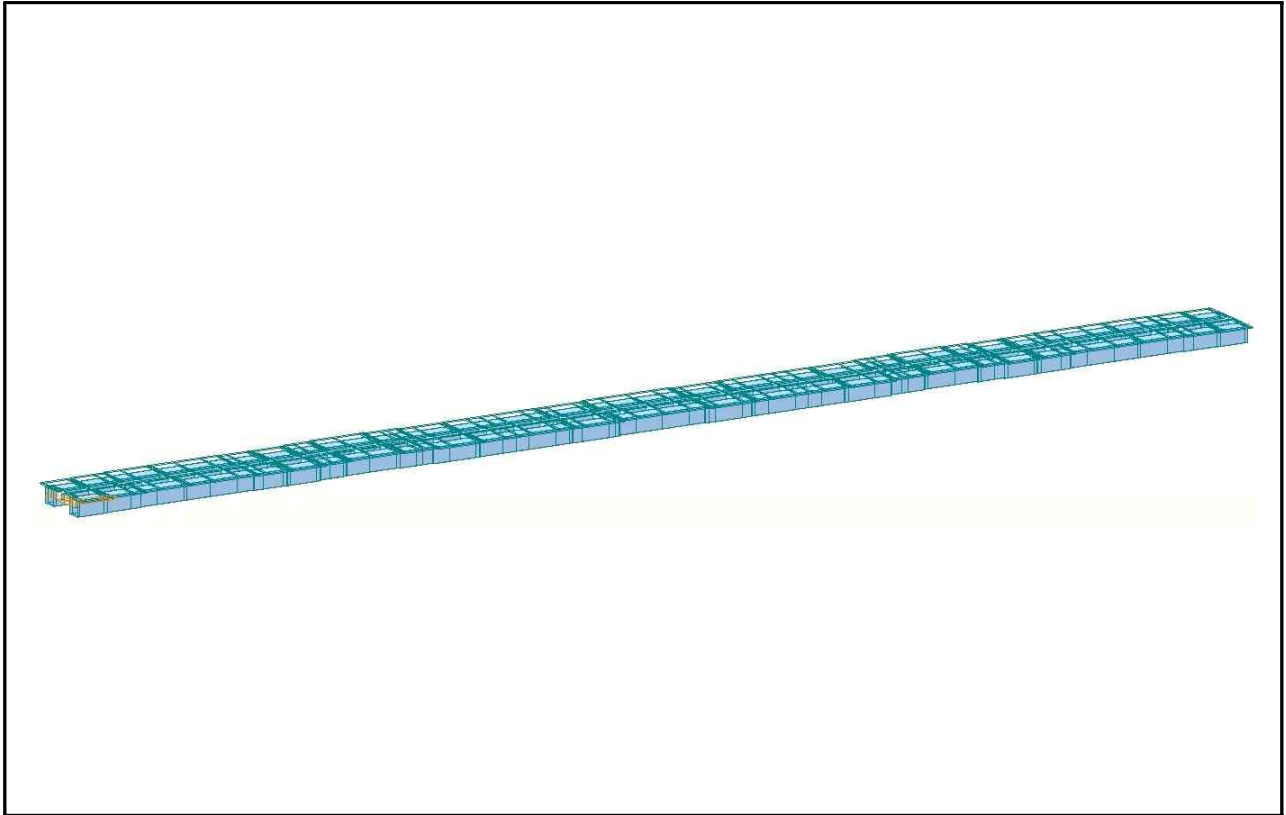
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.052	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.961	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.178	0.852

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

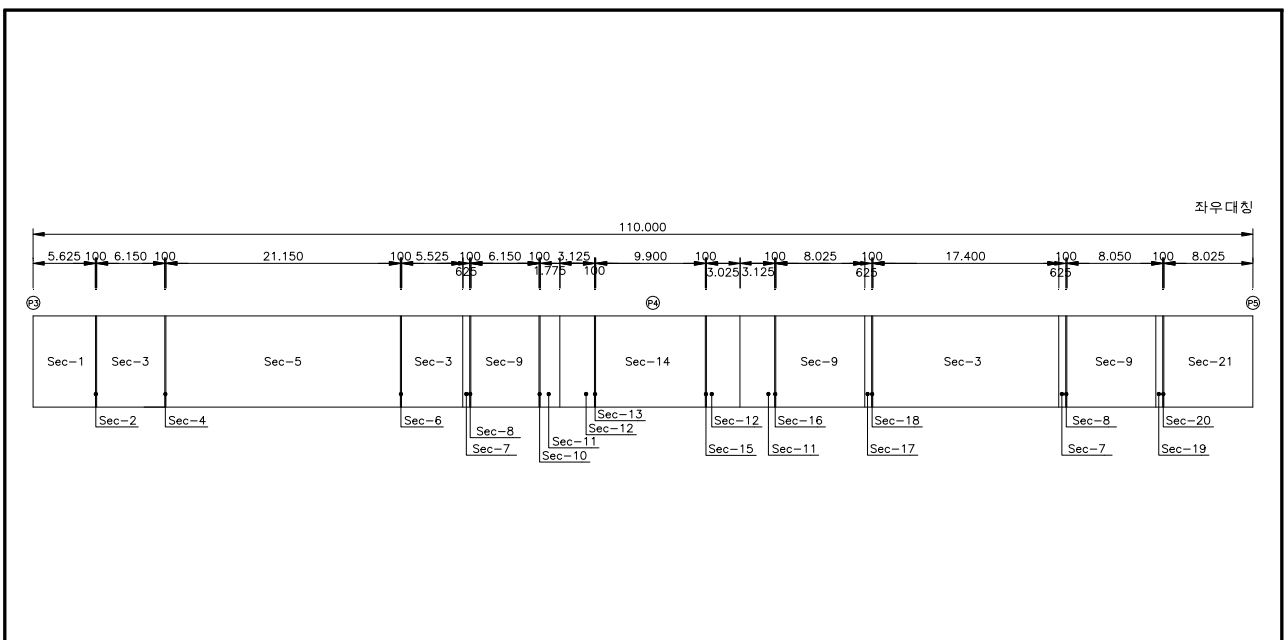
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.32】 해석모델링(부산 S1~S3)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.33】 거더 단면위치(부산 S1~S3)

【표 5.2.84】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

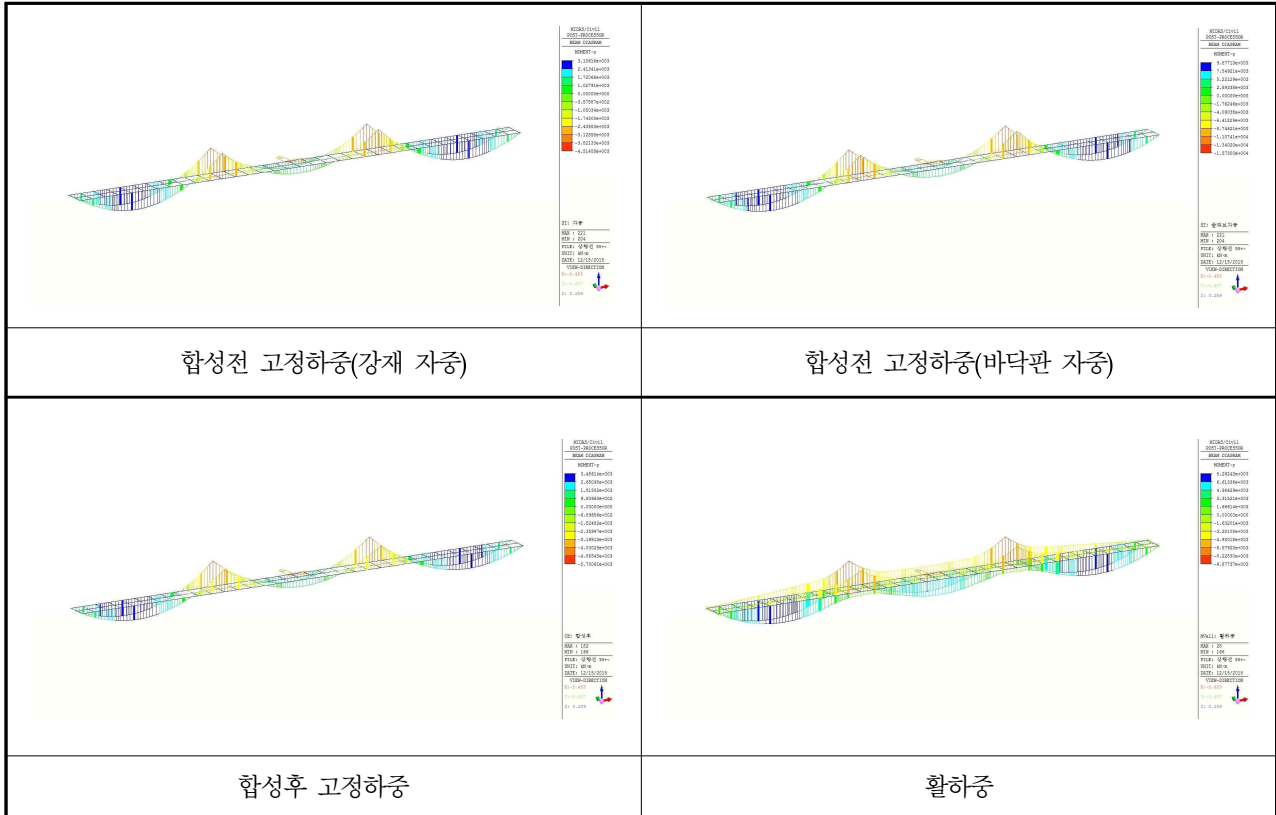
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	320620311835	606551677067	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	374291857339	619673677067	268399893967	
단면 - 5	합성전	184200	254870660263	164554610400	257614391262	
	합성후	336200	466267068212	632795677067	296846346861	
단면 - 6	합성전	173400	230571743867	157993610400	240005850568	
	합성후	325400	460224695380	626234677067	293473163321	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	308000	387174805285	613112677067	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302600	384890751269	609832177067	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 10	합성전	166800	219947100637	151432610400	232164392850	
	합성후	318800	369160384716	619673677067	258317895466	
단면 - 11	합성전	193800	272203865498	167835110400	264103541005	
	합성후	345800	484388609748	636076177067	298338083925	
단면 - 12	합성전	189600	264356310560	167835110400	264103541005	
	합성후	341600	482537425643	636076177067	298338083925	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	374000	499881051269	655759177067	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	401000	605892368805	672161677067	324944807181	
단면 - 15	합성전	216600	302519513019	184237610400	278817102387	
	합성후	368600	581176359884	652478677067	317089701359	
단면 - 16	합성전	107400	165480979	52488000000	17556348	
	합성후	259400	2180734298	520729066667	34257186	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298400	345877078538	609832177067	254575701150	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

【표 5.285】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	320504295333	604245074983	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	374155926976	617367074983	268399893967	
단면 - 5	합성전	184200	254870660263	164554610400	257614391262	
	합성후	335950	466076053998	630489074983	296846346861	
단면 - 6	합성전	173400	230571743867	157993610400	240005850568	
	합성후	325150	460022871989	623928074983	293473163321	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	307750	387020325496	610806074983	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302350	384731725026	607525574983	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 10	합성전	166800	219947100637	151432610400	232164392850	
	합성후	318550	369031482048	617367074983	258317895466	
단면 - 11	합성전	193800	272203865498	167835110400	264103541005	
	합성후	345550	484192515563	633769574983	298338083925	
단면 - 12	합성전	189600	264356310560	167835110400	264103541005	
	합성후	341350	482337734661	633769574983	298338083925	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	373750	499709855809	653452574983	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	400750	605659369053	669855074983	324944807181	
단면 - 15	합성전	216600	302519513019	184237610400	278817102387	
	합성후	368350	580906513379	650172074983	317089701359	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	323950	471298331167	620647574983	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298150	345747263603	607525574983	254575701150	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

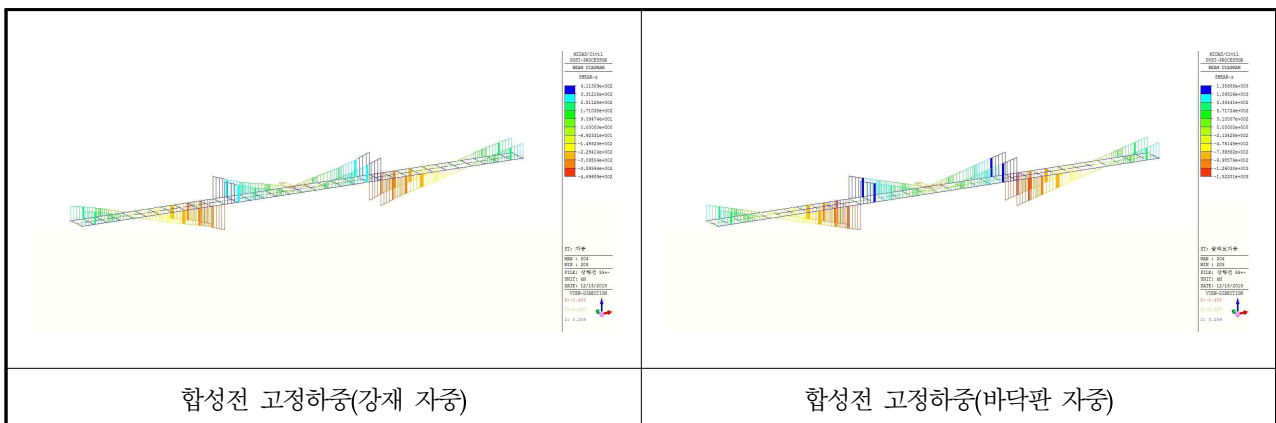
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

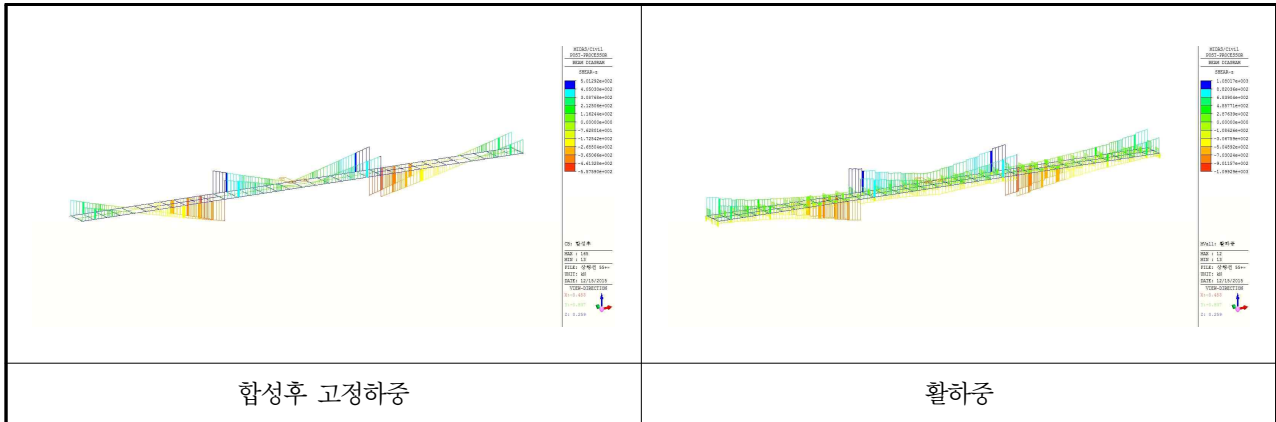


【그림 5.2.34】 휨모멘트도(부산 S1~S3)

㉡ 전단력



【그림 5.2.35】 전단력도(부산 S1~S3)



【그림 5.2.35】 전단력도(부산 S1~S3, 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 5.2.86】 영향계수 k 값 산출 결과(부산 S1~S3)

	구 분		k값
	G1	S1	0.575
		P1	-0.185
		S2	-0.185
		P2	-0.185
		S3	0.561
	G2	S1	0.575
		P1	-0.185
		S2	-0.185
		P2	-0.185
		S3	0.561

③ 단면력 산정결과

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

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.87】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,974.007	3,486.141	8,262.434	497.907	25,220.489
	전단력 (kN)	83.789	23.802	355.314	20.314	483.219
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1.012	9.528	599.934	0.005	608.455
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,968.495	3,178.980	7,314.868	498.118	23,960.461
	전단력 (kN)	83.885	18.865	310.108	20.322	433.18
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.829	9.479	364.338	0.006	374.652

【표 5.2.88】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,704.068	1,671.340	6,670.331	315.167	14,360.906
	전단력 (kN)	282.349	81.987	425.633	36.926	826.895
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.122	9.803	603.678	0.016	613.619
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,709.193	1,453.158	5,926.217	315.147	13,403.715
	전단력 (kN)	282.606	70.787	377.871	36.942	768.206
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.105	9.713	388.766	0.018	398.602

【표 5.2.89】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,974.007	3,486.141	8,262.433	599.506	25,322.087
	전단력 (kN)	45.128	12.556	348.074	20.320	426.078
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.012	14.268	591.016	0.005	606.301
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,983.284	3,181.545	7,314.867	599.759	24,079.455
	전단력 (kN)	45.183	9.774	301.992	20.328	377.277
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.801	14.162	354.268	0.006	367.635

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.90】 1경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,244.041	-4,916.757	-8,164.621	-1,108.875	-34,434.294
	전단력 (kN)	-1,991.698	-469.681	-898.321	-39.960	-3,399.66
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.305	-30.048	-1,071.102	-0.028	-1,101.483
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,244.041	-4,916.757	-8,164.621	-1,108.875	-34,434.294
	전단력 (kN)	-1,991.698	-469.681	-898.321	-39.960	-3,399.66
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.305	-30.048	-1,071.102	-0.028	-1,101.483

【표 5.2.91】 2경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S1~S3)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,225.919	-5,700.613	-9,877.374	-1,108.406	-36,912.312
	전단력 (kN)	-1,989.802	-557.590	-1,099.289	-36.944	-3,683.625
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.368	-21.263	-1,237.416	-0.028	-1,259.075
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,244.041	-4,916.757	-8,164.624	-1,108.875	-34,434.297
	전단력 (kN)	-1,911.698	-469.681	-898.321	-36.960	-3,316.66
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.288	-19.379	-1,071.979	-0.028	-1,091.674

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.92】 G1 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.184	-65.192	182.038	190.000	2.454	2.914
1+2+3	92.538	-116.846	182.038	190.000	1.967	1.626
1+2+3+4	97.984	-115.950	209.344	190.000	2.137	1.639
1+2+3+4+5	110.409	-114.206	209.344	190.000	1.896	1.664
1+2+3+4+5+6	124.722	-111.178	236.649	218.500	1.897	1.965
1+2+3+4+5-6	96.097	-117.235	236.649	218.500	2.463	1.864

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.152 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{110.409}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{11.152}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.278 + 0.010 = 0.288 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-116.846}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.152}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.378 + 0.010 = 0.388 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.93】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.826	16.200	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	7.378	16.200	O.K(2.19)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	163.643	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	145.772	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.696	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.336	315.000	O.K(1.69)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.94】 G1 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	40.050	-39.338	148.183	190.000	3.700	4.830
1+2+3	53.689	-87.727	148.183	190.000	2.760	2.166
1+2+3+4	55.702	-84.856	170.410	190.000	3.059	2.239
1+2+3+4+5	63.637	-73.035	170.410	190.000	2.678	2.602
1+2+3+4+5+6	75.278	-57.460	192.638	218.500	2.559	3.803
1+2+3+4+5-6	51.996	-88.609	192.638	218.500	3.705	2.466

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 16.495 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{75.278}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{16.495}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.153 + 0.022 = 0.175 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-87.727}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.495}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.213 + 0.022 = 0.236 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.95】 G1 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.185	16.200	O.K(3.12)
	크리프, 건조수축 제외시	6.814	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	100.740	315.000	O.K(3.12)
	크리프, 건조수축 제외시	90.792	315.000	O.K(3.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-148.117	315.000	O.K(2.12)
	크리프, 건조수축 제외시	-162.809	315.000	O.K(1.93)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.96】 G1 3경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.184	-65.192	182.038	190.000	2.454	2.914
1+2+3	92.690	-117.275	182.038	190.000	1.964	1.620
1+2+3+4	98.097	-116.307	209.344	190.000	2.134	1.634
1+2+3+4+5	110.417	-114.409	209.344	190.000	1.896	1.661
1+2+3+4+5+6	124.657	-111.177	236.649	218.500	1.898	1.965
1+2+3+4+5-6	96.177	-117.640	236.649	218.500	2.461	1.857

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.257 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{110.417}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{10.257}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.278 + 0.009 = 0.287 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-117.275}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.257}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.381 + 0.009 = 0.390 < 1.2 \therefore O.K$$

㉑ 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 5.2.97】 G1 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.887	16.200	O.K(2.75)
	크리프, 건조수축 제외시	7.448	16.200	O.K(2.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	163.754	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	146.027	315.000	O.K(2.15)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.594	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-187.460	315.000	O.K(1.68)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.98】 G2 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.153	-65.164	182.038	190.000	2.455	2.916
1+2+3	90.604	-111.523	182.038	190.000	2.009	1.704
1+2+3+4	95.569	-110.705	209.344	190.000	2.191	1.716
1+2+3+4+5	108.007	-108.959	209.344	190.000	1.938	1.744
1+2+3+4+5+6	122.328	-105.926	236.649	218.500	1.935	2.063
1+2+3+4+5-6	93.686	-111.991	236.649	218.500	2.526	1.951

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.965 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{122.328}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{8.965}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.267 + 0.007 = 0.274 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-111.523}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.965}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.345 + 0.007 = 0.351 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.99】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.231	16.200	O.K(3.09)
	크리프, 건조수축 제외시	6.734	16.200	O.K(2.40)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.448	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.046	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-173.456	315.000	O.K(1.81)
	크리프, 건조수축 제외시	-176.021	315.000	O.K(1.78)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.100】 G2 2경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	40.086	-39.374	148.183	190.000	3.697	4.826
1+2+3	52.191	-82.379	148.183	190.000	2.839	2.306
1+2+3+4	53.941	-79.883	170.410	190.000	3.159	2.378
1+2+3+4+5	61.887	-68.047	170.410	190.000	2.754	2.792
1+2+3+4+5+6	73.539	-52.460	192.638	218.500	2.620	4.165
1+2+3+4+5-6	50.235	-83.635	192.638	218.500	3.835	2.613

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 14.281 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{73.539}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{14.281}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.146 + 0.017 = 0.163 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-82.379}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.281}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.188 + 0.017 = 0.205 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 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 5.2.101】 G2 2경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.678	16.200	O.K(3.46)
	크리프, 건조수축 제외시	6.258	16.200	O.K(2.58)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	97.543	315.000	O.K(3.22)
	크리프, 건조수축 제외시	87.846	315.000	O.K(3.58)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-137.999	315.000	O.K(2.28)
	크리프, 건조수축 제외시	-152.330	315.000	O.K(2.06)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.102】 G2 3경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.237	-65.238	182.038	190.000	2.452	2.912
1+2+3	90.845	-112.037	182.038	190.000	2.004	1.696
1+2+3+4	95.777	-111.153	209.344	190.000	2.186	1.709
1+2+3+4+5	108.110	-109.252	209.344	190.000	1.936	1.739
1+2+3+4+5+6	122.359	-106.016	236.649	218.500	1.934	2.061
1+2+3+4+5-6	93.861	-112.487	236.649	218.500	2.521	1.942

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.055 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{122.359}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{8.055}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.146 + 0.017 = 0.163 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-112.037}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{8.055}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.348 + 0.005 = 0.353 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉤ 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 5.2.103】 G2 3경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.292	16.200	O.K(3.06)
	크리프, 건조수축 제외시	6.805	16.200	O.K(2.38)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.682	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.416	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-174.471	315.000	O.K(1.80)
	크리프, 건조수축 제외시	-177.256	315.000	O.K(1.77)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.104】 G1 1경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-82.962	77.062	190.000	190.000	2.290	2.466
1+2+3	-143.712	139.381	190.000	190.000	1.322	1.363
1+2+3+4	-148.121	132.658	190.000	190.000	1.283	1.432
1+2+3+4+5	-142.880	140.926	190.000	190.000	1.330	1.348
1+2+3+4+5+6	-131.684	156.730	218.500	218.500	1.659	1.394
1+2+3+4+5-6	-154.076	125.123	218.500	218.500	1.418	1.746

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 64.450 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-148.121}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.450}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.608 + 0.343 = 0.951 < 1.2 \therefore \text{O.K}\alpha$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{140.926}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{64.450}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.550 + 0.343 = 0.983 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.105】 G1 1경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.797	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.572	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-231.186	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.018	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.418	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.872	315.000	O.K(1.35)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.106】 G1 2경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-82.962	77.062	190.000	190.000	2.290	2.466
1+2+3	-143.712	139.381	190.000	190.000	1.322	1.363
1+2+3+4	-148.121	132.658	190.000	190.000	1.283	1.432
1+2+3+4+5	-142.880	140.926	190.000	190.000	1.330	1.348
1+2+3+4+5+6	-131.684	156.730	218.500	218.500	1.659	1.394
1+2+3+4+5-6	-154.076	125.123	218.500	218.500	1.418	1.746

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 64.458 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-148.121}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.458}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.608 + 0.343 = 0.951 < 1.2 \therefore \text{O.K}\alpha$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{140.926}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.458}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.550 + 0.343 = 0.894 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.107】 G1 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.797	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.572	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-231.186	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.018	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.418	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	231.872	315.000	O.K(1.35)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.108】 G2 1경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.036	77.131	190.000	190.000	2.288	2.463
1+2+3	-134.670	130.114	190.000	190.000	1.411	1.460
1+2+3+4	-138.477	124.312	190.000	190.000	1.372	1.528
1+2+3+4+5	-133.225	132.594	190.000	190.000	1.426	1.433
1+2+3+4+5+6	-122.007	148.422	218.500	218.500	1.791	1.472
1+2+3+4+5-6	-144.443	116.765	218.500	218.500	1.513	1.871

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 59.018 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-138.477}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.531 + 0.288 = 0.819 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.594}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.487 + 0.288 = 0.775 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 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 5.2.109】 G2 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-124.254	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.617	400.000	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-213.526	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.971	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.887	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	214.407	315.000	O.K(1.46)

㉔ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.110】 G2 2경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S1~S3)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.036	77.131	190.000	190.000	2.288	2.463
1+2+3	-134.670	130.114	190.000	190.000	1.411	1.460
1+2+3+4	-138.477	124.312	190.000	190.000	1.372	1.528
1+2+3+4+5	-133.225	132.594	190.000	190.000	1.426	1.433
1+2+3+4+5+6	-122.007	148.422	218.500	218.500	1.791	1.472
1+2+3+4+5-6	-144.443	116.765	218.500	218.500	1.513	1.871

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 59.018 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-138.477}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.531 + 0.288 = 0.819 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.594}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.487 + 0.288 = 0.775 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

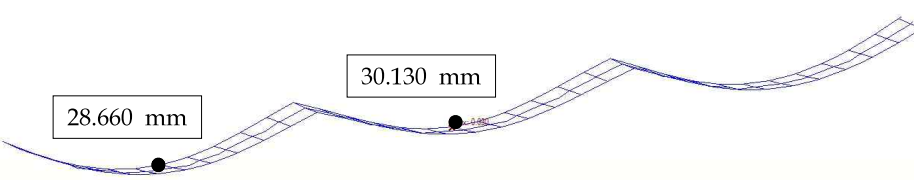
(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.111】 G2 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-124.254	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.617	400.000	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-213.526	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.971	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	216.887	315.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	214.407	315.000	O.K(1.46)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
55.0 m	28.660 mm	<	110.000 mm	O.K
60.0 m	30.130 mm	<	120.000 mm	O.K



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE
RESULTANT
X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1
Z-DIR= -3.013E-002
NODE= 1
COMB.= 3.013E-002
NODE= 1
SCALEFACTOR= 2.821E+002

8) 받침용량 검토

【표 5.2.112반력 집계결과(부산)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH-1	1616.590	848.145	-73.422	20.340	-20.349	2350.974	1457.311
	SH-2	1543.490	653.034	-131.345	20.349	-20.343		
P1	SH-1	4847.977	688.919	-104.873	57.327	-57.325	5598.611	4559.716
	SH-2	4650.947	894.700	-159.946	57.351	-57.349		
P2	SH-1	4847.977	894.698	-104.873	57.327	-57.325	5598.597	4559.714
	SH-2	4650.947	688.919	-159.946	57.325	-57.353		
A2	SH-1	1616.590	848.145	-73.422	20.341	-20.339	2350.975	1457.313
	SH-2	1543.490	653.034	-131.345	20.349	-20.349		

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

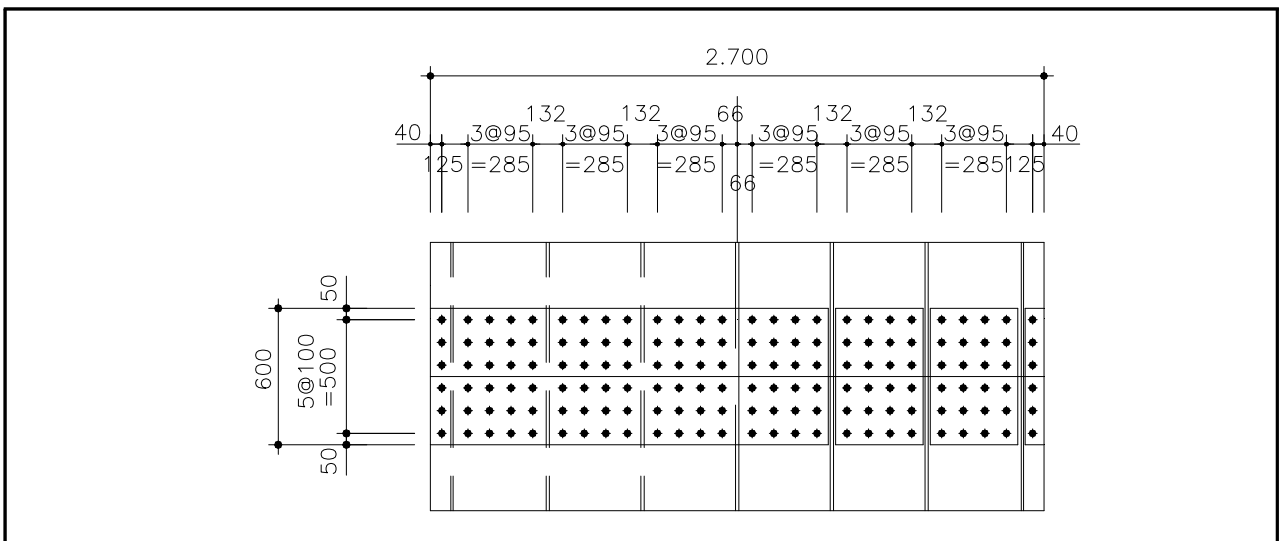
① 현장이음부 검토

강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G1-SP2(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				
12,974.01	3,486.14	45.128	12.556	606.301	74.18	-65.19	-59.41
- 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 플랜지의 이음



【그림 5.236】 압축부 플랜지 이음(부산 S1~S3)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 74.184 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 258.8 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.935 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.938 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

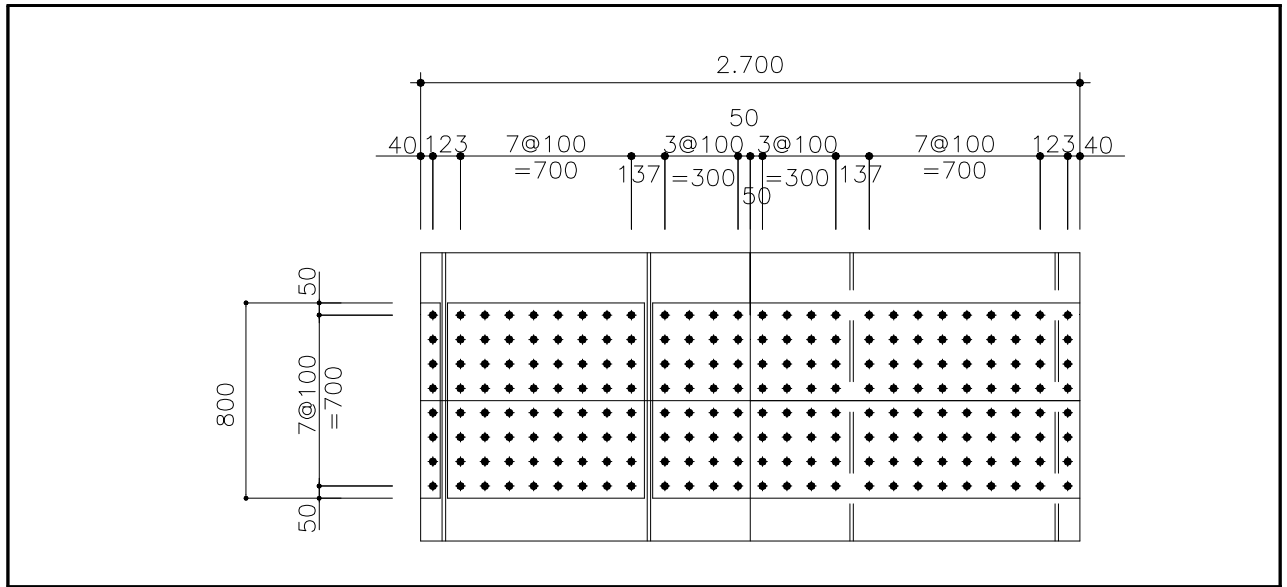
$$I_s = 2.549 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.790 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.37】 인장부 플랜지 이음(부산 S1~S3)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 65.192\text{MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5\text{MPa}$ 적용

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 104\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 28,350.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 4 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 84,840.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 111.20 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 269.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.743 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.538 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

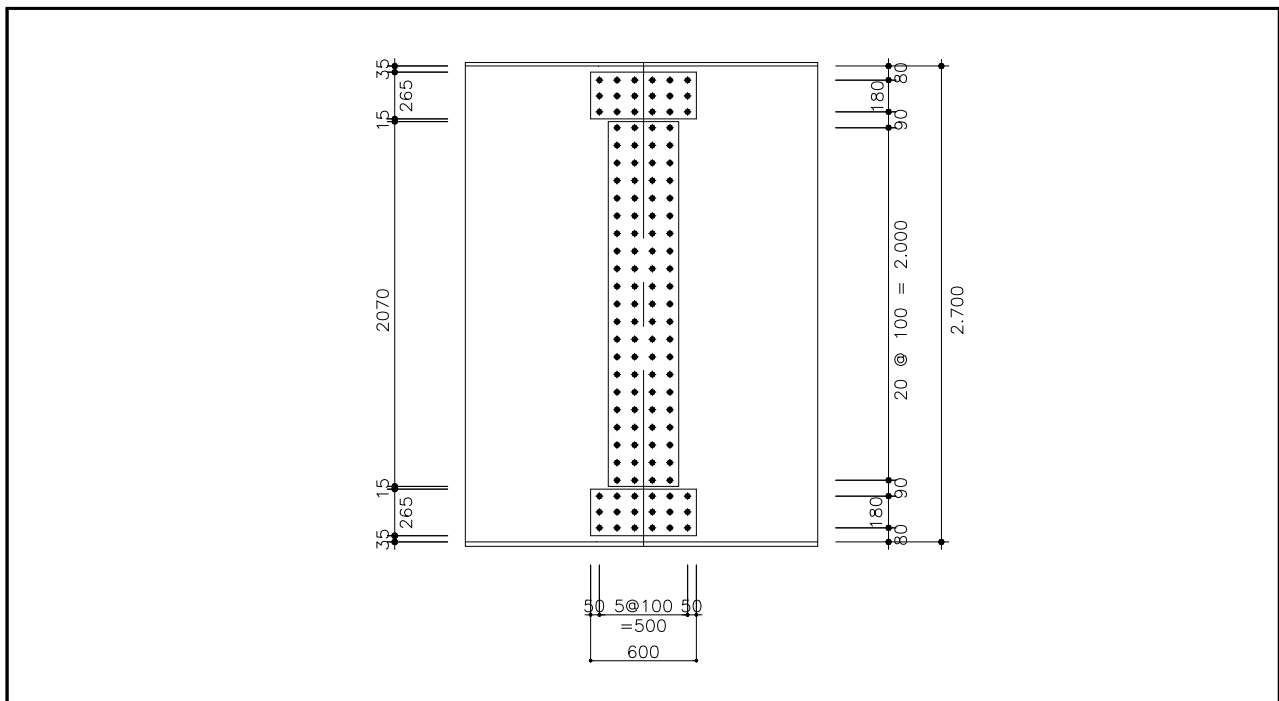
$$I_s = 2.549 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.790 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.238】 Web 이음(부산 S1~S3)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (28,842.0 + 757,876.3) / 60 EA = 13,112.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{64,296.0^2 + 15,314.6^2} = 58,124.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.661 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.785 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 845.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 202.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.007 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.172 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,462.3\text{mm} \quad y_{sl} = 1,261.7\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 722.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,001.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 43.956 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 43.324 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

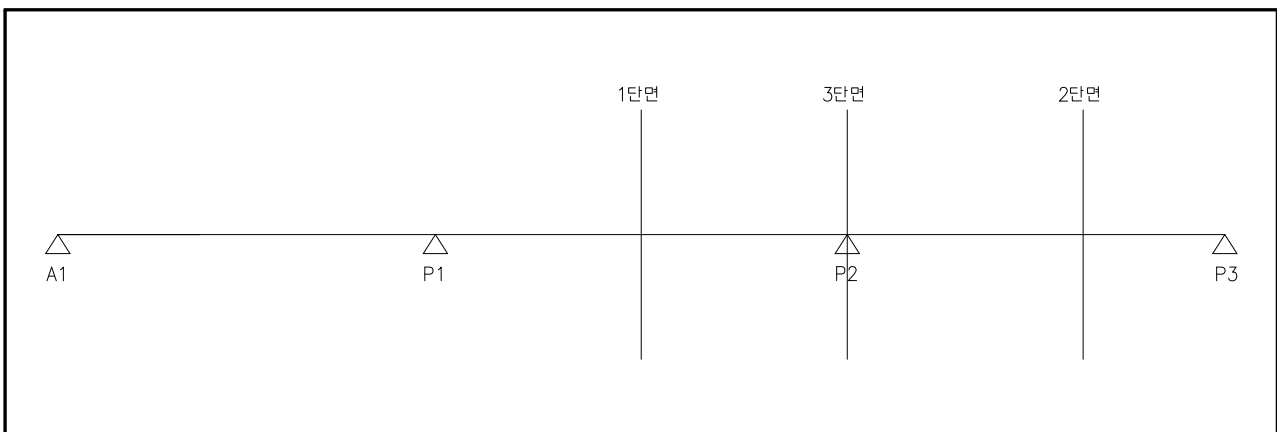
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

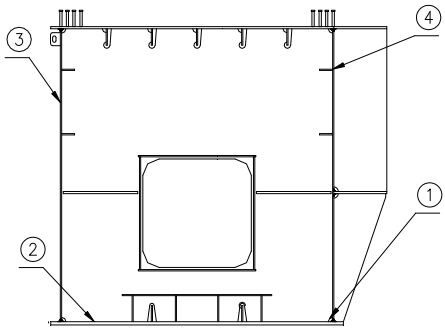
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



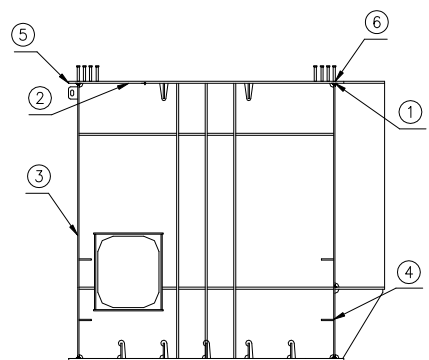
【그림 5.2.39】 피로조사 단면위치(부산 S1~S3)

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

<단면 1, 2>

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 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	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	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	7812.567	9824.648	4.792E+11	2097	34.189	42.994	B	126	203	O.K
②				2097	34.189	42.994	C	91	147	O.K
③				902	14.705	18.492	E	56	91	O.K
④				363	5.916	7.440	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	8792.056	10469.457	4.790E+11	1991	36.551	43.525	B	126	203	O.K
②				1991	36.551	43.525	C	91	147	O.K
③				801	14.707	17.513	E	56	91	O.K
④				325	5.963	7.101	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	5431.923	11551.171	3.746E+11	1369	19.850	42.212	B	126	203	O.K
②				1369	19.850	42.212	C	91	147	O.K
③				151	2.187	4.651	E	56	91	O.K
④				985	14.283	30.372	E	56	91	O.K
⑤				1346	19.515	41.499	E	56	91	O.K
⑥				1361	19.732	41.961	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 절점 12을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1524.645	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.746E+11	8	22.6	14.6	63	O.K
DL하중	2179.46									20.9	84	O.K

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1524.645	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.746E+11	8	22.6	19.9	63	O.K
DL하중	2179.46									28.4	84	O.K

5.2.4 부산방향(4@55, S4~S7)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $(55.0+60.0+55.0) + 4@55.0 = 390.0\text{m}$ (총연장), $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.7\text{m}$
- ⑥ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,702MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 11,444MPa(바닥판), 9,927MPa(교각)

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}) : 205,000MPa
- ㉣ 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 : $\ell/r \leq 18.6$	190 : $\ell/r \leq 16.0$	215 : $\ell/r \leq 15.1$	270 : $\ell/r \leq 13.4$
	140-0.82(ℓ/r -18.6) :	190-1.29(ℓ/r -16.0):	215-1.55(ℓ/r -15.1):	270-2.19(ℓ/r -13.4):
	18.6 < $\ell/r \leq 92.8$	16.0 < $\ell/r \leq 80.1$	15.1 < $\ell/r \leq 75.5$	13.4 < $\ell/r \leq 67.1$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
40초과 75이하	6,700+(ℓ/r) ² :	5,000+(ℓ/r) ² :	4,400+(ℓ/r) ² :	3,500+(ℓ/r) ² :
	92.8 < ℓ/r	80.1 < ℓ/r	75.5 < ℓ/r	67.1 < ℓ/r
	130 : $\ell/r \leq 19.4$	175 : $\ell/r \leq 16.6$	200 : $\ell/r \leq 15.5$	260 : $\ell/r \leq 13.7$
	130-0.73(ℓ/r -19.4) :	175-1.15(ℓ/r -16.6) :	200-1.40(ℓ/r -15.5):	260-2.07(ℓ/r -13.7) :
75초과 100이하	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	15.5 < $\ell/r \leq 77.7$	13.7 < $\ell/r \leq 68.6$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :	4,700+(ℓ/r) ² :	3,600+(ℓ/r) ² :
	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r	77.7 < ℓ/r	68.6 < ℓ/r
75초과 100이하	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$	195 : $\ell/r \leq 15.8$	250 : $\ell/r \leq 13.9$
	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :	195-1.35(ℓ/r -15.8):	250-1.96(ℓ/r -13.9) :
	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	13.9 < $\ell/r \leq 69.4$
	1,200,000	1,200,000	1,200,000	1,200,000
75초과 100이하	7,300+(ℓ/r) ² :	5,300+(ℓ/r) ² :	4,800+(ℓ/r) ² :	3,700+(ℓ/r) ² :
	97.0 < ℓ/r	82.8 < ℓ/r	78.9 < ℓ/r	69.4 < ℓ/r

여기서,

ℓ : 부재의 유효좌굴길이(mm)

r : 부재 종단면의 단면회전반경(mm)

㉠ 허용휨압축응력(MPa)

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

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

- ㉢ ㉡에 규정한 이외의 경우

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

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

- 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차(ΔT) : $\pm 10^{\circ}\text{C}$
- 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수(α) : 12×10^{-6}

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 최종수축율(ϵ_s) : 27×10^{-5}
- 건조수축 계산을 위한 크리프 계수(ϕ_2) : $\phi_2 = 2 \phi_1 = 2 \times 2 = 4$
- 건조수축 계산을 위한 탄성계수비 : $n_2 = n (1 + \phi_2 / 2) = 8 \times (1 + 4 / 2) = 24$

⑥ 하중조합

- LCB1 : 합성전 고정하중
- LCB2 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
- LCB3 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

5) 참고문헌

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

나. 바닥판 구조검토

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

1) 좌측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.725	2.918	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.587	0.359	
③	$0.30 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.690	0.906	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.500	0.131	
⑤	$0.42 \times 0.125 \times 25 = 1.313$	0.630	0.827	
⑥	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 4.350$	0.435	1.892	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 1.088$	0.290	0.315	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	13.735		7.511	

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)

- 윤택하중 분포폭

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

여기서, $X = 0.120\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.120} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

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

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 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 = 1.000m

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.320 \text{ m} = 3.960 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.890 = 3.524 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 35.816 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 67.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 27.807 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.243 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 20.685 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.120 ≤ 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 180) = (80 \times 0.120 + 230) = 214.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 214.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 300.0mm

철근 피복두께(d_c) = 50.0mm , 유효깊이(d) = 250.0mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 67.767\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$

- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$

- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$

- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$

- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 20.685 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 56.578 \text{ MPa}$$

- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$

- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 56.578) - 2.5 \times 42.000 = 1290.634\text{mm}$$

- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 56.578) = 1113.507\text{mm}$$

- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1113.507\text{mm}$

- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1113.507\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

$$\text{철근콘크리트} : 0.300\text{m} \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.500\text{kN/m}^2$$

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

$$\Sigma w_d = 9.340\text{kN/m}^2$$

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.450^2}{10} = 5.606\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.450m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.450} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.450+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.650\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.650 = 31.720\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 75.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 37.326 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.450 + 130) = 204.0 \text{ mm} < 300.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0\text{mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0\text{mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.690}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 75.486\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 200.0) = 0.0079$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 200.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 37.326 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 102.095 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 102.095) - 2.5 \times 42.0 = 670.090 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 102.095) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 617.072 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 617.072 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 우측 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN · m)	비 고
①	$0.095 \times 0.56 \times 25 = 1.330$	0.828	1.101	
②	$\frac{1}{2} \times 0.06 \times 0.56 \times 25 = 0.420$	0.760	0.319	
③	$0.155 \times 0.175 \times 25 = 0.678$	0.798	0.541	
④	$\frac{1}{2} \times 0.125 \times 0.175 \times 25 = 0.273$	0.678	0.185	
⑤	$0.28 \times 0.075 \times 25 = 0.525$	0.735	0.386	
⑥	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 1.100$	0.293	0.323	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	9.821		5.116	

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)

- 윤택하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.295 + 1.14 = 1.376\text{m}$$

여기서, X = 0.295m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.295} = 0.372 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.295 \times (1+0.300)}{1.376} = 26.756\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

수평충돌력 H 가 노면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1.0 m 마다 작용시

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

$$\text{작용높이 } h = 1.000 \text{ m}$$

$$M_{co} = H \times h = 32.500 \times 1.000 = 32.500 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중(방호벽)

$$P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 1.130 \text{ m} = 3.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 3.390 \times 0.795 = 2.695 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 83.684 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.186 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.374 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.155 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 32.681 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.49 > 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.275 + 230) = 252.0 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 269.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 50.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 250.0 \text{ mm}$$

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

- 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(250.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 83.684\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 250.0) = 0.0064$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.258 \times 250.0 = 64.500$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 32.681 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 89.390 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 89.390) - 2.5 \times 42.000 = 779.721\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 89.390) = 704.777\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 704.777\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 704.777\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.524으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.113】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S4~S7)

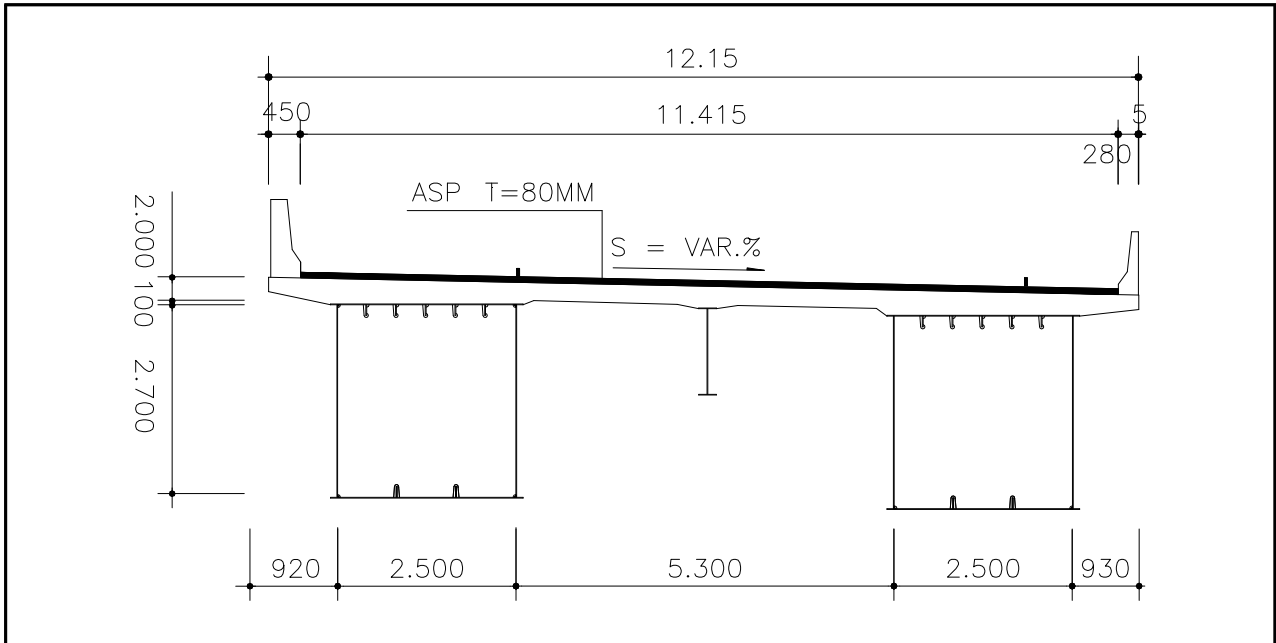
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	67.767	127.569	1.882	O.K
중앙부	75.486	127.569	1.690	O.K
우측 캔틸레버부	83.684	127.569	1.524	O.K

【표 5.2.114】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산 S4~S7)

구 분	M_o (kN·m)	인장응력(f_s) (MPa)	허용응력(f_{sa}) (MPa)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	20.685	56.578	240.000	125.000	1113.507	O.K
중앙부	37.326	102.095	240.000	125.000	617.072	O.K
우측 캔틸레버부	32.681	89.390	240.000	125.000	704.777	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.40】 해석단면(부산 S4~S7)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

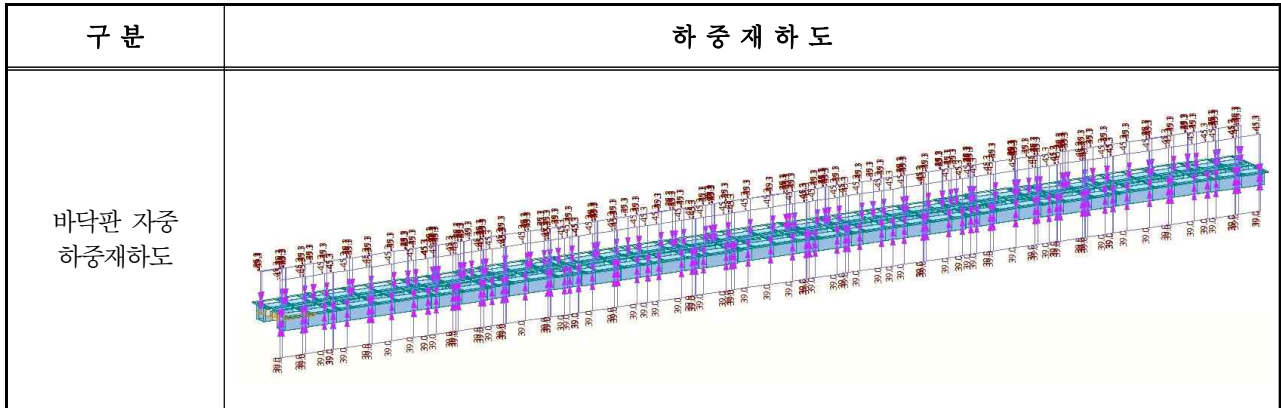
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	45.250	-39.141	
G2	2.500	45.313	38.970	

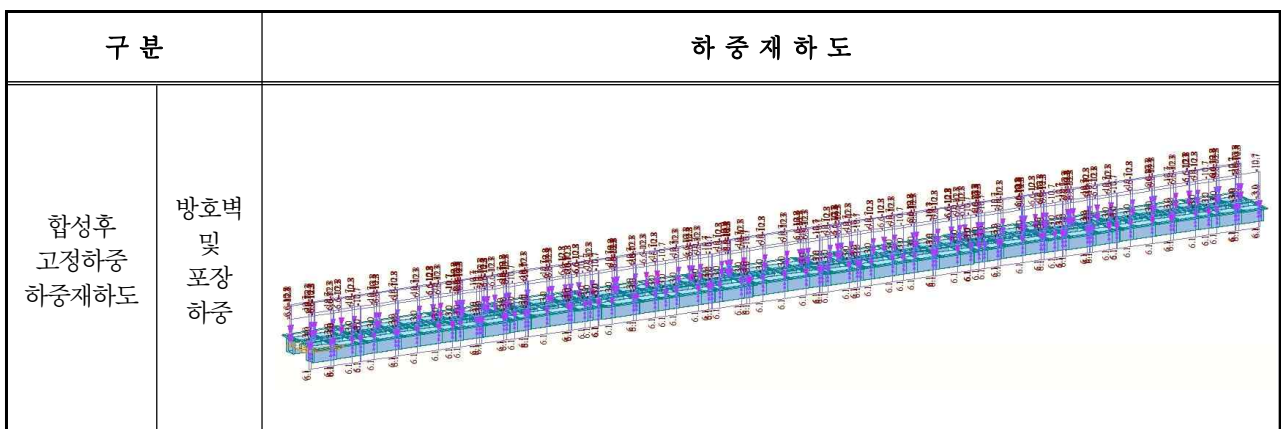


【그림 5.2.41】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S4~S7)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		증분대 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.570	12.779	10.341	-	-	-	
G2	-	-	10.663	-	3.007	-6.128	



【그림 5.2.42】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S4~S7)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 4@55.000 = 220.0m																											
충격계수(i)	• 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용																											
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)																									
	P _m	108kN	P _f	24 kN																								
	P _s	156kN	P _r	96 kN																								
	W _ℓ	12.7kN/m																										
설계차로	<table><tr><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr><tr><td>6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td>23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td>9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td>27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td>12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td>31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td>16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td>34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td>20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td></td><td></td></tr></table>				W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10	20.1 ≤ W _c < 23.8	6		
	W _c 의 범위(m)	N	W _c 의 범위(m)	N																								
	6.0 ≤ W _c < 9.1	2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7																								
	9.1 ≤ W _c < 12.8	3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8																								
	12.8 ≤ W _c < 16.4	4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9																								
	16.4 ≤ W _c < 20.1	5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10																								
	20.1 ≤ W _c < 23.8	6																										
여기서, W _c : 연석간 교폭(11.420m를 적용)																												
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중해석 기능을 사용																											
	• 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 5.2.115】 등가경간장 및 적용식(부산 S4~S7)

구분	유효폭의 변화상태	등가경간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②
		변화구간은 직선보간 적용.	

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

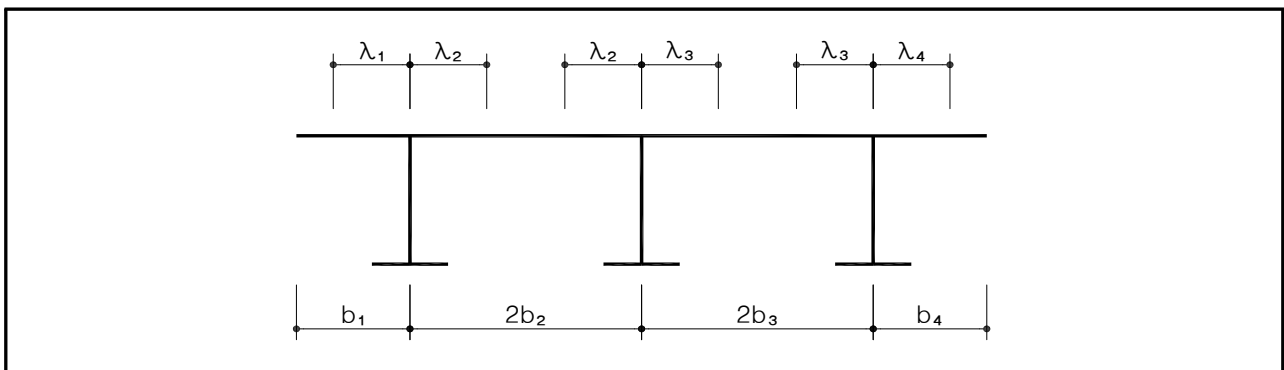
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.43】 플랜지의 유효폭(부산 S4~S7)

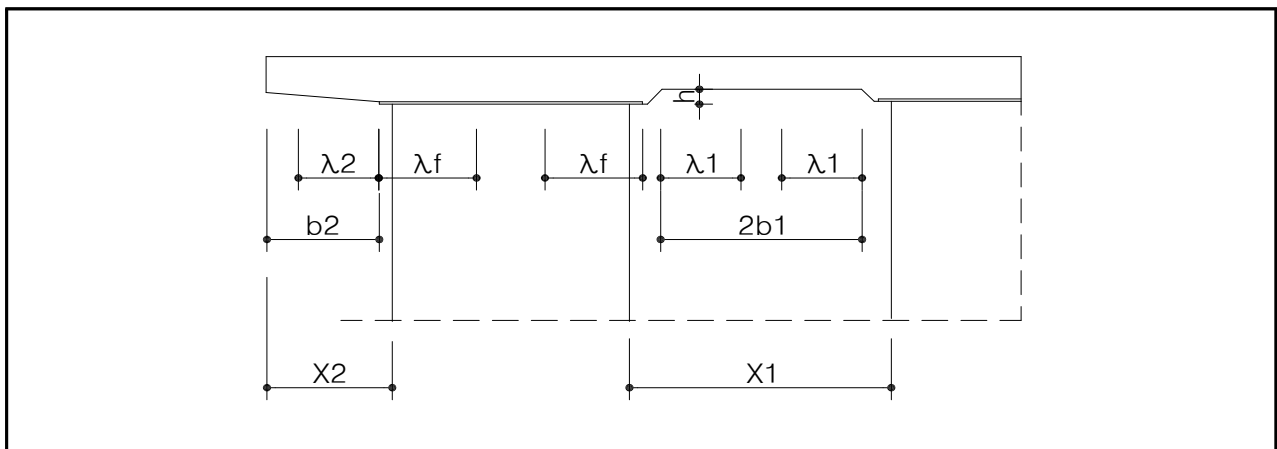
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
4, 7 경간중앙부	44.000	M	
4, 5, 6 경간지점부	22.000	M	
5, 6 경간중앙부	33.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.44】 바닥판의 유효폭(부산 S4~S7)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.116】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S4~S7)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.042	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.951	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.170	0.852

【표 5.2.117】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S4~S7)

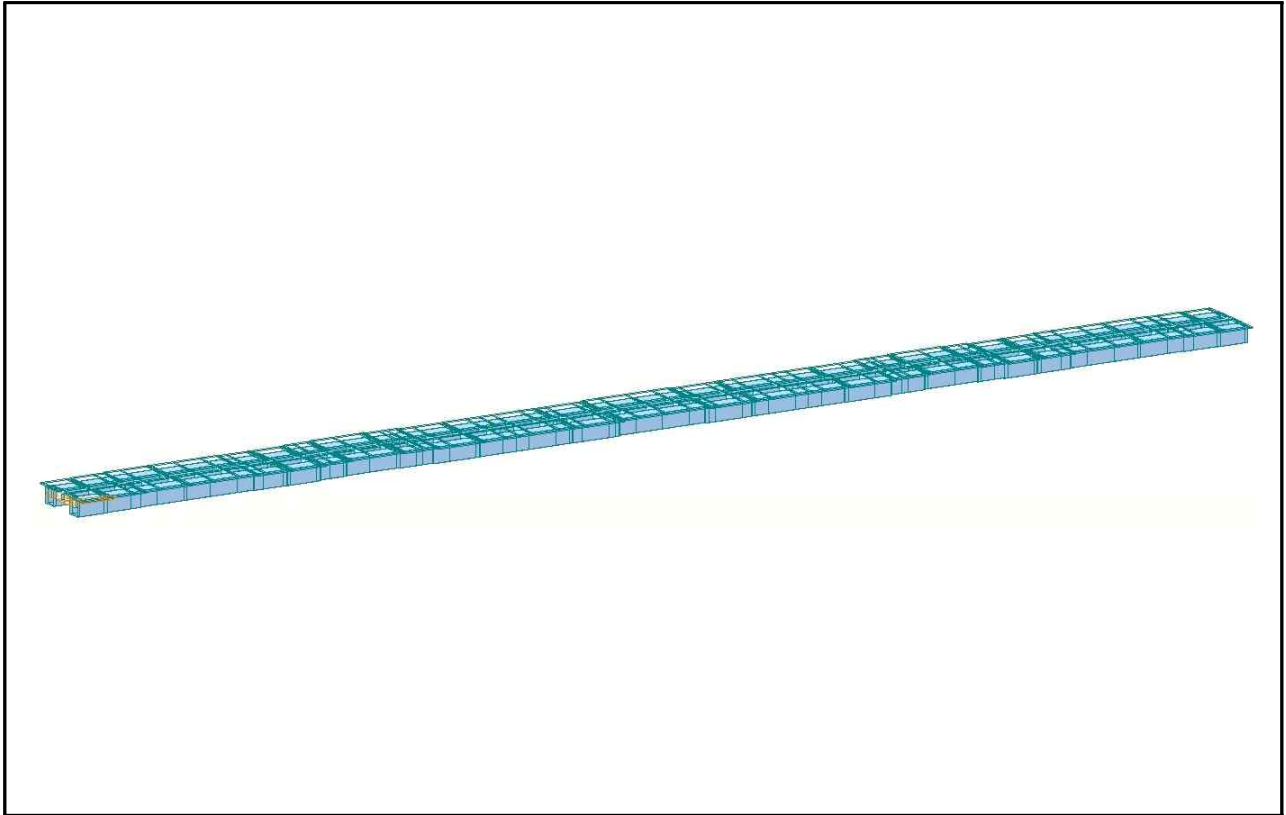
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.052	0.995
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.961	0.980
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.178	0.852

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

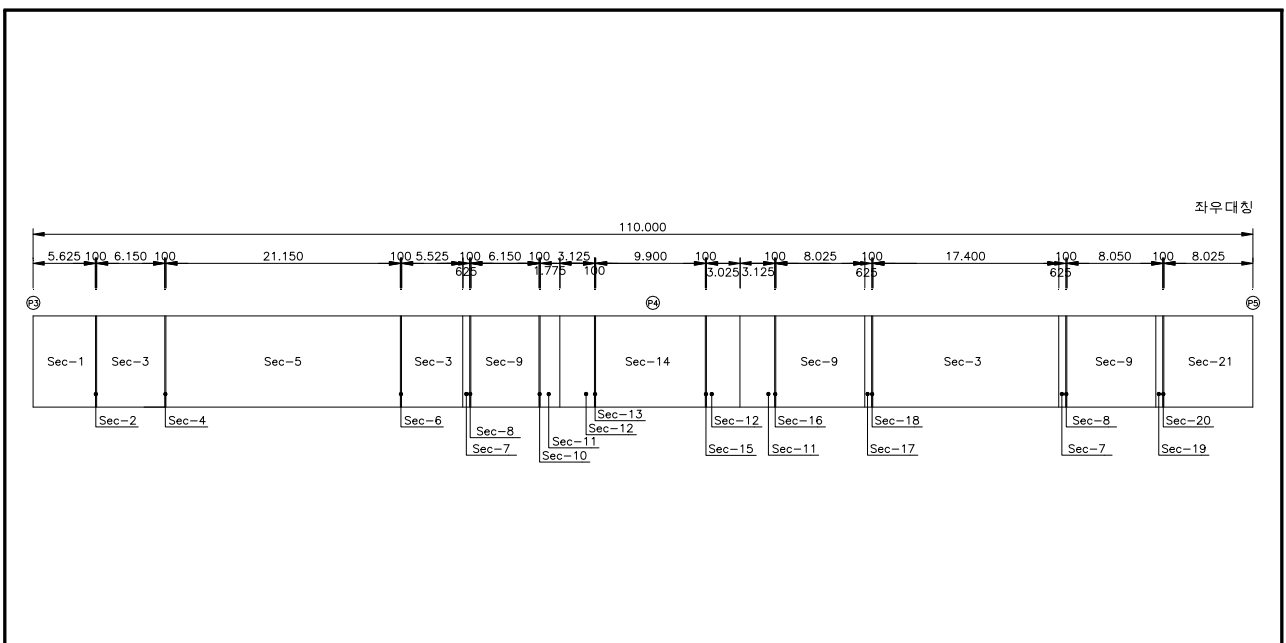
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.45】 해석모델링(부산 S4~S7)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.46】 거더 단면위치(부산 S4~S7)

【표 5.2.118】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S4~S7)

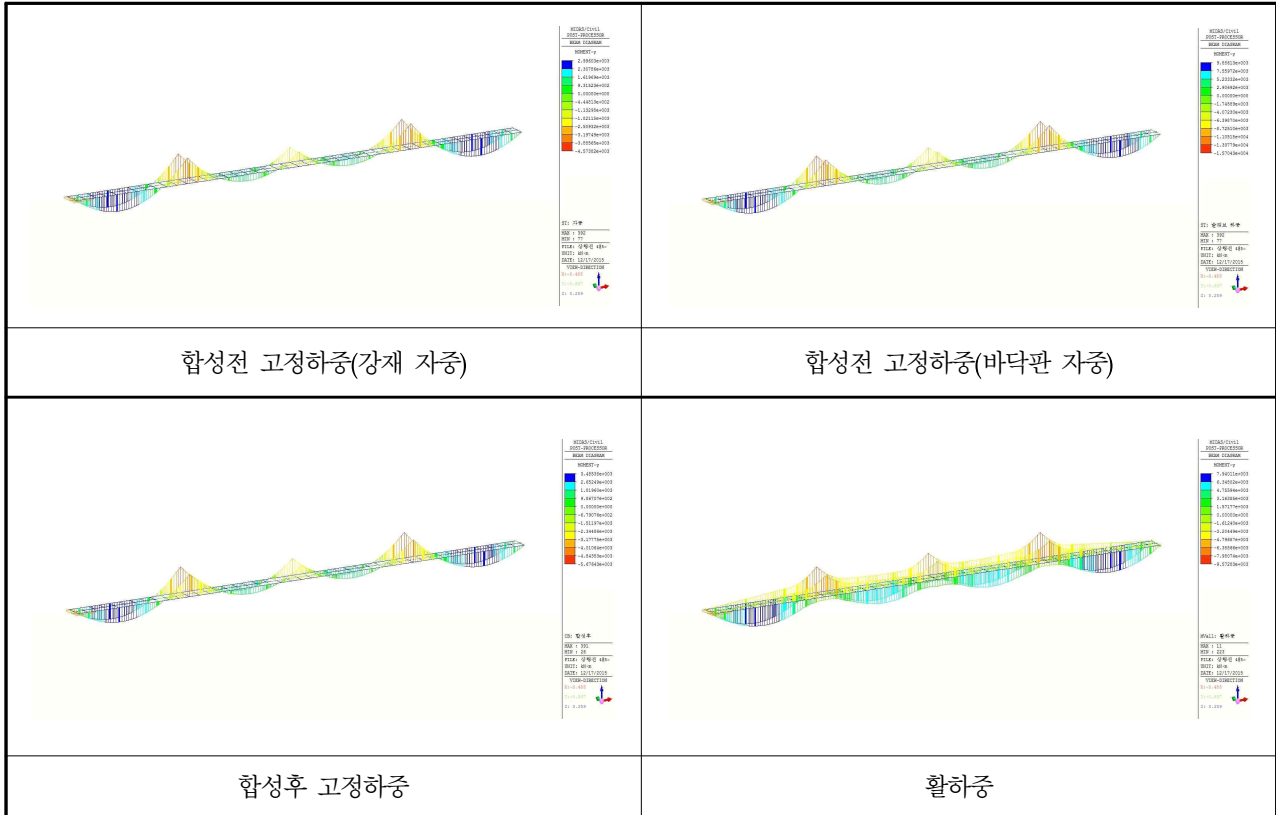
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1216000	319019173117	603271177067	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	320620311835	606551677067	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303800	370281462411	613112677067	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314600	374291857339	619673677067	268399893967	
단면 - 5	합성전	178800	245760781029	161274110400	253487440149	
	합성후	330800	444333568180	629515177067	291412096999	
단면 - 6	합성전	168000	222691900198	154713110400	236403055350	
	합성후	320000	438812245991	622954177067	288150708410	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	308000	387174805285	613112677067	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302600	384890751269	609832177067	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	297200	361380576966	606551677067	253099333449	
단면 - 10	합성전	172200	227943499710	154713110400	236403055350	
	합성후	324200	370974234836	622954177067	259383229760	
단면 - 11	합성전	199200	283178810933	171115610400	269554467680	
	합성후	351200	487398955802	639356677067	299720930968	
단면 - 12	합성전	195000	275783710530	171115610400	269554467680	
	합성후	347000	485612316119	639356677067	299720930968	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	374000	499881051269	655759177067	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	401000	605892368805	672161677067	324944807181	
단면 - 15	합성전	222000	316581090485	187518110400	284865041067	
	합성후	374000	585544662683	655759177067	318632240484	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	324200	471517069624	622954177067	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	344033543739	606551677067	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298400	345877078538	609832177067	254575701150	
단면 - 19	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	293000	360164382824	606551677067	253099333449	
단면 - 20	합성전	168000	211659440226	154713110400	227603925491	
	합성후	320000	469374770306	622954177067	291552208882	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

【표 5.2.119】 G2 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S4~S7)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	135600	165642324889	135030110400	194293879745	
	합성후	1214000	318899689798	600964574983	239297957770	
단면 - 2	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	320504295333	604245074983	240627932897	
단면 - 3	합성전	151800	195864337138	144871610400	220922393940	
	합성후	303550	370137587051	610806074983	265594526573	
단면 - 4	합성전	162600	214988186923	151432610400	235831191268	
	합성후	314350	374155926976	617367074983	268399893967	
단면 - 5	합성전	178800	245760781029	161274110400	253487440149	
	합성후	330550	444156522243	627208574983	291412096999	
단면 - 6	합성전	168000	222691900198	154713110400	236403055350	
	합성후	319750	438625087516	620647574983	288150708410	
단면 - 7	합성전	156000	202379064902	144871610400	220922393940	
	합성후	307750	387020325496	610806074983	265594526573	
단면 - 8	합성전	150600	191287054327	141591110400	210329723076	
	합성후	302350	384731725026	607525574983	263997472992	
단면 - 9	합성전	145200	182319840156	138310610400	203324113146	
	합성후	296950	361236145279	604245074983	253099333449	
단면 - 10	합성전	172200	227943499710	154713110400	236403055350	
	합성후	323950	370848795262	620647574983	259383229760	
단면 - 11	합성전	199200	283178810933	171115610400	269554467680	
	합성후	350950	487207944470	637050074983	299720930968	
단면 - 12	합성전	195000	275783710530	171115610400	269554467680	
	합성후	346750	485417872105	637050074983	299720930968	
단면 - 13	합성전	222000	324991098355	187518110400	287566231117	
	합성후	373750	499709855809	653452574983	305386421676	
단면 - 14	합성전	249000	378202003755	203920610400	304913067146	
	합성후	400750	605659369053	669855074983	324944807181	
단면 - 15	합성전	222000	316581090485	187518110400	284865041067	
	합성후	373750	585281562878	653452574983	318632240484	
단면 - 16	합성전	172200	221771483348	154713110400	227603925491	
	합성후	323950	471298331167	620647574983	291552208882	
단면 - 17	합성전	141000	175828125049	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	343899864413	604245074983	253099333449	
단면 - 18	합성전	146400	185662995912	141591110400	213219398554	
	합성후	298150	345747263603	607525574983	254575701150	
단면 - 19	합성전	141000	174711641729	138310610400	203324113146	
	합성후	292750	360017040679	604245074983	253099333449	
단면 - 20	합성전	168000	211659440226	154713110400	227603925491	
	합성후	319750	469151667027	620647574983	29155208882	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	5428000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	700000	
	세로보	13000	124683333	26108333	433333	

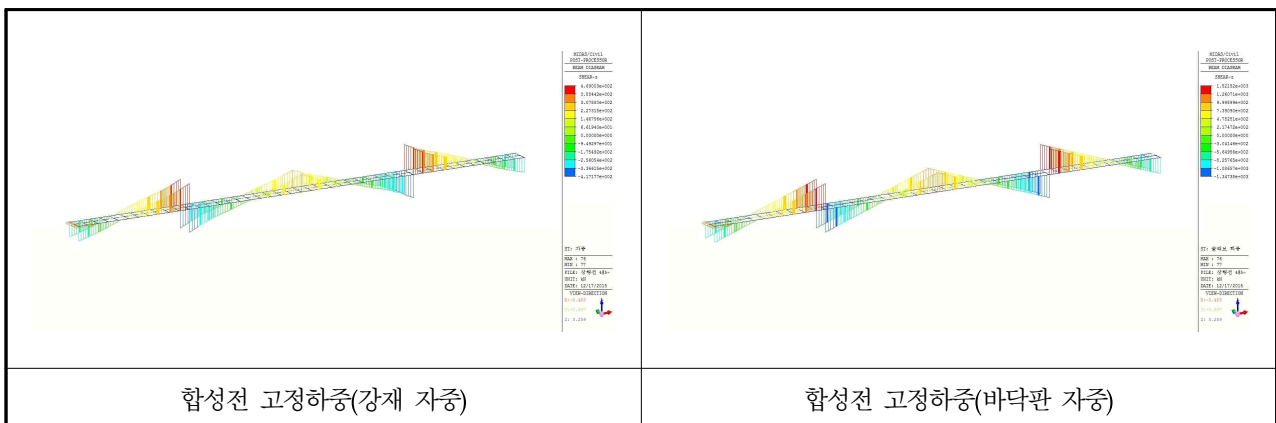
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

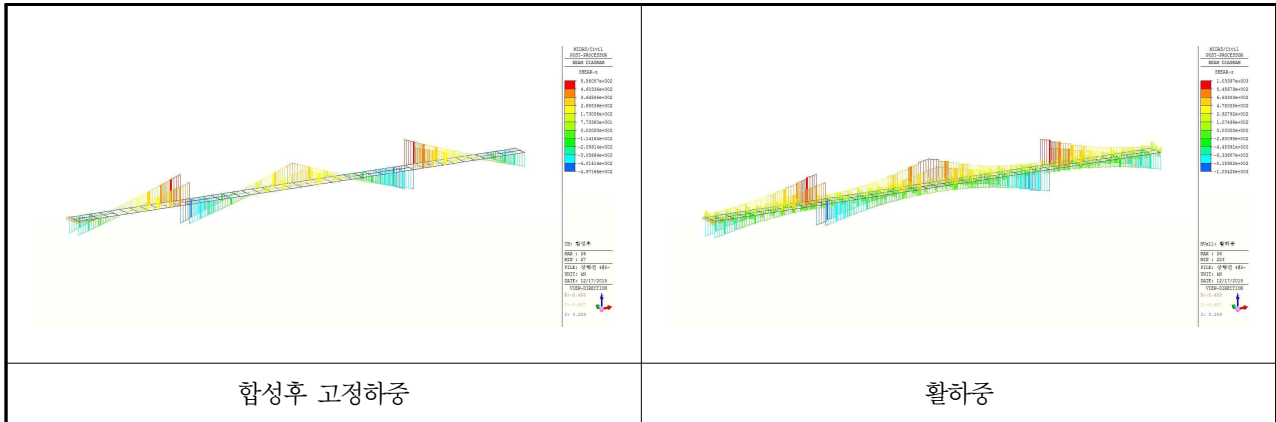


【그림 5.2.47】 휨모멘트도(부산 S4~S7)

㉡ 전단력



【그림 5.2.48】 전단력도(부산 S4~S7)



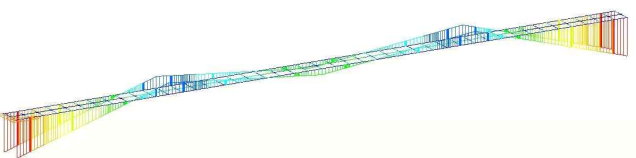
【그림 5.2.48】 전단력도(부산 S4~S7, 계속)

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 5.2.120】 영향계수 k 값 산출 결과(부산 S4~S7)

	구 분		k값
	G1	S4	0.530
		P4	-0.300
		S5	-0.09
		P5	0.160
		S6	-0.09
		P6	-0.300
		S7	0.530
	G2	S4	0.530
		P4	-0.300
		S5	-0.09
		P5	0.160
		S6	-0.09
		P6	-0.300
		S7	0.530

③ 단면력 산정결과

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

- 거더별 정모멘트부

【표 5.2.121】 4경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,873.070	3,485.380	7,940.110	567.856	24,866.416
	전단력 (kN)	209.400	61.230	349.590	23.130	643.35
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1.000	9.530	345.430	0.008	353.968
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,882.160	3,188.440	7,179.830	568.093	23,818.523
	전단력 (kN)	209.620	49.920	338.800	23.140	621.48
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.820	9.480	569.870	0.009	580.179

【표 5.2.122】 5경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,498.380	1,597.670	6,288.920	435.932	13,820.902
	전단력 (kN)	3.000	6.710	631.710	48.781	690.201
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.100	1.770	312.400	0.024	314.294
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,503.290	1,371.040	5,700.450	436.111	13,010.891
	전단력 (kN)	3.090	-0.180	345.470	48.801	397.181
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.160	1.690	540.330	0.026	541.886

【표 5.2.123】 6경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	5,498.380	1,579.670	6,288.920	435.932	13,802.902
	전단력 (kN)	3.000	6.710	361.710	48.781	420.201
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.100	-1.770	305.160	0.024	303.314
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,503.290	1,371.040	5,700.450	436.111	13,010.891
	전단력 (kN)	3.090	-0.180	345.470	48.801	397.181
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.160	-1.690	535.750	0.026	534.246

【표 5.2.124】 7경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	12,873.070	3,485.380	7,940.110	567.856	24,866.416
	전단력 (kN)	209.400	61.230	349.590	23.130	643.35
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.000	-9.530	-334.710	0.008	-343.232
G2	휨모멘트 (kN · m)	12,882.160	3,188.440	7,179.830	568.093	23,818.523
	전단력 (kN)	209.620	49.920	338.800	23.140	621.48
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.820	-9.480	545.700	0.009	535.409

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.125】 4경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,260.380	-5,676.430	-9,572.830	-1,262.125	-36,771.765
	전단력 (kN)	-1,762.800	-497.160	-1,004.280	-48.801	-3,313.041
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.020	-36.820	-795.540	-0.038	-832.378
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,278.140	-4,923.770	-7,803.640	-1,262.657	-34,268.207
	전단력 (kN)	-1,764.560	-412.210	-846.570	-48.822	-3,072.162
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.250	-35.110	-931.240	-0.038	-966.638

【표 5.2.126】 5경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-12,600.680	-3,682.950	-8,175.210	-1,421.835	-25,880.675
	전단력 (kN)	1,159.020	338.350	873.250	-48.739	2,321.881
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.200	-21.400	-721.710	-0.128	-743.438
G2	휨모멘트 (kN · m)	-12,613.500	-3,067.250	-6,676.970	-1,422.439	-23,780.159
	전단력 (kN)	1,160.240	278.040	723.210	-48.760	2,112.73
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.240	-19.590	-870.100	-0.126	-890.056

【표 5.2.127】 6경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S7)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-20,260.380	-5,676.430	-9,572.820	-1,262.125	-36,771.755
	전단력 (kN)	-1,762.800	-497.160	-1,004.280	-48.801	-3,313.041
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.430	-13.180	-763.900	-0.038	-777.548
G2	휨모멘트 (kN · m)	-20,278.140	-4,923.770	-7,803.640	-1,262.657	-34,268.207
	전단력 (kN)	-1,764.560	-412.210	-846.570	-48.822	-3,072.162
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.350	-11.290	-898.300	-0.038	-909.978

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

① 정모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.128】 G1 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.311	-69.002	182.038	190.000	2.450	2.754
1+2+3	92.298	-122.884	182.038	190.000	1.972	1.546
1+2+3+4	97.712	-121.750	209.344	190.000	2.142	1.561
1+2+3+4+5	109.896	-119.516	209.344	190.000	1.905	1.590
1+2+3+4+5+6	124.065	-115.850	236.649	218.500	1.907	1.886
1+2+3+4+5-6	95.728	-123.182	236.649	218.500	2.472	1.774

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.078 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.896}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{12.078}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.276 + 0.012 = 0.288 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-122.884}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.078}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.418 + 0.012 = 0.430 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.129】 G1 4경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.768	16.200	O.K(2.80)
	크리프, 건조수축 제외시	7.350	16.200	O.K(2.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.601	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	145.003	315.000	O.K(2.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-192.537	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-195.904	315.000	O.K(1.60)

㉕ 거더 G1(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.130】 G1 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.605	-37.920	148.183	190.000	3.838	5.011
1+2+3	51.751	-84.354	148.183	190.000	2.863	2.252
1+2+3+4	53.785	-81.925	170.410	190.000	3.168	2.319
1+2+3+4+5	62.408	-71.416	170.410	190.000	2.731	2.660
1+2+3+4+5+6	74.460	-57.453	192.638	218.500	2.587	3.803
1+2+3+4+5-6	50.357	-85.378	192.638	218.500	3.825	2.559

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 12.564 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{74.460}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{12.564}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.149 + 0.013 = 0.162 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-84.354}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.564}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.197 + 0.013 = 0.210 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.131】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.993	16.200	O.K(3.24)
	크리프, 건조수축 제외시	6.555	16.200	O.K(2.47)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	99.034	315.000	O.K(3.18)
	크리프, 건조수축 제외시	88.377	315.000	O.K(3.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-142.646	315.000	O.K(2.20)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.583	315.000	O.K(2.02)

㉔ 거더 G1 (6경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.132】 G1 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.605	-37.920	148.183	190.000	3.838	5.011
1+2+3	51.751	-84.354	148.183	190.000	2.863	2.252
1+2+3+4	53.785	-81.925	170.410	190.000	3.168	2.319
1+2+3+4+5	62.408	-71.416	170.410	190.000	2.731	2.660
1+2+3+4+5+6	74.460	-57.453	192.638	218.500	2.587	3.803
1+2+3+4+5-6	50.357	-85.378	192.638	218.500	3.825	2.559

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.331 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{74.460}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{8.331}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.149 + 0.006 = 0.155 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-84.354}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{8.331}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.197 + 0.006 = 0.203 < 1.2 \therefore O.K$$

㉑ 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 5.2.133】 G1 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.993	16.200	O.K(2.75)
	크리프, 건조수축 제외시	6.555	16.200	O.K(2.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	99.034	315.000	O.K(1.92)
	크리프, 건조수축 제외시	88.377	315.000	O.K(2.15)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-142.646	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-155.583	315.000	O.K(1.68)

㉔ 거더 G1(7경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.134】 G1 7경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.311	-69.002	182.038	190.000	2.450	2.754
1+2+3	92.298	-122.884	182.038	190.000	1.972	1.546
1+2+3+4	97.712	-121.750	209.344	190.000	2.142	1.561
1+2+3+4+5	109.896	-119.516	209.344	190.000	1.905	1.590
1+2+3+4+5+6	124.065	-115.850	236.649	218.500	1.907	1.886
1+2+3+4+5-6	95.728	-123.182	236.649	218.500	2.472	1.774

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 12.013 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{109.896}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{12.013}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.276 + 0.012 = 0.288 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-122.884}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.013}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.418 + 0.012 = 0.430 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.135】 G1 7경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.768	16.200	O.K(2.80)
	크리프, 건조수축 제외시	7.350	16.200	O.K(2.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.601	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	145.003	315.000	O.K(2.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-192.537	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-195.904	315.000	O.K(1.60)

㉕ 거더 G2(4경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.136】 G2 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.364	-69.051	182.038	190.000	2.448	2.752
1+2+3	90.743	-118.179	182.038	190.000	2.006	1.608
1+2+3+4	95.694	-117.142	209.344	190.000	2.188	1.622
1+2+3+4+5	107.891	-114.905	209.344	190.000	1.940	1.654
1+2+3+4+5+6	122.069	-111.235	236.649	218.500	1.939	1.964
1+2+3+4+5-6	93.714	-118.575	236.649	218.500	2.525	1.843

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 13.115 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{122.069}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{13.115}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.266 + 0.014 = 0.280 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-118.179}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.115}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.387 + 0.014 = 0.401 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.137】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.807	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.155	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.007	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.613	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.887	315.000	O.K(1.68)

㉠ 거더 G2(5경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.138】 G2 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.640	-37.954	148.183	190.000	3.835	5.006
1+2+3	50.506	-79.927	148.183	190.000	2.934	2.377
1+2+3+4	52.272	-77.819	170.410	190.000	3.260	2.442
1+2+3+4+5	60.906	-67.297	170.410	190.000	2.798	2.823
1+2+3+4+5+6	72.969	-53.323	192.638	218.500	2.640	4.098
1+2+3+4+5-6	48.844	-81.272	192.638	218.500	3.944	2.689

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 9.427 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{72.969}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{9.427}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.143 + 0.007 = 0.151 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-79.927}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.427}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.177 + 0.007 = 0.184 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 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 5.2.139】 G2 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.583	16.200	O.K(3.53)
	크리프, 건조수축 제외시	6.099	16.200	O.K(2.65)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	96.365	315.000	O.K(3.26)
	크리프, 건조수축 제외시	85.965	315.000	O.K(3.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.412	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.042	315.000	O.K(2.14)

㉠ 거더 G2(6경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.140】 G2 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	38.640	-37.954	148.183	190.000	3.835	5.006
1+2+3	50.506	-79.927	148.183	190.000	2.934	2.377
1+2+3+4	52.272	-77.819	170.410	190.000	3.260	2.442
1+2+3+4+5	60.906	-67.297	170.410	190.000	2.798	2.823
1+2+3+4+5+6	72.969	-53.323	192.638	218.500	2.640	4.098
1+2+3+4+5-6	48.844	-81.272	192.638	218.500	3.944	2.689

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.381 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{72.969}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{9.381}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.143 + 0.007 = 0.151 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-79.927}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.381}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.177 + 0.007 = 0.184 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.141】 G2 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.583	16.200	O.K(3.53)
	크리프, 건조수축 제외시	6.099	16.200	O.K(2.65)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	96.365	315.000	O.K(3.26)
	크리프, 건조수축 제외시	85.965	315.000	O.K(3.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-134.412	315.000	O.K(2.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-147.042	315.000	O.K(2.14)

㉕ 거더 G2(7경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.142】 G2 7경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	74.364	-69.051	182.038	190.000	2.448	2.752
1+2+3	90.743	-118.179	182.038	190.000	2.006	1.608
1+2+3+4	95.694	-117.142	209.344	190.000	2.188	1.622
1+2+3+4+5	107.891	-114.905	209.344	190.000	1.940	1.654
1+2+3+4+5+6	122.069	-111.235	236.649	218.500	1.939	1.964
1+2+3+4+5-6	93.714	-118.575	236.649	218.500	2.525	1.843

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 12.843 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{122.069}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{12.843}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.266 + 0.014 = 0.280 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-118.179}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{12.843}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.387 + 0.014 = 0.401 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.143】 G2 7경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.807	16.200	O.K(2.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	159.155	315.000	O.K(1.97)
	크리프, 건조수축 제외시	142.007	315.000	O.K(2.21)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-183.613	315.000	O.K(1.71)
	크리프, 건조수축 제외시	-186.887	315.000	O.K(1.68)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.144】 G1 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.424	77.487	190.000	190.000	2.278	2.452
1+2+3	-143.824	139.470	190.000	190.000	1.321	1.362
1+2+3+4	-147.516	132.025	190.000	190.000	1.288	1.439
1+2+3+4+5	-143.227	141.208	190.000	190.000	1.327	1.346
1+2+3+4+5+6	-133.498	158.392	218.500	218.500	1.637	1.379
1+2+3+4+5-6	-152.956	124.023	218.500	218.500	1.429	1.762

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F_v t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 56.160 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-147.516}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{56.160}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.603 + 0.261 = 0.863 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{141.208}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{56.160}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.552 + 0.261 = 0.813 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 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 5.2.145】 G1 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-145.879	400.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.385	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.793	315.000	O.K(1.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-230.390	315.000	O.K(1.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	234.806	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	233.068	315.000	O.K(1.35)

㉠ 거더 G1(5경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.146】 G1 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-70.932	64.564	190.000	190.000	2.679	2.943
1+2+3	-134.779	130.524	190.000	190.000	1.410	1.456
1+2+3+4	-140.819	126.345	190.000	190.000	1.349	1.504
1+2+3+4+5	-130.797	133.034	190.000	190.000	1.453	1.428
1+2+3+4+5+6	-111.655	147.345	218.500	218.500	1.957	1.483
1+2+3+4+5-6	-149.938	118.723	218.500	218.500	1.457	1.840

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 40.343 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-140.819}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{40.343}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.549 + 0.135 = 0.684 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{133.034}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{40.343}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.490 + 0.135 = 0.625 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.147】 G1 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-144.609	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-148.715	400.000	O.K(2.68)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.591	315.000	O.K(1.37)
	크리프, 건조수축 제외시	-233.574	315.000	O.K(1.34)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	227.020	315.000	O.K(1.38)
	크리프, 건조수축 제외시	224.510	315.000	O.K(1.40)

㉕ 거더 G1(6경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.148】 G1 6경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.547	77.602	190.000	190.000	2.274	2.448
1+2+3	-143.948	139.585	190.000	190.000	1.320	1.361
1+2+3+4	-147.639	132.140	190.000	190.000	1.287	1.438
1+2+3+4+5	-143.350	141.323	190.000	190.000	1.325	1.344
1+2+3+4+5+6	-133.621	158.507	218.500	218.500	1.635	1.378
1+2+3+4+5-6	-153.079	124.138	218.500	218.500	1.427	1.760

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 55.828 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-147.639}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{55.828}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.604 + 0.258 = 0.861 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{141.323}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{55.828}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.553 + 0.258 = 0.811 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.149】 G1 6경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-145.879	400.000	O.K(2.74)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.385	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-229.954	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-230.552	315.000	O.K(1.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	234.955	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	233.217	315.000	O.K(1.35)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.150】 G2 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.621	77.670	190.000	190.000	2.272	2.446
1+2+3	-134.769	130.174	190.000	190.000	1.410	1.460
1+2+3+4	-137.975	123.714	190.000	190.000	1.377	1.536
1+2+3+4+5	-133.677	132.909	190.000	190.000	1.421	1.430
1+2+3+4+5+6	-123.929	150.118	218.500	218.500	1.763	1.456
1+2+3+4+5-6	-143.426	115.701	218.500	218.500	1.523	1.888

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 53.254 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-137.975}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.254}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.527 + 0.234 = 0.762 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.909}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.254}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.489 + 0.234 = 0.724 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 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 5.2.151】 G2 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.034	400.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.995	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-212.031	315.000	O.K(1.48)
	크리프, 건조수축 제외시	-213.123	315.000	O.K(1.47)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	218.092	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	215.356	315.000	O.K(1.46)

㉞ 거더 G2(5경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.152】 G2 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-71.005	64.630	190.000	190.000	2.676	2.940
1+2+3	-124.652	120.074	190.000	190.000	1.524	1.582
1+2+3+4	-129.684	116.591	190.000	190.000	1.465	1.630
1+2+3+4+5	-119.648	123.291	190.000	190.000	1.588	1.541
1+2+3+4+5+6	-100.479	137.627	218.500	218.500	2.175	1.588
1+2+3+4+5-6	-138.816	108.956	218.500	218.500	1.574	2.005

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 38.005 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-129.684}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{38.005}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.466 + 0.119 = 0.585 < 1.2 \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{123.291}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{38.005}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.421 + 0.119 = 0.540 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.153】 G2 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-120.826	400.000	O.K(3.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.980	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-209.286	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.290	315.000	O.K(1.46)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	207.831	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	204.614	315.000	O.K(1.53)

㉕ 거더 G2(6경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.154】 G2 6경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S7)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-83.621	77.670	190.000	190.000	2.272	2.446
1+2+3	-134.769	130.174	190.000	190.000	1.410	1.460
1+2+3+4	-137.975	123.714	190.000	190.000	1.377	1.536
1+2+3+4+5	-133.677	132.909	190.000	190.000	1.421	1.430
1+2+3+4+5+6	-123.929	150.118	218.500	218.500	1.763	1.456
1+2+3+4+5-6	-143.426	115.701	218.500	218.500	1.523	1.888

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 52.912 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-137.975}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.912}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.527 + 0.231 = 0.759 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.909}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.912}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.489 + 0.231 = 0.721 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.155】 G2 6경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S7)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.034	400.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.995	400.000	O.K(3.17)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-212.031	315.000	O.K(1.48)
	크리프, 건조수축 제외시	-213.123	315.000	O.K(1.47)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	218.092	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	215.356	315.000	O.K(1.46)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.156】 반력 집계결과(부산 S4~S7)

(단위 : kN)

구 분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
		MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
P3	SH-1	1610.910	732.840	-62.183	23.162	-23.156	2261.882	1488.553
	SH-2	1537.725	595.955	-63.016	23.172	-23.174		
P4	SH-1	4836.857	786.441	-96.924	72.023	-72.022	5387.209	4575.033
	SH-2	4645.840	361.203	-91.632	72.053	-72.054		
P5	SH-1	3612.839	627.214	-114.970	97.763	-97.763	4495.893	3482.414
	SH-2	3783.596	772.652	-121.153	97.721	-97.721		
P6	SH-1	4645.840	631.203	-91.632	72.053	-72.056	5522.209	4575.031
	SH-2	4836.857	786.441	-96.924	72.023	-72.024		
A2	SH-1	1537.725	595.955	-63.016	23.172	-23.172	2261.882	1488.552
	SH-2	1610.910	732.840	-62.183	23.162	-23.160		

받침 최대반력의 평균치가 허용용량 미만으로 검토되어, 받침용량은 양호한 것으로 판단된다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

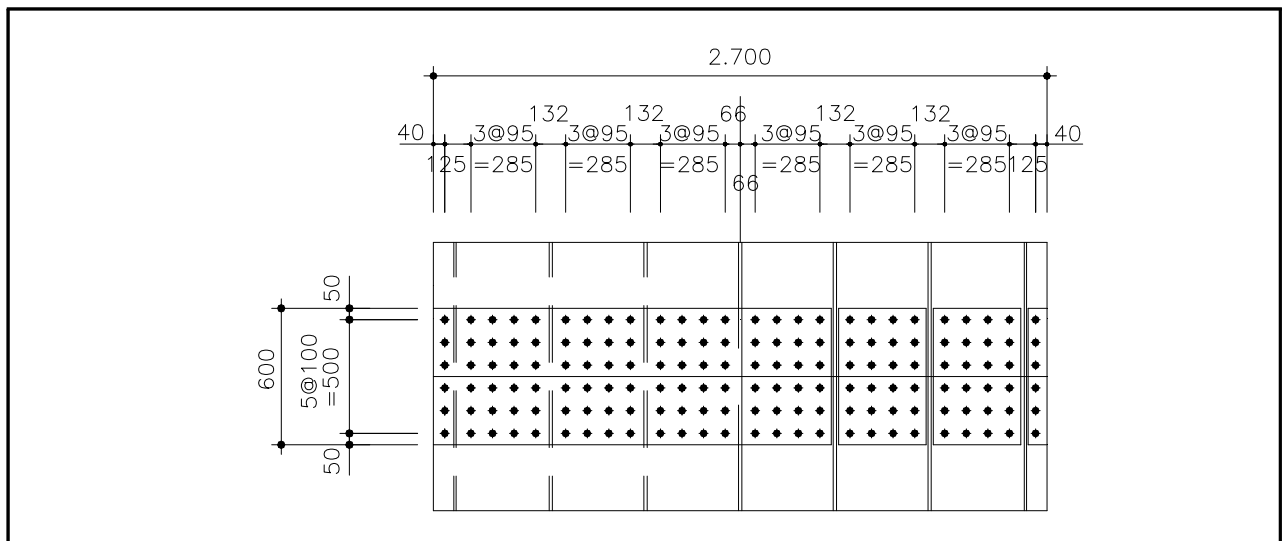
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G1-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
12,873.07	3,485.38	209.400	61.230	353.968	74.31	-69.00	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 플랜지의 이음



【그림 5.2.49】 압축부 플랜지 이음(부산 S4~S7)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 74.31 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 41ea \Rightarrow n_t = 78ea \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 20,250.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 10.0 \times 1 = 27,000.0$$

$$A2 - 385.0 \times 10.0 \times 6 = 23,100.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 2 = 1,600.0$$

$$\Sigma = 51,700.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 74.4 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,220.2 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.844 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.862 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

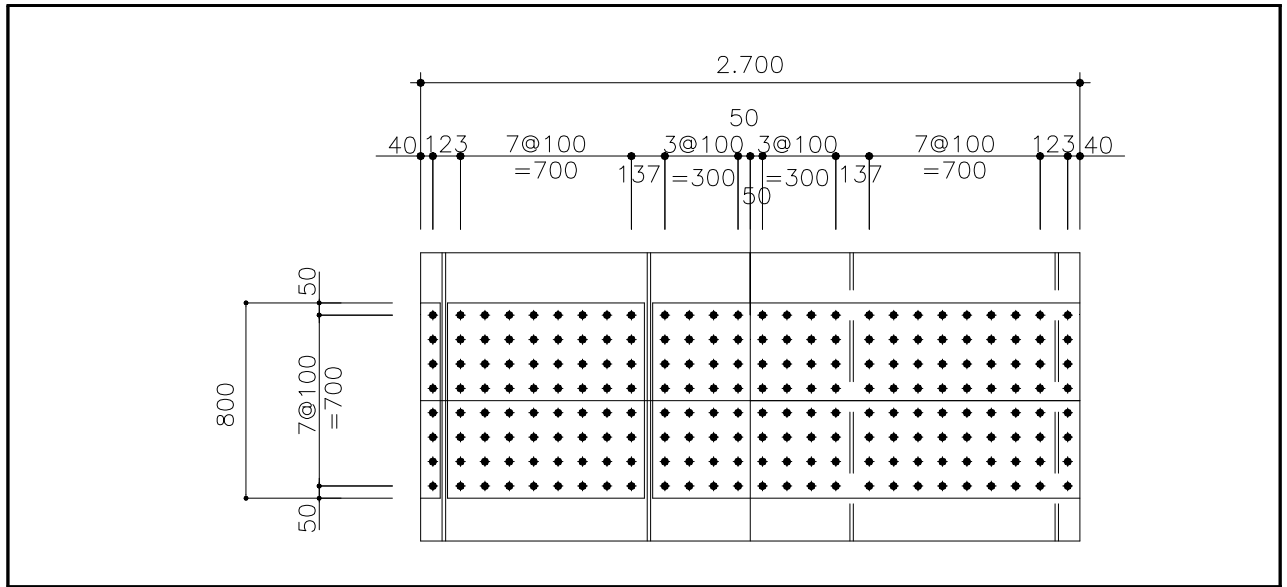
$$I_s = 2.458 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.566 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.50】 인장부 플랜지 이음(부산 S4~S7)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 69.002 \text{ MPa}$$

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

∴ 이음부의 설계응력은 $f_u = 142.5 \text{ MPa}$ 적용

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 57.0ea \Rightarrow n_t = 104ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 28,350.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,700.0 \times 14.0 \times 1 = 37,800.0$$

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 4 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 2 = 2,240.0$$

$$\Sigma = 84,840.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 111.20 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 51,793.3 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,343.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.870 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.644 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

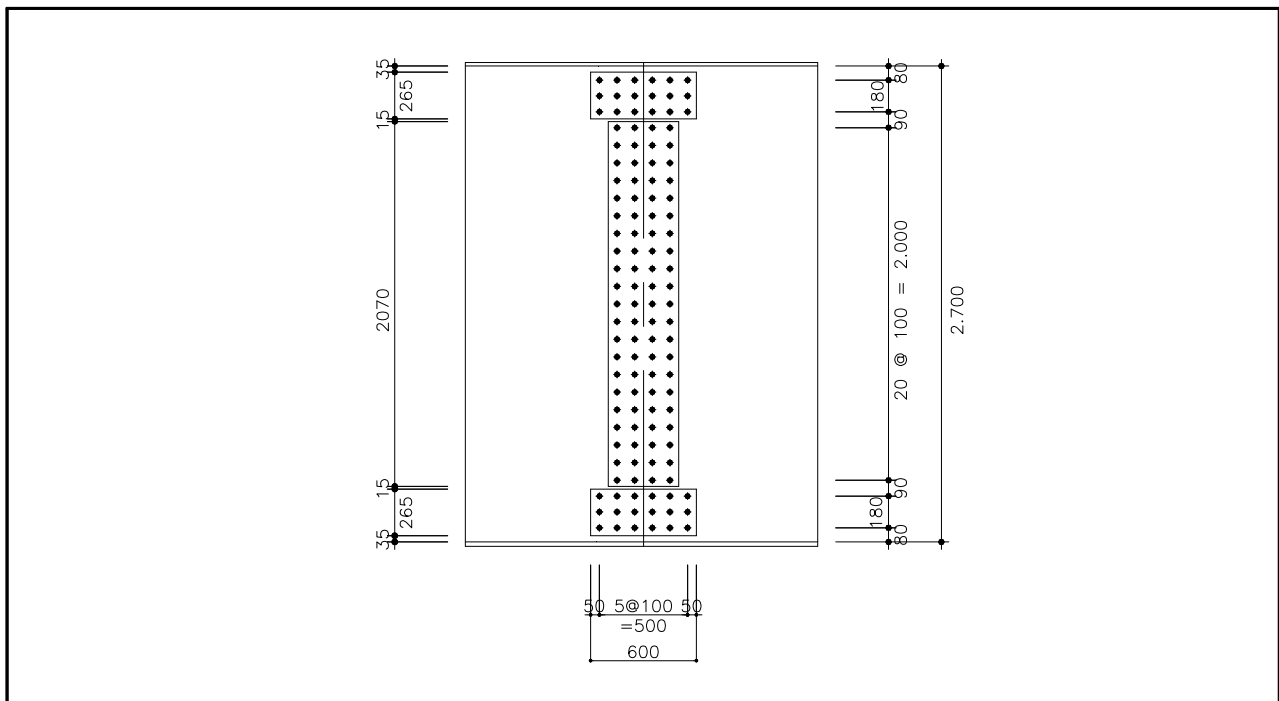
$$I_s = 2.458 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.566 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.51】 Web 이음(부산 S4~S7)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (4,193,400) \times 2 + 2\text{열} \times (3,850,000) \times 2 = 40,560,400 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,350 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,700^2}{6} = 1,731,375 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,731,375}{40,560,400} \times 1,350 = 57.627 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (135,315.0 + 442,460.0) / 60 \text{ EA} = 9,629.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,626.2^2 + 9,629.6^2} = 57,439.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.648 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.886 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 863.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 220.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 2.967 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 2.982 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,428.7\text{mm} \quad y_{sl} = 1,295.3\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 694.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,029.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 44.215 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 45.833 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

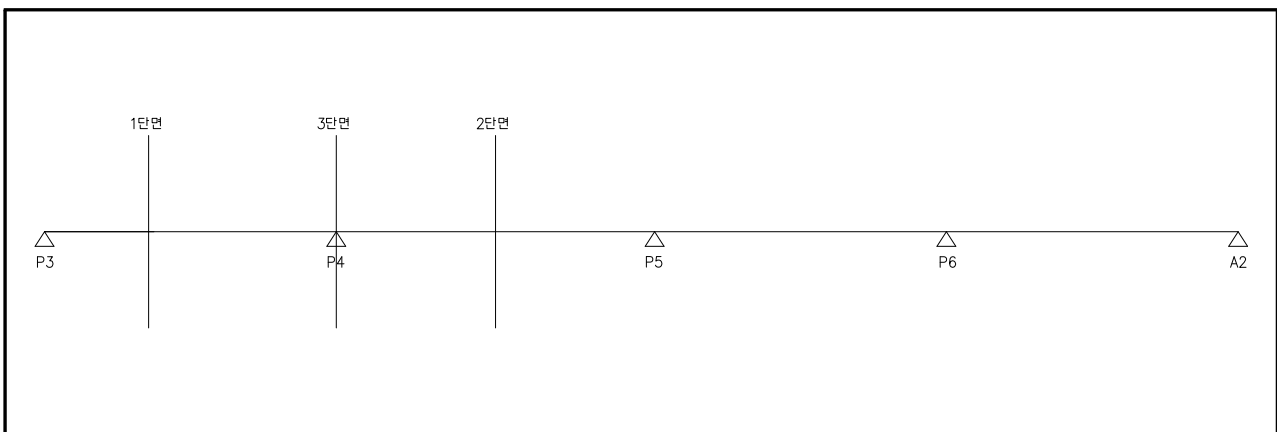
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

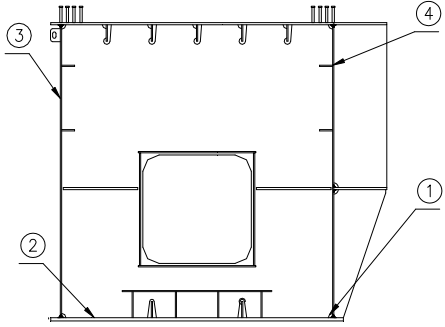
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



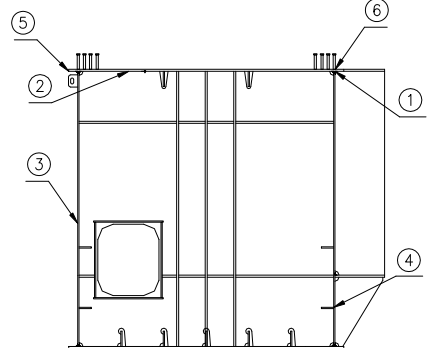
【그림 5.2.52】 피로조사 단면위치(부산 S4~S7)

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

<단면 1, 2>

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 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단피로 검토)	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	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	8348.773	9904.864	4.566E+11	2039	37.288	44.238	B	126	203	O.K
②				2039	37.288	44.238	C	91	147	O.K
③				1144	20.922	24.822	E	56	91	O.K
④				119	2.174	2.579	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	3912.007	3178.086	3.800E+11	2125	21.873	17.770	B	126	203	O.K
②				2125	21.873	17.770	C	91	147	O.K
③				1270	13.070	10.618	E	56	91	O.K
④				204	2.102	1.708	E	56	91	O.K

<단면 3>

구분	ΔM (kN · m)		I_v (mm ⁴)	y (mm)	Δf (MPa)		응력 범주	f_{sr} (MPa)		검토 결과
	DB하중	DL하중			DB하중	DL하중		DB하중	DL하중	
①	5494.009	10891.191	3.726E+11	1399	20.624	40.885	B	126	203	O.K
②				1399	20.624	40.885	C	91	147	O.K
③				620	9.142	18.123	E	56	91	O.K
④				902	13.299	26.363	E	56	91	O.K
⑤				1415	20.860	41.352	E	56	91	O.K
⑥				1431	21.096	41.820	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 절점 180을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

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)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1296.178	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.726E+11	8	22.6	12.5	63	OK
DL하중	2038.253									19.6	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1296.178	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.726E+11	8	22.6	17.0	63	O.K
DL하중	2038.253									26.7	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 S1~S3

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	190	$\frac{190-(74.184+5.225)}{13.281}$	8.327	DB24 이상
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-190	$\frac{-190-(-65.192-14.704)}{-37.379}$	2.946	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	190	$\frac{190-(40.050+2.633)}{11.006}$	13.385	DB24 이상
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-190	$\frac{-190-(-39.338-9.342)}{-39.046}$	3.619	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-190	$\frac{-190-(-82.962-20.754)}{-39.996}$	2.157	DB24 이상
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	190	$\frac{190-(77.062+21.290)}{41.029}$	2.234	DB24 이상

5.3.4.2 대구방향 S4~S7

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	190	$\frac{190-(74.311+5.227)}{12.760}$	8.657	DB24 이상
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-190	$\frac{-190-(-69.002-15.659)}{-38.223}$	2.756	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	190	$\frac{190-(38.605+2.501)}{10.645}$	13.987	DB24 이상
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-190	$\frac{-190-(-37.920-8.833)}{-37.601}$	3.810	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-190	$\frac{-190-(-83.424-20.765)}{-39.635}$	2.165	DB24 이상
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	190	$\frac{190-(77.487+21.309)}{40.674}$	2.242	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-190	$\frac{-190-(-70.932-17.707)}{-46.140}$	2.197	DB24 이상
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	190	$\frac{190-(64.564+18.293)}{47.667}$	2.248	DB24 이상

5.3.4.3 부산방향 S1~S3

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	190	$\frac{190-(74.184+5.225)}{13.281}$	8.327	DB24 이상
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-190	$\frac{-190-(-65.192-14.704)}{-37.379}$	2.946	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	190	$\frac{190-(40.050+2.633)}{11.006}$	13.385	DB24 이상
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-190	$\frac{-190-(-39.338-9.342)}{-39.046}$	3.619	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-190	$\frac{-190-(-82.962-20.754)}{-39.996}$	2.157	DB24 이상
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	190	$\frac{190-(77.062+21.290)}{41.029}$	2.234	DB24 이상

5.3.4.4 부산방향 S4~S7

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	190	$\frac{190-(74.311+5.227)}{12.760}$	8.657	DB24 이상
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-190	$\frac{-190-(-69.002-15.659)}{-38.223}$	2.756	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	190	$\frac{190-(38.605+2.501)}{10.645}$	13.987	DB24 이상
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-190	$\frac{-190-(-37.920-8.833)}{-37.601}$	3.810	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-190	$\frac{-190-(-83.424-20.765)}{-39.635}$	2.165	DB24 이상
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	190	$\frac{190-(77.487+21.309)}{40.674}$	2.242	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-190	$\frac{-190-(-70.932-17.707)}{-46.140}$	2.197	DB24 이상
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	190	$\frac{190-(64.564+18.293)}{47.667}$	2.248	DB24 이상

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향 S1~S3

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	1.524	A
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	1.882	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	92.69	190	2.050	A
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-117.275	-190	1.620	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	53.689	190	3.539	A
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-87.726	-190	2.166	A
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-143.712	-190	1.322	A
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	139.381	190	1.363	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 대구방향 S4~S7

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	1.524	A
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	1.882	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	92.298	190	2.059	A
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-122.884	-190	1.546	A
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	51.751	190	3.671	A
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-84.354	-190	2.252	A
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-143.824	-190	1.321	A
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	139.47	190	1.362	A
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-134.779	-190	1.410	A
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	130.524	190	1.456	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.3 부산방향 S1~S3

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	1.882	A
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	1.524	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	92.69	190	2.050	A
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-117.275	-190	1.620	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	53.689	190	3.539	A
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-87.726	-190	2.166	A
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-143.712	-190	1.322	A
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	139.381	190	1.363	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향 S4~S7

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	1.882	A
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	1.690	A
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	1.524	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	92.298	190	2.059	A
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-122.884	-190	1.546	A
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	51.751	190	3.671	A
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-84.354	-190	2.252	A
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-143.824	-190	1.321	A
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	139.47	190	1.362	A
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-134.779	-190	1.410	A
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	130.524	190	1.456	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : π 형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

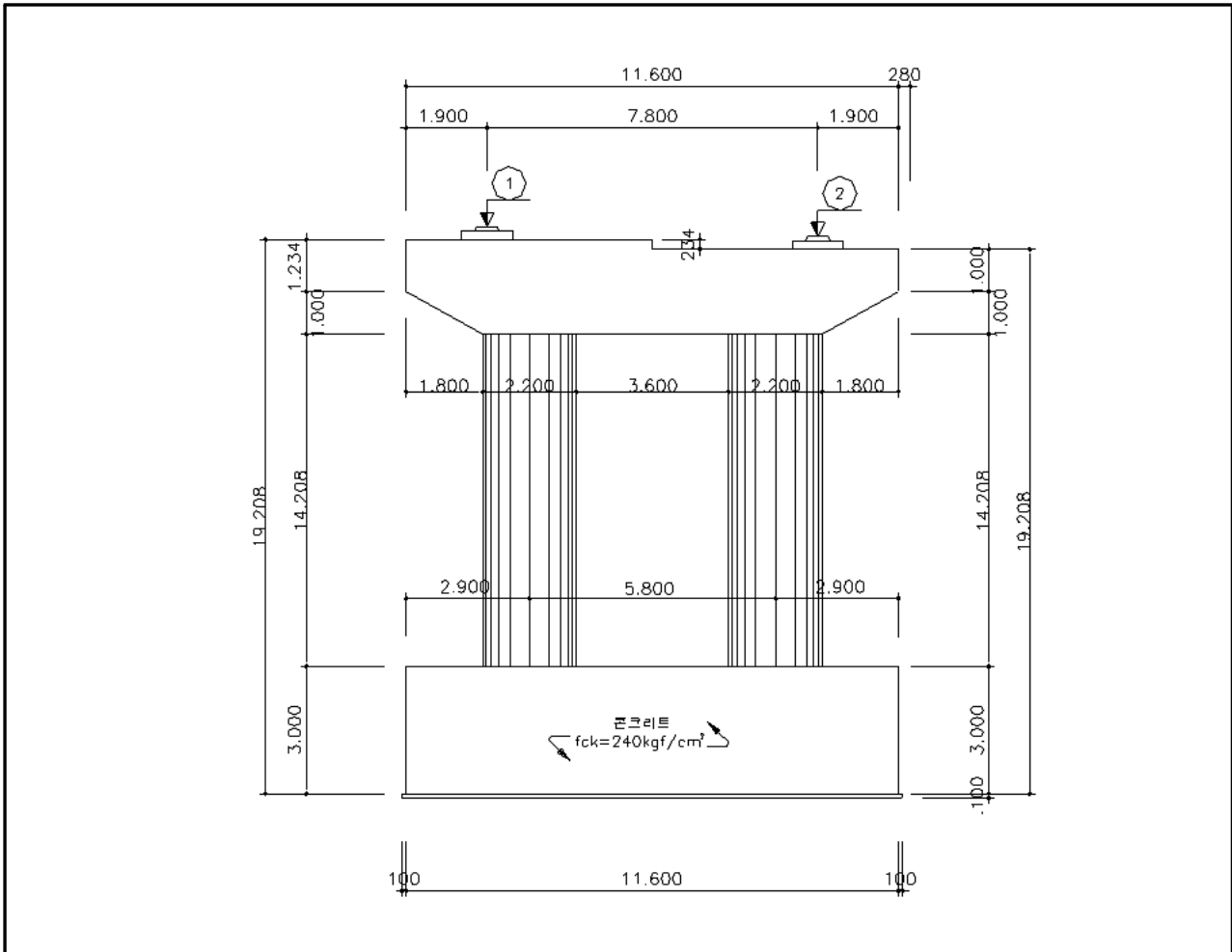
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P2)(대구)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4650.947	688.919	
2	4847.977	894.698	
계	9498.924	1583.617	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 6.90 = 1.76 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.76] \times 6.900 = 25.171 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 25.171 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.90/2 + 0.4 + 1.234/2 = 4.467 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 1447.333 \times 4.467 = 6465.24 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.234 \times 2.500 = 16.755 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.234/2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재라 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 42.943 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 60.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 86.250 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.234/2 = 5.597 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 86.250 \times 5.597 = 482.741 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

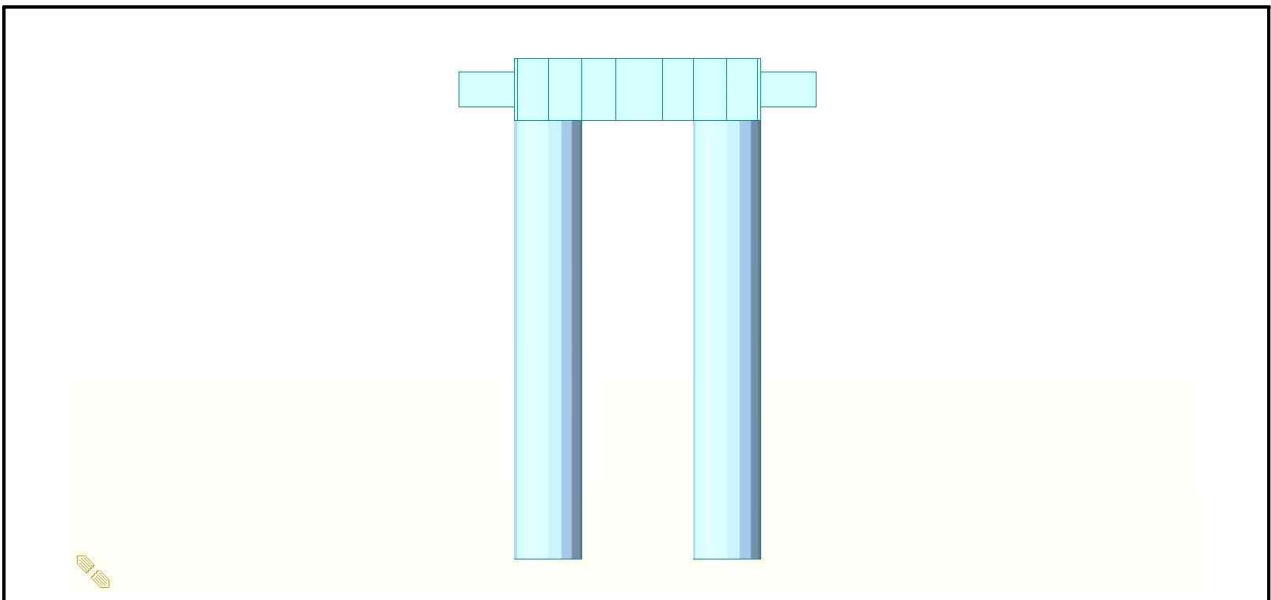
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(대구 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

① 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-535.310	7866.919	-645.917	-4506.125	
ULO02	-165.016	6385.743	-165.016	-2582.524	
ULO03	-100.056	6385.743	-1138.718	-2582.524	
ULO04	689.382	6385.743	-1243.312	-2582.524	
ULO05	531.024	6385.743	-861.055	-2582.524	
ULO06	-388.915	7281.338	-455.793	-3745.632	

② 중간지간

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-4397.687	-13.365	-4466.089	225.672	-4625.321	385.030	
ULO02	-3486.829	-75.550	-3486.829	163.488	-3552.783	322.846	
ULO03	-1338.490	1126.403	-2660.639	1365.441	-4529.524	1524.799	
ULO04	-1193.849	1206.759	-2604.389	1445.797	-4593.744	1605.155	
ULO05	-2412.660	525.427	-3073.734	764.464	-4041.153	923.822	
ULO06	-4037.580	-37.950	-4078.940	201.088	-4201.295	360.446	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.10 - 1.95/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 4,506.125 \text{ kN}$$

$$M_u = 645.917 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 645.917 / 4,506.125 = 0.143\text{m}$$

$$d = 2.000 - 0.116 = 1.884\text{m}$$

$$a / d = 0.143 / 1.884 = 0.076 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	645.917	4506.125
$f_{ck} = 24\text{MPa}, f_y = 400\text{MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 48EA (= 38,121.8mm²)

㉠ 폐합스트립 : 11단 D25 - 48EA (= 24,321.6mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 25,320.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 29,541.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25,109.952 \text{ kN}$$

㉞ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 10,728.869 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 2,816.328 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,247.683 \text{ mm}^2$$

㉤ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 4,064.011 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 9,968.907 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 12,660.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 12,660.480 \text{ mm}^2 < A_s (= 38,121.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉥ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 3,576.29 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(24,321.600) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	22,689.105	645.917	35.127	1,830.553	825.287	2.218	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-6816.450	-10847.170	3895.277	-1437.055	304.922	0.00009	축력최대
	ULB03	-6816.450	-10063.338	59.410	1793.624	-137.297	0.00406	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-6816.450	-10847.170	2895.277	-1437.055	304.922	0.00038	축력최대
	ULB04	-6816.450	-10062.092	2756.013	-3357.622	128.871	0.00016	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.2】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-10847.17	2895.277	2895.277	4094.54	축력최대
UL003	-10063.338	2479.784	1793.624	3060.46	모멘트최대
UL004	-10062.092	2756.013	1326.322	3058.552	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.3】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	44650.210	10847.170	3895.277	4.116	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10063.338	1793.624	5.444	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	50247.720	10847.170	2895.277	4.632	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	49940.380	10062.092	2756.013	4.963	O.K

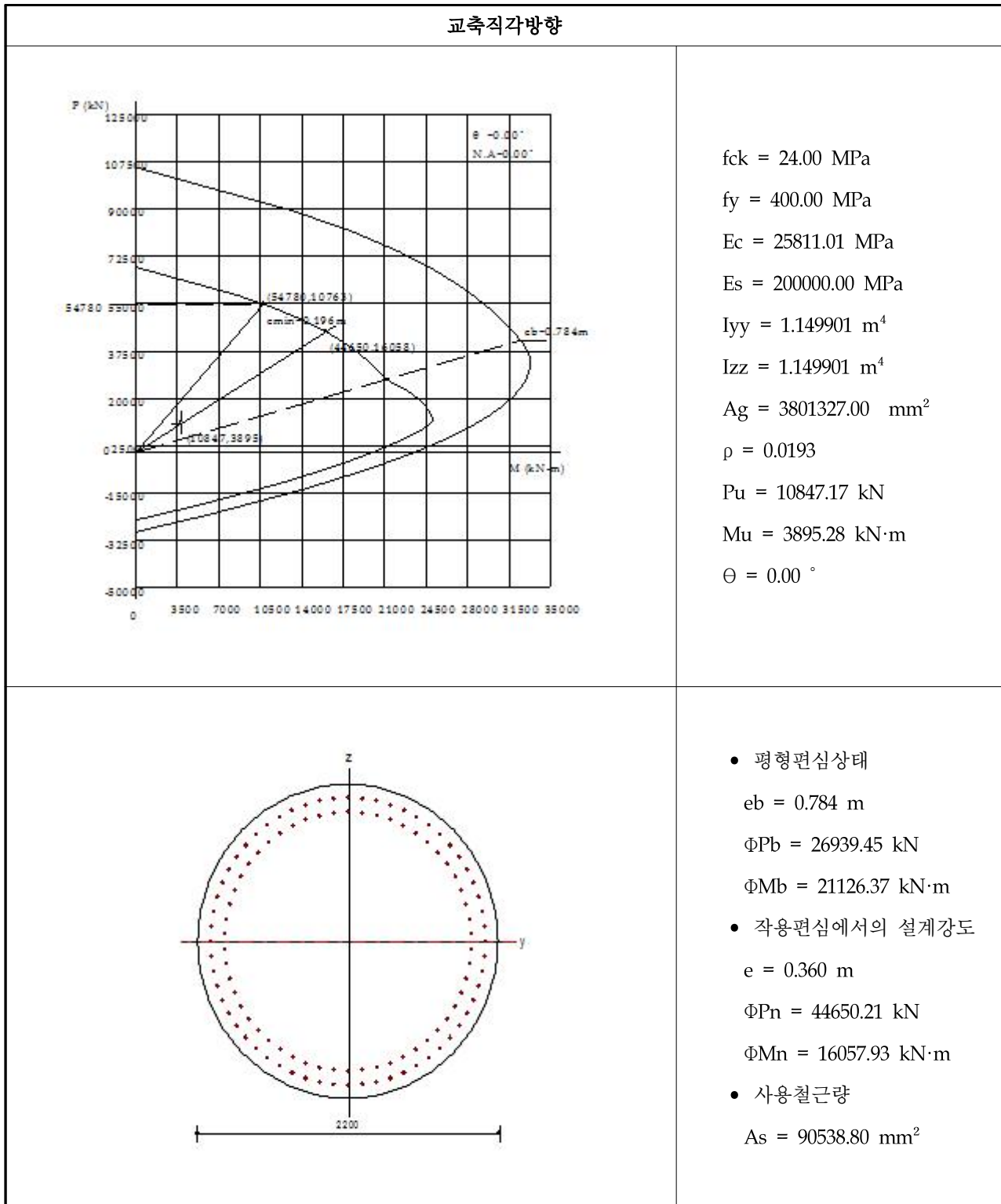
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	43494.770	10847.170	4094.540	4.010	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	47817.930	10063.338	3060.460	4.752	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	47817.930	10062.092	3058.552	4.752	O.K

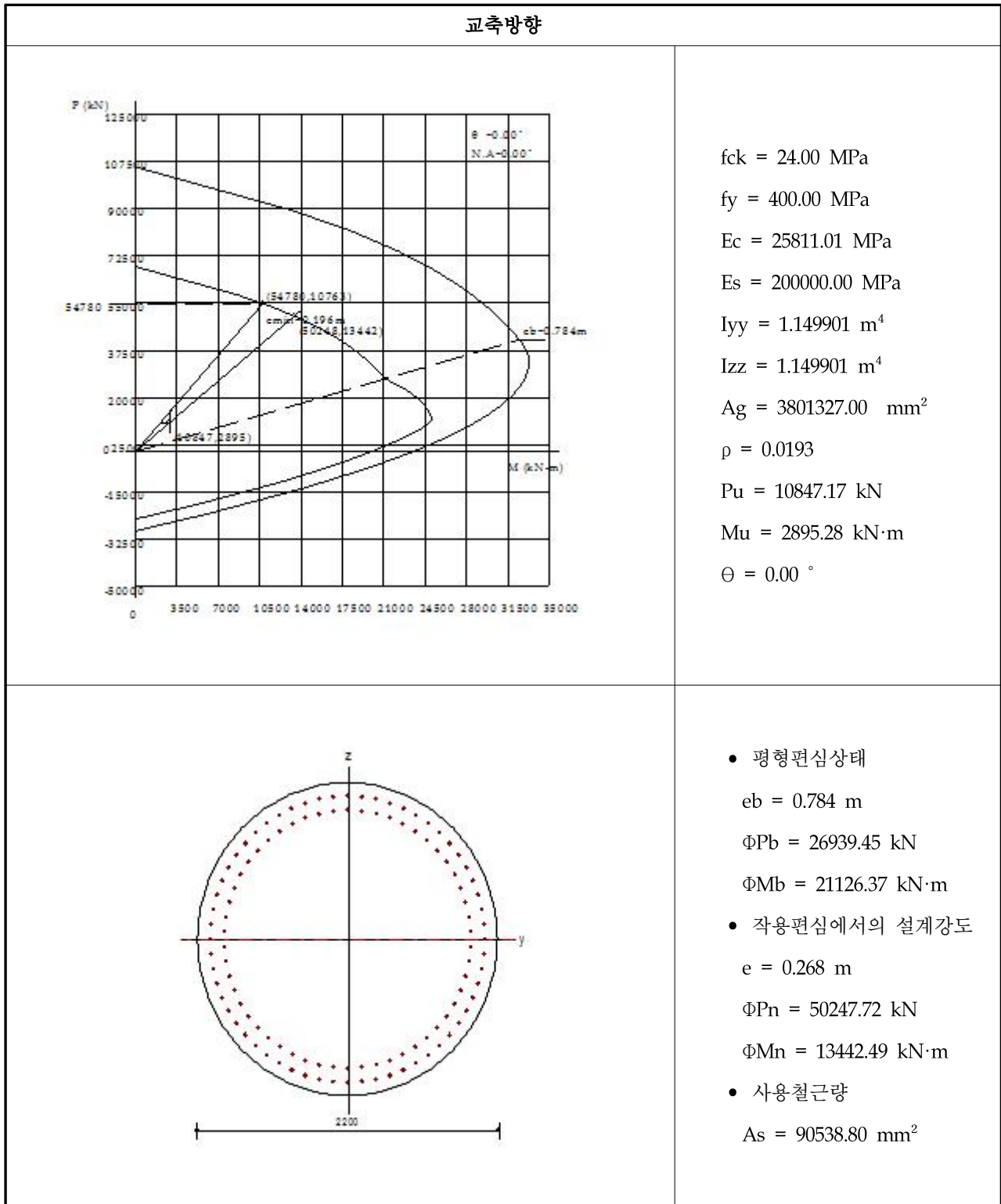
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



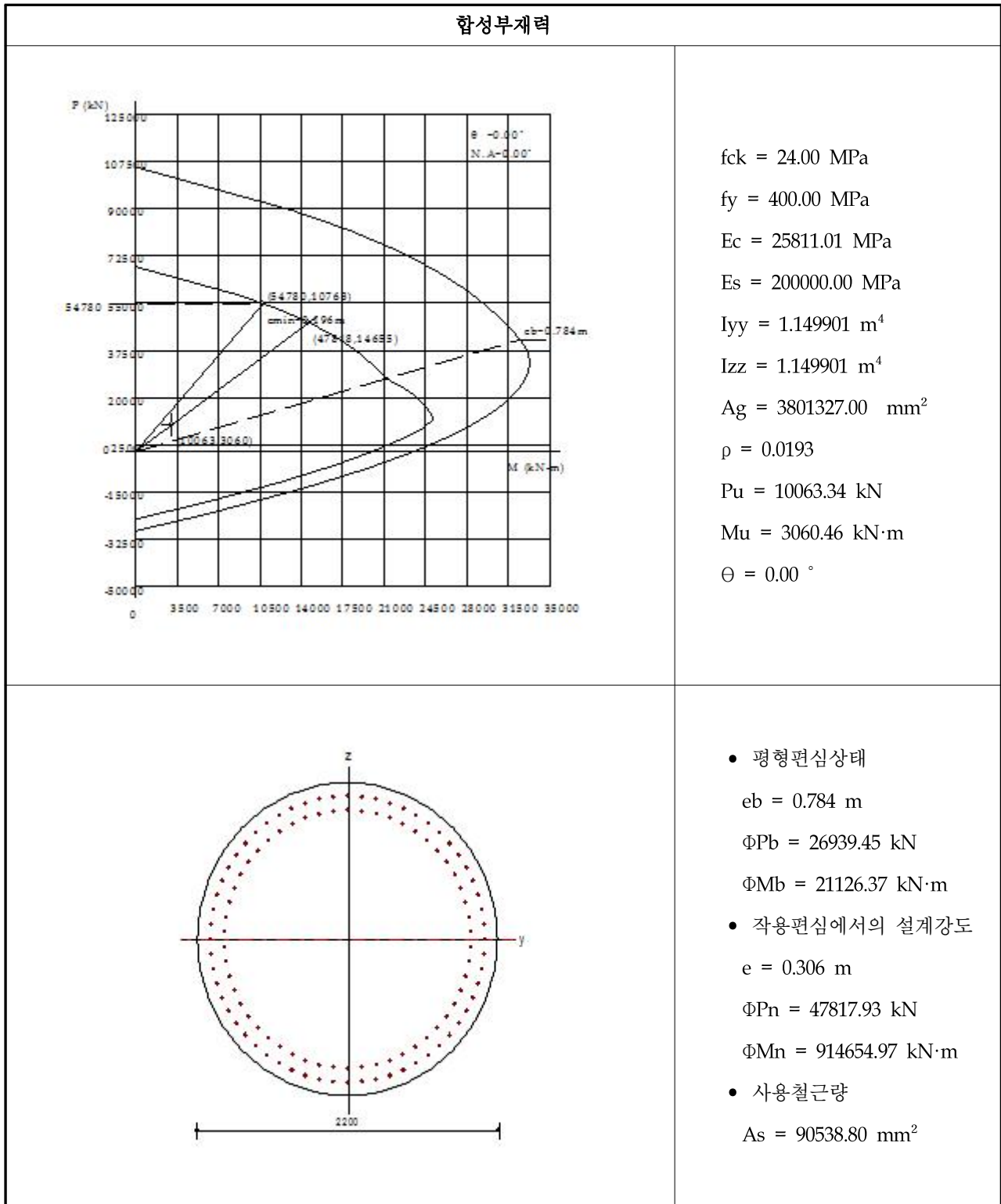
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.2 대구방향 교각(P6) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : π 형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : PILE기초

2) 하중

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

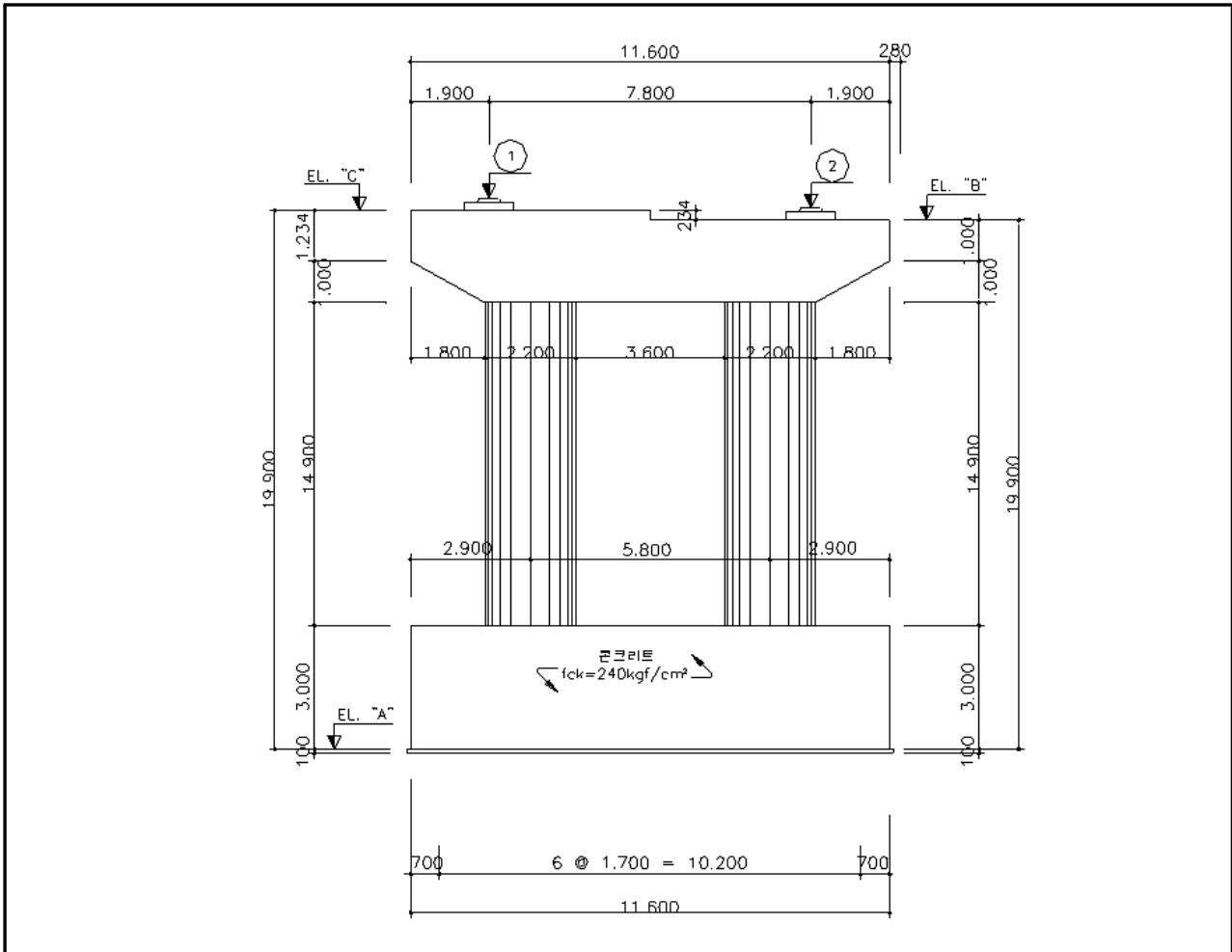
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.6】 해석단면(P6)(대구)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4836.857	786.441	
2	4645.840	631.203	
계	9482.697	1417.644	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 6.90 = 1.76 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 1.76] \times 6.900 = 25.171 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 25.171 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 6.90/2 + 0.4 + 1.234/2 = 4.467 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 1384.405 \times 4.467 = 6184.14 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.234 \times 2.500 = 16.755 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.234/2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재라 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 42.943 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.234/2 = 5.597 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 5.597 = 461.753 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

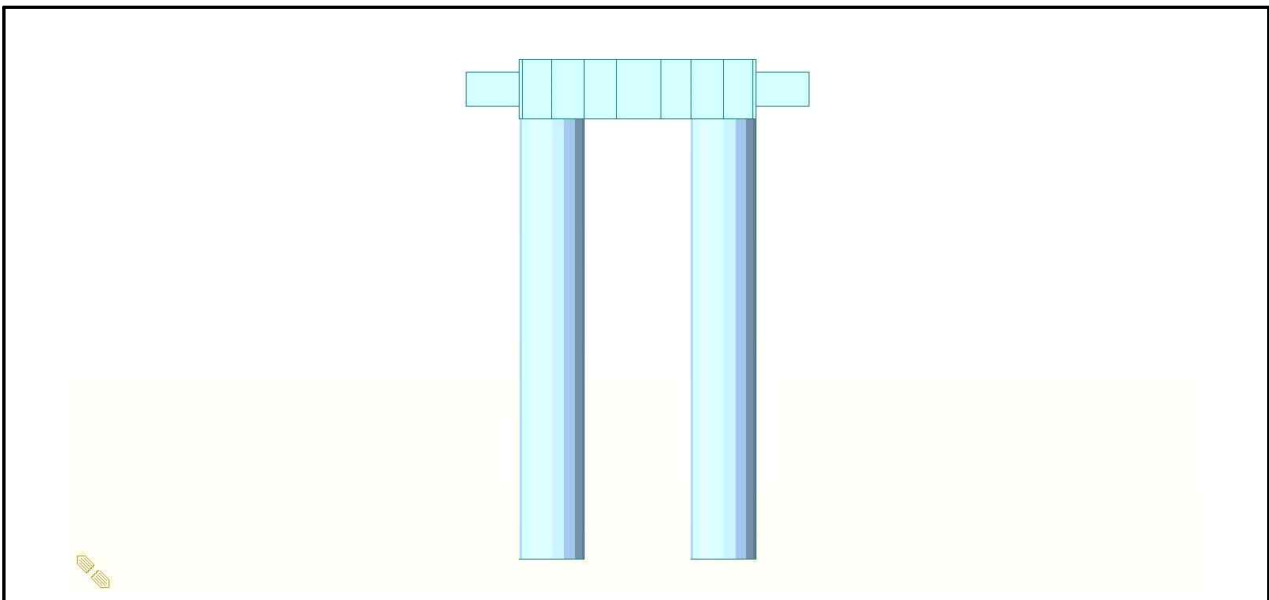
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(대구 P6)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

① 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-587.727	8318.274	-504.288	-7576.832	
ULO02	-165.016	6627.426	-165.016	-6219.746	
ULO03	-79.351	6627.426	-1096.384	-6219.746	
ULO04	610.806	6627.426	-1196.430	-6219.746	
ULO05	500.762	6627.426	-830.793	-6219.746	
ULO06	-420.609	7649.799	-370.157	-7040.310	

② 중간지간

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-4575.821	-193.582	-4648.266	45.456	-4589.858	204.813	
ULO02	-3607.994	-146.546	-3750.994	92.491	-3739.623	251.849	
ULO03	-1475.276	1047.657	-2931.899	1286.695	-4711.833	1446.052	
ULO04	-1333.053	1126.670	-2876.590	1365.708	-4775.044	1525.066	
ULO05	-2541.635	450.555	-3341.447	689.593	-4225.728	848.951	
ULO06	-4193.192	-174.987	-4293.531	64.051	-4253.718	223.409	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.10 - 1.95/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7,576.832 \text{ kN}$$

$$M_u = 504.288 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 504.288 / 7,576.832 = 0.067\text{m}$$

$$d = 2.000 - 0.116 = 1.884\text{m}$$

$$a / d = 0.067 / 1.884 = 0.036 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	504.288	7576.832
$f_{ck} = 24\text{MPa}, f_y = 400\text{MPa}, k_1 = 0.85, \phi_f = 0.85, \phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 48EA (= 38,121.8mm²)

㉠ 폐합스트립 : 11단 D25 - 48EA (= 24,321.6mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 25,320.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 29,541.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25,109.952 \text{ kN}$$

㉞ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 18,040.076 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,735.519 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,130.410 \text{ mm}^2$$

㉤ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,865.929 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 16,762.236 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 12,660.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 16,762.236 \text{ mm}^2 < A_s (= 38,121.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉥ 폐합스트럽 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 6,013.359 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(24,321.600) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	22,689.105	504.288	44.992	1,830.553	821.82	2.227	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-6689.050	-10667.649	-2740.328	865.729	-275.931	0.00011	축력최대
	ULB03	-6689.050	-7735.562	-4372.771	4133.290	-602.837	0.00479	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-6689.050	-10667.649	-2740.328	865.729	-275.931	0.00011	축력최대
	ULB03	-6689.050	-8929.765	-2019.823	4444.419	-465.803	0.00016	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.7】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-10667.649	865.729	865.729	1224.326	축력최대
UL003	-7735.562	4444.419	4133.290	6069.345	모멘트최대
UL003	-8929.765	4444.419	4133.290	6069.345	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.8】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10667.649	865.729	5.135	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	35743.210	7735.562	4133.290	4.621	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10667.649	865.729	5.135	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	37497.970	8929.765	4444.419	4.199	O.K

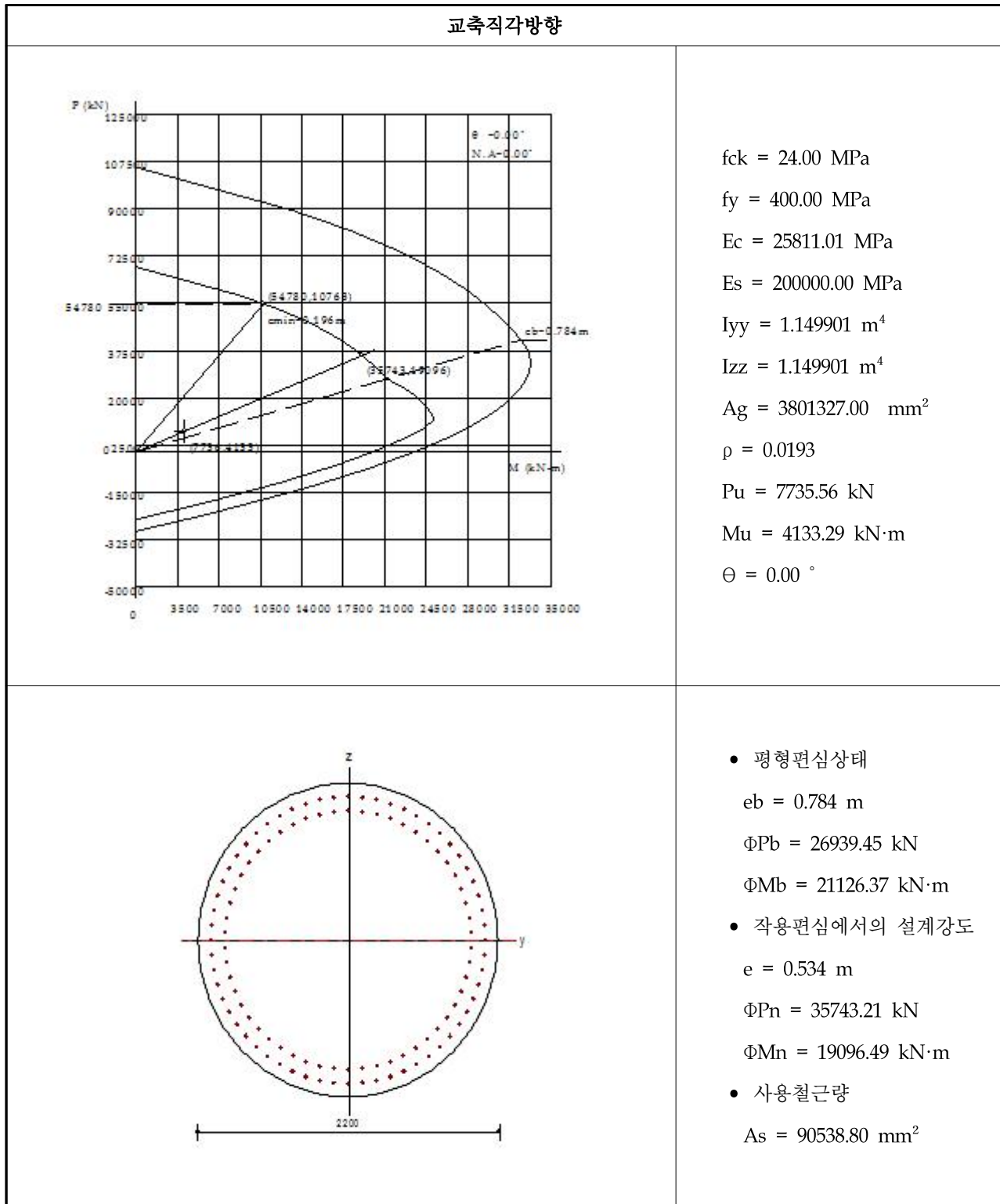
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10667.649	1224.326	5.135	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	26828.990	7735.562	6069.345	3.468	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	30275.770	8929.765	6069.345	3.390	O.K

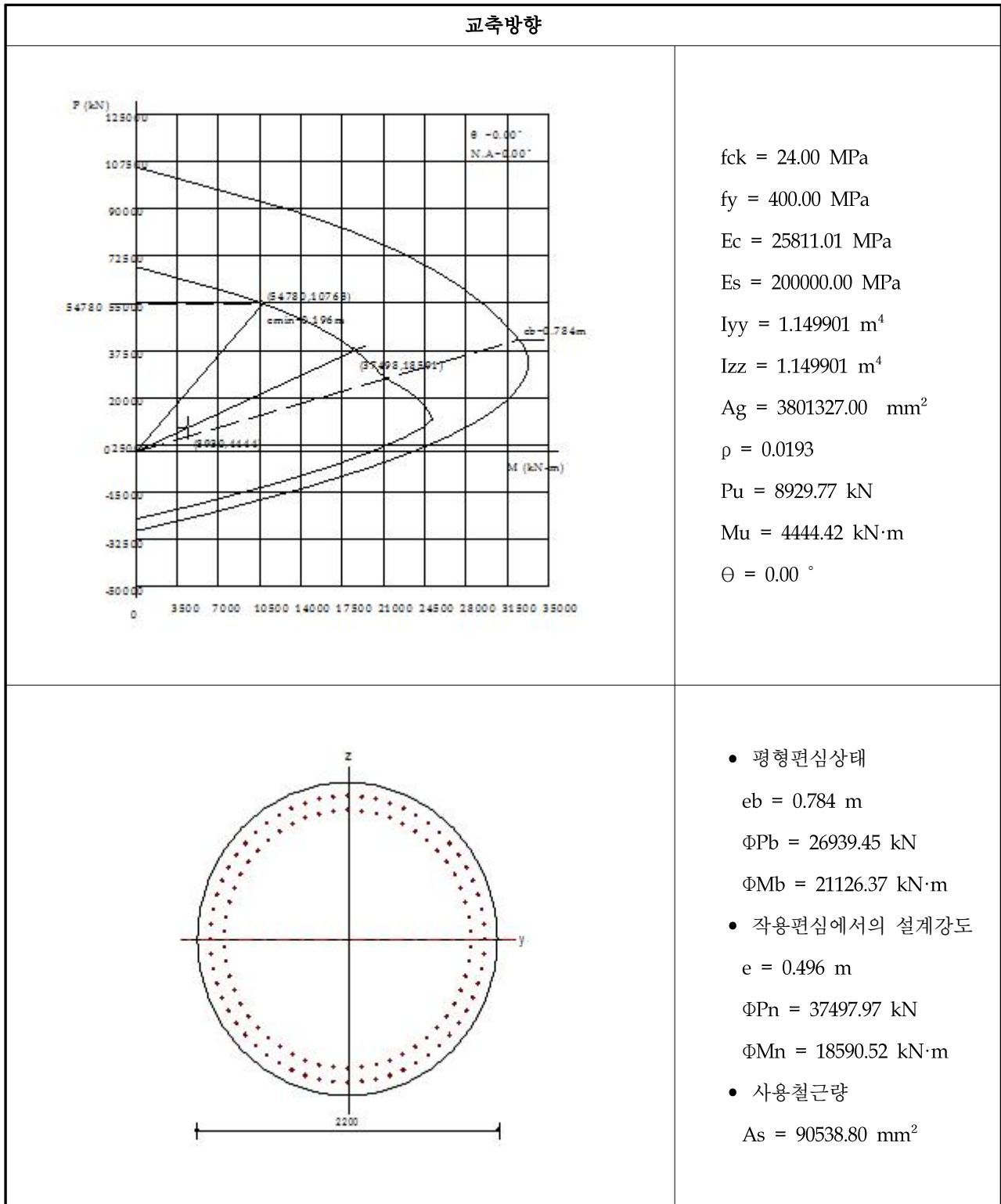
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



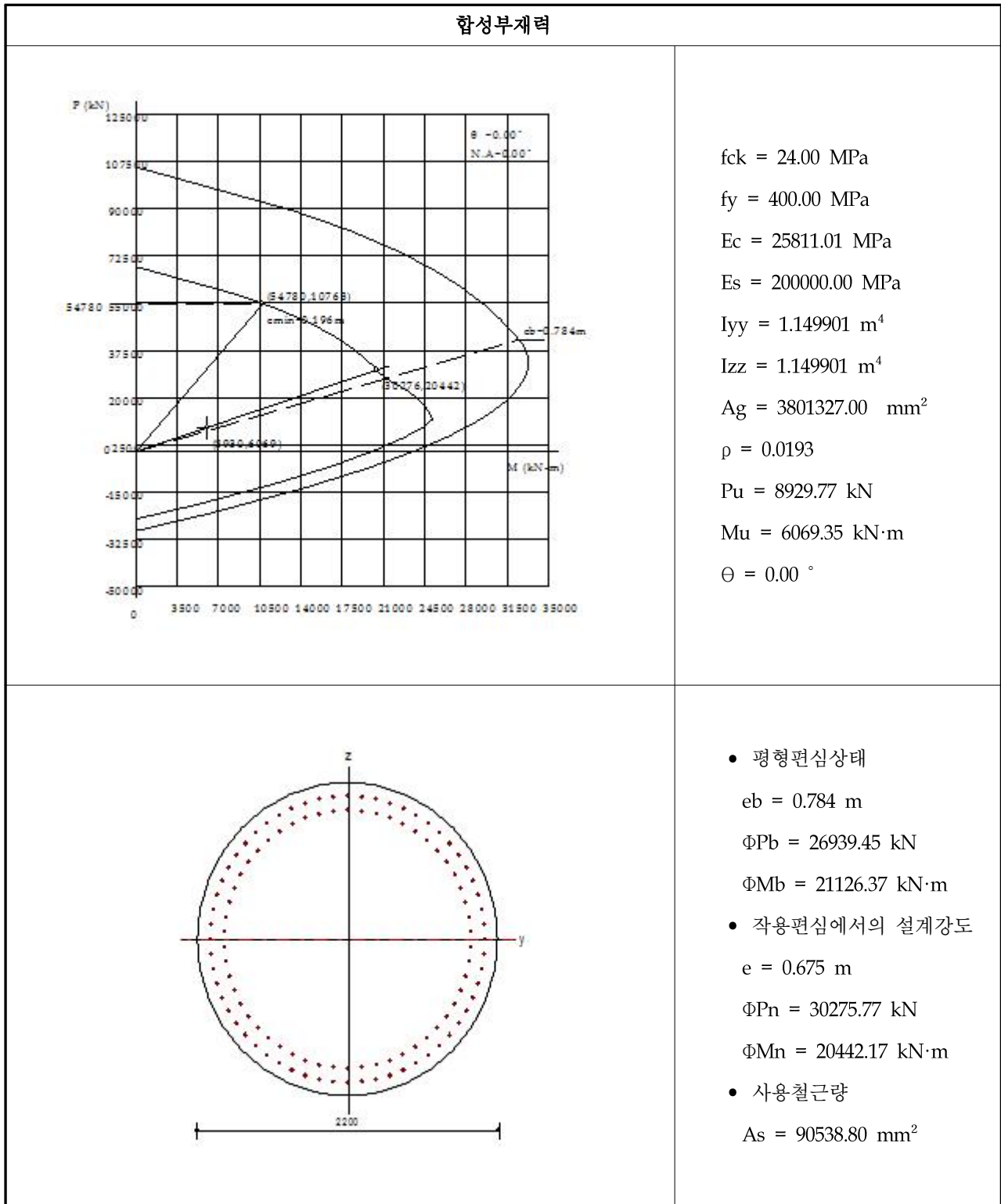
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.3 부산방향 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : π 형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

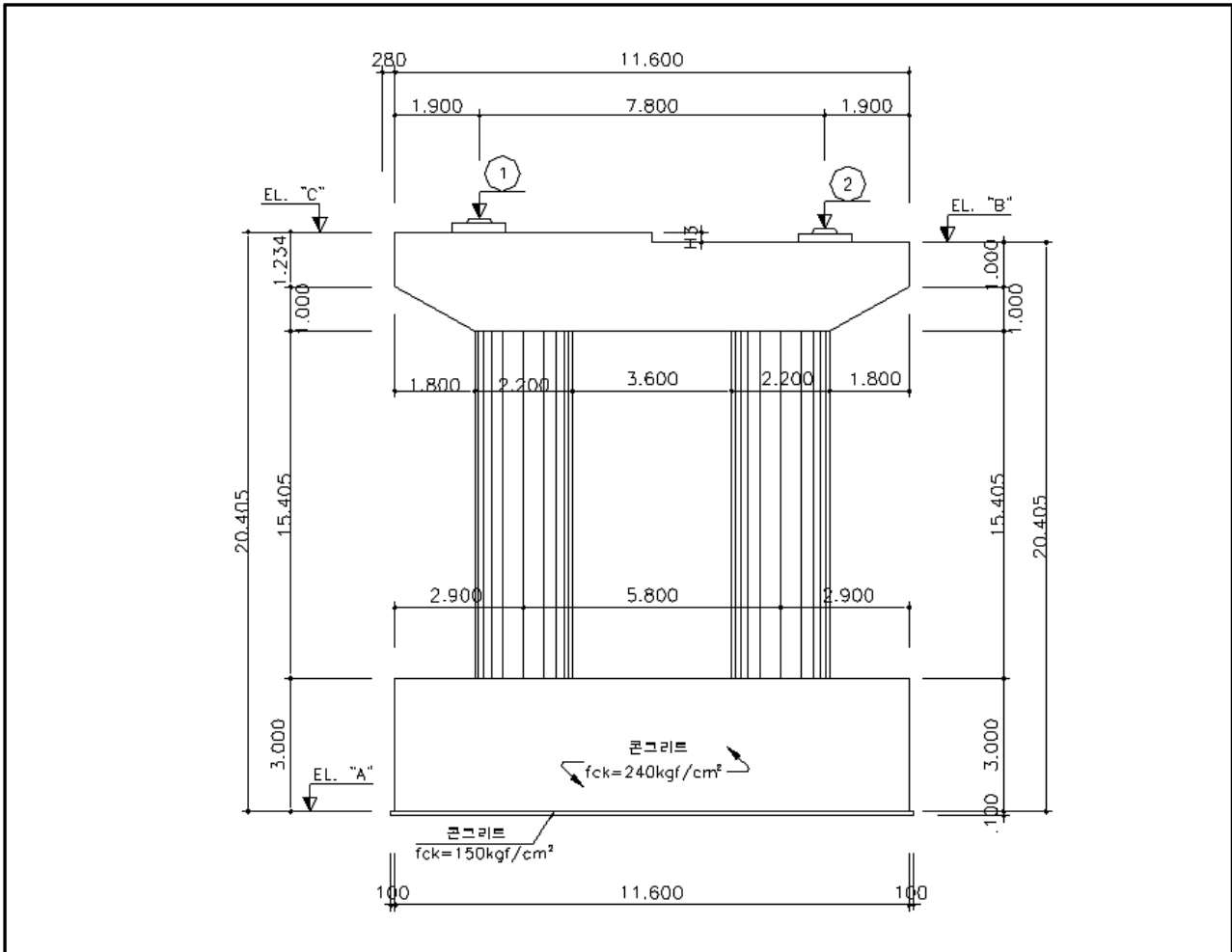
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.11】 해석단면(P2)(부산)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4847.977	894.698	
2	4650.947	688.919	
계	9498.924	1583.617	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.90 = 3.114 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.114] \times 3.900 = 13.171 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.171 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.90/2 + 0.4 + 1.234/2 = 2.967 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 757.333 \times 2.967 = 2247.01 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.234 \times 2.500 = 16.755 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.234/2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재라 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 42.943 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 60.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 86.2500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.234/2 = 5.597 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 5.597 = 461.753 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

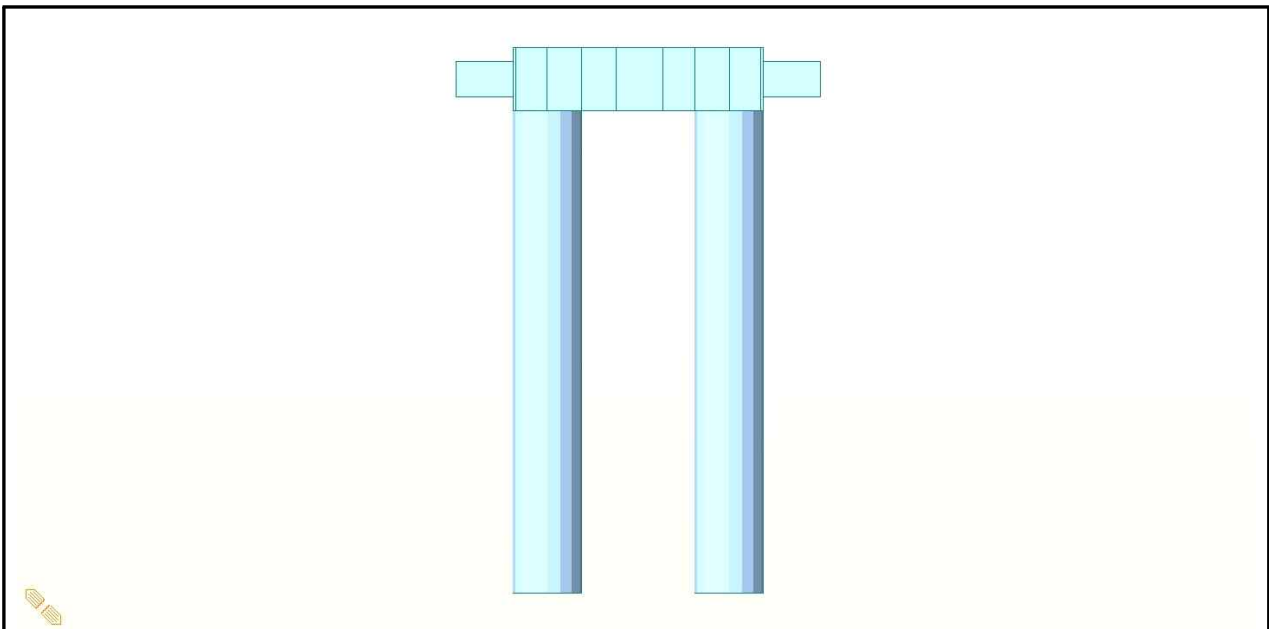
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.12】 해석모델링(부산 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

① 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-165.016	8565.483	-165.016	-7707.561	
ULO02	-165.016	6641.882	-165.016	-6226.385	
ULO03	-100.056	6641.882	-1138.718	-6226.385	
ULO04	913.281	6641.882	-1243.312	-6226.385	
ULO05	531.024	6641.882	-861.055	-6226.385	
ULO06	-165.016	7804.989	-165.016	-7121.980	

② 중간지간

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-4772.328	-210.174	-4730.038	28.863	-4573.883	188.221	
ULO02	-3669.301	-147.713	-3627.010	91.325	-3627.010	250.683	
ULO03	-1388.321	1129.564	-2751.038	1368.601	-4666.952	1527.959	
ULO04	-1236.688	1213.609	-2692.070	1452.841	-4734.344	1612.199	
ULO05	-2528.811	490.926	-3189.024	729.963	-4146.981	889.321	
ULO06	-4336.248	-185.480	-4293.957	53.557	-4199.538	212.915	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.10 - 1.95/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 6,226.385 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,243.312 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 1,243.321 / 6,226.385 = 0.200\text{m}$$

$$d = 2.000 - 0.116 = 1.884\text{m}$$

$$a / d = 0.200 / 1.884 = 0.106 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	1243.312	6226.385
$f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 48EA (= 38,121.8mm²)

㉠ 폐합스트립 : 11단 D25 - 48EA (= 24,321.6mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 25,320.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 29,541.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25,109.952 \text{ kN}$$

㉞ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 14,824.726 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 3,891.491 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 2,311.824 \text{ mm}^2$$

㉤ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 6,203.315 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 13,774.642 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 12,660.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 13,774.642 \text{ mm}^2 < A_s (= 38,121.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉥ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 4,941.576 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(24,321.600) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	22,689.105	1,243.312	18.249	1,830.553	827.932	2.211	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.11】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-6928.130	-10992.632	-2762.454	1366.279	-268.012	0.00007	축력최대
	ULB03	-6828.130	-7729.293	-25941.825	4337.137	-607.854	0.00544	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-6928.130	-10992.632	-2762.454	1366.279	-268.012	0.00007	축력최대
	ULB03	-6928.130	-9006.569	-1898.486	5524.661	-514.909	0.00544	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.12】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-10992.632	1366.279	1366.279	1932.21	축력최대
UL003	-7729.293	5524.661	4337.137	7023.72	모멘트최대
UL004	-9006.569	5524.661	4337.137	7023.72	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.13】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10992.632	1366.279	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	34607.880	7729.293	4337.137	4.477	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.14】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10992.632	1366.279	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	32347.080	9006.569	5524.661	3.591	O.K

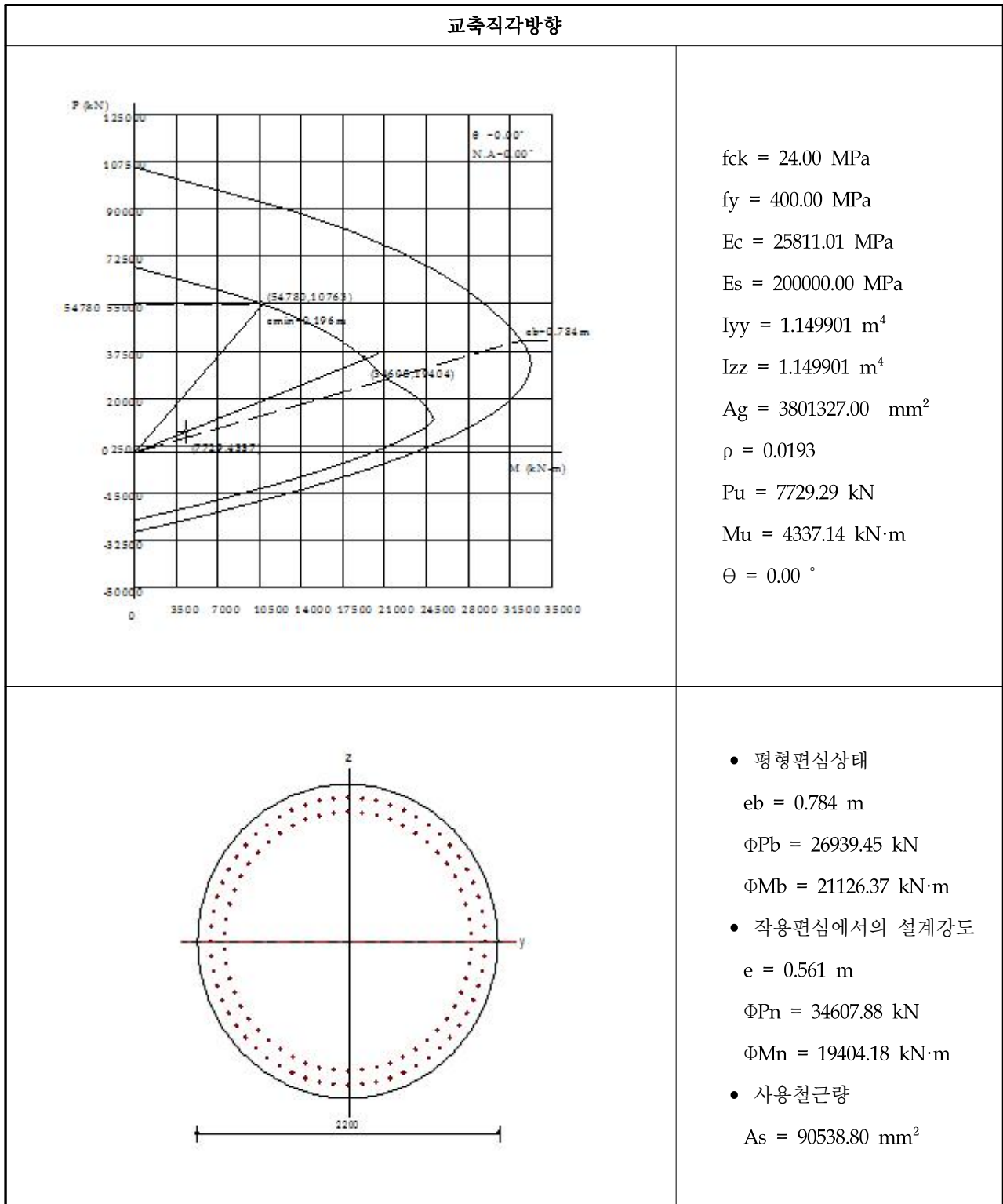
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.15】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P1)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54780.210	10992.632	1932.210	4.983	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	24572.040	7729.293	7023.720	3.179	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	27161.700	9006.569	7023.720	3.016	O.K

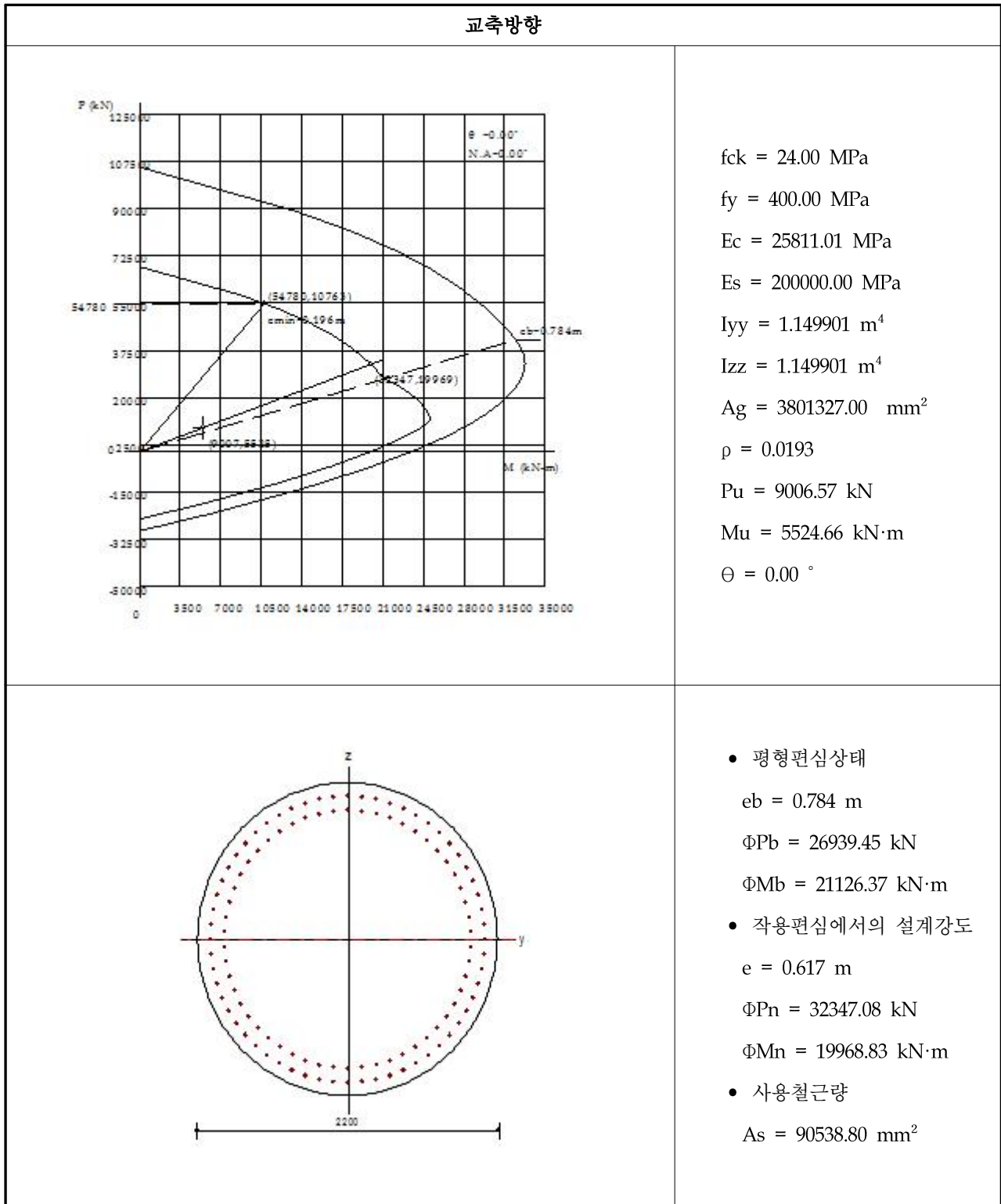
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



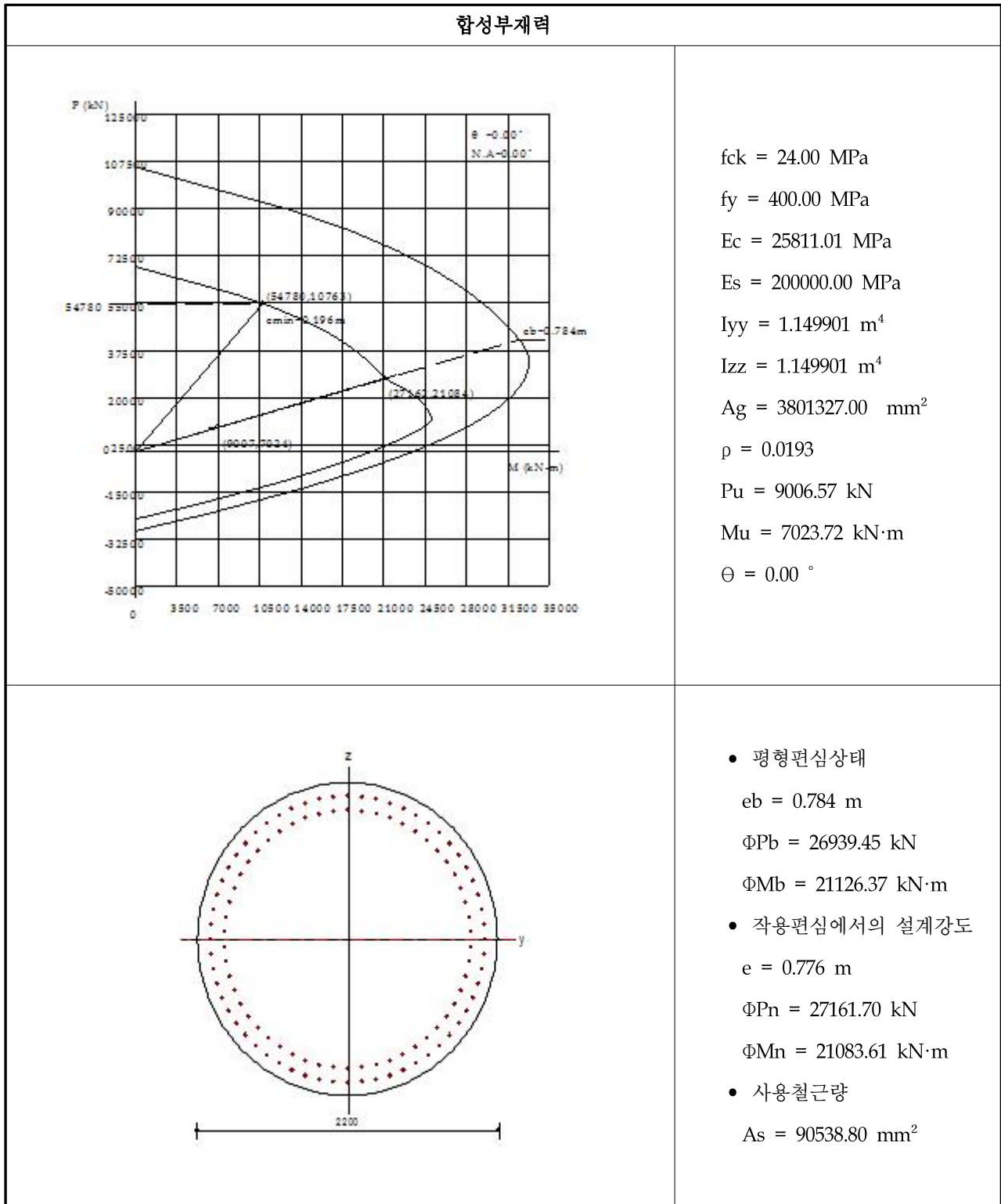
【그림 5.4.13】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.14】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.15】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.4 부산방향 교각(P6) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : π 형 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : PILE기초

2) 하중

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

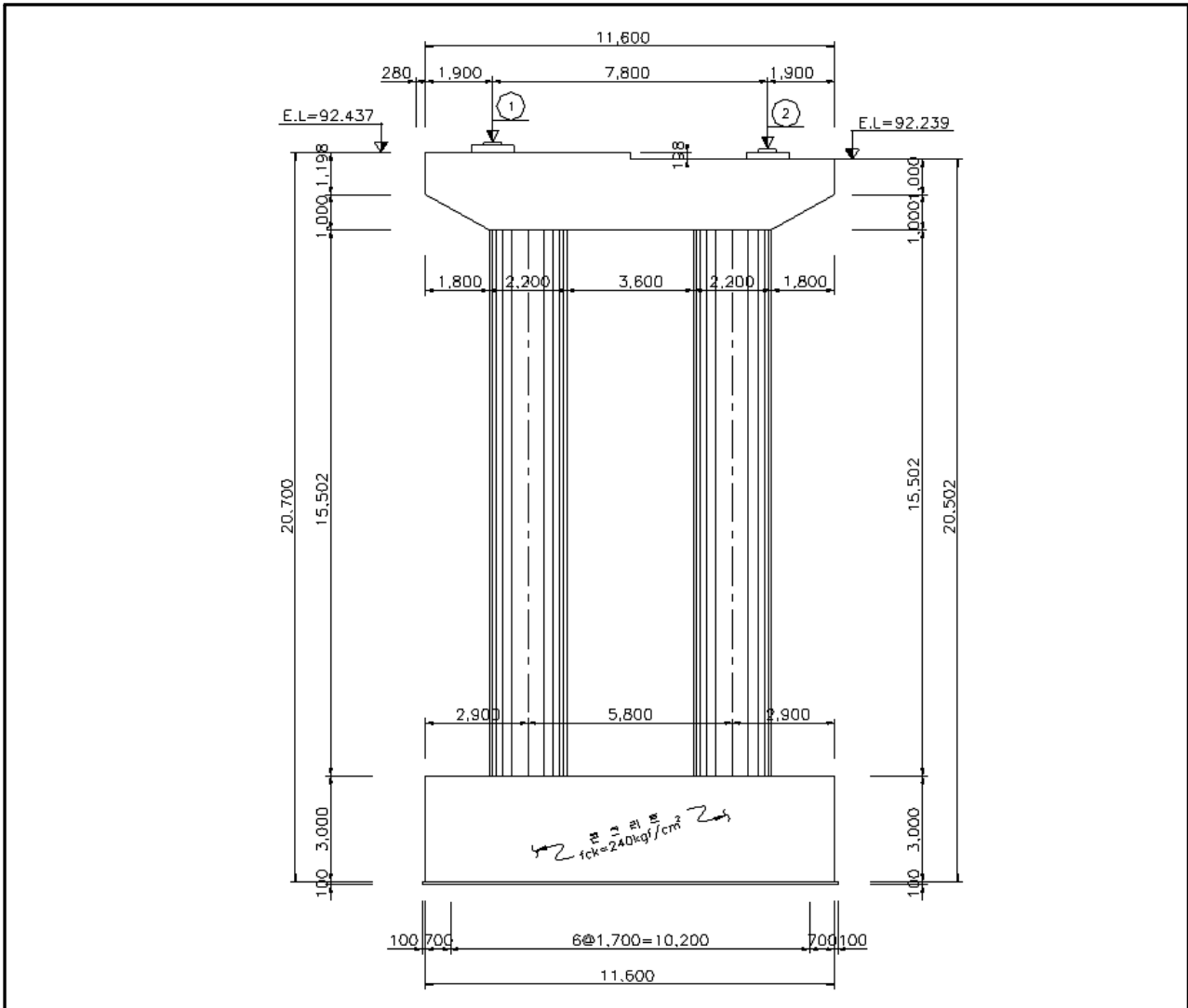
3) 사용재료

- ① 콘크리트
 - 설계기준강도(f_{ck}) : 24MPa(코핑부, 기둥)
 - 탄성계수(E_c) : 25,811.0MPa
- ② 철근(SD300)
 - 항복강도(f_y) : 400MPa
 - 탄성계수(E_s) : 200,000MPa

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.16】 해석단면(P6)(부산)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4645.840	631.203	
2	4836.857	786.441	
계	9482.697	1417.644	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.145 / 3.90 = 3.114 [1 \leq B/D < 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.114] \times 3.900 = 13.171 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.171 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.90/2 + 0.4 + 1.234/2 = 2.967 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 724.405 \times 2.967 = 2136.27 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.198 \times 2.500 = 16.485 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 1.234/2 = 1.650 \text{ kN/m (풍상측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재라 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 41.690 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.2 = 3.300 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.48 + 1.500 + 1.198/2 = 5.579 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 5.597 = 460.268 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

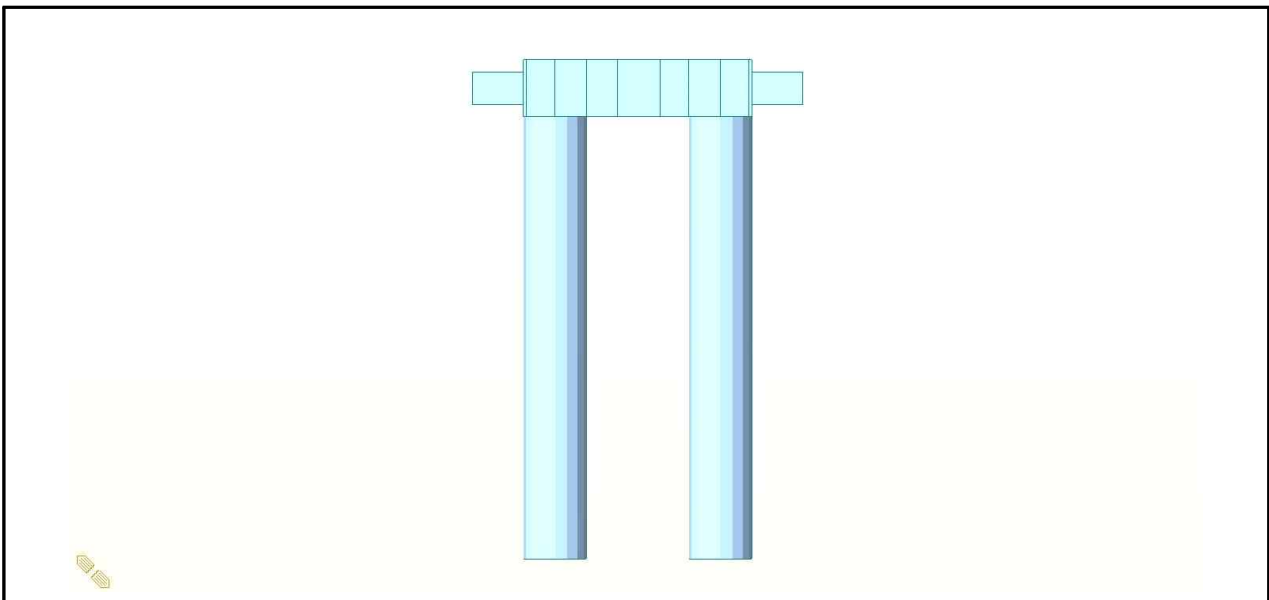
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.17】 해석모델링(부산 P6)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

① 내민보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재9, 절점10)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-165.016	7736.190	-165.016	-8158.916	
ULO02	-165.016	6379.104	-165.016	-6468.068	
ULO03	-100.056	6379.104	-1090.733	-6468.068	
ULO04	860.428	6379.104	-1190.457	-6468.068	
ULO05	497.297	6379.104	-827.324	-6468.068	
ULO06	-165.016	7199.668	-165.016	-7490.441	

② 중간지간

하중	좌측 (부재5, 절점5)		중앙부		좌측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	-4488.912	-29.344	-4523.289	209.693	-4721.642	369.050	
ULO02	-3622.971	-76.480	-3605.497	162.556	-3733.148	321.914	
ULO03	-1430.225	1151.918	-2763.990	1390.955	-4734.239	1550.312	
ULO04	-1284.828	1232.694	-2707.446	1471.731	-4798.860	1631.089	
ULO05	-2526.598	537.719	-3184.743	776.755	-4233.693	936.113	
ULO06	-4146.563	-47.979	-4160.441	191.057	-4330.842	350.415	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.2^2 / 4 = 3.801\text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{3.801} = 1.950 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.125m(= 1.10 - 1.95/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 6,468.068 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,190.457 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 1,190.457 / 6,468.068 = 0.184\text{m}$$

$$d = 2.000 - 0.116 = 1.884\text{m}$$

$$a / d = 0.184 / 1.884 = 0.098 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2800.0	2000.0	1884.0	100.0	1190.457	6468.068
$f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\phi_f = 0.85$, $\phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 48EA (= 38,121.8mm²)

㉠ 폐합스트립 : 11단 D25 - 48EA (= 24,321.6mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 25,320.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 5.6bd = 5.6 \times 2,800 \times 1,884.0 / 1,000 = 29,541.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 25,109.952 \text{ kN}$$

㉞ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 15,400.162 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,042.544 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \therefore A_f = 2,232.786 \text{ mm}^2$$

㉤ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 6,275.33 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 14,309.319 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 12,660.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 14,309.319 \text{ mm}^2 < A_s (= 38,121.600 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉥ 폐합스트럽 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 5,133.388 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(24,321.600) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	22,689.105	1,190.457	19.059	1,830.553	827.203	2.213	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.16】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-6935.210	-10740.758	2676.909	-1337.047	258.932	0.00010	축력최대
	ULB03	-6935.210	-10231.172	5204.797	-3414.076	-157.698	0.00499	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-6935.210	-10740.758	2676.909	-1337.047	258.932	0.00010	축력최대
	ULB03	-6689.050	-8929.765	-2019.823	4444.419	-465.803	0.00016	모멘트최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 $\times$ 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.17】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-10740.758	2676.909	2676.909	3785.721	축력최대
UL003	-10231.172	3366.776	5204.797	6198.798	모멘트최대
UL003	-8862.175	5117.063	3431.605	6161.189	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.18】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54633.960	10740.758	2676.909	5.087	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	35743.210	10231.172	5204.797	3.494	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.19】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54633.960	10740.758	2676.909	5.087	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	36422.800	8862.175	5117.063	4.110	O.K

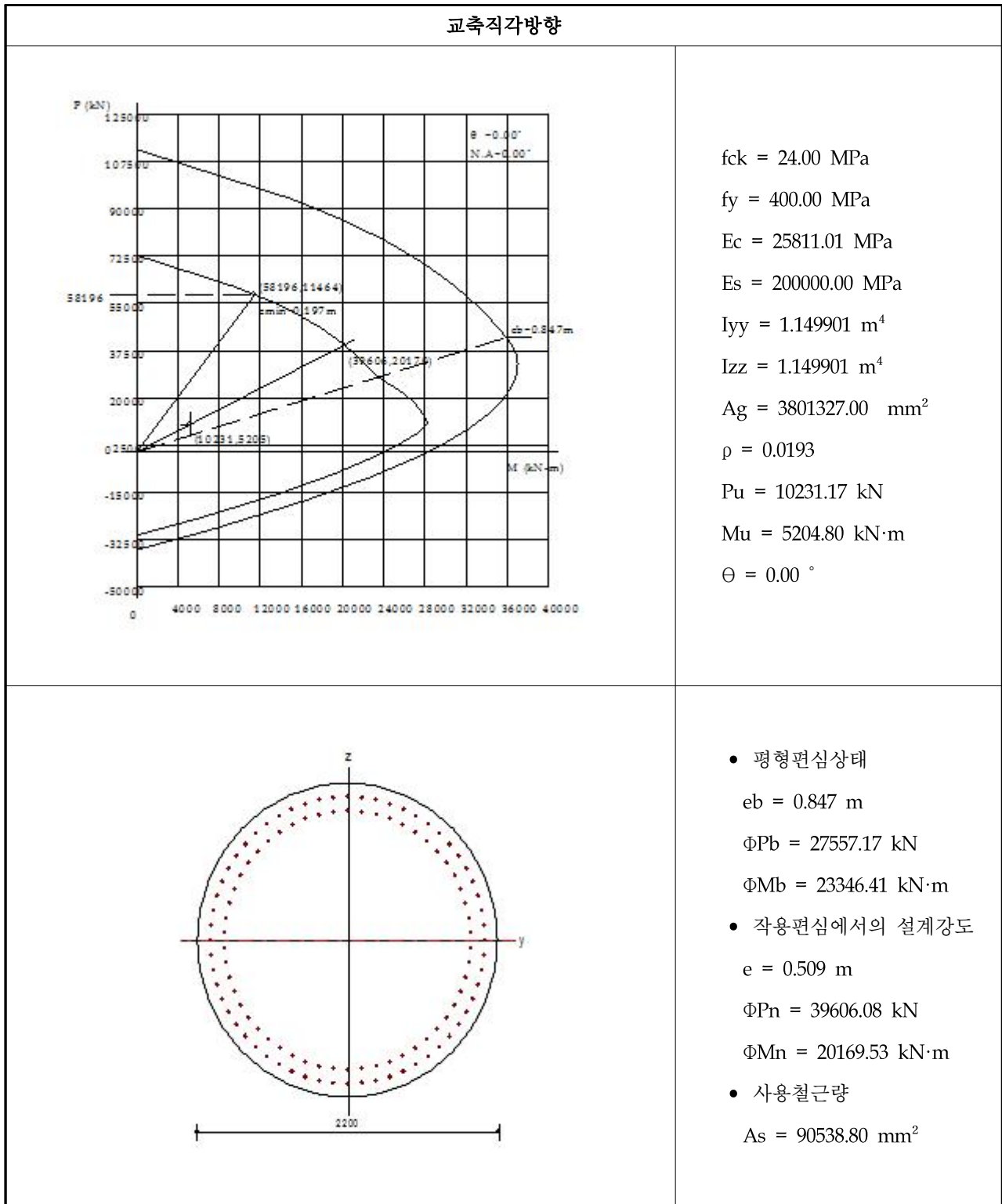
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.20】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	48011.780	10740.758	3785.721	4.470	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	35458.490	10231.172	6198.798	3.466	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	32106.100	8862.175	6161.189	3.623	O.K

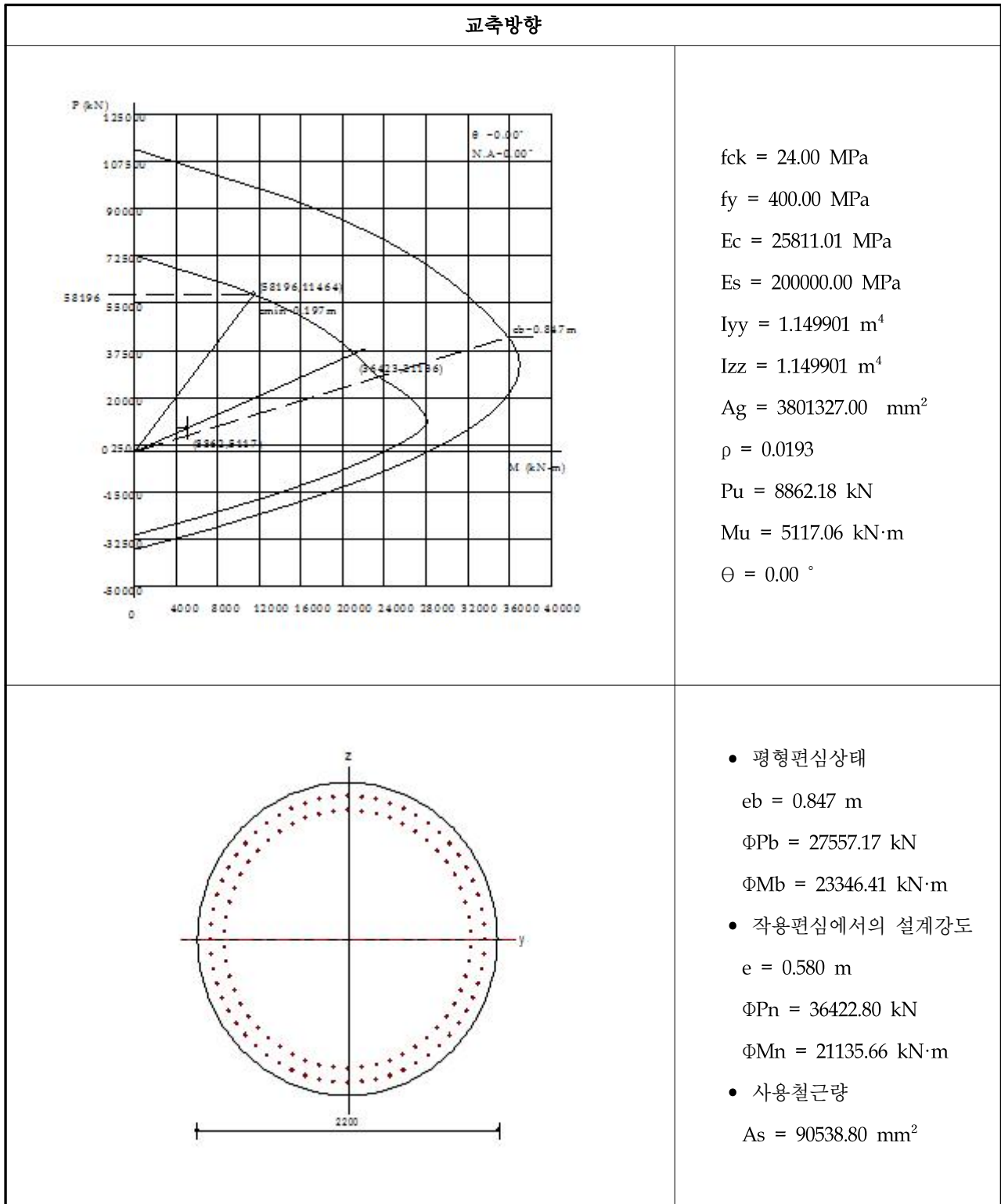
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



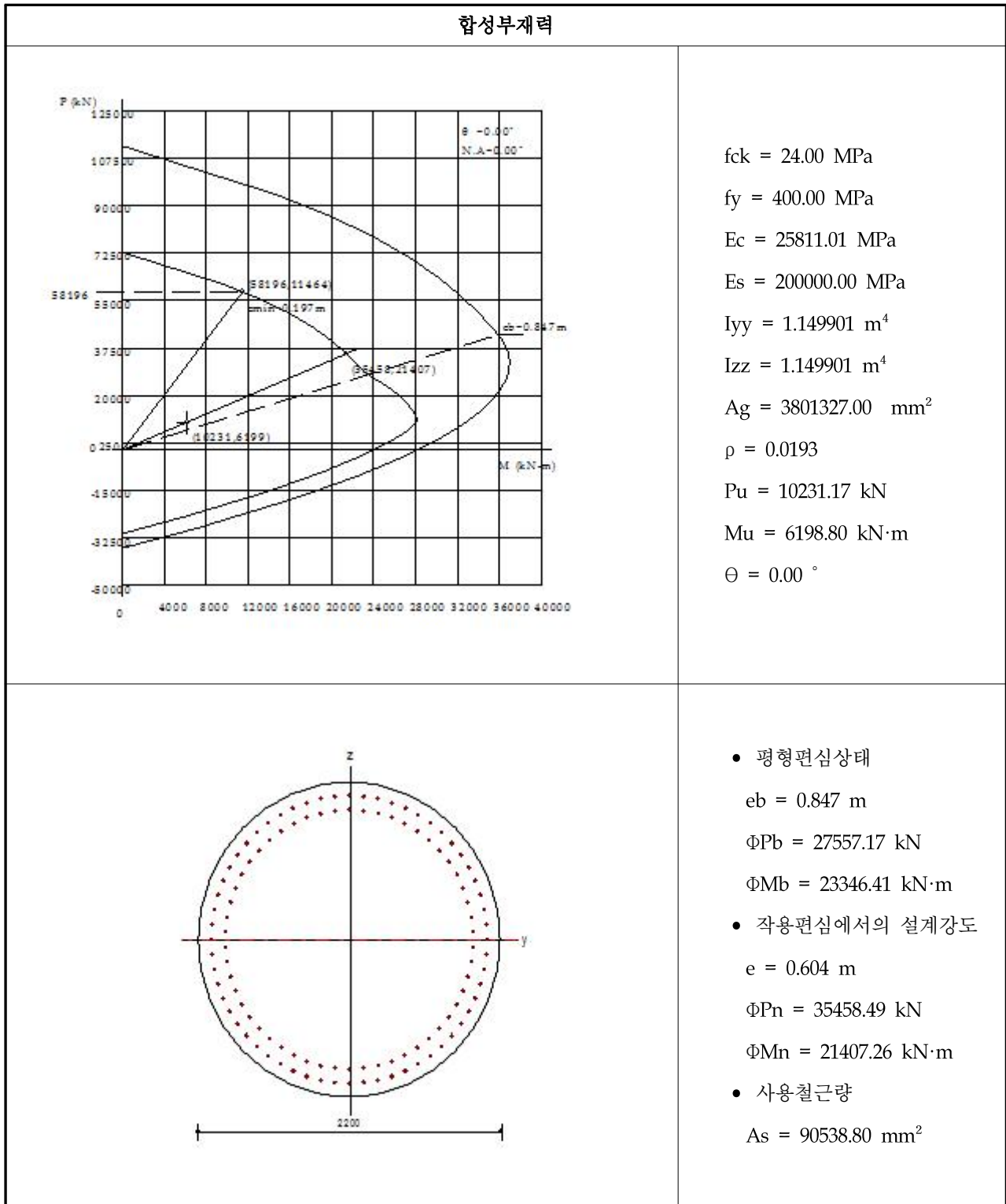
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.19】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.20】 P-M 상관도(합성부재력)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 안전성 평가결과

5.5.1.1 대구방향

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(S1~S3)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{209.344}{110.417} = 1.896$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{10.257} = 10.724$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{75.278} = 2.559$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.495} = 6.669$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{140.926} = 1.348$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{64.458} = 1.707$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{83.684} = 1.524$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

【표 5.5.2】 상부구조 안전성 평가결과(S4~S7)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4, 7경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{209.344}{109.896} = 1.905$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{12.013} = 9.157$	A	MPa
	5, 6경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{74.460} = 2.587$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{12.564} = 8.755$	A	MPa
	4, 6 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{141.323} = 1.344$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{55.828} = 1.970$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{133.034} = 1.428$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{40.343} = 2.727$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{83.684} = 1.524$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.3】 하부구조 안전성 평가결과(P2)

구 분			계산식	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{44650.210}{10847.710} = 4.116$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16057.93}{3895.277} = 4.122$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10063.338} = 5.444$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{9801.18}{1793.624} = 5.464$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{50247.720}{10847.170} = 4.632$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13442.49}{2895.277} = 4.643$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{49940.380}{10062.092} = 4.963$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13602.53}{2756.013} = 4.936$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43494.770}{10847.1720} = 4.010$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16524.19}{4094.540} = 4.036$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{10063.338}{10063.338} = 4.752$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{14654.97}{3060.460} = 4.788$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{47917.930}{10062.092} = 4.752$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{14654.97}{3058.552} = 4.791$		kN · m

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과(P6)

구 분			계산식	평가	비고
P6	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10667.649} = 5.135$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4445.67}{865.729} = 5.135$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35743.210}{7735.562} = 4.621$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19096.49}{4133.290} = 4.620$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10667.649} = 5.135$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4445.67}{865.729} = 5.135$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{37497.970}{8929.765} = 4.199$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{18590.52}{4444.419} = 4.183$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10667.649} = 5.135$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{6325.49}{1224.326} = 5.167$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26828.990}{7735.562} = 3.468$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21183.21}{6069.345} = 3.490$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30275.770}{8929.765} = 3.390$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{20442.17}{6069.345} = 3.368$		kN · m

5.5.1.2 부산방향

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과(S1~S3)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{209.344}{110.417} = 1.896$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{10.257} = 10.724$	A	MPa
	2경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{75.278} = 2.559$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.495} = 6.669$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{140.926} = 1.348$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{64.458} = 1.707$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{83.684} = 1.524$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

【표 5.5.6】 상부구조 안전성 평가결과(S4~S7)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4, 7경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{209.344}{109.896} = 1.905$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{12.013} = 9.157$	A	MPa
	5, 6경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{74.460} = 2.587$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{12.564} = 8.755$	A	MPa
	4, 6 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{141.323} = 1.344$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{55.828} = 1.970$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{133.034} = 1.428$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{40.343} = 2.727$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{83.684} = 1.524$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{75.486} = 1.690$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{67.767} = 1.882$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.7】 하부구조 안전성 평가결과(P2)

구 분			54780.210	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10992.632} = 4.983$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{6808.66}{1366.279} = 4.983$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{34607.880}{7729.293} = 4.477$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19404.18}{4337.137} = 4.474$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10992.632} = 4.983$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{6808.66}{1366.279} = 4.983$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{32347.080}{9006.596} = 3.591$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19968.83}{5524.661} = 3.614$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54780.210}{10992.632} = 4.983$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{9555.64}{1932.210} = 4.945$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{24572.040}{7729.293} = 3.179$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{22238.99}{7023.720} = 3.166$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{27161.7}{9006.569} = 3.016$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21083.61}{7023.720} = 3.002$		kN · m

【표 5.5.8】 하부구조 안전성 평가결과(P6)

구 분			계산식	평가	비고
P6	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54633.960}{10740.758} = 5.087$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13685.54}{2676.909} = 5.112$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35743.210}{10231.172} = 3.494$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{19096.49}{5204.494} = 3.669$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54633.960}{10740.758} = 5.087$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13685.54}{2676.909} = 5.112$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{36422.800}{8862.175} = 4.110$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21135.66}{5117.063} = 4.130$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{48011.78}{10740.758} = 4.470$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16994.44}{3785.721} = 4.489$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35458.490}{10231.172} = 3.466$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21407.26}{6198.798} = 3.453$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{32106.100}{8862.175} = 3.623$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{22284.91}{616.189} = 3.617$		kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

5.5.2.1 대구방향

【표 5.5.9】 바닥판 기본내하력 산정(S1~S3)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

【표 5.5.10】 거더 기본내하력 산정(S1~S3)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	190	$\frac{190-(74.184+5.225)}{13.281}$	8.327	DB24 이상
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-190	$\frac{-190-(-65.192-14.704)}{-37.379}$	2.946	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	190	$\frac{190-(40.050+2.633)}{11.006}$	13.385	DB24 이상
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-190	$\frac{-190-(-39.338-9.342)}{-39.046}$	3.619	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-190	$\frac{-190-(-82.962-20.754)}{-39.996}$	2.157	DB24 이상
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	190	$\frac{190-(77.062+21.290)}{41.029}$	2.234	DB24 이상

【표 5.5.11】 바닥판 기본내하력 산정(S4~S7)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상

【표 5.5.12】 거더 기본내하력 산정(S4~S7)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	190	$\frac{190-(74.311+5.227)}{12.760}$	8.657	DB24 이상
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-190	$\frac{-190-(-69.002-15.659)}{-38.223}$	2.756	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	190	$\frac{190-(38.605+2.501)}{10.645}$	13.987	DB24 이상
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-190	$\frac{-190-(-37.920-8.833)}{-37.601}$	3.810	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-190	$\frac{-190-(-83.424-20.765)}{-39.635}$	2.165	DB24 이상
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	190	$\frac{190-(77.487+21.309)}{40.674}$	2.242	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-190	$\frac{-190-(-70.932-17.707)}{-46.140}$	2.197	DB24 이상
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	190	$\frac{190-(64.564+18.293)}{47.667}$	2.248	DB24 이상

5.5.2.2 부산방향

【표 5.5.13】 바닥판 기본내하력 산정(S1~S3)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상

【표 5.5.14】 거더 기본내하력 산정(S1~S3)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	74.184	5.225	13.281	190	$\frac{190-(74.184+5.225)}{13.281}$	8.327	DB24 이상
		하부 플랜지	-65.192	-14.704	-37.379	-190	$\frac{-190-(-65.192-14.704)}{-37.379}$	2.946	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	40.050	2.633	11.006	190	$\frac{190-(40.050+2.633)}{11.006}$	13.385	DB24 이상
		하부 플랜지	-39.338	-9.342	-39.046	-190	$\frac{-190-(-39.338-9.342)}{-39.046}$	3.619	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.962	-20.754	-39.996	-190	$\frac{-190-(-82.962-20.754)}{-39.996}$	2.157	DB24 이상
		하부 플랜지	77.062	21.290	41.029	190	$\frac{190-(77.062+21.290)}{41.029}$	2.234	DB24 이상

【표 5.5.15】 바닥판 기본내하력 산정(S4~S7)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.511	12.117	67.767	$\frac{127.569-1.3 \times 7.511}{2.15 \times 12.117}$	4.522	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	39.650	75.486	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 39.650}$	1.764	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.116	26.756	83.684	$\frac{127.569-1.3 \times 5.116}{2.15 \times 26.756}$	2.102	DB-24 이상

【표 5.5.16】 거더 기본내하력 산정(S4~S7)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	74.311	5.227	12.760	190	$\frac{190-(74.311+5.227)}{12.760}$	8.657	DB24 이상
		하부 플랜지	-69.002	-15.659	-38.223	-190	$\frac{-190-(-69.002-15.659)}{-38.223}$	2.756	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	38.605	2.501	10.645	190	$\frac{190-(38.605+2.501)}{10.645}$	13.987	DB24 이상
		하부 플랜지	-37.920	-8.833	-37.601	-190	$\frac{-190-(-37.920-8.833)}{-37.601}$	3.810	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-83.424	-20.765	-39.635	-190	$\frac{-190-(-83.424-20.765)}{-39.635}$	2.165	DB24 이상
		하부 플랜지	77.487	21.309	40.674	190	$\frac{190-(77.487+21.309)}{40.674}$	2.242	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-70.932	-17.707	-46.140	-190	$\frac{-190-(-70.932-17.707)}{-46.140}$	2.197	DB24 이상
		하부 플랜지	64.564	18.293	47.667	190	$\frac{190-(64.564+18.293)}{47.667}$	2.248	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.524 및 1.707으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P6의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 4.010 및 3.368로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 부산방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.524 및 1.707으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P6의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 3.002 및 3.453 으로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

나. 주의 및 건의사항

현행 설계기준에 따라 대상 교량 상부구조와 하부구조를 검토한 결과 내하력 및 안전성 모두 양호한 것으로 판단되었으며 특별한 구조적 손상 또한 발견되지 않은 바 기존 유지관리 상태를 유지하여 교량의 내하력 저하를 방지하도록 한다.

