

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(3@55=165m), 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, P4	- 교각형식 : 다주식(2주식), 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		남천교의 교각은 다주식(2주식) 교각이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 선정하였다. ⇒ P2, P4

나. 검토조건

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

【표 5.1.2】 설계 당시와 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, P4		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:27.1~31.8MPa - 하부:24.1~27.3MPa	- 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 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4\text{MPa}$ ($f_{ck} \leq 40$), 6MPa ($f_{ck} \geq 60$) - 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 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팽창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ\text{C}$ - 선팽창계수 : 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

남천교는 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(3@55, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@55.0 + 4@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장), $3@55.0 = 165.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- 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(ℓ/b -4.6) : 4.6 < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 4.0$ 190-3.91(ℓ/b -4.0) : 4.0 < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 3.8$ 215-4.69(ℓ/b -3.8): 3.8 < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 3.4$ 270-6.64(ℓ/b -3.4): 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 4.9$	175 : $\ell/b \leq 4.1$	200 : $\ell/b \leq 3.9$ 200-4.24(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 3.4$ 260-6.25(ℓ/b -3.4): 3.4 < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-2.21(ℓ/b -4.9): 4.9 < $\ell/b \leq 30$	175-3.48(ℓ/b -4.1): 4.1 < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 3.9$ 195-4.07(ℓ/b -3.9): 3.9 < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 3.5$ 250-5.94(ℓ/b -3.5): 3.5 < $\ell/b \leq 25$
$\frac{A_w}{A_c} > 2$	40이하	140 : $\ell/b \leq 9.3/K$ 140-1.24(K ℓ/b -9.3): 9.3/K < $\ell/b \leq 30$	190 : $\ell/b \leq 8.0/K$ 190-1.95(K ℓ/b -8.0): 8.0/K < $\ell/b \leq 30$	215 : $\ell/b \leq 7.5/K$ 215-2.35(K ℓ/b -7.5): 7.5/K < $\ell/b \leq 27$	270 : $\ell/b \leq 6.7/K$ 270-3.32(K ℓ/b -6.7): 6.7/K < $\ell/b \leq 25$
	40초과 75이하	130 : $\ell/b \leq 9.7/K$	175 : $\ell/b \leq 8.3/K$	200 : $\ell/b \leq 7.8/K$ 200-2.12(K ℓ/b -7.8): 7.8/K < $\ell/b \leq 27$	260 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 260-3.12(K ℓ/b -6.9): 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
	75초과 100이하	130-1.10(K ℓ/b -9.7): 9.7/K < $\ell/b \leq 30$	175-1.74(K ℓ/b -8.3): 8.3/K < $\ell/b \leq 30$	195 : $\ell/b \leq 7.9/K$ 195-2.04(K ℓ/b -7.9): 7.9/K < $\ell/b \leq 27$	250 : $\ell/b \leq 6.9/K$ 250-2.97(K ℓ/b -6.9): 6.9/K < $\ell/b \leq 25$
비 고		A_w : 복부판의 총 단면적(mm ²) A_c : 압축플랜지의 총 단면적(mm ²) ℓ : 압축플랜지의 고정점간의 거리(mm) b : 압축플랜지의 폭(mm) $K : \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$			

㉠ 허용전단응력(MPa)

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

㉡ 항복응력(MPa)

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

㉢ 강재 주거더의 허용응력 증가율

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

3) 설계방법

- ① 바닥판 : 강도설계법
- ② 강박스거더 : 허용응력설계법

4) 적용하중

① 고정하중

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

② 활하중

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

③ 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차

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

④ 바닥판 콘크리트의 크리프

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

⑤ 바닥판 콘크리트의 건조수축

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

⑥ 하중조합

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

5) 참고문헌

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

나. 바닥판 구조검토

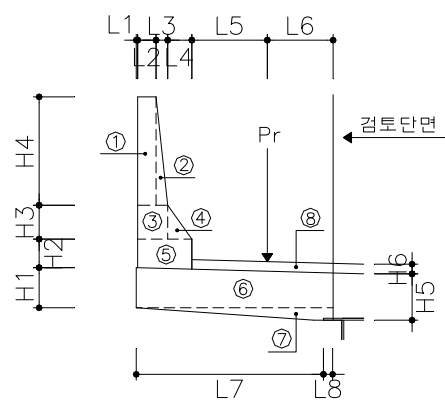
합성형교에서 바닥판으로서 작용할 경우(교축직각방향)에 대하여 도로교설계기준(2010년) 등의 적용기준에 따라 구조검토를 수행하였다.

1) 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	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 5.500$	0.440	2.420	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 0.550$	0.293	0.161	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.371		5.439	

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.596 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.103 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.605 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.761 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.574 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.003 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.103\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 33.003 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.271 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 90.271) - 2.5 \times 42.000 = 771.123\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 90.271) = 697.899\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.899\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.899\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.550^2}{10} = 6.073\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.550m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.550} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.550+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.950\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.950 = 32.760\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 78.329\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 38.833\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 207.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 78.329 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑥ 사용성(균열) 검토

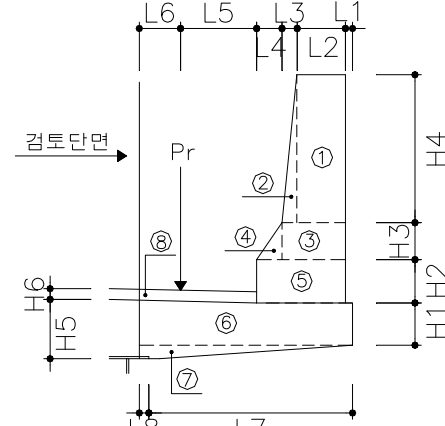
- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 7.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1588.8 / (1000.0 \times 200.0) = 0.0079$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.258$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.282 \times 200.0 = 56.400$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.258/3 = 0.914$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 38.833 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 106.217 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 106.217) - 2.5 \times 42.0 = 640.157 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 106.217) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 593.125 \text{mm}$ 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	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 5.438$	0.435	2.365	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 0.544$	0.290	0.158	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	14.279		7.826	

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 36.226 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 68.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 28.217 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 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)

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

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

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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.177\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 21.001 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 57.443 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 57.443) - 2.5 \times 42.000 = 1269.674\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 57.443) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1096.739\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.517으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S1~S3)

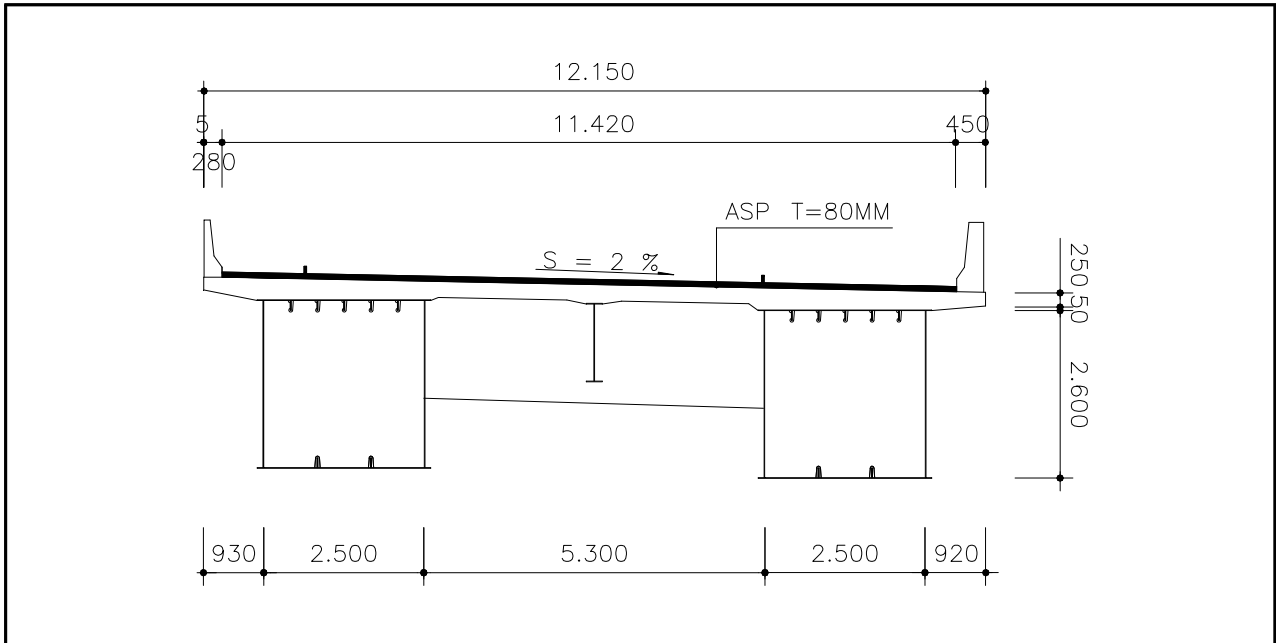
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	84.103	127.569	1.517	O.K
중앙부	78.329	127.569	1.629	O.K
우측 캔틸레버부	68.177	127.569	1.871	O.K

【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	33.003	90.271	240.000	125.000	697.899	O.K
중앙부	38.833	106.217	240.000	125.000	593.125	O.K
우측 캔틸레버부	21.001	57.443	240.000	125.000	1096.739	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

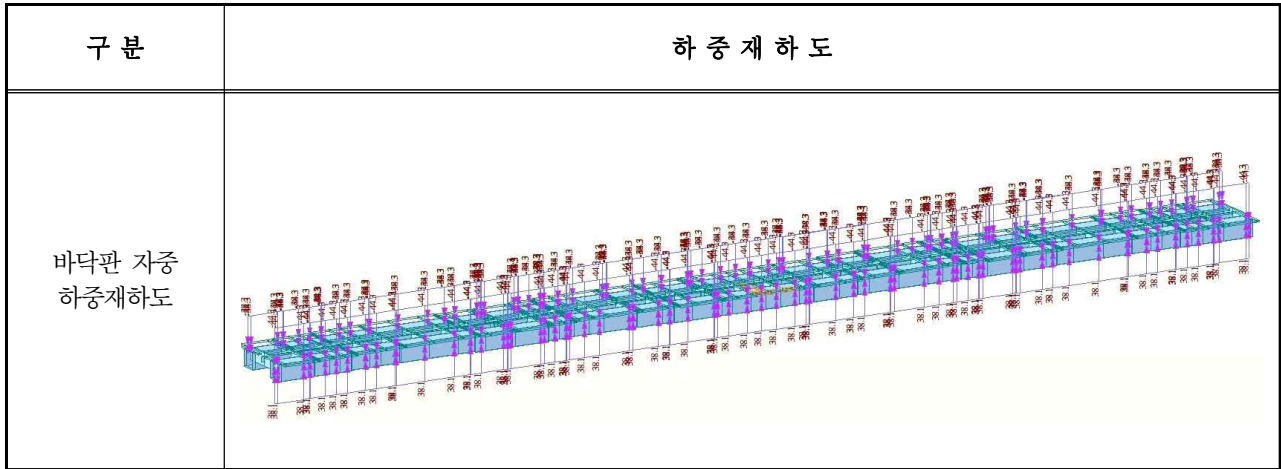
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	44.331	38.125	
G2	2.500	44.263	-38.287	

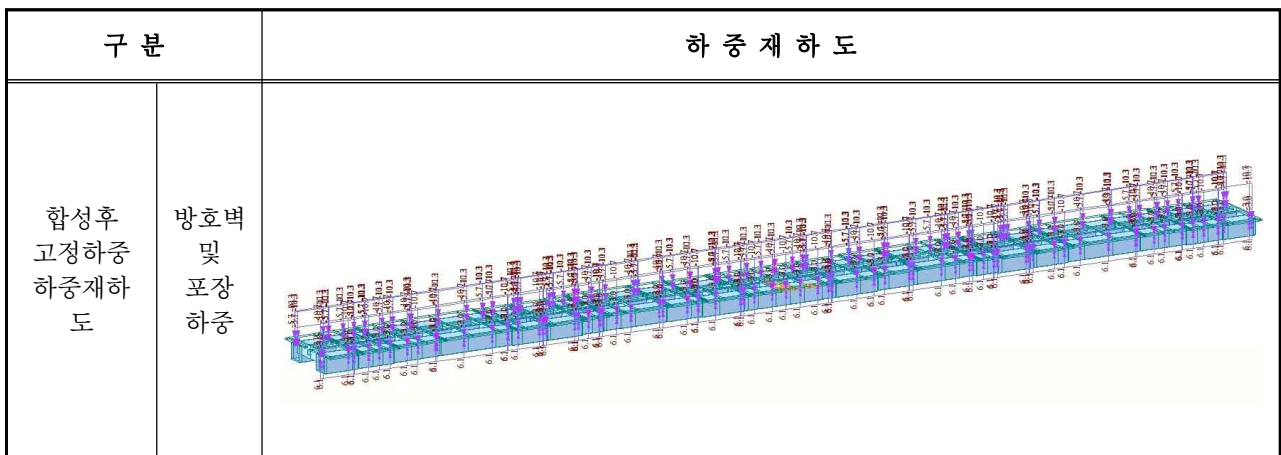


【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)(대구 S1~S3)

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)

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 3@55.000 = 165.0m																											
충격계수(i)	• $15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 \quad \therefore i = 0.158$ 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 border="1"> <thead> <tr> <th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$6.0 \leq W_c < 9.1$</td><td>2</td><td>$23.8 \leq W_c < 27.4$</td><td>7</td></tr> <tr> <td>$9.1 \leq W_c < 12.8$</td><td>3</td><td>$27.4 \leq W_c < 31.1$</td><td>8</td></tr> <tr> <td>$12.8 \leq W_c < 16.4$</td><td>4</td><td>$31.1 \leq W_c < 34.7$</td><td>9</td></tr> <tr> <td>$16.4 \leq W_c < 20.1$</td><td>5</td><td>$34.7 \leq W_c < 38.4$</td><td>10</td></tr> <tr> <td>$20.1 \leq W_c < 23.8$</td><td>6</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>				W_c 의 범위(m)	N	W_c 의 범위(m)	N	$6.0 \leq W_c < 9.1$	2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7	$9.1 \leq W_c < 12.8$	3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8	$12.8 \leq W_c < 16.4$	4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9	$16.4 \leq W_c < 20.1$	5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10	$20.1 \leq W_c < 23.8$	6		
W_c 의 범위(m)	N	W_c 의 범위(m)	N																									
$6.0 \leq W_c < 9.1$	2	$23.8 \leq W_c < 27.4$	7																									
$9.1 \leq W_c < 12.8$	3	$27.4 \leq W_c < 31.1$	8																									
$12.8 \leq W_c < 16.4$	4	$31.1 \leq W_c < 34.7$	9																									
$16.4 \leq W_c < 20.1$	5	$34.7 \leq W_c < 38.4$	10																									
$20.1 \leq W_c < 23.8$	6																											
여기서, W_c : 연석간 교폭(11.420m를 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%																											

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

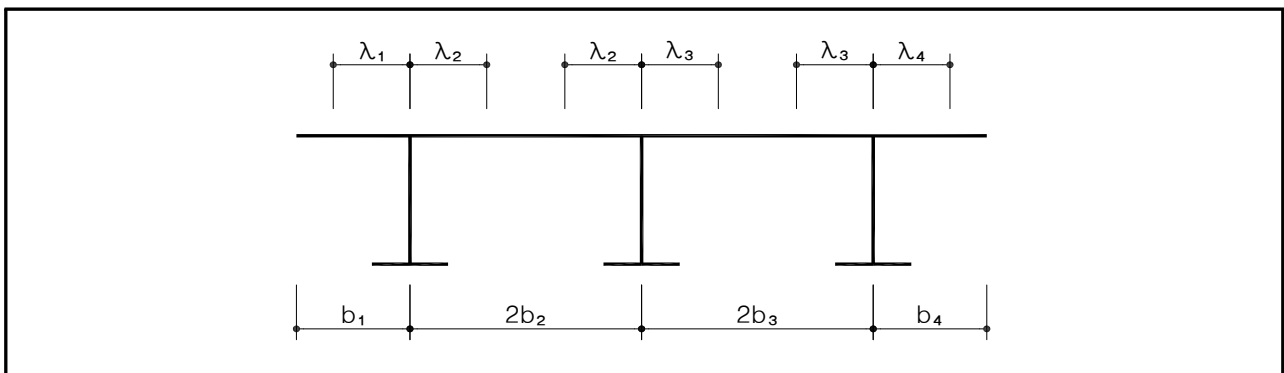
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

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)

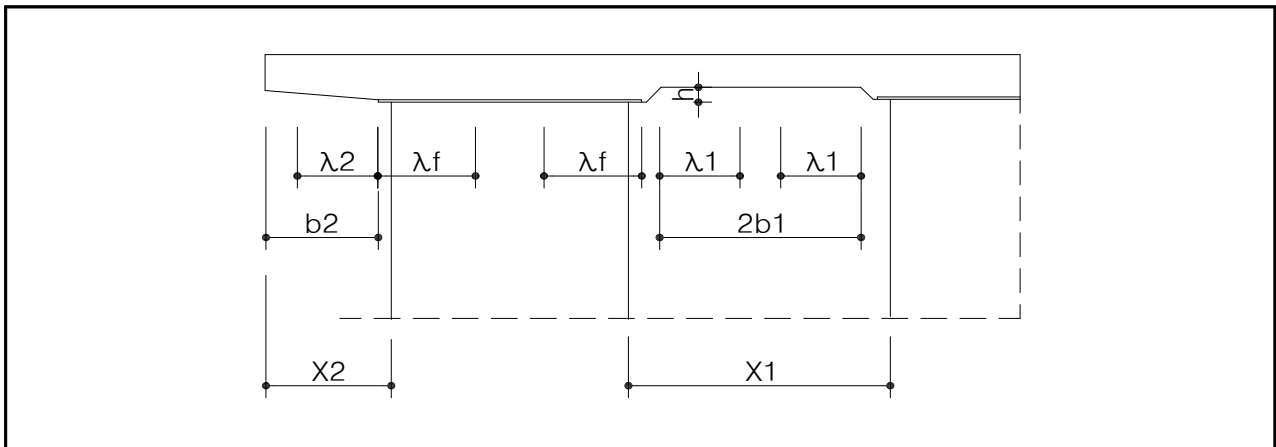
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중앙부	44.000	M	
1, 2 경간지점부	22.000	M	
2 경간중앙부	33.000	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	6.046	0.994
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.153	0.848
2 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.951	0.979

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

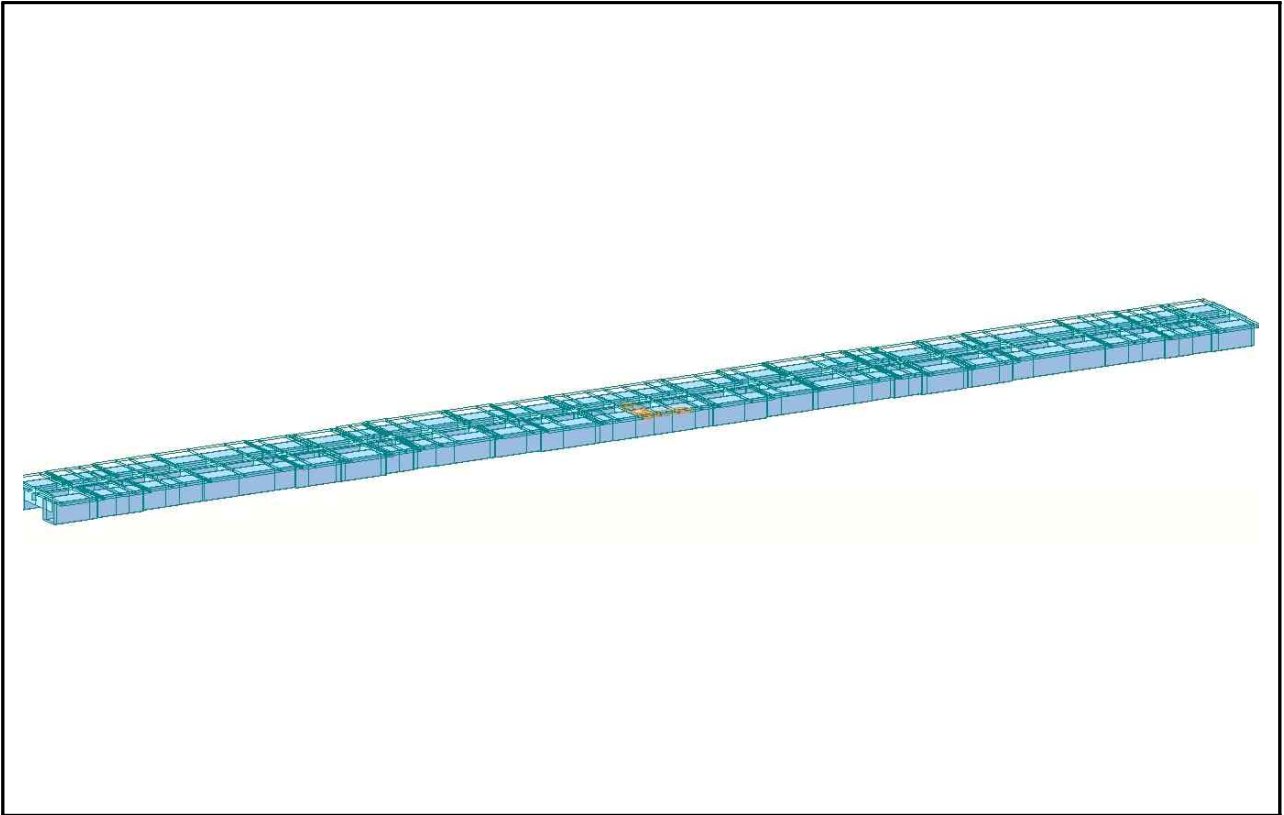
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.036	0.994
1 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.145	0.848
2 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.941	0.979

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.

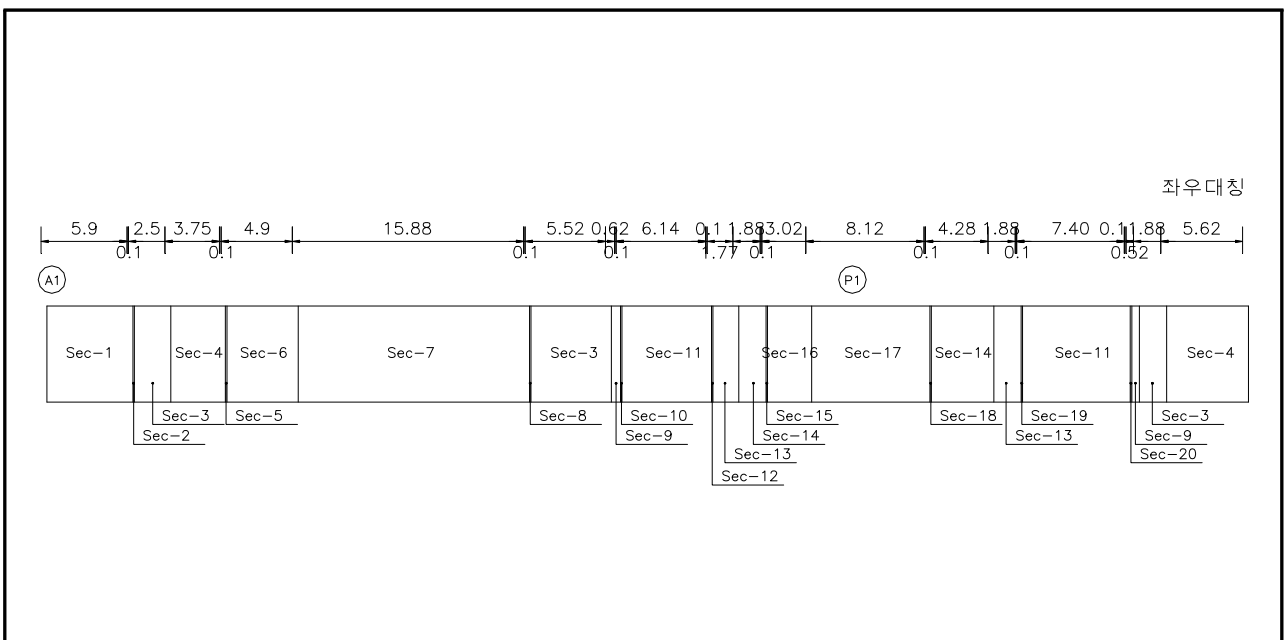
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【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)

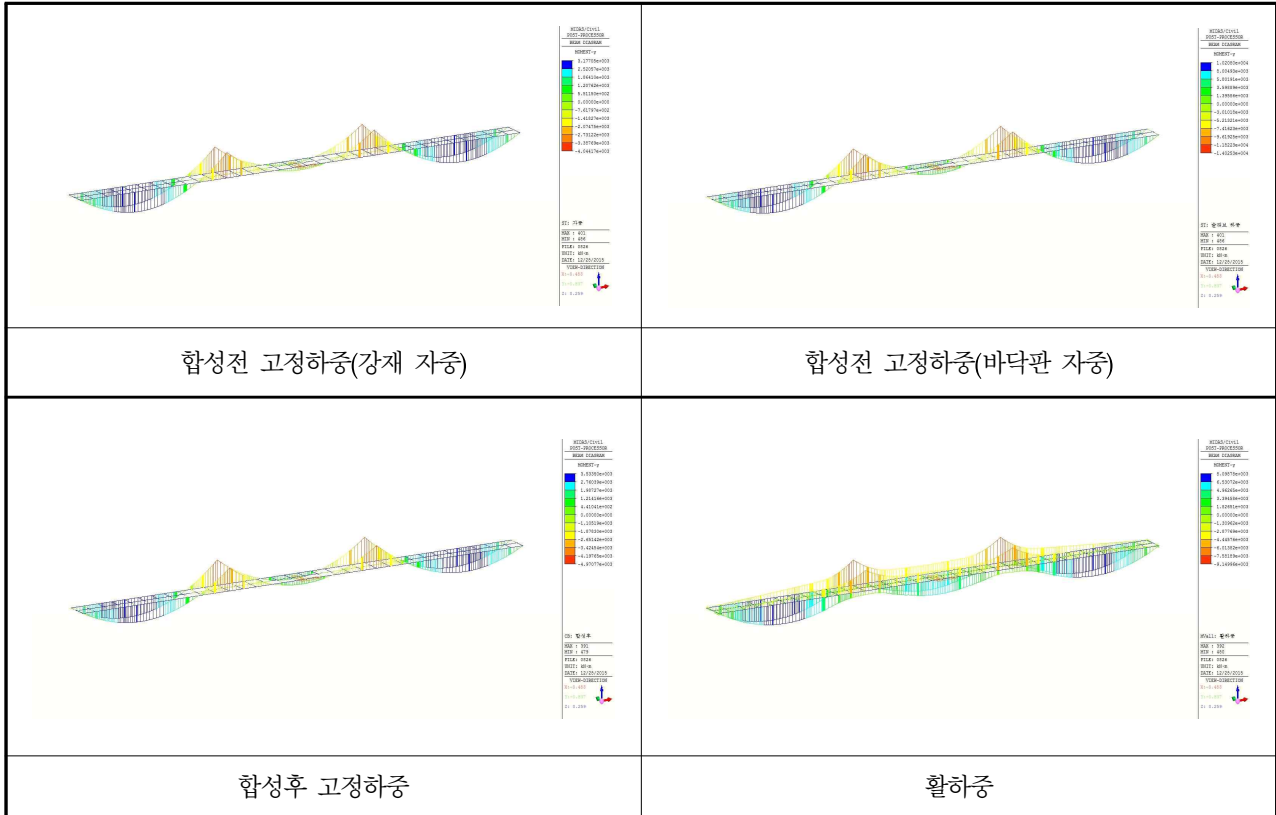
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1517500	314592805030	713662075929	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	315568203267	716942575929	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 4	합성전	139000	174343536529	124548233333	188861270224	
	합성후	328688	353182513383	706966314063	226421755134	
단면 - 5	합성전	149800	192016911096	131109233333	200574819617	
	합성후	339488	355479462820	713527314063	228123266465	
단면 - 6	합성전	171400	229004534790	144231233333	217489953818	
	합성후	361088	451833609238	726649314063	250145366830	
단면 - 7	합성전	186000	240254422950	160768495200	244642677074	
	합성후	375688	478627752192	743186575929	286710884196	
단면 - 8	합성전	171000	212341995032	154207495200	227549022588	
	합성후	360688	459013278788	736625575929	284116534224	
단면 - 9	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 10	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	337888	382127398708	720223075929	254869649249	
단면 - 11	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332488	357946951916	716942575929	243937975649	
단면 - 12	합성전	164400	202483535040	147646495200	219951382706	
	합성후	354088	362892480301	730064575929	247928387787	
단면 - 13	합성전	191400	251013585793	164048995200	250956541032	
	합성후	381088	480734864154	746467075929	287879678919	
단면 - 14	합성전	187200	243754234644	164048995200	250956541032	
	합성후	376888	479542048425	746467075929	287879678919	
단면 - 15	합성전	214200	291780591429	180451495200	271163705148	
	합성후	403888	489609259506	762869575929	292761580816	
단면 - 16	합성전	241200	338991379903	196853995200	287836494039	
	합성후	430888	597022488278	779272075929	312190964911	
단면 - 17	합성전	230400	321350301998	190292995200	282334051749	
	합성후	420088	555585707256	772711075929	305767013264	
단면 - 18	합성전	203400	265995515512	173890495200	260577589682	
	합성후	393088	542662748134	756308575929	300506346136	
단면 - 19	합성전	165600	194682561633	150926995200	215543661400	
	합성후	355288	470645538455	733345075929	282668576781	
단면 - 20	합성전	148200	177230490400	137804995200	201645129210	
	합성후	337888	359226888635	720223075929	245045223097	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

【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	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1520000	314704047860	716545328533	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	315676855267	719825828533	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339400	366380446103	726386828533	256068931132	
단면 - 4	합성전	139000	174343536529	124548233333	188861270224	
	합성후	329000	353307931275	709849566667	226421755134	
단면 - 5	합성전	149800	192016911096	131109233333	200574819617	
	합성후	339800	355599091295	716410566667	228123266465	
단면 - 6	합성전	171400	229004534790	144231233333	217489953818	
	합성후	361400	452008567756	729532566667	250145366830	
단면 - 7	합성전	181800	234951039018	160768495200	244642677074	
	합성후	371800	463262752423	746069828533	286710884196	
단면 - 8	합성전	171000	212341995032	154207495200	227549022588	
	합성후	361000	459206630138	739508828533	284116534224	
단면 - 9	합성전	153600	186212640060	141085495200	209080173861	
	합성후	343600	383737966119	726386828533	256068931132	
단면 - 10	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	338200	382277188764	723106328533	254869649249	
단면 - 11	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332800	358082437955	719825828533	243937975649	
단면 - 12	합성전	164400	202483535040	147646495200	219951382706	
	합성후	354400	363015940897	732947828533	247928387787	
단면 - 13	합성전	191400	251013585793	164048995200	250956541032	
	합성후	381400	480925596314	749350328533	287879678919	
단면 - 14	합성전	187200	243754234644	164048995200	250956541032	
	합성후	377200	479735650421	749350328533	287879678919	
단면 - 15	합성전	214200	291780591429	180451495200	271163705148	
	합성후	404200	489782737054	765752828533	292761580816	
단면 - 16	합성전	241200	338991379903	196853995200	287836494039	
	합성후	431200	597260989068	782155328533	312190964911	
단면 - 17	합성전	230400	321350301998	190292995200	282334051749	
	합성후	420400	555797929823	775594328533	305767013264	
단면 - 18	합성전	203400	265995515512	173890495200	260577589682	
	합성후	393400	542899194083	759191828533	300506346136	
단면 - 19	합성전	165600	194682561633	150926995200	215543661400	
	합성후	355600	470858127524	736228328533	282668576781	
단면 - 20	합성전	148200	177230490400	137804995200	201645129210	
	합성후	338200	359359188902	723106328533	245045223097	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

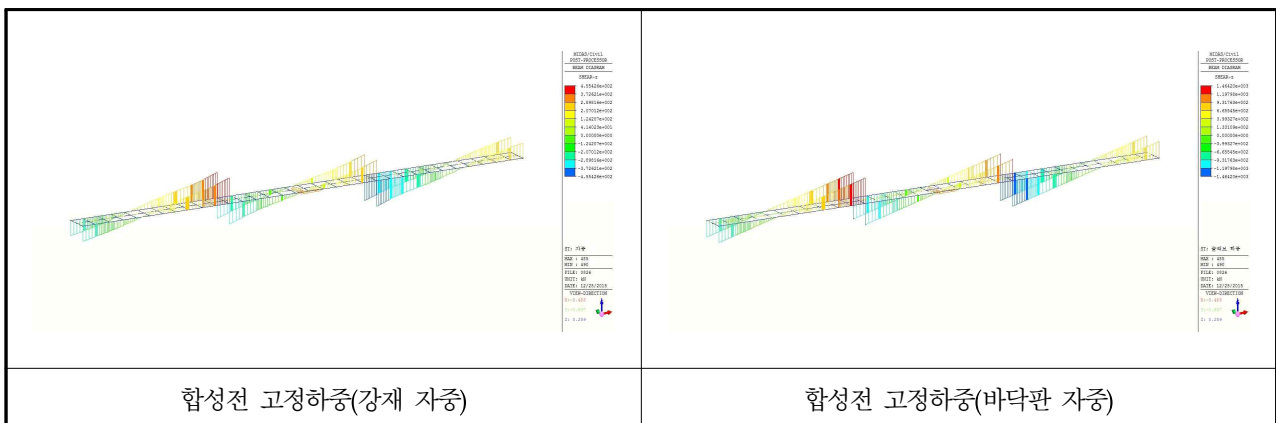
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

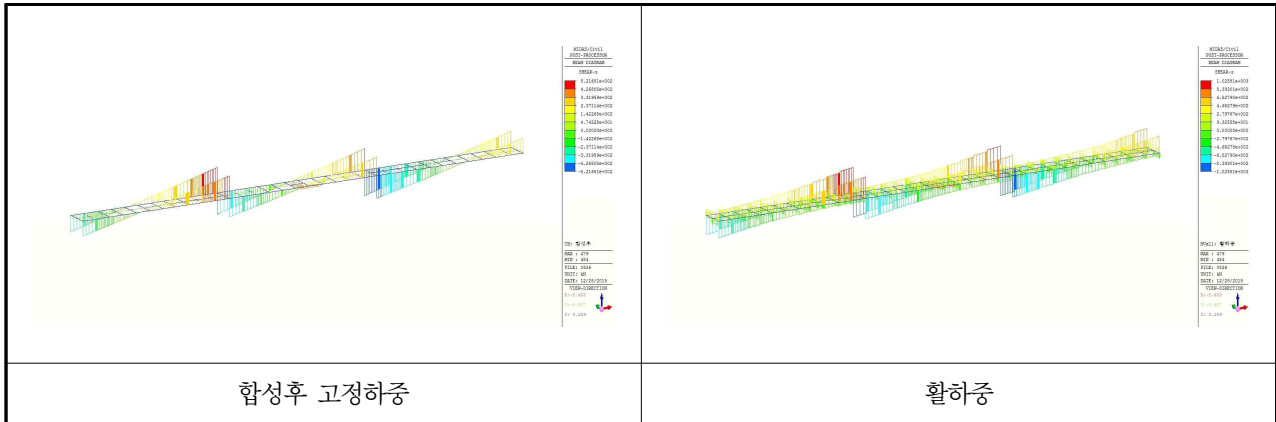


【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구 S1~S3)

㉡ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도(대구 S1~S3)



【그림 5.2.10】 전단력도(대구 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 5.2.8】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S1~S3)

구 분	k값	
	구 분	k값
G1	S1	0.557
	P1	-0.197
	S2	-0.197
	P2	-0.197
	S3	0.557
G2	S1	0.557
	P1	-0.197
	S2	-0.197
	P2	-0.197
	S3	0.557

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)	13,385.002	3,311.147	7,312.892	522.388	24,531.429
	전단력 (kN)	79.427	18.002	324.313	20.937	442.679
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.649	5.226	344.019	0.005	349.899
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,375.338	3,533.503	8,098.785	522.185	25,529.811
	전단력 (kN)	79.338	20.904	327.971	20.929	449.142
	비틀림모멘트 (kN · m)	6.717	5.276	344.019	0.005	356.017

【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)	3,219.428	830.715	5,234.670	319.300	9,604.113
	전단력 (kN)	134.345	34.175	363.280	41.537	573.337
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	532.990	0.027	533.017
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,215.131	983.542	5,793.170	319.182	10,311.025
	전단력 (kN)	134.175	40.113	358.657	41.520	574.465
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	302.226	0.026	302.252

【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)	13,385.002	3,311.147	7,312.891	522.388	24,531.428
	전단력 (kN)	192.904	47.272	342.131	20.937	603.244
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	548.699	0.006	548.705
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,375.338	3,533.503	8,098.785	522.185	25,529.811
	전단력 (kN)	192.668	55.711	352.919	20.929	622.227
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	313.926	0.005	313.931

- 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)	-18,069.466	-4,431.802	-7,401.577	-1,142.815	-31,045.66
	전단력 (kN)	-1,919.624	-459.913	-862.520	-41.553	-3,283.61
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.023	-27.108	-935.481	-0.081	-962.693
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,051.719	-4,970.766	-9,149.959	-1,142.364	-33,314.808
	전단력 (kN)	-1,917.673	-521.651	-1,025.813	-41.536	-3,506.673
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.176	-28.926	-795.502	-0.083	-824.687

【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)	-18,069.466	-4,431.802	-7,401.577	-1,142.815	-31,045.66
	전단력 (kN)	-1,583.022	-376.911	-818.416	-41.553	-2,819.902
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.652	-6.040	-891.096	-0.081	-897.869
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,051.719	-4,970.766	-9,149.959	-1,142.364	-33,314.808
	전단력 (kN)	-1,581.203	-438.662	-975.317	-41.536	-3,036.718
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.357	-7.822	-753.157	-0.083	-761.419

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)

a) 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	80.055	-70.230	182.038	190.000	2.274	2.705
1+2+3	94.705	-119.138	182.038	190.000	1.922	1.595
1+2+3+4	99.796	-118.096	209.344	190.000	2.098	1.609
1+2+3+4+5	113.938	-115.573	209.344	190.000	1.837	1.644
1+2+3+4+5+6	129.455	-111.657	236.649	218.500	1.828	1.957
1+2+3+4+5-6	98.422	-119.490	236.649	218.500	2.404	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

b) 전단 및 비틀림

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

$$= 10.629 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

c) 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{129.455}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{10.629}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.299 + 0.009 = 0.309 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-119.138}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.629}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.393 + 0.009 = 0.403 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.820	16.200	O.K(3.36)
	크리프, 건조수축 제외시	6.206	16.200	O.K(2.61)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	166.620	315.000	O.K(1.89)
	크리프, 건조수축 제외시	147.387	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.454	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-188.019	315.000	O.K(1.67)

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	24.486	-24.006	148.183	190.000	6.052	7.915
1+2+3	33.089	-63.078	148.183	190.000	4.478	3.012
1+2+3+4	34.175	-61.559	170.410	190.000	4.986	3.086
1+2+3+4+5	44.306	-46.800	170.410	190.000	3.846	4.060
1+2+3+4+5+6	57.935	-28.781	192.638	218.500	3.325	7.592
1+2+3+4+5-6	30.677	-64.820	192.638	218.500	6.279	3.371

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 15.065 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{57.935}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{15.065}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.090 + 0.019 = 0.109 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-63.078}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.065}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.110 + 0.019 = 0.129 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 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	3.753	16.200	O.K(4.31)
	크리프, 건조수축 제외시	5.087	16.200	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	74.223	315.000	O.K(4.24)
	크리프, 건조수축 제외시	63.006	315.000	O.K(4.99)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-112.633	315.000	O.K(2.79)
	크리프, 건조수축 제외시	-128.911	315.000	O.K(2.44)

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	80.055	-70.230	182.038	190.000	2.274	2.705
1+2+3	94.705	-119.138	182.038	190.000	1.922	1.595
1+2+3+4	99.796	-118.096	209.344	190.000	2.098	1.609
1+2+3+4+5	113.938	-115.573	209.344	190.000	1.837	1.644
1+2+3+4+5+6	129.455	-111.657	236.649	218.500	1.828	1.957
1+2+3+4+5-6	98.422	-119.490	236.649	218.500	2.404	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 13.122 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{129.455}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{13.122}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.299 + 0.014 = 0.313 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-119.138}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.122}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.393 + 0.014 = 0.407 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

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	4.820	16.200	O.K(3.36)
	크리프, 건조수축 제외시	6.206	16.200	O.K(2.61)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	166.620	315.000	O.K(1.89)
	크리프, 건조수축 제외시	147.387	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.454	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-188.019	315.000	O.K(1.67)

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	79.997	-70.179	182.038	190.000	2.276	2.707
1+2+3	95.996	-123.515	182.038	190.000	1.896	1.538
1+2+3+4	101.430	-122.403	209.344	190.000	2.064	1.552
1+2+3+4+5	115.560	-119.884	209.344	190.000	1.812	1.585
1+2+3+4+5+6	131.067	-115.971	236.649	218.500	1.806	1.884
1+2+3+4+5-6	100.052	-123.797	236.649	218.500	2.365	1.765

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.439 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.067}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{9.439}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.007 = 0.314 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-123.515}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.439}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.423 + 0.007 = 0.430 < 1.2 \therefore O.K$$

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	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.691	16.200	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.512	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	149.948	315.000	O.K(2.10)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-193.007	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-196.638	315.000	O.K(1.60)

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	24.453	-23.974	148.183	190.000	6.060	7.925
1+2+3	34.031	-67.402	148.183	190.000	4.354	2.819
1+2+3+4	35.317	-65.603	170.410	190.000	4.825	2.896
1+2+3+4+5	45.434	-50.861	170.410	190.000	3.751	3.736
1+2+3+4+5+6	59.052	-32.854	192.638	218.500	3.262	6.651
1+2+3+4+5-6	31.817	-68.868	192.638	218.500	6.055	3.173

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.339 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{59.052}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{13.339}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.094 + 0.015 = 0.109 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-67.402}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.339}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.126 + 0.015 = 0.141 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.2.23】 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	4.107	16.200	O.K(3.94)
	크리프, 건조수축 제외시	5.472	16.200	O.K(2.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	76.274	315.000	O.K(4.12)
	크리프, 건조수축 제외시	64.871	315.000	O.K(4.85)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-120.885	315.000	O.K(2.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-137.426	315.000	O.K(2.29)

㉠ 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	79.997	-70.179	182.038	190.000	2.276	2.707
1+2+3	95.996	-123.515	182.038	190.000	1.896	1.538
1+2+3+4	101.430	-122.403	209.344	190.000	2.064	1.552
1+2+3+4+5	115.560	-119.884	209.344	190.000	1.812	1.585
1+2+3+4+5+6	131.067	-115.971	236.649	218.500	1.806	1.884
1+2+3+4+5-6	100.052	-123.797	236.649	218.500	2.365	1.765

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.948 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.067}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{11.948}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.012 = 0.319 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-123.515}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.948}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.423 + 0.012 = 0.434 < 1.2 \therefore O.K$$

㉠ 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	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.691	16.200	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.512	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	149.948	315.000	O.K(2.10)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-193.007	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-196.638	315.000	O.K(1.60)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.259	145.693	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.112	138.387	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.068	149.442	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.876	170.370	218.500	218.500	1.722	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.261	128.515	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 58.662 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-149.112}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{58.662}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.616 + 0.284 = 0.900 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{149.442}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.662}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.619 + 0.284 = 0.903 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	-143.903	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.962	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.877	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.067	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.911	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.162	315.000	O.K(1.26)

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	-82.686	79.764	190.000	190.000	2.298	2.382
1+2+3	-135.102	135.881	190.000	190.000	1.406	1.398
1+2+3+4	-139.429	129.368	190.000	190.000	1.363	1.469
1+2+3+4+5	-132.386	140.423	190.000	190.000	1.435	1.353
1+2+3+4+5+6	-117.193	161.350	218.500	218.500	1.864	1.354
1+2+3+4+5-6	-147.578	119.495	218.500	218.500	1.481	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 50.824 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-139.429}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.824}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.539 + 0.213 = 0.752 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{140.423}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.824}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.546 + 0.213 = 0.760 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.29】 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	-122.271	400.000	O.K(3.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-124.835	400.000	O.K(3.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-217.446	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.163	315.000	O.K(1.43)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.523	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	228.982	315.000	O.K(1.37)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.315	145.721	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.165	138.418	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.134	149.457	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.970	170.355	218.500	218.500	1.721	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.299	128.559	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 61.371 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-149.165}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.371}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.616 + 0.311 = 0.928 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{149.457}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.371}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.619 + 0.311 = 0.930 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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	-144.059	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.110	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.965	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.145	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.921	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.185	315.000	O.K(1.26)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.315	145.721	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.165	138.418	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.134	149.457	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.970	170.355	218.500	218.500	1.721	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.299	128.559	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 53.443 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-149.165}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{53.443}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.616 + 0.236 = 0.852 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{149.457}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.443}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.619 + 0.236 = 0.855 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

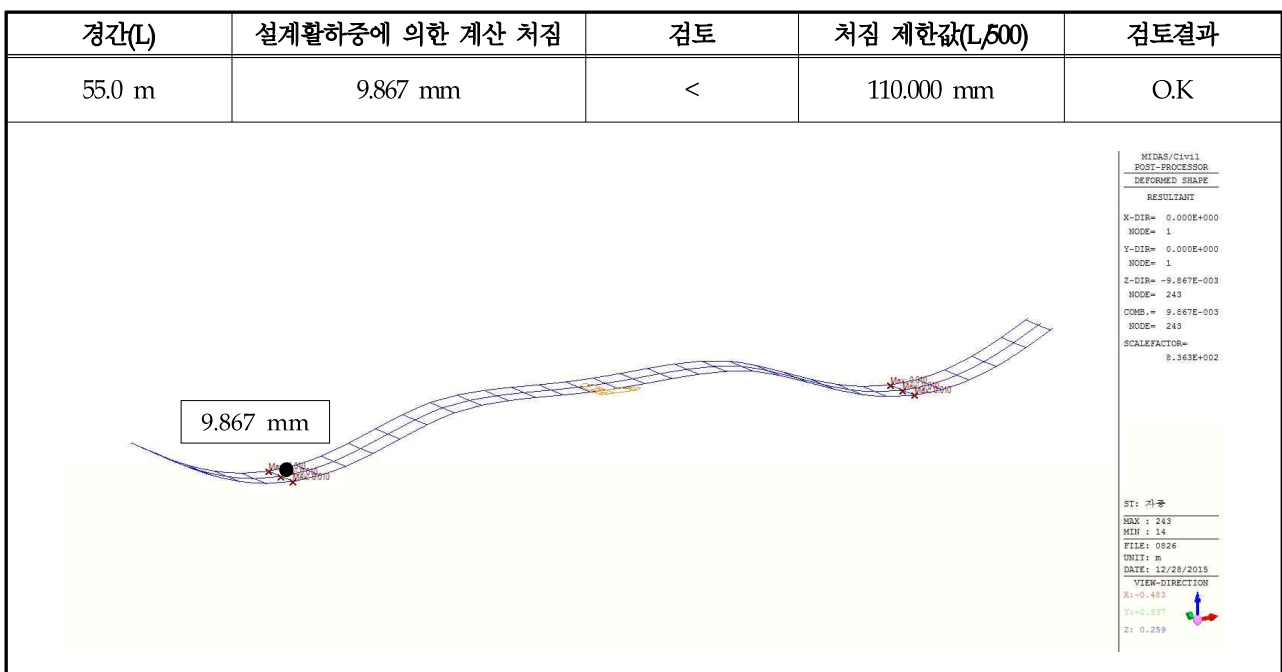
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(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	-144.059	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.110	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.965	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.145	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.921	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.185	315.000	O.K(1.26)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



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	SH1	1607.626	595.499	-63.227	20.965	-20.965	2266.643	1497.133	3500
	SH2	1554.579	733.659	-62.787	20.957	-20.960			3500
P1	SH1	4350.462	630.210	-107.269	65.577	-62.575	5190.916	4245.996	7500
	SH2	4487.793	785.238	-113.868	62.552	-62.552			8000
P2	SH1	4350.462	630.210	-107.269	62.577	-62.577	5189.417	4245.996	7500
	SH2	4487.793	785.239	-113.868	62.552	-62.550			8000
P3	SH1	1554.579	595.499	-63.227	20.965	-20.963	2266.643	1497.135	3500
	SH2	1607.626	733.659	-62.787	20.957	-20.958			3500

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

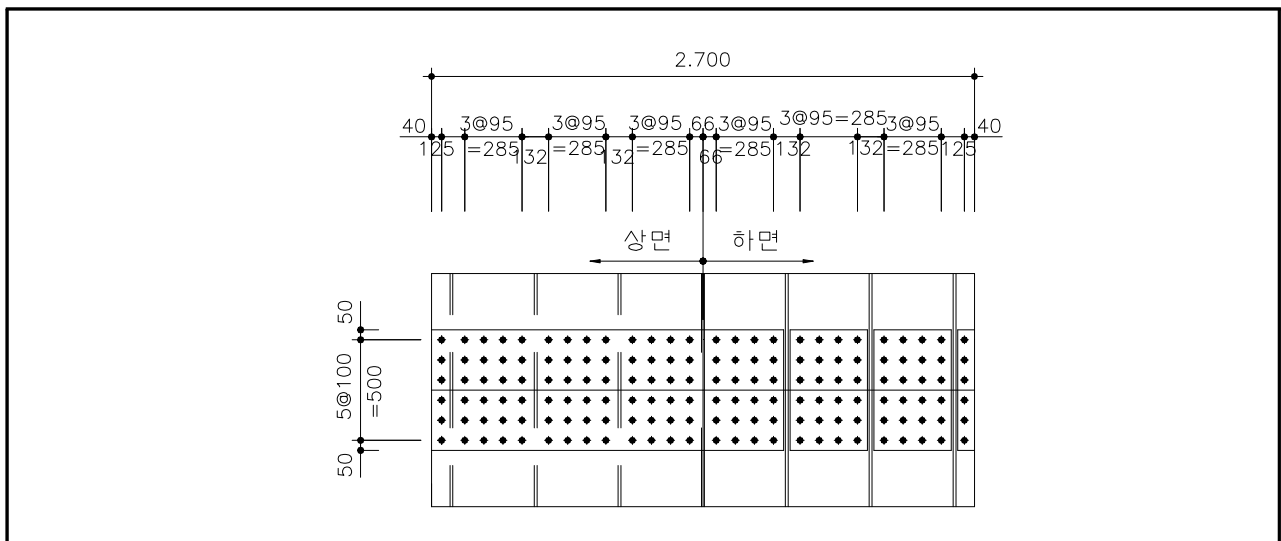
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
13,375.34	3,533.50	79.338	20.904	356.017	80.00	-70.18	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 5.2.11】 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.

$$f_s = 79.997 \text{ MPa}$$

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

∴ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 471.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.808 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.657 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

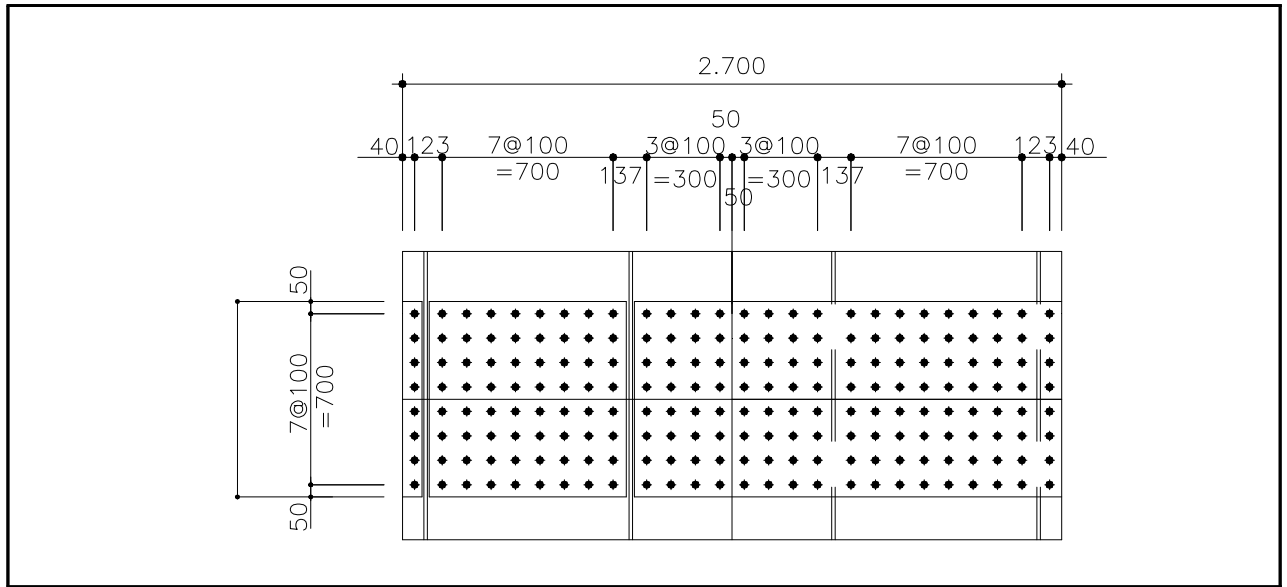
$$I_s = 2.350 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.624 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.12】 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.

$$f_s = 70.179 \text{ MPa}$$

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

∴ 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})

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

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 3 = 33,600.0$$

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

$$\Sigma = 73,640.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,846,900) \times 2 + 2\text{열} \times (3,275,250) \times 2 = 36,182,400 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,600^2}{6} = 1,605,500 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,605,500}{36,182,400} \times 1,300 = 57.684 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (50,121.0 + 296,680.8) / 58 EA = 5,979.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,520.4^2 + 5,979.3^2} = 56,835.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.486 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.758 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 846.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 210.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.070 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.536 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,415.2\text{mm} \quad y_{sl} = 1,208.8\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 618.7\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,005.3\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 41.355 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 40.944 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

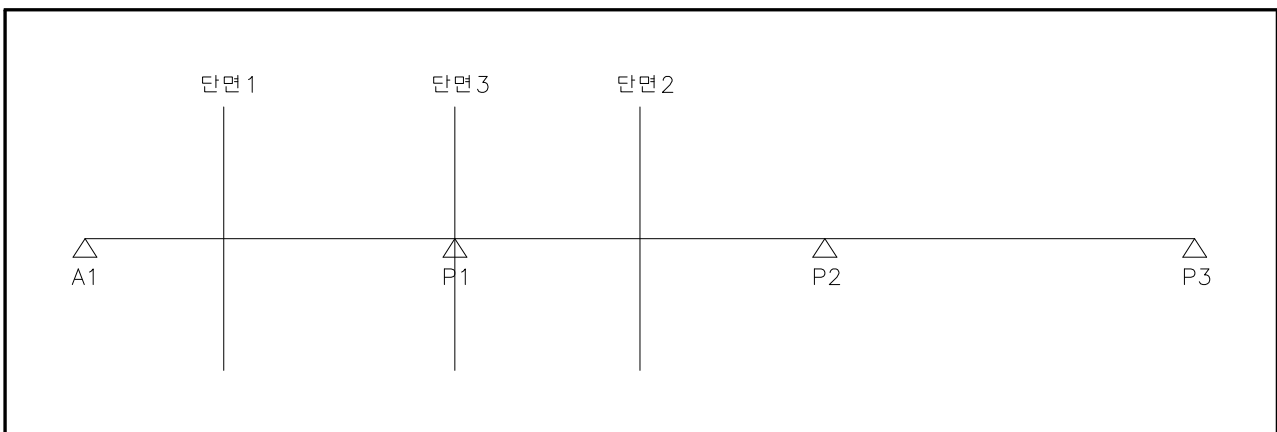
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

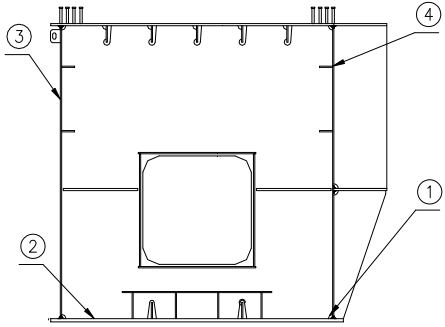
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



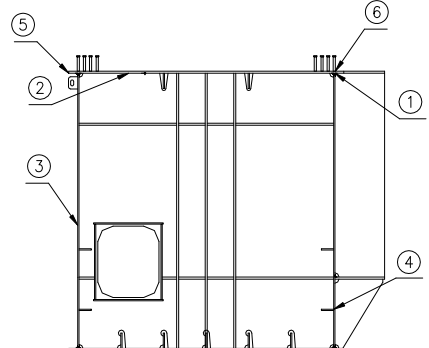
【그림 5.2.14】 피로조사 단면위치(대구 S1~S3)

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 끝 부분	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	8112.688	9381.596	4.624E+11	2029	35.600	41.168	B	126	203	O.K
②				2029	35.600	41.168	C	91	147	O.K
③				939	16.478	19.055	E	56	91	O.K
④				359	6.303	7.289	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	7128.937	9064.272	3.515E+11	2152	43.630	55.475	B	126	203	O.K
②				2152	43.630	55.475	C	91	147	O.K
③				1061	21.524	27.368	E	56	91	O.K
④				481	9.763	12.413	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	5418.625	10590.712	3.173E+11	1373	23.443	45.820	B	126	203	O.K
②				1373	23.443	45.820	C	91	147	O.K
③				114	1.942	3.796	E	56	91	O.K
④				431	7.359	14.383	E	56	91	O.K
⑤				1241	21.191	41.418	E	56	91	O.K
⑥				1255	21.430	41.885	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 100을 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($\text{mm} = 4EA \times s / \sqrt{2}$)

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	1463.595	28	2500	70000	1283	8.971E+07	3.173E+11	8	22.6	18.3	63	O.K
DL하중	2001.13									25.0	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	1463.595	28	2500	70000	1373	9.601E+07	3.173E+11	8	22.6	19.6	63	O.K
DL하중	2001.13									26.8	84	O.K

5.2.2 대구방향(4@55, S4~S7)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@55.0 + 4@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장), $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- 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	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 5.500$	0.440	2.420	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 0.550$	0.293	0.161	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.371		5.439	

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.596 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.103 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.605 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.761 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.574 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.003 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.103\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 33.003 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.271 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 90.271) - 2.5 \times 42.000 = 771.123\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 90.271) = 697.899\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.899\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.899\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.550^2}{10} = 6.073\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.550m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.550} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.550+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.950\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.950 = 32.760\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 78.329\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 38.833\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 207.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 78.329 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 38.833 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 106.217 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 106.217) - 2.5 \times 42.0 = 640.157 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 106.217) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 593.125 \text{mm}$ 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	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 5.438$	0.435	2.365	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 0.544$	0.290	0.158	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	14.279		7.826	

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 36.226 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 68.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 28.217 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.177\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 21.001 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 57.443 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 57.443) - 2.5 \times 42.000 = 1269.674\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 57.443) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1096.739\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.517으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.35】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S4~S7)

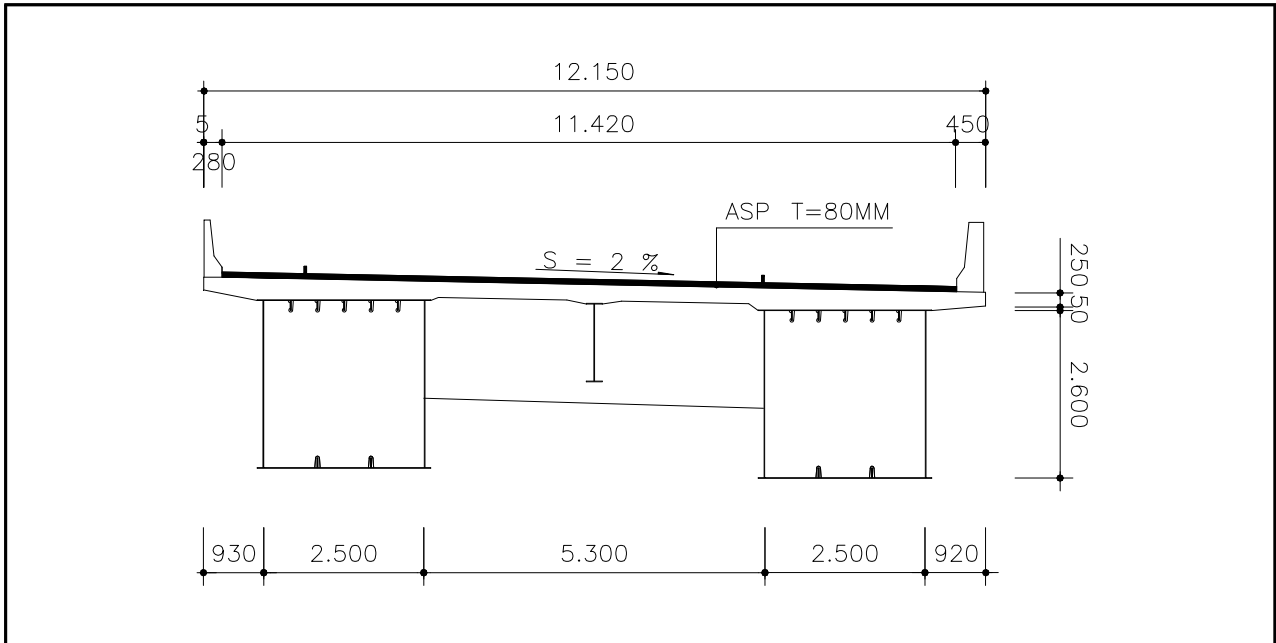
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	84.103	127.569	1.517	O.K
중앙부	78.329	127.569	1.629	O.K
우측 캔틸레버부	68.177	127.569	1.871	O.K

【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	33.003	90.271	240.000	125.000	697.899	O.K
중앙부	38.833	106.217	240.000	125.000	593.125	O.K
우측 캔틸레버부	21.001	57.443	240.000	125.000	1096.739	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.15】 해석단면(대구 S4~S7)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

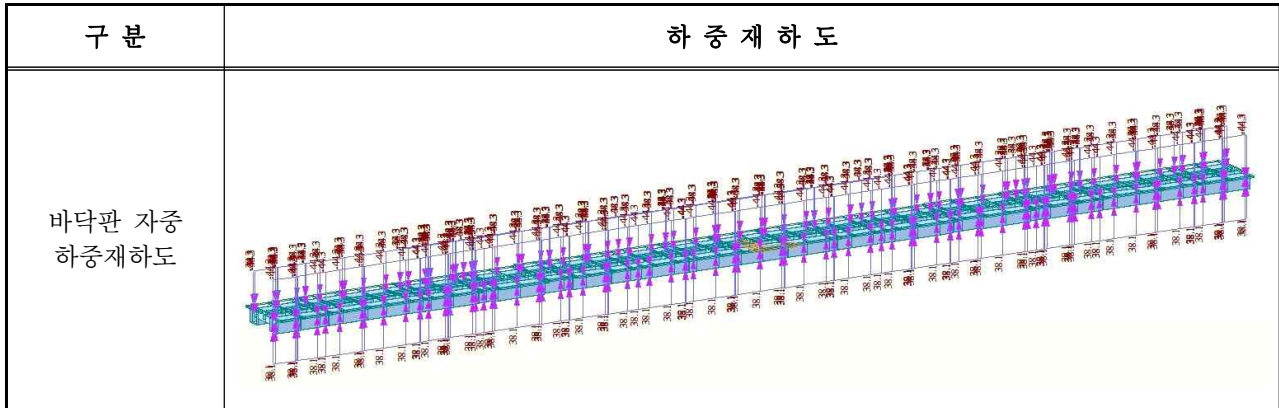
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	44.331	38.125	
G2	2.500	44.263	-38.287	

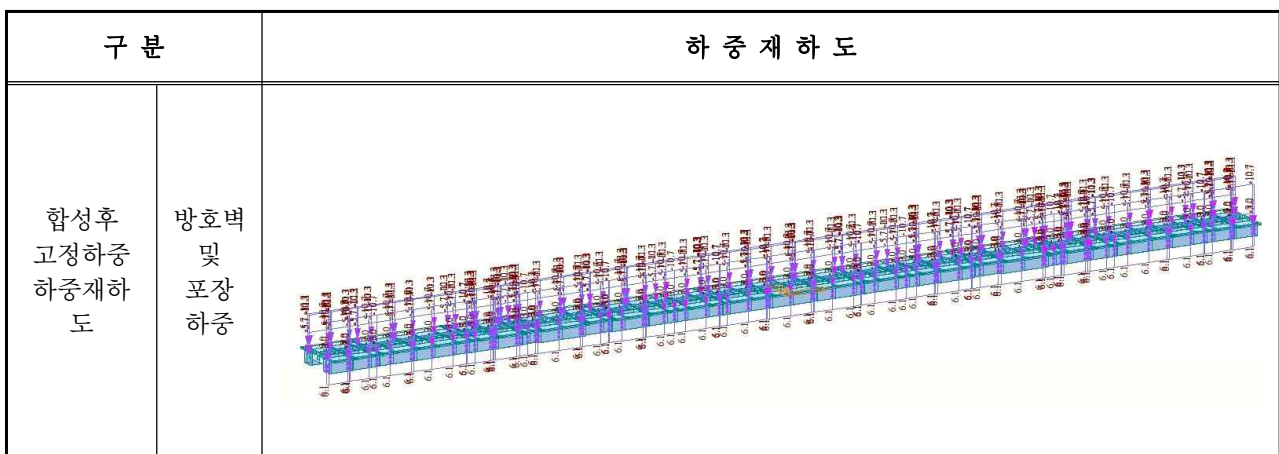


【그림 5.2.16】 하중재하도(바닥판 자중)(대구 S4~S7)

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 5.2.17】 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 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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

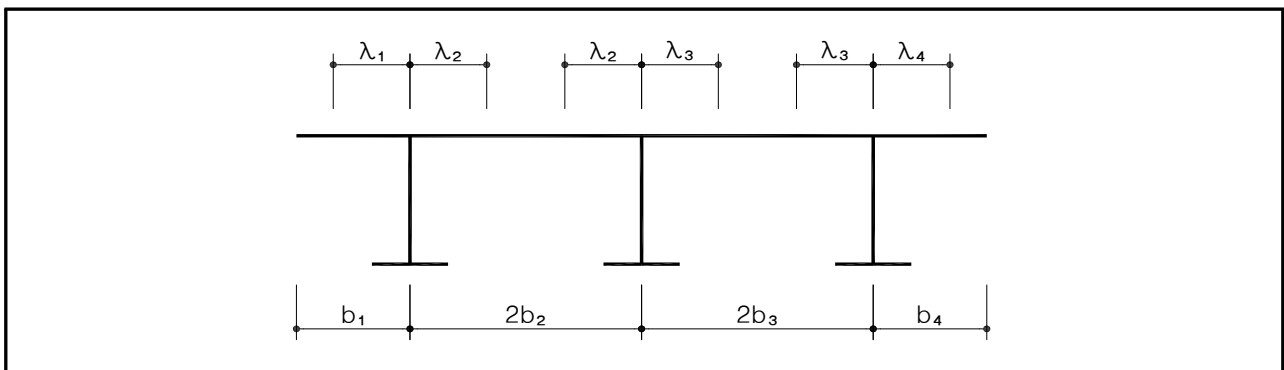
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.18】 플랜지의 유효폭(대구 S4~S7)

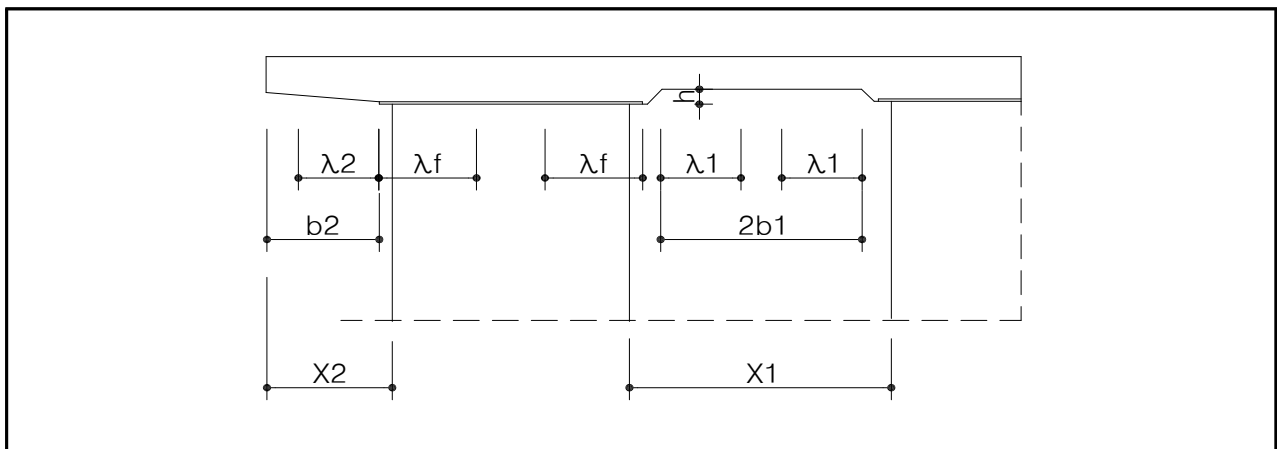
㉔ 등가경간장

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	

② 바닥판 유효폭 산정

㉑ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.19】 바닥판의 유효폭(대구 S4~S7)

㉒ 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	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.046	0.994
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.153	0.848
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.951	0.979

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

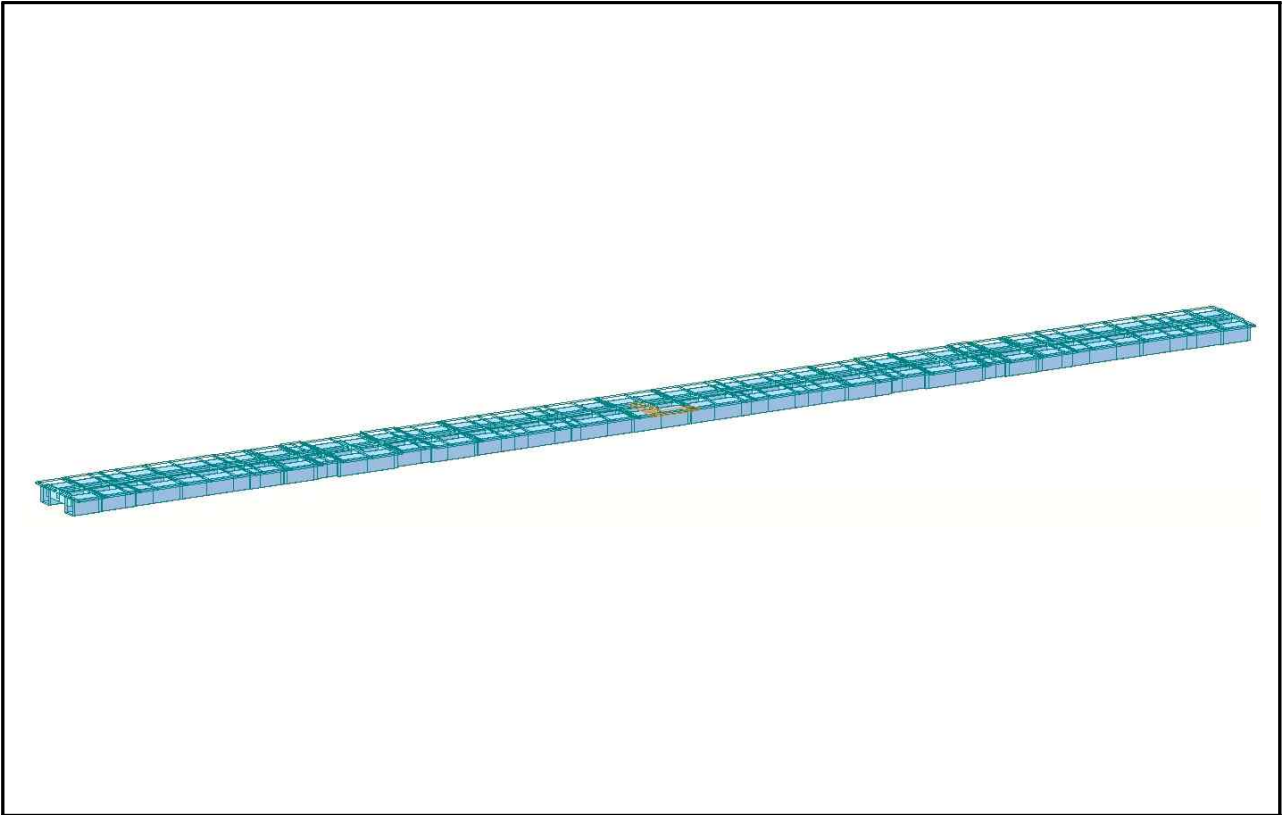
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.036	0.994
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.145	0.848
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.941	0.979

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.

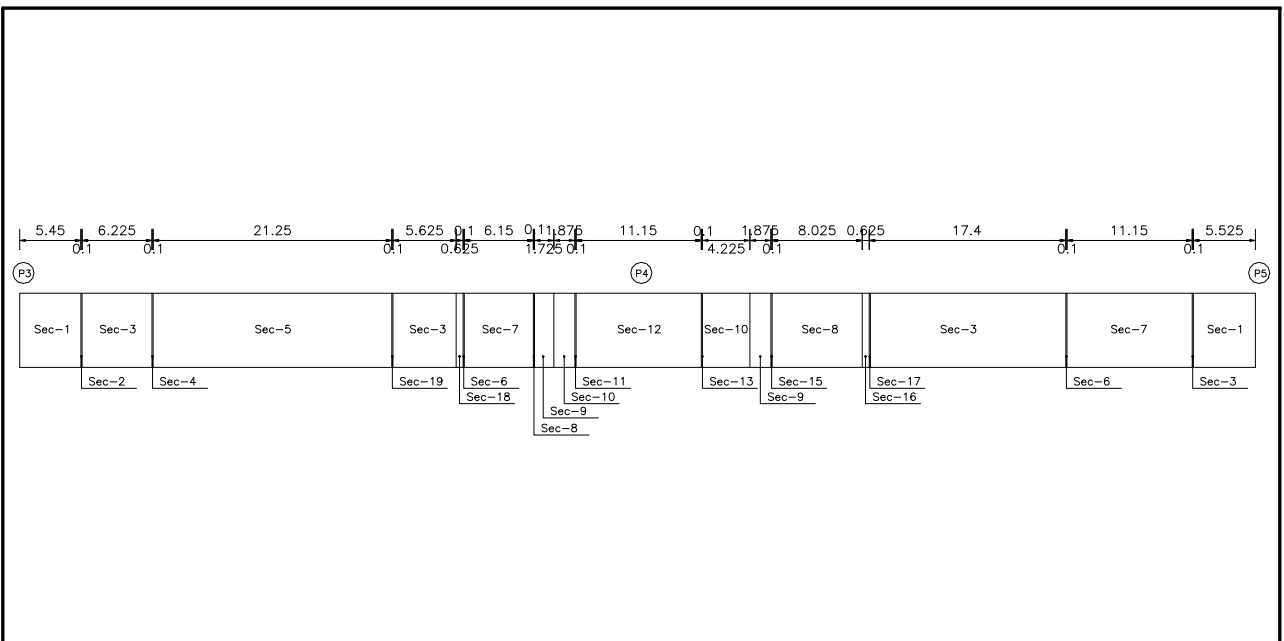
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.20】 해석모델링(대구 S4~S7)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.21】 거더 단면위치(대구 S4~S7)

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

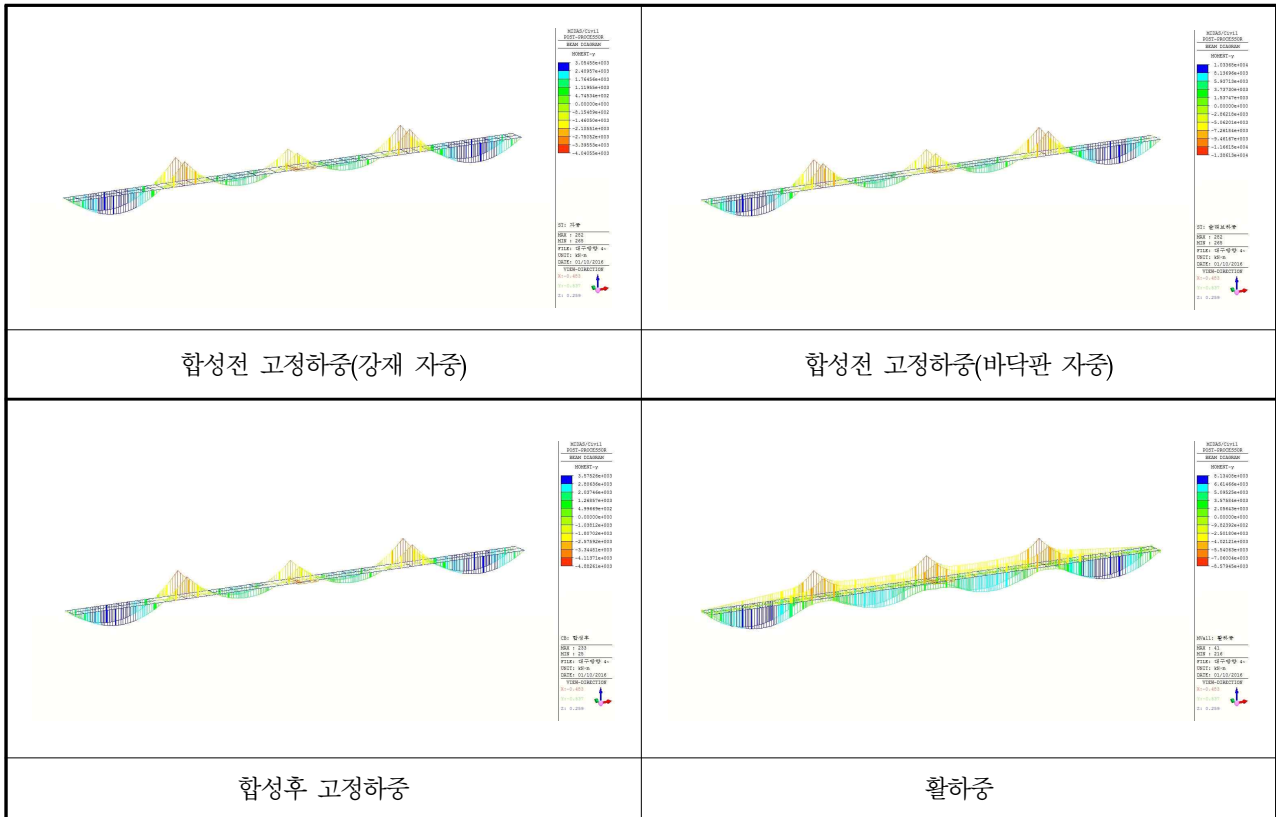
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1517500	314592805030	713662075929	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	315568203267	716942575929	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 4	합성전	160200	197940567910	147646495200	223500261703	
	합성후	349888	368805214884	730064575929	258219693646	
단면 - 5	합성전	171000	217558113549	154207495200	235921403722	
	합성후	360688	417262868695	736625575929	274874600968	
단면 - 6	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	337888	382127398708	720223075929	254869649249	
단면 - 7	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332488	357946951916	716942575929	243937975649	
단면 - 8	합성전	169800	209880068961	150926995200	224056690510	
	합성후	359488	364060771623	733345075929	248769751423	
단면 - 9	합성전	196800	261211559198	167329495200	256266350768	
	합성후	386488	482796325997	749747575929	288975147395	
단면 - 10	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382288	481642372151	749747575929	288975147395	
단면 - 11	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409288	491501184047	766150075929	293586458896	
단면 - 12	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409288	491501184047	766150075929	293586458896	
단면 - 13	합성전	219600	292166124575	183731995200	271213653349	
	합성후	409288	585235816997	766150075929	307964686755	
단면 - 14	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382288	481642372151	749747575929	288975147395	
단면 - 15	합성전	169800	204073914163	150926995200	215543661400	
	합성후	359488	472011492289	733345075929	282668576781	
단면 - 16	합성전	138600	161611897340	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	340146199104	716942575929	243937975649	
단면 - 17	합성전	144000	170736163838	137804995200	201645129210	
	합성후	333688	341293063632	720223075929	245045223097	
단면 - 18	합성전	165600	205055330850	150926995200	224056690510	
	합성후	355288	363478556229	733345075929	248769751423	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

【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	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1520000	314704047860	716545328533	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	315676855267	719825828533	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339400	366380446103	726386828533	256068931132	
단면 - 4	합성전	160200	197940567910	147646495200	223500261703	
	합성후	350200	368934866512	732947828533	258219693646	
단면 - 5	합성전	171000	217558113549	154207495200	235921403722	
	합성후	361000	417419568804	739508828533	274874600968	
단면 - 6	합성전	144000	170382750398	137804995200	198859718191	
	합성후	334000	365057508427	723106328533	254869649249	
단면 - 7	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332800	358082437955	719825828533	243937975649	
단면 - 8	합성전	169800	209880068961	150926995200	224056690510	
	합성후	359800	364181503143	736228328533	248769751423	
단면 - 9	합성전	196800	261211559198	167329495200	256266350768	
	합성후	386800	482982858820	752630828533	288975147395	
단면 - 10	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382600	481831656464	752630828533	288975147395	
단면 - 11	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409600	491671040392	769033328533	293586458896	
단면 - 12	합성전	246600	349490291177	200134495200	290843409396	
	합성후	436600	600058950448	785435828533	313110209323	
단면 - 13	합성전	219600	292166124575	183731995200	271213653349	
	합성후	409600	585495425825	769033328533	307964686755	
단면 - 14	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382600	481831656464	752630828533	288975147395	
단면 - 15	합성전	169800	204073914163	150926995200	215543661400	
	합성후	359800	472220667221	736228328533	282668576781	
단면 - 16	합성전	138600	161611897340	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	340271199308	719825828533	243937975649	
단면 - 17	합성전	144000	170736163838	137804995200	201645129210	
	합성후	334000	341415132042	723106328533	245045223097	
단면 - 18	합성전	165600	205055330850	150926995200	224056690510	
	합성후	355600	363600968532	736228328533	248769751423	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

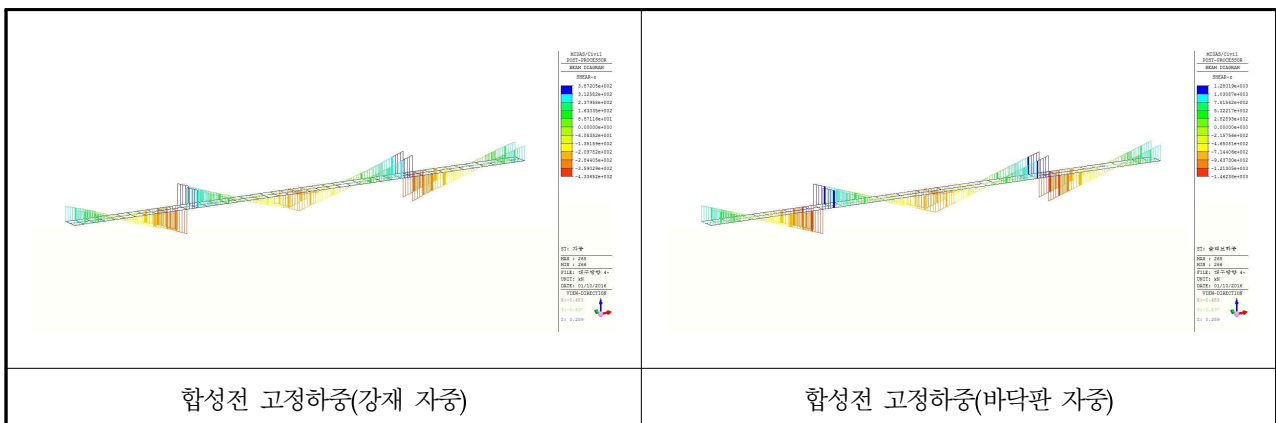
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

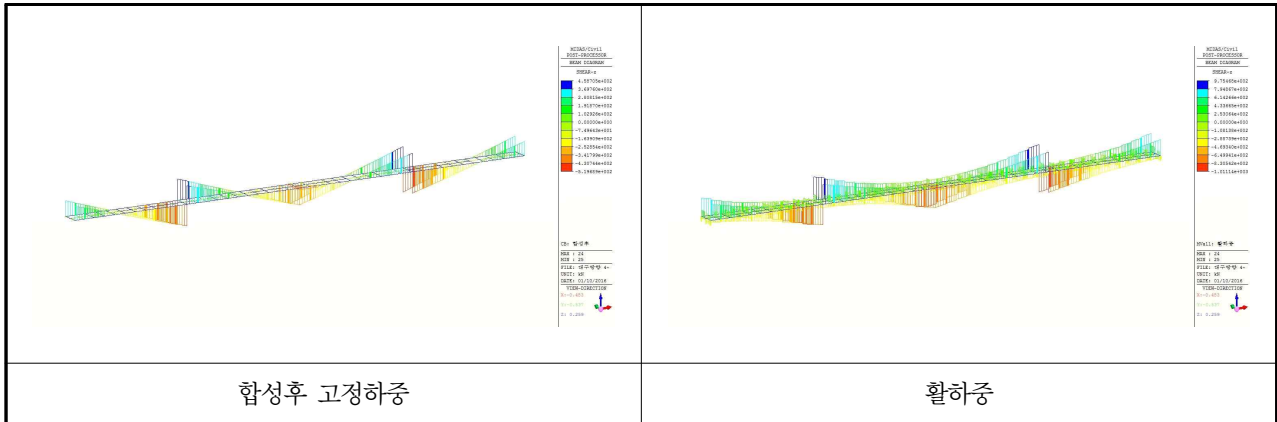


【그림 5.2.22】 휨모멘트도(대구 S4~S7)

㉡ 전단력



【그림 5.2.23】 전단력도(대구 S4~S7)



【그림 5.2.23】 전단력도(대구 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 5.2.42】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S4~S7)

	구 분		k값
G1	S4		0.544
	P4		-0.270
	S5		-0.089
	P5		0.128
	S6		0.089
	P6		-0.270
	S7		0.544
G2	S4		0.544
	P4		-0.270
	S5		-0.089
	P5		0.128
	S6		0.089
	P6		-0.270
	S7		0.544

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)	13,336.281	3,341.896	7,372.433	465.690	24,516.3
	전단력 (kN)	113.197	28.032	333.665	18.930	493.824
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.460	9.702	630.125	0.008	642.295
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,326.793	3,559.785	8,134.076	465.510	25,486.164
	전단력 (kN)	109.552	32.085	338.152	18.923	498.712
	비틀림모멘트 (kN · m)	-2.813	9.898	412.613	0.005	419.703

【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)	5,954.609	1,487.937	5,848.246	383.283	13,674.075
	전단력 (kN)	215.893	55.836	372.415	41.269	685.413
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.158	-0.056	601.845	0.028	601.975
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,947.674	1,648.791	6,454.397	383.480	14,434.342
	전단력 (kN)	215.516	61.716	388.201	41.323	706.756
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.374	-0.101	377.027	0.069	376.621

【표 5.2.45】 6경간 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)	5,954.609	1,487.937	5,848.247	383.283	13,674.076
	전단력 (kN)	215.893	55.836	372.415	41.269	685.413
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.158	0.054	585.115	0.028	585.039
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,947.674	1,452.892	6,454.398	383.480	14,238.444
	전단력 (kN)	215.516	61.716	388.201	41.323	706.756
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.374	0.101	377.253	0.069	377.797

【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)	13,336.281	3,341.896	7,372.433	465.690	24,516.3
	전단력 (kN)	113.197	28.032	333.665	18.930	493.824
	비틀림모멘트 (kN · m)	-2.460	-9.702	616.271	0.008	604.117
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,326.793	3,559.785	8,134.073	465.510	25,486.161
	전단력 (kN)	113.070	32.086	338.152	18.923	502.231
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.813	-9.898	381.287	0.005	374.207

- 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)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.670	-1,034.766	-30,420.642
	전단력 (kN)	-1,896.032	-460.657	-857.091	-18.824	-3,232.604
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.284	-28.199	-1,011.462	-0.227	-1,043.172
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,884.976	-4,882.607	-8,579.447	-1,034.851	-32,381.881
	전단력 (kN)	-1,894.069	-519.689	-1,011.143	-18.854	-3,443.755
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.919	-31.285	-821.598	-0.261	-858.063

【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)	-13,088.166	-3,225.300	-6,638.441	-1,234.723	-24,186.63
	전단력 (kN)	-1,468.671	-357.620	-811.727	-41.297	-2,679.315
	비틀림모멘트 (kN · m)	6.489	-15.060	-780.449	-0.042	-789.062
G2	휨모멘트 (kN · m)	-13,125.047	-3,703.826	-8,168.172	-1,238.558	-26,235.603
	전단력 (kN)	-1,473.104	-416.637	-959.200	-41.404	-2,890.345
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.034	-16.755	-956.878	-0.074	-980.741

【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)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.671	-1,034.766	-30,420.643
	전단력 (kN)	-1,896.032	-460.657	-857.091	-41.215	-3,254.995
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.859	-10.098	-976.174	-0.227	-990.358
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.671	-1,034.766	-30,420.643
	전단력 (kN)	-17,884.976	-4,882.607	-8,579.448	-1,034.851	-32,381.882
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1,894.069	-519.689	-1,011.143	-41.233	-3,466.134

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	81.376	-80.088	182.038	190.000	2.237	2.372
1+2+3	96.051	-136.052	182.038	190.000	1.895	1.397
1+2+3+4	101.342	-134.923	209.344	190.000	2.066	1.408
1+2+3+4+5	115.599	-132.262	209.344	190.000	1.811	1.437
1+2+3+4+5+6	131.228	-128.190	236.649	218.500	1.803	1.704
1+2+3+4+5-6	99.970	-136.334	236.649	218.500	2.367	1.603

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.961 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.228}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{11.961}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.012 = 0.319 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-136.052}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.961}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.513 + 0.012 = 0.525 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.975	16.200	O.K(3.25)
	크리프, 건조수축 제외시	6.378	16.200	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	168.788	315.000	O.K(1.86)
	크리프, 건조수축 제외시	149.240	315.000	O.K(2.11)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.499	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.289	315.000	O.K(1.46)

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	43.784	-42.989	148.183	190.000	3.384	4.420
1+2+3	54.367	-88.003	148.183	190.000	2.726	2.159
1+2+3+4	56.342	-85.678	170.410	190.000	3.025	2.218
1+2+3+4+5	66.724	-73.220	170.410	190.000	2.554	2.595
1+2+3+4+5+6	80.319	-57.634	192.638	218.500	2.398	3.791
1+2+3+4+5-6	53.130	-88.806	192.638	218.500	3.626	2.460

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 14.783 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{80.319}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{14.783}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.174 + 0.018 = 0.192 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-88.003}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.783}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.215 + 0.018 = 0.233 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.53】 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	4.241	16.200	O.K(3.82)
	크리프, 건조수축 제외시	5.674	16.200	O.K(2.85)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	103.891	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	91.534	315.000	O.K(3.44)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.094	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-160.877	315.000	O.K(1.95)

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	43.784	-42.989	148.183	190.000	3.384	4.420
1+2+3	54.367	-88.003	148.183	190.000	2.726	2.159
1+2+3+4	56.342	-85.678	170.410	190.000	3.025	2.218
1+2+3+4+5	66.724	-73.220	170.410	190.000	2.554	2.595
1+2+3+4+5+6	80.319	-57.634	192.638	218.500	2.398	3.791
1+2+3+4+5-6	53.130	-88.806	192.638	218.500	3.626	2.460

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.674 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{80.319}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{14.674}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.174 + 0.018 = 0.192 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.003}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.674}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.215 + 0.018 = 0.232 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.255】 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	4.241	16.200	O.K(3.82)
	크리프, 건조수축 제외시	5.674	16.200	O.K(2.85)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	103.891	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	91.534	315.000	O.K(3.44)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.094	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-160.877	315.000	O.K(1.95)

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	81.376	-80.088	182.038	190.000	2.237	2.372
1+2+3	96.051	-136.052	182.038	190.000	1.895	1.397
1+2+3+4	101.342	-134.923	209.344	190.000	2.066	1.408
1+2+3+4+5	115.599	-132.262	209.344	190.000	1.811	1.437
1+2+3+4+5+6	131.228	-128.190	236.649	218.500	1.803	1.704
1+2+3+4+5-6	99.970	-136.334	236.649	218.500	2.367	1.603

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.720 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.228}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{11.720}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.011 = 0.319 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-136.052}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.720}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.513 + 0.011 = 0.535 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	4.975	16.200	O.K(3.25)
	크리프, 건조수축 제외시	6.378	16.200	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	168.788	315.000	O.K(1.86)
	크리프, 건조수축 제외시	149.240	315.000	O.K(2.11)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.499	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.289	315.000	O.K(1.46)

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	81.318	-80.031	182.038	190.000	2.239	2.374
1+2+3	97.302	-140.902	182.038	190.000	1.871	1.348
1+2+3+4	102.941	-139.700	209.344	190.000	2.034	1.360
1+2+3+4+5	117.185	-137.043	209.344	190.000	1.786	1.386
1+2+3+4+5+6	132.805	-132.975	236.649	218.500	1.782	1.643
1+2+3+4+5-6	101.564	-141.111	236.649	218.500	2.330	1.548

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 10.636 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.805}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{10.636}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.315 + 0.009 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-140.902}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.636}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.550 + 0.009 = 0.559 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.59】 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	5.429	16.200	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	6.864	16.200	O.K(2.36)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	171.604	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	151.722	315.000	O.K(2.07)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.974	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-223.833	315.000	O.K(1.40)

㉠ 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	43.733	-42.939	148.183	190.000	3.388	4.425
1+2+3	55.387	-92.431	148.183	190.000	2.675	2.056
1+2+3+4	57.576	-89.854	170.410	190.000	2.960	2.115
1+2+3+4+5	67.945	-77.411	170.410	190.000	2.508	2.454
1+2+3+4+5+6	81.529	-61.836	192.638	218.500	2.363	3.534
1+2+3+4+5-6	54.361	-92.985	192.638	218.500	3.544	2.350

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 13.703 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{81.529}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{13.703}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.179 + 0.016 = 0.195 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-92.431}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.703}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.237 + 0.016 = 0.252 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉤ 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 5.2.61】 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	4.625	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	6.089	16.200	O.K(2.66)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	106.126	315.000	O.K(2.96)
	크리프, 건조수축 제외시	93.568	315.000	O.K(3.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-154.610	315.000	O.K(2.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-169.631	315.000	O.K(1.85)

㉡ 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	43.733	-42.939	148.183	190.000	3.388	4.425
1+2+3	55.118	-91.289	148.183	190.000	2.688	2.081
1+2+3+4	57.046	-89.018	170.410	190.000	2.987	2.134
1+2+3+4+5	67.416	-76.574	170.410	190.000	2.528	2.481
1+2+3+4+5+6	81.000	-61.000	192.638	218.500	2.378	3.582
1+2+3+4+5-6	53.832	-92.149	192.638	218.500	3.579	2.371

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 13.710 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{81.000}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{13.710}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.177 + 0.016 = 0.192 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-91.289}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.710}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.231 + 0.016 = 0.246 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.63】 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	4.593	16.200	O.K(3.52)
	크리프, 건조수축 제외시	6.020	16.200	O.K(2.69)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	105.516	315.000	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	93.218	315.000	O.K(3.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-153.431	315.000	O.K(2.05)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.145	315.000	O.K(1.87)

㉕ 거더 G2(7경간)

㉔ 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	81.318	-80.031	182.038	190.000	2.239	2.374
1+2+3	97.302	-140.902	182.038	190.000	1.871	1.348
1+2+3+4	102.941	-139.700	209.344	190.000	2.034	1.360
1+2+3+4+5	117.185	-137.043	209.344	190.000	1.786	1.386
1+2+3+4+5+6	132.805	-132.975	236.649	218.500	1.782	1.643
1+2+3+4+5-6	101.564	-141.111	236.649	218.500	2.330	1.548

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 10.406 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.805}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{10.406}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.315 + 0.009 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-140.902}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.406}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.550 + 0.009 = 0.559 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊦ 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 5.2.65】 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	5.429	16.200	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	6.864	16.200	O.K(2.36)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	171.604	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	151.722	315.000	O.K(2.07)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.974	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-223.833	315.000	O.K(1.40)

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	-77.047	71.520	190.000	190.000	2.466	2.657
1+2+3	-124.914	120.597	190.000	190.000	1.521	1.575
1+2+3+4	-128.431	114.303	190.000	190.000	1.479	1.662
1+2+3+4+5	-122.585	125.395	190.000	190.000	1.550	1.515
1+2+3+4+5+6	-109.472	146.122	218.500	218.500	1.996	1.495
1+2+3+4+5-6	-135.699	104.669	218.500	218.500	1.610	2.088

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 58.341 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-128.431}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.341}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.457 + 0.281 = 0.738 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{146.122}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{58.341}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.447 + 0.281 = 0.729 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉤ 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	-113.997	400.000	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.122	400.000	O.K(3.44)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-199.526	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	-201.854	315.000	O.K(1.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	209.320	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	204.522	315.000	O.K(1.54)

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	-77.041	70.048	190.000	190.000	2.466	2.712
1+2+3	-132.924	127.722	190.000	190.000	1.429	1.488
1+2+3+4	-138.626	123.369	190.000	190.000	1.371	1.540
1+2+3+4+5	-126.499	132.341	190.000	190.000	1.502	1.436
1+2+3+4+5+6	-103.217	151.291	218.500	218.500	2.117	1.444
1+2+3+4+5-6	-149.780	113.392	218.500	218.500	1.459	1.927

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 47.901 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-138.626}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{47.901}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.532 + 0.190 = 0.722 < 1.2 \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.341}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{47.901}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.485 + 0.190 = 0.675 > 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	-120.116	400.000	O.K(3.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.698	400.000	O.K(3.15)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-223.353	315.000	O.K(1.41)
	크리프, 건조수축 제외시	-229.779	315.000	O.K(1.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	224.384	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.765	315.000	O.K(1.43)

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	-77.047	71.520	190.000	190.000	2.466	2.657
1+2+3	-124.914	120.597	190.000	190.000	1.521	1.575
1+2+3+4	-128.431	114.303	190.000	190.000	1.479	1.662
1+2+3+4+5	-122.585	125.395	190.000	190.000	1.550	1.515
1+2+3+4+5+6	-109.472	146.122	218.500	218.500	1.996	1.495
1+2+3+4+5-6	-135.699	104.669	218.500	218.500	1.610	2.088

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 58.370 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-128.431}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{58.370}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.457 + 0.282 = 0.738 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{146.122}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{58.370}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.447 + 0.282 = 0.729 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉢ 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 5.2.71】 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	-113.997	400.000	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.122	400.000	O.K(3.44)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-199.526	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	-201.854	315.000	O.K(1.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	209.320	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	204.522	315.000	O.K(1.54)

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	-76.974	71.452	190.000	190.000	2.468	2.659
1+2+3	-132.452	128.307	190.000	190.000	1.434	1.481
1+2+3+4	-136.342	121.341	190.000	190.000	1.394	1.566
1+2+3+4+5	-130.508	132.418	190.000	190.000	1.456	1.435
1+2+3+4+5+6	-117.421	153.116	218.500	218.500	1.861	1.427
1+2+3+4+5-6	-143.596	111.720	218.500	218.500	1.522	1.956

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 65.510 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K\end{aligned}$$

㉒ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-136.342}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{65.510}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.515 + 0.355 = 0.870 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{153.116}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{65.510}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.491 + 0.355 = 0.846 < 1.2 \therefore O.K\end{aligned}$$

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	-131.674	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.439	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.606	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.550	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	223.659	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.547	315.000	O.K(1.43)

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	-77.258	70.245	190.000	190.000	2.459	2.705
1+2+3	-143.347	138.412	190.000	190.000	1.325	1.373
1+2+3+4	-149.893	133.416	190.000	190.000	1.268	1.424
1+2+3+4+5	-137.782	142.373	190.000	190.000	1.379	1.335
1+2+3+4+5+6	-114.533	161.291	218.500	218.500	1.908	1.355
1+2+3+4+5-6	-161.031	123.456	218.500	218.500	1.357	1.770

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 49.108 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-149.893}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{49.108}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.622 + 0.199 = 0.822 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{142.373}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{49.108}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.562 + 0.199 = 0.761 > 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	-144.413	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-150.117	400.000	O.K(2.66)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-244.341	315.000	O.K(1.28)
	크리프, 건조수축 제외시	-249.905	315.000	O.K(1.26)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	244.388	315.000	O.K(1.28)
	크리프, 건조수축 제외시	240.427	315.000	O.K(1.31)

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	-76.974	71.452	190.000	190.000	2.468	2.659
1+2+3	-132.452	128.307	190.000	190.000	1.434	1.481
1+2+3+4	-136.342	121.341	190.000	190.000	1.394	1.566
1+2+3+4+5	-130.508	132.418	190.000	190.000	1.456	1.435
1+2+3+4+5+6	-117.421	153.116	218.500	218.500	1.861	1.427
1+2+3+4+5-6	-143.596	111.720	218.500	218.500	1.522	1.956

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 52.729 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-136.342}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.729}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.515 + 0.230 = 0.745 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{153.116}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{52.729}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.491 + 0.230 = 0.721 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㊦ 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 5.2.77】 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	-131.674	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.439	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.606	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.550	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	223.659	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.547	315.000	O.K(1.43)

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	SH1	1558.375	596.392	-57.976	18.957	-18.911	2270.359	1510.592
	SH2	1613.490	734.550	-54.788	18.953	-19.006		
P4	SH1	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.265	5271.439	4354.673
	SH2	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276		
P5	SH1	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.265	5271.439	4354.673
	SH2	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276		
P6	SH1	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.233	5271.439	4354.689
	SH2	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276		
A2	SH1	1558.375	596.392	-57.976	18.957	-18.943	2270.359	1510.608
	SH2	1613.490	734.550	-54.788	18.953	-18.942		

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

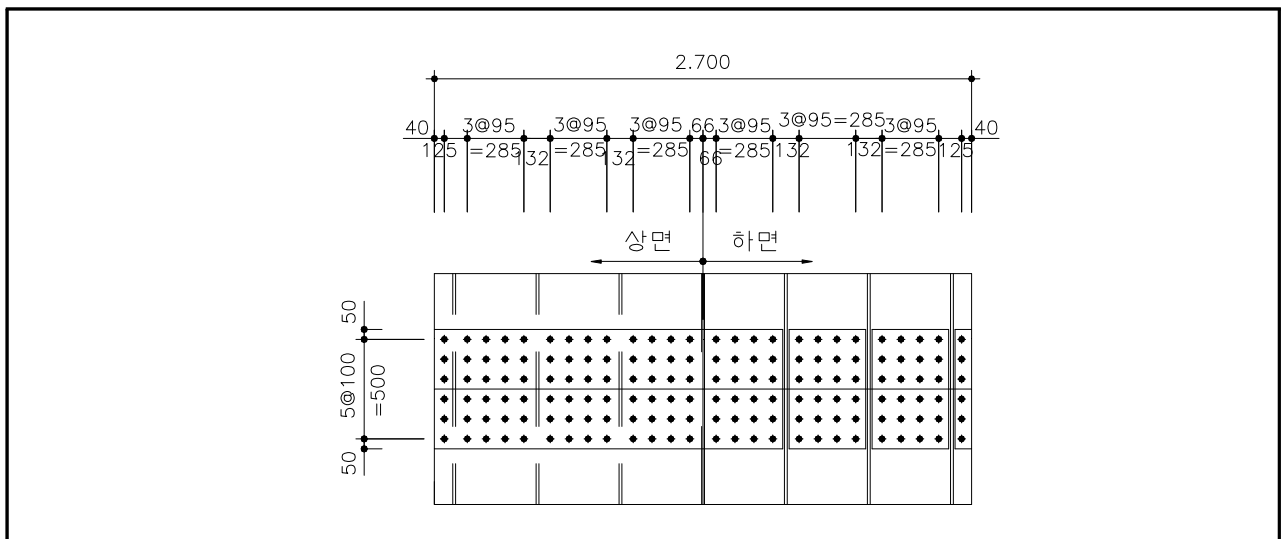
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
13,326.79	3,559.79	109.552	32.085	419.703	81.32	-80.03	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 5.2.25】 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.

$$f_s = 81.318 \text{ MPa}$$

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

∴ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 666.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.598 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.493 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

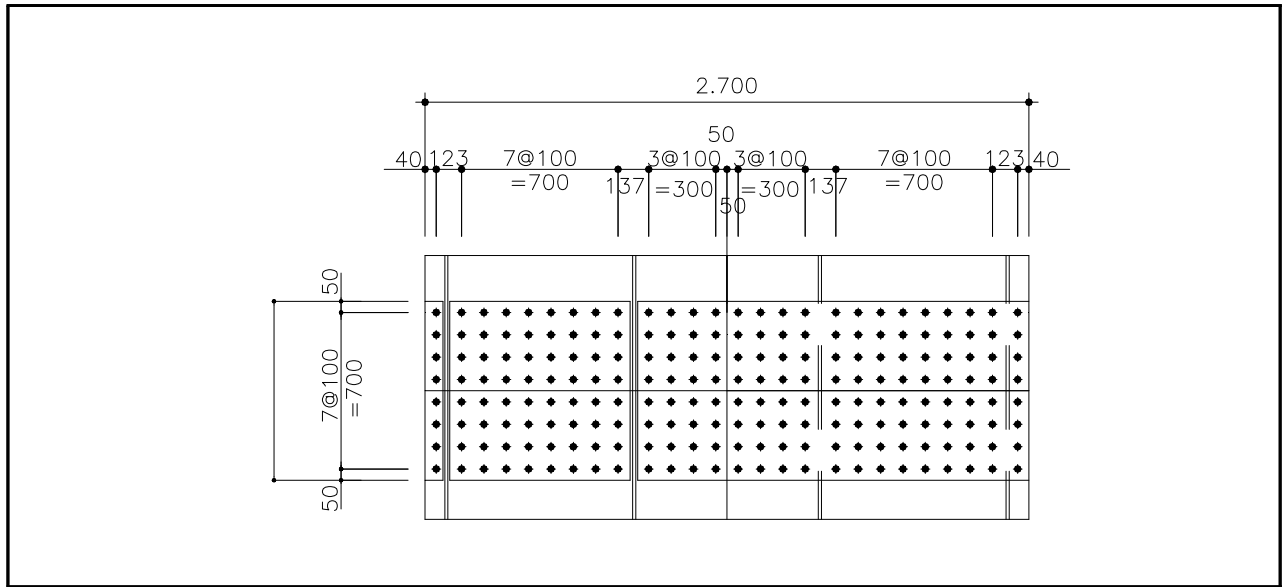
$$I_s = 2.176 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.167 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.26】 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.

$$f_s = 80.031 \text{ MPa}$$

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

∴ 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})

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

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 3 = 33,600.0$$

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

$$\Sigma = 73,640.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 144.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 787.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.837 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.784 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

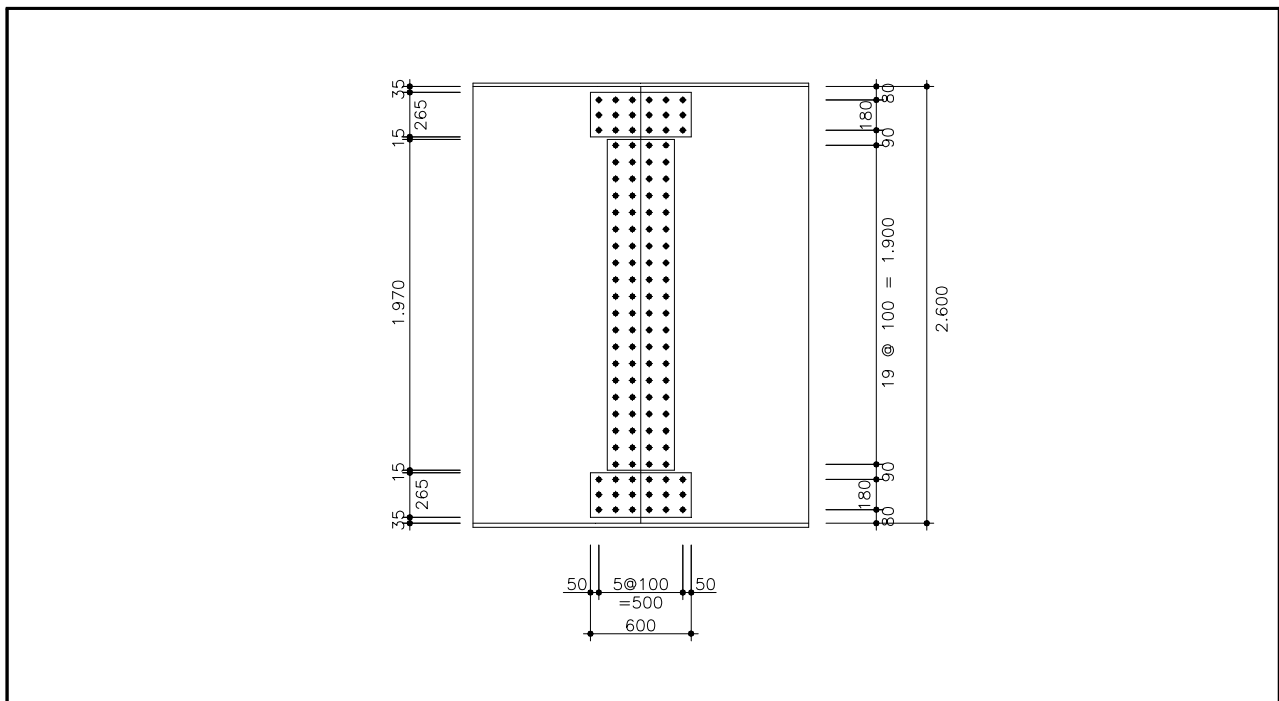
$$I_s = 2.176 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 4.167 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.12】 Web 이음(대구 S4~S7)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,846,900) \times 2 + 2\text{열} \times (3,275,250) \times 2 = 36,182,400 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,600^2}{6} = 1,605,500 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,605,500}{36,182,400} \times 1,300 = 57.684 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (70,818.5 + 349,752.5) / 60 EA = 7,009.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,520.4^2 + 7,009.5^2} = 56,953.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.465 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.991 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 897.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 255.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.029 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.987 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,337.5\text{mm} \quad y_{sl} = 1,286.5\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 557.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,066.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 42.004 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 46.930 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

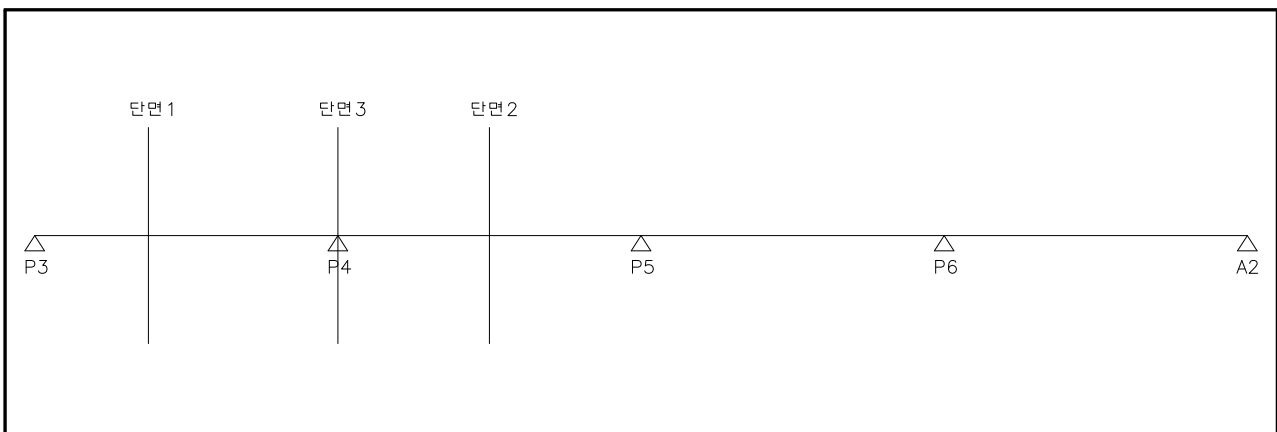
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

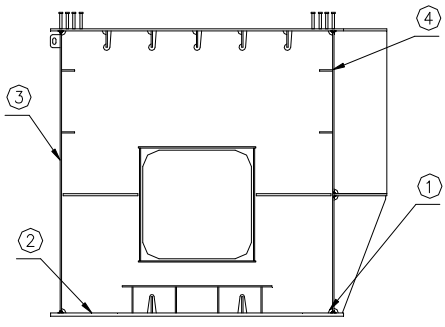
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



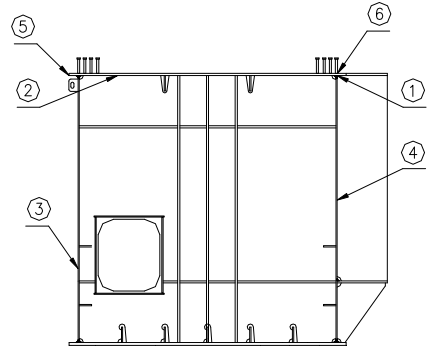
【그림 5.13】 피로조사 단면위치(대구 S4~S7)

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	8350.797	9874.435	4.167E+11	2086	41.805	49.433	B	126	203	O.K
②				2086	41.805	49.433	C	91	147	O.K
③				990	19.829	23.447	E	56	91	O.K
④				414	8.287	9.799	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	7257.029	9366.809	3.645E+11	2126	42.321	54.625	B	126	203	O.K
②				2126	42.321	54.625	C	91	147	O.K
③				1032	20.538	26.509	E	56	91	O.K
④				456	9.070	11.706	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	5146.763	10076.68	3.435E+11	1347	20.185	39.519	B	126	203	O.K
②				1347	20.185	39.519	C	91	147	O.K
③				132	1.984	3.884	E	56	91	O.K
④				405	6.072	11.888	E	56	91	O.K
⑤				1268	18.992	37.184	E	56	91	O.K
⑥				1283	19.217	37.624	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 118을 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	1454.830	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.435E+11	8	22.6	15.2	63	OK
DL하중	1986.611									20.7	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	1454.830	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.435E+11	8	22.6	20.7	63	O.K
DL하중	1986.611									28.2	84	O.K

5.2.3 부산방향(3@55, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@55.0 + 4@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장), $3@55.0 = 165.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- 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	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 5.438$	0.435	2.365	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 0.544$	0.290	0.158	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	14.279		7.826	

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)

- 윤회중 분포폭

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

여기서, X = 0.120m

- 충격계수

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

- 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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 36.226 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 68.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 28.217 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.177\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 21.001 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 57.443 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 57.443) - 2.5 \times 42.000 = 1269.674\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 57.443) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1096.739\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1096.739\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.550^2}{10} = 6.073\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.550m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.550} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.550+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.950\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.950 = 32.760\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 78.329\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 38.833\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 207.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 78.329 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 38.833 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 106.217 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 106.217) - 2.5 \times 42.0 = 640.157 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 106.217) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 593.125 \text{mm}$ 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	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 5.500$	0.440	2.420	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 0.550$	0.293	0.161	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.371		5.439	

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)

- 윤회중 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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.596 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.103 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.605 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.761 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.574 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.003 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.49 > 0.25$ 인 경우)

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

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

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.103\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 33.003 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.271 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 90.271) - 2.5 \times 42.000 = 771.123\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 90.271) = 697.899\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.899\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.899\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.517으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.79】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S1~S3)

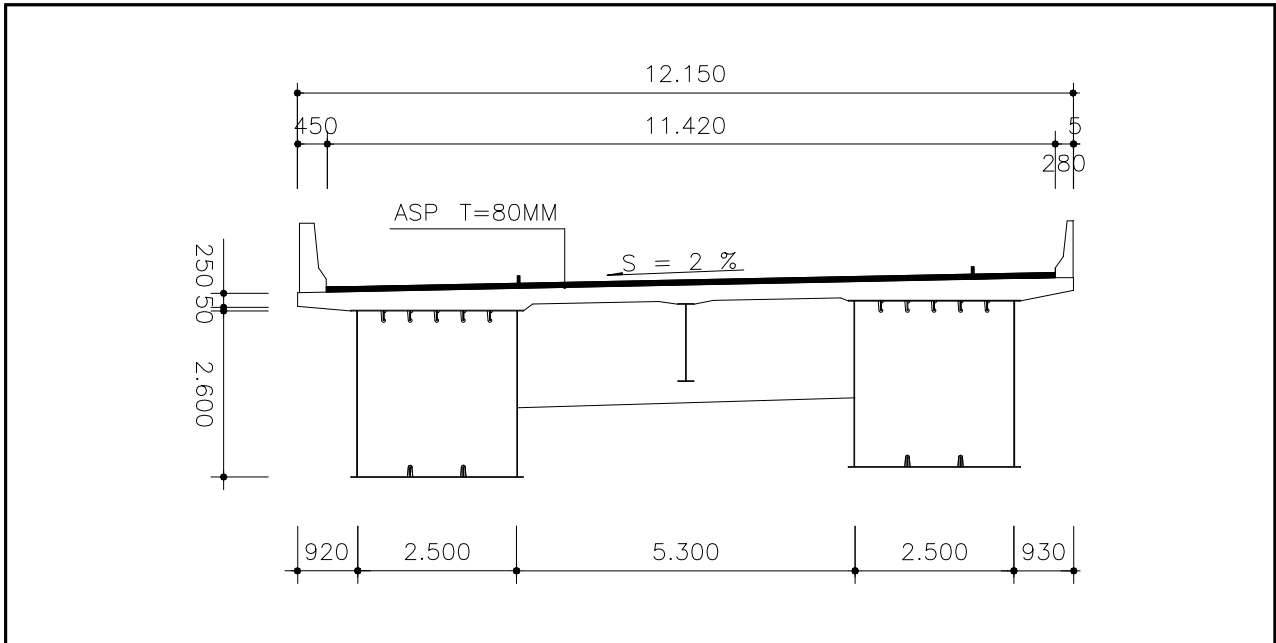
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	68.177	127.569	1.871	O.K
중앙부	78.329	127.569	1.629	O.K
우측 캔틸레버부	84.103	127.569	1.517	O.K

【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	21.001	57.443	240.000	125.000	1096.739	O.K
중앙부	38.833	106.217	240.000	125.000	593.125	O.K
우측 캔틸레버부	33.003	90.271	240.000	125.000	697.899	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.1】 해석단면(부산 S1~S3)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

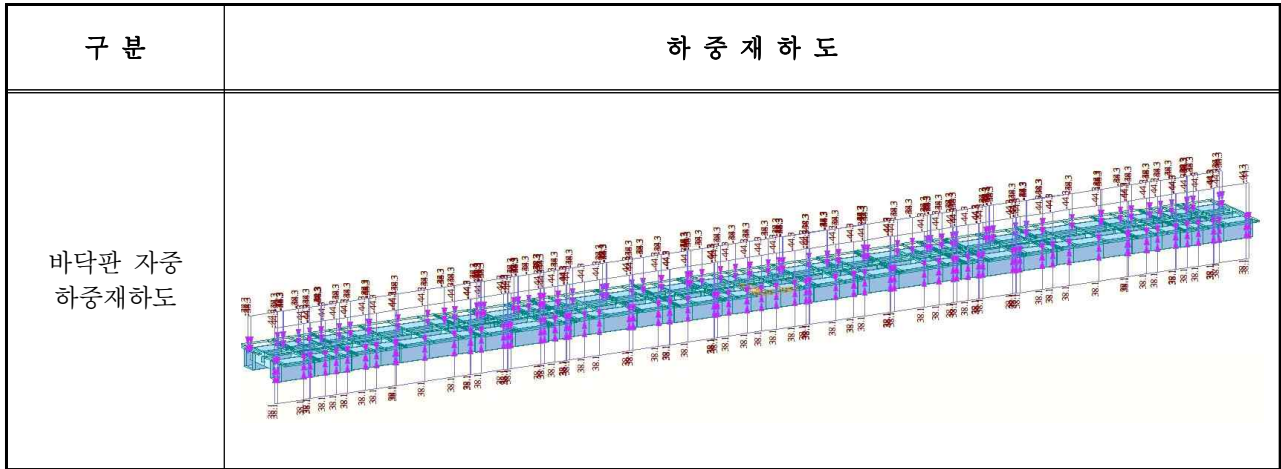
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	44.263	38.287	
G2	2.500	44.331	-38.125	

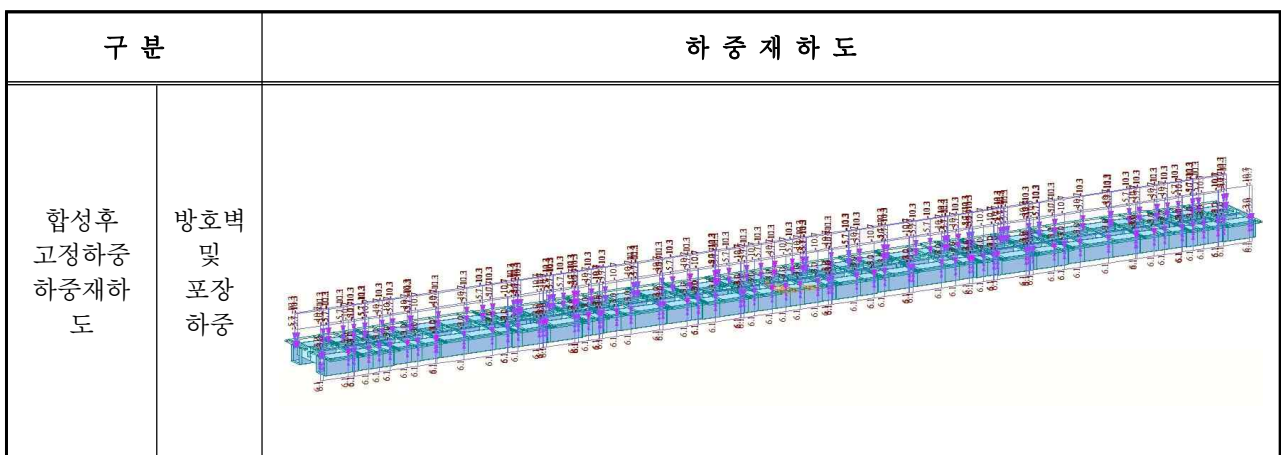


【그림 5.2】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S1~S3)

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	6.570	12.779	10.341	-	-	-	
G2	-	-	10.663	-	3.007	-6.128	



【그림 5.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S1~S3)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.150m																											
지간장(L)	• 3@55.000 = 165.0m																											
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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

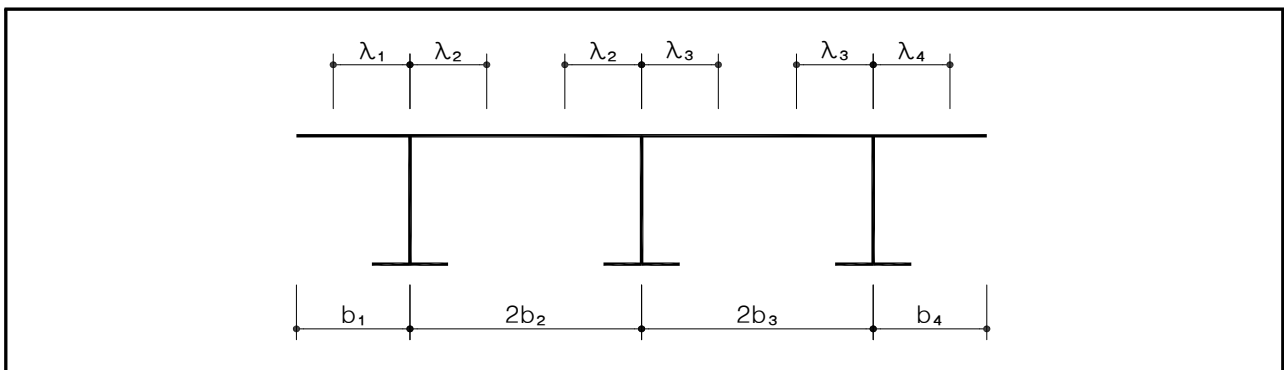
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.4】 플랜지의 유효폭(부산 S1~S3)

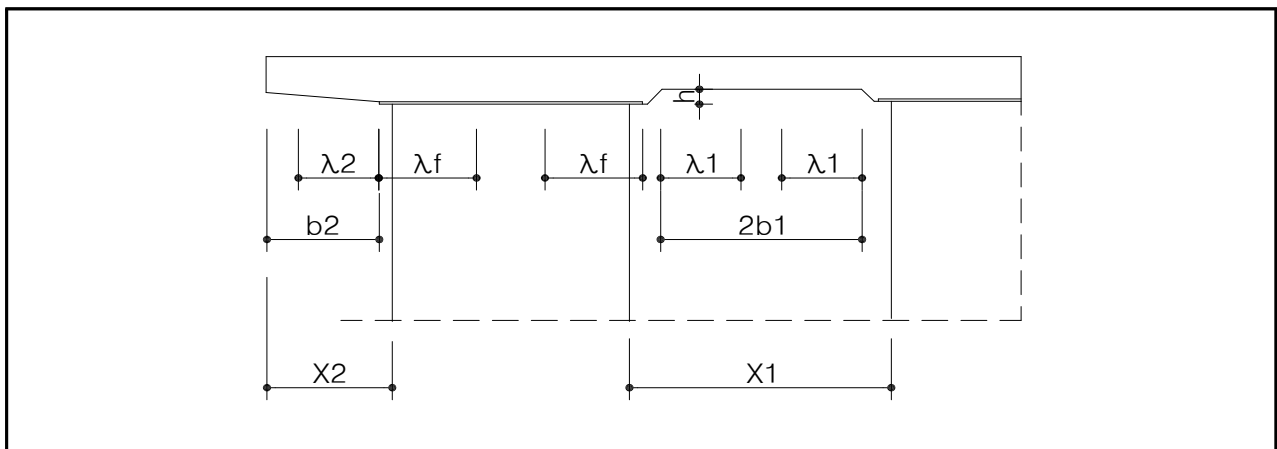
㉔ 등가경간장

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

② 바닥판 유효폭 산정

㉑ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.5】 바닥판의 유효폭(부산 S1~S3)

㉒ 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	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.036	0.994
1 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.145	0.848
2 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.941	0.979

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

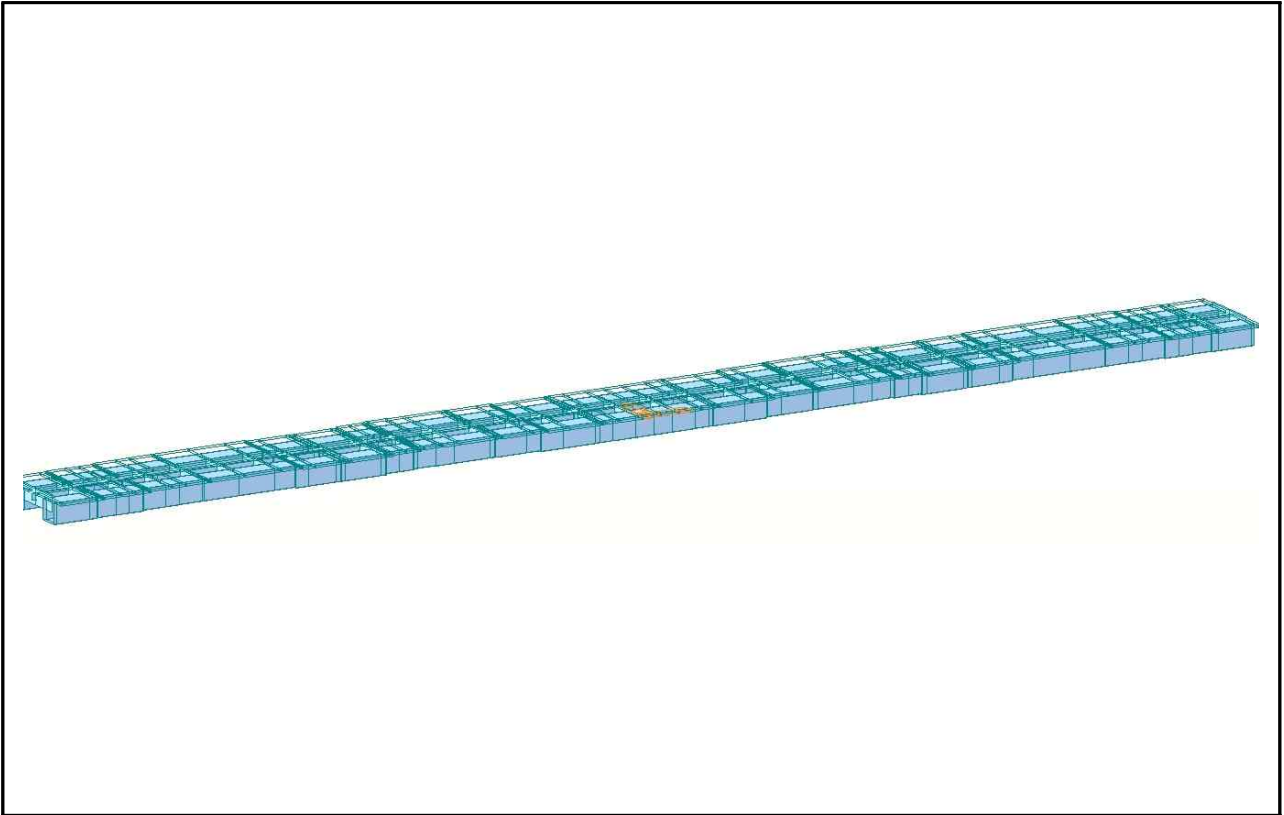
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.046	0.994
1, 2 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.153	0.848
2 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.951	0.979

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.

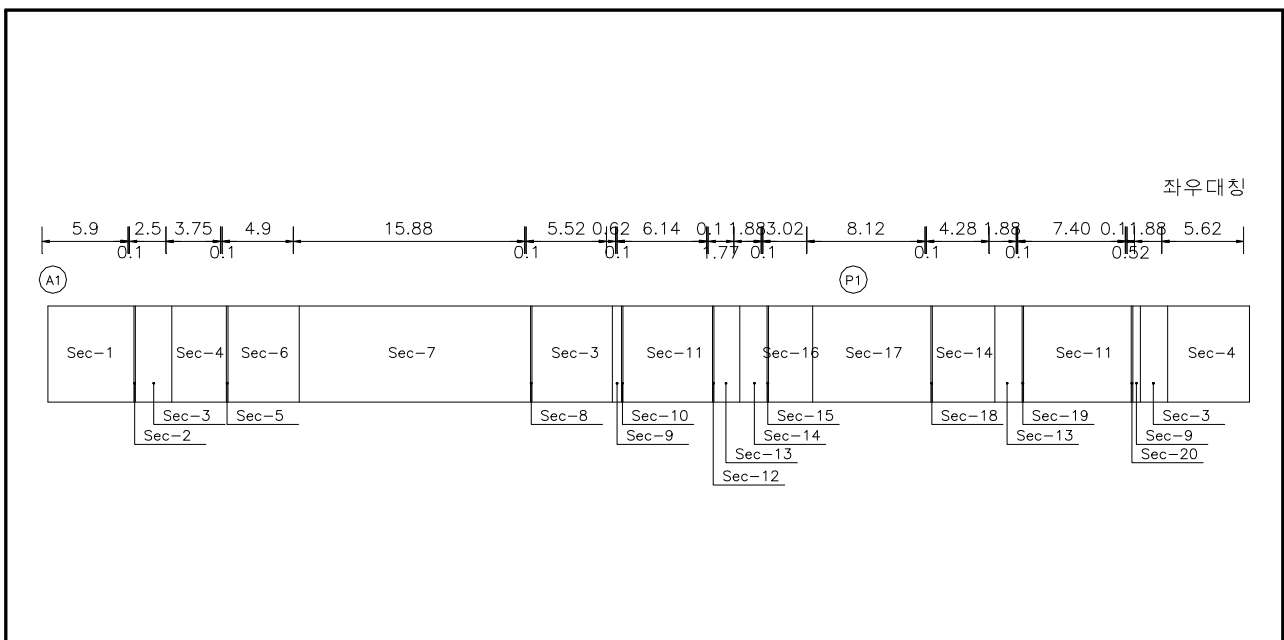
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.6】 해석모델링(부산 S1~S3)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.7】 거더 단면위치(부산 S1~S3)

【표 5.284】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S1~S3)

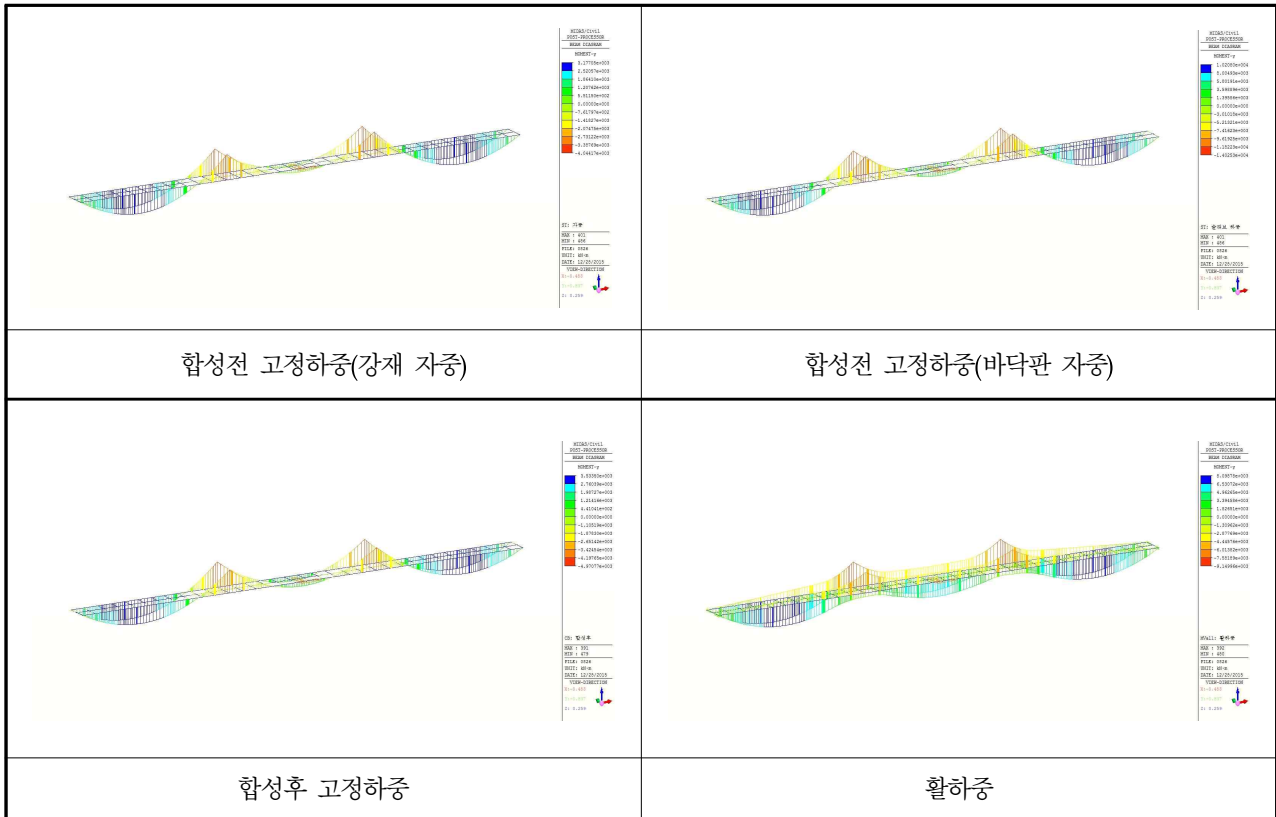
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1520000	314704047860	716545328533	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	315676855267	719825828533	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339400	366380446103	726386828533	256068931132	
단면 - 4	합성전	139000	174343536529	124548233333	188861270224	
	합성후	329000	353307931275	709849566667	226421755134	
단면 - 5	합성전	149800	192016911096	131109233333	200574819617	
	합성후	339800	355599091295	716410566667	228123266465	
단면 - 6	합성전	171400	229004534790	144231233333	217489953818	
	합성후	361400	452008567756	729532566667	250145366830	
단면 - 7	합성전	181800	234951039018	160768495200	244642677074	
	합성후	371800	463262752423	746069828533	286710884196	
단면 - 8	합성전	171000	212341995032	154207495200	227549022588	
	합성후	361000	459206630138	739508828533	284116534224	
단면 - 9	합성전	153600	186212640060	141085495200	209080173861	
	합성후	343600	383737966119	726386828533	256068931132	
단면 - 10	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	338200	382277188764	723106328533	254869649249	
단면 - 11	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332800	358082437955	719825828533	243937975649	
단면 - 12	합성전	164400	202483535040	147646495200	219951382706	
	합성후	354400	363015940897	732947828533	247928387787	
단면 - 13	합성전	191400	251013585793	164048995200	250956541032	
	합성후	381400	480925596314	749350328533	287879678919	
단면 - 14	합성전	187200	243754234644	164048995200	250956541032	
	합성후	377200	479735650421	749350328533	287879678919	
단면 - 15	합성전	214200	291780591429	180451495200	271163705148	
	합성후	404200	489782737054	765752828533	292761580816	
단면 - 16	합성전	241200	338991379903	196853995200	287836494039	
	합성후	431200	597260989068	782155328533	312190964911	
단면 - 17	합성전	230400	321350301998	190292995200	282334051749	
	합성후	420400	555797929823	775594328533	305767013264	
단면 - 18	합성전	203400	265995515512	173890495200	260577589682	
	합성후	393400	542899194083	759191828533	300506346136	
단면 - 19	합성전	165600	194682561633	150926995200	215543661400	
	합성후	355600	470858127524	736228328533	282668576781	
단면 - 20	합성전	148200	177230490400	137804995200	201645129210	
	합성후	338200	359359188902	723106328533	245045223097	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

【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	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1517500	314592805030	713662075929	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	315568203267	716942575929	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 4	합성전	139000	174343536529	124548233333	188861270224	
	합성후	328688	353182513383	706966314063	226421755134	
단면 - 5	합성전	149800	192016911096	131109233333	200574819617	
	합성후	339488	355479462820	713527314063	228123266465	
단면 - 6	합성전	171400	229004534790	144231233333	217489953818	
	합성후	361088	451833609238	726649314063	250145366830	
단면 - 7	합성전	186000	240254422950	160768495200	244642677074	
	합성후	375688	478627752192	743186575929	286710884196	
단면 - 8	합성전	171000	212341995032	154207495200	227549022588	
	합성후	360688	459013278788	736625575929	284116534224	
단면 - 9	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 10	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	337888	382127398708	720223075929	254869649249	
단면 - 11	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332488	357946951916	716942575929	243937975649	
단면 - 12	합성전	164400	202483535040	147646495200	219951382706	
	합성후	354088	362892480301	730064575929	247928387787	
단면 - 13	합성전	191400	251013585793	164048995200	250956541032	
	합성후	381088	480734864154	746467075929	287879678919	
단면 - 14	합성전	187200	243754234644	164048995200	250956541032	
	합성후	376888	479542048425	746467075929	287879678919	
단면 - 15	합성전	214200	291780591429	180451495200	271163705148	
	합성후	403888	489609259506	762869575929	292761580816	
단면 - 16	합성전	241200	338991379903	196853995200	287836494039	
	합성후	430888	597022488278	779272075929	312190964911	
단면 - 17	합성전	230400	321350301998	190292995200	282334051749	
	합성후	420088	555585707256	772711075929	305767013264	
단면 - 18	합성전	203400	265995515512	173890495200	260577589682	
	합성후	393088	542662748134	756308575929	300506346136	
단면 - 19	합성전	165600	194682561633	150926995200	215543661400	
	합성후	355288	470645538455	733345075929	282668576781	
단면 - 20	합성전	148200	177230490400	137804995200	201645129210	
	합성후	337888	359226888635	720223075929	245045223097	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

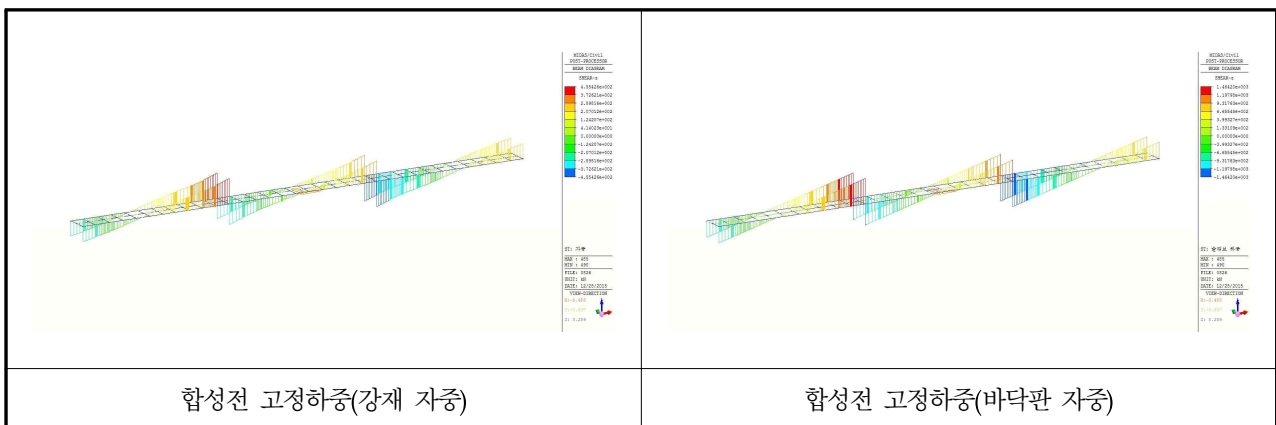
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

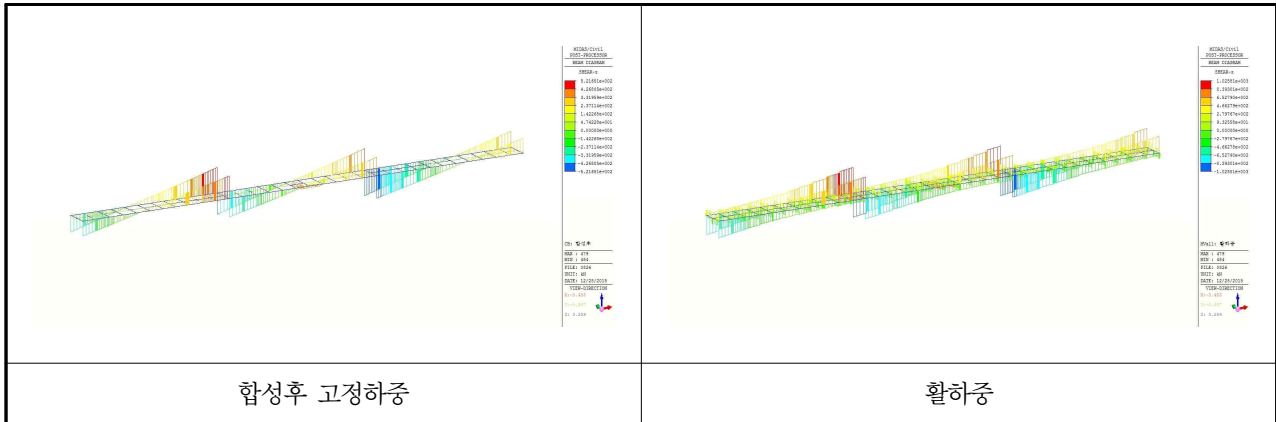


【그림 5.8】 휨모멘트도(부산 S1~S3)

- ㉡ 전단력



【그림 5.9】 전단력도(부산 S1~S3)



【그림 5.9】 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	
	구 분	k값
G1	S1	0.557
	P1	-0.197
	S2	-0.197
	P2	-0.197
	S3	0.557
G2	S1	0.557
	P1	-0.197
	S2	-0.197
	P2	-0.197
	S3	0.557

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)	13,375.338	3,533.503	8,098.785	522.185	25,529.811
	전단력 (kN)	79.338	20.904	327.971	20.929	449.142
	비틀림모멘트 (kN · m)	6.717	5.276	344.019	0.005	356.017
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,385.002	3,311.147	7,312.892	522.388	24,531.429
	전단력 (kN)	79.427	18.002	324.313	20.937	442.679
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.649	5.226	344.019	0.005	349.899

【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)	3,215.131	983.542	5,793.170	319.182	10,311.025
	전단력 (kN)	134.175	40.113	358.657	41.520	574.465
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	302.226	0.026	302.252
G2	휨모멘트 (kN · m)	3,219.428	830.715	5,234.670	319.300	9,604.113
	전단력 (kN)	134.345	34.175	363.280	41.537	573.337
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	532.990	0.027	533.017

【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)	13,375.338	3,533.503	8,098.785	522.185	25,529.811
	전단력 (kN)	192.668	55.711	352.919	20.929	622.227
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	313.926	0.005	313.931
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,385.002	3,311.147	7,312.891	522.388	24,531.428
	전단력 (kN)	192.904	47.272	342.131	20.937	603.244
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.000	0.000	548.699	0.006	548.705

- 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)	-18,051.719	-4,970.766	-9,149.959	-1,142.364	-33,314.808
	전단력 (kN)	-1,917.673	-521.651	-1,025.813	-41.536	-3,506.673
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.176	-28.926	-795.502	-0.083	-824.687
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,069.466	-4,431.802	-7,401.577	-1,142.815	-31,045.66
	전단력 (kN)	-1,919.624	-459.913	-862.520	-41.553	-3,283.61
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.023	-27.108	-935.481	-0.081	-962.693

【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)	-18,051.719	-4,970.766	-9,149.959	-1,142.364	-33,314.808
	전단력 (kN)	-1,581.203	-438.662	-975.317	-41.536	-3,036.718
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.357	-7.822	-753.157	-0.083	-761.419
G2	휨모멘트 (kN · m)	-18,069.466	-4,431.802	-7,401.577	-1,142.815	-31,045.66
	전단력 (kN)	-1,583.022	-376.911	-818.416	-41.553	-2,819.902
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.652	-6.040	-891.096	-0.081	-897.869

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	79.997	-70.179	182.038	190.000	2.276	2.707
1+2+3	95.996	-123.515	182.038	190.000	1.896	1.538
1+2+3+4	101.430	-122.403	209.344	190.000	2.064	1.552
1+2+3+4+5	115.560	-119.884	209.344	190.000	1.812	1.585
1+2+3+4+5+6	131.067	-115.971	236.649	218.500	1.806	1.884
1+2+3+4+5-6	100.052	-123.797	236.649	218.500	2.365	1.765

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 9.439 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.067}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{9.439}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.007 = 0.314 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-123.515}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{9.439}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.423 + 0.007 = 0.430 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.93】 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	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.691	16.200	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.512	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	149.948	315.000	O.K(2.10)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-193.007	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-196.638	315.000	O.K(1.60)

㉞ 거더 G1(2경간)

① 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	24.453	-23.974	148.183	190.000	6.060	7.925
1+2+3	34.031	-67.402	148.183	190.000	4.354	2.819
1+2+3+4	35.317	-65.603	170.410	190.000	4.825	2.896
1+2+3+4+5	45.434	-50.861	170.410	190.000	3.751	3.736
1+2+3+4+5+6	59.052	-32.854	192.638	218.500	3.262	6.651
1+2+3+4+5-6	31.817	-68.868	192.638	218.500	6.055	3.173

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.339 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{59.052}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{13.339}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.094 + 0.015 = 0.109 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-67.402}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.339}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.126 + 0.015 = 0.141 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.2.95】 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	4.107	16.200	O.K(3.94)
	크리프, 건조수축 제외시	5.472	16.200	O.K(2.96)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	76.274	315.000	O.K(4.12)
	크리프, 건조수축 제외시	64.871	315.000	O.K(4.85)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-120.885	315.000	O.K(2.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-137.426	315.000	O.K(2.29)

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	79.997	-70.179	182.038	190.000	2.276	2.707
1+2+3	95.996	-123.515	182.038	190.000	1.896	1.538
1+2+3+4	101.430	-122.403	209.344	190.000	2.064	1.552
1+2+3+4+5	115.560	-119.884	209.344	190.000	1.812	1.585
1+2+3+4+5+6	131.067	-115.971	236.649	218.500	1.806	1.884
1+2+3+4+5-6	100.052	-123.797	236.649	218.500	2.365	1.765

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.948 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.067}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{11.948}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.307 + 0.012 = 0.319 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-123.515}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.948}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.423 + 0.012 = 0.434 < 1.2 \therefore O.K$$

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	5.273	16.200	O.K(3.07)
	크리프, 건조수축 제외시	6.691	16.200	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.512	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	149.948	315.000	O.K(2.10)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-193.007	315.000	O.K(1.63)
	크리프, 건조수축 제외시	-196.638	315.000	O.K(1.60)

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	80.055	-70.230	182.038	190.000	2.274	2.705
1+2+3	94.705	-119.138	182.038	190.000	1.922	1.595
1+2+3+4	99.796	-118.096	209.344	190.000	2.098	1.609
1+2+3+4+5	113.938	-115.573	209.344	190.000	1.837	1.644
1+2+3+4+5+6	129.455	-111.657	236.649	218.500	1.828	1.957
1+2+3+4+5-6	98.422	-119.490	236.649	218.500	2.404	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.629 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{129.455}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{10.629}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.299 + 0.009 = 0.309 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-119.138}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.629}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.393 + 0.009 = 0.403 < 1.2 \therefore O.K$$

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	4.820	16.200	O.K(3.36)
	크리프, 건조수축 제외시	6.206	16.200	O.K(2.61)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	166.620	315.000	O.K(1.89)
	크리프, 건조수축 제외시	147.387	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.454	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-188.019	315.000	O.K(1.67)

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	24.486	-24.006	148.183	190.000	6.052	7.915
1+2+3	33.089	-63.078	148.183	190.000	4.478	3.012
1+2+3+4	34.175	-61.559	170.410	190.000	4.986	3.086
1+2+3+4+5	44.306	-46.800	170.410	190.000	3.846	4.060
1+2+3+4+5+6	57.935	-28.781	192.638	218.500	3.325	7.592
1+2+3+4+5-6	30.677	-64.820	192.638	218.500	6.279	3.371

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 15.065 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{57.935}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{15.065}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.090 + 0.019 = 0.109 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-63.078}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.065}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.110 + 0.019 = 0.129 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.101】 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	3.753	16.200	O.K(4.31)
	크리프, 건조수축 제외시	5.087	16.200	O.K(3.18)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	74.223	315.000	O.K(4.24)
	크리프, 건조수축 제외시	63.006	315.000	O.K(4.99)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-112.633	315.000	O.K(2.79)
	크리프, 건조수축 제외시	-128.911	315.000	O.K(2.44)

㉠ 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	80.055	-70.230	182.038	190.000	2.274	2.705
1+2+3	94.705	-119.138	182.038	190.000	1.922	1.595
1+2+3+4	99.796	-118.096	209.344	190.000	2.098	1.609
1+2+3+4+5	113.938	-115.573	209.344	190.000	1.837	1.644
1+2+3+4+5+6	129.455	-111.657	236.649	218.500	1.828	1.957
1+2+3+4+5-6	98.422	-119.490	236.649	218.500	2.404	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 13.122 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{129.455}{236.649} \right)^2 + \left(\frac{13.122}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.299 + 0.014 = 0.313 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-119.138}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{13.122}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.393 + 0.014 = 0.407 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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 5.2.103】 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	4.820	16.200	O.K(3.36)
	크리프, 건조수축 제외시	6.206	16.200	O.K(2.61)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	166.620	315.000	O.K(1.89)
	크리프, 건조수축 제외시	147.387	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-184.454	315.000	O.K(1.70)
	크리프, 건조수축 제외시	-188.019	315.000	O.K(1.67)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.315	145.721	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.165	138.418	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.134	149.457	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.970	170.355	218.500	218.500	1.721	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.299	128.559	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.371 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-149.165}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.371}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.616 + 0.311 = 0.928 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{149.457}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.371}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.619 + 0.311 = 0.930 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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	-144.059	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.110	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.965	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.145	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.921	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.185	315.000	O.K(1.26)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.315	145.721	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.165	138.418	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.134	149.457	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.970	170.355	218.500	218.500	1.721	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.299	128.559	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 53.443 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-149.165}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.443}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.616 + 0.236 = 0.852 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\alpha\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{149.457}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{53.443}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.619 + 0.236 = 0.855 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.107】 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	-144.059	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-146.110	400.000	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.965	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.145	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.921	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.185	315.000	O.K(1.26)

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	-82.605	79.686	190.000	190.000	2.300	2.384
1+2+3	-144.259	145.693	190.000	190.000	1.317	1.304
1+2+3+4	-149.112	138.387	190.000	190.000	1.274	1.373
1+2+3+4+5	-142.068	149.442	190.000	190.000	1.337	1.271
1+2+3+4+5+6	-126.876	170.370	218.500	218.500	1.722	1.283
1+2+3+4+5-6	-157.261	128.515	218.500	218.500	1.389	1.700

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 58.662 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-149.112}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.662}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.616 + 0.284 = 0.900 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{149.442}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.662}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.619 + 0.284 = 0.903 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

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	-143.903	400.000	O.K(2.77)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.962	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-235.877	315.000	O.K(1.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-238.067	315.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	251.911	315.000	O.K(1.25)
	크리프, 건조수축 제외시	248.162	315.000	O.K(1.26)

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	-82.686	79.764	190.000	190.000	2.298	2.382
1+2+3	-135.102	135.881	190.000	190.000	1.406	1.398
1+2+3+4	-139.429	129.368	190.000	190.000	1.363	1.469
1+2+3+4+5	-132.386	140.423	190.000	190.000	1.435	1.353
1+2+3+4+5+6	-117.193	161.350	218.500	218.500	1.864	1.354
1+2+3+4+5-6	-147.578	119.495	218.500	218.500	1.481	1.829

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 50.824 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-139.429}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{50.824}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.539 + 0.213 = 0.752 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{140.423}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{50.824}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.546 + 0.213 = 0.760 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

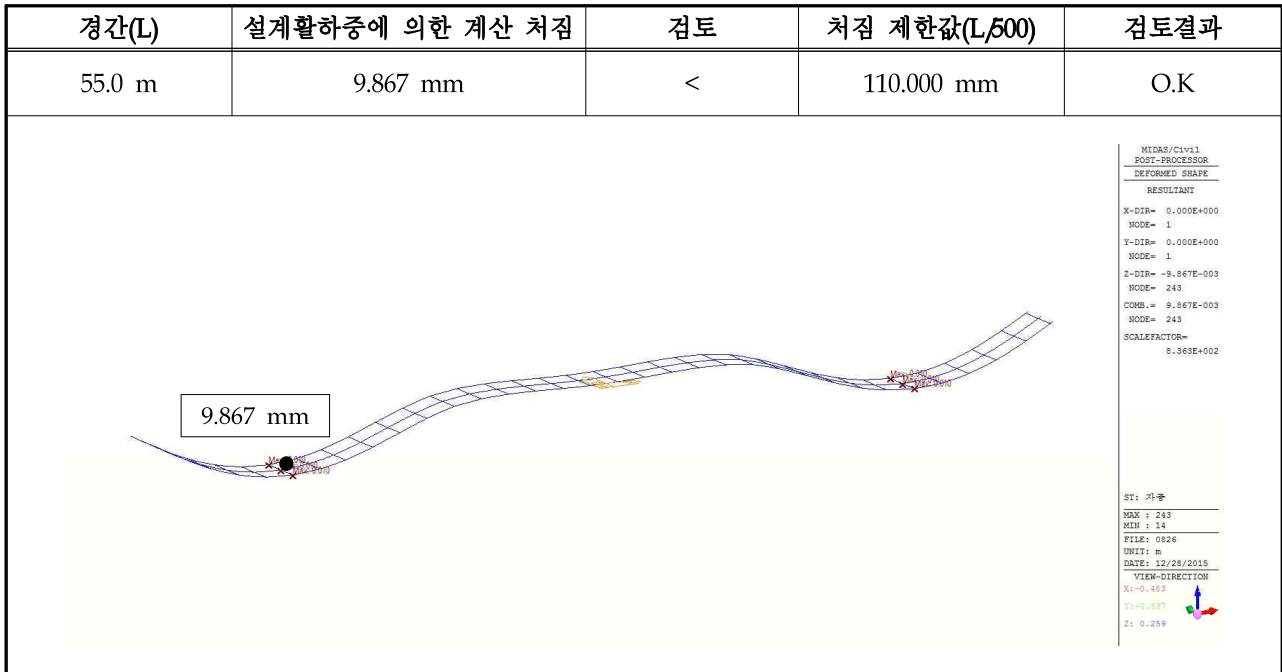
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

(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	-122.271	400.000	O.K(3.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-124.835	400.000	O.K(3.20)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-217.446	315.000	O.K(1.44)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.163	315.000	O.K(1.43)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	233.523	315.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	228.982	315.000	O.K(1.37)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.112】 반력 집계결과(부산)

(단위 : kN)

구	분	고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH1	1554.579	733.659	-62.787	20.957	-20.960	2266.643	1497.133	3500
	SH2	1607.626	595.499	-63.227	20.965	-20.965			3500
P1	SH1	4487.793	785.238	-113.868	62.552	-62.552	5190.916	4245.996	8000
	SH2	4350.462	630.210	-107.269	65.577	-62.575			7500
P2	SH1	4487.793	785.239	-113.868	62.552	-62.550	5189.417	4245.996	8000
	SH2	4350.462	630.210	-107.269	62.577	-62.577			7500
P3	SH1	1607.626	733.659	-62.787	20.957	-20.958	2266.643	1497.135	3500
	SH2	1554.579	595.499	-63.227	20.965	-20.963			3500

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

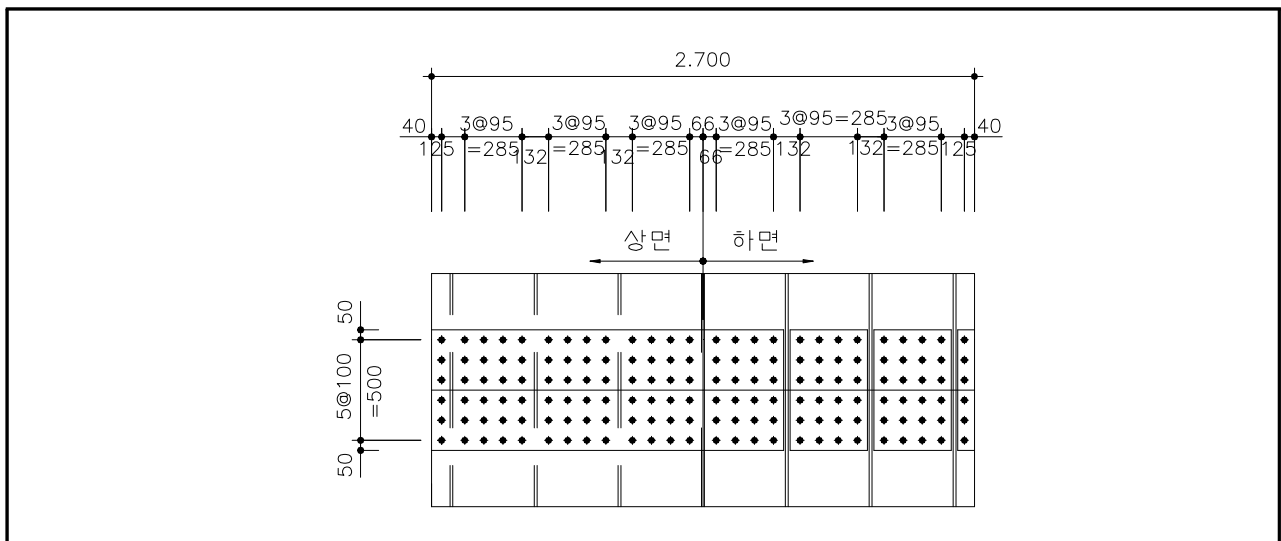
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G1-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
13,375.34	3,533.50	79.338	20.904	356.017	80.00	-70.18	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 5.10】 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.

$$f_s = 79.997 \text{ MPa}$$

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

∴ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 471.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.808 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.657 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

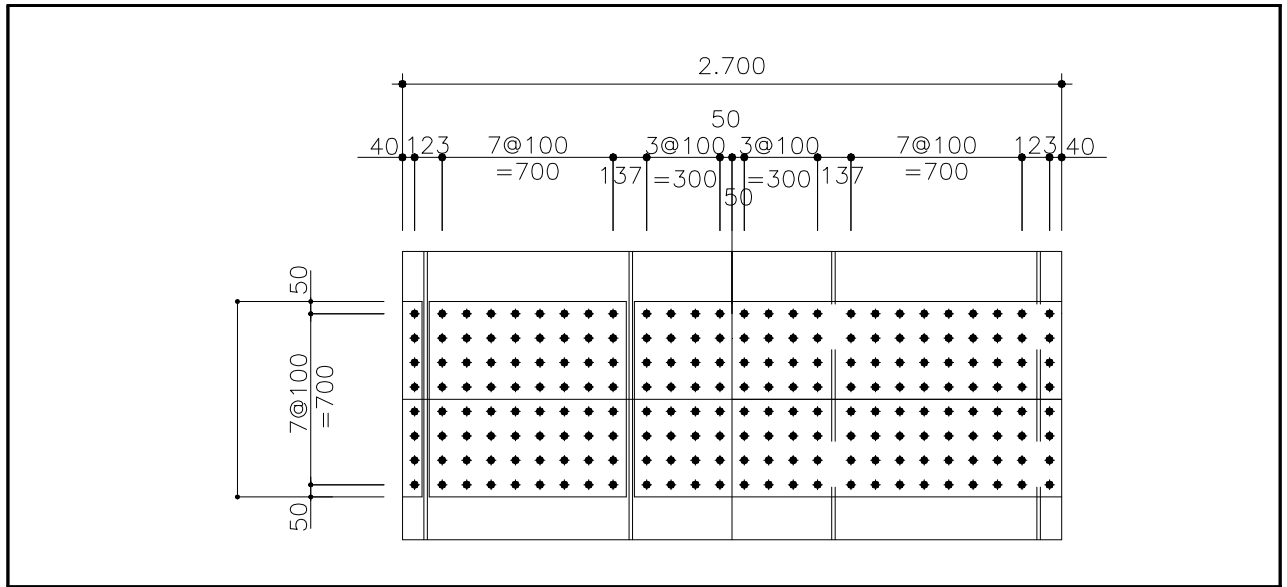
$$I_s = 2.350 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.624 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.11】 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.

$$f_s = 70.179\text{MPa}$$

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

∴ 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})

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

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 3 = 33,600.0$$

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

$$\Sigma = 73,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 144.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 486.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.543 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.554 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

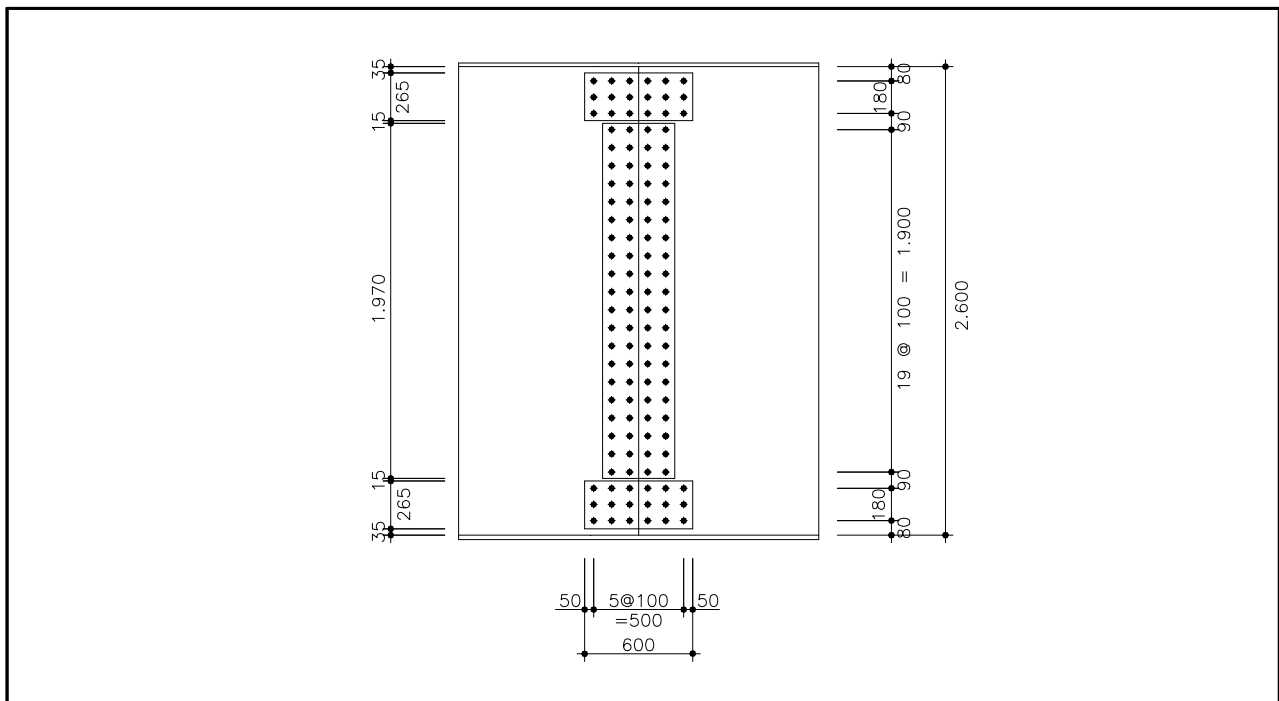
$$I_s = 2.350 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.624 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.12】 Web 이음(부산 S1~S3)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,846,900) \times 2 + 2\text{열} \times (3,275,250) \times 2 = 36,182,400 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,600^2}{6} = 1,605,500 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,605,500}{36,182,400} \times 1,300 = 57.684 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = (50,121.0 + 296,680.8) / 58 EA = 5,979.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,520.4^2 + 5,979.3^2} = 56,835.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.486 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.758 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 846.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 210.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.070 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.536 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,415.2\text{mm} \quad y_{sl} = 1,208.8\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 618.7\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,005.3\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 41.355 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 40.944 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

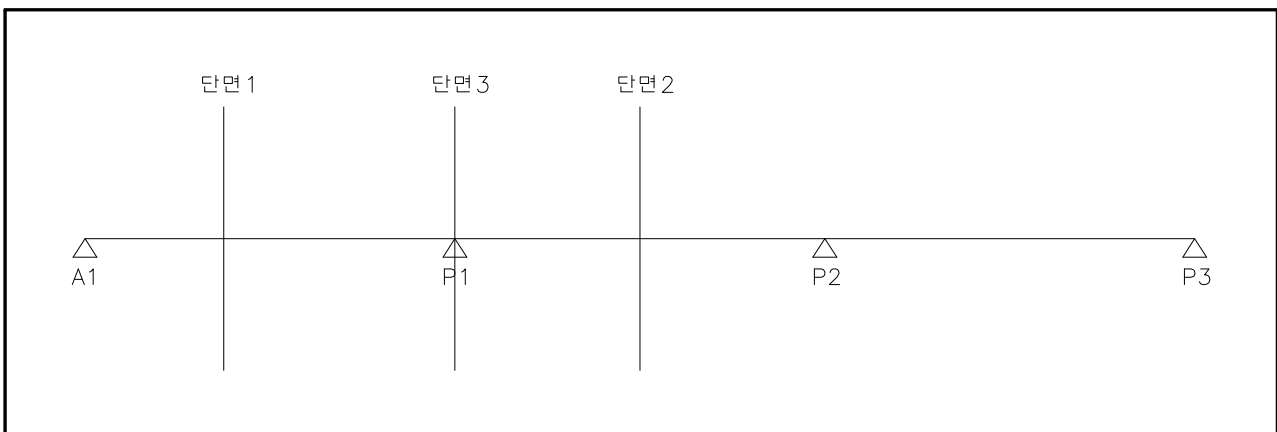
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

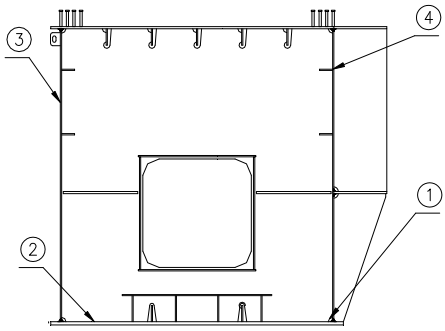
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



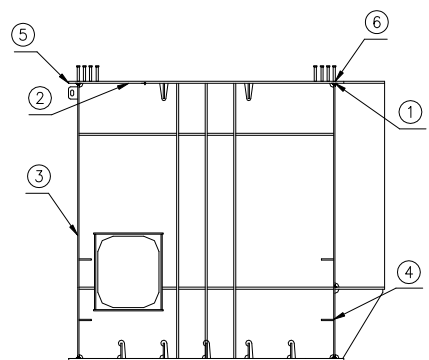
【그림 5.13】 피로조사 단면위치(부산 S1~S3)

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	8112.688	9381.596	4.624E+11	2029	35.600	41.168	B	126	203	O.K
②				2029	35.600	41.168	C	91	147	O.K
③				939	16.478	19.055	E	56	91	O.K
④				359	6.303	7.289	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	7128.937	9064.272	3.515E+11	2152	43.630	55.475	B	126	203	O.K
②				2152	43.630	55.475	C	91	147	O.K
③				1061	21.524	27.368	E	56	91	O.K
④				481	9.763	12.413	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	5418.625	10590.712	3.173E+11	1373	23.443	45.820	B	126	203	O.K
②				1373	23.443	45.820	C	91	147	O.K
③				114	1.942	3.796	E	56	91	O.K
④				431	7.359	14.383	E	56	91	O.K
⑤				1241	21.191	41.418	E	56	91	O.K
⑥				1255	21.430	41.885	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 100을 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	1463.595	28	2500	70000	1283	8.971E+07	3.173E+11	8	22.6	18.3	63	O.K
DL하중	2001.13									25.0	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	1463.595	28	2500	70000	1373	9.601E+07	3.173E+11	8	22.6	19.6	63	O.K
DL하중	2001.13									26.8	84	O.K

5.2.4 부산방향(4@55, S4~S7)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 4경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@55.0 + 4@55.0 = 385.0\text{m}$ (총연장), $4@55.0 = 220.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.150m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.5\text{m}$, $H = 2.6\text{m}$
- 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	$0.870 \times 0.25 \times 25 = 5.438$	0.435	2.365	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.870 \times 0.05 \times 25 = 0.544$	0.290	0.158	
⑧	$0.08 \times 0.420 \times 23 = 0.773$	0.210	0.162	
계	14.279		7.826	

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 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 윤회중 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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 36.226 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 68.177 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 28.217 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 52.621 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 14.756 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 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

$$\Phi M_n = 127.5694\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 68.177\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$

$$= 21.001 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 57.443 \text{ MPa}$$

- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$

- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$

$$= 375 \times (210 / 57.443) - 2.5 \times 42.000 = 1269.674\text{mm}$$

- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 57.443) = 1096.739\text{mm}$$

- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 1096.739\text{mm}$

- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 1096.739\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.550^2}{10} = 6.073\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.550m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.550} = 0.353 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.550+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 40.950\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 40.950 = 32.760\text{kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 78.329\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 38.833\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.550 + 130) = 207.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 78.329 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 38.833 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 106.217 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 106.217) - 2.5 \times 42.0 = 640.157 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 106.217) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 593.125 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 593.125 \text{mm}$ 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	$1.025 \times 0.25 \times 25 = 5.500$	0.440	2.420	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.880 \times 0.100 \times 25 = 0.550$	0.293	0.161	
⑧	$0.08 \times 0.595 \times 23 = 1.095$	0.298	0.326	
계	10.371		5.439	

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

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

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.000 \text{ m}$$

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

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 64.596 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 84.103 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 43.605 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 48.761 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 10.574 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 33.003 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께($X=0.49 > 0.25$ 인 경우)

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

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

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 84.103\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 33.003 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 90.271 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 90.271) - 2.5 \times 42.000 = 771.123\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 90.271) = 697.899\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 697.899\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 697.899\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.517으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.113】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S4~S7)

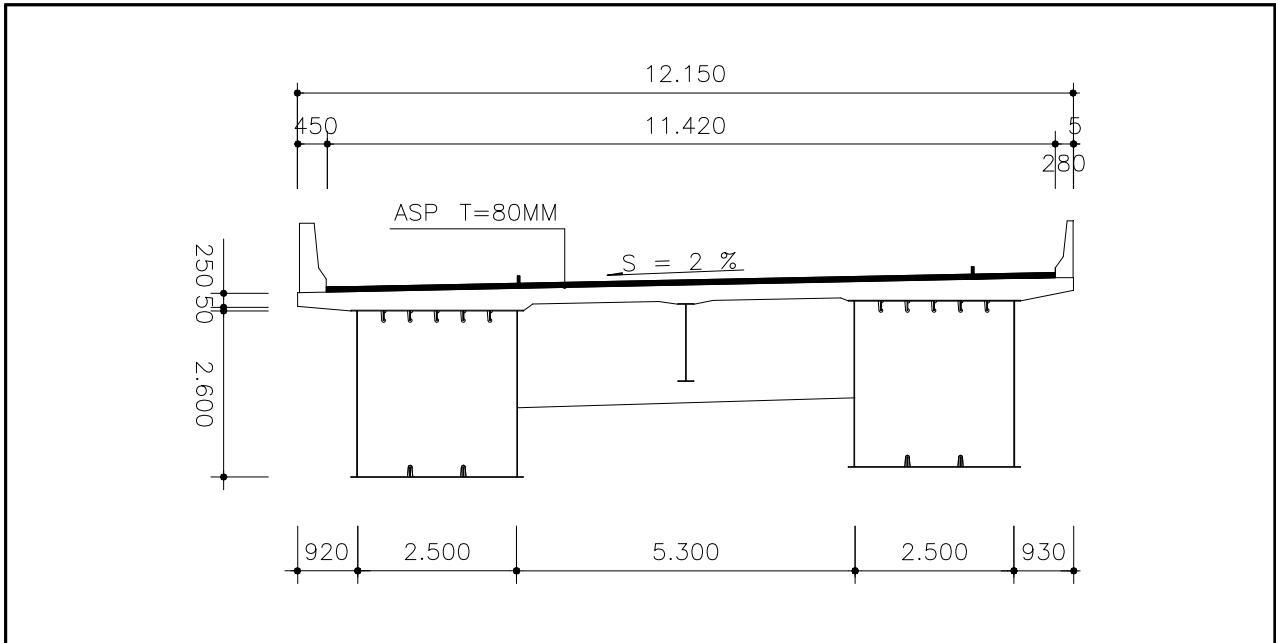
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	68.177	127.569	1.871	O.K
중앙부	78.329	127.569	1.629	O.K
우측 캔틸레버부	84.103	127.569	1.517	O.K

【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	21.001	57.443	240.000	125.000	1096.739	O.K
중앙부	38.833	106.217	240.000	125.000	593.125	O.K
우측 캔틸레버부	33.003	90.271	240.000	125.000	697.899	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.1】 해석단면(부산 S4~S7)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

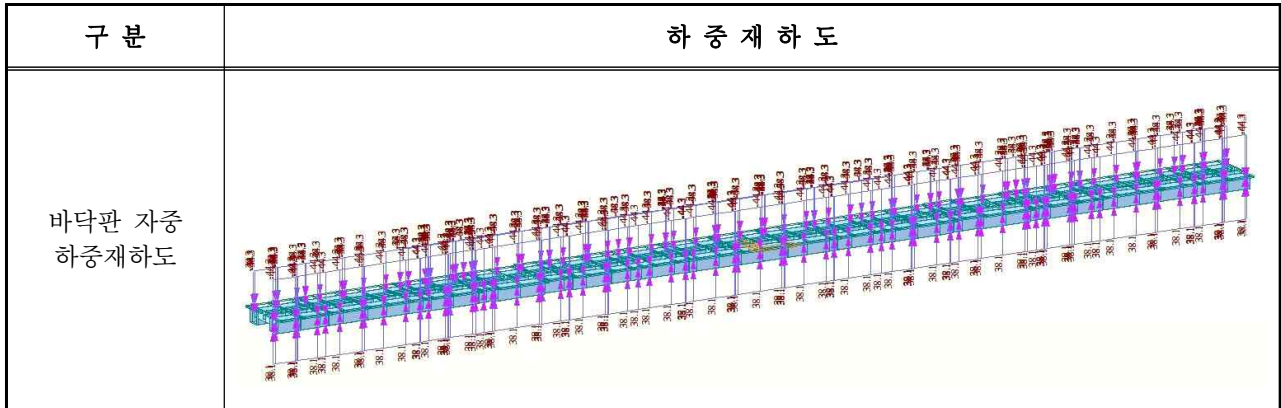
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	44.263	38.287	
G2	2.500	44.331	-38.125	

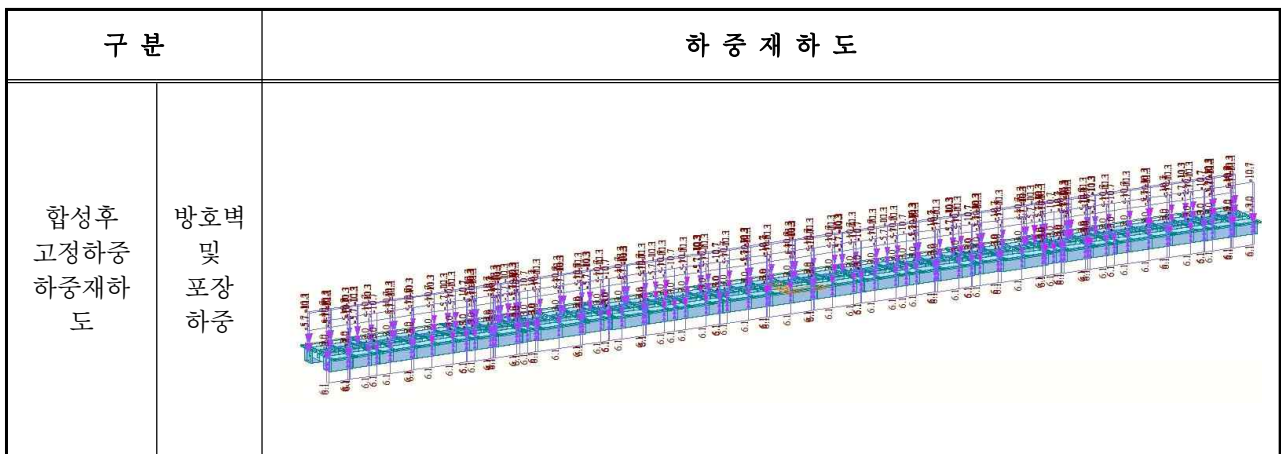


【그림 5.2】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S4~S7)

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	6.570	12.779	10.341	-	-	-	
G2	-	-	10.663	-	3.007	-6.128	



【그림 5.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S4~S7)

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 border="1"> <thead> <tr> <th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th><th>W_c의 범위(m)</th><th>N</th></tr> </thead> <tbody> <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> </tbody> </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%																											

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 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

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

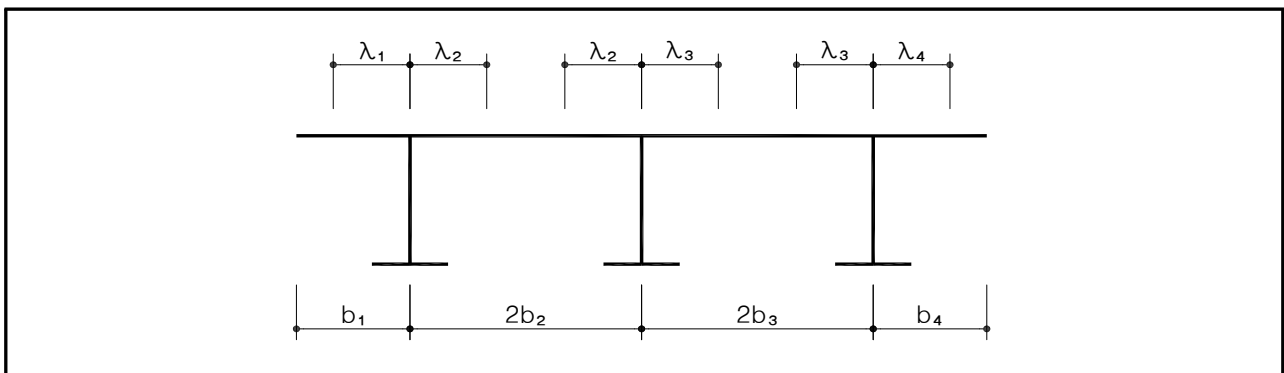
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.4】 플랜지의 유효폭(부산 S4~S7)

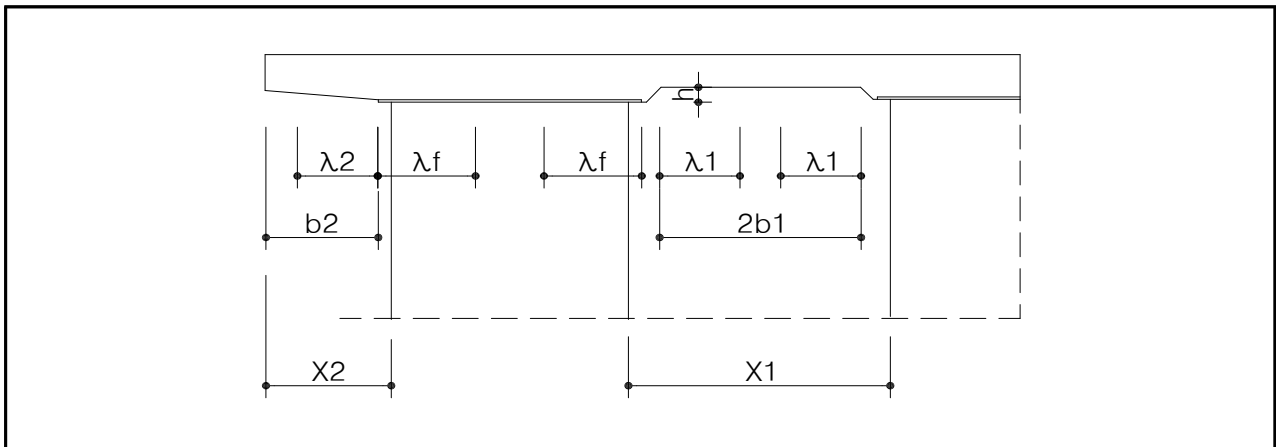
㉔ 등가경간장

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

② 바닥판 유효폭 산정

㉑ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.5】 바닥판의 유효폭(부산 S4~S7)

㉒ 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 경간중양부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	6.036	0.994
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.070	5.145	0.848
5, 6 경간중양부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.070	5.941	0.979

【표 5.2.117】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S4~S7)

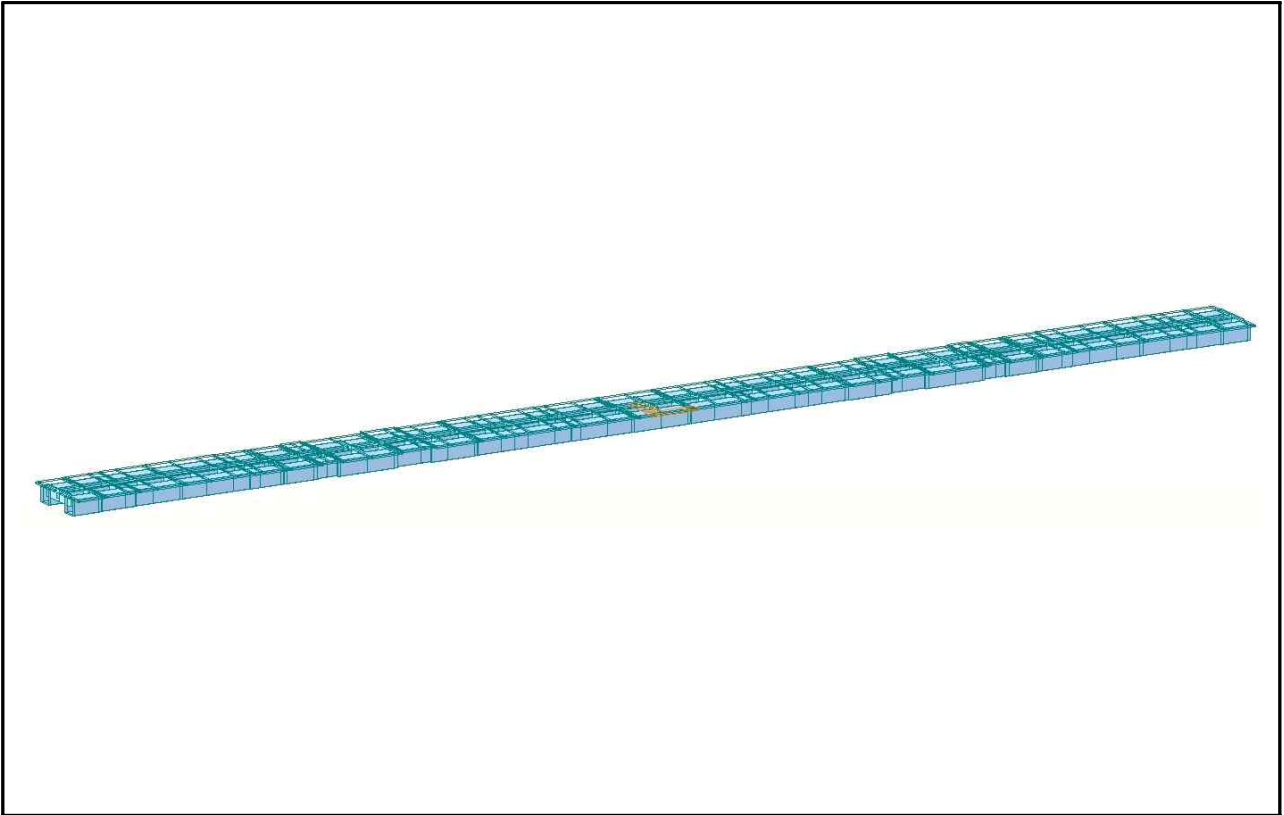
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4, 7 경간중앙부	44.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	6.046	0.994
4, 5, 6 경간지점부	22.000	2.500	2.432	0.973	2.500	2.432	0.973	6.080	5.153	0.848
5, 6 경간중앙부	33.000	2.500	2.700	1.080	2.500	2.700	1.080	6.080	5.951	0.979

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.

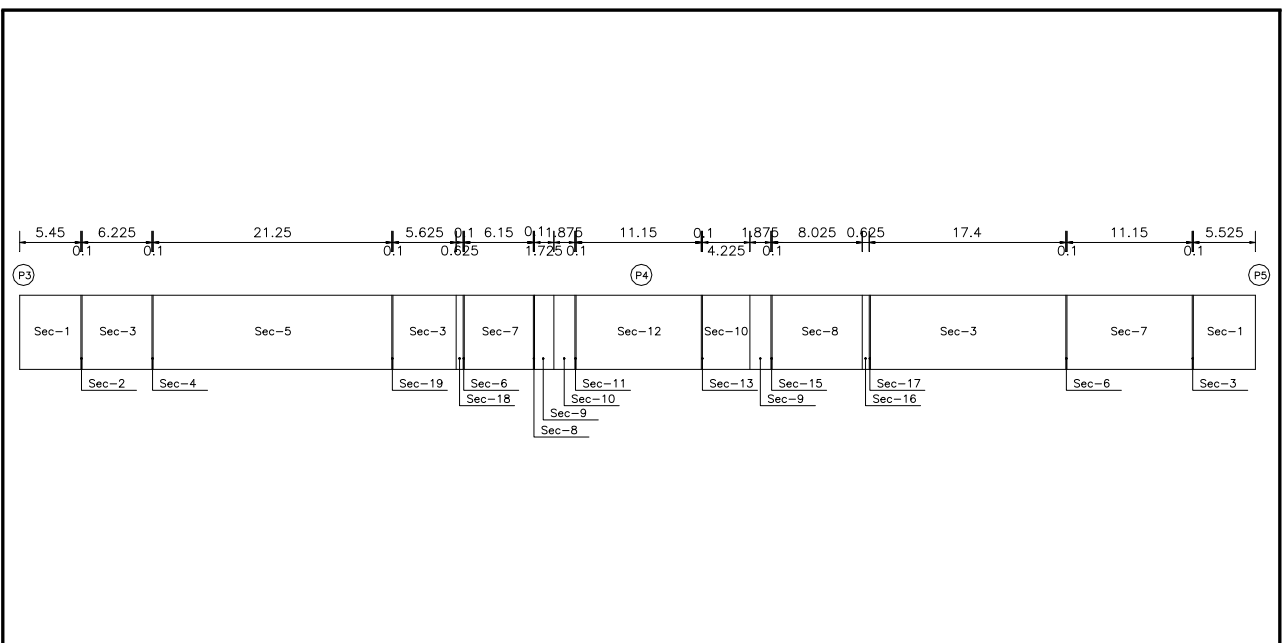
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.6】 해석모델링(부산 S4~S7)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.7】 거더 단면위치(부산 S4~S7)

【표 5.2.118】 G1 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S4~S7)

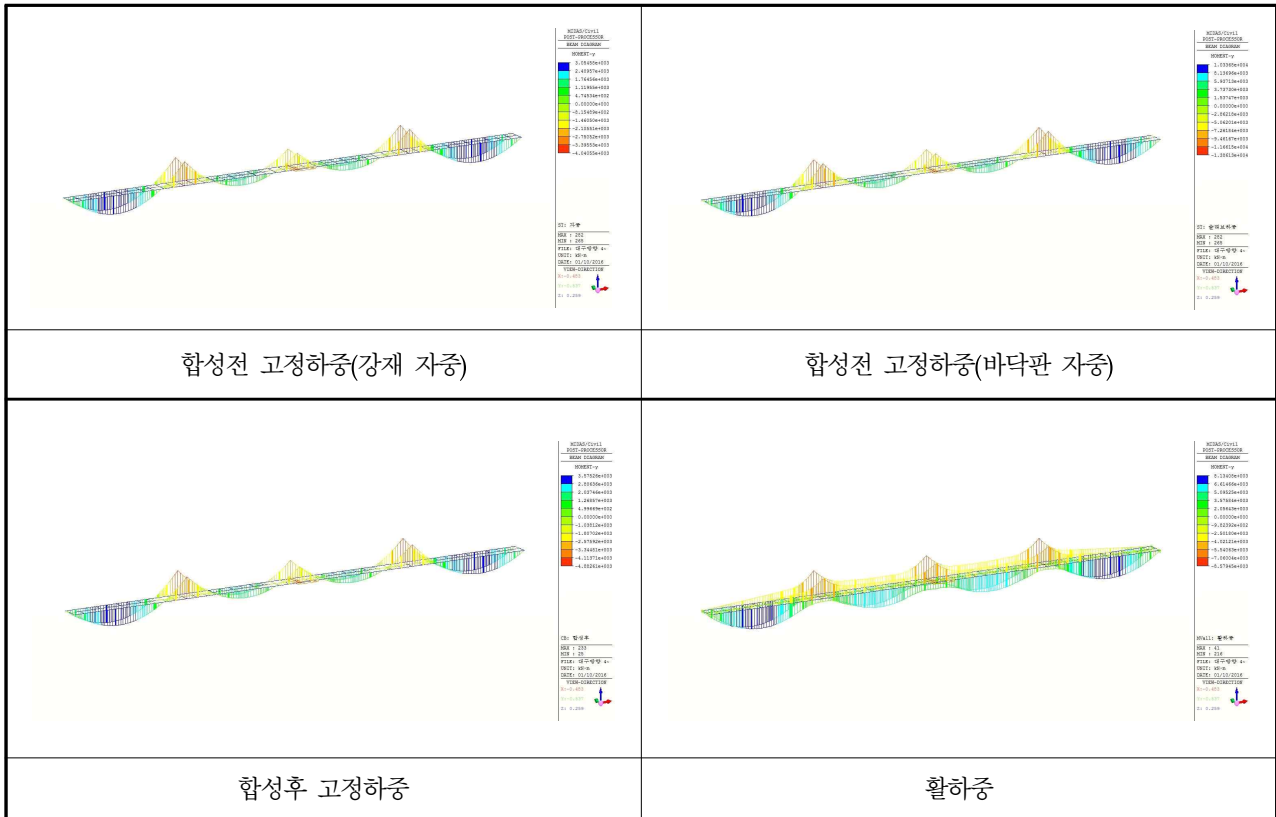
구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1520000	314704047860	716545328533	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	315676855267	719825828533	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339400	366380446103	726386828533	256068931132	
단면 - 4	합성전	160200	197940567910	147646495200	223500261703	
	합성후	350200	368934866512	732947828533	258219693646	
단면 - 5	합성전	171000	217558113549	154207495200	235921403722	
	합성후	361000	417419568804	739508828533	274874600968	
단면 - 6	합성전	144000	170382750398	137804995200	198859718191	
	합성후	334000	365057508427	723106328533	254869649249	
단면 - 7	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332800	358082437955	719825828533	243937975649	
단면 - 8	합성전	169800	209880068961	150926995200	224056690510	
	합성후	359800	364181503143	736228328533	248769751423	
단면 - 9	합성전	196800	261211559198	167329495200	256266350768	
	합성후	386800	482982858820	752630828533	288975147395	
단면 - 10	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382600	481831656464	752630828533	288975147395	
단면 - 11	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409600	491671040392	769033328533	293586458896	
단면 - 12	합성전	246600	349490291177	200134495200	290843409396	
	합성후	436600	600058950448	785435828533	313110209323	
단면 - 13	합성전	219600	292166124575	183731995200	271213653349	
	합성후	409600	585495425825	769033328533	307964686755	
단면 - 14	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382600	481831656464	752630828533	288975147395	
단면 - 15	합성전	169800	204073914163	150926995200	215543661400	
	합성후	359800	472220667221	736228328533	282668576781	
단면 - 16	합성전	138600	161611897340	134524495200	192110202989	
	합성후	328600	340271199308	719825828533	243937975649	
단면 - 17	합성전	144000	170736163838	137804995200	201645129210	
	합성후	334000	341415132042	723106328533	245045223097	
단면 - 18	합성전	165600	205055330850	150926995200	224056690510	
	합성후	355600	363600968532	736228328533	248769751423	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

【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	133200	152159068581	131243995200	183423648143	
	합성후	1517500	314592805030	713662075929	230145931176	
단면 - 2	합성전	138600	160560713704	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	315568203267	716942575929	231142004859	
단면 - 3	합성전	149400	180204098140	141085495200	209080173861	
	합성후	339088	366244620765	723503575929	256068931132	
단면 - 4	합성전	160200	197940567910	147646495200	223500261703	
	합성후	349888	368805214884	730064575929	258219693646	
단면 - 5	합성전	171000	217558113549	154207495200	235921403722	
	합성후	360688	417262868695	736625575929	274874600968	
단면 - 6	합성전	148200	175904055213	137804995200	198859718191	
	합성후	337888	382127398708	720223075929	254869649249	
단면 - 7	합성전	142800	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	332488	357946951916	716942575929	243937975649	
단면 - 8	합성전	169800	209880068961	150926995200	224056690510	
	합성후	359488	364060771623	733345075929	248769751423	
단면 - 9	합성전	196800	261211559198	167329495200	256266350768	
	합성후	386488	482796325997	749747575929	288975147395	
단면 - 10	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382288	481642372151	749747575929	288975147395	
단면 - 11	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409288	491501184047	766150075929	293586458896	
단면 - 12	합성전	219600	300047651198	183731995200	273852834183	
	합성후	409288	491501184047	766150075929	293586458896	
단면 - 13	합성전	219600	292166124575	183731995200	271213653349	
	합성후	409288	585235816997	766150075929	307964686755	
단면 - 14	합성전	192600	254376865637	167329495200	256266350768	
	합성후	382288	481642372151	749747575929	288975147395	
단면 - 15	합성전	169800	204073914163	150926995200	215543661400	
	합성후	359488	472011492289	733345075929	282668576781	
단면 - 16	합성전	138600	161611897340	134524495200	192110202989	
	합성후	328288	340146199104	716942575929	243937975649	
단면 - 17	합성전	144000	170736163838	137804995200	201645129210	
	합성후	333688	341293063632	720223075929	245045223097	
단면 - 18	합성전	165600	205055330850	150926995200	224056690510	
	합성후	355288	363478556229	733345075929	248769751423	
부부재	가로보-지점	31200	15286745600	54288000	1497600	
	가로보-일반	21000	62327000000	45125000	7000000	
	세로보	13000	1246800000	26108333	4333333	

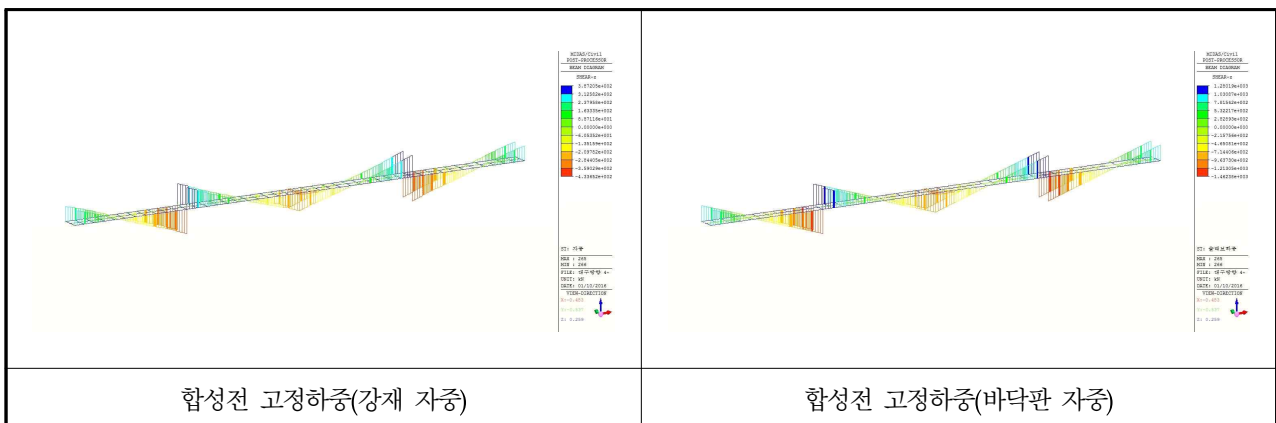
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

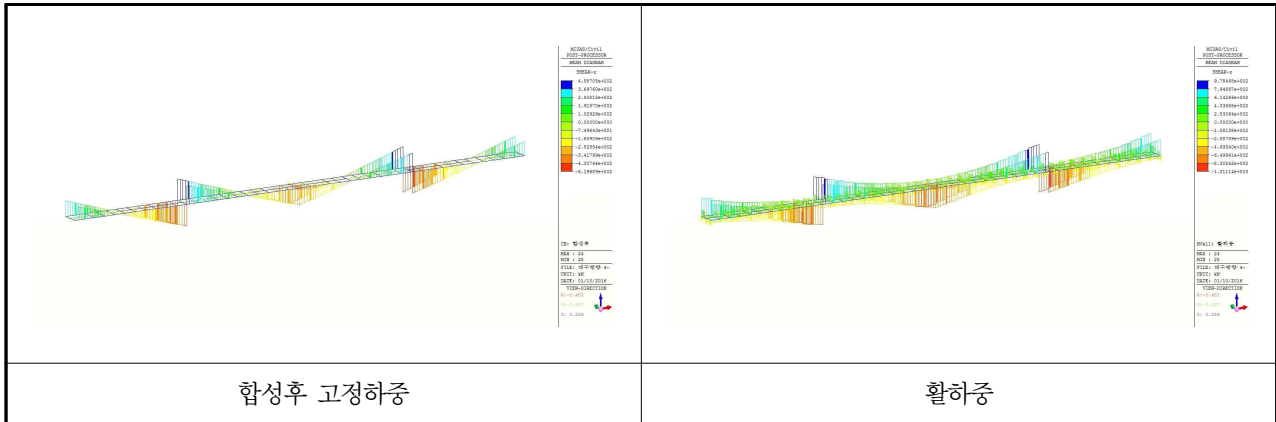


【그림 5.8】 휨모멘트도(부산 S4~S7)

㉡ 전단력



【그림 5.9】 전단력도(부산 S4~S7, 계속)



【그림 5.9】 전단력도(부산 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 5.2.120】 영향계수 k 값 산출 결과(부산 S4~S7)

	구 분		k값
G1	S4		0.544
	P4		-0.270
	S5		-0.089
	P5		0.128
	S6		0.089
	P6		-0.270
	S7		0.544
G2	S4		0.544
	P4		-0.270
	S5		-0.089
	P5		0.128
	S6		0.089
	P6		-0.270
	S7		0.544

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)	13,326.793	3,559.785	8,134.076	465.510	25,486.164
	전단력 (kN)	109.552	32.085	338.152	18.923	498.712
	비틀림모멘트 (kN · m)	-2.813	9.898	412.613	0.005	419.703
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,336.281	3,341.896	7,372.433	465.690	24,516.3
	전단력 (kN)	113.197	28.032	333.665	18.930	493.824
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.460	9.702	630.125	0.008	642.295

【표 5.2.122】 5경간 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)	5,947.674	1,648.791	6,454.397	383.480	14,434.342
	전단력 (kN)	215.516	61.716	388.201	41.323	706.756
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.374	-0.101	377.027	0.069	376.621
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,954.609	1,487.937	5,848.246	383.283	13,674.075
	전단력 (kN)	215.893	55.836	372.415	41.269	685.413
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.158	-0.056	601.845	0.028	601.975

【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)	5,947.674	1,452.892	6,454.398	383.480	14,238.444
	전단력 (kN)	215.516	61.716	388.201	41.323	706.756
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.374	0.101	377.253	0.069	377.797
G2	휨모멘트 (kN · m)	5,954.609	1,487.937	5,848.247	383.283	13,674.076
	전단력 (kN)	215.893	55.836	372.415	41.269	685.413
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.158	0.054	585.115	0.028	585.039

【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)	13,326.793	3,559.785	8,134.073	465.510	25,486.161
	전단력 (kN)	113.070	32.086	338.152	18.923	502.231
	비틀림모멘트 (kN · m)	2.813	-9.898	381.287	0.005	374.207
G2	휨모멘트 (kN · m)	13,336.281	3,341.896	7,372.433	465.690	24,516.3
	전단력 (kN)	113.197	28.032	333.665	18.930	493.824
	비틀림모멘트 (kN · m)	-2.460	-9.702	616.271	0.008	604.117

- 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)	-17,884.976	-4,882.607	-8,579.447	-1,034.851	-32,381.881
	전단력 (kN)	-1,894.069	-519.689	-1,011.143	-18.854	-3,443.755
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.919	-31.285	-821.598	-0.261	-858.063
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.670	-1,034.766	-30,420.642
	전단력 (kN)	-1,896.032	-460.657	-857.091	-18.824	-3,232.604
	비틀림모멘트 (kN · m)	-3.284	-28.199	-1,011.462	-0.227	-1,043.172

【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)	-13,125.047	-3,703.826	-8,168.172	-1,238.558	-26,235.603
	전단력 (kN)	-1,473.104	-416.637	-959.200	-41.404	-2,890.345
	비틀림모멘트 (kN · m)	-7.034	-16.755	-956.878	-0.074	-980.741
G2	휨모멘트 (kN · m)	-13,088.166	-3,225.300	-6,638.441	-1,234.723	-24,186.63
	전단력 (kN)	-1,468.671	-357.620	-811.727	-41.297	-2,679.315
	비틀림모멘트 (kN · m)	6.489	-15.060	-780.449	-0.042	-789.062

【표 5.2.127】 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)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.671	-1,034.766	-30,420.643
	전단력 (kN)	-17,884.976	-4,882.607	-8,579.448	-1,034.851	-32,381.882
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1,894.069	-519.689	-1,011.143	-41.233	-3,466.134
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,901.873	-4,410.333	-7,073.671	-1,034.766	-30,420.643
	전단력 (kN)	-17,884.976	-4,882.607	-8,579.448	-1,034.851	-32,381.882
	비틀림모멘트 (kN · m)	-1,894.069	-519.689	-1,011.143	-41.233	-3,466.134

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	81.318	-80.031	182.038	190.000	2.239	2.374
1+2+3	97.302	-140.902	182.038	190.000	1.871	1.348
1+2+3+4	102.941	-139.700	209.344	190.000	2.034	1.360
1+2+3+4+5	117.185	-137.043	209.344	190.000	1.786	1.386
1+2+3+4+5+6	132.805	-132.975	236.649	218.500	1.782	1.643
1+2+3+4+5-6	101.564	-141.111	236.649	218.500	2.330	1.548

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 10.636 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.805}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{10.636}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.315 + 0.009 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-140.902}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.636}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.550 + 0.009 = 0.559 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.129】 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	5.429	16.200	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	6.864	16.200	O.K(2.36)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	171.604	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	151.722	315.000	O.K(2.07)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.974	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-223.833	315.000	O.K(1.40)

㉞ 거더 G1(5경간)

㉠ 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	43.733	-42.939	148.183	190.000	3.388	4.425
1+2+3	55.387	-92.431	148.183	190.000	2.675	2.056
1+2+3+4	57.576	-89.854	170.410	190.000	2.960	2.115
1+2+3+4+5	67.945	-77.411	170.410	190.000	2.508	2.454
1+2+3+4+5+6	81.529	-61.836	192.638	218.500	2.363	3.534
1+2+3+4+5-6	54.361	-92.985	192.638	218.500	3.544	2.350

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 13.703 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{81.529}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{13.703}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.179 + 0.016 = 0.195 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-92.431}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.703}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.237 + 0.016 = 0.252 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉣ 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 5.2.131】 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	4.625	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	6.089	16.200	O.K(2.66)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	106.126	315.000	O.K(2.96)
	크리프, 건조수축 제외시	93.568	315.000	O.K(3.36)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-154.610	315.000	O.K(2.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-169.631	315.000	O.K(1.85)

㉔ 거더 G1(6경간)

㉔ 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	43.733	-42.939	148.183	190.000	3.388	4.425
1+2+3	55.118	-91.289	148.183	190.000	2.688	2.081
1+2+3+4	57.046	-89.018	170.410	190.000	2.987	2.134
1+2+3+4+5	67.416	-76.574	170.410	190.000	2.528	2.481
1+2+3+4+5+6	81.000	-61.000	192.638	218.500	2.378	3.582
1+2+3+4+5-6	53.832	-92.149	192.638	218.500	3.579	2.371

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 13.710 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{81.000}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{13.710}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.177 + 0.016 = 0.192 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-91.289}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{13.710}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.231 + 0.016 = 0.246 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.133】 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	4.593	16.200	O.K(3.52)
	크리프, 건조수축 제외시	6.020	16.200	O.K(2.69)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	105.516	315.000	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	93.218	315.000	O.K(3.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-153.431	315.000	O.K(2.05)
	크리프, 건조수축 제외시	-168.145	315.000	O.K(1.87)

㉕ 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	81.318	-80.031	182.038	190.000	2.239	2.374
1+2+3	97.302	-140.902	182.038	190.000	1.871	1.348
1+2+3+4	102.941	-139.700	209.344	190.000	2.034	1.360
1+2+3+4+5	117.185	-137.043	209.344	190.000	1.786	1.386
1+2+3+4+5+6	132.805	-132.975	236.649	218.500	1.782	1.643
1+2+3+4+5-6	101.564	-141.111	236.649	218.500	2.330	1.548

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

⑥ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 10.406 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑦ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{132.805}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{10.406}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.315 + 0.009 = 0.324 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-140.902}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.406}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.550 + 0.009 = 0.559 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

⑧ 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	5.429	16.200	O.K(2.98)
	크리프, 건조수축 제외시	6.864	16.200	O.K(2.36)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	171.604	315.000	O.K(1.83)
	크리프, 건조수축 제외시	151.722	315.000	O.K(2.07)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-219.974	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-223.833	315.000	O.K(1.40)

㉞ 거더 G2(4경간)

㉠ 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	81.376	-80.088	182.038	190.000	2.237	2.372
1+2+3	96.051	-136.052	182.038	190.000	1.895	1.397
1+2+3+4	101.342	-134.923	209.344	190.000	2.066	1.408
1+2+3+4+5	115.599	-132.262	209.344	190.000	1.811	1.437
1+2+3+4+5+6	131.228	-128.190	236.649	218.500	1.803	1.704
1+2+3+4+5-6	99.970	-136.334	236.649	218.500	2.367	1.603

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 11.961 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{131.228}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{11.961}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.307 + 0.012 = 0.319 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-136.052}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.961}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.513 + 0.012 = 0.525 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 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 5.2.137】 G2 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	4.975	16.200	O.K(3.25)
	크리프, 건조수축 제외시	6.378	16.200	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	168.788	315.000	O.K(1.86)
	크리프, 건조수축 제외시	149.240	315.000	O.K(2.11)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.499	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.289	315.000	O.K(1.46)

㉠ 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	43.784	-42.989	148.183	190.000	3.384	4.420
1+2+3	54.367	-88.003	148.183	190.000	2.726	2.159
1+2+3+4	56.342	-85.678	170.410	190.000	3.025	2.218
1+2+3+4+5	66.724	-73.220	170.410	190.000	2.554	2.595
1+2+3+4+5+6	80.319	-57.634	192.638	218.500	2.398	3.791
1+2+3+4+5-6	53.130	-88.806	192.638	218.500	3.626	2.460

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 14.783 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉠ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{80.319}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{14.783}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.174 + 0.018 = 0.192 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-88.003}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.783}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.215 + 0.018 = 0.233 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.139】 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	4.241	16.200	O.K(3.82)
	크리프, 건조수축 제외시	5.674	16.200	O.K(2.85)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	103.891	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	91.534	315.000	O.K(3.44)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.094	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-160.877	315.000	O.K(1.95)

㉕ 거더 G2(6경간)

㉔ 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	43.784	-42.989	148.183	190.000	3.384	4.420
1+2+3	54.367	-88.003	148.183	190.000	2.726	2.159
1+2+3+4	56.342	-85.678	170.410	190.000	3.025	2.218
1+2+3+4+5	66.724	-73.220	170.410	190.000	2.554	2.595
1+2+3+4+5+6	80.319	-57.634	192.638	218.500	2.398	3.791
1+2+3+4+5-6	53.130	-88.806	192.638	218.500	3.626	2.460

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 14.674 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{80.319}{192.638}\right)^2 + \left(\frac{14.674}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.174 + 0.018 = 0.192 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-88.003}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{14.674}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.215 + 0.018 = 0.232 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

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 5.2.141】 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	4.241	16.200	O.K(3.82)
	크리프, 건조수축 제외시	5.674	16.200	O.K(2.85)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	103.891	315.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	91.534	315.000	O.K(3.44)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-146.094	315.000	O.K(2.15)
	크리프, 건조수축 제외시	-160.877	315.000	O.K(1.95)

⊙ 거더 G2(7경간)

㉠ 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	81.376	-80.088	182.038	190.000	2.237	2.372
1+2+3	96.051	-136.052	182.038	190.000	1.895	1.397
1+2+3+4	101.342	-134.923	209.344	190.000	2.066	1.408
1+2+3+4+5	115.599	-132.262	209.344	190.000	1.811	1.437
1+2+3+4+5+6	131.228	-128.190	236.649	218.500	1.803	1.704
1+2+3+4+5-6	99.970	-136.334	236.649	218.500	2.367	1.603

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 11.720 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{131.228}{236.649}\right)^2 + \left(\frac{11.720}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.307 + 0.011 = 0.319 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-136.052}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{11.720}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.513 + 0.011 = 0.535 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉣ 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 5.2.143】 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	4.975	16.200	O.K(3.25)
	크리프, 건조수축 제외시	6.378	16.200	O.K(2.54)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	168.788	315.000	O.K(1.86)
	크리프, 건조수축 제외시	149.240	315.000	O.K(2.11)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.499	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-214.289	315.000	O.K(1.46)

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	-76.974	71.452	190.000	190.000	2.468	2.659
1+2+3	-132.452	128.307	190.000	190.000	1.434	1.481
1+2+3+4	-136.342	121.341	190.000	190.000	1.394	1.566
1+2+3+4+5	-130.508	132.418	190.000	190.000	1.456	1.435
1+2+3+4+5+6	-117.421	153.116	218.500	218.500	1.861	1.427
1+2+3+4+5-6	-143.596	111.720	218.500	218.500	1.522	1.956

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 65.510 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-136.342}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{65.510}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.515 + 0.355 = 0.870 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{153.116}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{65.510}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.491 + 0.355 = 0.846 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.145】 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	-131.674	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.439	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.606	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.550	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	223.659	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.547	315.000	O.K(1.43)

㉠ 거더 G1(5경간)

① 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	-77.258	70.245	190.000	190.000	2.459	2.705
1+2+3	-143.347	138.412	190.000	190.000	1.325	1.373
1+2+3+4	-149.893	133.416	190.000	190.000	1.268	1.424
1+2+3+4+5	-137.782	142.373	190.000	190.000	1.379	1.335
1+2+3+4+5+6	-114.533	161.291	218.500	218.500	1.908	1.355
1+2+3+4+5-6	-161.031	123.456	218.500	218.500	1.357	1.770

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 49.108 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-149.893}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{49.108}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.622 + 0.199 = 0.822 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{142.373}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{49.108}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.562 + 0.199 = 0.761 > 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.147】 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	-144.413	400.000	O.K(2.76)
	크리프, 건조수축 제외시	-150.117	400.000	O.K(2.66)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-244.341	315.000	O.K(1.28)
	크리프, 건조수축 제외시	-249.905	315.000	O.K(1.26)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	244.388	315.000	O.K(1.28)
	크리프, 건조수축 제외시	240.427	315.000	O.K(1.31)

㉔ 거더 G1(6경간)

㉑ 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	-76.974	71.452	190.000	190.000	2.468	2.659
1+2+3	-132.452	128.307	190.000	190.000	1.434	1.481
1+2+3+4	-136.342	121.341	190.000	190.000	1.394	1.566
1+2+3+4+5	-130.508	132.418	190.000	190.000	1.456	1.435
1+2+3+4+5+6	-117.421	153.116	218.500	218.500	1.861	1.427
1+2+3+4+5-6	-143.596	111.720	218.500	218.500	1.522	1.956

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v)/A_w + M_{st}/(2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt})/(2 F_v t_w) \\ &= 52.729 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-136.342}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{52.729}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.515 + 0.230 = 0.745 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{153.116}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{52.729}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.491 + 0.230 = 0.721 < 1.2 \quad \therefore O.K\end{aligned}$$

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 5.2.149】 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	-131.674	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.439	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.606	315.000	O.K(1.46)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.550	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	223.659	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.547	315.000	O.K(1.43)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉔ 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	-77.047	71.520	190.000	190.000	2.466	2.657
1+2+3	-124.914	120.597	190.000	190.000	1.521	1.575
1+2+3+4	-128.431	114.303	190.000	190.000	1.479	1.662
1+2+3+4+5	-122.585	125.395	190.000	190.000	1.550	1.515
1+2+3+4+5+6	-109.472	146.122	218.500	218.500	1.996	1.495
1+2+3+4+5-6	-135.699	104.669	218.500	218.500	1.610	2.088

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 58.341 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-128.431}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.341}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.457 + 0.281 = 0.738 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{146.122}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{58.341}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.447 + 0.281 = 0.729 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.151】 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	-113.997	400.000	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.122	400.000	O.K(3.44)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-199.526	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	-201.854	315.000	O.K(1.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	209.320	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	204.522	315.000	O.K(1.54)

㉕ 거더 G2(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.152】 G125경간 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	-77.041	70.048	190.000	190.000	2.466	2.712
1+2+3	-132.924	127.722	190.000	190.000	1.429	1.488
1+2+3+4	-138.626	123.369	190.000	190.000	1.371	1.540
1+2+3+4+5	-126.499	132.341	190.000	190.000	1.502	1.436
1+2+3+4+5+6	-103.217	151.291	218.500	218.500	2.117	1.444
1+2+3+4+5-6	-149.780	113.392	218.500	218.500	1.459	1.927

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 47.901 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-138.626}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{47.901}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.532 + 0.190 = 0.722 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.341}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{47.901}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.485 + 0.190 = 0.675 > 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.153】 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	-120.116	400.000	O.K(3.33)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.698	400.000	O.K(3.15)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-223.353	315.000	O.K(1.41)
	크리프, 건조수축 제외시	-229.779	315.000	O.K(1.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	224.384	315.000	O.K(1.40)
	크리프, 건조수축 제외시	219.765	315.000	O.K(1.43)

㉞ 거더 G2(6경간)

㉠ 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	-77.047	71.520	190.000	190.000	2.466	2.657
1+2+3	-124.914	120.597	190.000	190.000	1.521	1.575
1+2+3+4	-128.431	114.303	190.000	190.000	1.479	1.662
1+2+3+4+5	-122.585	125.395	190.000	190.000	1.550	1.515
1+2+3+4+5+6	-109.472	146.122	218.500	218.500	1.996	1.495
1+2+3+4+5-6	-135.699	104.669	218.500	218.500	1.610	2.088

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 58.370 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-128.431}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{58.370}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.457 + 0.282 = 0.738 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{146.122}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{58.370}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.447 + 0.282 = 0.729 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉣ 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.

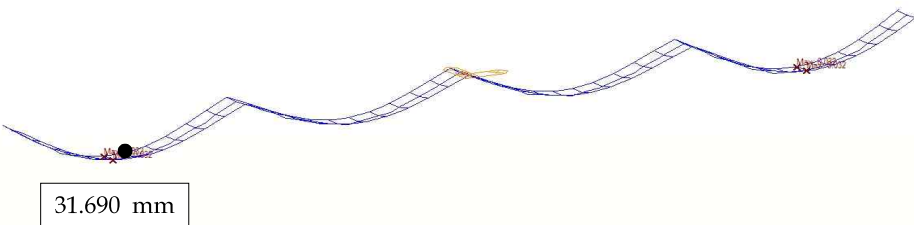
(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.155】 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	-113.997	400.000	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	-116.122	400.000	O.K(3.44)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-199.526	315.000	O.K(1.57)
	크리프, 건조수축 제외시	-201.854	315.000	O.K(1.56)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	209.320	315.000	O.K(1.50)
	크리프, 건조수축 제외시	204.522	315.000	O.K(1.54)

활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
55.0 m	31.690 mm	<	110.000 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= -3.169E-002
NODE= 134
COMB.= 3.169E-002
NODE= 134
SCALEFACTOR= 3.475E+002

Wall: 활하중
MAX : 134
MIN : 1
FILE: 대구광역시 4-
UNIT: m
DATE: 01/10/2016
VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: 0.887
Z: 0.259

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	SH1	1613.490	734.550	-54.788	18.953	-19.006	2270.359	1510.592
	SH2	1558.375	596.392	-57.976	18.957	-18.911		
P4	SH1	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276	5271.439	4354.673
	SH2	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.265		
P5	SH1	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276	5271.439	4354.673
	SH2	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.265		
P6	SH1	4437.366	629.426	-87.151	60.284	-60.233	5271.439	4354.689
	SH2	4572.564	782.879	-92.893	60.359	-60.276		
A2	SH1	1558.375	596.392	-57.976	18.957	-18.943	2270.359	1510.608
	SH2	1613.490	734.550	-54.788	18.953	-18.942		

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

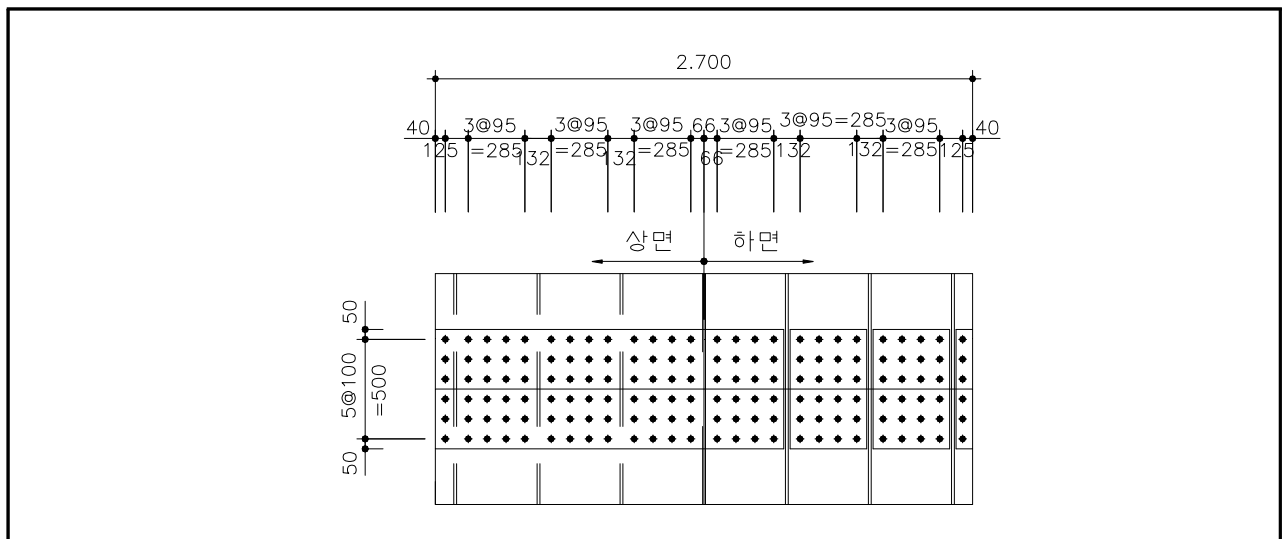
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
13,326.79	3,559.79	109.552	32.085	419.703	81.32	-80.03	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 5.10】 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.

$$f_s = 81.318 \text{ MPa}$$

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

∴ 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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 666.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.598 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.493 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

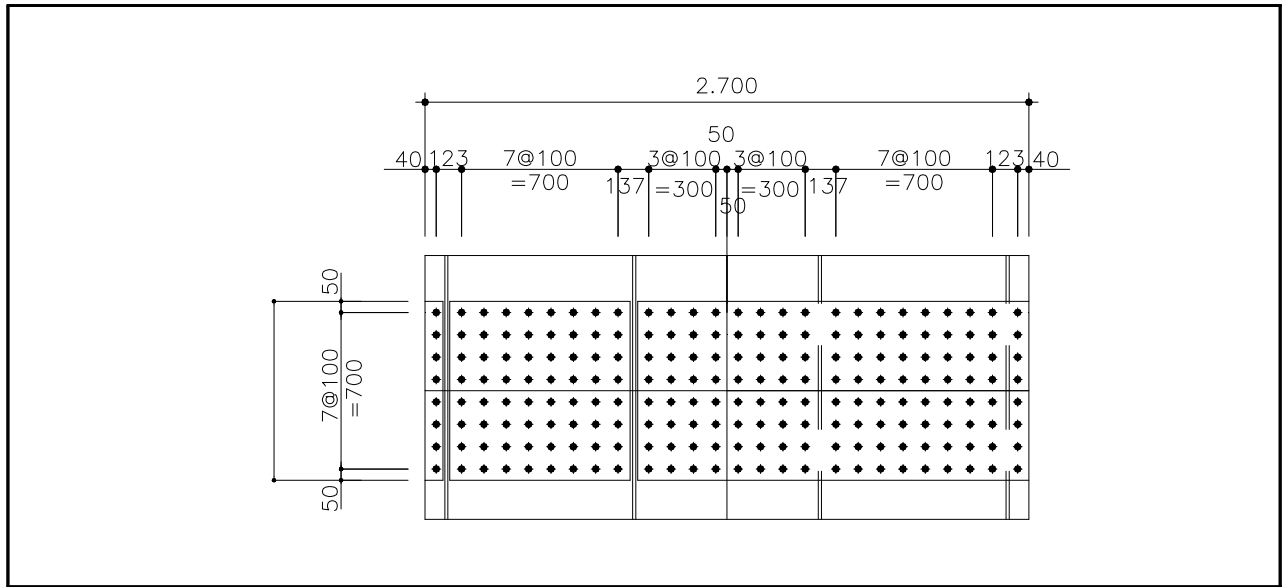
$$I_s = 2.176 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.167 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 3ea (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.11】 인장부 플랜지 이음(부산 S4~S7)

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 80.031\text{MPa}$$

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

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,700mm

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

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})

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

$$A2 - 800.0 \times 14.0 \times 3 = 33,600.0$$

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

$$\Sigma = 73,640.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 144.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

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

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 787.9 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.837 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.784 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

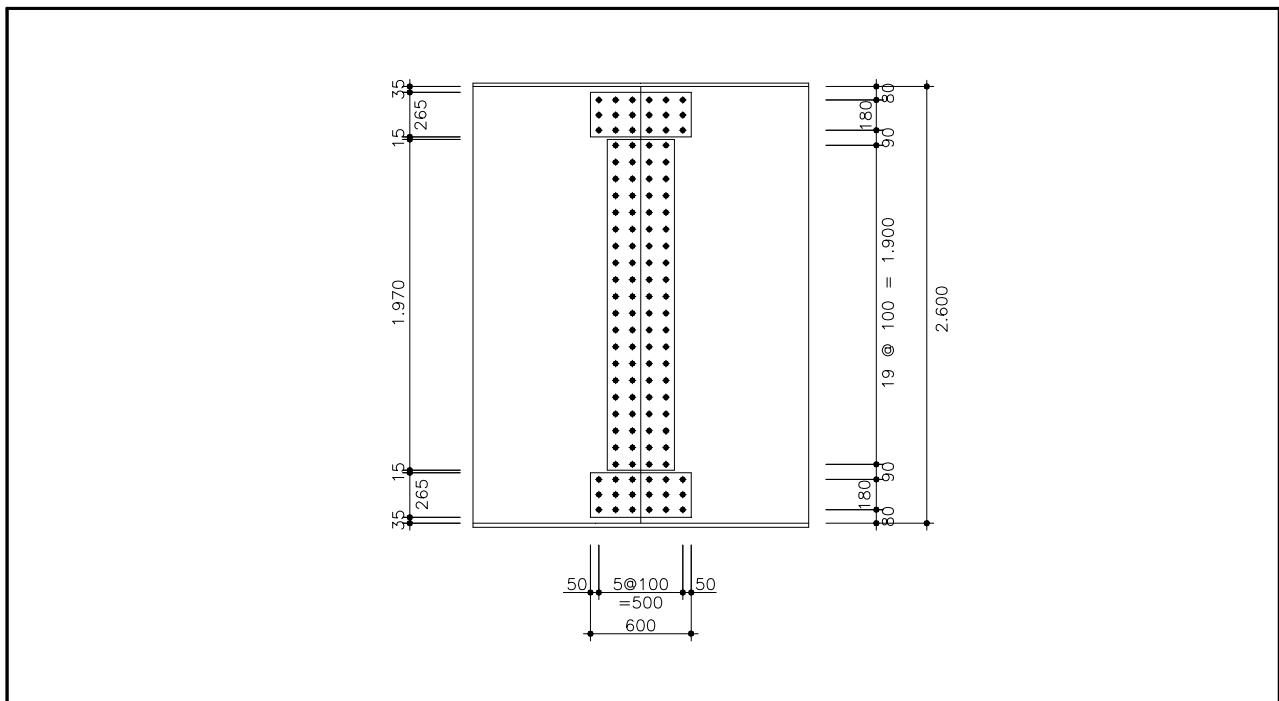
$$I_s = 2.176 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 4.167 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

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

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.12】 Web 이음(부산 S4~S7)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 3\text{열} \times (3,846,900) \times 2 + 2\text{열} \times (3,275,250) \times 2 = 36,182,400 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,600^2}{6} = 1,605,500 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,605,500}{36,182,400} \times 1,300 = 57.684 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (70,818.5 + 349,752.5) / 60 EA = 7,009.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{56,520.4^2 + 7,009.5^2} = 56,953.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.465 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.991 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 897.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 255.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 3.029 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{uw} = 5.987 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,337.5\text{mm} \quad y_{sl} = 1,286.5\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 557.8\text{mm} \quad y_{sl, v} = 2,066.2\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{su, v}) / I_{uw} \\ &= 42.004 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{uw} \cdot y_{sl, v}) / I_{uw} \\ &= 46.930 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

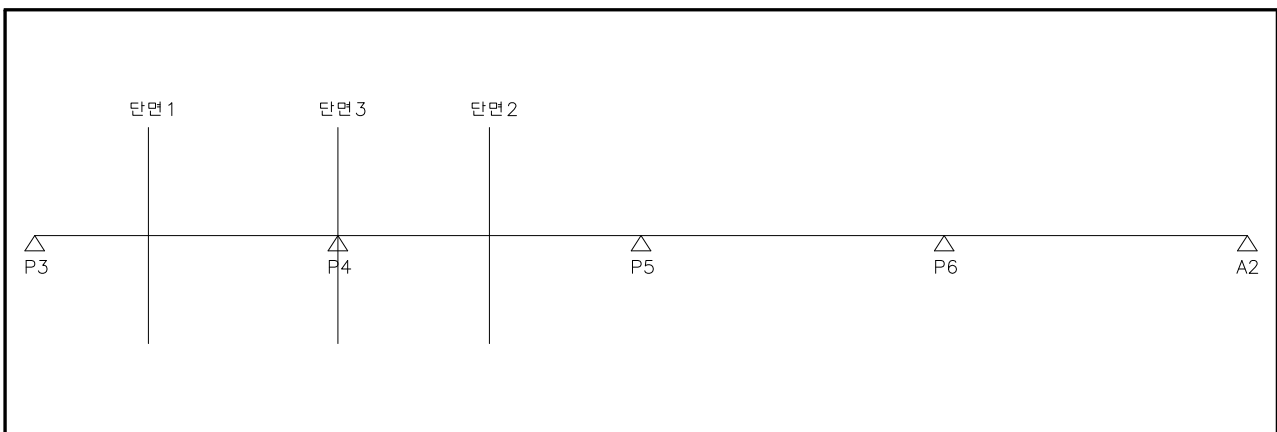
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

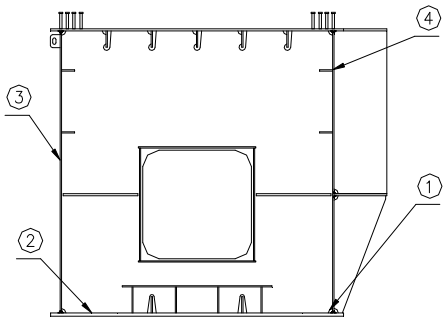
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



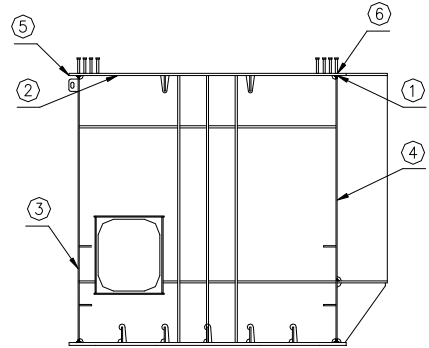
【그림 5.13】 피로조사 단면위치(대구 S4~S7)

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	8350.797	9874.435	4.167E+11	2086	41.805	49.433	B	126	203	O.K
②				2086	41.805	49.433	C	91	147	O.K
③				990	19.829	23.447	E	56	91	O.K
④				414	8.287	9.799	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	7257.029	9366.809	3.645E+11	2126	42.321	54.625	B	126	203	O.K
②				2126	42.321	54.625	C	91	147	O.K
③				1032	20.538	26.509	E	56	91	O.K
④				456	9.070	11.706	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	5146.763	10076.68	3.435E+11	1347	20.185	39.519	B	126	203	O.K
②				1347	20.185	39.519	C	91	147	O.K
③				132	1.984	3.884	E	56	91	O.K
④				405	6.072	11.888	E	56	91	O.K
⑤				1268	18.992	37.184	E	56	91	O.K
⑥				1283	19.217	37.624	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 118을 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1454.830	30	2500	75000	1084	8.119E+07	3.435E+11	8	22.6	15.2	63	OK
DL하중	1986.611									20.7	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1454.830	32	2500	80000	1382	1.104E+08	3.435E+11	8	22.6	20.7	63	O.K
DL하중	1986.611									28.2	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	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	79.997	4.651	11.348	190	$\frac{190-(79.997+4.651)}{11.348}$	9.284	DB24 이상
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-190	$\frac{-190-(-70.179-15.506)}{-37.830}$	2.757	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	190	$\frac{190-(24.453+1.328)}{8.250}$	19.905	DB24 이상
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-190	$\frac{-190-(-23.974-6.019)}{-37.408}$	4.277	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-190	$\frac{-190-(-82.605-20.097)}{-41.613}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	190	$\frac{190-(79.686+21.506)}{44.529}$	1.994	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	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	81.318	4.680	11.305	190	$\frac{190-(81.318+4.680)}{11.305}$	9.200	DB24 이상
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-190	$\frac{-190-(-80.031-17.821)}{-43.050}$	2.140	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	190	$\frac{190-(43.733+2.264)}{9.390}$	15.336	DB24 이상
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-190	$\frac{-190-(-42.939-9.615)}{-39.877}$	3.447	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-190	$\frac{-190-(-76.974-18.685)}{-36.793}$	2.564	DB24 이상
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	190	$\frac{190-(71.452+19.149)}{37.706}$	2.636	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-190	$\frac{-190-(-77.258-18.671)}{-47.418}$	1.984	DB24 이상
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	190	$\frac{190-(70.245+19.258)}{48.909}$	2.055	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	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	79.997	4.651	11.348	190	$\frac{190-(79.997+4.651)}{11.348}$	9.284	DB24 이상
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-190	$\frac{-190-(-70.179-15.506)}{-37.830}$	2.757	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	190	$\frac{190-(24.453+1.328)}{8.250}$	19.905	DB24 이상
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-190	$\frac{-190-(-23.974-6.019)}{-37.408}$	4.277	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-190	$\frac{-190-(-82.605-20.097)}{-41.613}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	190	$\frac{190-(79.686+21.506)}{44.529}$	1.994	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	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	81.318	4.680	11.305	190	$\frac{190-(81.318+4.680)}{11.305}$	9.200	DB24 이상
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-190	$\frac{-190-(-80.031-17.821)}{-43.050}$	2.140	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	190	$\frac{190-(43.733+2.264)}{9.390}$	15.336	DB24 이상
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-190	$\frac{-190-(-42.939-9.615)}{-39.877}$	3.447	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-190	$\frac{-190-(-76.974-18.685)}{-36.793}$	2.564	DB24 이상
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	190	$\frac{190-(71.452+19.149)}{37.706}$	2.636	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-190	$\frac{-190-(-77.258-18.671)}{-47.418}$	1.984	DB24 이상
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	190	$\frac{190-(70.245+19.258)}{48.909}$	2.055	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	5.439	26.756	84.103	1.517	A
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	1.629	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	1.871	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주 형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	79.997	4.651	11.348	95.996	190	1.979	A
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-123.515	-190	1.538	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	34.031	190	5.583	A
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-67.401	-190	2.819	A
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-144.315	-190	1.317	A
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	145.721	190	1.304	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	5.439	26.756	84.103	1.517	A
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	1.629	A
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	1.871	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	81.318	4.680	11.305	97.303	190	1.953	A
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-140.902	-190	1.348	A
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	55.387	190	3.430	A
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-92.431	-190	2.056	A
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-132.452	-190	1.434	A
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	128.307	190	1.481	A
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-143.347	-190	1.325	A
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	138.412	190	1.373	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	7.826	12.117	68.177	1.871	A
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	1.629	A
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	1.517	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	79.997	4.651	11.348	95.996	190	1.979	A
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-123.515	-190	1.538	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	34.031	190	5.583	A
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-67.401	-190	2.819	A
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-144.315	-190	1.317	A
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	145.721	190	1.304	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.4 부산방향 S4~S7

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
좌측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	1.871	A
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	1.629	A
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	1.517	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	81.318	4.680	11.305	97.303	190	1.953	A
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-140.902	-190	1.348	A
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	55.387	190	3.430	A
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-92.431	-190	2.056	A
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-132.452	-190	1.434	A
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	128.307	190	1.481	A
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-143.347	-190	1.325	A
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	138.412	190	1.373	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 다주식(2주식) 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

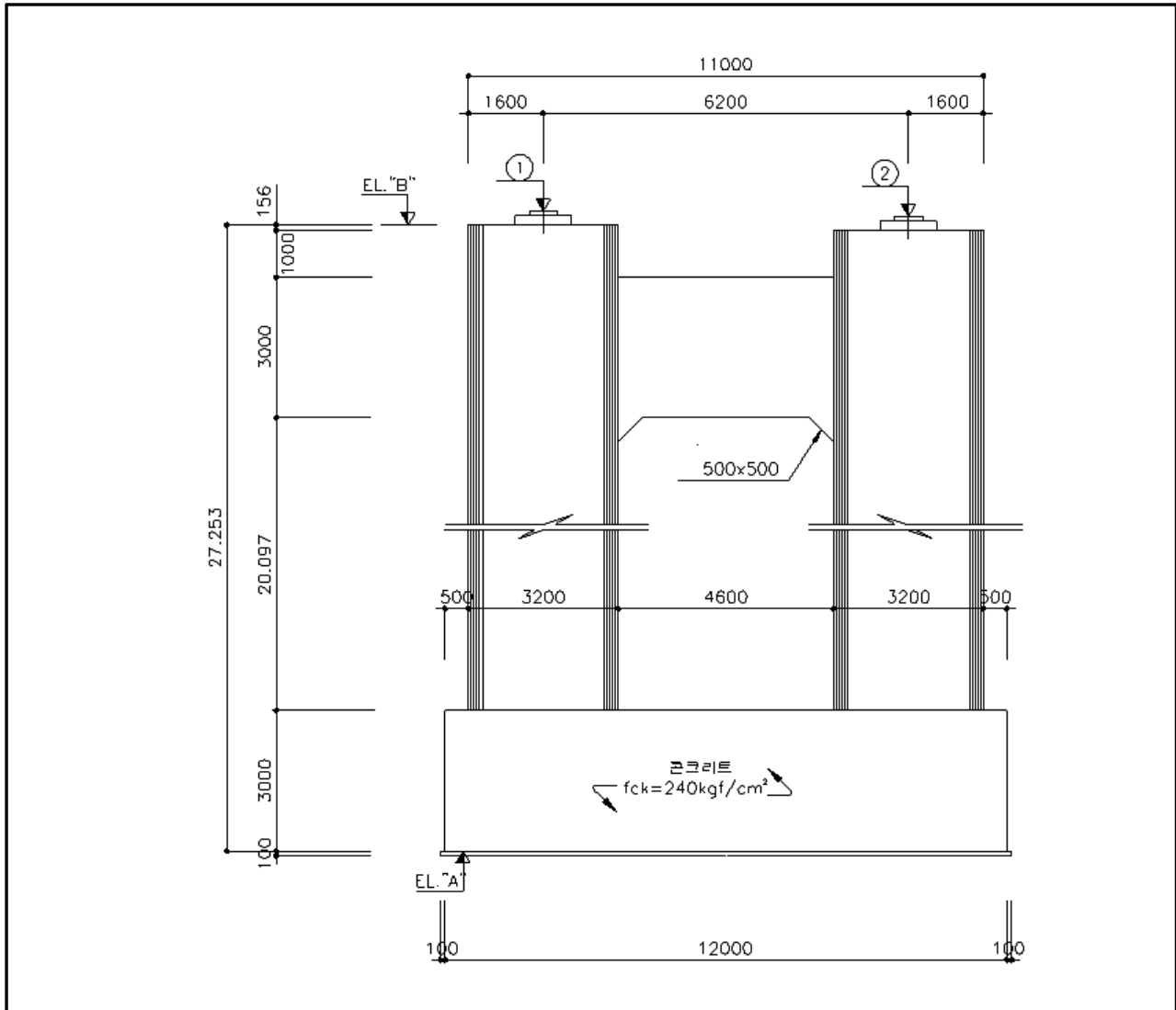
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P2)(대구)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4350.462	630.210	
2	4487.793	785.238	
계	8838.255	1415.448	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 4.85 = 2.505 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.505] \times 4.850 = 16.970 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 16.970 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.85/2 + 0.4 = 2.825 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 933.35 \times 2.825 = 2,636.71 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.665 \times 2.800 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.200 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 6.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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

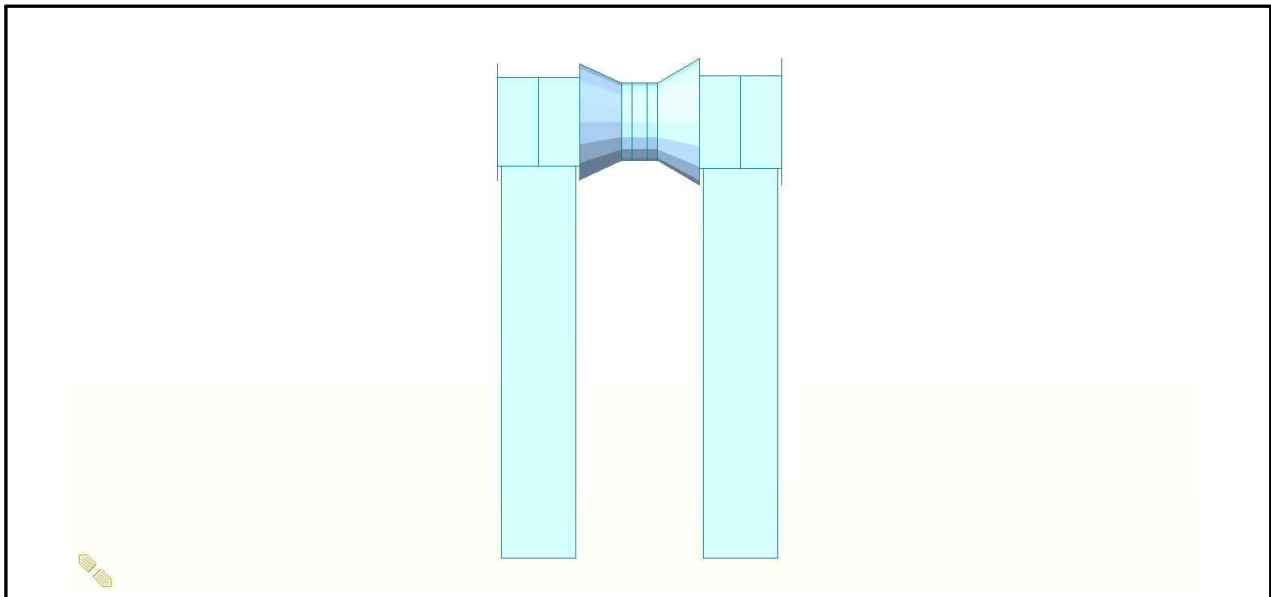
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

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)

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	1065.866	-199.454	1153.818	30.276	1135.103	802.562	
ULO02	1071.940	-190.080	1150.518	39.650	1112.917	811.936	
ULO03	4233.026	1220.486	1469.316	1450.215	21.148	2222.501	
ULO04	4468.996	1324.121	1496.461	1553.850	-55.342	2326.136	
ULO05	2652.483	515.203	1309.917	744.933	567.033	1517.218	
ULO06	1068.267	-195.748	1152.514	33.982	1126.332	806.268	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 2000.0mm , 단면높이(h) = 3000.0mm

철근 피복두께(d_c) = 100.0mm , 유효깊이(d) = 2900.0mm

사용철근량(A_s) = D29@100.0mm + D29@100.0mm = 25696.000mm²

- 설계휨강도 산정

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 1496.461 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$V_{cd} = (\text{Max}(V_c, V_{cd.\text{min}})) = 2920.066 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 필요없음}$$

③ 연결보의 구조검토 결과

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
연결보 검토	2,5161.558	1,496.461	16.814	2,920.066	1,553.850	1.897	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)(대구)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-9597.620	-14155.794	490.768	-664.640	338.286	0.00005	축력최대
	ULB03	-9597.620	-13887.471	-3148.072	4143.855	-599.941	0.00133	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-9597.620	-14155.794	490.768	-664.640	338.286	0.00000	축력최대
	ULB03	-9597.620	-12476.906	897.605	5046.796	-335.333	0.00425	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)(대구)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-14155.794	490.768	490.768	694.051	축력최대
UL003	-13887.471	5046.796	4143.855	6530.06	모멘트최대
UL003	-12476.906	5046.796	4143.855	6530.06	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)(대구)

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	106661.970	14155.794	490.768	7.535	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	104259.300	13887.471	4143.855	7.507	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)(대구)

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	106661.970	14155.794	490.768	7.535	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	94483.660	12476.906	5046.796	7.573	O.K

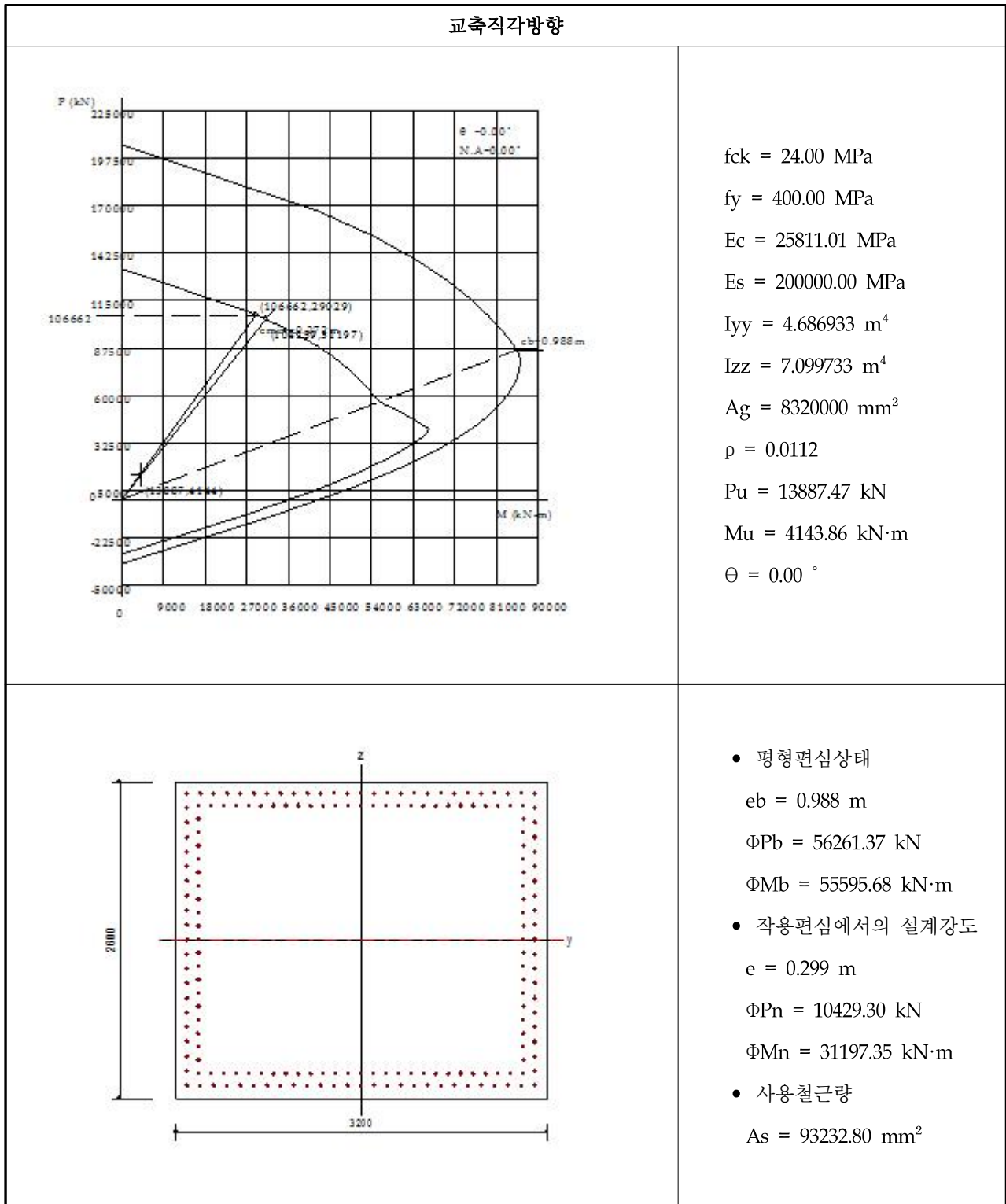
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)(대구)

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	106661.970	14155.794	694.051	7.535	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	89129.640	13887.471	6530.060	6.418	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	85229.720	12476.906	6530.060	6.831	O.K

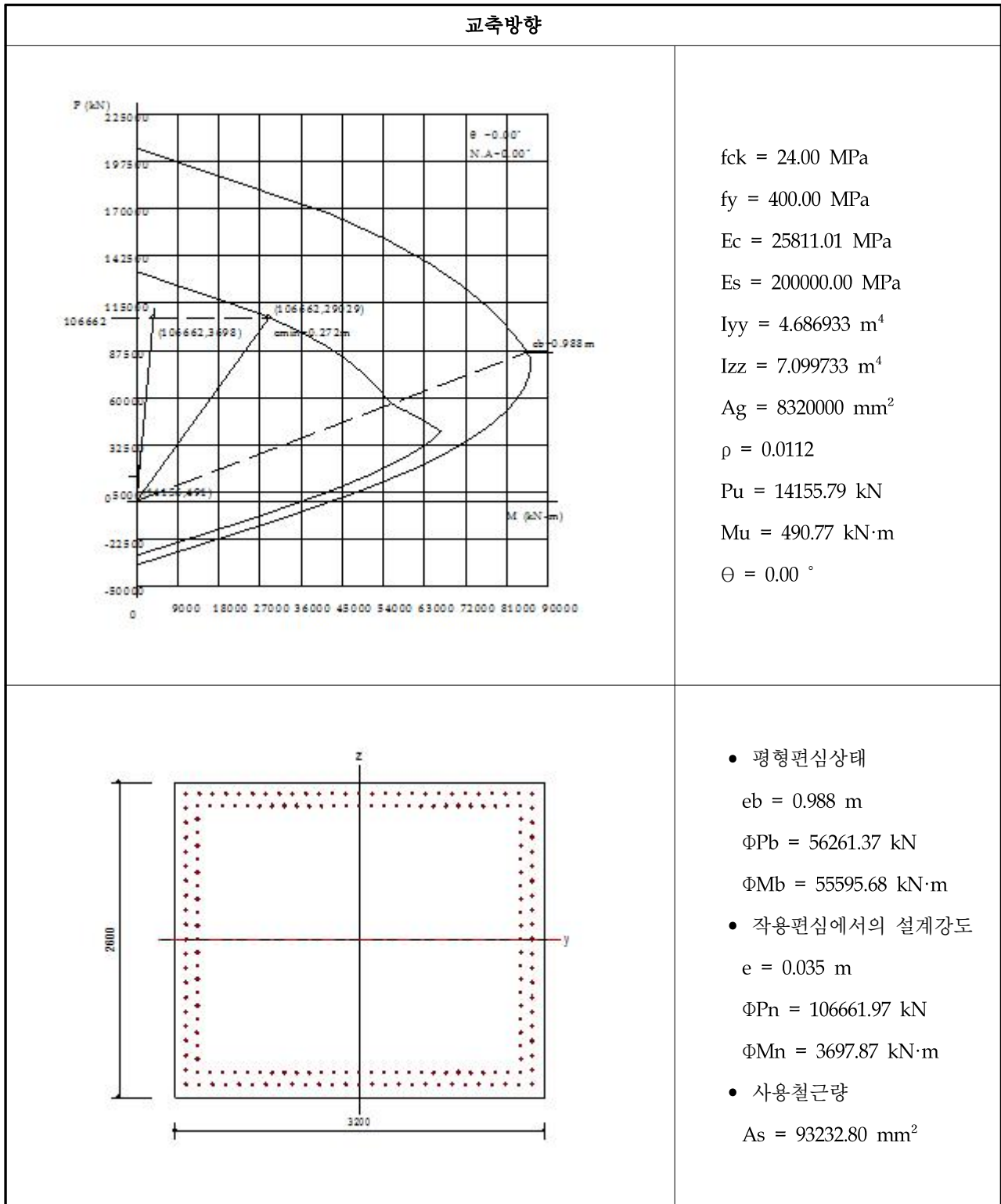
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



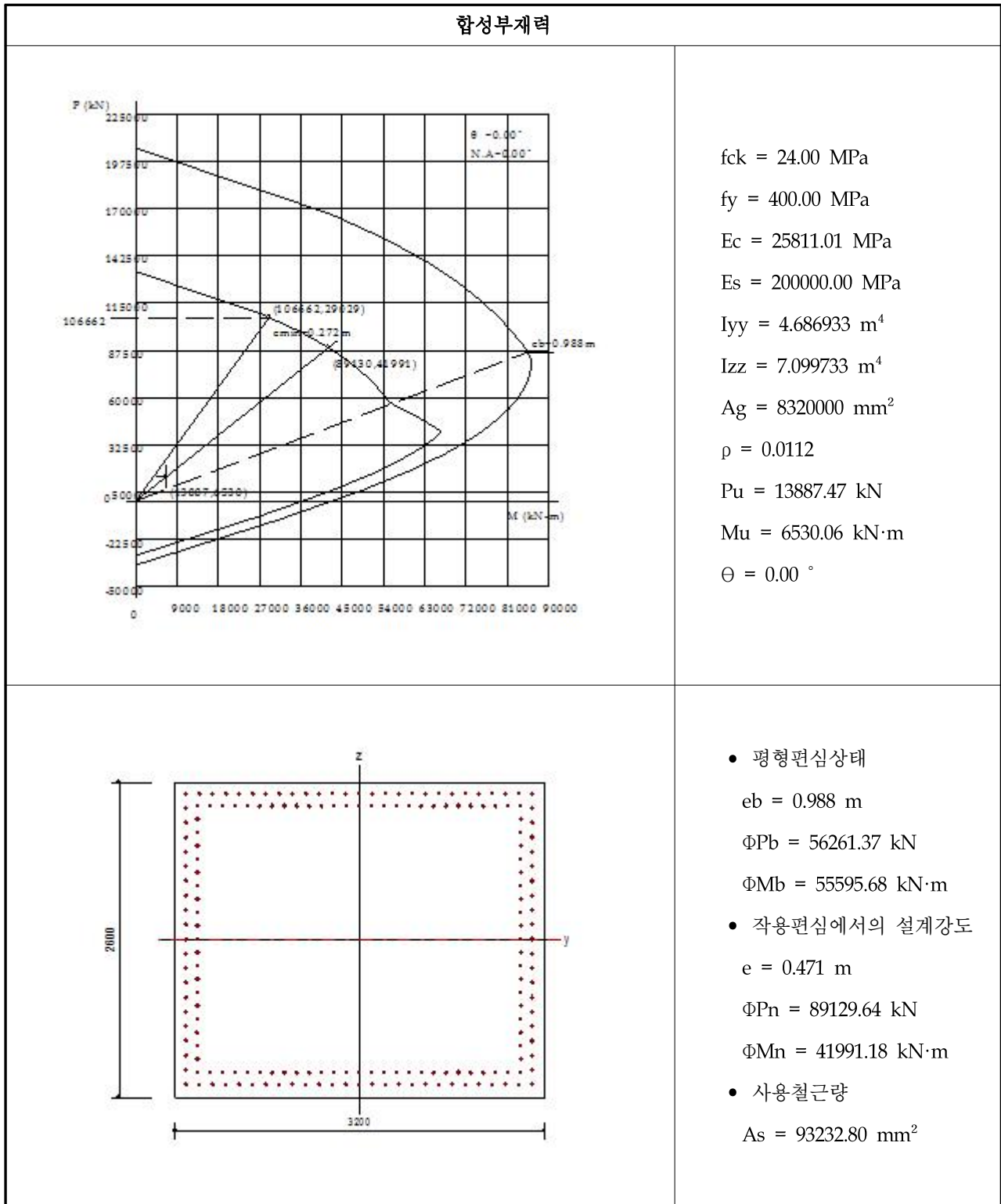
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)(대구)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)(대구)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)(대구)

5.4.2 대구방향 교각(P4) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 다주식(2주식) 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

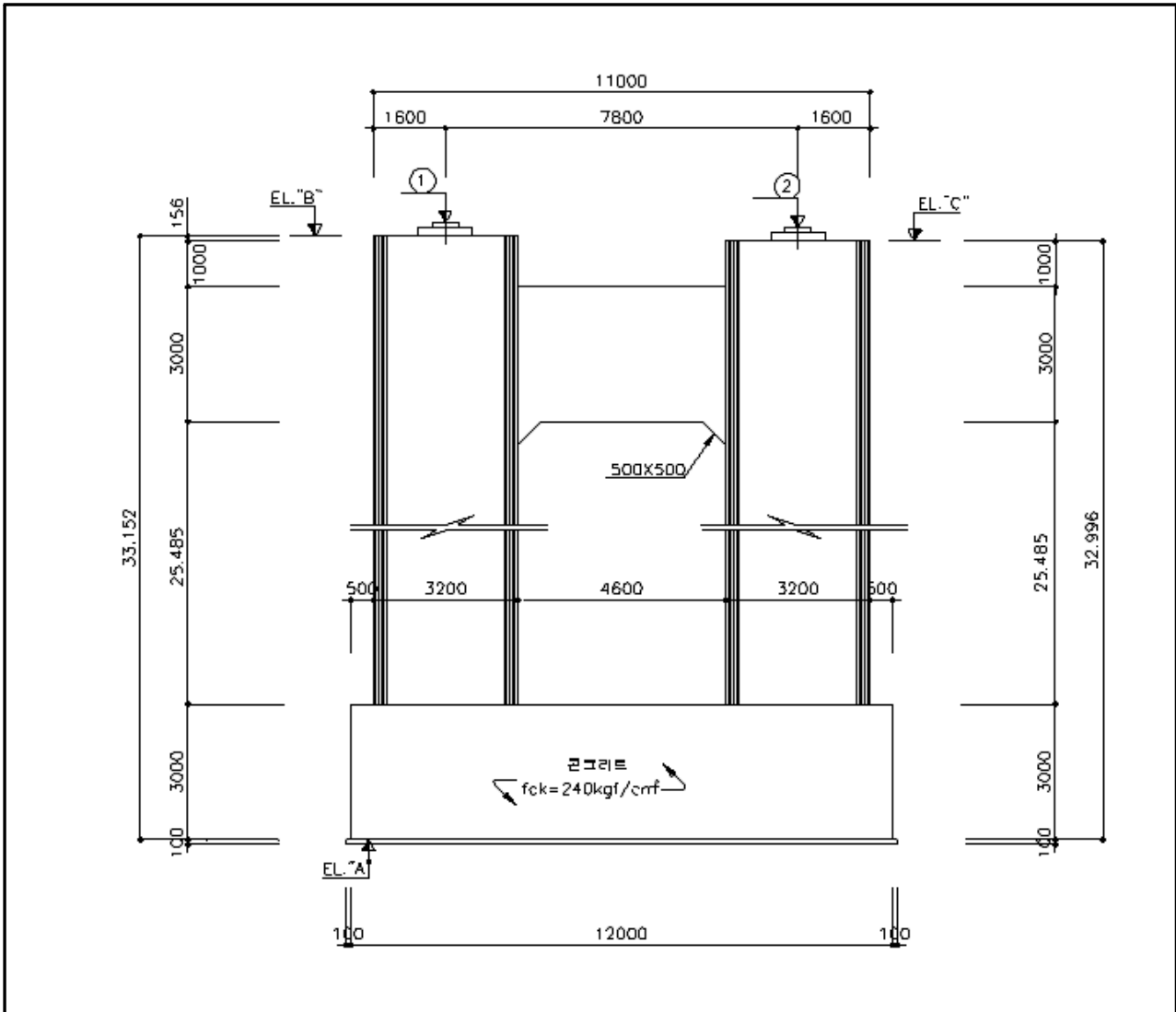
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.5.6】 해석단면(P4)(대구)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4437.366	629.426	
2	4572.564	782.879	
계	9009.930	1412.305	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 4.85 = 2.505 \quad [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 2.505] \times 4.850 = 16.970 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 16.970 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 4.85/2 + 0.4 = 2.825 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 933.35 \times 2.825 = 2,636.71 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.665 \times 2.800 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.200 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 6.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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

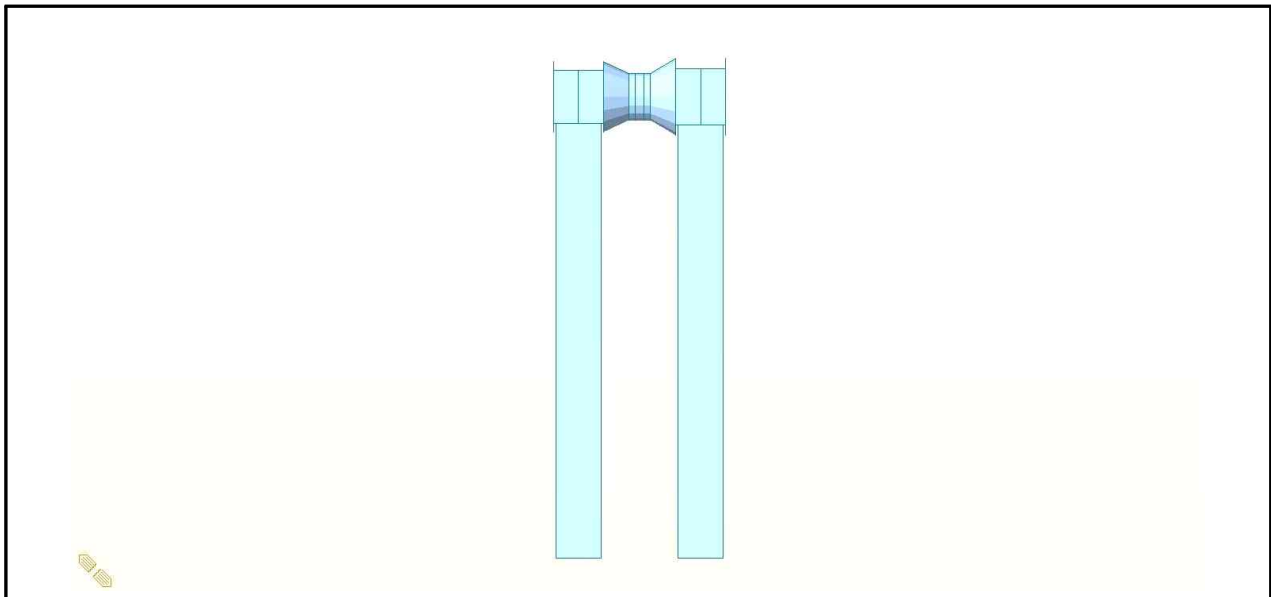
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.5.7】 해석모델링(대구 P4)

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	3471.787	-510.113	3685.962	99.554	3597.311	2149.085	
ULO02	1305.954	-195.628	1390.069	34.102	1363.539	806.389	
ULO03	2611.908	-391.256	2780.138	68.203	2727.078	1612.777	
ULO04	5505.794	519.563	3686.467	1093.886	4196.078	3024.604	
ULO05	1958.931	-293.442	2085.104	51.152	2045.308	1209.583	
ULO06	2615.527	-385.782	2778.283	73.678	2714.192	1618.252	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 2000.0mm , 단면높이(h) = 3000.0mm

철근 피복두께(d_c) = 100.0mm , 유효깊이(d) = 2900.0mm

사용철근량(A_s) = D29@100.0mm + D29@100.0mm = 25696.000mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$= 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 2842.299 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$V_{cd} = (\text{Max}(V_c, V_{cd.\text{min}})) = 2920.066 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 필요.}$$

- 사용 전단철근량 D19 × 2EA/m = 573.000mm² (간격 s = 250.0mm)

$$V_d = \text{Min}(V_d', V_{d.\text{max}}) = 3730.081 \text{ kN} > V_u = 2954.691 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 연결보의 구조검토 결과

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
연결보 검토	2,5161.558	2,842.299	8.853	3,730.081	2,954.691	1.262	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)(대구)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-12289.700	-17650.813	-431.536	340.333	15205.493	0.00017	축력최대
	ULB03	-12289.700	-18331.391	-7851.253	9764.749	-565.728	0.00784	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-12289.700	-17650.813	-496.952	380.327	15205.493	0.00000	축력최대
	ULB03	-12289.700	-15976.610	-43.373	7277.082	-264.273	0.01713	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)(대구)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	17650.813	340.333	340.333	481.304	축력최대
UL003	-18331.391	7277.082	9764.749	12178.105	모멘트최대
UL003	-15976.61	7277.082	9764.749	12178.105	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(P4)(대구)

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	106661.970	17650.813	340.333	6.043	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	84242.980	18331.391	9764.749	4.596	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P4)(대구)

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	106661.970	17650.813	380.327	6.043	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	90647.190	15976.610	7277.082	5.674	O.K

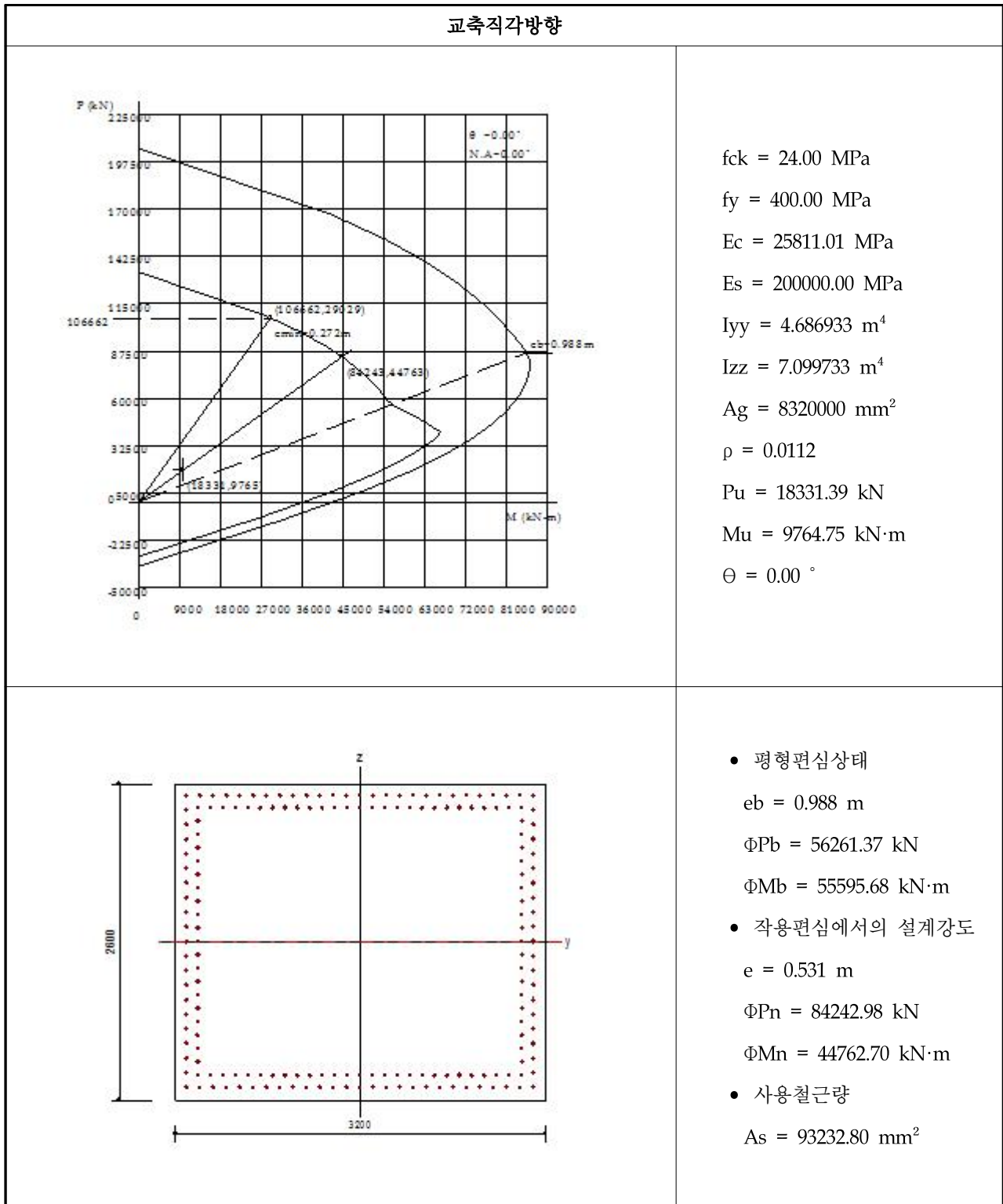
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P4)(대구)

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	106661.970	17650.813	481.304	6.043	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	74443.720	18331.391	12178.105	4.061	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	68224.830	15976.610	12178.105	4.270	O.K

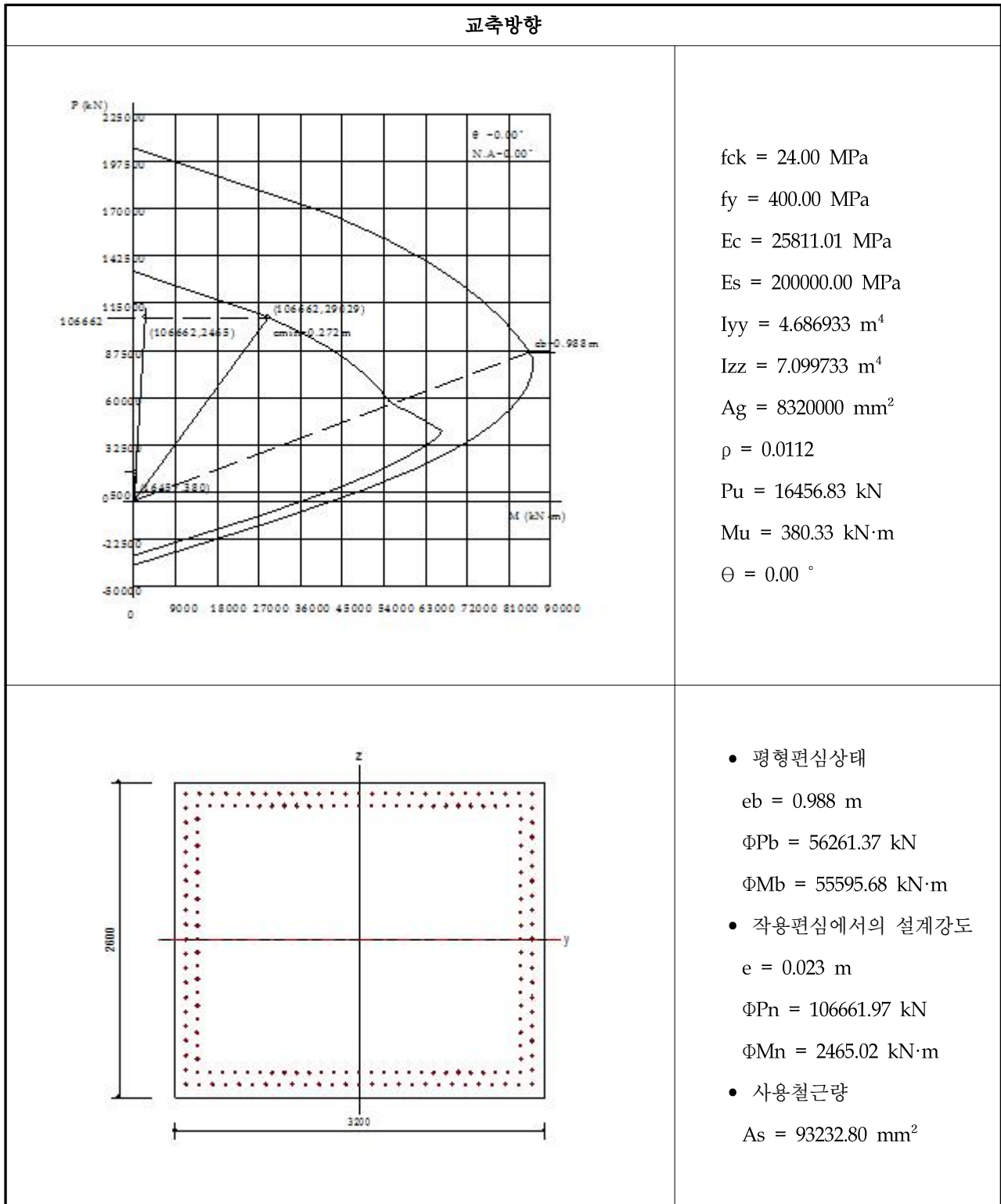
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



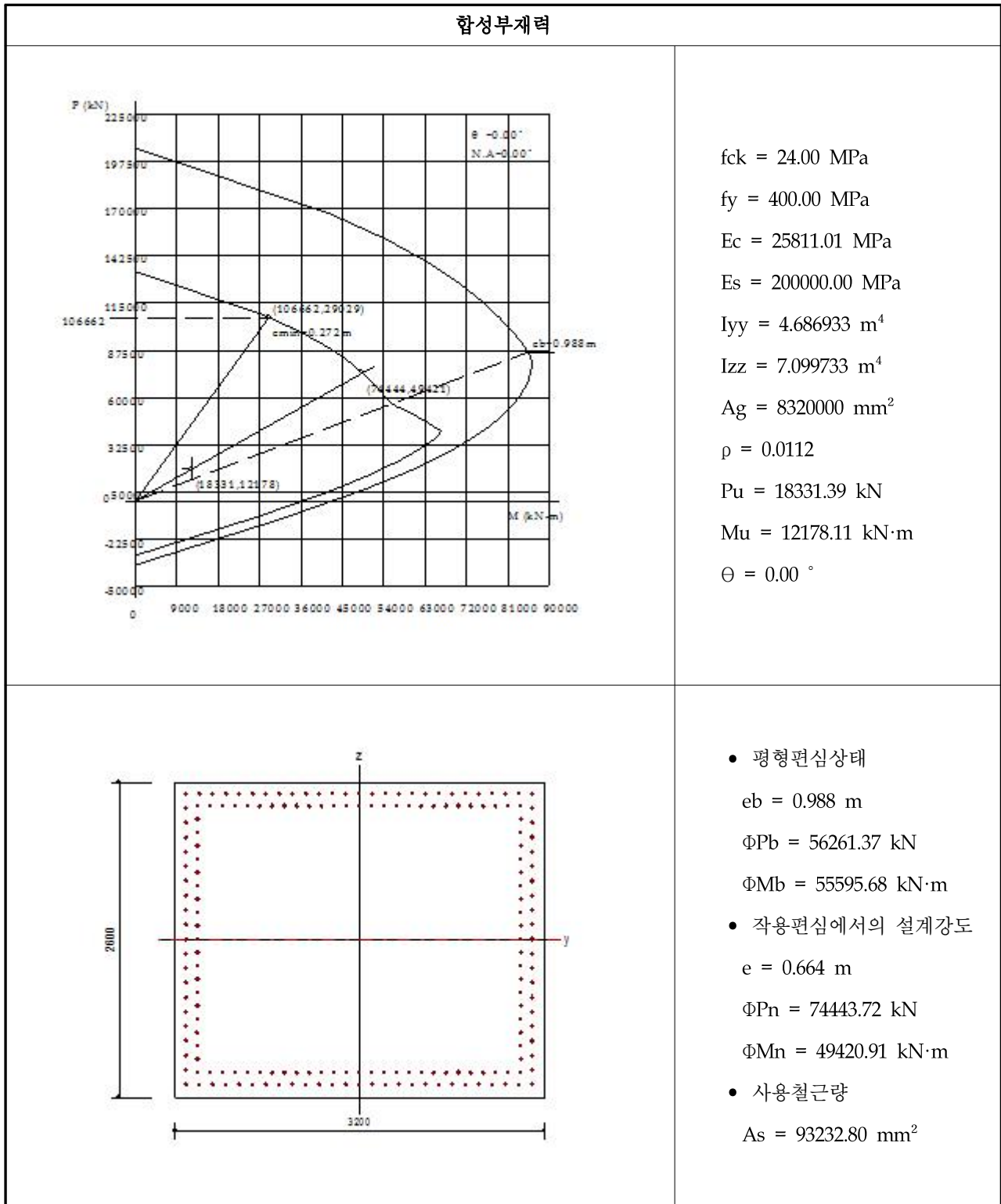
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)(대구)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)(대구)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)(대구)

5.4.3 부산방향 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 다주식(2주식) 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

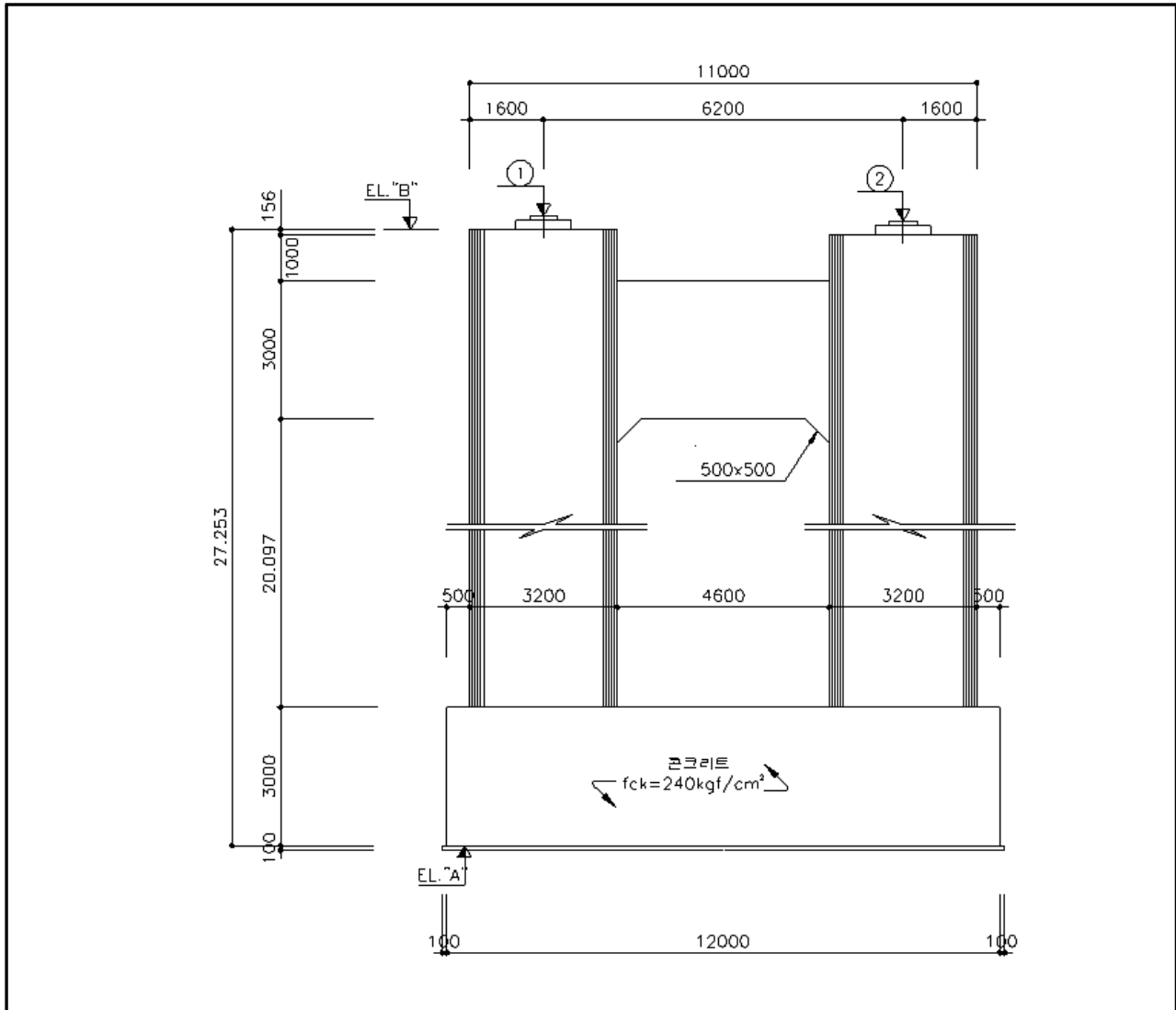
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.11】 해석단면(P2)(부산)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4487.793	785.239	
2	4350.462	630.210	
계	8838.255	1415.449	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.85 = 3.156 \quad [1 \leq B/D < 8.0]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.156] \times 3.850 = 12.970 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.970 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.85/2 + 0.4 = 2.325 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 713.35 \times 2.325 = 1,658.540 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.665 \times 2.800 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.200 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 6.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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

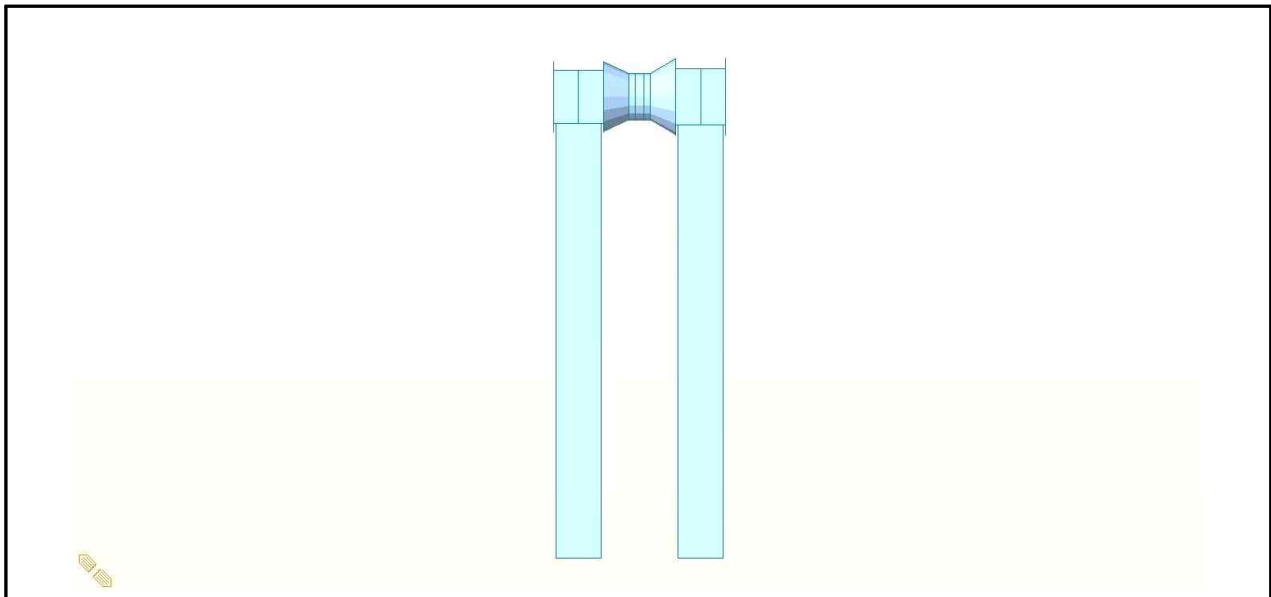
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

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)

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	1381.158	-171.373	1433.223	58.355	1381.234	830.642	
ULO02	1360.399	-180.483	1430.822	49.245	1387.942	821.532	
ULO03	6206.902	2001.076	1881.484	2230.804	-3866.171	3003.091	
ULO04	6523.324	2139.476	1919.028	2369.205	-3967.027	3141.492	
ULO05	3783.651	910.296	1656.153	1140.025	-1239.115	1912.312	
ULO06	1372.951	-174.975	1432.274	54.753	1383.886	827.041	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 2000.0mm , 단면높이(h) = 3000.0mm

철근 피복두께(d_c) = 100.0mm , 유효깊이(d) = 2900.0mm

사용철근량(A_s) = D29@100.0mm + D29@100.0mm = 25696.000mm²

- 설계휨강도 산정

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 3967.027 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$V_{cd} = (\text{Max}(V_c, V_{cd.\text{min}})) = 2920.066 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 필요.}$$

- 사용 전단철근량 D19 × 2EA/m = 573.000mm² (간격 s = 250.0mm)

$$V_d = \text{Min}(V_d', V_{d.\text{max}}) = 3730.081 \text{ kN} > V_u = 3141.492 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 연결보의 구조검토 결과

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
연결보 검토	2,5161.558	3,967.027	6.343	3,730.081	3,141.492	1.187	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	-11639.600	-16810.634	494.352	-330.507	17811.869	0.00008	축력최대
	ULB03	-11639.600	-12949.924	-5908.526	8566.497	-437.197	0.00602	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-11639.600	-16810.634	494.352	-330.507	17811.869	0.00000	축력최대
	ULB03	-11639.600	-15131.480	947.227	9915.390	-221.602	0.01945	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	-16810.634	494.352	494.352	699.119	축력최대
UL003	-12949.924	9915.390	8566.497	13103.428	모멘트최대
UL003	-15131.48	9915.390	8566.497	13103.428	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	106661.970	16810.634	494.352	6.345	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	74443.720	12949.924	8566.497	5.749	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	106661.970	16810.634	494.352	6.345	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	74831.430	15131.480	9915.390	4.945	O.K

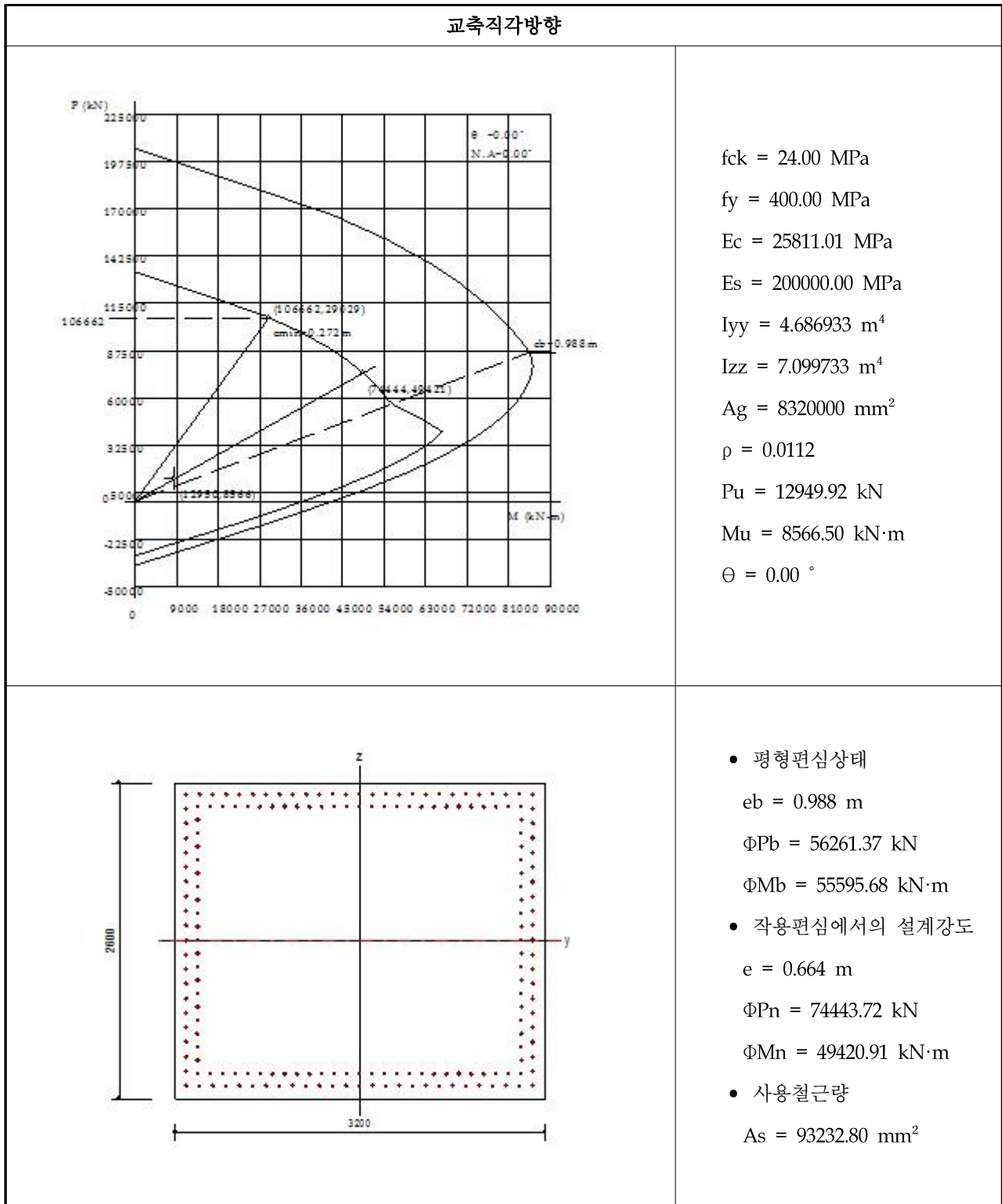
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.15】 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	106661.970	16810.634	699.119	6.345	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	55478.700	12949.924	13103.428	4.284	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62039.010	15131.480	13103.428	4.100	O.K

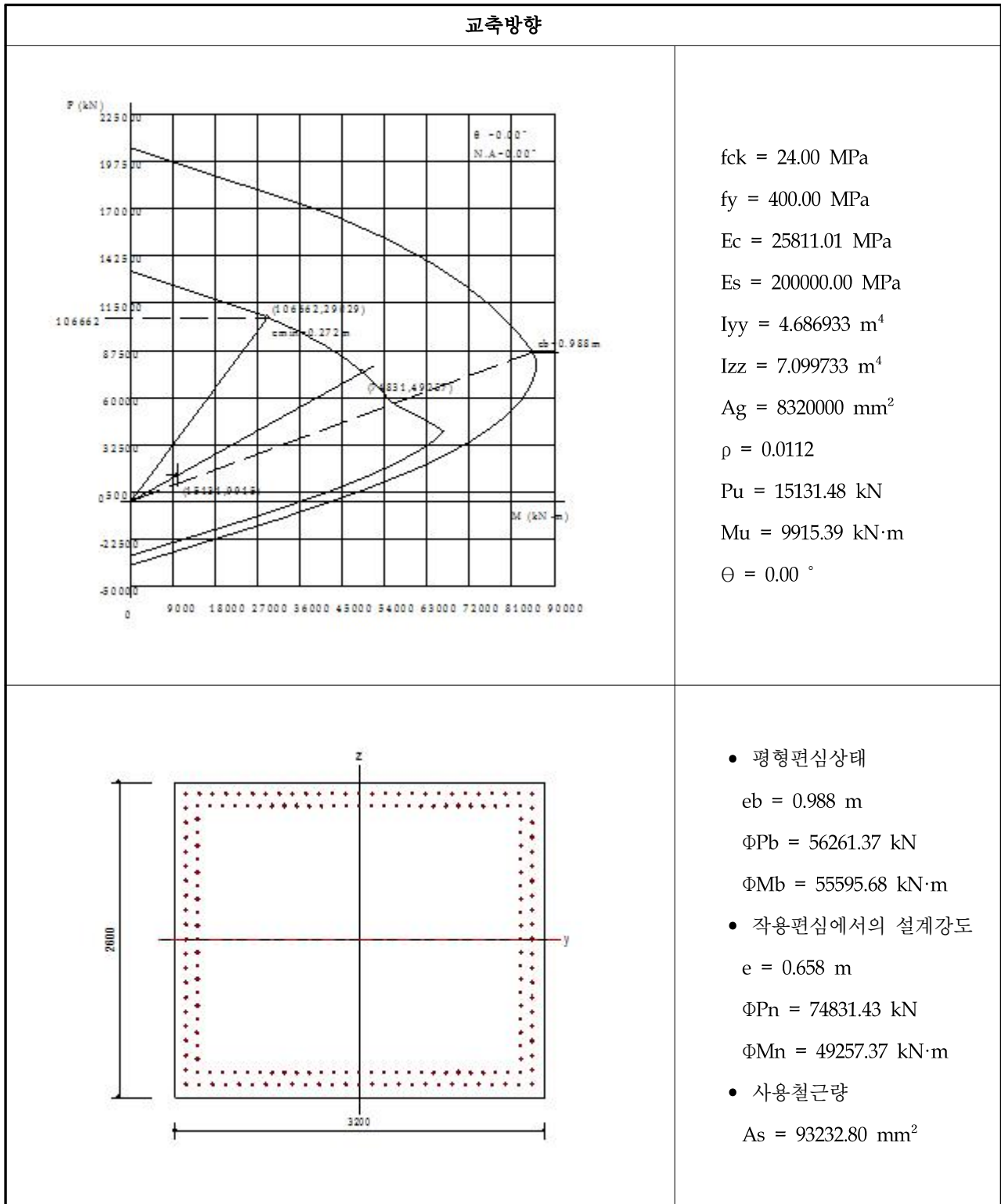
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



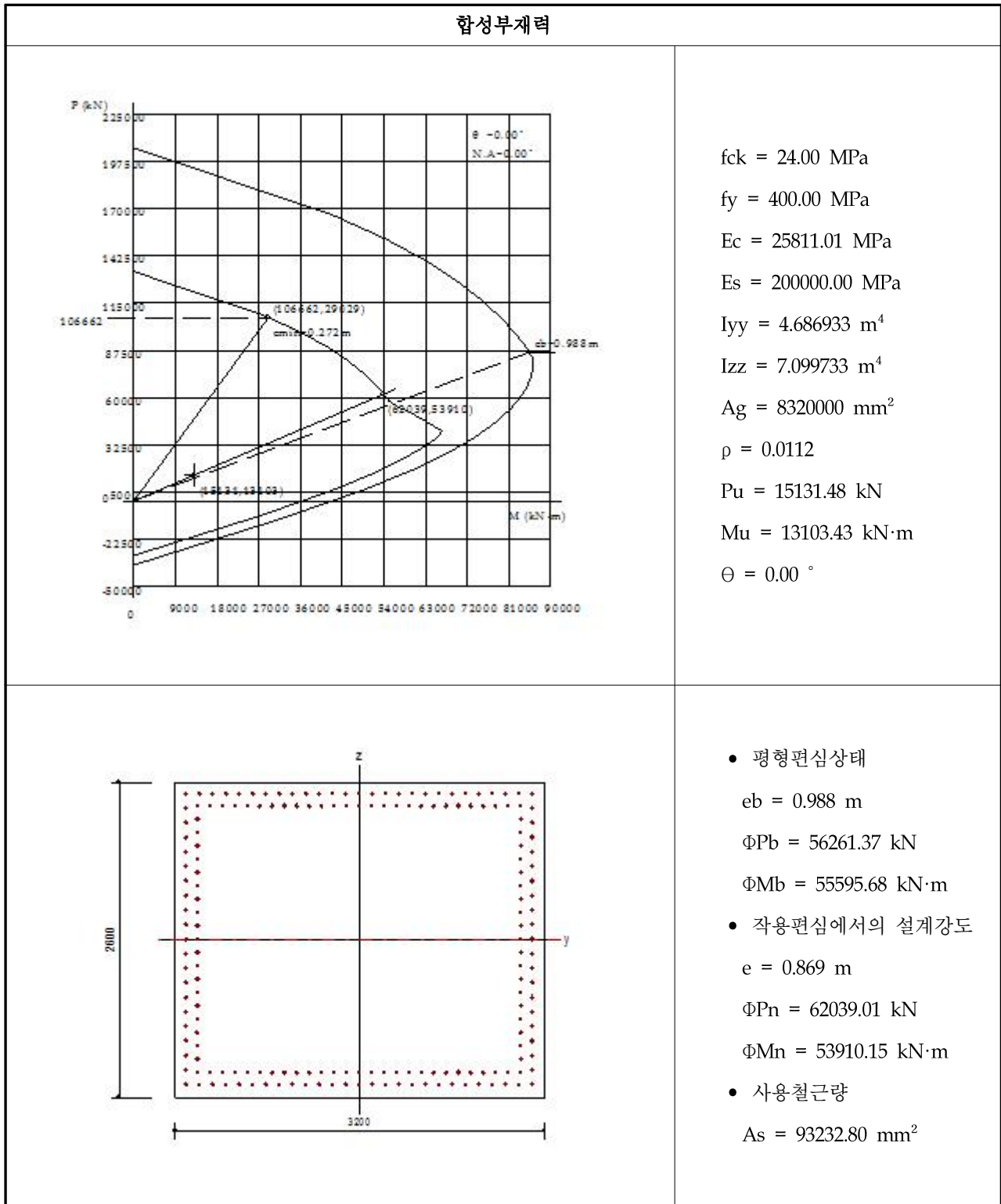
【그림 5.5.13】 P-M 상관도(교축직각방향)

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(P4) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

- ① 하부구조형식 : 다주식(2주식) 교각
- ② 상부구조형식 : Steel Box Girder
- ③ 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24)
- ④ 기초형식 : 직접기초

2) 하중

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

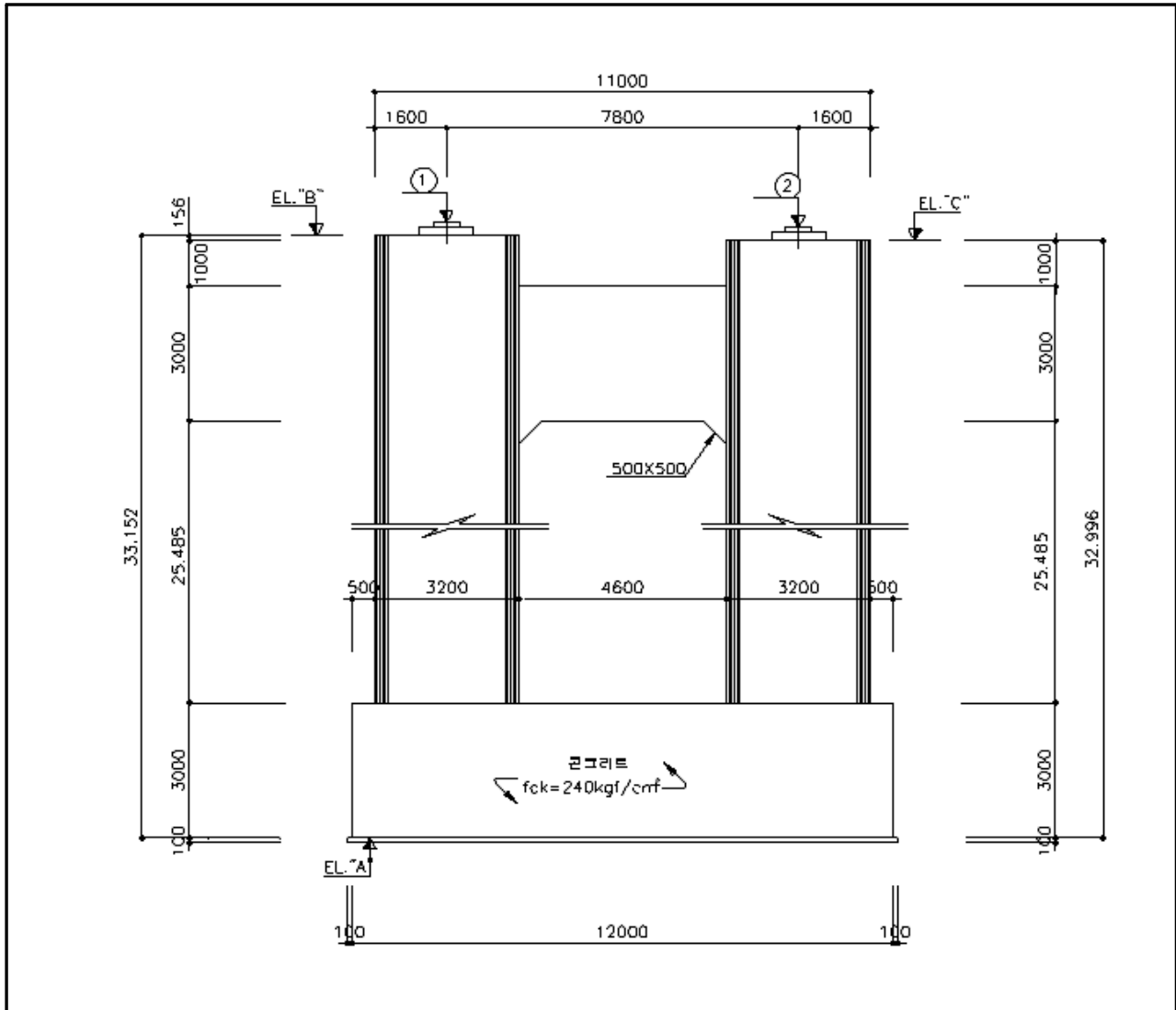
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.16】 해석단면(P4)(부산)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4572.564	782.879	
2	4437.366	629.426	
계	9009.930	1412.305	

※ 교각자중은 25.0 kN/m^3 의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.15 / 3.85 = 3.156 [1 \leq B/D < 6.0]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.156] \times 3.850 = 12.970 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.970 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.85/2 + 0.4 = 2.325 \text{ m (거더중심 기준)}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 713.35 \times 2.325 = 1,658.540 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.665 \times 2.800 = 39.186 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 = 7.800 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.6 / 2 = 3.900 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 기둥간의 순간격이 기둥단면의 2배미만일 경우는 풍하측으로 재하 1/2를 적용한다.

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 153.945 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 3.200 = 9.600 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (55.000 + 55.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 82.500 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.38 + 1.500 + 6.665 / 2 = 7.213 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 82.500 \times 7.213 = 595.073 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

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

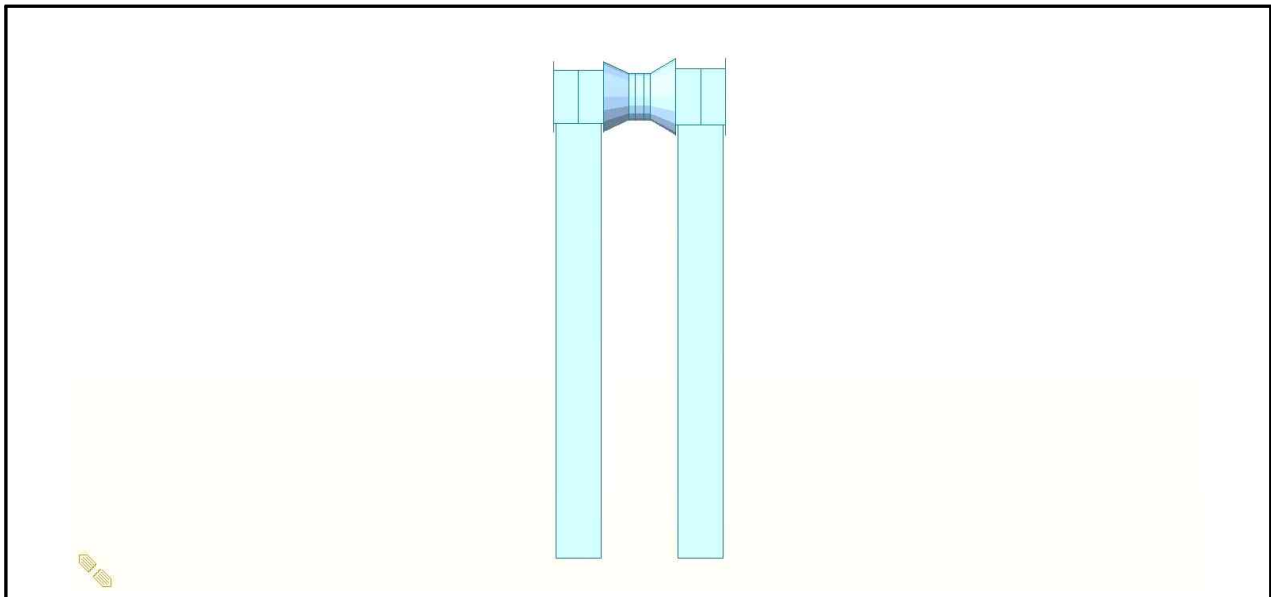
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.17】 해석모델링(부산 P4)

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		좌측 (부재8, 절점9)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	1419.699	-171.614	1472.114	58.115	1420.311	830.402	
ULO02	1399.200	-180.601	1469.723	49.128	1426.907	821.415	
ULO03	2705.154	-376.229	2859.792	83.230	2790.446	1627.804	
ULO04	5599.041	534.589	3766.120	1108.913	4259.447	3039.631	
ULO05	2052.177	-278.415	2164.757	66.179	2108.677	1224.610	
ULO06	1411.595	-175.167	1471.168	54.562	1422.919	826.849	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 400.0MPa

단면폭(b) = 2000.0mm , 단면높이(h) = 3000.0mm

철근 피복두께(d_c) = 100.0mm , 유효깊이(d) = 2900.0mm

사용철근량(A_s) = D29@100.0mm + D29@100.0mm = 25696.000mm²

- 설계휨강도 산정

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

$$= 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 25161.558 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 2842.299 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 전단력 검토

- 전단강도 검토

$$V_{cd} = (\text{Max}(V_c, V_{cd.\text{min}})) = 2920.066 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단철근 필요.}$$

- 사용 전단철근량 D19 × 2EA/m = 573.000mm² (간격 s = 250.0mm)

$$V_d = \text{Min}(V_d', V_{d.\text{max}}) = 3730.081 \text{ kN} > V_u = 2954.691 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 연결보의 구조검토 결과

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
연결보 검토	2,5161.558	2,842.299	8.853	3,730.081	2,954.691	1.262	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	-12184.400	-17513.923	463.907	-311.333	15261.291	0.00009	축력최대
	ULB03	-12184.400	-13484.939	-6592.773	9509.920	-438.943	0.00776	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-12184.400	-17513.923	463.907	-311.333	15261.291	0.00000	축력최대
	ULB03	-12184.400	-15839.720	901.610	6696.681	-208.645	0.01713	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.17】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-17513.923	-463.907	-463.907	656.064	축력최대
UL003	-13484.939	6696.681	9509.920	11631.17	모멘트최대
UL003	-15839.72	6696.681	9509.920	11631.17	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(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	106661.970	17513.923	463.907	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	72098.550	13484.939	9509.920	5.347	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.19】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	106661.970	17513.923	463.907	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	93394.300	15839.720	6696.681	5.896	O.K

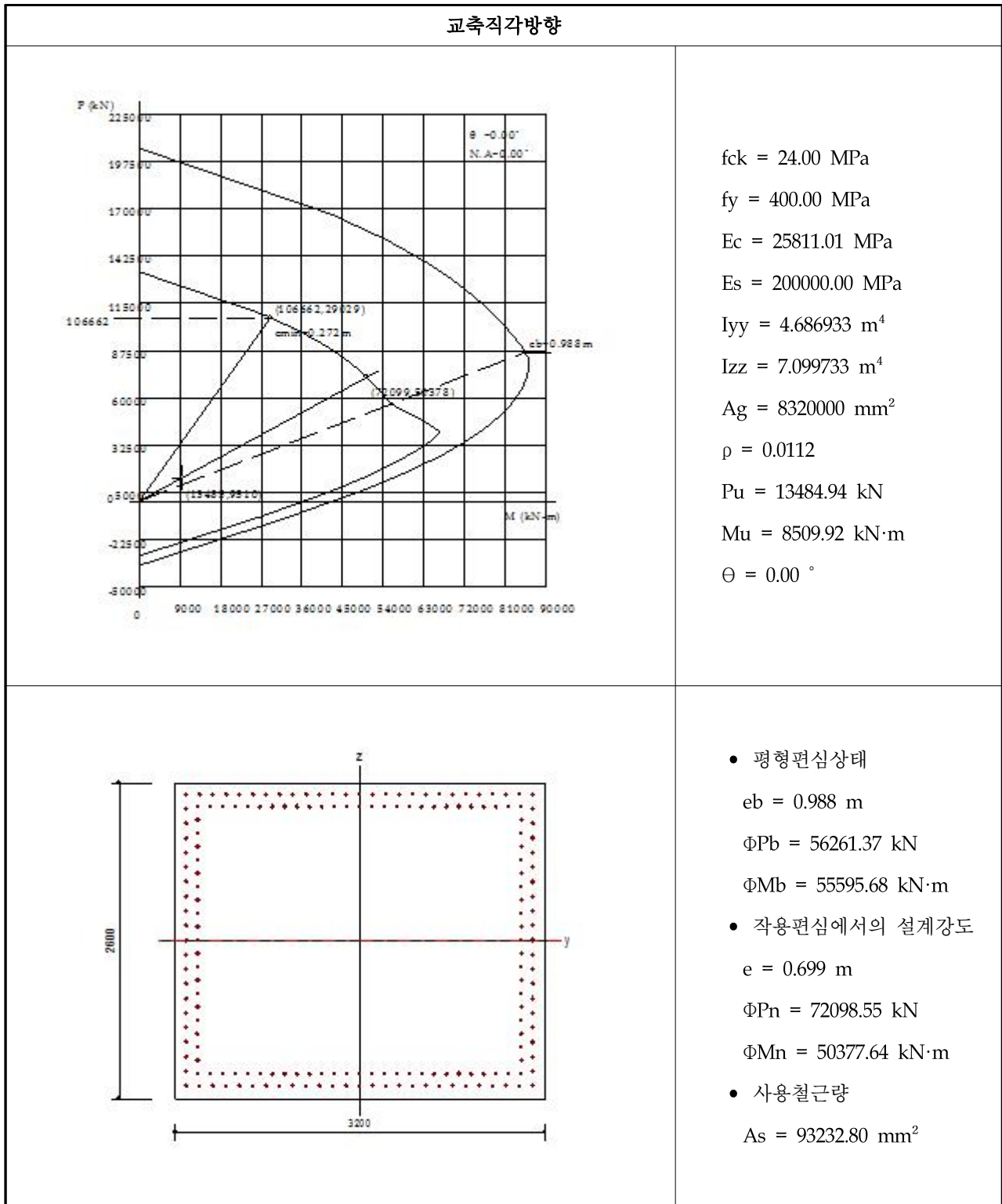
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.20】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	106661.970	17513.923	656.064	6.090	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62039.010	13484.939	11631.170	4.601	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	69719.080	15839.720	11631.170	4.402	O.K

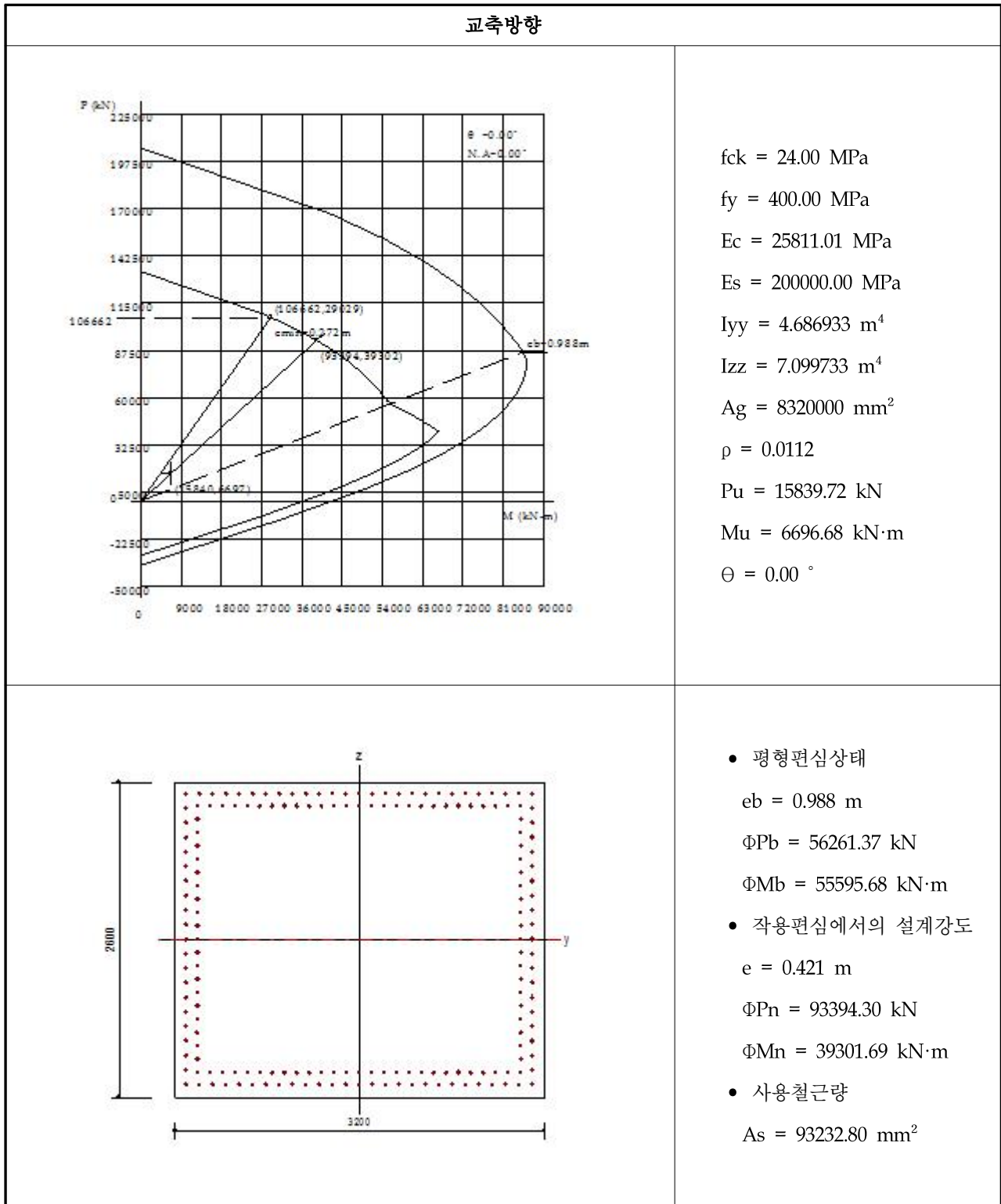
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



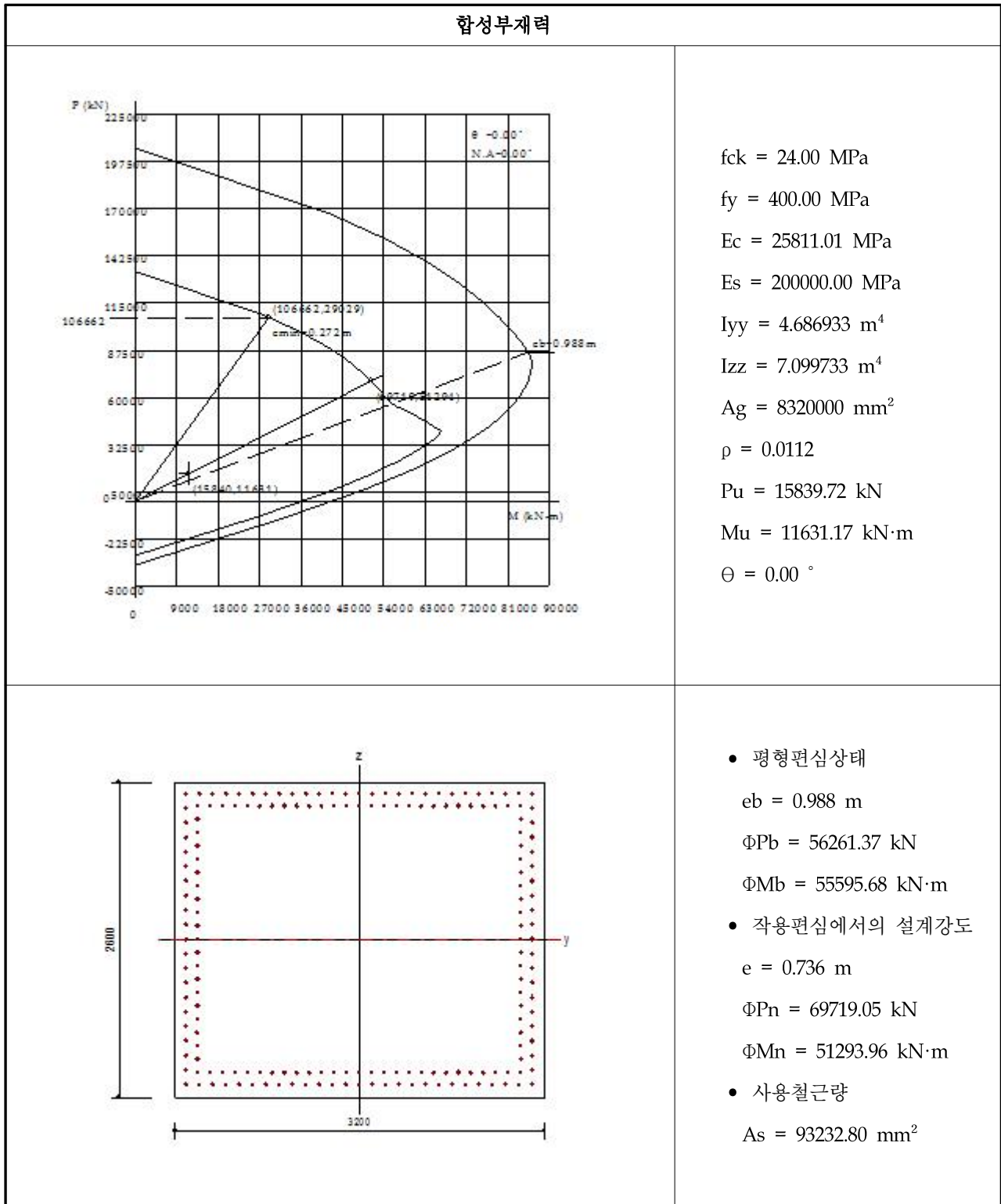
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(교축직각방향)

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 S1~S3

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1,3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{236.649}{131.067} = 1.806$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{9.439} = 11.654$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{59.052} = 3.262$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.339} = 8.246$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{149.457} = 1.271$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{53.443} = 2.058$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.103} = 1.517$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{78.329} = 1.629$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{68.177} = 1.871$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{14155.794} = 7.535$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{3697.87}{490.768} = 7.535$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{104259.300}{13887.471} = 7.507$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{31197.35}{4143.855} = 7.529$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{14155.794} = 7.535$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{3697.87}{490.768} = 7.535$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{94483.660}{12476.906} = 7.573$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{38571.05}{5046.796} = 7.643$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{14155.794} = 7.535$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{5229.58}{694.051} = 7.535$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{89129.640}{13887.471} = 6.418$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{41991.18}{6530.060} = 6.430$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{85229.720}{12479.906} = 6.831$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44229.19}{6530.060} = 6.773$		kN · m

5.5.1.2 대구방향 S4~S7

가. 상부구조

【표 5.5.3】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4, 7경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{236.649}{132.805} = 1.782$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{10.636} = 10.342$	A	MPa
	5, 6경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{81.529} = 2.363$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.703} = 8.027$	A	MPa
	4, 6 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{153.116} = 1.427$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{65.510} = 1.679$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{142.373} = 1.335$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{49.108} = 2.240$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.103} = 1.517$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{78.329} = 1.629$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{68.177} = 1.871$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	평가	비고
P4	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17650.813} = 6.043$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2056.60}{340.333} = 6.043$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{84242.980}{18331.391} = 4.596$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{44762.70}{9746.749} = 4.584$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17650.813} = 6.043$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2056.60}{340.333} = 6.043$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{90647.190}{15976.610} = 5.674$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{41063.740}{7277.082} = 5.643$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17650.813} = 6.043$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2908.470}{481.304} = 6.043$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{74443.720}{18331.391} = 4.061$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{49420.910}{12178.105} = 4.058$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{68224.830}{15976.610} = 4.270$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{51741.660}{12178.105} = 4.257$		kN · m

5.5.1.3 부산방향 S1~S3

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1,3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{236.649}{131.067} = 1.806$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{9.439} = 11.654$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{59.052} = 3.262$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.339} = 8.246$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{149.457} = 1.271$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{53.443} = 2.058$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.103} = 1.517$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{78.329} = 1.629$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{68.177} = 1.871$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과(대구)

구 분			계산식	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{16810.634} = 6.345$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{43136.62}{494.352} = 6.345$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{74443.720}{12949.924} = 5.749$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{49420.91}{8566.497} = 5.769$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{16810.634} = 6.345$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{43136.62}{494.352} = 6.345$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{74831.430}{15131.480} = 4.945$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{49257.37}{9915.390} = 4.968$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{16810.634} = 6.345$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4435.85}{699.119} = 6.345$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{55478.700}{12949.924} = 4.284$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{56283.79}{13103.428} = 4.295$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62039.010}{15131.480} = 4.100$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{53910.15}{13103.428} = 4.114$		kN · m

5.5.1.4 부산방향 S4~S7

가. 상부구조

【표 5.5.7】 상부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4, 7경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{236.649}{132.805} = 1.782$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{10.636} = 10.342$	A	MPa
	5, 6경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{192.638}{81.529} = 2.363$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{13.703} = 8.027$	A	MPa
	4, 6 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{153.116} = 1.427$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{65.510} = 1.679$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{142.373} = 1.335$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{49.108} = 2.240$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{84.103} = 1.517$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{78.329} = 1.629$	A	kN · m
	우측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{68.177} = 1.871$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.8】 하부구조 안전성 평가결과(부산)

구 분			계산식	평가	비고
P4	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17513.923} = 6.090$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2825.250}{463.907} = 6.090$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{72098.550}{13484.939} = 5.347$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{50377.65}{9509.920} = 5.297$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17513.923} = 6.090$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{2825.250}{463.907} = 6.090$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{933394.300}{1539.720} = 5.896$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{39301.69}{6696.681} = 5.869$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{106661.970}{17513.923} = 6.090$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{3995.51}{656.064} = 6.090$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62039.010}{13484.999} = 4.601$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{53910.15}{11631.170} = 4.635$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{69719.080}{15839.720} = 4.402$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{51293.96}{11631.170} = 4.410$		kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

5.5.2.1 대구방향 S1~S3

【표 5.5.9】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상

【표 5.5.10】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	79.997	4.651	11.348	190	$\frac{190-(79.997+4.651)}{11.348}$	9.284	DB24 이상
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-190	$\frac{-190-(-70.179-15.506)}{-37.830}$	2.757	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	190	$\frac{190-(24.453+1.328)}{8.250}$	19.905	DB24 이상
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-190	$\frac{-190-(-23.974-6.019)}{-37.408}$	4.277	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-190	$\frac{-190-(-82.605-20.097)}{-41.613}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	190	$\frac{190-(79.686+21.506)}{44.529}$	1.994	DB24 이상

5.5.2.2 대구방향 S4~S7

【표 5.5.11】 바닥판 기본내하력 산정(대구)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상

【표 5.5.12】 거더 기본내하력 산정(대구)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	81.318	4.680	11.305	190	$\frac{190-(81.318+4.680)}{11.305}$	9.200	DB24 이상
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-190	$\frac{-190-(-80.031-17.821)}{-43.050}$	2.140	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	190	$\frac{190-(43.733+2.264)}{9.390}$	15.336	DB24 이상
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-190	$\frac{-190-(-42.939-9.615)}{-39.877}$	3.447	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-190	$\frac{-190-(-76.974-18.685)}{-36.793}$	2.564	DB24 이상
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	190	$\frac{190-(71.452+19.149)}{37.706}$	2.636	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-190	$\frac{-190-(-77.258-18.671)}{-47.418}$	1.984	DB24 이상
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	190	$\frac{190-(70.245+19.258)}{48.909}$	2.055	DB24 이상

5.5.2.3 부산방향 S1~S3

【표 5.5.13】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상

【표 5.5.14】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	79.997	4.651	11.348	190	$\frac{190-(79.997+4.651)}{11.348}$	9.284	DB24 이상
		하부 플랜지	-70.179	-15.506	-37.830	-190	$\frac{-190-(-70.179-15.506)}{-37.830}$	2.757	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	24.453	1.328	8.250	190	$\frac{190-(24.453+1.328)}{8.250}$	19.905	DB24 이상
		하부 플랜지	-23.974	-6.019	-37.408	-190	$\frac{-190-(-23.974-6.019)}{-37.408}$	4.277	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-82.605	-20.097	-41.613	-190	$\frac{-190-(-82.605-20.097)}{-41.613}$	2.098	DB24 이상
		하부 플랜지	79.686	21.506	44.529	190	$\frac{190-(79.686+21.506)}{44.529}$	1.994	DB24 이상

5.5.2.4 부산방향 S4~S7

【표 5.5.15】 바닥판 기본내하력 산정(부산)

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	7.826	12.117	68.177	$\frac{127.569-1.3 \times 7.826}{2.15 \times 12.117}$	4.506	DB-24 이상
중앙부	127.569	9.340	32.760	78.329	$\frac{127.569-1.3 \times 9.340}{2.15 \times 32.760}$	1.699	DB-24 이상
우측 캔틸레버부	127.569	5.439	26.756	84.103	$\frac{127.569-1.3 \times 5.439}{2.15 \times 26.756}$	2.095	DB-24 이상

【표 5.5.16】 거더 기본내하력 산정(부산)

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4, 7경간 3L/8	상부 플랜지	81.318	4.680	11.305	190	$\frac{190-(-81.318+4.680)}{11.305}$	9.200	DB24 이상
		하부 플랜지	-80.031	-17.821	-43.050	-190	$\frac{-190-(-80.031-17.821)}{-43.050}$	2.140	DB24 이상
	5, 6경간 중앙부	상부 플랜지	43.733	2.264	9.390	190	$\frac{190-(43.733+2.264)}{9.390}$	15.336	DB24 이상
		하부 플랜지	-42.939	-9.615	-39.877	-190	$\frac{-190-(-42.939-9.615)}{-39.877}$	3.447	DB24 이상
	4, 6 지점부	상부 플랜지	-76.974	-18.685	-36.793	-190	$\frac{-190-(-76.974-18.685)}{-36.793}$	2.564	DB24 이상
		하부 플랜지	71.452	19.149	37.706	190	$\frac{190-(71.452+19.149)}{37.706}$	2.636	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-77.258	-18.671	-47.418	-190	$\frac{-190-(-77.258-18.671)}{-47.418}$	1.984	DB24 이상
		하부 플랜지	70.245	19.258	48.909	190	$\frac{190-(70.245+19.258)}{48.909}$	2.055	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.517 및 1.271으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 6.418 및 4.058 으로서 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 1.517 및 1.271으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 4.100 및 4.402 로서 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.

