

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@50=150m), S4~S6 (2@50+40=140m)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 : π형, 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		청도천2교의 교각은 π형이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 부재를 선정하였다. $\Rightarrow$ 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, 차량충돌하중, 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:27.3~29.9MPa - 하부:24.4~26.7MPa	- 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

청도천2교는 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@50, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@50.0 + 2@50.0 + 40.0 = 290.0\text{m}$ (총연장), $3@50.0 = 150.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.600m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- 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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.005	4.045	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.867	0.531	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.970	1.273	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.780	0.205	
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.910	1.959	
⑥	$1.15 \times 0.25 \times 25 = 7.188$	0.575	4.133	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.15 \times 0.05 \times 25 = 0.719$	0.383	0.276	
⑧	$0.08 \times 0.7 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	
계	17.559		12.872	

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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, X = 0.400m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 90.246 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 103.433 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 63.722 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 59.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.811 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 48.236 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 103.433\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 48.236 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 131.937 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 131.937) - 2.5 \times 42.000 = 495.626\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 131.937) = 477.501\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 477.501\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 477.501\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.400 + 130) = 202.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 685.817 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 629.654 \text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.233으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S1~S3)

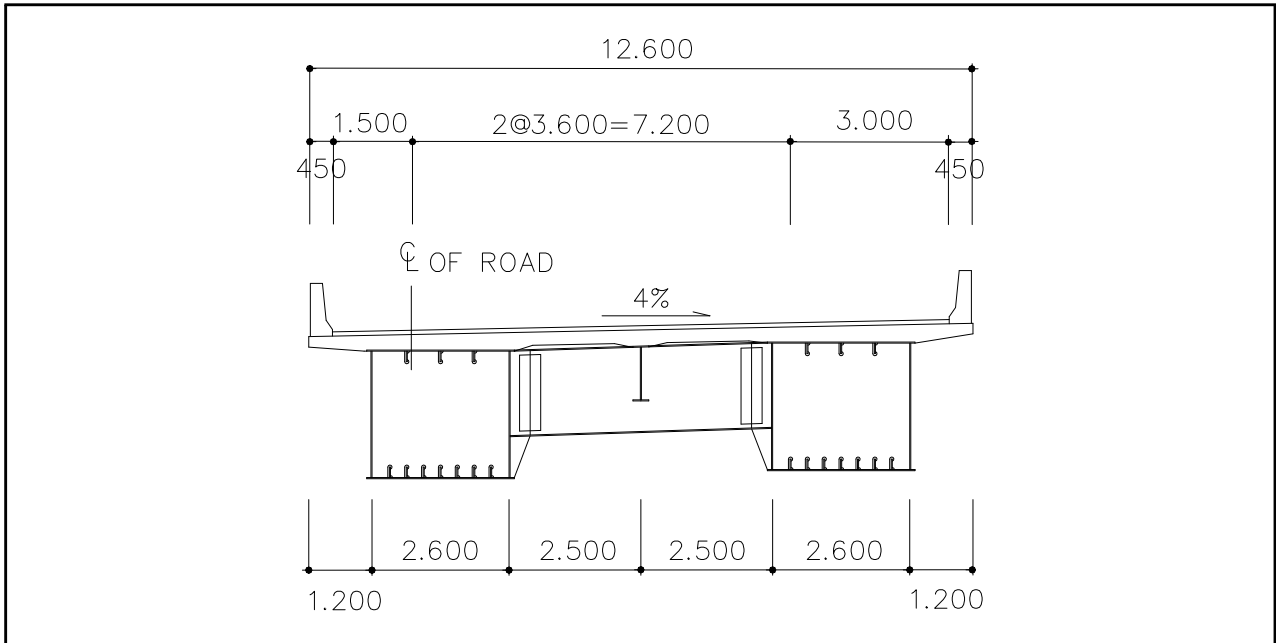
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n/M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	103.433	127.569	1.233	O.K
중양부	74.074	127.569	1.722	O.K

【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	48.236	131.937	240.000	125.000	477.501	O.K
중양부	36.580	100.055	240.000	125.000	629.654	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	46.563	30.266	
G2	2.500	46.563	-30.266	

구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【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.

구 분	방호벽 자중		포장 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.638	15.101	10.764	-	
G2	6.638	-15.101	10.341	-	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	방호벽 및 포장 하중

【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구 S1~S3)

③ 활하중

구 분	활하중																																							
교 폭	• 12.600m																																							
지간장(L)	• 3@50.000 = 150.0m																																							
충격계수(i)	• 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 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><td colspan="2">W_c의 범위(m)</td><td>N</td><td colspan="2">W_c의 범위(m)</td><td>N</td></tr><tr><td colspan="2">6.0 ≤ W_c < 9.1</td><td>2</td><td colspan="2">23.8 ≤ W_c < 27.4</td><td>7</td></tr><tr><td colspan="2">9.1 ≤ W_c < 12.8</td><td>3</td><td colspan="2">27.4 ≤ W_c < 31.1</td><td>8</td></tr><tr><td colspan="2">12.8 ≤ W_c < 16.4</td><td>4</td><td colspan="2">31.1 ≤ W_c < 34.7</td><td>9</td></tr><tr><td colspan="2">16.4 ≤ W_c < 20.1</td><td>5</td><td colspan="2">34.7 ≤ W_c < 38.4</td><td>10</td></tr><tr><td colspan="2">20.1 ≤ W_c < 23.8</td><td>6</td><td colspan="2"></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 도로교설계기준(2010년)에 따라 백분율로 감소																																								
- 3차로 동시 재하 : 90%																																								
- 4차로 이상 동시 재하 : 75%																																								

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식(대구 S1~S3)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$$\lambda_L = b$$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$$\lambda_L = 0.15 l$$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$$\lambda_S = b$$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

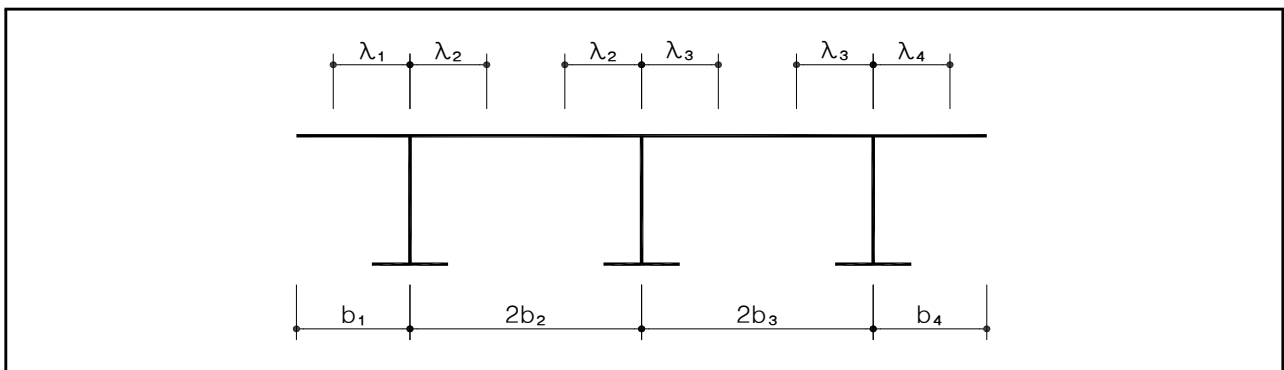
$b/l \geq 0.30$

$$\lambda_S = 0.15 l$$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭(대구 S1~S3)

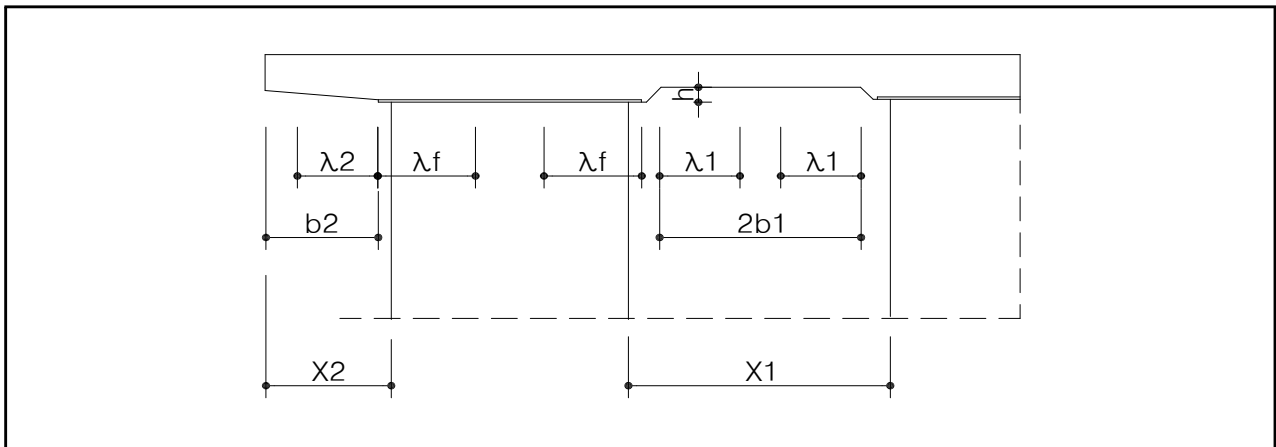
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중앙부	40.000	M	
1, 2 경간지점부	20.000	M	
2 경간중앙부	30.000	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	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
1, 2 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
2 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979

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

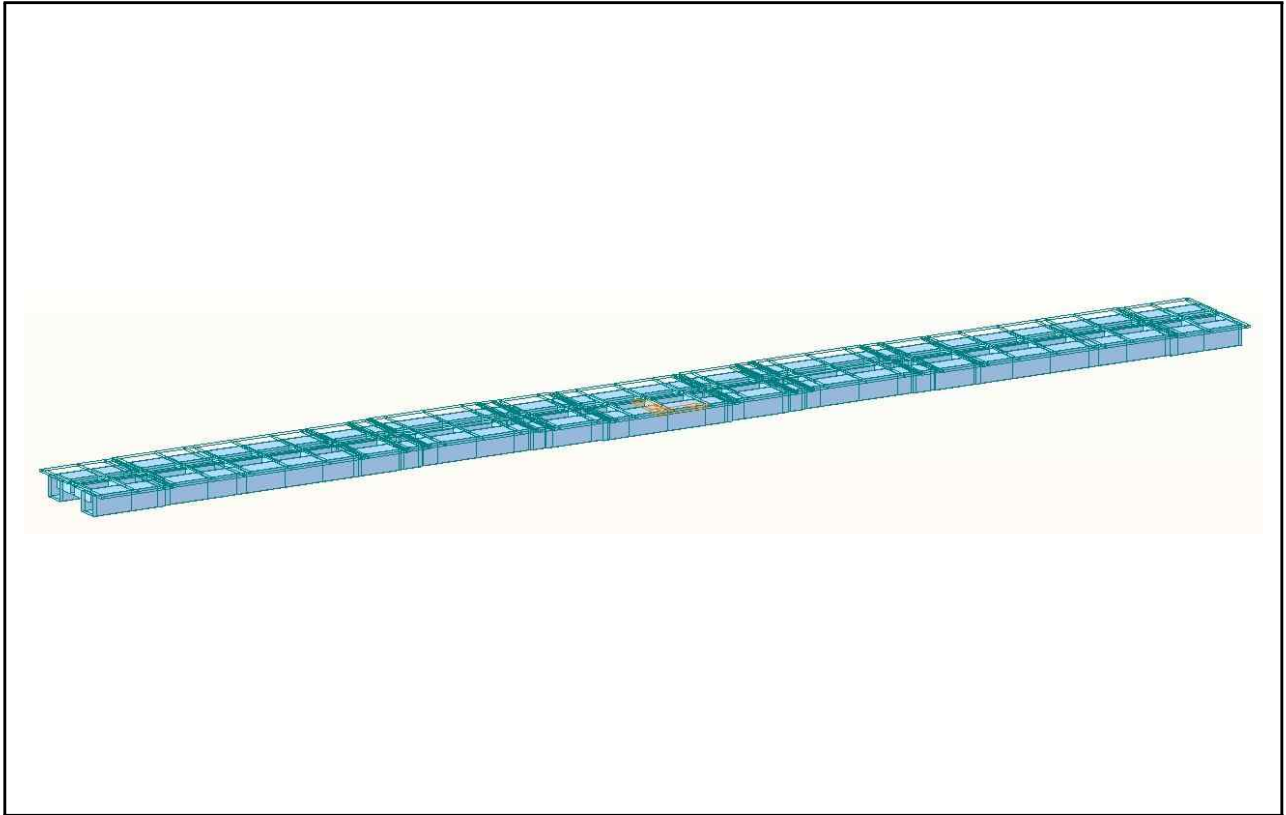
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
1 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
2 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	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.

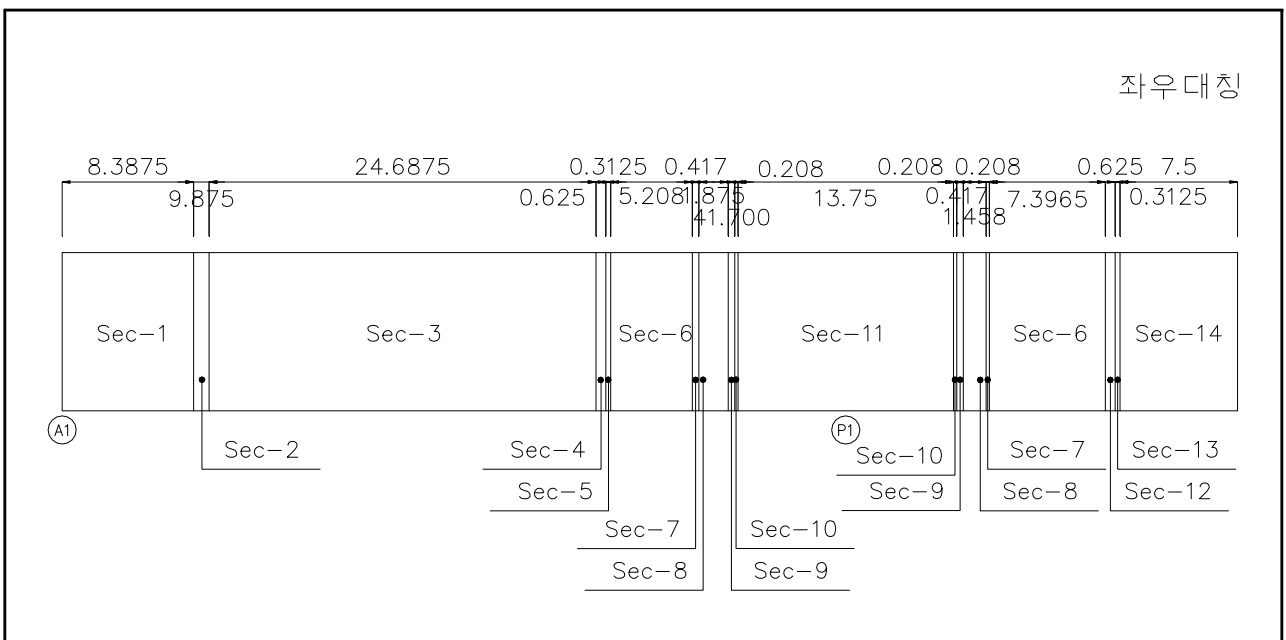
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링(대구 S1~S3)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치(대구 S1~S3)

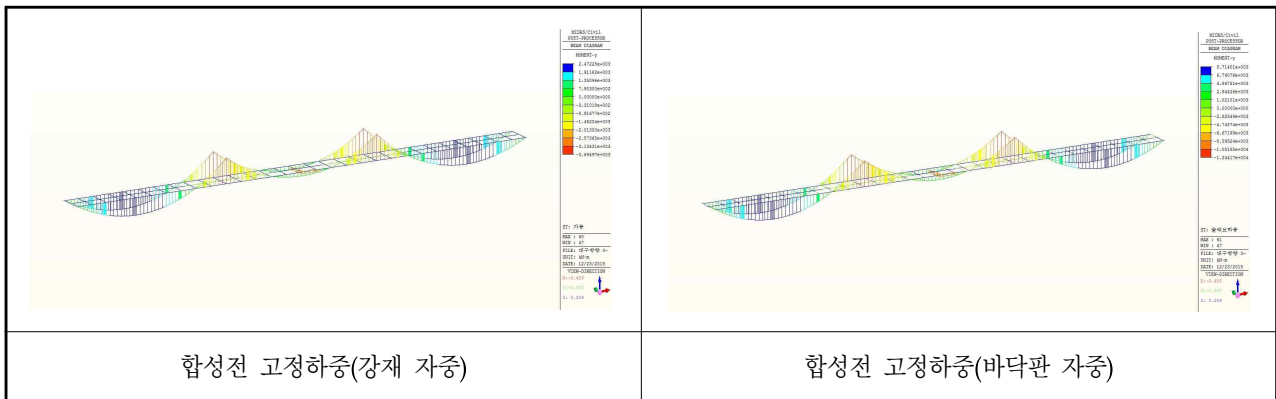
【표 5.2.6】 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S1~S3)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	136,000	138,437,286,107	138,490,658,133	180,124,488,661	
	합성후	332,875	294,899,592,350	789,654,720,633	232,323,827,011	
단면 - 2	합성전	147,200	154,019,352,964	145,807,991,467	197,046,124,091	
	합성후	344,075	296,676,456,032	796,672,053,967	234,517,408,306	
단면 - 3	합성전	164,000	179,238,845,769	156,783,991,467	216,918,986,478	
	합성후	360,875	363,025,287,964	807,948,053,967	263,078,252,386	
단면 - 4	합성전	180,800	203,865,525,298	167,759,991,467	235,226,626,636	
	합성후	377,675	366,903,480,445	818,924,053,967	266,486,152,188	
단면 - 5	합성전	186,400	212,805,160,667	171,418,658,133	240,502,889,335	
	합성후	383,275	388,239,648,285	822,582,720,633	273,247,407,987	
단면 - 6	합성전	190,600	218,248,433,333	171,418,658,133	240,502,889,335	
	합성후	387,475	402,368,272,592	822,582,720,633	273,247,407,897	
단면 - 7	합성전	201,800	234,044,995,444	178,735,991,467	248,929,349,698	
	합성후	398,675	442,522,566,677	829,900,053,967	284,110,321,418	
단면 - 8	합성전	213,000	251,698,024,800	186,053,324,800	257,937,202,965	
	합성후	409,875	446,153,553,234	837,217,387,300	286,285,099,091	
단면 - 9	합성전	208,800	246,267,601,309	186,053,324,800	257,937,202,965	
	합성후	405,675	445,229,917,505	837,217,387,300	285,285,099,091	
단면 - 10	합성전	225,600	268,821,519,803	197,029,324,800	267,735,035,156	
	합성후	422,475	502,407,134,654	848,193,387,300	298,321,049,264	
단면 - 11	합성전	236,800	287,932,960,059	204,346,658,133	275,148,817,489	
	합성후	433,675	506,949,408,676	855,510,720,633	300,406,431,318	
단면 - 12	합성전	168,200	180,715,418,072	156,783,991,467	212,128,398,742	
	합성후	365,075	315,215,412,912	807,948,053,967	237,292,534,608	
단면 - 13	합성전	145,800	152,004,405,600	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	342,675	311,399,122,801	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 14	합성전	141,600	146,523,238,757	142,149,324,800	198,610,578,443	
	합성후	338,475	295,798,262,489	793,313,387,300	233,460,754,432	
부부재	가로보	21,000	6,232,700,000	45,125,000	700,000	
	세로보	15,200	1,613,572,267	54,066,667	612,267	

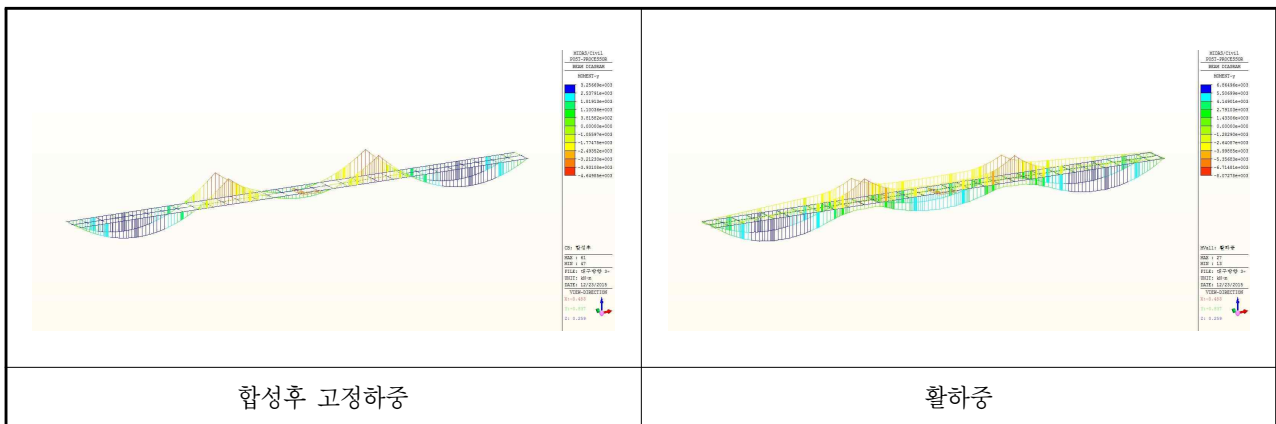
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

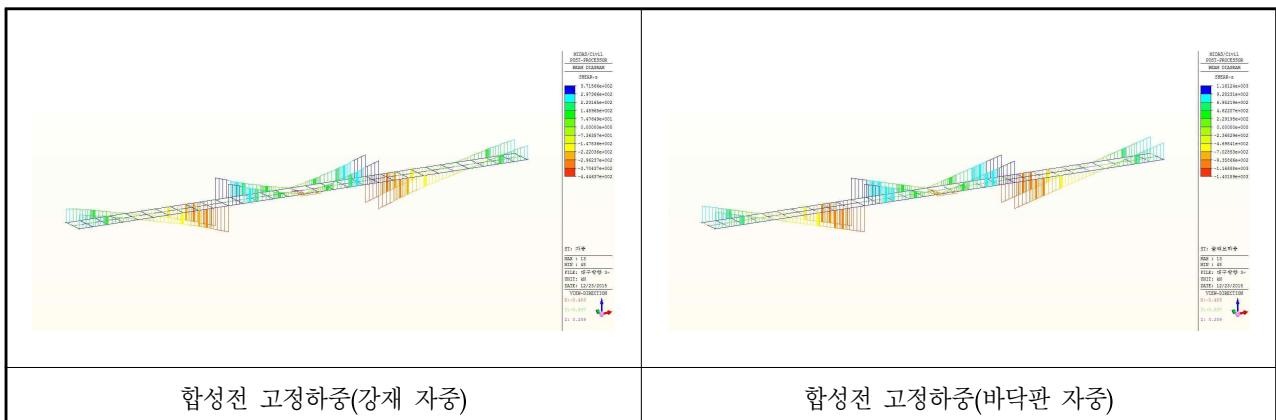


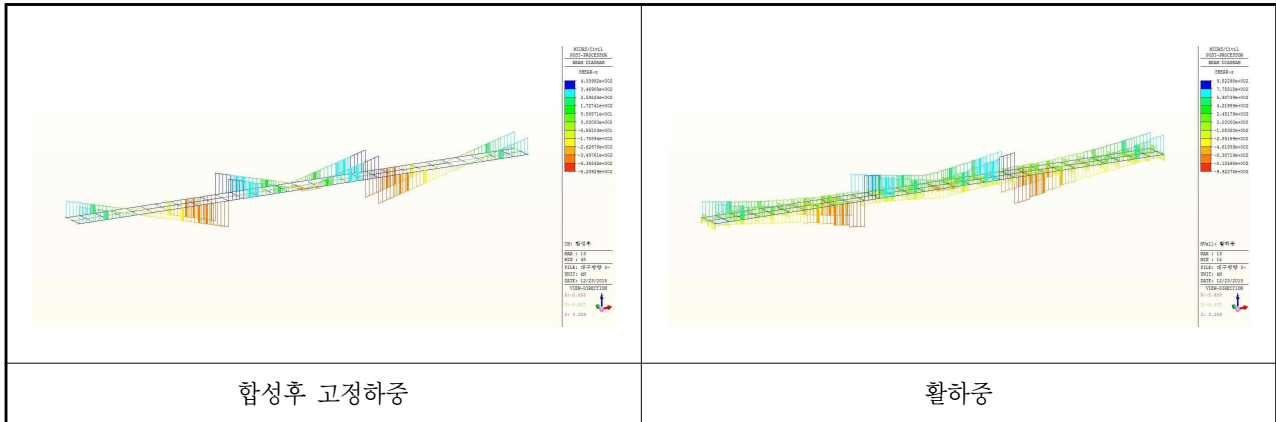
【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구 S1~S3)



【그림 5.2.8】 휨모멘트도(대구 S1~S3,계속)

㉡ 전단력





【그림 5.2.9】 전단력도(대구 S1~S3)

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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

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

【표 5.2.7】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S1~S3)

구 분	k값	
	구 분	k값
G1	S1	0.643
	P1	-0.210
	S2	-0.210
	P2	-0.210
	S3	0.643
G2	S1	0.643
	P1	-0.210
	S2	-0.210
	P2	-0.210
	S3	0.643

③ 단면력 산정결과

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

• 거더별 정모멘트부

【표 5.2.8】 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)	11,185.906	3,256.546	6,864.963	530.238	21,837.653
	전단력 (kN)	287.799	83.839	380.825	27.120	779.583
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.137	-0.150	286.791	0.035	286.539
G2	휨모멘트 (kN · m)	11,185.906	3,256.546	6,016.093	530.238	20,988.783
	전단력 (kN)	287.799	83.839	348.550	27.120	747.308
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.137	0.150	400.298	0.035	400.62

【표 5.2.9】 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)	2,628.263	776.876	5,008.057	385.605	8,798.801
	전단력 (kN)	287.978	86.883	416.592	53.719	845.172
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.553	0.093	353.942	0.092	355.68
G2	휨모멘트 (kN · m)	2,628.263	776.876	4,400.307	385.605	8,191.051
	전단력 (kN)	287.978	86.883	374.431	53.719	803.011
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.553	0.093	357.334	0.092	359.072

【표 5.2.10】 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)	11,185.906	3,256.546	6,864.963	530.238	21,837.653
	전단력 (kN)	287.799	83.839	380.825	27.120	779.583
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.137	0.150	363.068	0.035	363.39
G2	휨모멘트 (kN · m)	11,185.906	3,256.546	6,016.093	530.238	20,988.783
	전단력 (kN)	287.799	83.839	348.550	27.120	747.308
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.137	-0.150	399.199	0.035	398.947

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.11】 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)	-16,136.708	-4,649.853	-8,072.782	-1,344.590	-30,203.933
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-992.278	-53.751	-3,416.485
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.083	-1.359	-751.347	-0.128	-757.917
G2	휨모멘트 (kN · m)	-16,136.708	-4,649.853	-6,311.953	-1,344.590	-28,443.104
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-796.784	-53.751	-3,220.991
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.558	-1.343	-726.264	-0.128	-732.293

【표 5.2.12】 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)	-16,136.708	-4,649.853	-8,072.782	-1,344.590	-30,203.933
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-992.278	-53.751	-3,416.485
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.558	-1.343	-802.036	-0.128	-808.065
G2	휨모멘트 (kN · m)	-16,136.708	-4,649.853	-6,311.953	-1,344.590	-28,443.104
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-796.784	-53.751	-3,220.991
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.083	-1.359	-794.549	-0.128	-801.119

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 5.2.13】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	0.261	0.190
1+2+3	94.455	-140.023	162.886	190.000	0.356	0.563
1+2+3+4	100.531	-139.341	187.319	190.000	0.308	0.557
1+2+3+4+5	116.468	-137.927	187.319	190.000	0.406	0.547
1+2+3+4+5+6	133.047	-135.373	211.752	218.500	0.414	0.403
1+2+3+4+5-6	99.888	-140.481	211.752	218.500	0.242	0.433

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.415 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{133.047}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.415}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.395 + 0.020 = 0.414 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.023}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.415}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.543 + 0.020 = 0.563 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.14】 G1 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S1~S3)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.120	16.200	O.K(3.16)
	크리프, 건조수축 제외시	6.431	16.200	O.K(2.51)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.864	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	147.852	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-218.793	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.889	315.000	O.K(1.42)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.15】 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	21.142	-22.339	142.767	190.000	6.753	8.505
1+2+3	29.634	-64.644	142.767	190.000	4.818	2.939
1+2+3+4	30.725	-63.084	164.182	190.000	5.344	3.012
1+2+3+4+5	40.942	-47.828	164.182	190.000	4.010	3.973
1+2+3+4+5+6	54.671	-29.328	185.597	218.500	3.395	7.450
1+2+3+4+5-6	27.213	-66.327	185.597	218.500	6.820	3.294

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 17.010 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{54.671}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{17.010}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.087 + 0.024 = 0.111 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-64.644}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{17.010}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.116 + 0.024 = 0.140 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.16】 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	3.931	16.200	O.K(4.12)
	크리프, 건조수축 제외시	5.269	16.200	O.K(3.07)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	69.871	315.000	O.K(4.50)
	크리프, 건조수축 제외시	58.563	315.000	O.K(5.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-117.153	315.000	O.K(2.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.969	315.000	O.K(2.35)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.17】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	94.455	-140.023	162.886	190.000	1.724	1.357
1+2+3+4	100.531	-139.341	187.319	190.000	1.863	1.364
1+2+3+4+5	116.468	-137.927	187.319	190.000	1.608	1.378
1+2+3+4+5+6	133.047	-135.373	211.752	218.500	1.592	1.614
1+2+3+4+5-6	99.888	-140.481	211.752	218.500	2.120	1.555

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.919 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{133.047}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{15.919}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.395 + 0.021 = 0.416 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.023}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.919}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.543 + 0.021 = 0.564 < 1.2 \therefore O.K$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.120	16.200	O.K(3.16)
	크리프, 건조수축 제외시	6.431	16.200	O.K(2.51)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.864	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	147.852	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-218.793	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.889	315.000	O.K(1.42)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.19】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	93.310	-135.120	162.886	190.000	1.746	1.406
1+2+3+4	99.385	-134.438	187.319	190.000	1.885	1.413
1+2+3+4+5	115.322	-133.024	187.319	190.000	1.624	1.428
1+2+3+4+5+6	131.902	-130.470	211.752	218.500	1.605	1.675
1+2+3+4+5-6	98.743	-135.578	211.752	218.500	2.144	1.612

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.603 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.902}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.603}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.388 + 0.020 = 0.408 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-135.120}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.603}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.506 + 0.020 = 0.526 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.20】 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	4.621	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	5.932	16.200	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	167.402	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	145.390	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-208.252	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.348	315.000	O.K(1.49)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.21】 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	21.142	-22.339	142.767	190.000	6.753	8.505
1+2+3	28.798	-60.477	142.767	190.000	4.958	3.142
1+2+3+4	29.889	-58.917	164.182	190.000	5.493	3.225
1+2+3+4+5	40.106	-43.661	164.182	190.000	4.094	4.352
1+2+3+4+5+6	53.835	-25.161	185.597	218.500	3.448	8.684
1+2+3+4+5-6	26.377	-62.161	185.597	218.500	7.036	3.515

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.301 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{53.835}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{16.301}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.084 + 0.022 = 0.106 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-60.477}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{16.301}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.101 + 0.022 = 0.123 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 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 5.2.22】 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	3.546	16.200	O.K(4.56)
	크리프, 건조수축 제외시	4.884	16.200	O.K(3.31)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	68.073	315.000	O.K(4.62)
	크리프, 건조수축 제외시	56.764	315.000	O.K(5.54)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-108.194	315.000	O.K(2.91)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.011	315.000	O.K(2.51)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.23】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	93.310	-135.120	162.886	190.000	1.746	1.406
1+2+3+4	99.385	-134.438	187.319	190.000	1.885	1.413
1+2+3+4+5	115.322	-133.024	187.319	190.000	1.624	1.428
1+2+3+4+5+6	131.902	-130.470	211.752	218.500	1.605	1.675
1+2+3+4+5-6	98.743	-135.578	211.752	218.500	2.144	1.612

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.592 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.902}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.592}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.388 + 0.020 = 0.408 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.120}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{15.592}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.506 + 0.020 = 0.526 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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 5.2.24】 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	4.621	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	5.932	16.200	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	167.402	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	145.390	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-208.252	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.348	315.000	O.K(1.49)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.25】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-140.578	136.194	190.000	190.000	1.352	1.395
1+2+3+4	-145.322	128.818	190.000	190.000	1.307	1.475
1+2+3+4+5	-138.390	140.103	190.000	190.000	1.373	1.356
1+2+3+4+5+6	-123.293	161.407	218.500	218.500	1.772	1.354
1+2+3+4+5-6	-153.487	118.799	218.500	218.500	1.424	1.839

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 60.866 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-145.322}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{60.866}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.585 + 0.306 = 0.891 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{161.407}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{60.866}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.546 + 0.306 = 0.852 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.26】 G1 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	-143.676	400.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.709	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-230.413	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.601	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	237.965	315.000	O.K(1.32)
	크리프, 건조수축 제외시	234.056	315.000	O.K(1.34)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.27】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-140.578	136.194	190.000	190.000	1.352	1.395
1+2+3+4	-145.322	128.818	190.000	190.000	1.307	1.475
1+2+3+4+5	-138.390	140.103	190.000	190.000	1.373	1.356
1+2+3+4+5+6	-123.293	161.407	218.500	218.500	1.772	1.354
1+2+3+4+5-6	-153.487	118.799	218.500	218.500	1.424	1.839

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 64.587 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{-145.322}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.587}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.531 + 0.288 = 0.819 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{132.594}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.546 + 0.345 = 0.890 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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 5.2.28】 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	-143.676	400.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.709	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-230.413	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.601	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	237.965	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	234.056	315.000	O.K(1.34)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.29】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-132.986	128.366	190.000	190.000	1.429	1.480
1+2+3+4	-137.729	120.989	190.000	190.000	1.380	1.570
1+2+3+4+5	-130.799	132.275	190.000	190.000	1.453	1.436
1+2+3+4+5+6	-115.705	153.580	218.500	218.500	1.888	1.423
1+2+3+4+5-6	-145.893	110.969	218.500	218.500	1.498	1.969

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉒ 전단 및 비틀림

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

$$= 60.699 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-137.729}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{60.699}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.525 + 0.304 = 0.830 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{153.580}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{60.699}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.494 + 0.304 = 0.799 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.230】 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	-124.344	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.376	400.000	O.K(3.16)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.071	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.259	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.128	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	217.219	315.000	O.K(1.45)

㉞ 거더 G2(2경간)

㉠ 휨응력

【표 5.231】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-132.986	128.366	190.000	190.000	1.429	1.480
1+2+3+4	-137.729	120.989	190.000	190.000	1.380	1.570
1+2+3+4+5	-130.799	132.275	190.000	190.000	1.453	1.436
1+2+3+4+5+6	-115.705	153.580	218.500	218.500	1.888	1.423
1+2+3+4+5-6	-145.893	110.969	218.500	218.500	1.498	1.969

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.148 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-137.729}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.148}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.525 + 0.309 = 0.834 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{153.580}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.148}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.494 + 0.309 = 0.803 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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.

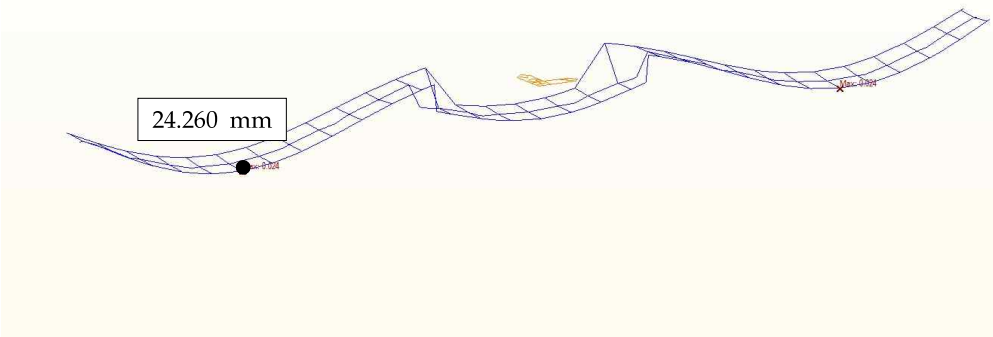
(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.32】 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	-124.344	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.376	400.000	O.K(3.16)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.071	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.259	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.128	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	217.219	315.000	O.K(1.45)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
50.0 m	24.260 mm	<	100.000 mm	O.K



MIDAS/Civil11
POST-PROCESSOR
DEFORMED SHAPE

RESULTANT

X-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Y-DIR= 0.000E+000
NODE= 1

Z-DIR= -2.426E-002
NODE= 26

COMB.= 2.426E-002
NODE= 26

SCALEFACTOR= 3.091E+002

MWall: 활하중

MAX : 26

MIN : 14

FILE: 대구방향 3-

UNIT: m

DATE: 12/23/2015

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: 0.000

Z: 0.259

8) 받침용량 검토

【표 5.2.33】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH1	1516.633	766.680	-63.930	27.182	-27.182	2226.580	1424.118	2000
	SH2								2000
	SH3	1516.633	598.849	-66.736	27.182	-27.182			2000
	SH4								2000
P1	SH1	4356.411	819.823	-118.761	81.056	-81.056	5166.037	4159.448	5000
	SH2								5000
	SH3	4356.411	637.317	-113.054	81.056	-81.056			5000
	SH4								5000
P2	SH1	4356.411	819.823	-118.761	81.056	-81.055	5171.037	4159.447	5000
	SH2								5000
	SH3	4356.411	637.317	-113.054	91.056	-81.058			5000
	SH4								5000
A2	SH1	1516.633	766.680	-63.930	27.182	-27.181	2226.580	1424.119	2000
	SH2								2000
	SH3	1516.633	598.850	-66.736	27.182	-27.181			2000
	SH4								2000

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

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

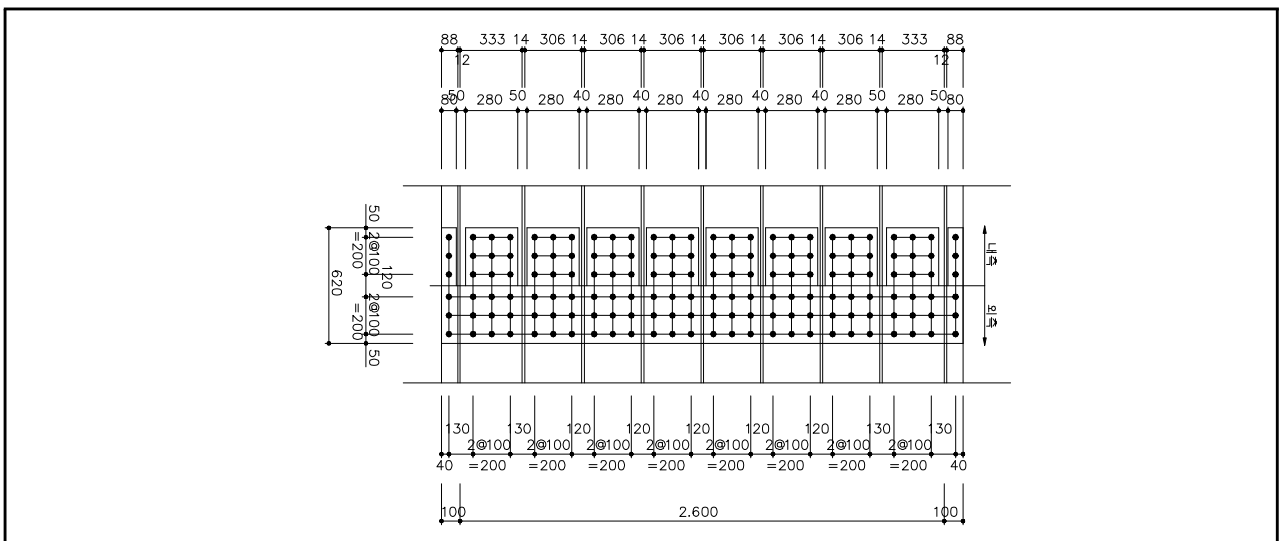
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
11,185.91	3,256.55	287.799	83.839	286.826	80.09	-78.50	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음(대구 S1~S3)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 80.085 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 39ea \Rightarrow n_t = 156ea \quad \therefore \text{O.K}$$

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})

$$A1 - 2,800.0 \times 10.0 \times 2 = 56,000.0$$

$$A2 - 280.0 \times 10.0 \times 16 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 4 = 3,200.0$$

$$\Sigma = 104,000.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 35.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 23,750.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 946.1 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.204 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.209 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

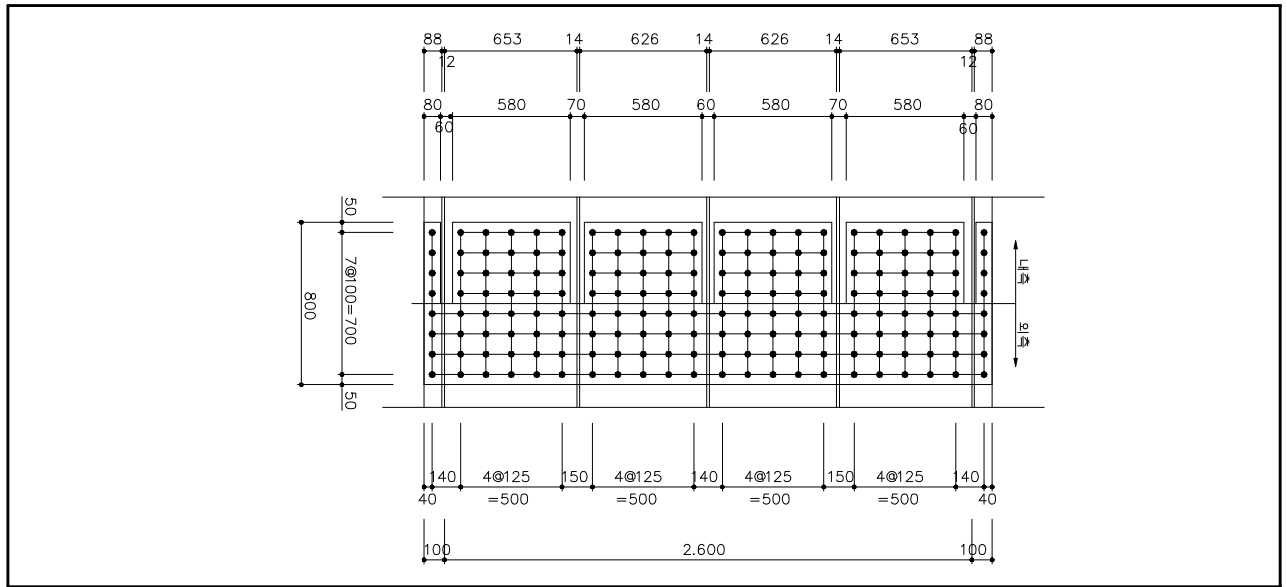
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 50.0\text{mm} \text{ (볼트의 피치)}$$

$$n = 3ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음(대구 S1~S3)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 78.502\text{MPa}$$

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

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 14\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,600\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 55.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 176\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

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})

$$A1 - 2,800.0 \times 14.0 \times 2 = 78,400.0$$

$$A2 - 58.0 \times 14.0 \times 8 = 64,960.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 4 = 4,480.0$$

$$\Sigma = 147,840.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 4\text{열} \times (2,210,000) \times 2 + 2\text{열} \times (3,318,500) \times 2 = 30,554,000 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,200 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{30,554,000} \times 1,200 = 53.728 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (185,819.0 + 179,266.3) / 232 \text{ EA} = 1,573.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{50,906.6^2 + 1,573.6^2} = 50,931.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.516 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 752.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 240.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 8.183 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.837 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,237.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,186.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 470.1\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,953.9\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 11.985 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 13.464 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

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

① 응력반복 횟수

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

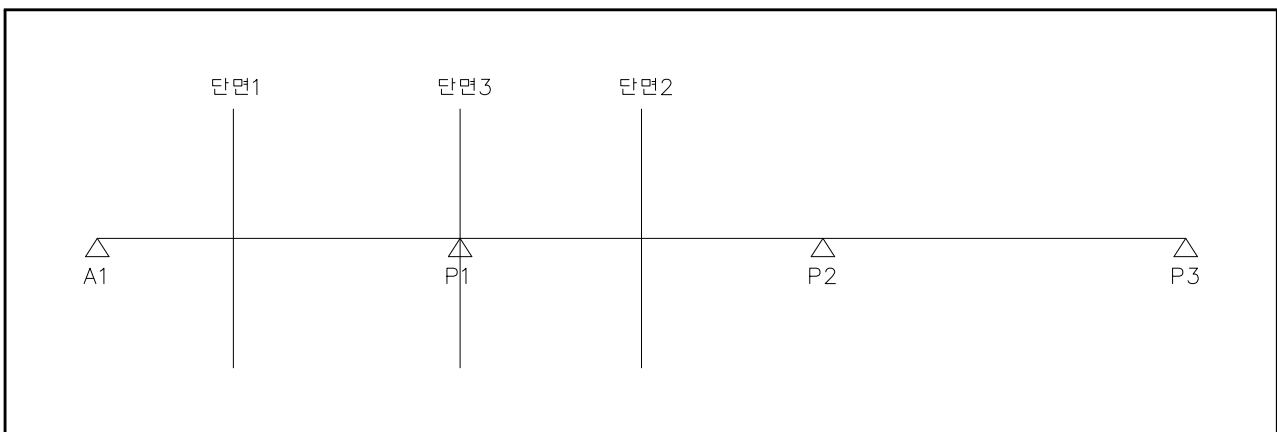
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

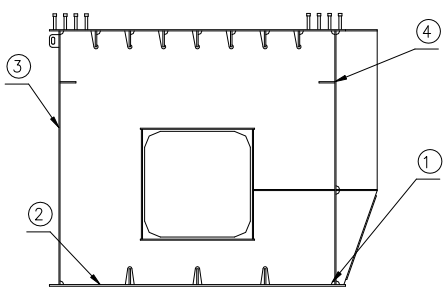
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



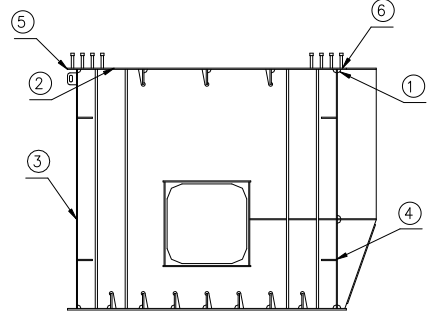
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치(대구 S1~S3)

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

<단면 1, 2>

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

<단면 3>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단파괴검토)	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	7538.649	8264.386	3.411E+11	1970	43.541	47.733	B	126	203	O.K
②				1970	43.541	47.733	C	91	147	O.K
③				1080	23.869	26.167	E	56	91	O.K
④				50	1.103	1.209	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	6769.545	7858.727	2.945E+11	2019	46.413	53.881	B	126	203	O.K
②				2019	46.413	53.881	C	91	147	O.K
③				1129	25.952	30.127	E	56	91	O.K
④				99	2.271	2.637	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	5311.861	9748.868	2.793E+11	1246	23.690	43.478	B	126	203	O.K
②				1246	23.690	43.478	C	91	147	O.K
③				356	6.762	12.411	E	56	91	O.K
④				754	14.332	26.304	E	56	91	O.K
⑤				1167	22.205	40.753	E	56	91	O.K
⑥				1180	22.452	41.207	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 14을 설정하였음

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

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

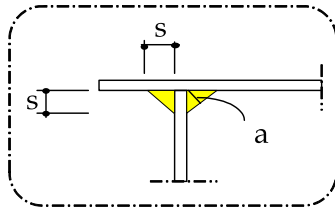
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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	1486.160	28	2500	70000	1212	8.477E+07	2.793E+11	8	22.6	19.9	63	O.K
DL하중	1944.576									26.1	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	1486.160	30	2500	75000	1246	9.330E+07	2.793E+11	8	22.6	21.9	63	O.K
DL하중	1944.576									28.7	84	O.K

5.2.2 대구방향(2@50+40, S4~S6)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@50.0 + 2@50.0 + 40.0 = 290.0\text{m}$ (총연장), $2@50.0 + 40.0 = 140.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.600m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- 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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.005	4.045	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.867	0.531	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.970	1.273	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.780	0.205	
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.910	1.959	
⑥	$1.15 \times 0.25 \times 25 = 7.188$	0.575	4.133	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.15 \times 0.05 \times 25 = 0.719$	0.383	0.276	
⑧	$0.08 \times 0.7 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	
계	17.559		12.872	

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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, X = 0.400m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 90.246 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 103.433 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 63.722 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 59.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.811 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 48.236 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 103.433\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 48.236 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 131.937 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 131.937) - 2.5 \times 42.000 = 495.626\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 131.937) = 477.501\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 477.501\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 477.501\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.400 + 130) = 202.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 685.817 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 629.654 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.233으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.34】 바닥판의 단면검토 결과(대구 S4~S6)

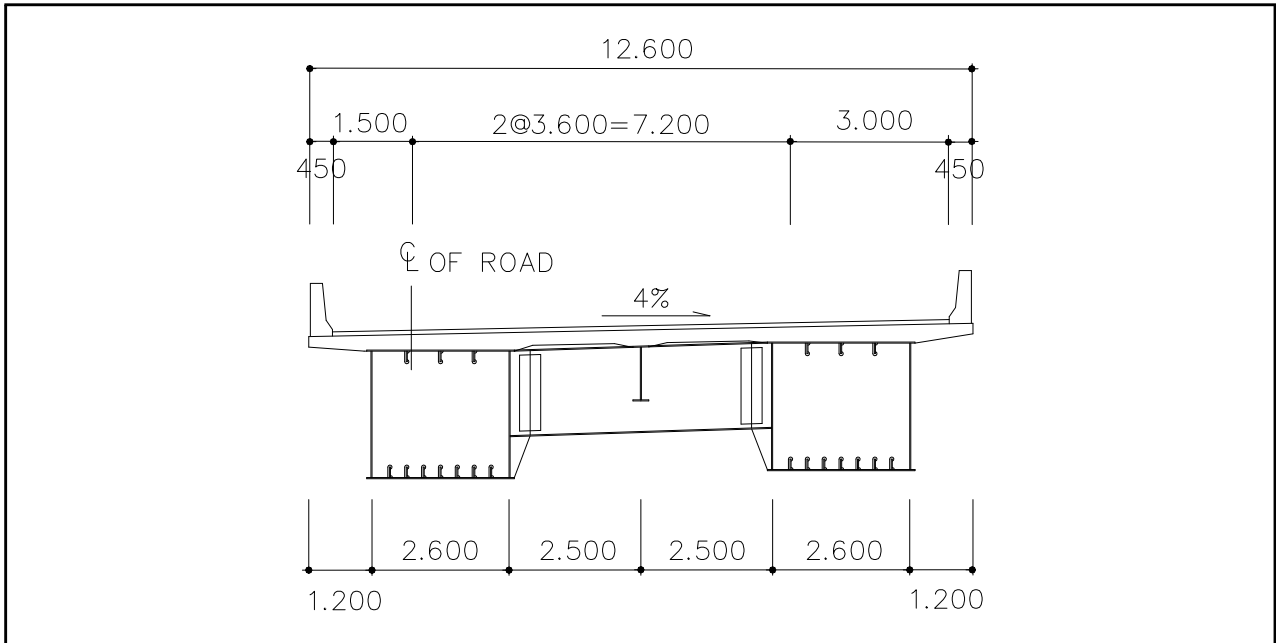
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	103.433	127.569	1.233	O.K
중양부	74.074	127.569	1.722	O.K

【표 5.2.35】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(대구 S4~S6)

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	48.236	131.937	240.000	125.000	477.501	O.K
중양부	36.580	100.055	240.000	125.000	629.654	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(대구 S4~S6)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

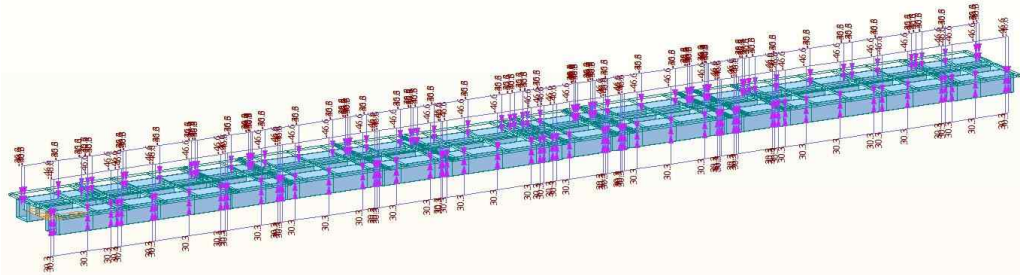
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

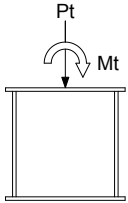
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	46.563	30.266	
G2	2.500	46.563	-30.266	

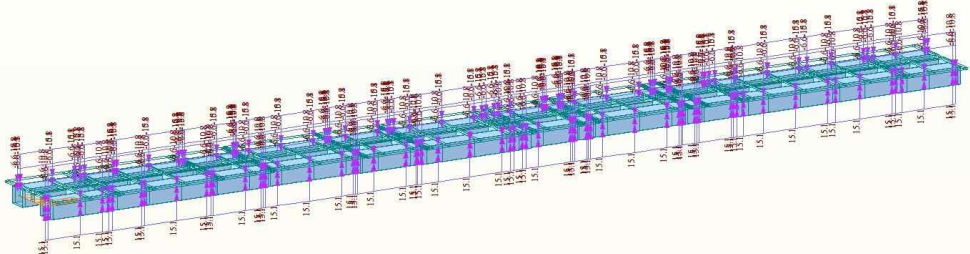
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)(대구 S4~S6)

② 합성후 고정하중

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

구 분	방호벽 자중		포장 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.638	15.101	10.764	-	
G2	6.638	-15.101	10.341	-	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	방호벽 및 포장 하중 

【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)(대구 S4~S6)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.600m																											
지간장(L)	• 2@50.000+40.000 = 140.0m																											
충격계수(i)	• 4, 5경간 : $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용 • 6경간 : $15 / (40+40.0) = 0.188 < 0.3 \quad \therefore i = 0.188$ 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 5.2.36】 등가경간장 및 적용식(대구 S4~S6)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$$\lambda_L = b$$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$$\lambda_L = 0.15 l$$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$$\lambda_S = b$$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

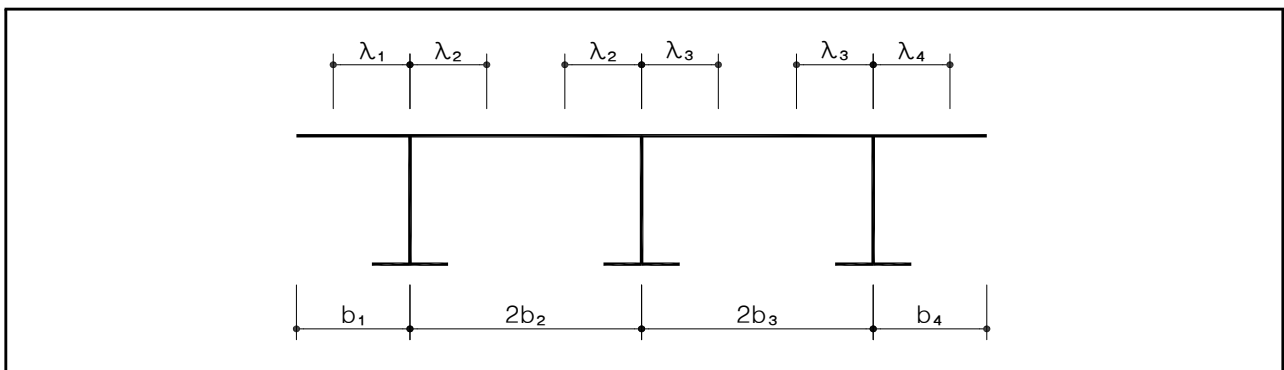
$b/l \geq 0.30$

$$\lambda_S = 0.15 l$$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭(대구 S4~S6)

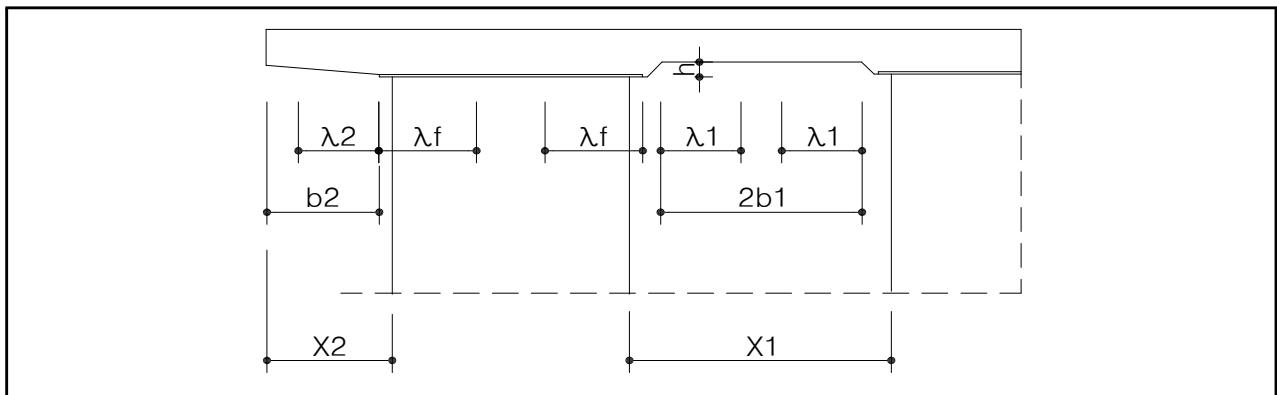
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
4 경간중앙부	40.000	M	
4 경간지점부	20.000	M	
5 경간중앙부	30.000	M	
5 경간지점부	18.000	M	
6 경간중앙부	32.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭(대구 S4~S6)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.37】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구 S4~S6)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
4 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
5 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979
5 경간지점부	18.000	2.600	2.416	0.929	2.600	2.416	0.929	6.300	5.173	0.821
6 경간중앙부	32.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	5.562	0.883

【표 5.2.38】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(대구 S4~S6)

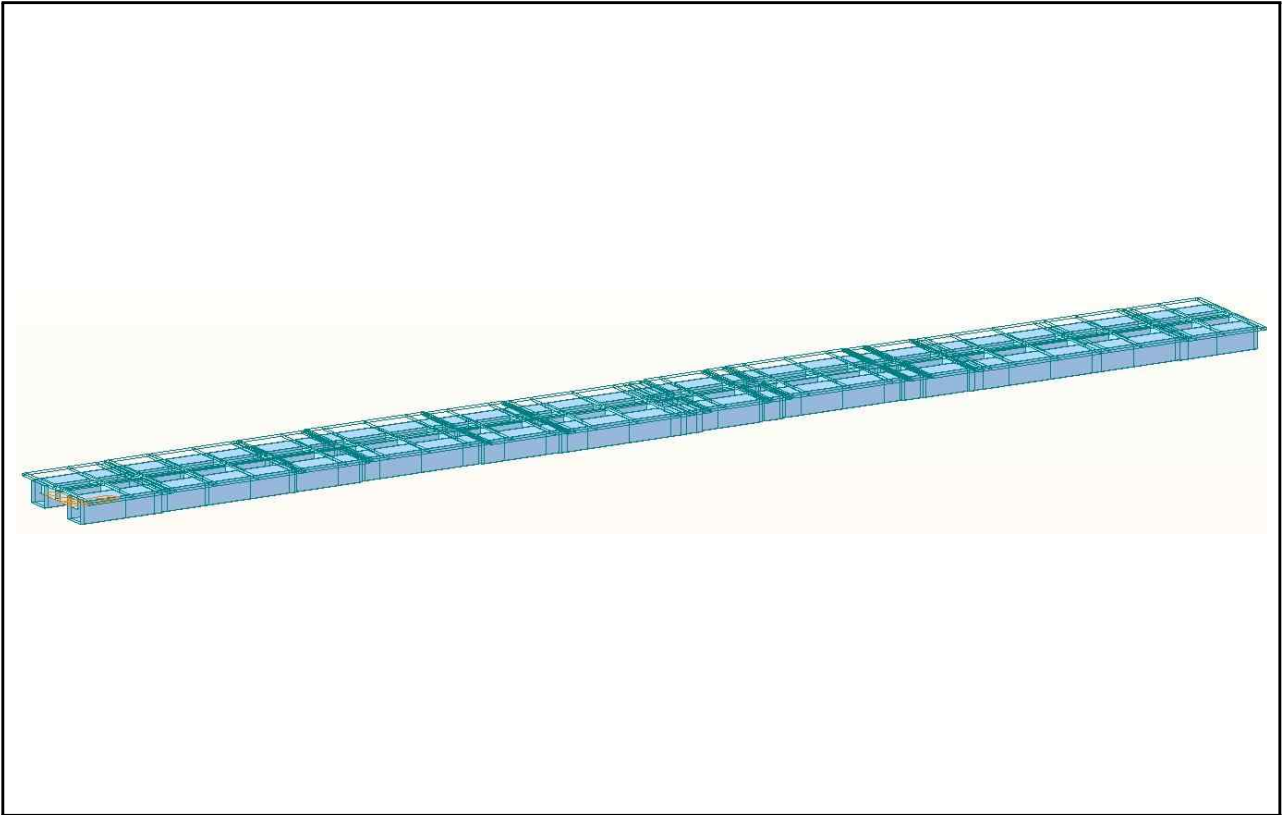
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
4 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
5 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979
5 경간지점부	18.000	2.600	2.416	0.929	2.600	2.416	0.929	6.300	5.173	0.821
6 경간중앙부	32.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	5.562	0.883

4) 모델링 및 단면제정수

① 모델링

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

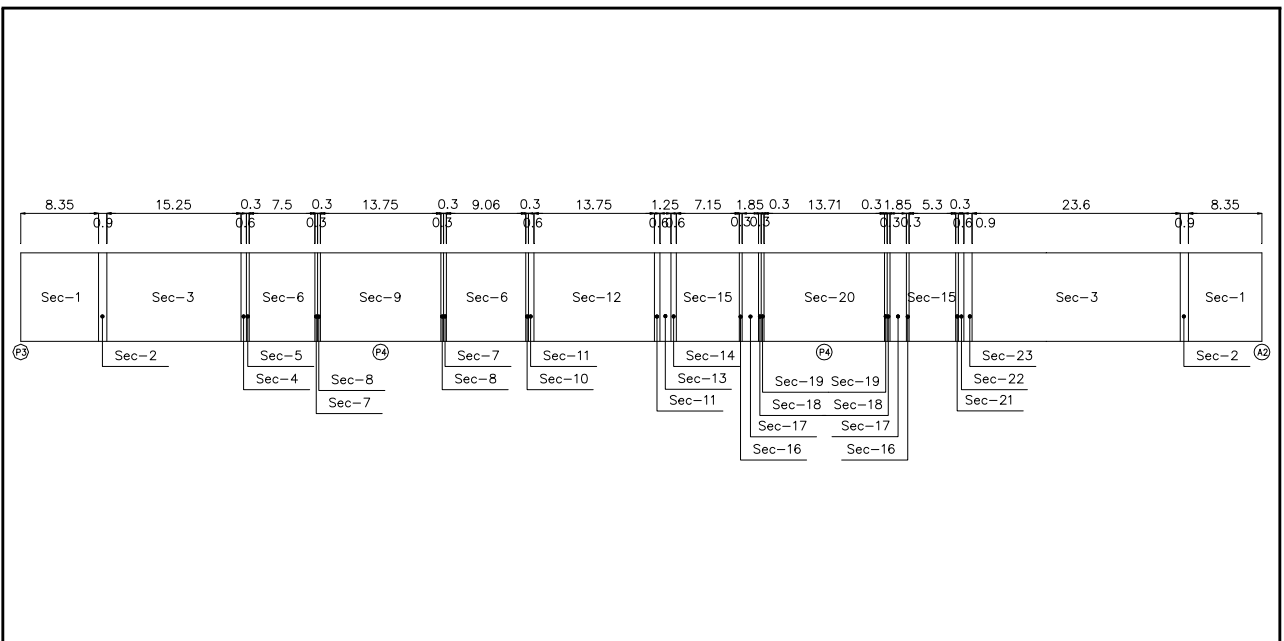
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링(대구 S4~S6)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치(대구 S4~S6)

【표 5.2.39】 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S4~S6)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	136,000	138,437,286,107	138,490,658,133	180,124,488,661	
	합성후	332,875	294,899,592,350	789,654,720,633	232,323,827,011	
단면 - 2	합성전	147,200	154,019,352,964	145,807,991,467	197,046,124,091	
	합성후	344,075	296,676,456,032	796,972,053,967	234,517,408,306	
단면 - 3	합성전	158,400	171,399,817,125	153,125,324,800	211,561,761,605	
	합성후	355,275	341,562,063,206	804,289,387,300	255,283,313,786	
단면 - 4	합성전	169,600	187,202,829,010	160,442,658,133	224,166,794,648	
	합성후	366,475	343,858,551,588	811,606,720,633	257,504,960,118	
단면 - 5	합성전	175,200	196,154,737,034	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	372,075	365,638,975,842	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 6	합성전	179,400	201,605,666,400	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	376,275	380,096,191,194	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 7	합성전	175,200	196,154,737,034	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	372,075	379,389,668,746	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 8	합성전	197,600	224,517,936,713	178,735,991,467	246,575,461,873	
	합성후	394,475	458,649,296,724	829,900,053,967	287,323,911,872	
단면 - 9	합성전	220,000	263,080,048,420	193,370,65,8133	265,367,988,116	
	합성후	416,875	466,722,095,695	844,534,720,633	291,806,025,540	
단면 - 10	합성전	162,600	174,242,614,450	153,125,324,800	207,979,966,678	
	합성후	359,475	314,292,258,610	804,289,387,300	236,425,916,020	
단면 - 11	합성전	145,800	152,004,405,600	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	342,675	311,399,122,801	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 12	합성전	141,600	146,523,238,757	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	338,475	295,798,262,489	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 13	합성전	155,400	156,612,405,600	158,699,430,400	203,797,388,124	
	합성후	352,275	321,834,773,684	809,863,492,900	255,297,423,587	
단면 - 14	합성전	172,200	178,993,467,220	169,675,430,400	225,132,447,777	
	합성후	369,075	325,032,474,726	820,839,492,900	258,814,463,382	
단면 - 15	합성전	194,600	214,295,585,648	184,310,097,067	257,339,349,200	
	합성후	391,475	409,909,107,865	835,474,159,567	302,135,648,633	
단면 - 16	합성전	205,800	229,215,263,657	191,627,430,400	267,000,674,598	
	합성후	402,675	449,053,597,703	842,791,483,900	315,446,212,383	

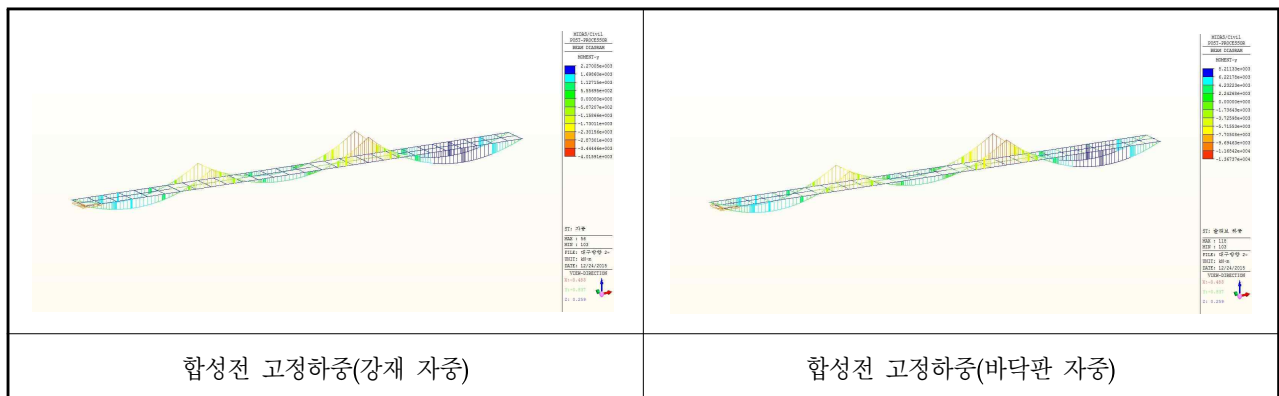
【표 5.2.39】 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(대구 S4~S6)-계속

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 17	합성전	222,600	256,306,024,800	202,603,430,400	284,685,681,679	
	합성후	419,475	454,853,220,024	853,767,492,900	319,585,970,660	
단면 - 18	합성전	218,400	250,880,301,242	202,603,430,400	284,685,681,679	
	합성후	415,275	453,869,253,921	853,767,492,900	319,585,970,660	
단면 - 19	합성전	235,200	273,545,680,725	213,579,430,400	296,619,328,538	
	합성후	432,075	510,181,307,532	864,743,492,900	334,596,460,170	
단면 - 20	합성전	246,400	292,563,127,662	220,896,763,733	305,711,351,181	
	합성후	443,275	514,909,795,322	872,060,826,233	337,186,258,770	
단면 - 21	합성전	190,400	209,188,357,209	184,3100,970,67	257,339,349,200	
	합성후	387,275	396,160,052,845	835,474,159,567	302,135,648,633	
단면 - 22	합성전	179,200	191,852,895,285	176,992,763,733	244,188,076,738	
	합성후	376,075	354,015,360,575	828,156,826,233	284,244,152,495	
단면 - 23	합성전	168,000	176,009,376,375	169,675,430,400	229,332,092,525	
	합성후	364,875	351,513,891,618	820,839,492,900	281,565,422,215	
부부재	가로보	21,000	6,232,700,000	45,125,000	700,000	
	세로보	15,200	1,613,572,267	54,066,667	612,267	

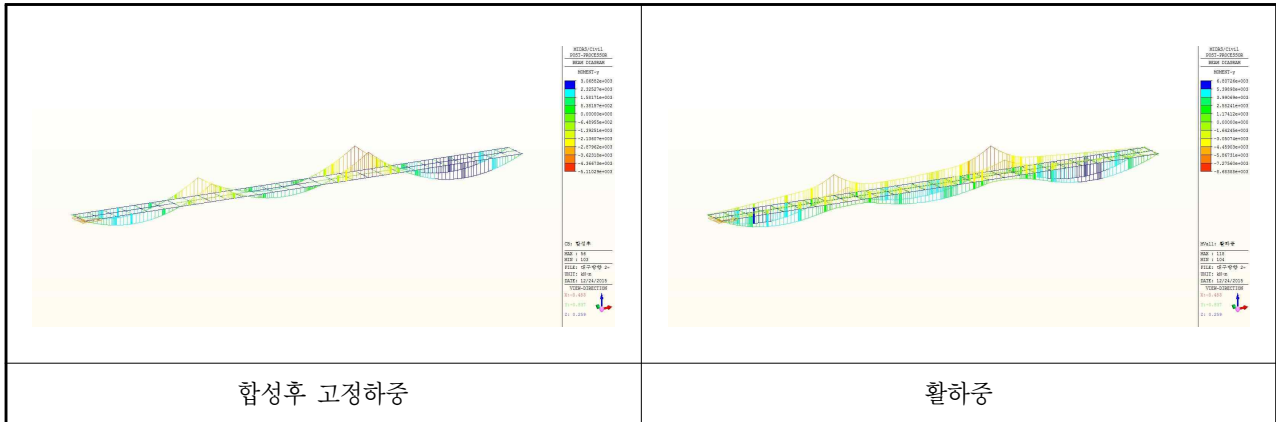
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

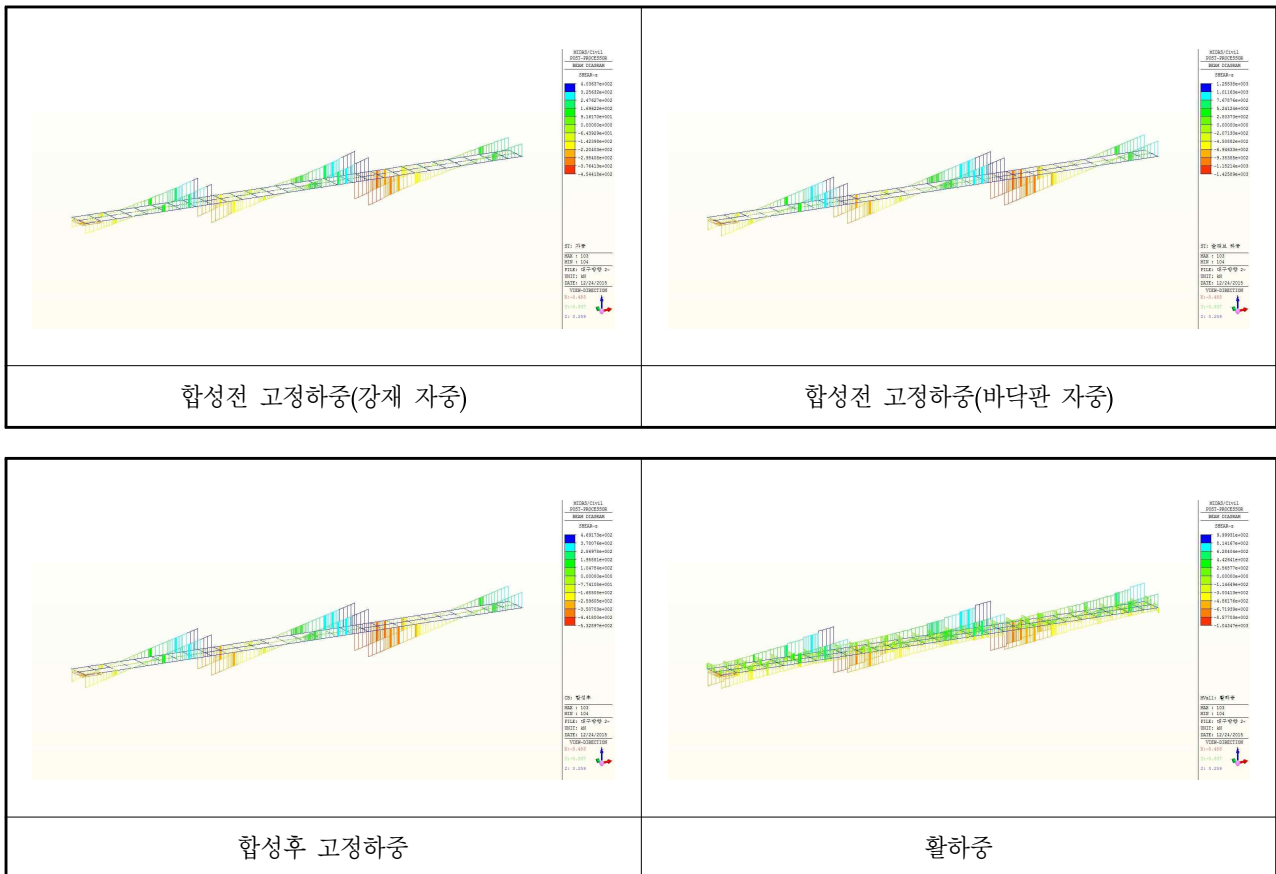


【그림 5.2.21】 휨모멘트도(대구 S4~S6)



【그림 5.2.22】 휨모멘트도(대구 S4~S6,계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.23】 전단력도(대구 S4~S6)

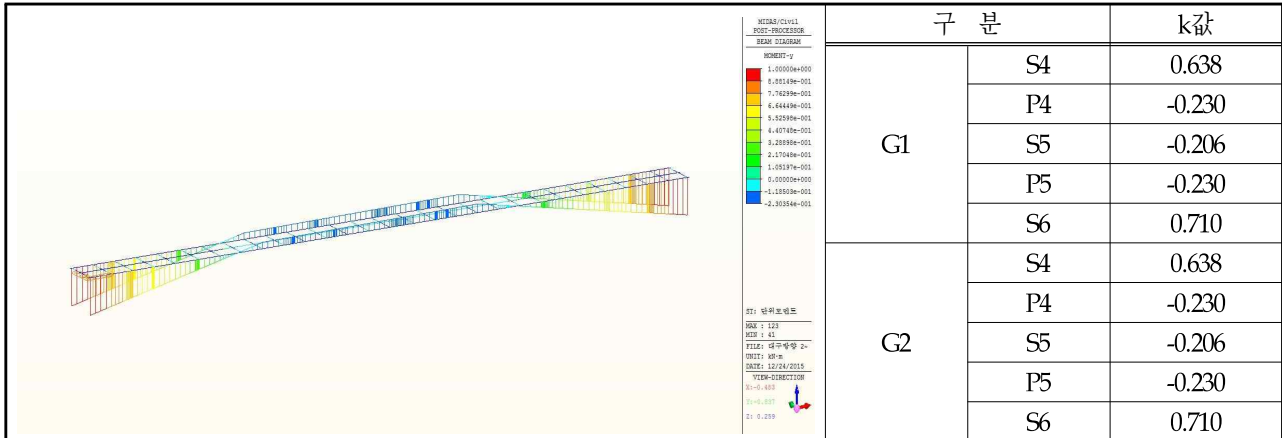
② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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 하

중을 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 5.2.40】 영향계수 k 값 산출 결과(대구 S4~S6)



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 5.2.41】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	10,479.181	3,068.824	5,615.774	546.967	19,710.746
	전단력 (kN)	255.273	74.886	341.479	28.048	699.686
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.028	-0.130	560.405	0.040	560.287
G2	휨모멘트 (kN · m)	10,479.181	3,068.824	6,807.264	546.967	20,902.236
	전단력 (kN)	255.273	74.886	387.342	28.048	745.549
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.028	0.130	375.325	0.040	375.523

【표 5.2.42】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	4,149.175	1,230.857	4,250.996	467.214	10,098.242
	전단력 (kN)	366.224	111.171	359.041	56.990	893.426
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.072	0.047	552.363	0.095	552.577
G2	휨모멘트 (kN · m)	4,149.175	1,230.857	5,137.749	467.214	10,984.995
	전단력 (kN)	366.224	111.171	419.102	56.990	953.487
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.736	0.164	341.739	0.095	342.734

【표 5.2.43】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	6,828.148	2,004.877	4,288.694	553.199	13,674.918
	전단력 (kN)	-21.054	-3.532	252.986	36.891	265.291
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.285	0.078	604.368	0.043	604.204
G2	휨모멘트 (kN · m)	6,828.148	2,004.877	5,484.877	553.199	14,871.101
	전단력 (kN)	-21.054	-3.532	298.459	36.891	310.764
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.285	-0.078	237.947	0.043	238.197

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.44】 1경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-17,689.648	-5,110.289	-6,001.096	-1,389.417	-30,190.45
	전단력 (kN)	-1,880.305	-532.897	-742.585	-57.027	-3,212.814
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.817	-1.403	-920.407	-0.136	-926.763
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,689.648	-5,110.289	-8,683.884	-1,389.417	-32,873.238
	전단력 (kN)	-1,880.305	-532.897	-1,043.466	-57.027	-3,513.695
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.963	-1.371	-842.921	-0.136	-849.391

【표 5.2.45】 2경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(대구 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-12,385.986	-3,604.159	-4,944.020	-1,498.985	-22,433.15
	전단력 (kN)	-1,426.998	-409.690	-694.452	-57.021	-2,588.161
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.334	-1.241	-782.896	-0.141	-788.612
G2	휨모멘트 (kN · m)	-12,385.986	-3,604.159	-7,163.984	-1,498.985	-24,653.114
	전단력 (kN)	-1,426.998	-409.690	-963.496	-57.021	-2,857.205
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.332	-1.249	-697.001	-0.141	-702.723

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 5.246】 G4 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	75.025	-73.542	162.886	190.000	2.171	2.584
1+2+3	87.480	-126.861	162.886	190.000	1.862	1.498
1+2+3+4	93.193	-126.190	187.319	190.000	2.010	1.506
1+2+3+4+5	109.092	-124.701	187.319	190.000	1.717	1.524
1+2+3+4+5+6	125.651	-122.059	211.752	218.500	1.685	1.790
1+2+3+4+5-6	92.533	-127.344	211.752	218.500	2.288	1.716

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.824 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{125.651}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.824}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.352 + 0.021 = 0.373 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-126.861}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.824}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.446 + 0.021 = 0.467 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.47】 G4 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.357	16.200	O.K(3.71)
	크리프, 건조수축 제외시	5.644	16.200	O.K(2.87)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	158.962	315.000	O.K(1.98)
	크리프, 건조수축 제외시	137.350	315.000	O.K(2.29)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.657	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-197.816	315.000	O.K(1.59)

㉕ 거더 G1(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.48】 G1 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.376	-35.266	142.767	190.000	4.278	5.388
1+2+3	41.563	-76.053	142.767	190.000	3.435	2.498
1+2+3+4	43.296	-73.591	164.182	190.000	3.792	2.582
1+2+3+4+5	53.543	-58.400	164.182	190.000	3.066	3.253
1+2+3+4+5+6	67.287	-39.976	185.597	218.500	2.758	5.466
1+2+3+4+5-6	39.799	-76.825	185.597	218.500	4.663	2.844

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 19.142 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{67.287}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{19.142}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.131 + 0.030 = 0.162 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-76.053}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{19.142}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.116 + 0.024 = 0.140 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉢ 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 5.2.49】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.580	16.200	O.K(4.52)
	크리프, 건조수축 제외시	5.012	16.200	O.K(3.23)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.276	315.000	O.K(3.69)
	크리프, 건조수축 제외시	73.296	315.000	O.K(4.29)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-127.136	315.000	O.K(2.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-144.788	315.000	O.K(2.17)

㉔ 거더 G1(6경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.50】 G1 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.886	-47.920	162.886	190.000	3.332	3.965
1+2+3	59.215	-87.704	162.886	190.000	2.751	2.166
1+2+3+4	63.208	-87.548	187.319	190.000	2.964	2.170
1+2+3+4+5	78.665	-87.244	187.319	190.000	2.381	2.178
1+2+3+4+5+6	94.955	-86.020	211.752	218.500	2.230	2.540
1+2+3+4+5-6	62.375	-88.468	211.752	218.500	3.395	2.470

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉒ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.571 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉓ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{94.955}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{8.571}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.201 + 0.006 = 0.207 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-87.704}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{8.571}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.213 + 0.006 = 0.219 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.251】 G1 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.630	16.200	O.K(4.46)
	크리프, 건조수축 제외시	4.803	16.200	O.K(3.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	118.928	315.000	O.K(2.64)
	크리프, 건조수축 제외시	99.478	315.000	O.K(3.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-138.694	315.000	O.K(2.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-139.154	315.000	O.K(2.26)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉔ 휨응력

【표 5.252】 G2 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	75.025	-73.542	162.886	190.000	2.171	2.584
1+2+3	89.087	-133.742	162.886	190.000	1.828	1.421
1+2+3+4	94.801	-133.072	187.319	190.000	1.976	1.428
1+2+3+4+5	110.699	-131.583	187.319	190.000	1.692	1.444
1+2+3+4+5+6	127.259	-128.941	211.752	218.500	1.664	1.695
1+2+3+4+5-6	94.140	-134.225	211.752	218.500	2.249	1.628

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.408 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{127.259}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.408}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.361 + 0.020 = 0.381 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-133.742}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.408}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.495 + 0.020 = 0.515 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.53】 G2 4경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.058	16.200	O.K(3.20)
	크리프, 건조수축 제외시	6.344	16.200	O.K(2.55)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.418	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	140.806	315.000	O.K(2.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.453	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-212.612	315.000	O.K(1.48)

㉕ 거더 G2(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.54】 G2 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.376	-35.266	142.767	190.000	4.278	5.388
1+2+3	42.784	-82.132	142.767	190.000	3.337	2.313
1+2+3+4	44.516	-79.670	164.182	190.000	3.688	2.385
1+2+3+4+5	54.764	-64.480	164.182	190.000	2.998	2.947
1+2+3+4+5+6	68.508	-46.056	185.597	218.500	2.709	4.744
1+2+3+4+5-6	41.020	-82.904	185.597	218.500	4.525	2.636

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 18.806 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{68.508}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{18.806}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.136 + 0.029 = 0.165 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-82.132}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{18.806}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.187 + 0.029 = 0.216 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 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 5.2.55】 G2 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.141	16.200	O.K(3.91)
	크리프, 건조수축 제외시	5.573	16.200	O.K(2.90)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	87.900	315.000	O.K(3.58)
	크리프, 건조수축 제외시	75.920	315.000	O.K(4.14)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.207	315.000	O.K(2.24)
	크리프, 건조수축 제외시	-157.859	315.000	O.K(1.99)

㉢ 거더 G2(6경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.56】 G2 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.886	-47.920	162.886	190.000	3.332	3.965
1+2+3	61.020	-94.655	162.886	190.000	2.669	2.007
1+2+3+4	65.013	-94.499	187.319	190.000	2.881	2.011
1+2+3+4+5	80.470	-94.195	187.319	190.000	2.328	2.017
1+2+3+4+5+6	96.760	-92.970	211.752	218.500	2.188	2.350
1+2+3+4+5-6	64.180	-95.419	211.752	218.500	3.299	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 6.958 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{96.760}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{6.958}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.209 + 0.004 = 0.213 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-94.655}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{6.958}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.248 + 0.004 = 0.252 < 1.2 \therefore O.K$$

㉣ 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 5.257】 G2 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.392	16.200	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	5.565	16.200	O.K(2.91)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	122.808	315.000	O.K(2.56)
	크리프, 건조수축 제외시	103.358	315.000	O.K(3.04)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-153.638	315.000	O.K(2.05)
	크리프, 건조수축 제외시	-154.098	315.000	O.K(2.04)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.258】 G1 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-93.077	89.602	190.000	190.000	2.041	2.120
1+2+3	-150.608	151.521	190.000	190.000	1.262	1.254
1+2+3+4	-156.282	142.436	190.000	190.000	1.216	1.334
1+2+3+4+5	-148.984	154.741	190.000	190.000	1.275	1.228
1+2+3+4+5+6	-132.948	177.801	218.500	218.500	1.644	1.229
1+2+3+4+5-6	-165.020	131.681	218.500	218.500	1.324	1.659

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.833 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-156.282}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.833}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.677 + 0.316 = 0.993 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{154.741}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{61.833}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.663 + 0.316 = 0.979 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.59】 G1 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-131.697	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.175	400.000	O.K(3.00)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-239.113	315.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-240.736	315.000	O.K(1.30)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	254.372	315.000	O.K(1.23)
	크리프, 건조수축 제외시	251.152	315.000	O.K(1.25)

㉞ 거더 G1(5경간)

① 휨응력

【표 5.2.60】 G1 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-66.233	63.729	190.000	190.000	2.869	2.981
1+2+3	-113.136	114.255	190.000	190.000	1.679	1.663
1+2+3+4	-117.463	108.057	190.000	190.000	1.618	1.758
1+2+3+4+5	-109.633	119.717	190.000	190.000	1.733	1.587
1+2+3+4+5+6	-92.875	141.853	218.500	218.500	2.353	1.540
1+2+3+4+5-6	-126.392	97.580	218.500	218.500	1.729	2.239

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} \nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 50.086 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{-117.463}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.086}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.382 + 0.207 = 0.590 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned} \left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 &= \left(\frac{141.853}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{50.086}{110.000} \right)^2 \\ &= 0.421 + 0.207 = 0.629 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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 5.2.61】 G1 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-108.572	400.000	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-111.896	400.000	O.K(3.57)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-185.898	315.000	O.K(1.69)
	크리프, 건조수축 제외시	-189.401	315.000	O.K(1.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	203.670	315.000	O.K(1.54)
	크리프, 건조수축 제외시	198.209	315.000	O.K(1.58)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.62】 G2 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-93.077	89.602	190.000	190.000	2.041	2.120
1+2+3	-163.028	164.846	190.000	190.000	1.165	1.153
1+2+3+4	-168.701	155.760	190.000	190.000	1.126	1.220
1+2+3+4+5	-161.405	168.066	190.000	190.000	1.177	1.131
1+2+3+4+5+6	-145.373	191.128	218.500	218.500	1.503	1.143
1+2+3+4+5-6	-177.438	145.004	218.500	218.500	1.231	1.507

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 66.551 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-168.701}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{66.551}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.788 + 0.366 = 1.154 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\alpha$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{168.066}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{66.551}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.782 + 0.366 = 1.148 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.63】 G2 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-163.439	400.000	O.K(2.44)
	크리프, 건조수축 제외시	-164.916	400.000	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-265.793	315.000	O.K(1.18)
	크리프, 건조수축 제외시	-267.416	315.000	O.K(1.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	283.013	315.000	O.K(1.11)
	크리프, 건조수축 제외시	279.793	315.000	O.K(1.12)

㉞ 거더 G2(5경간)

㉠ 휨응력

【표 5.2.64】 G2 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(대구 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-65.965	63.471	190.000	190.000	2.880	2.993
1+2+3	-123.294	125.192	190.000	190.000	1.541	1.518
1+2+3+4	-127.620	118.993	190.000	190.000	1.489	1.597
1+2+3+4+5	-119.792	130.654	190.000	190.000	1.586	1.454
1+2+3+4+5+6	-103.036	152.792	218.500	218.500	2.121	1.430
1+2+3+4+5-6	-136.547	108.517	218.500	218.500	1.600	2.014

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉡ 전단 및 비틀림

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

$$= 54.196 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉢ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-127.620}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{54.196}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.451 + 0.243 = 0.694 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{152.792}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{54.196}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.489 + 0.243 = 0.732 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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.

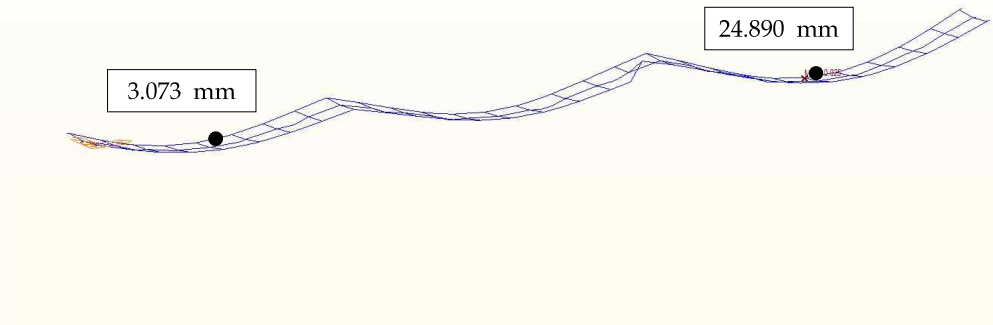
(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.65】 G2 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(대구 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-135.219	400.000	O.K(2.95)
	크리프, 건조수축 제외시	-138.542	400.000	O.K(2.88)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-207.948	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-211.450	315.000	O.K(1.48)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	227.399	315.000	O.K(1.38)
	크리프, 건조수축 제외시	221.937	315.000	O.K(1.41)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
40.0 m	3.073 mm	<	80.000 mm	O.K
50.0 m	24.890 mm	<	100.000 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= -2.489E-002
NODE= 181
COMB.= 2.489E-002
NODE= 181
SCALEFACTOR= 2.846E+002

MWall: 활하중
MAX : 181
MIN : 2
FILE: 대구방향 2-
UNIT: mm
DATE: 12/24/2015
VIEW-DIRECTION
X: -0.483
Y: -0.637
Z: 0.259

8) 받침용량 검토

【표 5.2.66】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
P3	SH1	1468.907	541.686	-65.748	28.115	-28.114	2161.512	1376.021	2000
	SH2								2000
	SH3	1468.907	787.294	-63.795	28.115	-28.115			2000
	SH4								2000
P4	SH1	4560.779	575.908	-88.998	85.270	-85.270	5360.413	4386.114	5000
	SH2								5000
	SH3	4560.779	852.819	-89.791	85.270	-85.271			5000
	SH4								5000
P5	SH1	3833.565	577.864	-123.330	94.120	-94.120	4642.614	3613.057	5000
	SH2								5000
	SH3	3833.565	851.994	-129.445	94.120	-94.121			5000
	SH4								5000
A2	SH1	1191.079	547.725	-80.039	36.966	-36.956	1897.331	1071.490	2000
	SH2								2000
	SH3	1191.079	790.846	-85.217	36.966	-36.967			2000
	SH4								2000

받침 최대반력의 P3, P4의 받침용량이 허용량을 초과하였으나, 외관조사 결과 구조적인 손상은 없으므로 주의관찰토록 한다.

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

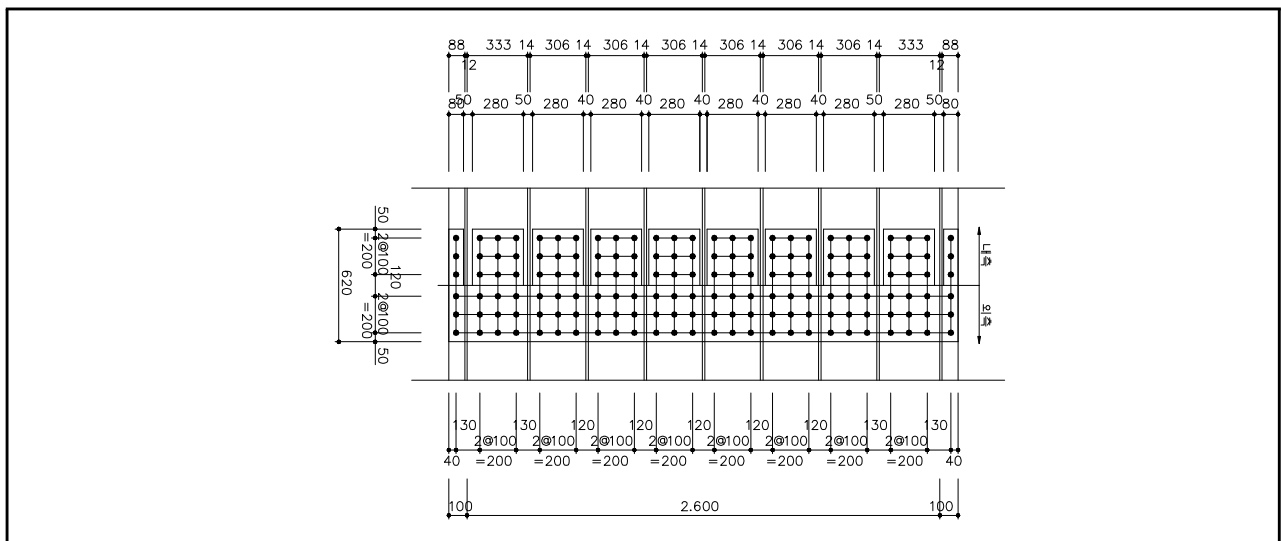
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 S1-G2-SP2(정모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
10,479.18	3,068.82	255.273	74.886	560.287	75.03	-73.54	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 5.2.24】 압축부 플랜지 이음(대구 S4~S6)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 75.025 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

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

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 19,500.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,800.0 \times 10.0 \times 2 = 56,000.0$$

$$A2 - 280.0 \times 10.0 \times 16 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 4 = 3,200.0$$

$$\Sigma = 104,000.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 35.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 23,750.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 839.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.204 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.209 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

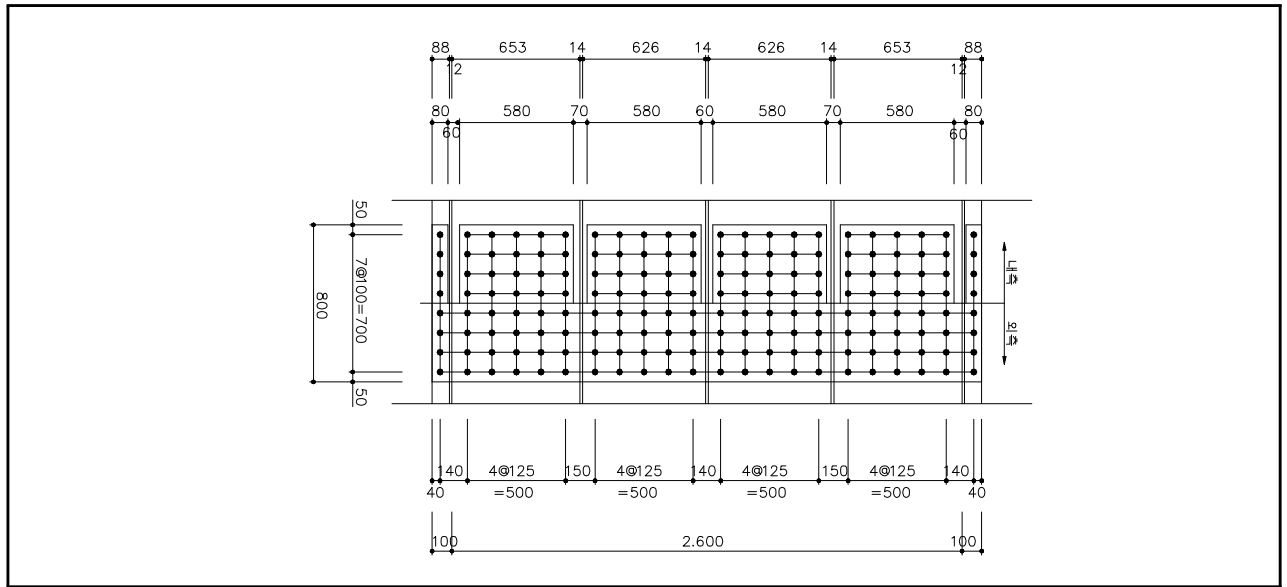
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 50.0\text{mm} \text{ (볼트의 피치)}$$

$$n = 3ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.25】 인장부 플랜지 이음(대구 S4~S6)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 73.542 \text{ MPa}$$

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

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 55.0ea \Rightarrow n_t = 176ea \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 27,300.0 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,800.0 \times 14.0 \times 2 = 78,400.0$$

$$A2 - 580.0 \times 14.0 \times 8 = 64,960.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 4 = 4,480.0$$

$$\Sigma = 147,840.0 \text{ mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 60.1 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 29,471.6 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,174.8 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.295 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.087 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

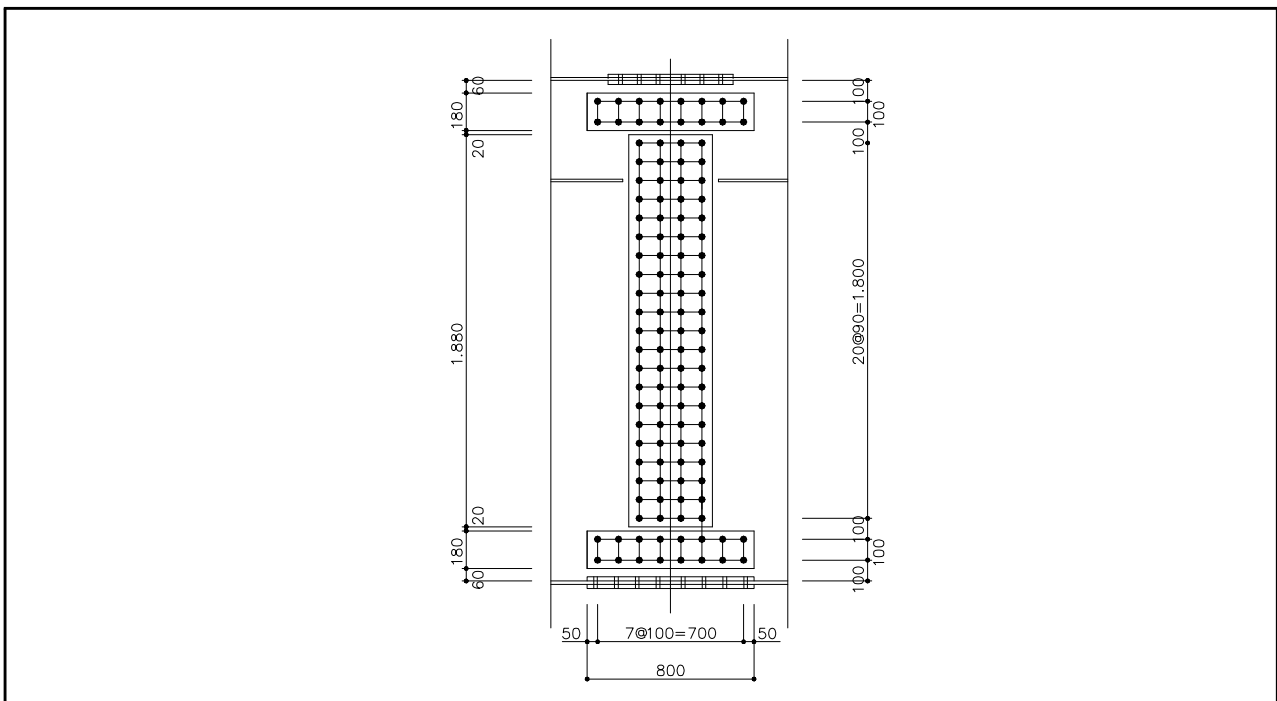
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 59.1 \text{ mm (볼트의 피치)}$$

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.26】 Web 이음(대구 S4~S6)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 4\text{열} \times (2,210,000) \times 2 + 2\text{열} \times (3,218,500) \times 2 = 300,574,000 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{30,574,000} \times 1,200 = 53.693 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (165,079.5 + 350,179.4) / 232 \text{ EA} = 2,220.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{50,906.6^2 + 2,220.9^2} = 50,955.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.516 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 704.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 226.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 8.183 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.837 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,237.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,186.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 470.1\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,953.9\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 11.231 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 12.627 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

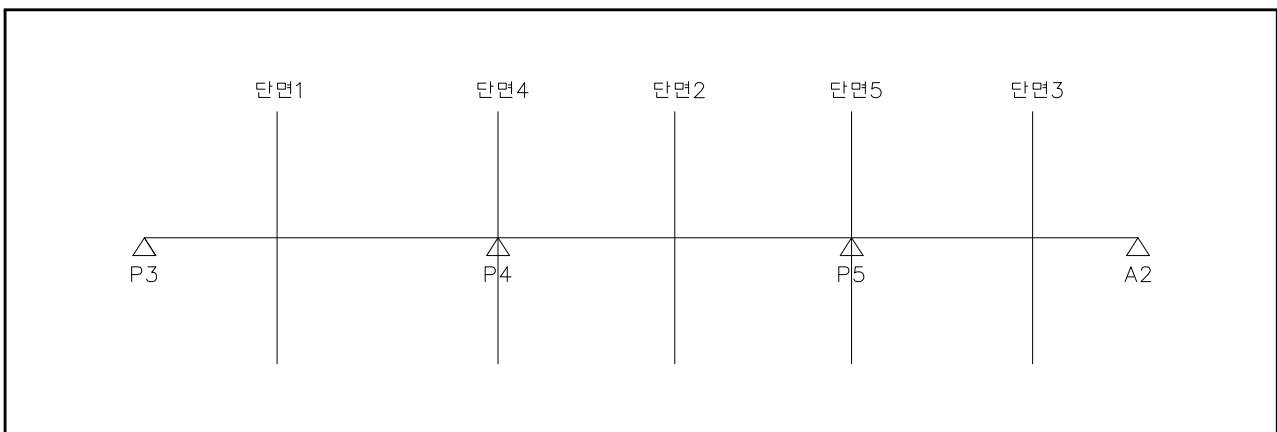
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

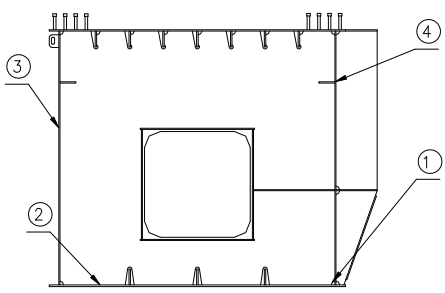
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



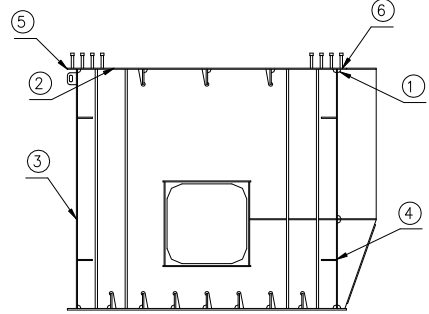
【그림 5.2.27】 피로조사 단면위치(대구 S4~S6)

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

<단면 1, 2, 3>

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, 4>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단파괴검토)	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	7627.759	8197.242	3.411E+11	1970	44.056	47.345	B	126	203	O.K
②				1970	44.056	47.345	C	91	147	O.K
③				1080	24.152	25.955	E	56	91	O.K
④				50	1.116	1.199	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	5606.457	9999.014	2.945E+11	2019	38.439	68.555	B	126	203	O.K
②				2019	38.439	68.555	C	91	147	O.K
③				1129	21.493	38.332	E	56	91	O.K
④				99	1.881	3.355	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	6910.816	7713.207	3.320E+11	1929	40.156	44.819	B	126	203	O.K
②				1929	40.156	44.819	C	91	147	O.K
③				1039	21.630	24.141	E	56	91	O.K
④				9	0.189	0.211	E	56	91	O.K

<단면 4>

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	5303.04	9035.786	2.564E+11	1271	26.280	44.778	B	126	203	O.K
②				1271	26.280	44.778	C	91	147	O.K
③				381	7.873	13.415	E	56	91	O.K
④				779	16.105	27.441	E	56	91	O.K
⑤				1142	23.625	40.254	E	56	91	O.K
⑥				1155	23.893	40.712	C	91	147	O.K

<단면 5>

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	6711.929	5504.782	2.527E+11	1271	33.756	27.685	B	126	203	O.K
②				1271	33.756	27.685	C	91	147	O.K
③				381	10.128	8.306	E	56	91	O.K
④				779	20.700	16.977	E	56	91	O.K
⑤				1142	30.331	24.876	E	56	91	O.K
⑥				1155	30.676	25.159	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 168을 설정하였음

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

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

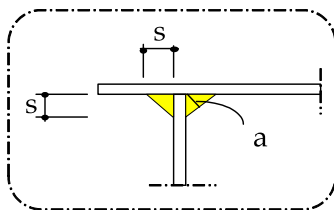
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트(mm³ = A (mm²) · 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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1548.116	26	2500	65000	1181	7.670E+07	2.564E+11	8	22.6	20.5	63	O.K
DL하중	2043.397									27.0	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1548.116	26	2500	65000	1271	8.251E+07	2.564E+11	8	22.6	22.0	63	O.K
DL하중	2043.397									29.1	84	O.K

5.2.3 부산방향(3@50, S1~S3)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@50.0 + 2@50.0 + 40.0 = 290.0\text{m}$ (총연장), $3@50.0 = 150.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.600m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- 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	19.4 < $\ell/r \leq 97.0$	16.6 < $\ell/r \leq 82.8$	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 < $\ell/r \leq 78.9$	15.8 < $\ell/r \leq 78.9$	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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.005	4.045	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.867	0.531	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.970	1.273	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.780	0.205	
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.910	1.959	
⑥	$1.15 \times 0.25 \times 25 = 7.188$	0.575	4.133	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.15 \times 0.05 \times 25 = 0.719$	0.383	0.276	
⑧	$0.08 \times 0.7 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	
계	17.559		12.872	

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)

- 유효하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, X = 0.400m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 90.246 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 103.433 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 63.722 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 59.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.811 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 48.236 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 103.433\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$= 48.236 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 131.937 \text{ MPa}$$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$

$$= 375 \times (210 / 131.937) - 2.5 \times 42.000 = 495.626\text{mm}$$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$

$$= 300 \times (210 / 131.937) = 477.501\text{mm}$$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 477.501\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 477.501\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.400 + 130) = 202.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074 \text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 685.817 \text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{mm} \leq s_a = 629.654 \text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.233으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.67】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S1~S3)

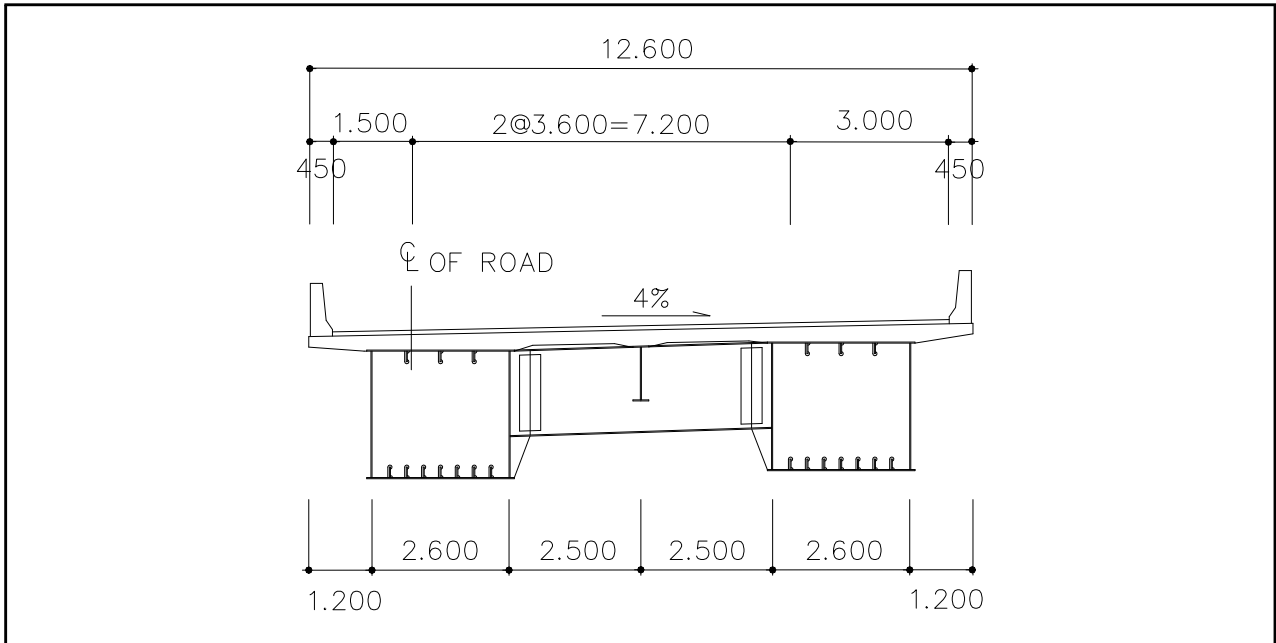
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	103.433	127.569	1.233	O.K
중양부	74.074	127.569	1.722	O.K

【표 5.2.68】 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	48.236	131.937	240.000	125.000	477.501	O.K
중양부	36.580	100.055	240.000	125.000	629.654	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.28】 해석단면(부산 S1~S3)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

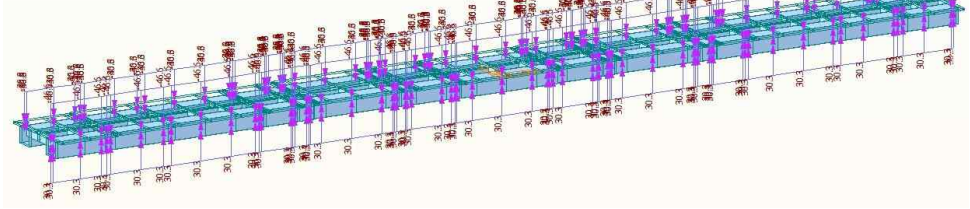
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

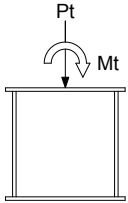
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중		기호의 정의
		Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	46.563	30.266	
G2	2.500	46.563	-30.266	

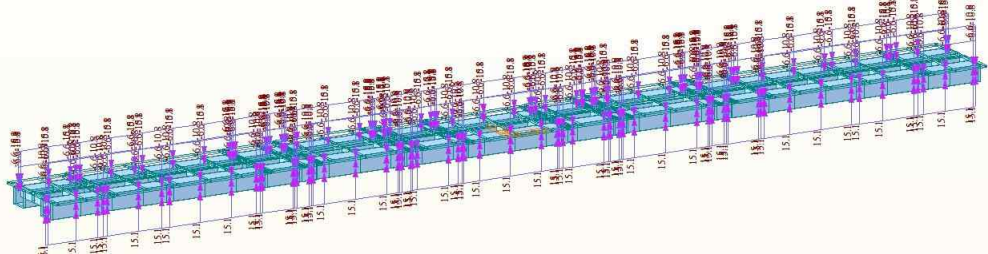
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.29】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S1~S3)

② 합성후 고정하중

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

구 분	방호벽 자중		포장 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.638	15.101	10.764	-	
G2	6.638	-15.101	10.341	-	

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	방호벽 및 포장 하중 

【그림 5.2.30】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S1~S3)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.600m																											
지간장(L)	• 3@50.000 = 150.0m																											
충격계수(i)	• 15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 ∴ i = 0.167 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 5.2.69】 등가경간장 및 적용식(부산 S1~S3)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉠ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

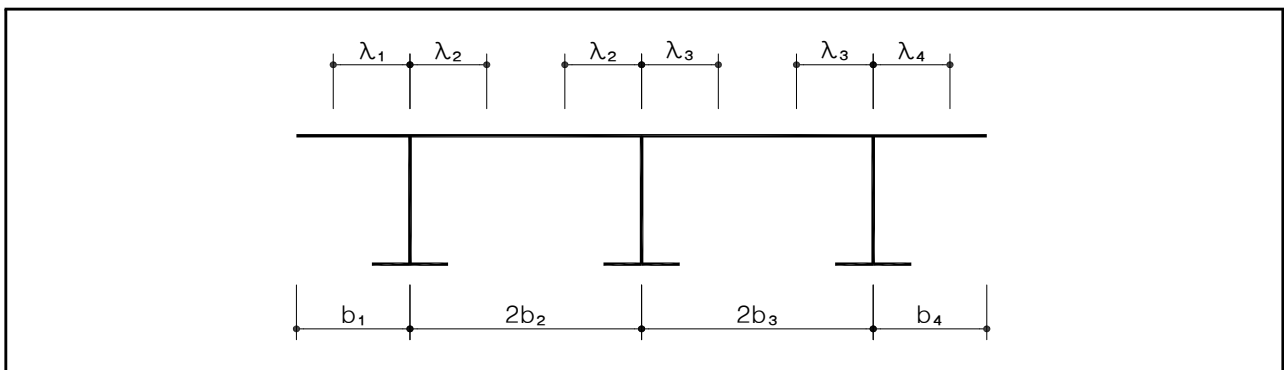
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.31】 플랜지의 유효폭(부산 S1~S3)

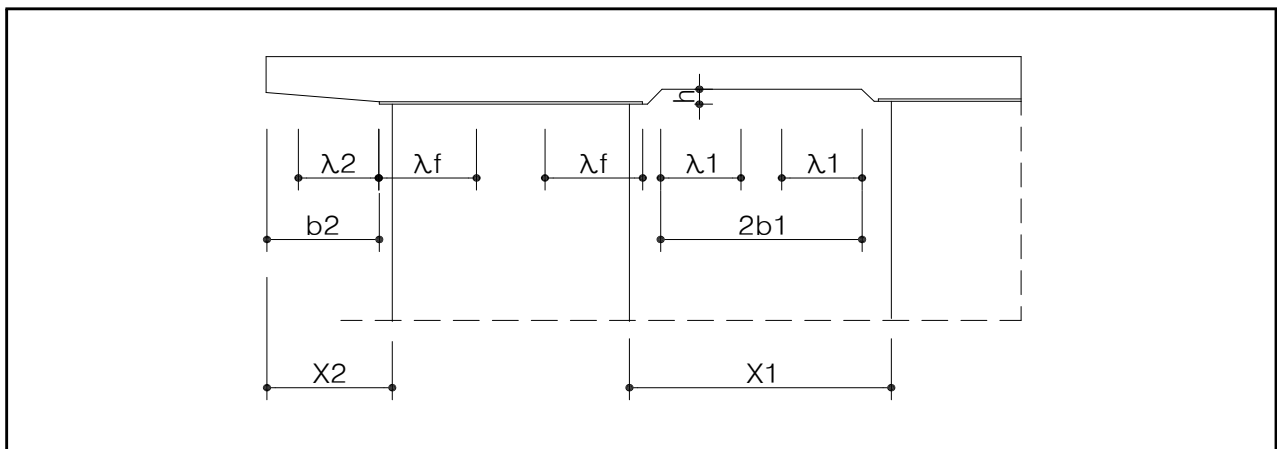
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1, 3 경간중앙부	40.000	M	
1, 2 경간지점부	20.000	M	
2 경간중앙부	30.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.32】 바닥판의 유효폭(부산 S1~S3)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.70】 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	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1, 3 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
1, 2 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
2 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979

【표 5.2.71】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S1~S3)

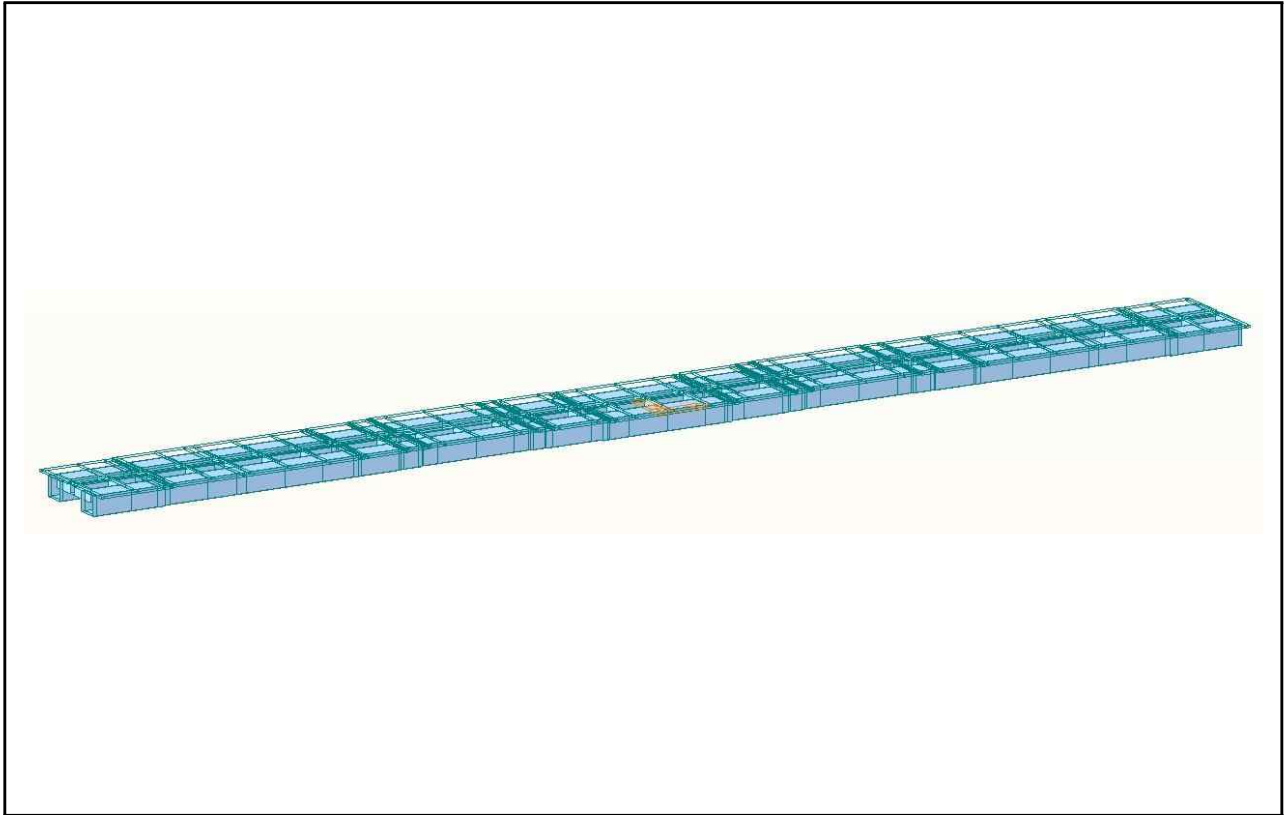
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
1 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
2 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	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.

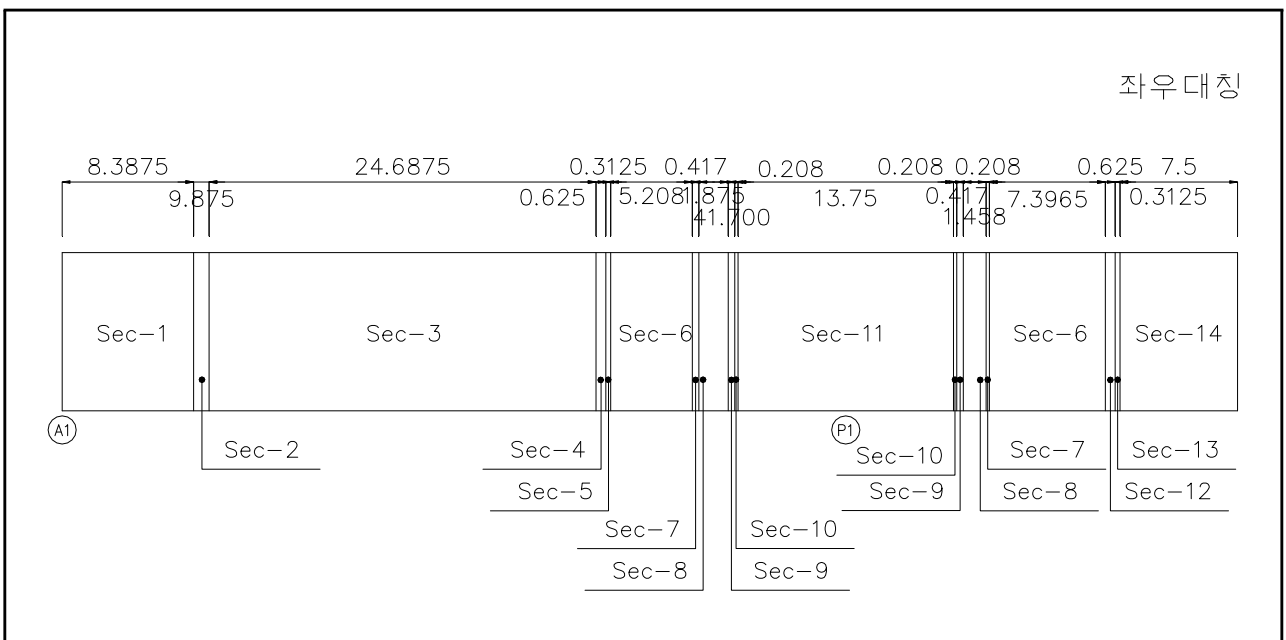
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.33】 해석모델링(부산 S1~S3)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



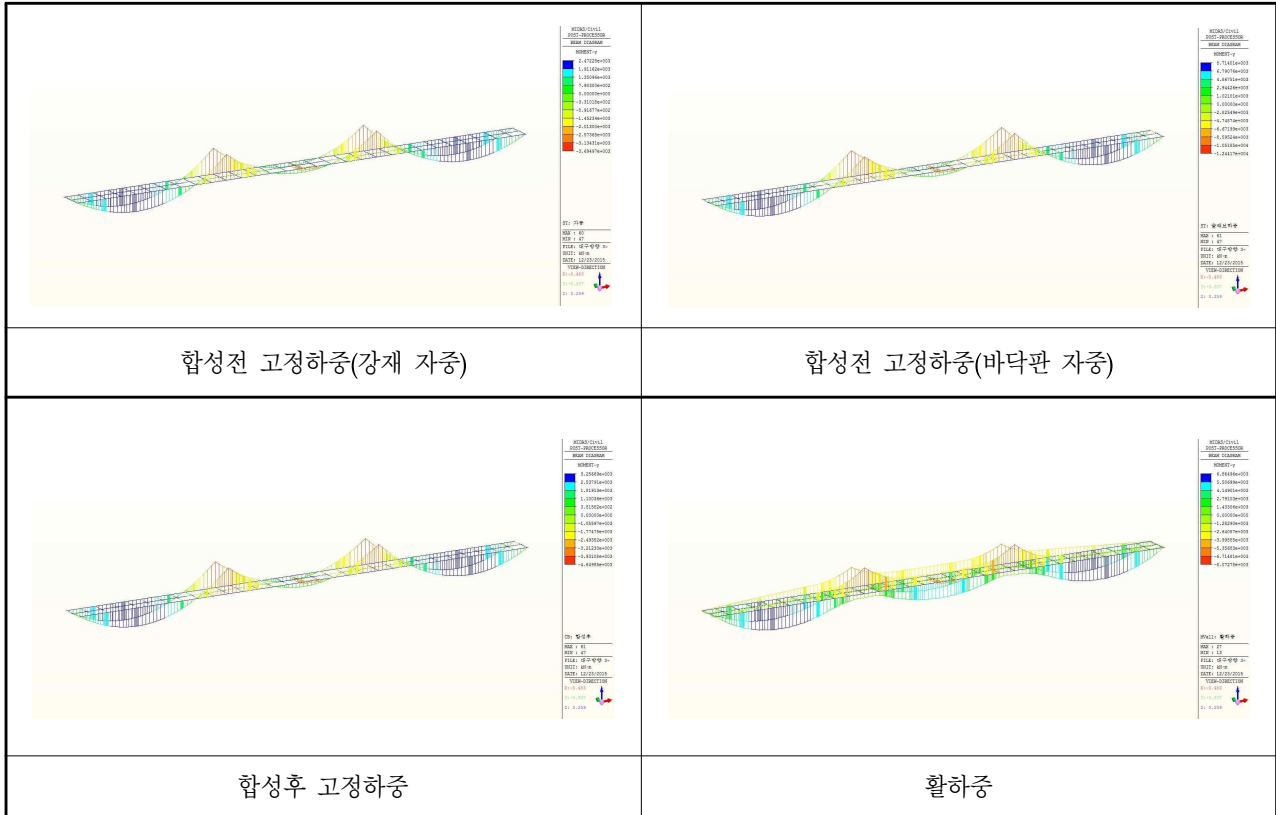
【그림 5.2.34】 거더 단면위치(부산 S1~S3)

【표 5.2.72】 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	136,000	138,437,286,107	138,490,658,133	180,124,488,661	
	합성후	332,875	294,899,592,350	789,654,720,633	232,323,827,011	
단면 - 2	합성전	147,200	154,019,352,964	145,807,991,467	197,046,124,091	
	합성후	344,075	296,676,456,032	796,672,053,967	234,517,408,306	
단면 - 3	합성전	164,000	179,238,845,769	156,783,991,467	216,918,986,478	
	합성후	360,875	363,025,287,964	807,948,053,967	263,078,252,386	
단면 - 4	합성전	180,800	203,865,525,298	167,759,991,467	235,226,626,636	
	합성후	377,675	366,903,480,445	818,924,053,967	266,486,152,188	
단면 - 5	합성전	186,400	212,805,160,667	171,418,658,133	240,502,889,335	
	합성후	383,275	388,239,648,285	822,582,720,633	273,247,407,987	
단면 - 6	합성전	190,600	218,248,433,333	171,418,658,133	240,502,889,335	
	합성후	387,475	402,368,272,592	822,582,720,633	273,247,407,897	
단면 - 7	합성전	201,800	234,044,995,444	178,735,991,467	248,929,349,698	
	합성후	398,675	442,522,566,677	829,900,053,967	284,110,321,418	
단면 - 8	합성전	213,000	251,698,024,800	186,053,324,800	257,937,202,965	
	합성후	409,875	446,153,553,234	837,217,387,300	286,285,099,091	
단면 - 9	합성전	208,800	246,267,601,309	186,053,324,800	257,937,202,965	
	합성후	405,675	445,229,917,505	837,217,387,300	285,285,099,091	
단면 - 10	합성전	225,600	268,821,519,803	197,029,324,800	267,735,035,156	
	합성후	422,475	502,407,134,654	848,193,387,300	298,321,049,264	
단면 - 11	합성전	236,800	287,932,960,059	204,346,658,133	275,148,817,489	
	합성후	433,675	506,949,408,676	855,510,720,633	300,406,431,318	
단면 - 12	합성전	168,200	180,715,418,072	156,783,991,467	212,128,398,742	
	합성후	365,075	315,215,412,912	807,948,053,967	237,292,534,608	
단면 - 13	합성전	145,800	152,004,405,600	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	342,675	311,399,122,801	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 14	합성전	141,600	146,523,238,757	142,149,324,800	198,610,578,443	
	합성후	338,475	295,798,262,489	793,313,387,300	233,460,754,432	
부부재	가로보	21,000	6,232,700,000	45,125,000	700,000	
	세로보	15,200	1,613,572,267	54,066,667	612,267	

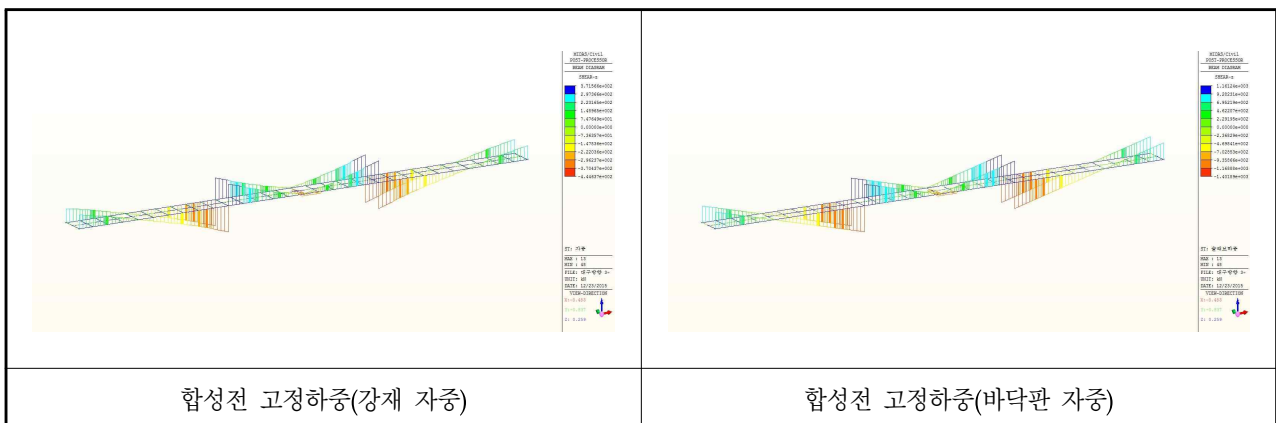
5) 구조해석 결과

- ① 단면력도
- ㉠ 휨모멘트

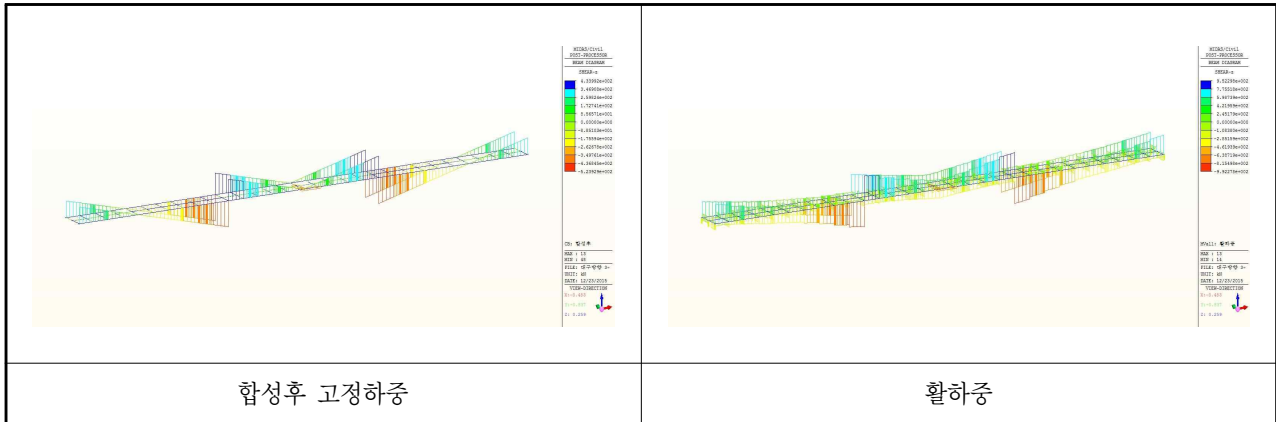


【그림 5.2.35】 휨모멘트도(부산 S1~S3)

㉡ 전단력



【그림 5.2.36】 전단력도(부산 S1~S3)



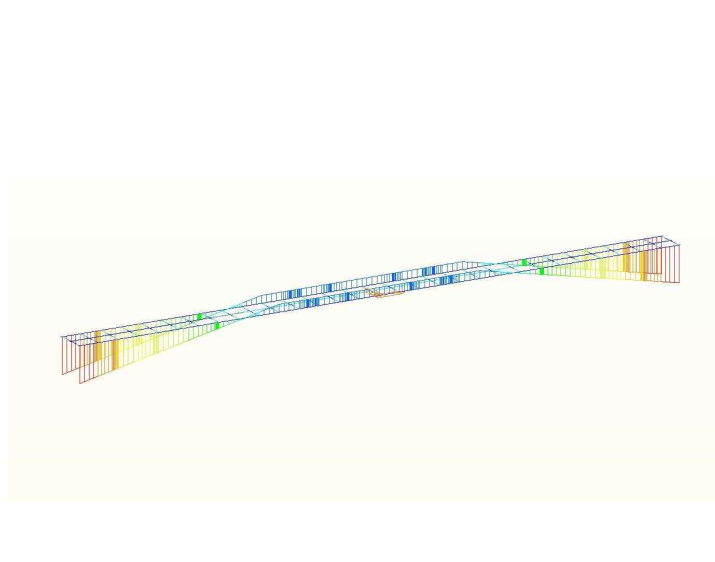
【그림 5.2.36】 전단력도(부산 S1~S3, 계속)

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 5.2.73】 영향계수 k 값 산출 결과(부산 S1~S3)

	구 분		k값
	G1	S1	0.643
		P1	-0.210
		S2	-0.210
		P2	-0.210
		S3	0.643
	G2	S1	0.643
		P1	-0.210
		S2	-0.210
		P2	-0.210
		S3	0.643

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 5.2.74】 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)	11,185.906	3,256.546	6,016.093	530.238	20,988.783
	전단력 (kN)	287.799	83.839	348.550	27.120	747.308
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.137	0.150	400.298	0.035	400.62
G2	휨모멘트 (kN · m)	11,185.906	3,256.546	6,864.963	530.238	21,837.653
	전단력 (kN)	287.799	83.839	380.825	27.120	779.583
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.137	-0.150	286.791	0.035	286.539

【표 5.2.75】 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)	2,628.263	776.876	4,400.307	385.605	8,191.051
	전단력 (kN)	287.978	86.883	374.431	53.719	803.011
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.553	0.093	357.334	0.092	359.072
G2	휨모멘트 (kN · m)	2,628.263	776.876	5,008.057	385.605	8,798.801
	전단력 (kN)	287.978	86.883	416.592	53.719	845.172
	비틀림모멘트 (kN · m)	1.553	0.093	353.942	0.092	355.68

【표 5.2.76】 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)	11,185.906	3,256.546	6,016.093	530.238	20,988.783
	전단력 (kN)	287.799	83.839	348.550	27.120	747.308
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.137	-0.150	399.199	0.035	398.947
G2	휨모멘트 (kN · m)	11,185.906	3,256.546	6,864.963	530.238	21,837.653
	전단력 (kN)	287.799	83.839	380.825	27.120	779.583
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.137	0.150	363.068	0.035	363.39

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.77】 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)	-16,136.708	-4,649.853	-6,311.953	-1,344.590	-28,443.104
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-796.784	-53.751	-3,220.991
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.558	-1.343	-726.264	-0.128	-732.293
G2	휨모멘트 (kN · m)	-16,136.708	-4,649.853	-8,072.782	-1,344.590	-30,203.933
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-992.278	-53.751	-3,416.485
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.083	-1.359	-751.347	-0.128	-757.917

【표 5.2.78】 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)	-16,136.708	-4,649.853	-6,311.953	-1,344.590	-28,443.104
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-796.784	-53.751	-3,220.991
	비틀림모멘트 (kN · m)	-5.083	-1.359	-794.549	-0.128	-801.119
G2	휨모멘트 (kN · m)	-16,136.708	-4,649.853	-8,072.782	-1,344.590	-30,203.933
	전단력 (kN)	-1,846.527	-523.929	-992.278	-53.751	-3,416.485
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.558	-1.343	-802.036	-0.128	-808.065

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 5.2.79】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	93.310	-135.120	162.886	190.000	1.746	1.406
1+2+3+4	99.385	-134.438	187.319	190.000	1.885	1.413
1+2+3+4+5	115.322	-133.024	187.319	190.000	1.624	1.428
1+2+3+4+5+6	131.902	-130.470	211.752	218.500	1.605	1.675
1+2+3+4+5-6	98.743	-135.578	211.752	218.500	2.144	1.612

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.603 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{131.902}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{15.603}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.388 + 0.020 = 0.408 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-135.120}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.603}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.506 + 0.020 = 0.526 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.80】 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	4.621	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	5.932	16.200	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	167.402	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	145.390	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-208.252	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.348	315.000	O.K(1.49)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.81】 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	21.142	-22.339	142.767	190.000	6.753	8.505
1+2+3	28.798	-60.477	142.767	190.000	4.958	3.142
1+2+3+4	29.889	-58.917	164.182	190.000	5.493	3.225
1+2+3+4+5	40.106	-43.661	164.182	190.000	4.094	4.352
1+2+3+4+5+6	53.835	-25.161	185.597	218.500	3.448	8.684
1+2+3+4+5-6	26.377	-62.161	185.597	218.500	7.036	3.515

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 16.301 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{53.835}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{16.301}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.084 + 0.022 = 0.106 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-60.477}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{16.301}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.101 + 0.022 = 0.123 < 1.2 \therefore O.K$$

㊦ 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 5.2.82】 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	3.546	16.200	O.K(4.56)
	크리프, 건조수축 제외시	4.884	16.200	O.K(3.31)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	68.073	315.000	O.K(4.62)
	크리프, 건조수축 제외시	56.764	315.000	O.K(5.54)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-108.194	315.000	O.K(2.91)
	크리프, 건조수축 제외시	-125.011	315.000	O.K(2.51)

㉔ 거더 G1(3경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.83】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	93.310	-135.120	162.886	190.000	1.746	1.406
1+2+3+4	99.385	-134.438	187.319	190.000	1.885	1.413
1+2+3+4+5	115.322	-133.024	187.319	190.000	1.624	1.428
1+2+3+4+5+6	131.902	-130.470	211.752	218.500	1.605	1.675
1+2+3+4+5-6	98.743	-135.578	211.752	218.500	2.144	1.612

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.592 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{131.902}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.592}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.388 + 0.020 = 0.408 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-135.120}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{15.592}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.506 + 0.020 = 0.526 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.284】 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	4.621	16.200	O.K(3.50)
	크리프, 건조수축 제외시	5.932	16.200	O.K(2.73)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	167.402	315.000	O.K(1.88)
	크리프, 건조수축 제외시	145.390	315.000	O.K(2.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-208.252	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-210.348	315.000	O.K(1.49)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉔ 휨응력

【표 5.285】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	0.261	0.190
1+2+3	94.455	-140.023	162.886	190.000	0.356	0.563
1+2+3+4	100.531	-139.341	187.319	190.000	0.308	0.557
1+2+3+4+5	116.468	-137.927	187.319	190.000	0.406	0.547
1+2+3+4+5+6	133.047	-135.373	211.752	218.500	0.414	0.403
1+2+3+4+5-6	99.888	-140.481	211.752	218.500	0.242	0.433

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.415 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{133.047}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.415}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.395 + 0.020 = 0.414 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.023}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.415}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.543 + 0.020 = 0.563 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.120	16.200	O.K(3.16)
	크리프, 건조수축 제외시	6.431	16.200	O.K(2.51)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.864	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	147.852	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-218.793	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.889	315.000	O.K(1.42)

㉕ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.87】 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	21.142	-22.339	142.767	190.000	6.753	8.505
1+2+3	29.634	-64.644	142.767	190.000	4.818	2.939
1+2+3+4	30.725	-63.084	164.182	190.000	5.344	3.012
1+2+3+4+5	40.942	-47.828	164.182	190.000	4.010	3.973
1+2+3+4+5+6	54.671	-29.328	185.597	218.500	3.395	7.450
1+2+3+4+5-6	27.213	-66.327	185.597	218.500	6.820	3.294

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 17.010 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{54.671}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{17.010}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.087 + 0.024 = 0.111 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-64.644}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{17.010}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.116 + 0.024 = 0.140 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㉢ 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 5.2.88】 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	3.931	16.200	O.K(4.12)
	크리프, 건조수축 제외시	5.269	16.200	O.K(3.07)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	69.871	315.000	O.K(4.50)
	크리프, 건조수축 제외시	58.563	315.000	O.K(5.37)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-117.153	315.000	O.K(2.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.969	315.000	O.K(2.35)

㉠ 거더 G2(3경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.89】 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	80.085	-78.502	162.886	190.000	2.034	2.420
1+2+3	94.455	-140.023	162.886	190.000	1.724	1.357
1+2+3+4	100.531	-139.341	187.319	190.000	1.863	1.364
1+2+3+4+5	116.468	-137.927	187.319	190.000	1.608	1.378
1+2+3+4+5+6	133.047	-135.373	211.752	218.500	1.592	1.614
1+2+3+4+5-6	99.888	-140.481	211.752	218.500	2.120	1.555

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.919 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{133.047}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{15.919}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.395 + 0.021 = 0.416 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-140.023}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.919}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.543 + 0.021 = 0.564 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

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

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.120	16.200	O.K(3.16)
	크리프, 건조수축 제외시	6.431	16.200	O.K(2.51)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	169.864	315.000	O.K(1.85)
	크리프, 건조수축 제외시	147.852	315.000	O.K(2.13)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-218.793	315.000	O.K(1.43)
	크리프, 건조수축 제외시	-220.889	315.000	O.K(1.42)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(1경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.91】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-132.986	128.366	190.000	190.000	1.429	1.480
1+2+3+4	-137.729	120.989	190.000	190.000	1.380	1.570
1+2+3+4+5	-130.799	132.275	190.000	190.000	1.453	1.436
1+2+3+4+5+6	-115.705	153.580	218.500	218.500	1.888	1.423
1+2+3+4+5-6	-145.893	110.969	218.500	218.500	1.498	1.969

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 60.699 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-137.729}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{60.699}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.525 + 0.304 = 0.830 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\alpha$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{153.580}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{60.699}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.494 + 0.304 = 0.799 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.92】 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	-124.344	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.376	400.000	O.K(3.16)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.071	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.259	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.128	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	217.219	315.000	O.K(1.45)

㉕ 거더 G1(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.93】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-132.986	128.366	190.000	190.000	1.429	1.480
1+2+3+4	-137.729	120.989	190.000	190.000	1.380	1.570
1+2+3+4+5	-130.799	132.275	190.000	190.000	1.453	1.436
1+2+3+4+5+6	-115.705	153.580	218.500	218.500	1.888	1.423
1+2+3+4+5-6	-145.893	110.969	218.500	218.500	1.498	1.969

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.148 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-137.729}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.148}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.525 + 0.309 = 0.834 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{153.580}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.148}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.494 + 0.309 = 0.803 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉢ 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 5.2.94】 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	-124.344	400.000	O.K(3.21)
	크리프, 건조수축 제외시	-126.376	400.000	O.K(3.16)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.071	315.000	O.K(1.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-216.259	315.000	O.K(1.45)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	221.128	315.000	O.K(1.42)
	크리프, 건조수축 제외시	217.219	315.000	O.K(1.45)

㉔ 거더 G2(1경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.95】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-140.578	136.194	190.000	190.000	1.352	1.395
1+2+3+4	-145.322	128.818	190.000	190.000	1.307	1.475
1+2+3+4+5	-138.390	140.103	190.000	190.000	1.373	1.356
1+2+3+4+5+6	-123.293	161.407	218.500	218.500	1.772	1.354
1+2+3+4+5-6	-153.487	118.799	218.500	218.500	1.424	1.839

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 60.866 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-145.322}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{60.866}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.585 + 0.306 = 0.891 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{161.407}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{60.866}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.546 + 0.306 = 0.852 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.96】 G2 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	-143.676	400.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.709	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-230.413	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.601	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	237.965	315.000	O.K(1.32)
	크리프, 건조수축 제외시	234.056	315.000	O.K(1.34)

㉔ 거더 G2(2경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.97】 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	-79.506	73.456	190.000	190.000	2.390	2.587
1+2+3	-140.578	136.194	190.000	190.000	1.352	1.395
1+2+3+4	-145.322	128.818	190.000	190.000	1.307	1.475
1+2+3+4+5	-138.390	140.103	190.000	190.000	1.373	1.356
1+2+3+4+5+6	-123.293	161.407	218.500	218.500	1.772	1.354
1+2+3+4+5-6	-153.487	118.799	218.500	218.500	1.424	1.839

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 64.587 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-145.322}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{64.587}{110.000} \right)^2$$

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

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{132.594}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{59.018}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.546 + 0.345 = 0.890 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

④ 항복에 대한 안전도 검사

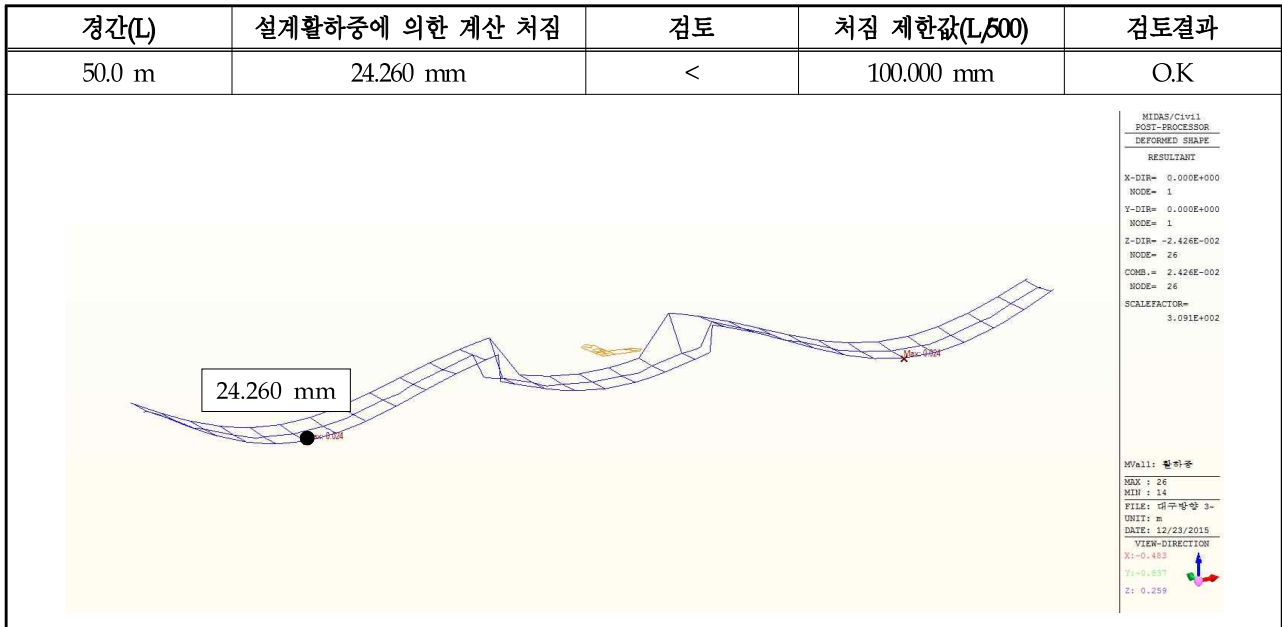
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.98】 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	-143.676	400.000	O.K(2.78)
	크리프, 건조수축 제외시	-145.709	400.000	O.K(2.74)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-230.413	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	-232.601	315.000	O.K(1.35)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	237.965	315.000	O.K(1.36)
	크리프, 건조수축 제외시	234.056	315.000	O.K(1.34)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.99】 반력 집계결과(대구)

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
A1	SH1	1516.633	598.849	-66.736	27.182	-27.182	2226.580	1424.118	2000
	SH2								2000
	SH3	1516.633	766.680	-63.930	27.182	-27.182			2000
	SH4								2000
P1	SH1	4356.411	637.317	-113.054	81.056	-81.056	5166.037	4159.448	5000
	SH2								5000
	SH3	4356.411	819.823	-118.761	81.056	-81.056			5000
	SH4								5000
P2	SH1	4356.411	637.317	-113.054	91.056	-81.058	5171.037	4159.447	5000
	SH2								5000
	SH3	4356.411	819.823	-118.761	81.056	-81.055			5000
	SH4								5000
A2	SH1	1516.633	598.850	-66.736	27.182	-27.181	2226.580	1424.119	2000
	SH2								2000
	SH3	1516.633	766.680	-63.930	27.182	-27.181			2000
	SH4								2000

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

9) 현장이음부

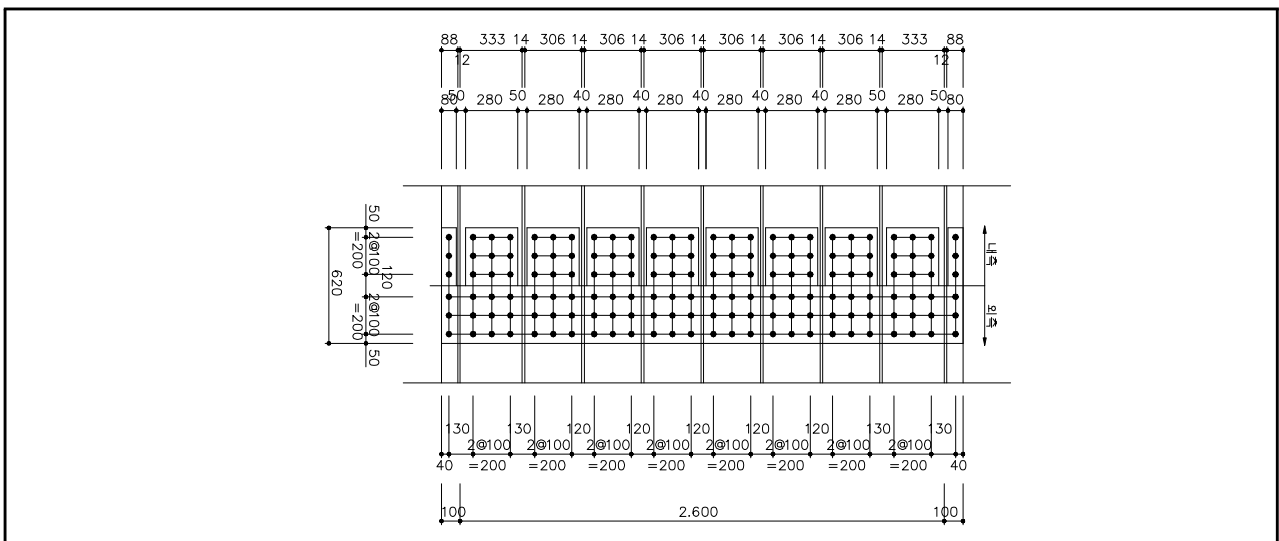
① 현장이음부 검토

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				
11,185.91	3,256.55	287.799	83.839	286.826	80.09	-78.50	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 5.237】 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.

$$f_s = 80.085 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{req} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 39ea \Rightarrow n_t = 156ea \quad \therefore O.K$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,800.0 \times 10.0 \times 2 = 56,000.0$$

$$A2 - 280.0 \times 10.0 \times 16 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 4 = 3,200.0$$

$$\Sigma = 104,000.0mm^2 \geq A_{req} \quad \therefore O.K$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 35.6 MPa \leq f_{sa} \quad \therefore O.K$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 23,750.0 N/ea \leq \rho_{sa} \quad \therefore O.K$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 946.1 N / ea \leq \rho_{sa} \quad \therefore O.K$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.204 \times 10^7 mm^3, \quad Q_v = 1.209 \times 10^7 mm^3$$

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

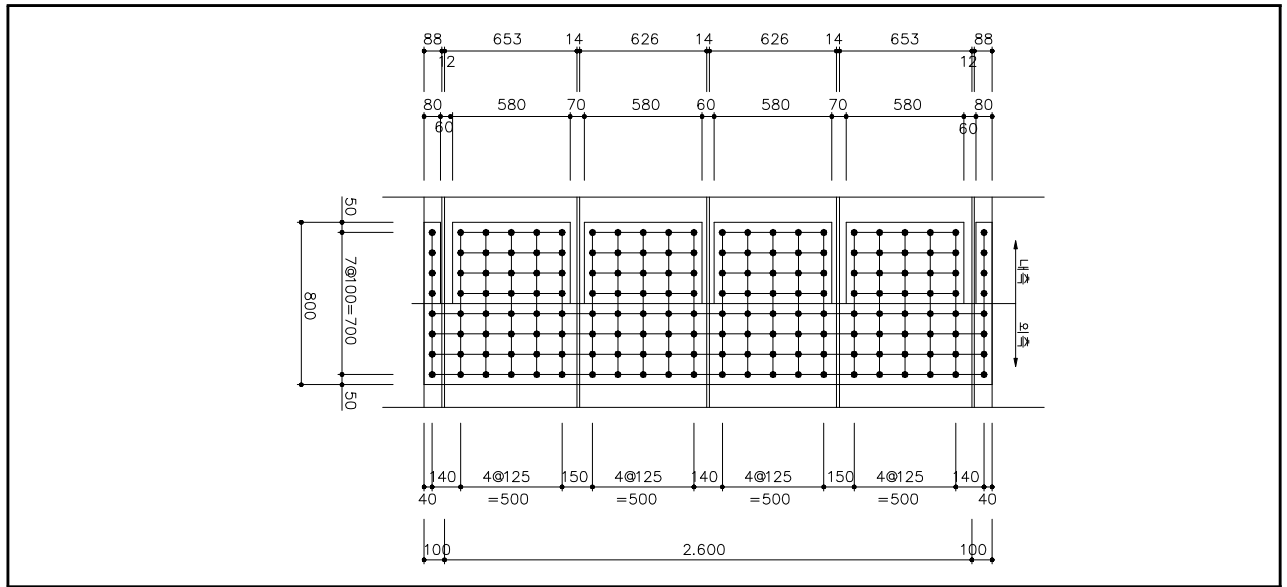
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} mm^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} mm^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 50.0mm(\text{볼트의 피치})$$

$$n = 3ea(\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.38】 인장부 플랜지 이음(부산 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.

$$f_s = 78.502\text{MPa}$$

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

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 14mm, 모재길이 = 2,600mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 55.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 176\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

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})

$$A1 - 2,800.0 \times 14.0 \times 2 = 78,400.0$$

$$A2 - 58.0 \times 14.0 \times 8 = 64,960.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 4 = 4,480.0$$

$$\Sigma = 147,840.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 4\text{열} \times (2,210,000) \times 2 + 2\text{열} \times (3,318,500) \times 2 = 30,554,000 \text{ mm}^2$$

중립축에서 연단까지 복부 연단까지 거리 $h_o = 1,200 \text{ mm}$

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{30,554,000} \times 1,200 = 53.728 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (185,819.0 + 179,266.3) / 232 \text{ EA} = 1,573.6 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{50,906.6^2 + 1,573.6^2} = 50,931.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉢ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.516 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 752.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 240.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 8.183 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.837 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,237.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,186.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 470.1\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,953.9\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 11.985 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 13.464 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

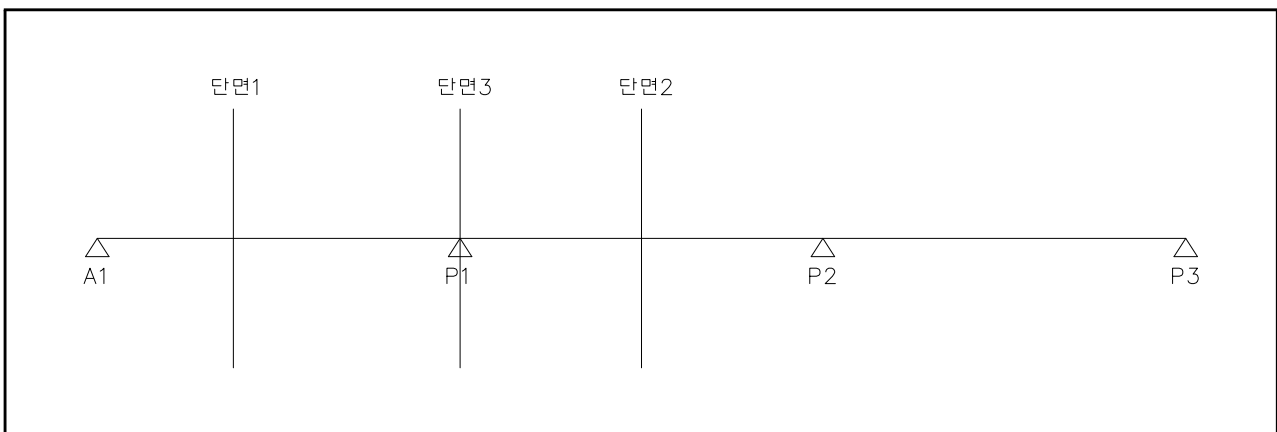
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

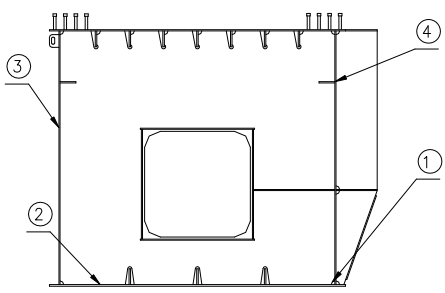
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



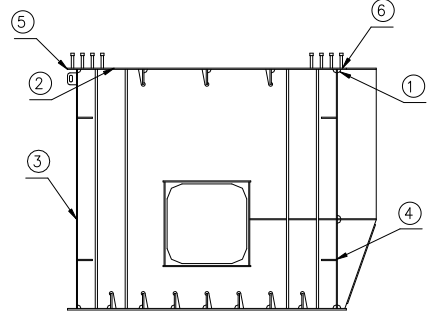
【그림 5.2.40】 피로조사 단면위치(부산 S1~S3)

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 (전단파괴검토)	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	7538.649	8264.386	3.411E+11	1970	43.541	47.733	B	126	203	O.K
②				1970	43.541	47.733	C	91	147	O.K
③				1080	23.869	26.167	E	56	91	O.K
④				50	1.103	1.209	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	6769.545	7858.727	2.945E+11	2019	46.413	53.881	B	126	203	O.K
②				2019	46.413	53.881	C	91	147	O.K
③				1129	25.952	30.127	E	56	91	O.K
④				99	2.271	2.637	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	5311.861	9748.868	2.793E+11	1246	23.690	43.478	B	126	203	O.K
②				1246	23.690	43.478	C	91	147	O.K
③				356	6.762	12.411	E	56	91	O.K
④				754	14.332	26.304	E	56	91	O.K
⑤				1167	22.205	40.753	E	56	91	O.K
⑥				1180	22.452	41.207	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 14을 설정하였음

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

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

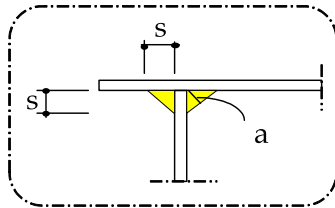
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

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	1486.160	28	2500	70000	1212	8.477E+07	2.793E+11	8	22.6	19.9	63	O.K
DL하중	1944.576									26.1	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1486.160	30	2500	75000	1246	9.330E+07	2.793E+11	8	22.6	21.9	63	O.K
DL하중	1944.576									28.7	84	O.K

5.2.4 부산방향(2@50+40, S4~S6)

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : $3@50.0 + 2@50.0 + 40.0 = 290.0\text{m}$ (총연장), $2@50.0 + 40.0 = 140.0\text{m}$ (검토구간)
- ③ 교량폭원 : 12.600m
- ④ 사 각 : 90.0°
- ⑤ 거더제원 : $B = 2.6\text{m}$, $H = 2.4\text{m}$
- 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	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	1.005	4.045	
②	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.867	0.531	
③	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.970	1.273	
④	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.780	0.205	
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.910	1.959	
⑥	$1.15 \times 0.25 \times 25 = 7.188$	0.575	4.133	
⑦	$\frac{1}{2} \times 1.15 \times 0.05 \times 25 = 0.719$	0.383	0.276	
⑧	$0.08 \times 0.7 \times 23 = 1.288$	0.350	0.451	
계	17.559		12.872	

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

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460\text{m}$$

여기서, X = 0.400m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.400} = 0.371 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.400 \times (1+0.300)}{1.460} = 34.192 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 90.246 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{co} = 103.433 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 0.65 M_w = 63.722 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 59.133 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 21.811 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 0.3 M_w = 48.236 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 바닥판의 최소두께(X=0.49 > 0.25인 경우)

$$h_{\min} = (80 \cdot X + 230) = (80 \times 0.400 + 230) = 262.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 262.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\Phi M_n = 127.569\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 103.433\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d)$
 $= 48.236 \times 1000000 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 131.937 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 131.937) - 2.5 \times 42.000 = 495.626\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 131.937) = 477.501\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 477.501\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 477.501\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{9.340 \times 2.400^2}{10} = 5.380\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.400m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.400} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.400+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 39.000\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{연속 바닥판이므로, } M_{\ell+i} = 0.8 \times 39.000 = 31.200\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 74.074\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} = 36.580\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.400 + 130) = 202.0\text{ mm} < 300.0\text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑤ 단면검토

- 검토조건

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

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

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

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

- 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

$$\Phi M_n = 127.569 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 74.074 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

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) = $M / (A_s \times j \times d) = 36.580 / (1588.8 \times 0.914 \times 250.0) = 100.055 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $50.0 - 16.0/2 = 42.000 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 100.055) - 2.5 \times 42.0 = 685.817 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 100.055) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 629.654 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 629.654 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.233으로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.100】 바닥판의 단면검토 결과(부산 S4~S6)

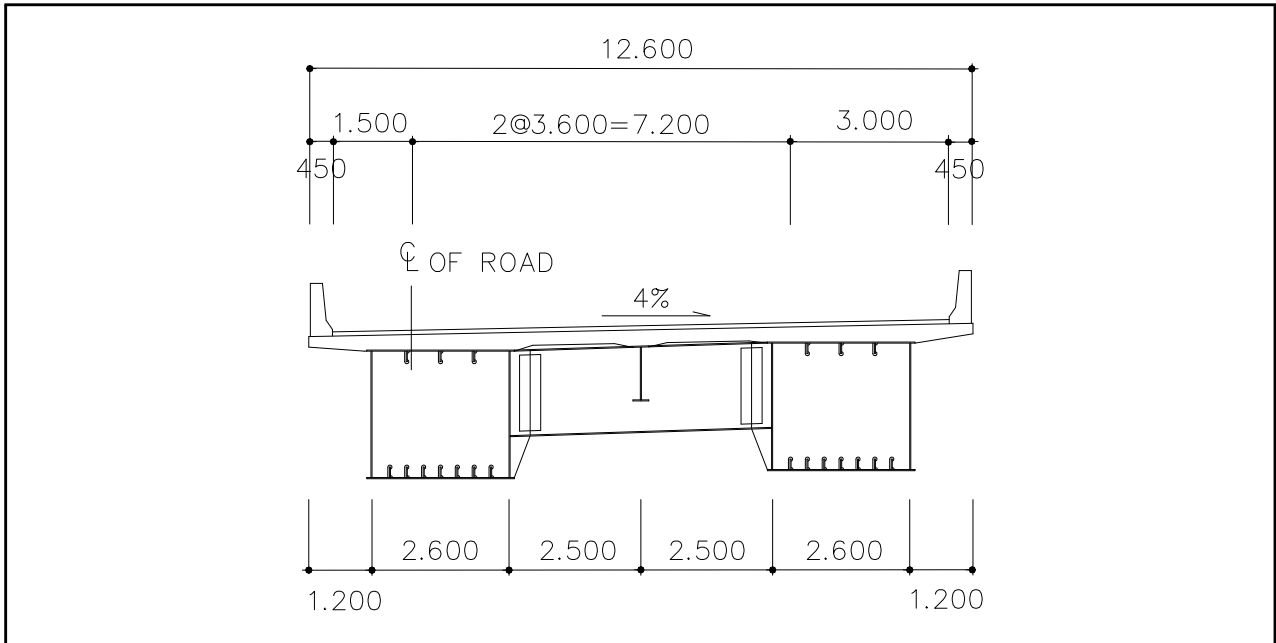
구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
좌측 캔틸레버부	103.433	127.569	1.233	O.K
중양부	74.074	127.569	1.722	O.K

【표 5.2.101】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과(부산 S4~S6)

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	48.236	131.937	240.000	125.000	477.501	O.K
중양부	36.580	100.055	240.000	125.000	629.654	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.41】 해석단면(부산 S4~S6)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

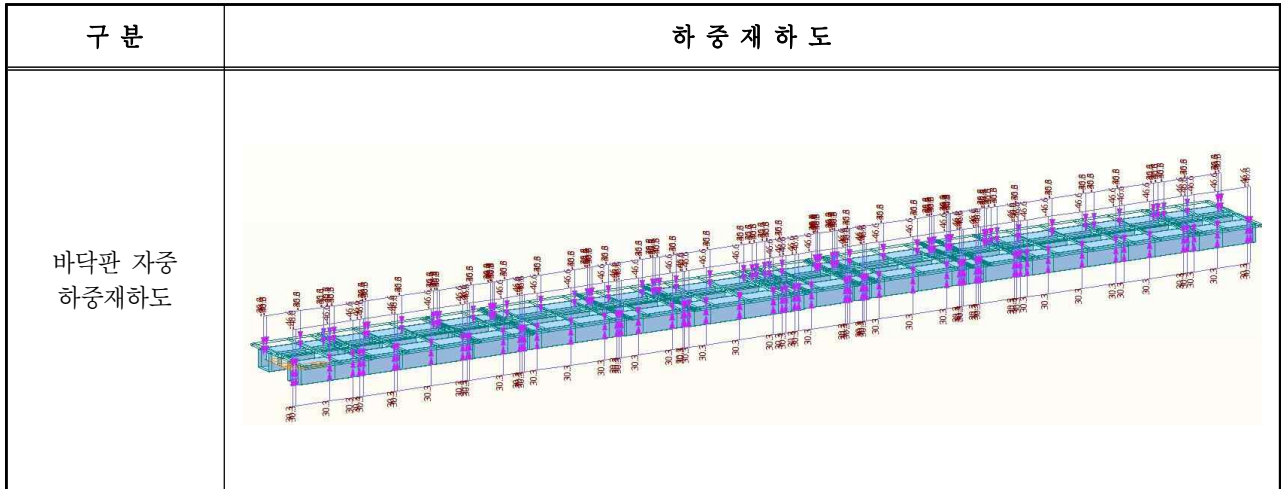
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 30% 할증 적용

- 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	46.563	30.266	
G2	2.500	46.563	-30.266	

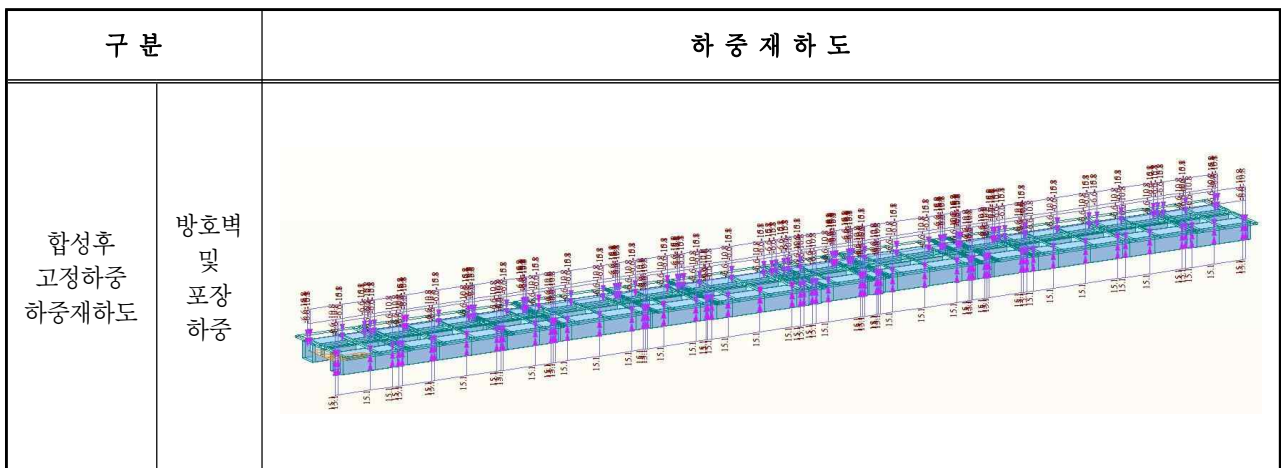


【그림 5.2.42】 하중재하도(바닥판 자중)(부산 S4~S6)

② 합성후 고정하중

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

구분	방호벽 자중		포장 자중		기호의 정의
	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	Pt (kN/m)	Mt(kN.m/m)	
G1	6.638	15.101	10.764	-	
G2	6.638	-15.101	10.341	-	



【그림 5.2.43】 하중재하도(합성후 고정하중)(부산 S4~S6)

③ 활하중

구 분	활하중																											
교 폭	• 12.600m																											
지간장(L)	• 2@50.000+40.000 = 140.0m																											
충격계수(i)	• 4, 5경간 : $15 / (40+50.0) = 0.167 < 0.3 \quad \therefore i = 0.167$ 적용 • 6경간 : $15 / (40+40.0) = 0.188 < 0.3 \quad \therefore i = 0.188$ 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>$6.0 \leq W_c < 9.1$</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></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%																											

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 5.2.102】 등가경간장 및 적용식(부산 S4~S6)

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

㉠ 적용식

㉠ $b/l \leq 0.05$

$\lambda_L = b$

$0.05 < b/l < 0.30$

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

$b/l \geq 0.30$

$\lambda_L = 0.15 l$

㉡ $b/l \leq 0.02$

$\lambda_S = b$

$0.02 < b/l < 0.30$

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

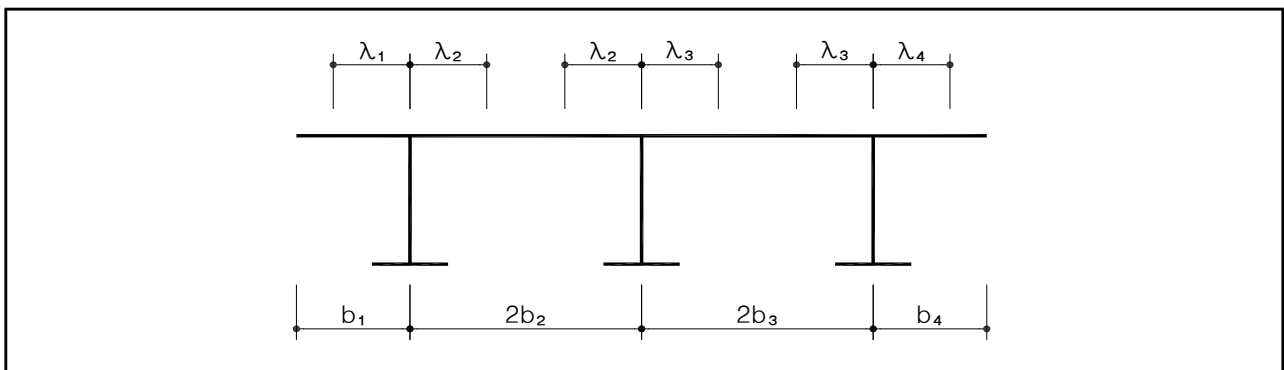
$b/l \geq 0.30$

$\lambda_S = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.44】 플랜지의 유효폭(부산 S4~S6)

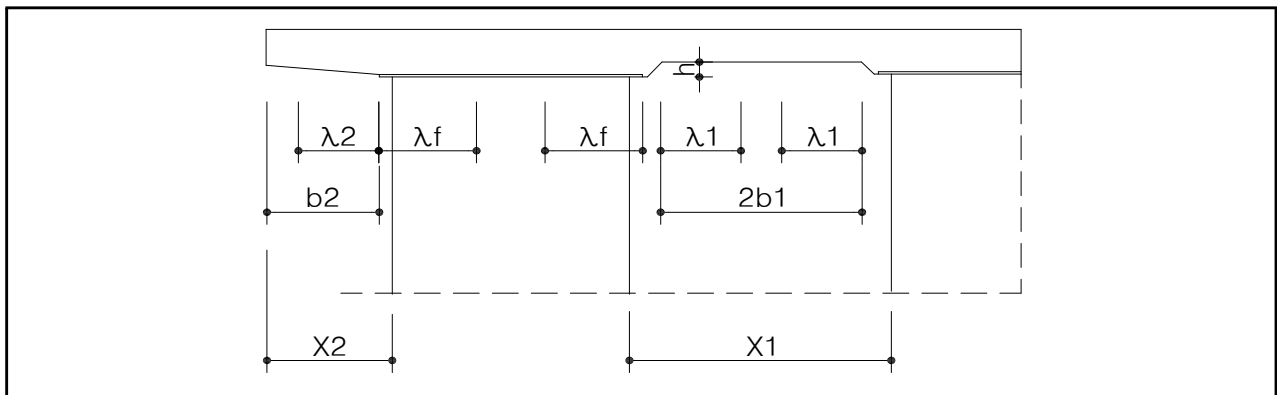
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
4 경간중앙부	40.000	M	
4 경간지점부	20.000	M	
5 경간중앙부	30.000	M	
5 경간지점부	18.000	M	
6 경간중앙부	32.000	M	

㉕ 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.45】 바닥판의 유효폭(부산 S4~S6)

㉖ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.103】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S4~S6)

구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
4 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
5 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979
5 경간지점부	18.000	2.600	2.416	0.929	2.600	2.416	0.929	6.300	5.173	0.821
6 경간중앙부	32.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	5.562	0.883

【표 5.2.104】 G2 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭(부산 S4~S6)

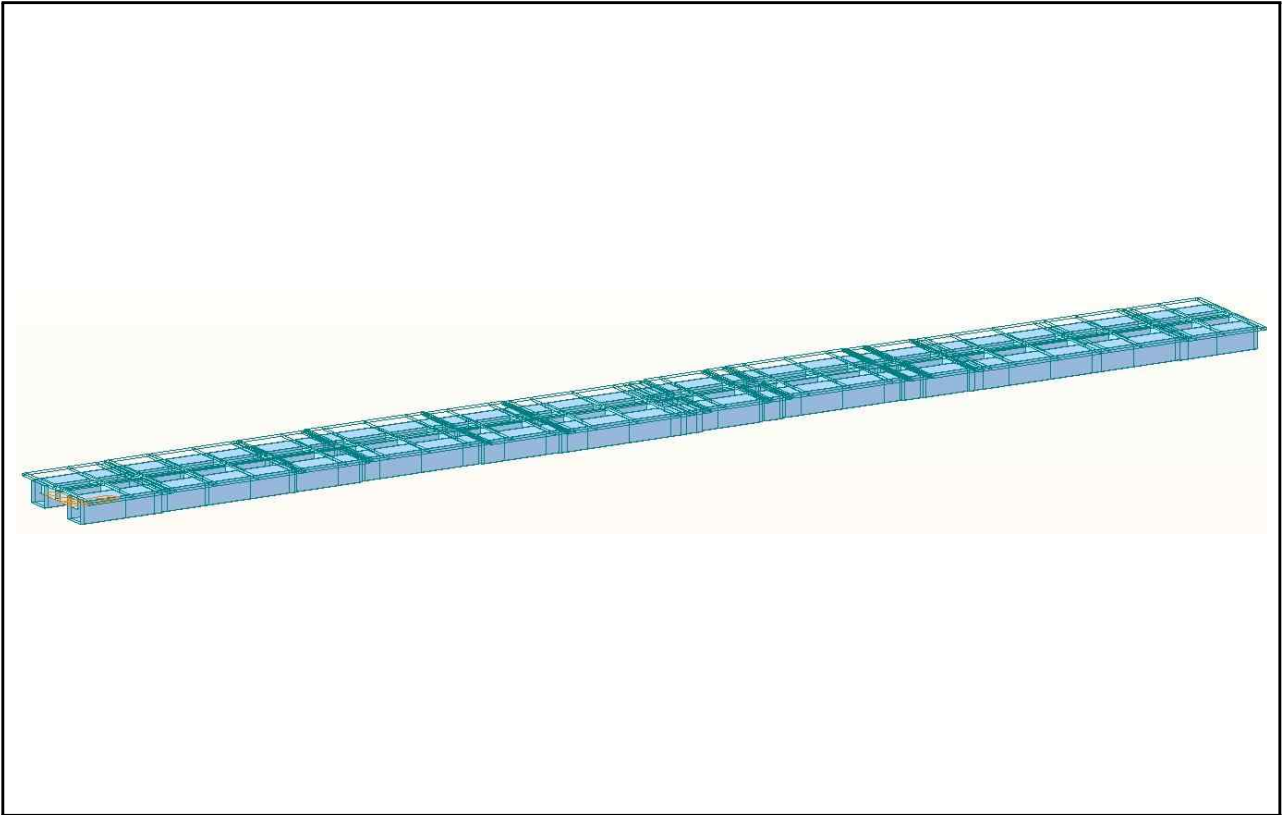
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
4 경간중앙부	40.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.259	0.993
4 경간지점부	20.000	2.600	2.465	0.948	2.600	2.465	0.948	6.300	5.255	0.834
5 경간중앙부	30.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	6.167	0.979
5 경간지점부	18.000	2.600	2.416	0.929	2.600	2.416	0.929	6.300	5.173	0.821
6 경간중앙부	32.000	2.600	2.800	1.077	2.600	2.800	1.077	6.300	5.562	0.883

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.

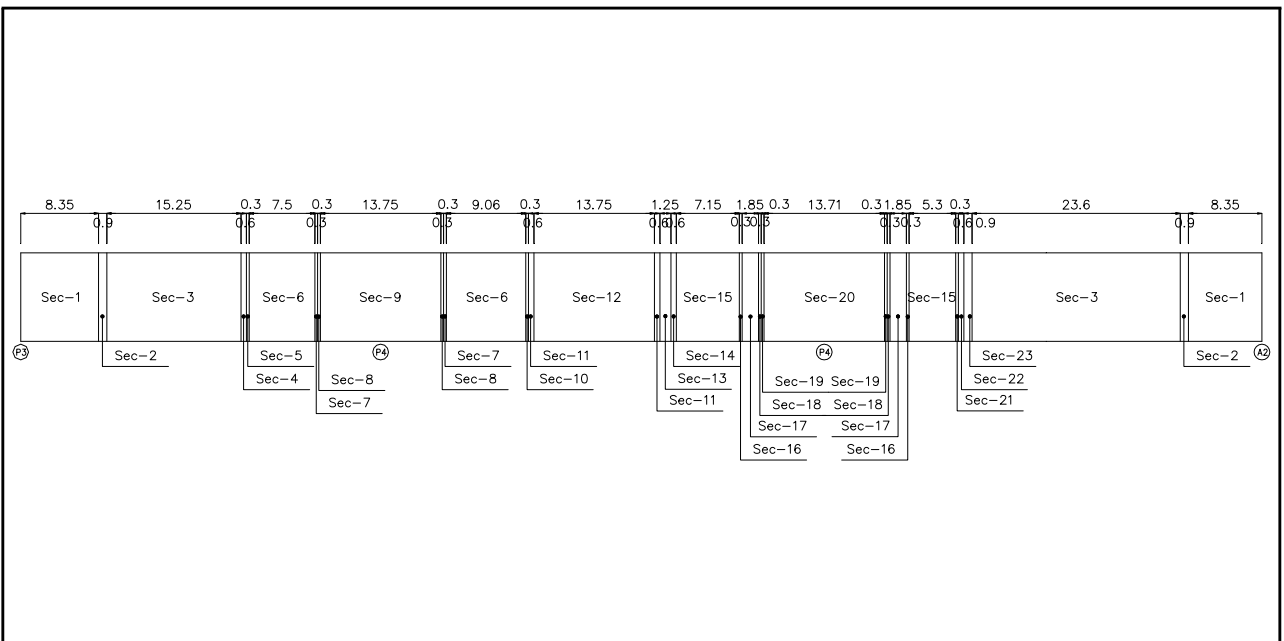
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.46】 해석모델링(부산 S4~S6)

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.47】 거더 단면위치(부산 S4~S6)

【표 5.2.105】 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S4~S6)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	136,000	138,437,286,107	138,490,658,133	180,124,488,661	
	합성후	332,875	294,899,592,350	789,654,720,633	232,323,827,011	
단면 - 2	합성전	147,200	154,019,352,964	145,807,991,467	197,046,124,091	
	합성후	344,075	296,676,456,032	796,972,053,967	234,517,408,306	
단면 - 3	합성전	158,400	171,399,817,125	153,125,324,800	211,561,761,605	
	합성후	355,275	341,562,063,206	804,289,387,300	255,283,313,786	
단면 - 4	합성전	169,600	187,202,829,010	160,442,658,133	224,166,794,648	
	합성후	366,475	343,858,551,588	811,606,720,633	257,504,960,118	
단면 - 5	합성전	175,200	196,154,737,034	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	372,075	365,638,975,842	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 6	합성전	179,400	201,605,666,400	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	376,275	380,096,191,194	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 7	합성전	175,200	196,154,737,034	164,101,324,800	230,168,799,944	
	합성후	372,075	379,389,668,746	815,265,387,300	265,422,968,834	
단면 - 8	합성전	197,600	224,517,936,713	178,735,991,467	246,575,461,873	
	합성후	394,475	458,649,296,724	829,900,053,967	287,323,911,872	
단면 - 9	합성전	220,000	263,080,048,420	193,370,65,8133	265,367,988,116	
	합성후	416,875	466,722,095,695	844,534,720,633	291,806,025,540	
단면 - 10	합성전	162,600	174,242,614,450	153,125,324,800	207,979,966,678	
	합성후	359,475	314,292,258,610	804,289,387,300	236,425,916,020	
단면 - 11	합성전	145,800	152,004,405,600	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	342,675	311,399,122,801	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 12	합성전	141,600	146,523,238,757	142,149,324,800	189,610,578,443	
	합성후	338,475	295,798,262,489	793,313,387,300	233,460,754,432	
단면 - 13	합성전	155,400	156,612,405,600	158,699,430,400	203,797,388,124	
	합성후	352,275	321,834,773,684	809,863,492,900	255,297,423,587	
단면 - 14	합성전	172,200	178,993,467,220	169,675,430,400	225,132,447,777	
	합성후	369,075	325,032,474,726	820,839,492,900	258,814,463,382	
단면 - 15	합성전	194,600	214,295,585,648	184,310,097,067	257,339,349,200	
	합성후	391,475	409,909,107,865	835,474,159,567	302,135,648,633	
단면 - 16	합성전	205,800	229,215,263,657	191,627,430,400	267,000,674,598	
	합성후	402,675	449,053,597,703	842,791,483,900	315,446,212,383	

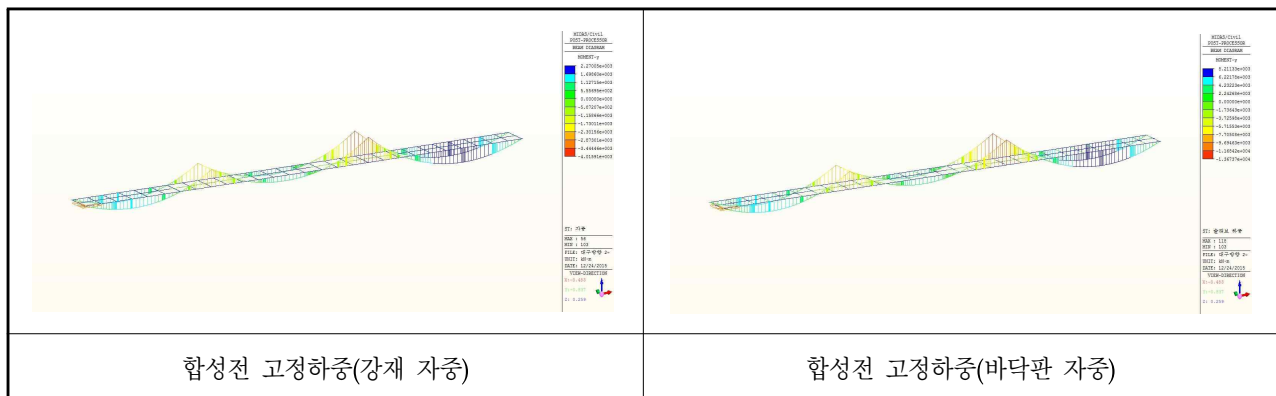
【표 5.2.105】 단면 제정수 산정(실제폭 적용)(부산 S4~S6)-계속

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 17	합성전	222,600	256,306,024,800	202,603,430,400	284,685,681,679	
	합성후	419,475	454,853,220,024	853,767,492,900	319,585,970,660	
단면 - 18	합성전	218,400	250,880,301,242	202,603,430,400	284,685,681,679	
	합성후	415,275	453,869,253,921	853,767,492,900	319,585,970,660	
단면 - 19	합성전	235,200	273,545,680,725	213,579,430,400	296,619,328,538	
	합성후	432,075	510,181,307,532	864,743,492,900	334,596,460,170	
단면 - 20	합성전	246,400	292,563,127,662	220,896,763,733	305,711,351,181	
	합성후	443,275	514,909,795,322	872,060,826,233	337,186,258,770	
단면 - 21	합성전	190,400	209,188,357,209	184,3100,970,67	257,339,349,200	
	합성후	387,275	396,160,052,845	835,474,159,567	302,135,648,633	
단면 - 22	합성전	179,200	191,852,895,285	176,992,763,733	244,188,076,738	
	합성후	376,075	354,015,360,575	828,156,826,233	284,244,152,495	
단면 - 23	합성전	168,000	176,009,376,375	169,675,430,400	229,332,092,525	
	합성후	364,875	351,513,891,618	820,839,492,900	281,565,422,215	
부부재	가로보	21,000	6,232,700,000	45,125,000	700,000	
	세로보	15,200	1,613,572,267	54,066,667	612,267	

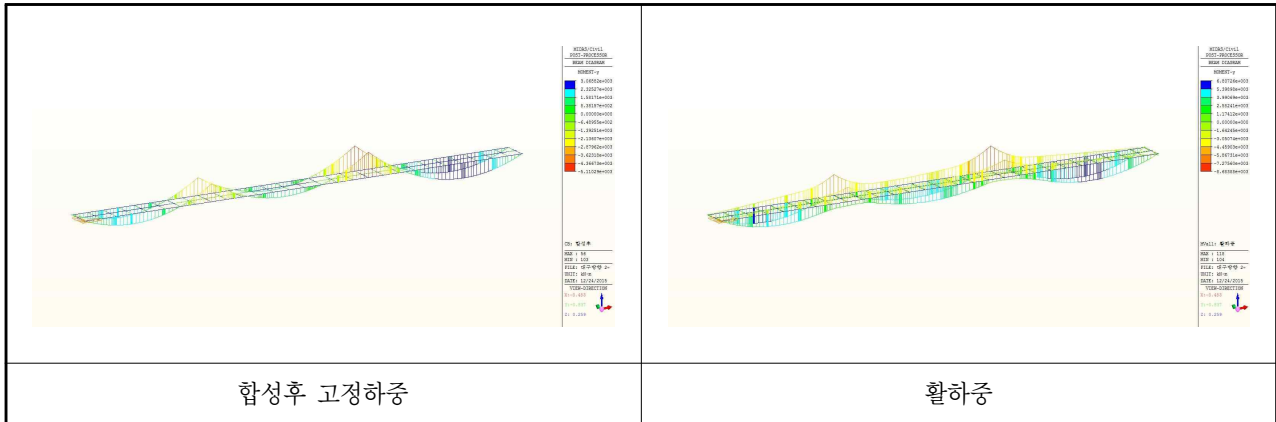
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

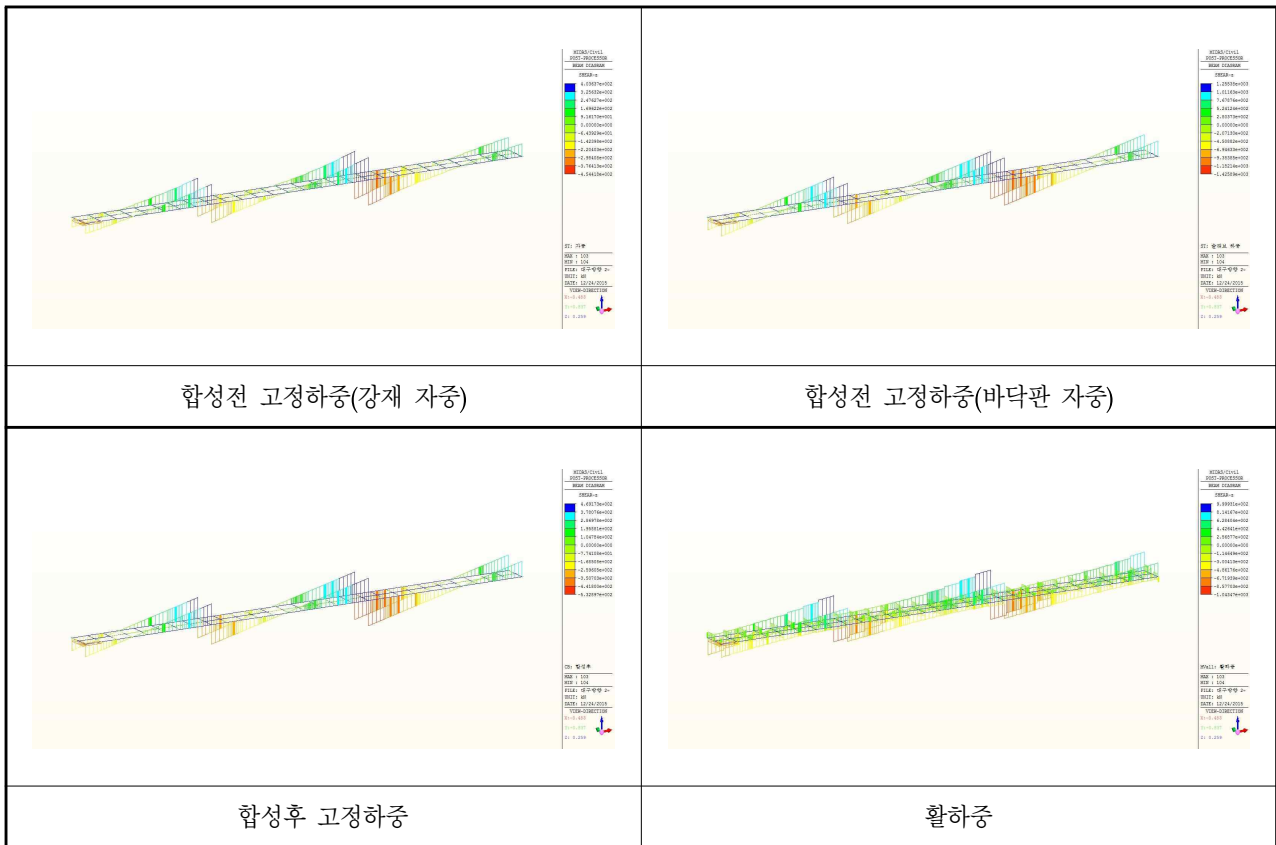


【그림 5.2.48】 휨모멘트도(부산 S4~S6)



【그림 5.2.49】 휨모멘트도(부산 S4~S6,계속)

㉠ 전단력



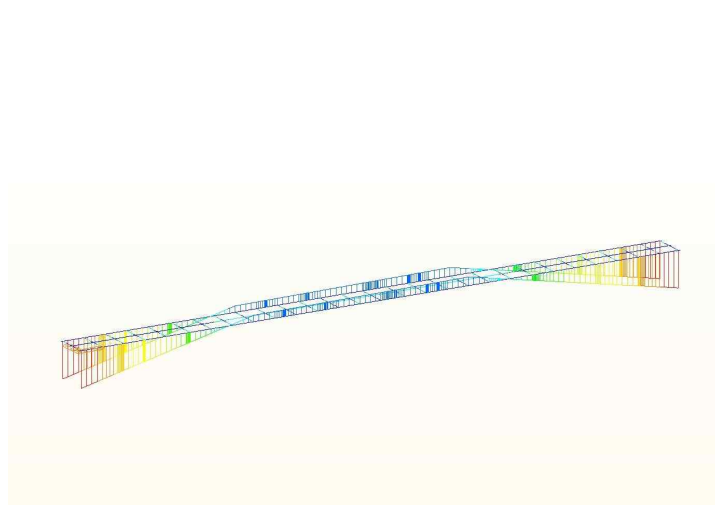
【그림 5.2.50】 전단력도(부산 S4~S6)

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 5.2.106】 영향계수 k 값 산출 결과(부산 S4~S6)

	구 분		k값
	G1	S4	0.638
		P4	-0.230
		S5	-0.206
		P5	-0.230
		S6	0.710
	G2	S4	0.638
		P4	-0.230
		S5	-0.206
		P5	-0.230
		S6	0.710

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 5.2.107】 1경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	10,479.181	3,068.824	5,615.774	546.967	19,710.746
	전단력 (kN)	255.273	74.886	341.479	28.048	699.686
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.028	-0.130	560.405	0.040	560.287
G2	휨모멘트 (kN · m)	10,479.181	3,068.824	6,807.264	546.967	20,902.236
	전단력 (kN)	255.273	74.886	387.342	28.048	745.549
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.028	0.130	375.325	0.040	375.523

【표 5.2.108】 2경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	4,149.175	1,230.857	4,250.996	467.214	10,098.242
	전단력 (kN)	366.224	111.171	359.041	56.990	893.426
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.072	0.047	552.363	0.095	552.577
G2	휨모멘트 (kN · m)	4,149.175	1,230.857	5,137.749	467.214	10,984.995
	전단력 (kN)	366.224	111.171	419.102	56.990	953.487
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.736	0.164	341.739	0.095	342.734

【표 5.2.109】 3경간 정모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	6,828.148	2,004.877	4,288.694	553.199	13,674.918
	전단력 (kN)	-21.054	-3.532	252.986	36.891	265.291
	비틀림모멘트 (kN · m)	-0.285	0.078	604.368	0.043	604.204
G2	휨모멘트 (kN · m)	6,828.148	2,004.877	5,484.877	553.199	14,871.101
	전단력 (kN)	-21.054	-3.532	298.459	36.891	310.764
	비틀림모멘트 (kN · m)	0.285	-0.078	237.947	0.043	238.197

- 거더별 부모멘트부

【표 5.2.110】 1경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-17,689.648	-5,110.289	-6,001.096	-1,389.417	-30,190.45
	전단력 (kN)	-1,880.305	-532.897	-742.585	-57.027	-3,212.814
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.817	-1.403	-920.407	-0.136	-926.763
G2	휨모멘트 (kN · m)	-17,689.648	-5,110.289	-8,683.884	-1,389.417	-32,873.238
	전단력 (kN)	-1,880.305	-532.897	-1,043.466	-57.027	-3,513.695
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.963	-1.371	-842.921	-0.136	-849.391

【표 5.2.111】 2경간 지점부 부모멘트부 단면력 산정결과(부산 S4~S6)

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중(충격포함)	지점침하	합 계
G1	휨모멘트 (kN · m)	-12,385.986	-3,604.159	-4,944.020	-1,498.985	-22,433.15
	전단력 (kN)	-1,426.998	-409.690	-694.452	-57.021	-2,588.161
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.334	-1.241	-782.896	-0.141	-788.612
G2	휨모멘트 (kN · m)	-12,385.986	-3,604.159	-7,163.984	-1,498.985	-24,653.114
	전단력 (kN)	-1,426.998	-409.690	-963.496	-57.021	-2,857.205
	비틀림모멘트 (kN · m)	-4.332	-1.249	-697.001	-0.141	-702.723

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)

a) 휨응력

【표 5.2.112】 G1 4경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	75.025	-73.542	162.886	190.000	2.171	2.584
1+2+3	89.087	-133.742	162.886	190.000	1.828	1.421
1+2+3+4	94.801	-133.072	187.319	190.000	1.976	1.428
1+2+3+4+5	110.699	-131.583	187.319	190.000	1.692	1.444
1+2+3+4+5+6	127.259	-128.941	211.752	218.500	1.664	1.695
1+2+3+4+5-6	94.140	-134.225	211.752	218.500	2.249	1.628

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

b) 전단 및 비틀림

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

$$= 15.408 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

c) 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{127.259}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{15.408}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.361 + 0.020 = 0.381 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-133.742}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.408}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.495 + 0.020 = 0.515 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.113】 G1 4경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	5.058	16.200	O.K(3.20)
	크리프, 건조수축 제외시	6.344	16.200	O.K(2.55)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	162.418	315.000	O.K(1.93)
	크리프, 건조수축 제외시	140.806	315.000	O.K(2.23)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-210.453	315.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-212.612	315.000	O.K(1.48)

㉕ 거더 G1(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.114】 G1 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.376	-35.266	142.767	190.000	4.278	5.388
1+2+3	42.784	-82.132	142.767	190.000	3.337	2.313
1+2+3+4	44.516	-79.670	164.182	190.000	3.688	2.385
1+2+3+4+5	54.764	-64.480	164.182	190.000	2.998	2.947
1+2+3+4+5+6	68.508	-46.056	185.597	218.500	2.709	4.744
1+2+3+4+5-6	41.020	-82.904	185.597	218.500	4.525	2.636

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 18.806 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{68.508}{185.597} \right)^2 + \left(\frac{18.806}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.136 + 0.029 = 0.165 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-82.132}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{18.806}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.187 + 0.029 = 0.216 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.2.115】 G1 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.141	16.200	O.K(3.91)
	크리프, 건조수축 제외시	5.573	16.200	O.K(2.90)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	87.900	315.000	O.K(3.58)
	크리프, 건조수축 제외시	75.920	315.000	O.K(4.14)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-140.207	315.000	O.K(2.24)
	크리프, 건조수축 제외시	-157.859	315.000	O.K(1.99)

㉔ 거더 G1 (6경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.116】 G1 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.886	-47.920	162.886	190.000	3.332	3.965
1+2+3	61.020	-94.655	162.886	190.000	2.669	2.007
1+2+3+4	65.013	-94.499	187.319	190.000	2.881	2.011
1+2+3+4+5	80.470	-94.195	187.319	190.000	2.328	2.017
1+2+3+4+5+6	96.760	-92.970	211.752	218.500	2.188	2.350
1+2+3+4+5-6	64.180	-95.419	211.752	218.500	3.299	2.290

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 6.958 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{96.760}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{6.958}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.209 + 0.004 = 0.213 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-94.655}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{6.958}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.248 + 0.004 = 0.252 < 1.2 \therefore O.K$$

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 5.2.117】 G1 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.392	16.200	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	5.565	16.200	O.K(2.91)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	122.808	315.000	O.K(2.56)
	크리프, 건조수축 제외시	103.358	315.000	O.K(3.04)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-153.638	315.000	O.K(2.05)
	크리프, 건조수축 제외시	-154.098	315.000	O.K(2.04)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.118】 G2 1경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	75.025	-73.542	162.886	190.000	2.171	2.584
1+2+3	87.480	-126.861	162.886	190.000	1.862	1.498
1+2+3+4	93.193	-126.190	187.319	190.000	2.010	1.506
1+2+3+4+5	109.092	-124.701	187.319	190.000	1.717	1.524
1+2+3+4+5+6	125.651	-122.059	211.752	218.500	1.685	1.790
1+2+3+4+5-6	92.533	-127.344	211.752	218.500	2.288	1.716

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 15.824 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{125.651}{211.752} \right)^2 + \left(\frac{15.824}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.352 + 0.021 = 0.373 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-126.861}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{15.824}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.446 + 0.021 = 0.467 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.119】 G2 1경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.357	16.200	O.K(3.71)
	크리프, 건조수축 제외시	5.644	16.200	O.K(2.87)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	158.962	315.000	O.K(1.98)
	크리프, 건조수축 제외시	137.350	315.000	O.K(2.29)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-195.657	315.000	O.K(1.60)
	크리프, 건조수축 제외시	-197.816	315.000	O.K(1.59)

㉕ 거더 G2(5경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.120】 G2 5경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	33.376	-35.266	142.767	190.000	4.278	5.388
1+2+3	41.563	-76.053	142.767	190.000	3.435	2.498
1+2+3+4	43.296	-73.591	164.182	190.000	3.792	2.582
1+2+3+4+5	53.543	-58.400	164.182	190.000	3.066	3.253
1+2+3+4+5+6	67.287	-39.976	185.597	218.500	2.758	5.466
1+2+3+4+5-6	39.799	-76.825	185.597	218.500	4.663	2.844

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned}\nu &= (V_s + V_{sc} + V_v) / A_w + M_{st} / (2 F t_w) + (M_{sct} + M_{vt}) / (2 F_v t_w) \\ &= 19.142 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉡ 합성응력

(가) 상연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{67.287}{185.597}\right)^2 + \left(\frac{19.142}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.131 + 0.030 = 0.162 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

(나) 하연

$$\begin{aligned}\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 &= \left(\frac{-76.053}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{19.142}{110.000}\right)^2 \\ &= 0.116 + 0.024 = 0.140 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

㉢ 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 5.2.121】 G2 5경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.580	16.200	O.K(4.52)
	크리프, 건조수축 제외시	5.012	16.200	O.K(3.23)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	85.276	315.000	O.K(3.69)
	크리프, 건조수축 제외시	73.296	315.000	O.K(4.29)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-127.136	315.000	O.K(2.47)
	크리프, 건조수축 제외시	-144.788	315.000	O.K(2.17)

㉠ 거더 G2(6경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.122】 G2 6경간 정모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	48.886	-47.920	162.886	190.000	3.332	3.965
1+2+3	59.215	-87.704	162.886	190.000	2.751	2.166
1+2+3+4	63.208	-87.548	187.319	190.000	2.964	2.170
1+2+3+4+5	78.665	-87.244	187.319	190.000	2.381	2.178
1+2+3+4+5+6	94.955	-86.020	211.752	218.500	2.230	2.540
1+2+3+4+5-6	62.375	-88.468	211.752	218.500	3.395	2.470

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 8.571 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{94.955}{211.752}\right)^2 + \left(\frac{8.571}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.201 + 0.006 = 0.207 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-87.704}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{8.571}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.213 + 0.006 = 0.219 < 1.2 \therefore O.K$$

㉤ 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 5.2.123】 G2 6경간 정모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.630	16.200	O.K(4.46)
	크리프, 건조수축 제외시	4.803	16.200	O.K(3.37)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	118.928	315.000	O.K(2.64)
	크리프, 건조수축 제외시	99.478	315.000	O.K(3.16)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-138.694	315.000	O.K(2.27)
	크리프, 건조수축 제외시	-139.154	315.000	O.K(2.26)

② 부모멘트부

㉠ 거더 G1(4경간)

㉡ 휨응력

【표 5.2.124】 G1 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-93.077	89.602	190.000	190.000	2.041	2.120
1+2+3	-163.028	164.846	190.000	190.000	1.165	1.153
1+2+3+4	-168.701	155.760	190.000	190.000	1.126	1.220
1+2+3+4+5	-161.405	168.066	190.000	190.000	1.177	1.131
1+2+3+4+5+6	-145.373	191.128	218.500	218.500	1.503	1.143
1+2+3+4+5-6	-177.438	145.004	218.500	218.500	1.231	1.507

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 66.551 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-168.701}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{66.551}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.788 + 0.366 = 1.154 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{168.066}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{66.551}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.782 + 0.366 = 1.148 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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 5.2.125】 G1 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-163.439	400.000	O.K(2.44)
	크리프, 건조수축 제외시	-164.916	400.000	O.K(2.42)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-265.793	315.000	O.K(1.18)
	크리프, 건조수축 제외시	-267.416	315.000	O.K(1.17)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	283.013	315.000	O.K(1.11)
	크리프, 건조수축 제외시	279.793	315.000	O.K(1.12)

㉕ 거더 G1(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.126】 G1 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-65.965	63.471	190.000	190.000	2.880	2.993
1+2+3	-123.294	125.192	190.000	190.000	1.541	1.518
1+2+3+4	-127.620	118.993	190.000	190.000	1.489	1.597
1+2+3+4+5	-119.792	130.654	190.000	190.000	1.586	1.454
1+2+3+4+5+6	-103.036	152.792	218.500	218.500	2.121	1.430
1+2+3+4+5-6	-136.547	108.517	218.500	218.500	1.600	2.014

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

② 전단 및 비틀림

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

$$= 54.196 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-127.620}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{54.196}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.451 + 0.243 = 0.694 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\alpha$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{152.792}{218.500} \right)^2 + \left(\frac{54.196}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.489 + 0.243 = 0.732 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

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 5.2.127】 G1 2경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-135.219	400.000	O.K(2.95)
	크리프, 건조수축 제외시	-138.542	400.000	O.K(2.88)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-207.948	315.000	O.K(1.51)
	크리프, 건조수축 제외시	-211.450	315.000	O.K(1.48)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	227.399	315.000	O.K(1.38)
	크리프, 건조수축 제외시	221.937	315.000	O.K(1.41)

㉔ 거더 G2(4경간)

㉑ 휨응력

【표 5.2.128】 G2 4경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-93.077	89.602	190.000	190.000	2.041	2.120
1+2+3	-150.608	151.521	190.000	190.000	1.262	1.254
1+2+3+4	-156.282	142.436	190.000	190.000	1.216	1.334
1+2+3+4+5	-148.984	154.741	190.000	190.000	1.275	1.228
1+2+3+4+5+6	-132.948	177.801	218.500	218.500	1.644	1.229
1+2+3+4+5-6	-165.020	131.681	218.500	218.500	1.324	1.659

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉑ 전단 및 비틀림

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

$$= 61.833 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-156.282}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.833}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.677 + 0.316 = 0.993 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{154.741}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{61.833}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.663 + 0.316 = 0.979 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

㉑ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.129】 G2 4경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-131.697	400.000	O.K(3.03)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.175	400.000	O.K(3.00)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-239.113	315.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-240.736	315.000	O.K(1.30)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	254.372	315.000	O.K(1.23)
	크리프, 건조수축 제외시	251.152	315.000	O.K(1.25)

㉔ 거더 G2(5경간)

㉔ 휨응력

【표 5.2.130】 G2 5경간 부모멘트부 휨응력 검토결과(부산 S4~S6)

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-66.233	63.729	190.000	190.000	2.869	2.981
1+2+3	-113.136	114.255	190.000	190.000	1.679	1.663
1+2+3+4	-117.463	108.057	190.000	190.000	1.618	1.758
1+2+3+4+5	-109.633	119.717	190.000	190.000	1.733	1.587
1+2+3+4+5+6	-92.875	141.853	218.500	218.500	2.353	1.540
1+2+3+4+5-6	-126.392	97.580	218.500	218.500	1.729	2.239

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 50.086 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-117.463}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{50.086}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.382 + 0.207 = 0.590 < 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{141.853}{218.500}\right)^2 + \left(\frac{50.086}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.421 + 0.207 = 0.629 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

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.

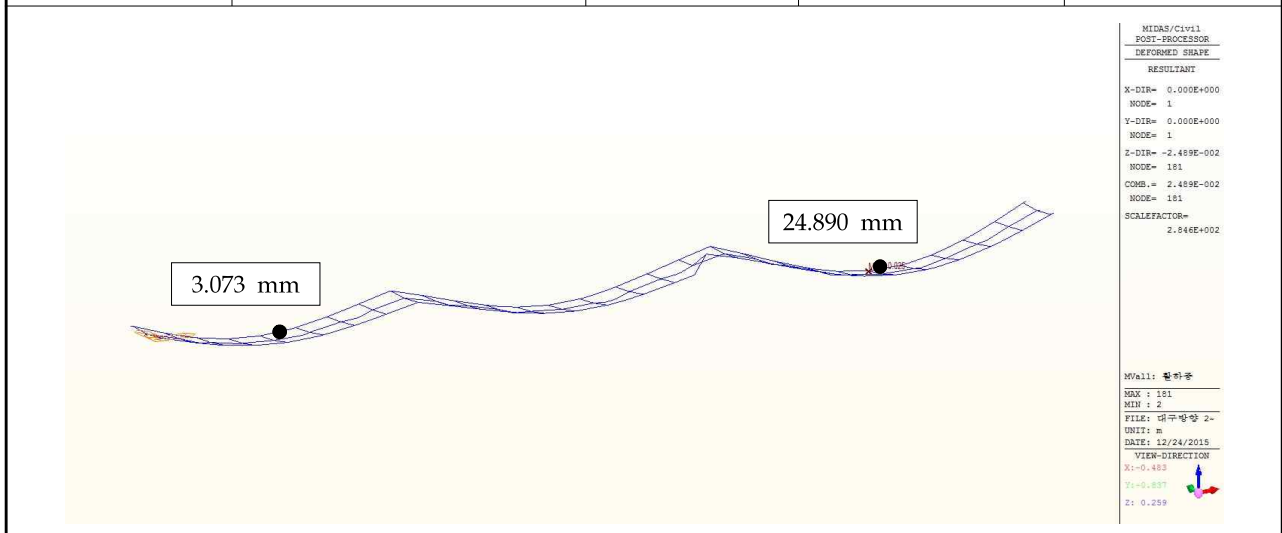
(나) 콘크리트의 압축연 응력은 f_{ck} 의 3/5를 넘어서는 안된다.

【표 5.2.131】 G2 5경간 부모멘트부 항복에 대한 안전도 검사결과(부산 S4~S6)

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-108.572	400.000	O.K(3.68)
	크리프, 건조수축 제외시	-111.896	400.000	O.K(3.57)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-185.898	315.000	O.K(1.69)
	크리프, 건조수축 제외시	-189.401	315.000	O.K(1.66)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	203.670	315.000	O.K(1.54)
	크리프, 건조수축 제외시	198.209	315.000	O.K(1.58)

7) 활하중에 의한 처짐 검토

경간(L)	설계활하중에 의한 계산 처짐	검토	처짐 제한값(L/500)	검토결과
40.0 m	3.073 mm	<	80.000 mm	O.K
50.0 m	24.890 mm	<	100.000 mm	O.K



8) 받침용량 검토

【표 5.2.132】 반력 집계결과(부산)

(단위 : kN)

구 분		고정하중	활 하 중		지점침하		거더 평균		받침용량
			MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
P3	SH1	1468.907	787.294	-63.795	28.115	-28.115	2161.512	1376.021	2000
	SH2								2000
	SH3	1468.907	541.686	-65.748	28.115	-28.114			2000
	SH4								2000
P4	SH1	4560.779	852.819	-89.791	85.270	-85.270	5360.413	4386.114	5000
	SH2								5000
	SH3	4560.779	575.908	-88.998	85.270	-85.270			5000
	SH4								5000
P5	SH1	3833.565	851.994	-129.445	94.120	-94.121	4642.614	3613.057	5000
	SH2								5000
	SH3	3833.565	577.864	-123.330	94.120	-94.120			5000
	SH4								5000
A2	SH1	1191.079	790.846	-85.217	36.966	-36.967	1897.331	1071.490	2000
	SH2								2000
	SH3	1191.079	547.725	-80.039	36.966	-36.956			2000
	SH4								2000

받침 최대반력의 P3, P4의 받침용량이 허용량을 초과하였으나, 외관조사 결과 구조적인 손상은 없으므로 주의관찰토록 한다.

9) 현장이음부

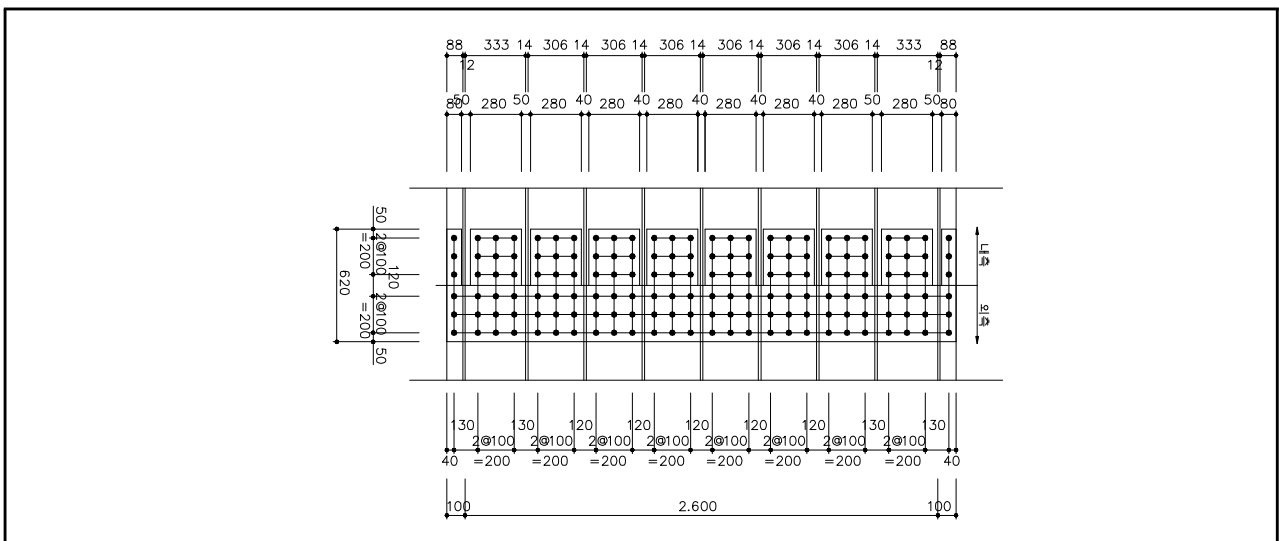
① 현장이음부 검토

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				
10,479.18	3,068.82	255.273	74.886	560.287	75.03	-73.54	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 5.2.51】 압축부 플랜지 이음(부산 S4~S6)

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 75.025 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 10mm, 모재길이 = 2,600mm

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

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 19,500.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,800.0 \times 10.0 \times 2 = 56,000.0$$

$$A2 - 280.0 \times 10.0 \times 16 = 44,800.0$$

$$A3 - 80.0 \times 10.0 \times 4 = 3,200.0$$

$$\Sigma = 104,000.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 35.6 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 23,750.0 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 839.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 3.204 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 1.209 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

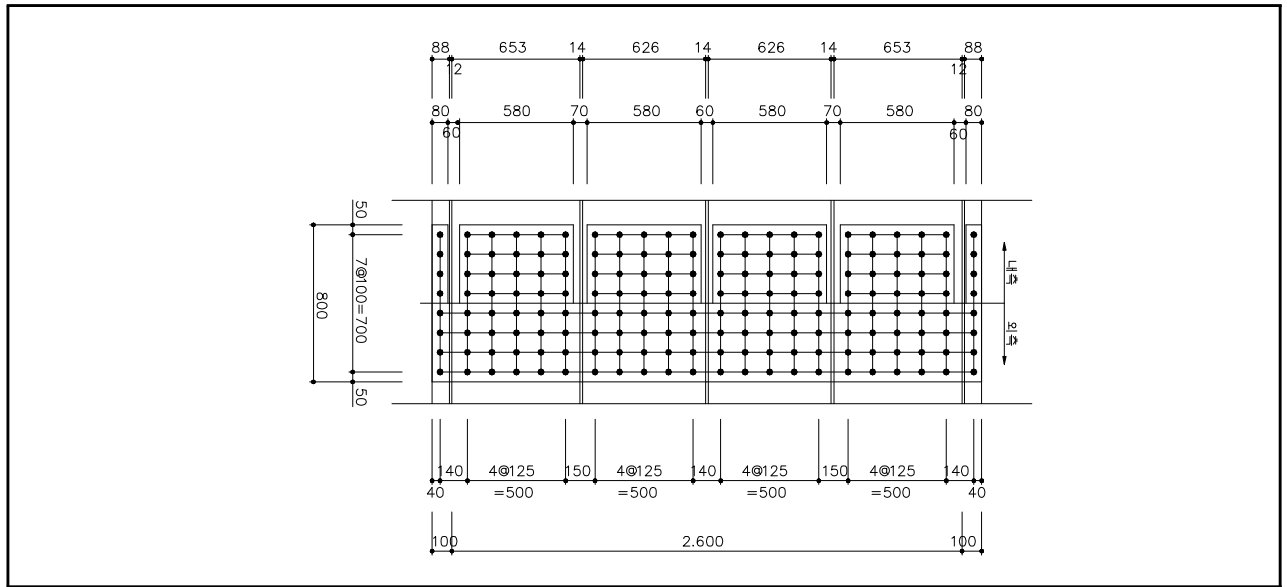
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 50.0\text{mm} \text{ (볼트의 피치)}$$

$$n = 3ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉔ 인장부 플랜지의 이음



【그림 5.2.52】 인장부 플랜지 이음(부산 S4~S6)

㉑ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 73.542\text{MPa}$$

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

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

㉒ 필요 볼트수의 결정

$$\text{모재두께} = 14\text{mm}, \text{ 모재길이} = 2,600\text{mm}$$

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} = 55.0\text{ea} \Rightarrow n_t = 176\text{ea} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉓ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 27,300.0\text{mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$A1 - 2,800.0 \times 14.0 \times 2 = 78,400.0$$

$$A2 - 580.0 \times 14.0 \times 8 = 64,960.0$$

$$A3 - 80.0 \times 14.0 \times 4 = 4,480.0$$

$$\Sigma = 147,840.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 60.1 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 29,471.6 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 1,174.8 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 4.295 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 7.087 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

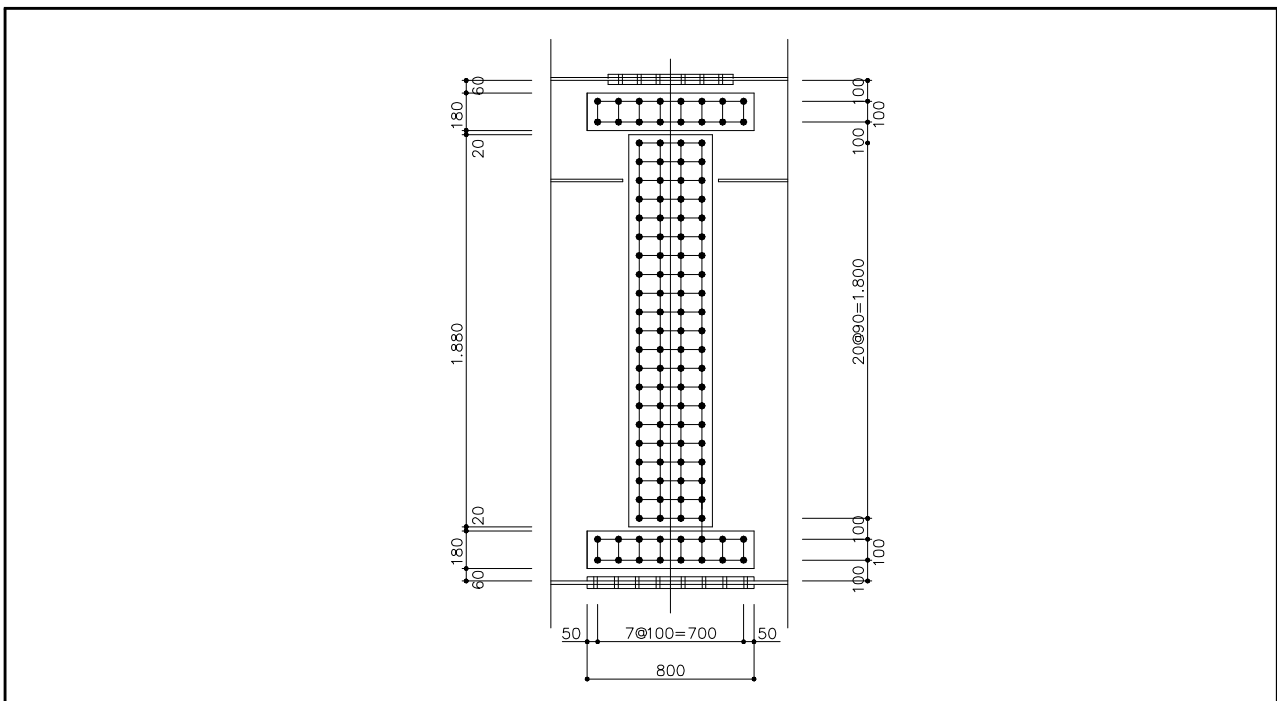
$$I_s = 1.714 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$I_v = 3.411 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \text{ (합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트)}$$

$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 59.1 \text{ mm (볼트의 피치)}$$

$$n = 4ea \text{ (접합선에 직각방향의 볼트 수)}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.53】 Web 이음(부산 S4~S6)

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

$$\sum y_i^2 = 4\text{열} \times (2,210,000) \times 2 + 2\text{열} \times (3,218,500) \times 2 = 300,574,000 \text{ mm}^2$$

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

$$M_w = \frac{f_s \cdot t_w \cdot h_w^2}{6} = \frac{142.5 \times 10 \times 2,400^2}{6} = 1,368,000 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\rho_p = \frac{M_w}{\sum y_i^2} y_n = \frac{1,368,000}{30,574,000} \times 1,200 = 53.693 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(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

$$\rho_s = (165,079.5 + 350,179.4) / 232 \text{ EA} = 2,220.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_h^2} = \sqrt{50,906.6^2 + 2,220.9^2} = 50,955.1 \text{ N/EA} \leq \rho_a \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.152 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 2.516 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 704.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 226.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

- ① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 8.183 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

- ② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.837 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

- ① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,237.1\text{mm} \quad y_{sl} = 1,186.9\text{mm}$$

- ② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 470.1\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,953.9\text{mm}$$

- ③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 11.231 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- ④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 12.627 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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	

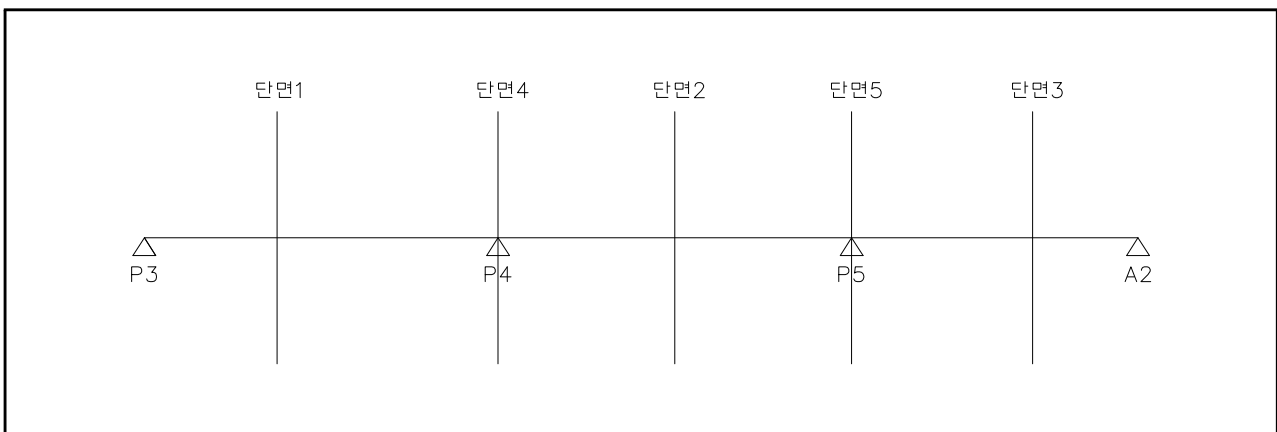
② 허용응력 범위 f_{ST} (MPa)

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

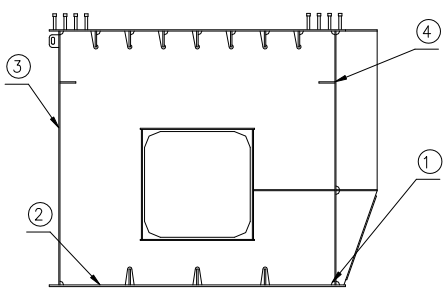
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



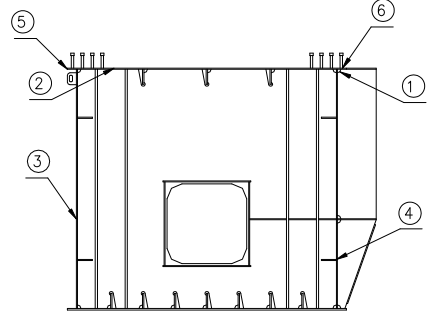
【그림 5.2.54】 피로조사 단면위치(부산 S4~S6)

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

<단면 1, 2, 3>

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, 4>

구분	상 세	응력 범주	f_{sr} (MPa)		비 고
			DB하중	DL하중	
①	플랜지와 복부판의 연속 필렛 용접부	B	126	203	
		F (전단파괴검토)	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	7627.759	8197.242	3.411E+11	1970	44.056	47.345	B	126	203	O.K
②				1970	44.056	47.345	C	91	147	O.K
③				1080	24.152	25.955	E	56	91	O.K
④				50	1.116	1.199	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	5606.457	9999.014	2.945E+11	2019	38.439	68.555	B	126	203	O.K
②				2019	38.439	68.555	C	91	147	O.K
③				1129	21.493	38.332	E	56	91	O.K
④				99	1.881	3.355	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	6910.816	7713.207	3.320E+11	1929	40.156	44.819	B	126	203	O.K
②				1929	40.156	44.819	C	91	147	O.K
③				1039	21.630	24.141	E	56	91	O.K
④				9	0.189	0.211	E	56	91	O.K

<단면 4>

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	5303.04	9035.786	2.564E+11	1271	26.280	44.778	B	126	203	O.K
②				1271	26.280	44.778	C	91	147	O.K
③				381	7.873	13.415	E	56	91	O.K
④				779	16.105	27.441	E	56	91	O.K
⑤				1142	23.625	40.254	E	56	91	O.K
⑥				1155	23.893	40.712	C	91	147	O.K

<단면 5>

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	6711.929	5504.782	2.527E+11	1271	33.756	27.685	B	126	203	O.K
②				1271	33.756	27.685	C	91	147	O.K
③				381	10.128	8.306	E	56	91	O.K
④				779	20.700	16.977	E	56	91	O.K
⑤				1142	30.331	24.876	E	56	91	O.K
⑥				1155	30.676	25.159	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 168을 설정하였음

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

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

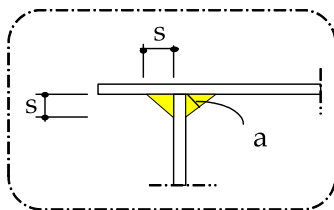
$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min}$$

Q : 용접선 외측 플랜지의 총단면의 중립축에 관한
단면1차모멘트(mm³ = A (mm²) · 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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1548.116	26	2500	65000	1181	7.670E+07	2.564E+11	8	22.6	20.5	63	O.K
DL하중	2043.397									27.0	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)	Σa (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1548.116	26	2500	65000	1271	8.251E+07	2.564E+11	8	22.6	22.0	63	O.K
DL하중	2043.397									29.1	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	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	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	80.085	4.394	9.977	190	$\frac{190-(80.085+4.394)}{9.977}$	10.576	DB24 이상
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-190	$\frac{-190-(-78.502-18.809)}{-42.712}$	2.170	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	190	$\frac{190-(21.142+1.069)}{7.423}$	22.603	DB24 이상
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-190	$\frac{-190-(-21.339-5.326)}{-36.979}$	4.390	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-190	$\frac{-190-(-79.506-20.187)}{-40.885}$	2.209	DB24 이상
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	190	$\frac{190-(73.456+20.738)}{42.000}$	2.281	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	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	190	$\frac{190-(75.025+4.140)}{9.922}$	11.171	DB24 이상
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-190	$\frac{-190-(-73.542-17.724)}{-42.476}$	2.324	DB24 이상
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	190	$\frac{190-(33.376+1.694)}{7.714}$	20.084	DB24 이상
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-190	$\frac{-190-(-35.266-8.439)}{-38.428}$	3.807	DB24 이상
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	190	$\frac{190-(48.886+3.025)}{9.109}$	15.159	DB24 이상
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-190	$\frac{-190-(-47.920-11.650)}{-35.086}$	3.717	DB24 이상
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-190	$\frac{-190-(-66.233-16.825)}{-30.078}$	3.555	DB24 이상
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	190	$\frac{190-(63.729+18.125)}{32.401}$	3.338	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-190	$\frac{-190-(-65.965-16.843)}{-40.485}$	2.648	DB24 이상
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	190	$\frac{190-(63.471+18.134)}{43.587}$	2.487	DB24 이상

5.3.4.2 부산방향 S1~S3

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	1, 3경 간 3L/8	상부 플랜지	80.085	4.394	9.977	190	$\frac{190-(80.085+4.394)}{9.977}$	10.576	DB24 이상
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-190	$\frac{-190-(-78.502-18.809)}{-42.712}$	2.170	DB24 이상
	2경 간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	190	$\frac{190-(21.142+1.069)}{7.423}$	22.603	DB24 이상
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-190	$\frac{-190-(-21.339-5.326)}{-36.979}$	4.390	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-190	$\frac{-190-(-79.506-20.187)}{-40.885}$	2.209	DB24 이상
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	190	$\frac{190-(73.456+20.738)}{42.000}$	2.281	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	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	190	$\frac{190-(75.025+4.140)}{9.922}$	11.171	DB24 이상
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-190	$\frac{-190-(-73.542-17.724)}{-42.476}$	2.324	DB24 이상
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	190	$\frac{190-(33.376+1.694)}{7.714}$	20.084	DB24 이상
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-190	$\frac{-190-(-35.266-8.439)}{-38.428}$	3.807	DB24 이상
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	190	$\frac{190-(48.886+3.025)}{9.109}$	15.159	DB24 이상
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-190	$\frac{-190-(-47.920-11.650)}{-35.086}$	3.717	DB24 이상
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-190	$\frac{-190-(-66.233-16.825)}{-30.078}$	3.555	DB24 이상
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	190	$\frac{190-(63.729+18.125)}{32.401}$	3.338	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-190	$\frac{-190-(-65.965-16.843)}{-40.485}$	2.648	DB24 이상
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	190	$\frac{190-(63.471+18.134)}{43.587}$	2.487	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	12.872	34.192	103.433	1.233	A
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	1.722	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	80.085	4.394	9.977	94.456	190	2.012	A
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-140.023	-190	1.357	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	29.634	190	6.412	A
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-64.644	-190	2.939	A
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-140.578	-190	1.352	A
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	136.194	190	1.395	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	12.872	34.192	103.433	1.233	A
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	1.722	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	89.087	190	2.133	A
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-133.742	-190	1.421	A
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	42.784	190	4.441	A
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-82.133	-190	2.313	A
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	61.02	-190	3.114	A
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-94.656	190	2.007	A
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-113.136	-190	1.679	A
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	114.255	190	1.663	A
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-123.293	-190	1.541	A
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	125.192	190	1.518	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	12.872	34.192	103.433	1.233	A
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	1.722	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	80.085	4.394	9.977	94.456	190	2.012	A
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-140.023	-190	1.357	A
	2경간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	29.634	190	6.412	A
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-64.644	-190	2.939	A
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-140.578	-190	1.352	A
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	136.194	190	1.395	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	12.872	34.192	103.433	1.233	A
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	1.722	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	89.087	190	2.133	A
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-133.742	-190	1.421	A
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	42.784	190	4.441	A
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-82.133	-190	2.313	A
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	61.02	-190	3.114	A
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-94.656	190	2.007	A
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-113.136	-190	1.679	A
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	114.255	190	1.663	A
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-123.293	-190	1.541	A
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	125.192	190	1.518	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향

5.4.1.1 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

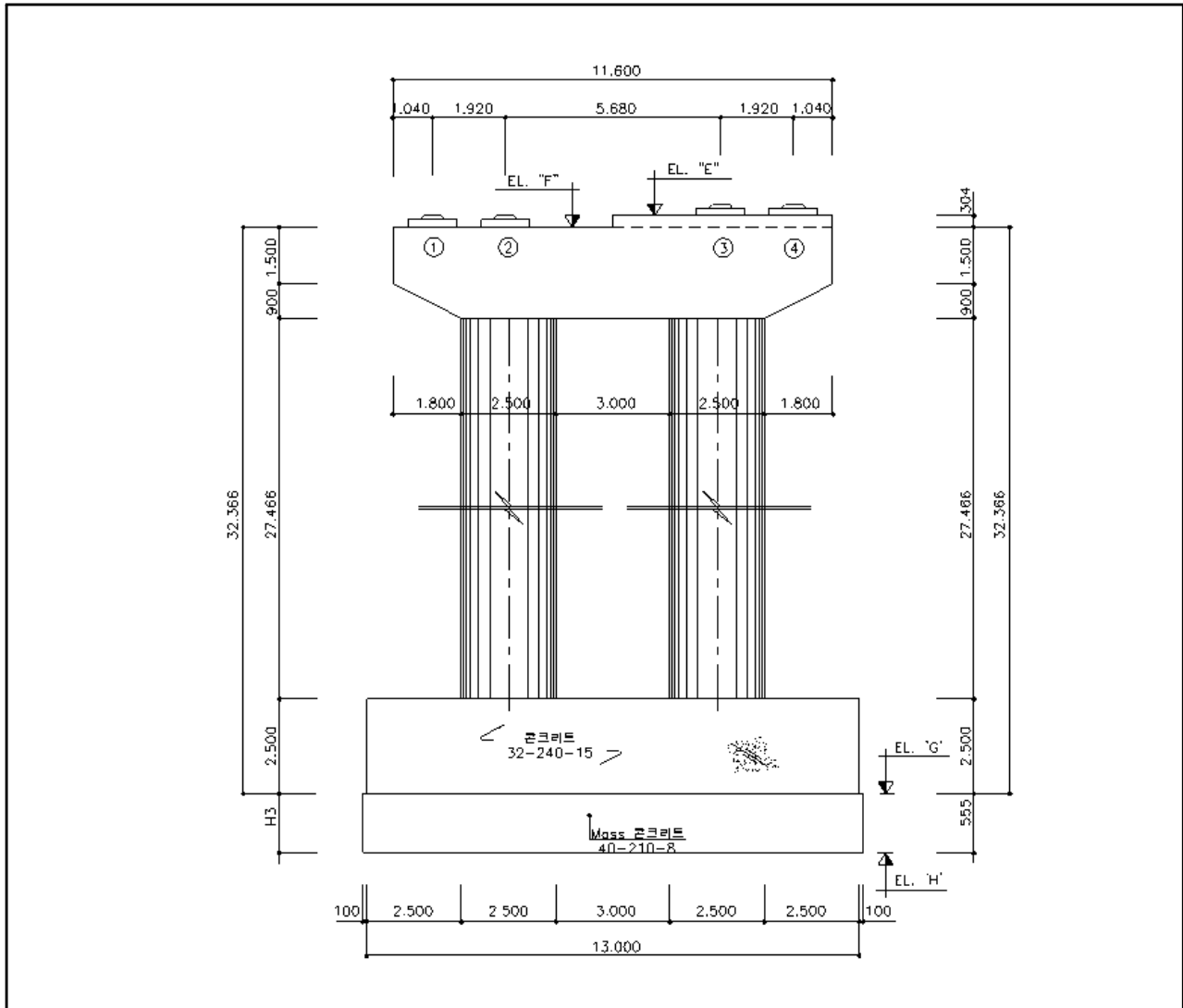
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(대구 P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4356.411	819.823	
2	4356.411	637.317	
계	8712.822	1457.140	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 (1 \leq B/D < 8) \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.378] \times 3.730 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.500/2 = 3.015 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 620.000 \times 3.015 = 1,869.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.400 \times 2.500 = 18.000 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 52.200 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.500/2 = 5.460 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.430 = 407.250 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

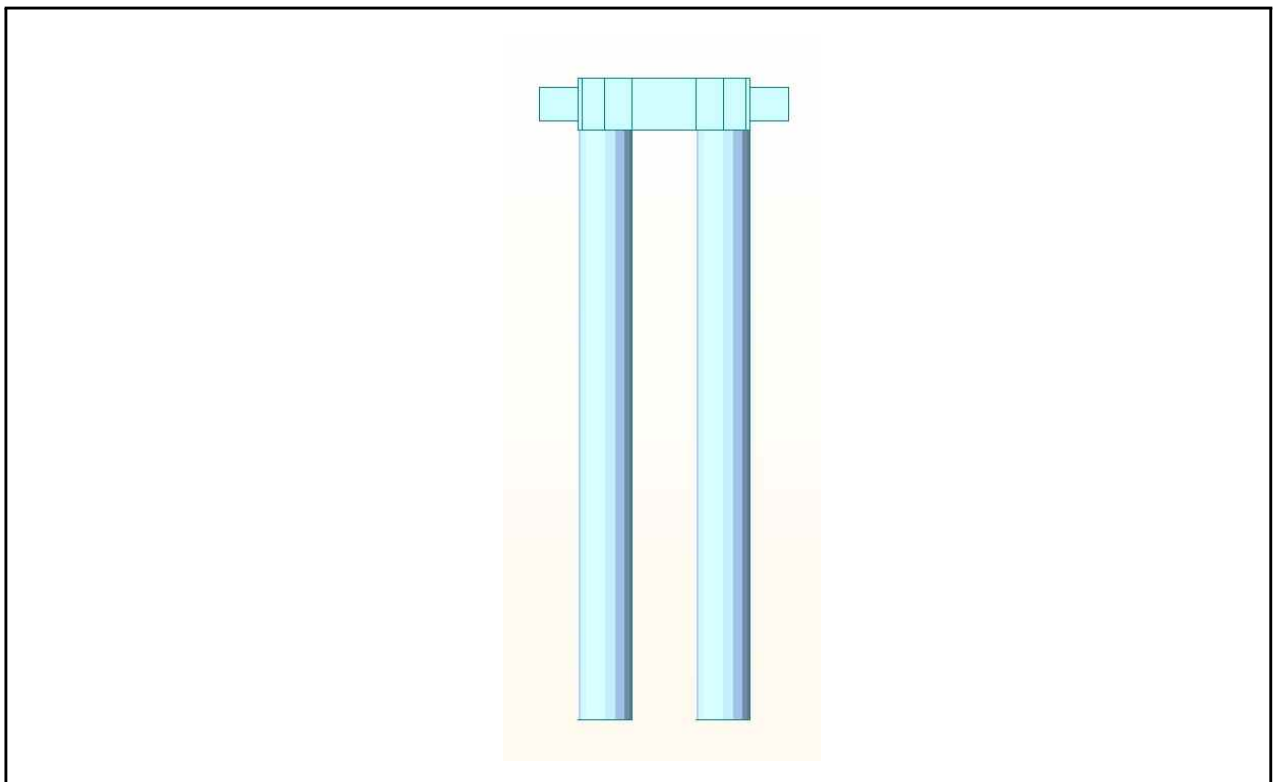
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(대구 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-717.043	7892.745	-614.041	-7299.567	
ULB02	-254.354	6130.125	-254.354	-5929.335	
ULB03	-177.041	6130.125	-1064.384	-5929.335	
ULB04	364.148	6130.125	-1152.622	-5929.335	
ULB05	327.136	6130.125	-835.844	-5929.335	
ULB06	-534.119	7195.895	-471.839	-6757.847	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{ m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.142m(= 1.25 - 2.216/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7,299.567 \text{ kN}$$

$$M_u = 614.041 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 614.041 / 7,299.567 = 0.084 \text{ m}$$

$$d = 2.400 - 0.116 = 2.284 \text{ m}$$

$$a / d = 0.084 / 2.284 = 0.037 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.00	2,400.00	2,284.0	100.00	614.041	7,299.567
$f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 40EA (= 28,732.000mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D19 - 6EA (= 1,719.000mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 30,696.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 35,813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 30,441.152 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 17,379.921 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,562.228 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,073.613 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,635.841 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = 16,148.842 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,348.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 16,148.842 \text{ mm}^2 < A_s (= 28,732.000 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 5,793.307 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,471.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	21,329.353	614.041	34.736	2,219.205	1,138.775	1.949	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.1】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-8425.420	-12775.319	-1714.963	835.943	-92.875	0.00006	축력최대
	ULB03	-8425.420	-9125.766	-5140.837	5980.398	-337.961	0.01486	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-8425.420	-12775.319	-1714.963	835.943	-92.875	0.00006	축력최대
	ULB03	-8425.420	-10953.046	-1070.490	8439.959	-279.314	0.00021	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.2】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	P_u (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_2 (kN.m)	비 고
UL001	-12775.319	835.943	835.943	1182.202	축력최대
UL003	-9125.766	8439.959	5980.398	10343.987	모멘트최대
UL003	-10953.046	8439.959	5980.398	10343.987	모멘트최대

※ P_u : 축력

M_x : 교축방향 모멘트, M_y : 교축직각방향 모멘트, $M_2 : \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$

M_x, M_y 는 확대 모멘트 값을 사용한다.

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.3】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12775.319	835.943	4.929	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	37759.780	9125.766	5980.398	4.138	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.4】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12775.319	835.943	4.929	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	33295.950	10953.046	8439.959	3.040	O.K

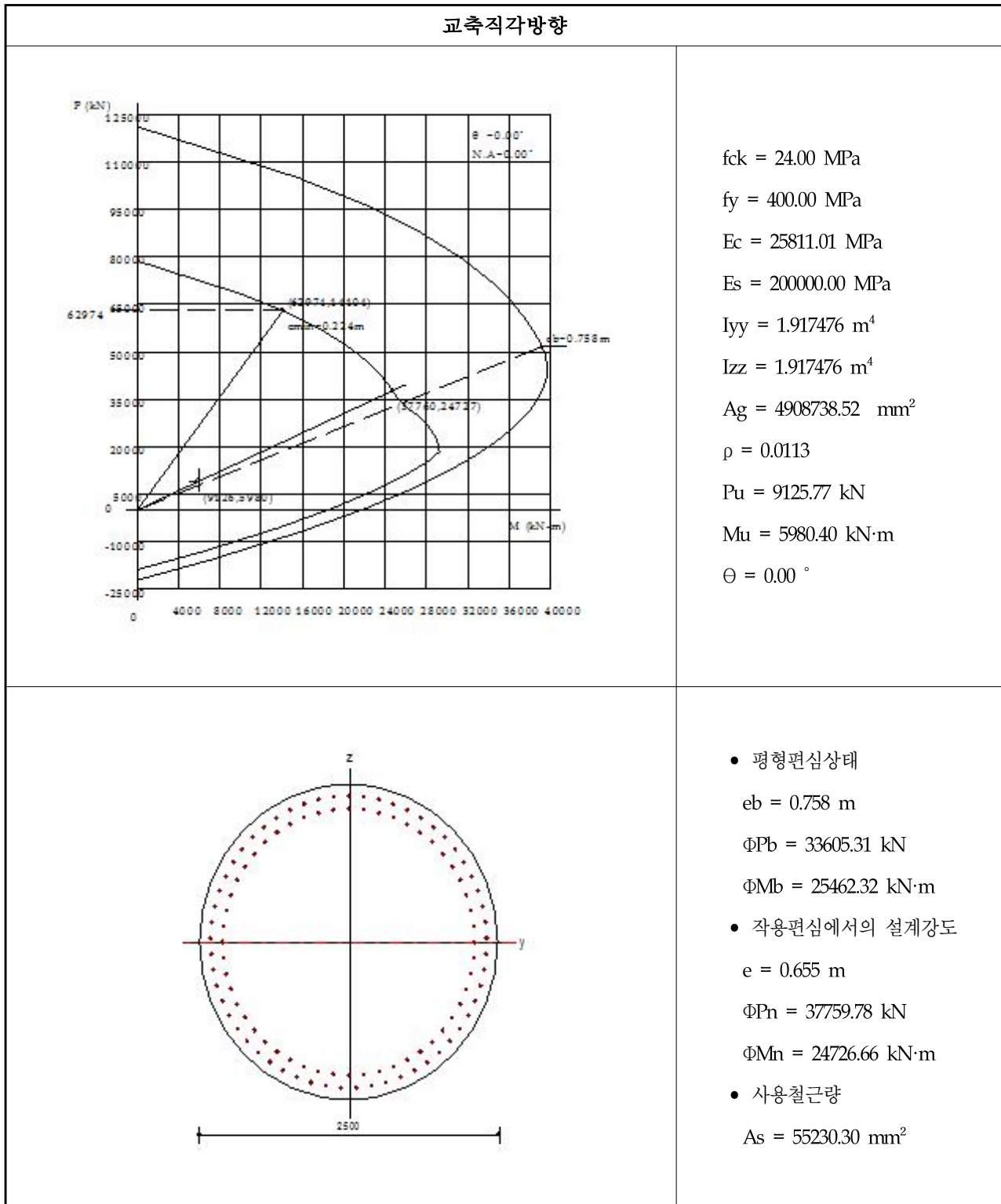
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.5】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12775.319	1182.202	4.929	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	25051.660	9125.766	10343.987	2.745	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	29120.960	10953.046	10343.987	2.659	O.K

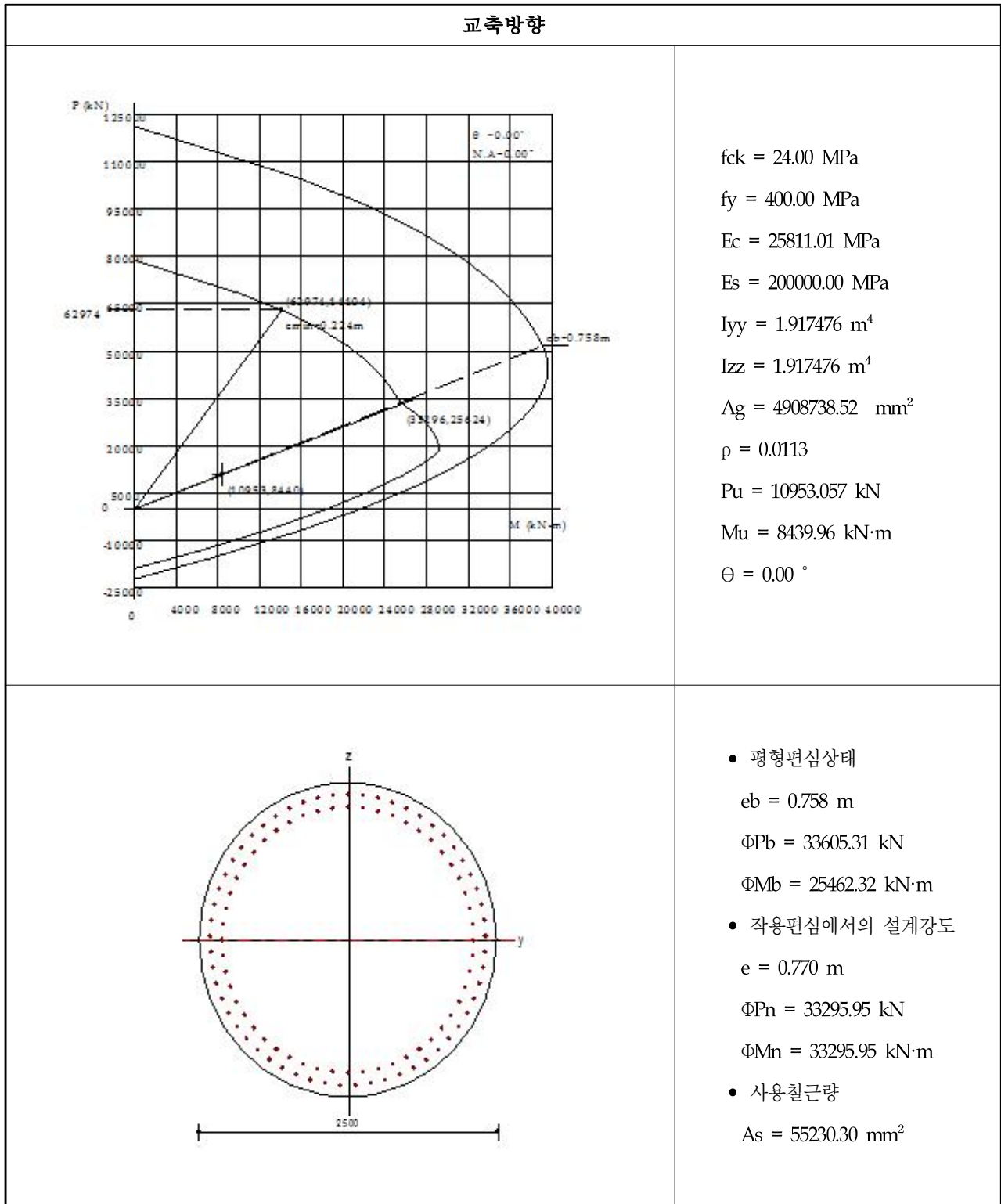
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



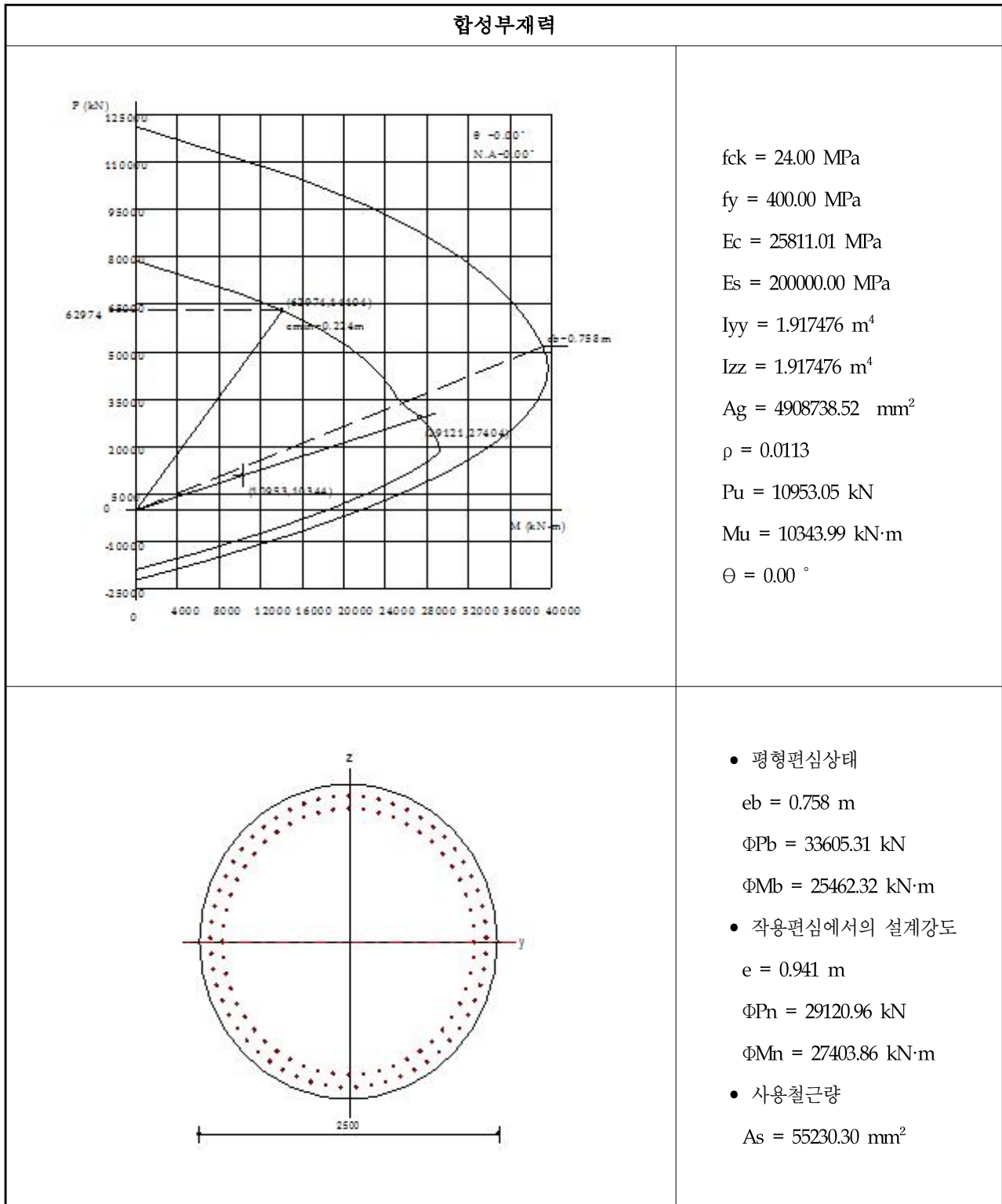
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.1.2 교각(P4) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

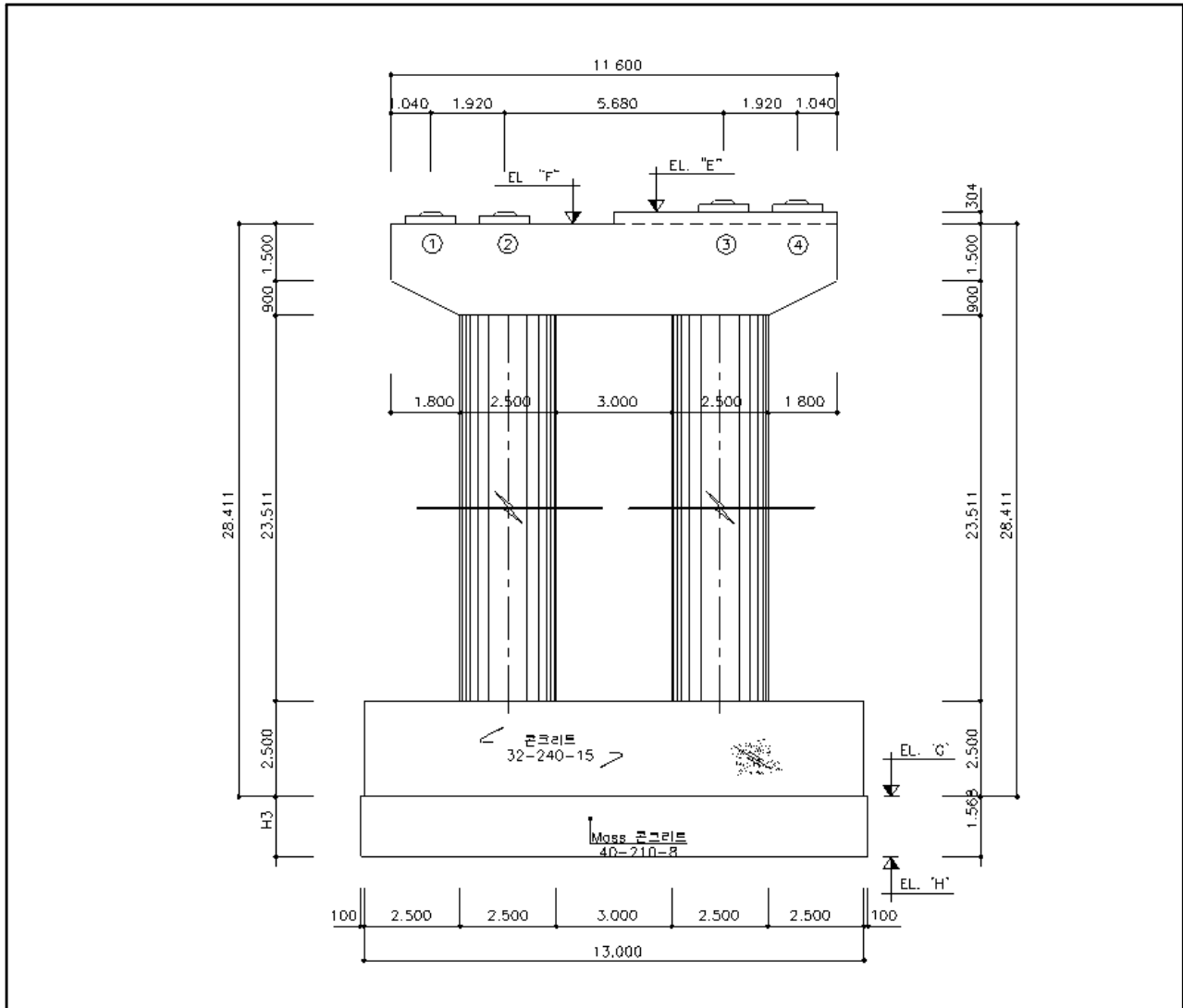
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.6】 해석단면(대구 P4)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4560.779	575.908	
2	4560.779	852.819	
계	9121.558	1428.727	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.378] \times 3.730 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.804/2 = 3.167 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 620.000 \times 3.167 = 1,963.54 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.704 \times 2.500 = 20.280 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 62.779 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.804/2 = 5.582 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.582 = 418.650 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

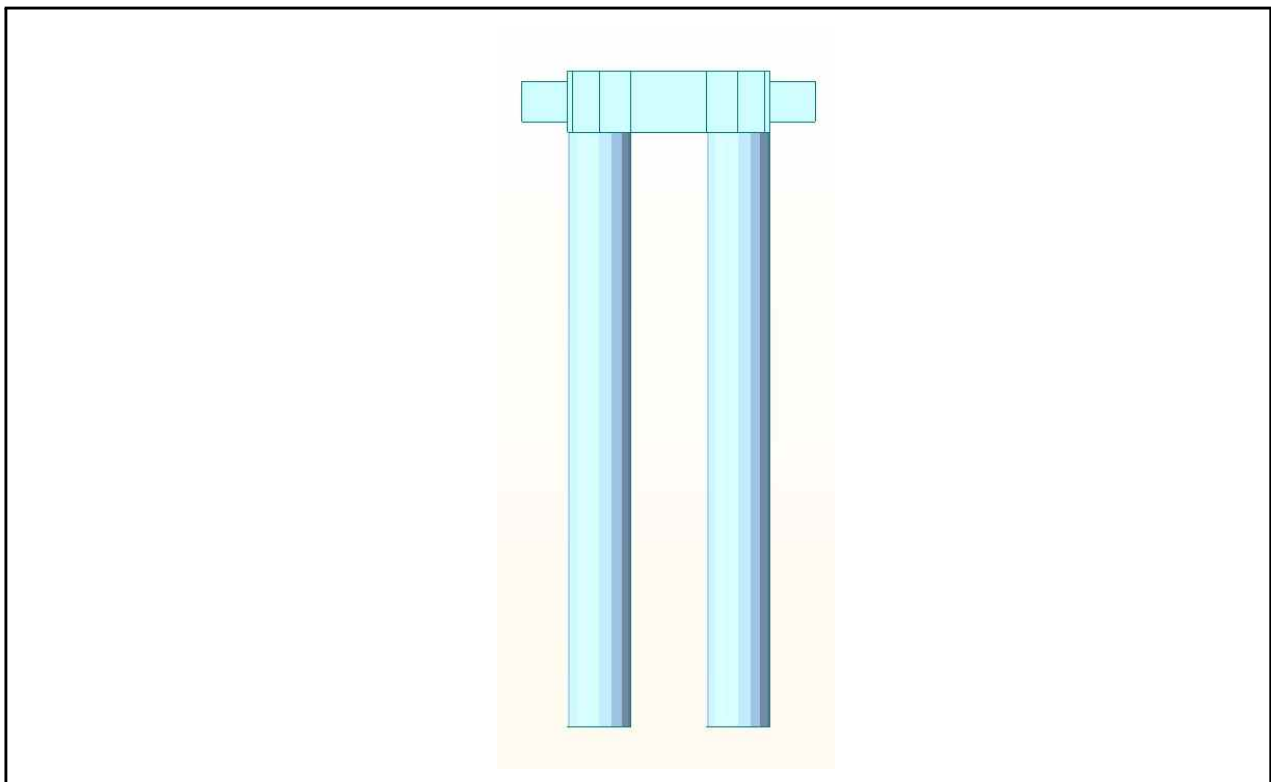
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(대구 P4)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-579.383	7634.006	-735.664	-8028.574	
ULB02	-254.354	6395.804	-254.354	-6195.014	
ULB03	-177.041	6395.804	-1105.221	-6195.014	
ULB04	490.692	6395.804	-1195.929	-6195.014	
ULB05	352.494	6395.804	-861.203	-6195.014	
ULB06	-450.883	7144.484	-545.379	-7303.678	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 $0.142\text{m} (= 1.25 - 2.216/2)$ 에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 6,195.014 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,195.929 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 1,195.929 / 6,195.014 = 0.193 \text{m}$$

$$d = 2.400 - 0.116 = 2.284 \text{m}$$

$$a / d = 0.193 / 2.284 = 0.085 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,800.00	2,400.00	2,284.0	100.00	1,195.929	6,195.014
f _{ck} = 24MPa, f _y = 400MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 40EA (= 28,732.000mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D19 - 6EA (= 1,719.000mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 30,696.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 35,813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 30,441.152 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 14,750.033 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 3,371.884 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,838.111 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,709.995 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3A_{vf} + A_n = 13,705.239 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,348.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 15,348.480 \text{ mm}^2 < A_s (= 28,732.000 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 4,916.678 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,471.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	21,329.353	1,195.929	17.835	2,219.205	1,145.608	1.937	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.6】 부재력 산정결과(교축 및 교축직각방향)

구 분		Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
교축 직각 방향	ULB01	-8153.820	-12523.562	2009.119	-960.346	126.301	0.00010	축력최대
	ULB03	-8153.820	-12212.005	-1730.118	3508.811	-194.175	0.00973	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-8153.820	-12523.562	2009.119	-960.346	126.301	0.00000	축력최대
	ULB05	-8153.820	-10488.187	-3229.090	6433.075	-353.655	0.01167	모멘트최대

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

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.7】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	$P_u(kN)$	$M_x(kN.m)$	$M_y(kN.m)$	$M_2(kN.m)$	비 고
UL001	-12523.562	2009.119	2009.119	2841.323	축력최대
UL003	-12212.005	5623.144	3508.811	6628.084	모멘트최대
UL005	-10488.187	6433.075	1777.770	6674.198	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)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12523.562	2009.119	5.028	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	58498.260	12212.005	3508.811	4.790	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.9】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12523.562	2009.119	5.028	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	39624.650	10488.187	6433.075	3.778	O.K

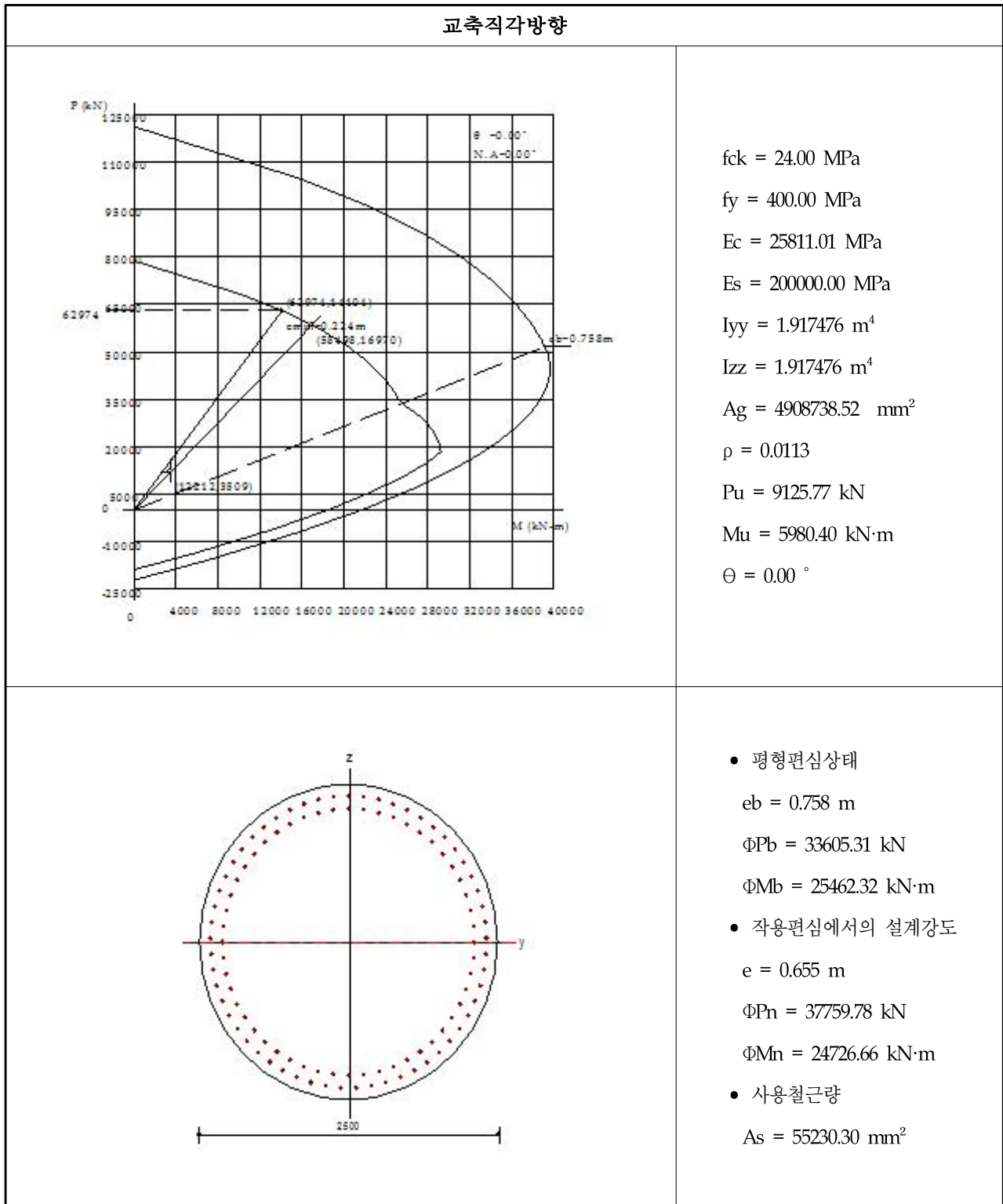
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.10】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦP_n	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62808.800	12523.562	2841.323	5.015	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	43119.510	12212.005	6628.084	3.531	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	38410.830	10488.187	6674.198	3.662	O.K

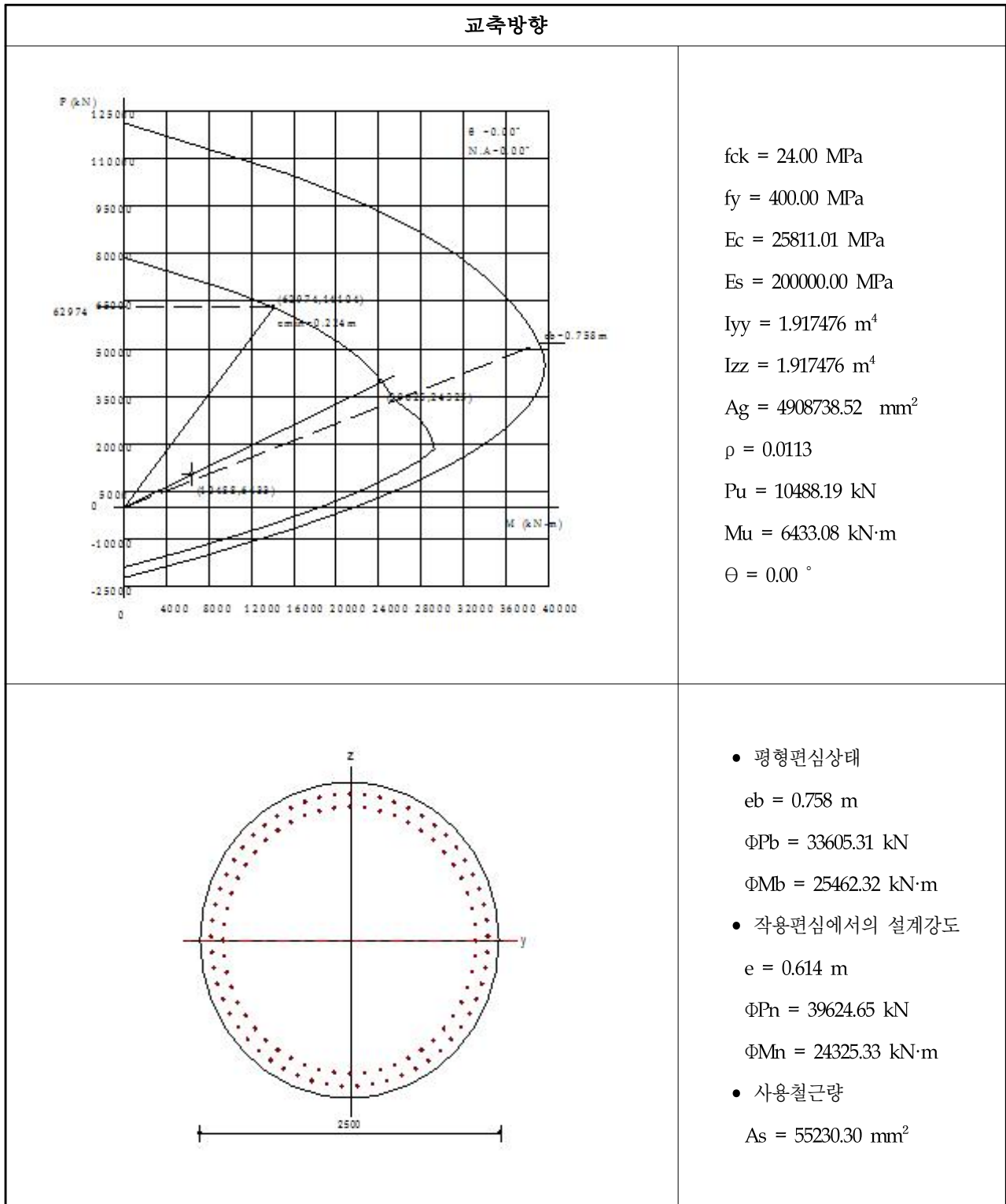
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



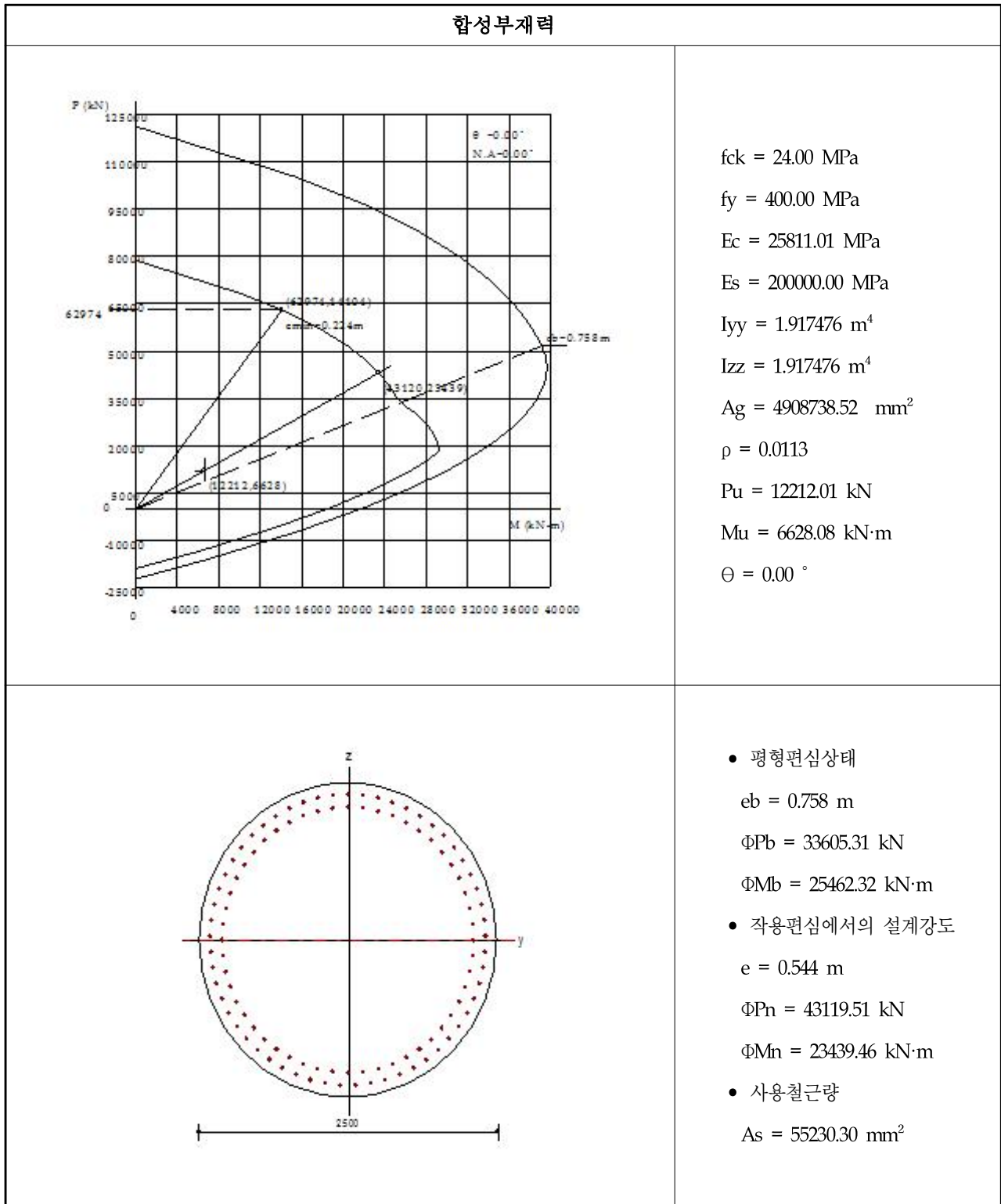
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.2 부산방향

5.4.1.1 교각(P2) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

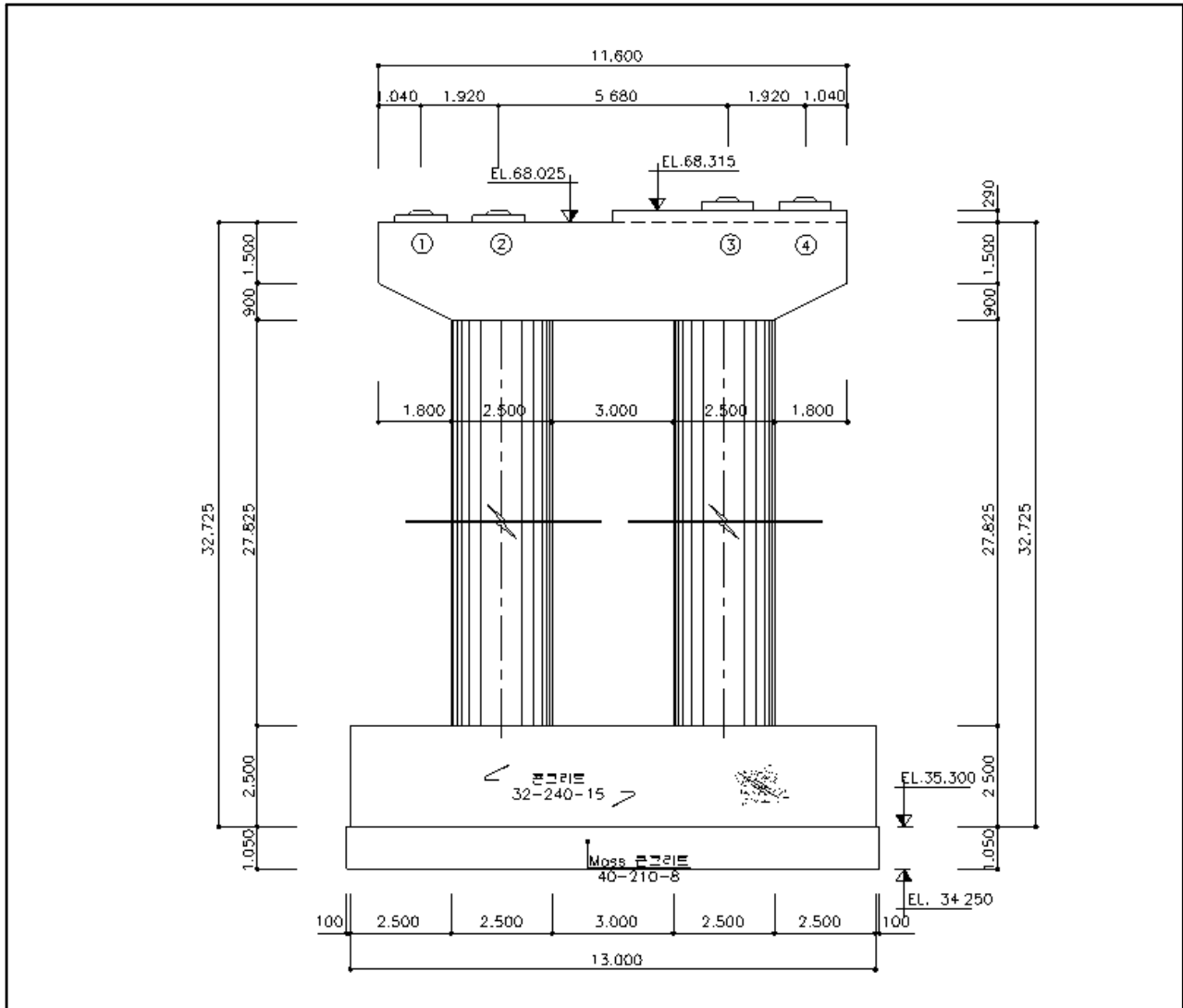
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.11】 해석단면(부산 P2)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4356.411	637.317	
2	4356.411	819.823	
계	8712.822	1457.140	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 (1 \leq B/D < 8) \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.378] \times 3.730 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.790/2 = 3.160 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 620.000 \times 3.160 = 1,959.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.690 \times 2.500 = 20.175 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 62.292 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.790/2 = 5.575 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.575 = 418.125 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL
ULB01	1.30	2.15		
ULB02	1.30			
ULB03	1.30		1.30	
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30
ULB06	1.30	1.30		

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

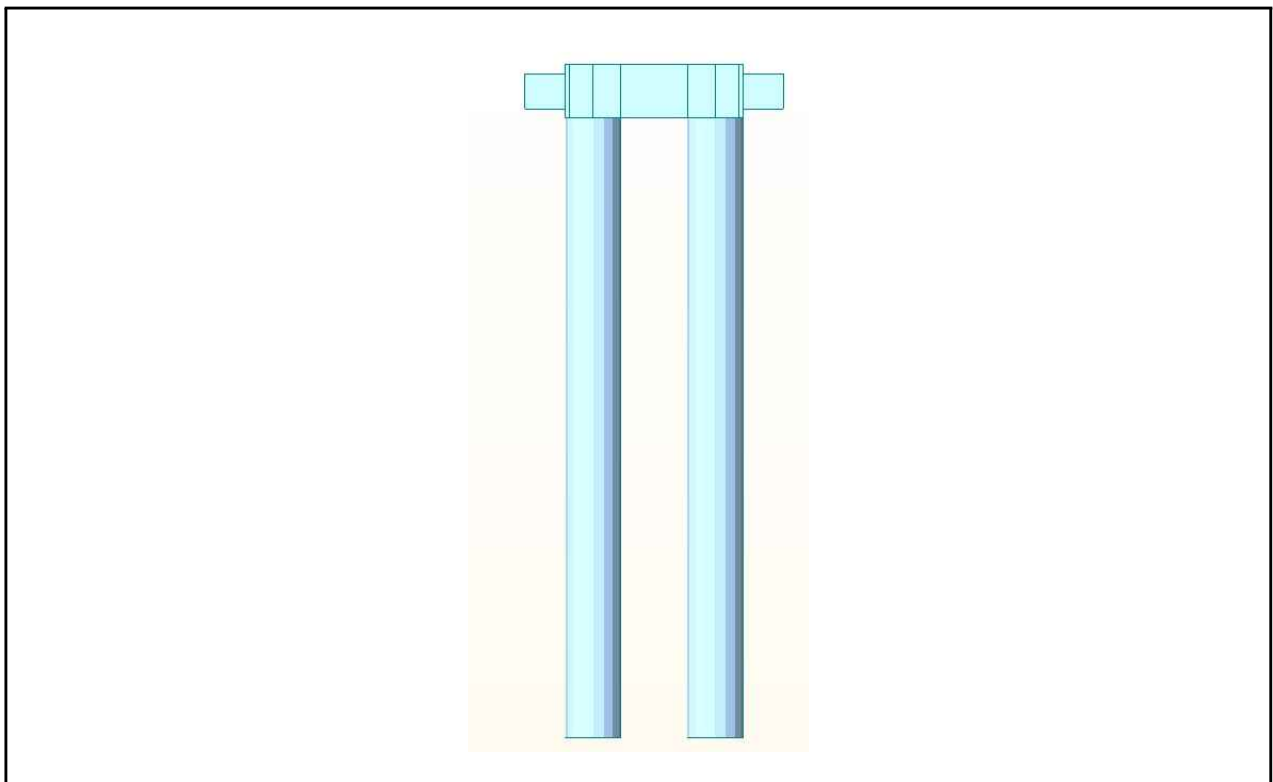
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

상부 및 하부구조물의 상호작용을 고려하기 위하여 병합하여 모델링하였다.



【그림 5.4.12】 해석모델링(부산 P2)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-614.041	7500.357	-717.043	-7691.955	
ULB02	-254.354	6130.125	-254.354	-5929.335	
ULB03	-177.041	6130.125	-1103.341	-5929.335	
ULB04	467.742	6130.125	-1193.935	-5929.335	
ULB05	351.327	6130.125	-860.035	-5929.335	
ULB06	-471.839	6958.637	-534.119	-6995.105	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.142m(= 1.25 - 2.216/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7,691.955 \text{ kN}$$

$$M_u = 717.043 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 717.043 / 7,691.955 = 0.093 \text{m}$$

$$d = 2.400 - 0.116 = 2.284 \text{m}$$

$$a / d = 0.093 / 2.284 = 0.041 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M_u (kN·m)	V_u (kN)
2,800.00	2,400.00	2,284.0	100.00	717.043	7,691.955
$f_{ck} = 24\text{MPa}$, $f_y = 400\text{MPa}$, $k_1 = 0.85$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.80$					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 40EA (= 28,732.000mm²)

㉠ 폐합스트립 : 2단 D19 - 6EA (= 1,719.000mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 30,696.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 35,813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 30,441.152 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 18,314.179 \text{ mm}^2$$

㉠ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,807.472 \text{ mm}^2$$

㉠ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,227.540 \text{ mm}^2$$

㉠ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 6,035.012 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3A_{vf} + A_n = 17,016.925 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,348.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 17,016.925 \text{ mm}^2 < A_s (= 28,732.000 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 6,104.727 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,471.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	21,329.353	717.043	29.746	2,219.205	1,139.281	1.948	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	-8468.620	-12319.758	-1614.173	910.524	-90.735	0.00059	축력최대
	ULB03	-8468.620	-9140.053	4088.292	-3211.460	-377.470	0.01594	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-8468.620	-12319.758	-1614.173	910.524	-90.735	0.00000	축력최대
	ULB03	-8468.620	-11009.206	-1057.139	8555.061	-277.628	0.03942	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	-12318.758	910.524	910.524	1287.675	축력최대
UL003	-9140.053	8555.061	4088.292	9481.73	모멘트최대
UL003	-11009.206	8555.061	4088.292	9481.73	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	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12319.758	910.524	5.112	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	48491.010	9140.053	4088.292	5.305	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	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12319.758	910.524	5.112	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	33024.220	11009.206	8555.061	3.000	O.K

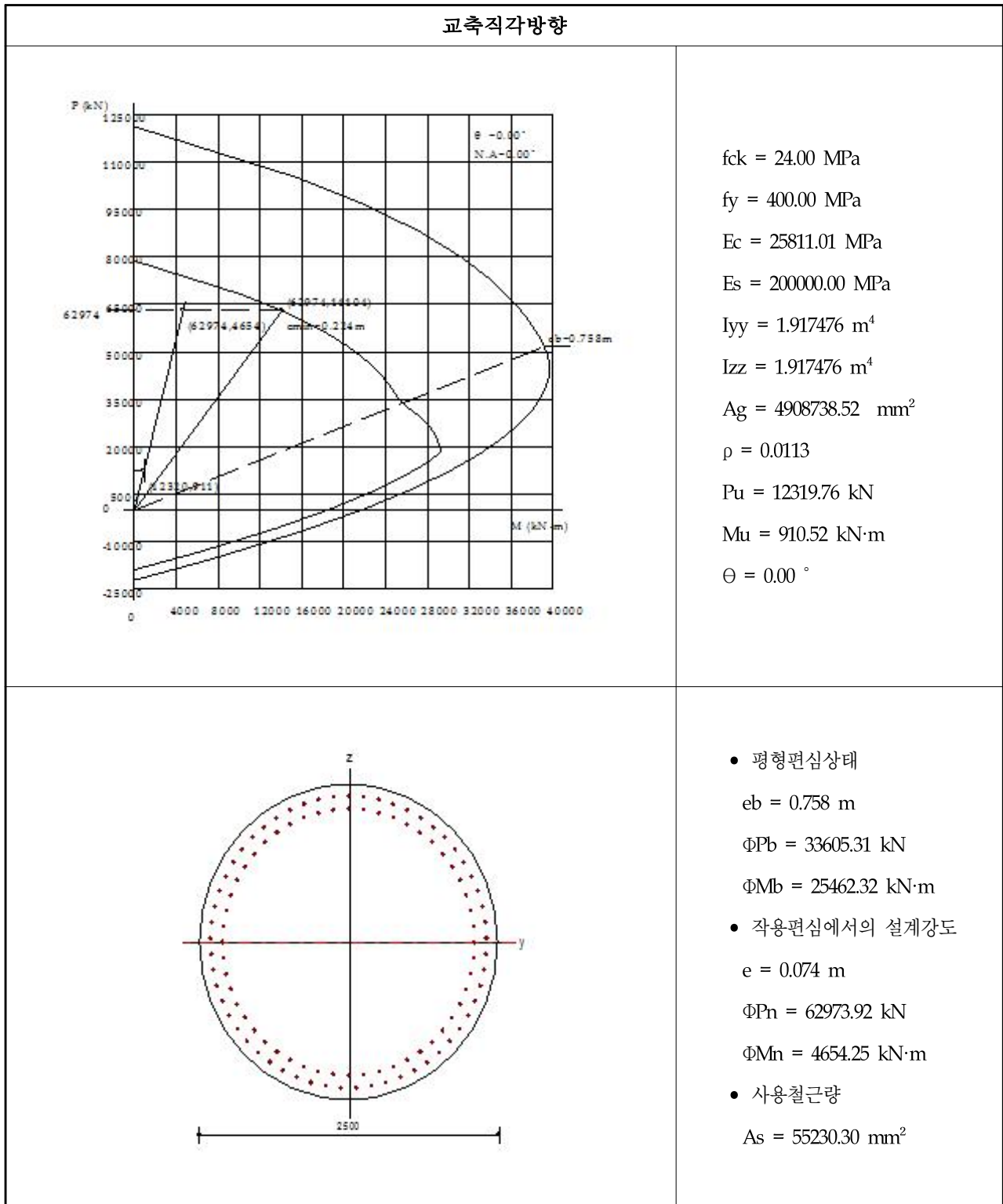
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.15】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P2)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12318.758	1287.675	5.112	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	26972.960	9140.053	9481.730	2.951	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	31053.020	11009.206	9481.730	2.821	O.K

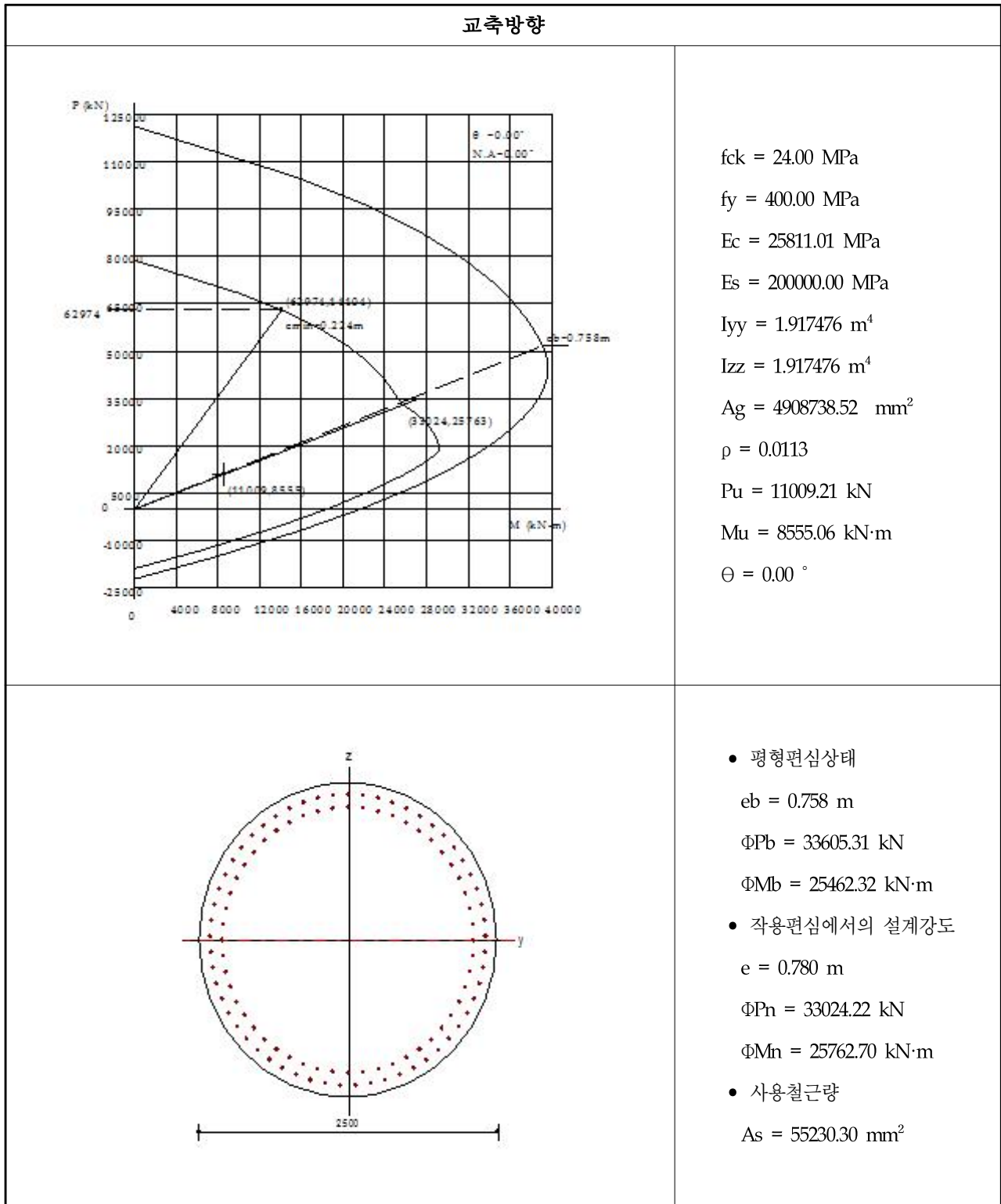
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



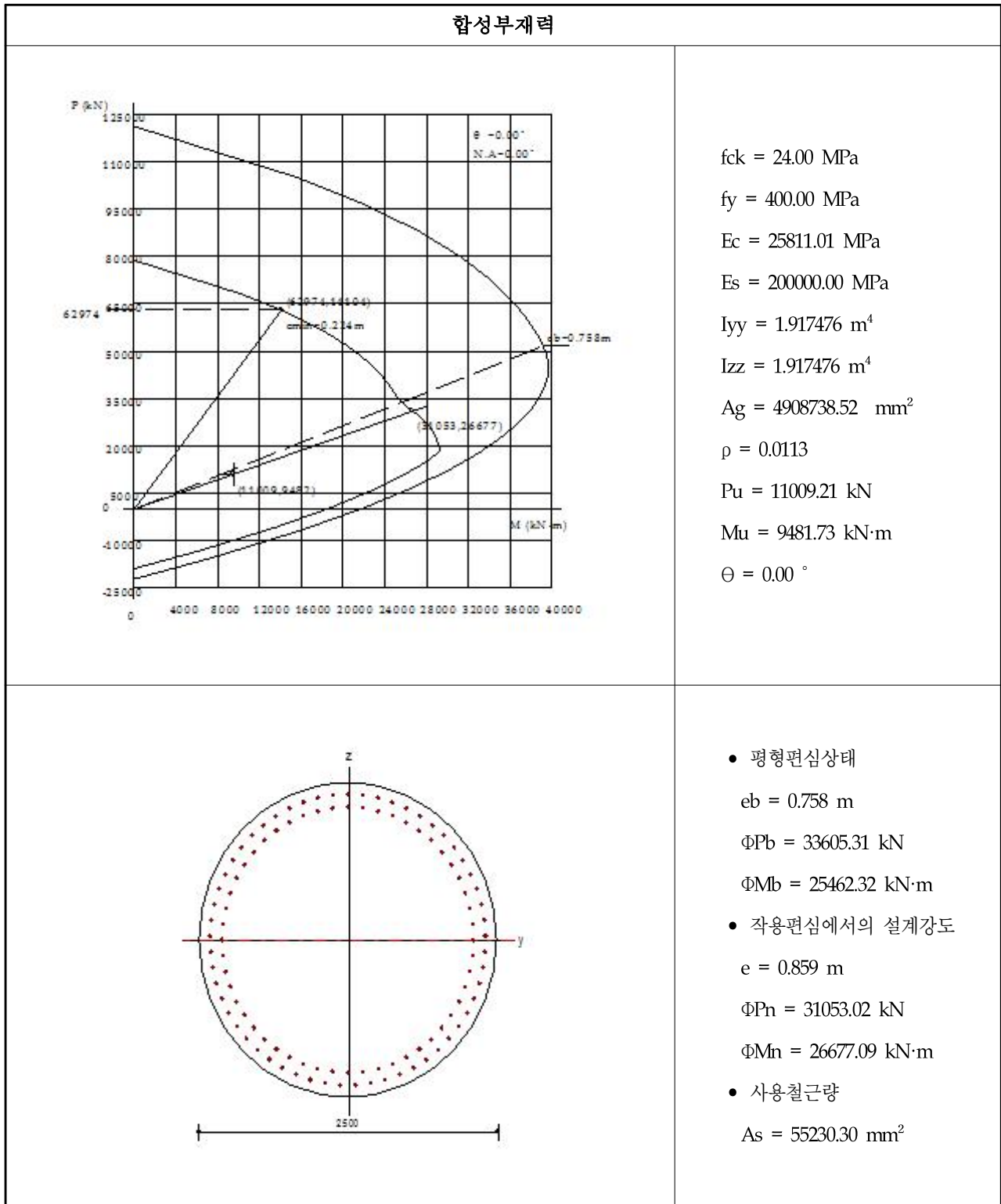
【그림 5.4.13】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.14】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.15】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.1.2 교각(P4) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

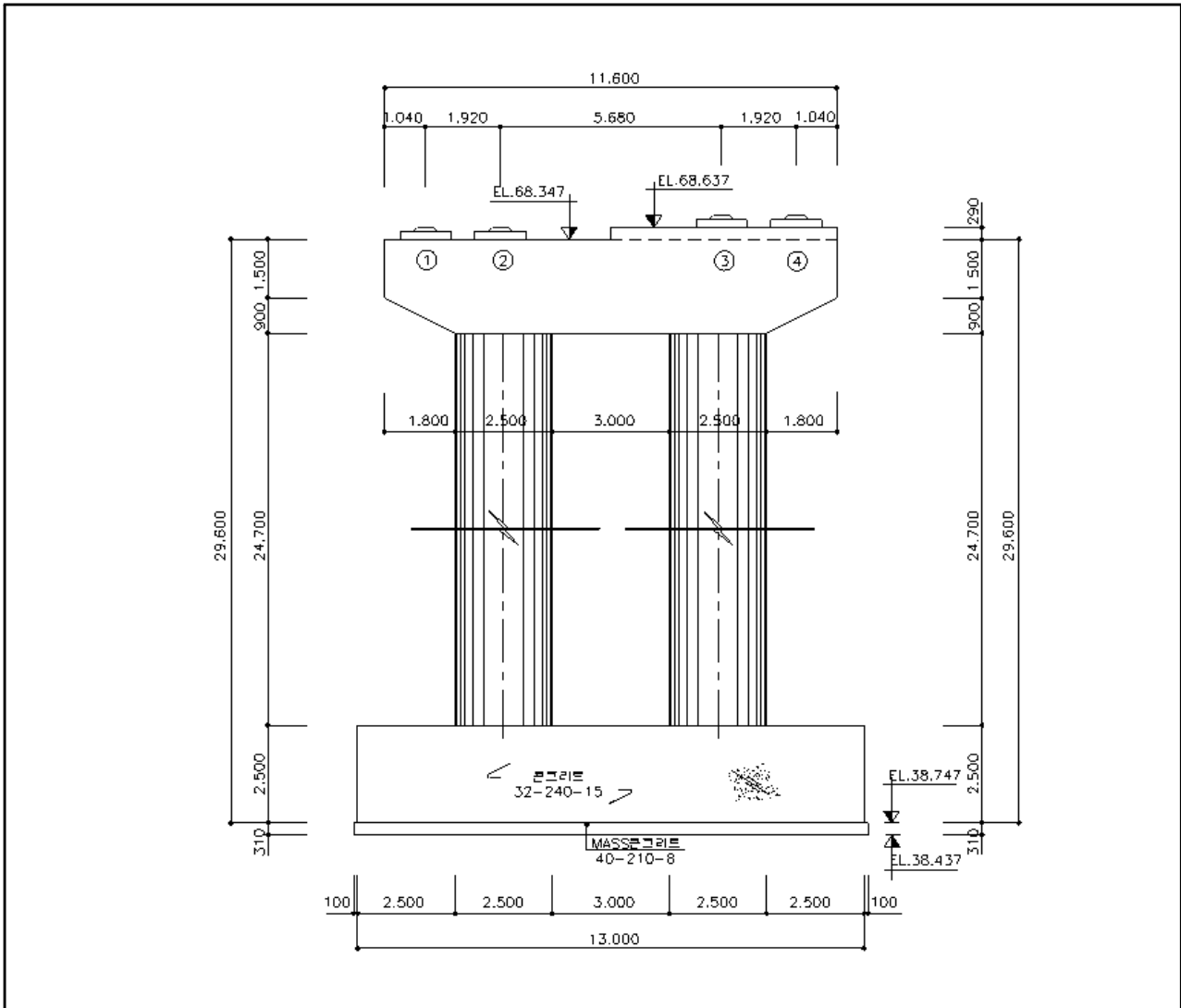
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.16】 해석단면(부산 P4)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교각번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	4560.779	852.819	
2	4560.779	575.908	
계	9121.558	1428.727	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.6 / 3.73 = 3.378 \quad [W_1 = (4.0 - 0.2 \times (B/D)) \times D, D \geq 6]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.378] \times 3.730 = 12.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 12.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.73/2 + 0.4 + 1.790/2 = 3.160 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 620.000 \times 3.160 = 1,959.200 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.690 \times 2.500 = 20.175 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 / 2 = 1.875 \text{ kN/m (풍하측)}$$

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

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

② 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 62.292 \text{ kN (copping 높이에 따라 재하)}$$

$$W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.5 = 3.750 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

3) 활하중에 작용하는 풍하중

$$P_h = 1.5 \times (50.000 + 50.000) / 2 \times \sin 90^\circ = 75.000 \text{ kN}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.18 + 1.500 + 1.790/2 = 5.575 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.575 = 418.125 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

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

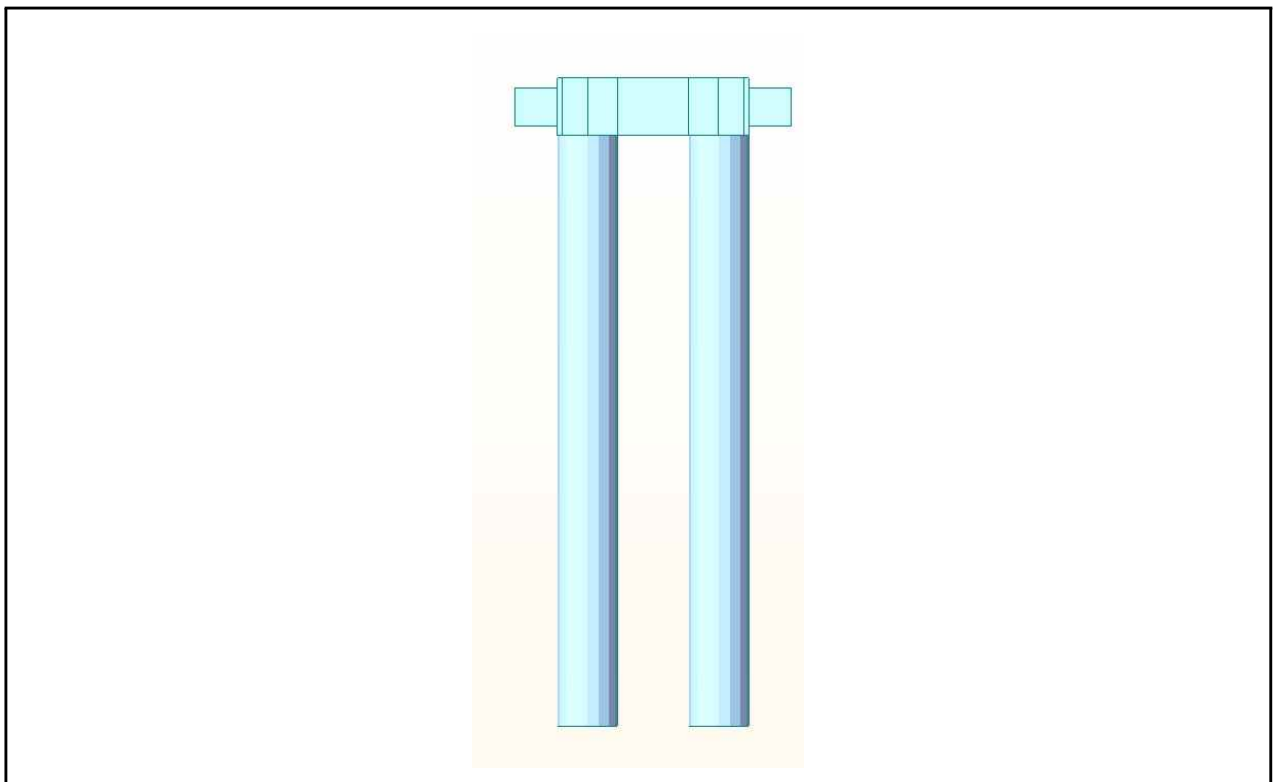
W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

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)

바. 코핑부 검토

1) 부재력 집계 : 두부보

하중	좌측 (부재3, 절점3)		우측 (부재7, 절점8)		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULB01	-735.664	8229.365	-579.383	-7433.216	
ULB02	-254.354	6395.804	-254.354	-6195.014	
ULB03	-177.041	6395.804	-1103.341	-6195.014	
ULB04	394.202	6395.804	-1193.935	-6195.014	
ULB05	351.327	6395.804	-860.035	-6195.014	
ULB06	-450.883	7144.484	-545.379	-7303.678	

2) 내민보 검토

① 내민길이의 산정

원형이나 정다각형 기둥인 경우 내민 길이는 정사각형 기둥단면으로 치환하여 구한다.

- 기둥의 단면적

$$A = \pi \times 2.5^2 / 4 = 4.909 \text{m}^2$$

- 치환단면의 한변길이

$$L = \sqrt{4.909} = 2.216 \text{ m}$$

위험단면은 기둥 끝단으로부터 0.142m(= 1.25 - 2.216/2)에 위치한다.

② 브래킷 판정

- 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7,433.216 \text{ kN}$$

$$M_u = 579.383 \text{ kN.m}$$

$$N_u = 0.000 \text{ kN.m}$$

- 브래킷 판정

$$a = 579.383 / 7,433.216 = 0.078 \text{m}$$

$$d = 2.400 - 0.116 = 2.284 \text{m}$$

$$a / d = 0.078 / 2.284 = 0.034 \leq 1.0 \quad \therefore \text{내민받침 검토}$$

③ 내민받침 검토

㉠ 단면제원 및 검토조건

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)
2,800.00	2,400.00	2,284.0	100.00	579.383	7,433.216
f _{ck} = 24MPa, f _y = 400MPa, k ₁ = 0.85, ϕ _f = 0.85, ϕ _v = 0.80					

㉡ 사용 철근량

㉠ 주인장철근 : 2단 D32 - 40EA (= 28,732.000mm²)

㉡ 폐합스트립 : 2단 D19 - 6EA (= 1,719.000mm²)

㉢ 최대전단강도

$$V_{n1} = 0.2f_{ck}bd = 0.2 \times 24 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 30,696.960 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 56bd = 56 \times 2,800 \times 2,284 / 1,000 = 35,813.120 \text{ kN}$$

$$\phi V_{\max} = 0.8 \times \min(V_{n1}, V_{n2}) = 30,441.152 \text{ kN}$$

㉣ 철근량 산정

㉠ 전단력에 저항할 전단철근

$$A_{vf} = \frac{S_u}{\phi \times \mu \times f_y} = 17,698.133 \text{ mm}^2$$

㉡ 인장력에 저항할 철근

$$A_{vn} = \frac{N_u}{\phi \times f_y} = 4,645.759 \text{ mm}^2$$

㉢ 모멘트에 저항할 철근

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

$$A_f = \frac{M_u}{\phi b f_y (d - a/2)} \quad \therefore A_f = 1,030.297 \text{ mm}^2$$

㉣ 주인장철근량 검토

$$A_{s1} = A_f + A_n = 5,676.056 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2/3A_{vf} + A_n = 16,444.514 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.04 \times \frac{f_{ck}}{f_y} \times b \times d = 15,348.480 \text{ mm}^2$$

$$\max(A_{s1}, A_{s2}, A_{\min}) = 16,444.514 \text{ mm}^2 < A_s (= 28,732.000 \text{ mm}^2) \quad \text{O.K}$$

㉔ 폐합스트립 검토

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 5,899.378 \text{ mm}^2 \leq A_{used}(15,471.000) \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

④ 깊은보 검토

상세과정은 부록 참조

구 분	ΦM_n (kN · m)	M_u (kN · m)	S.F	ΦV_n (kN)	V_u (kN)	S.F	검토 결과
깊은보 검토	21,329.353	579.383	36.814	2,219.205	1,138.395	1.949	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	-8296.910	-12709.739	-1937.928	921.095	-115.783	0.00013	축력최대
	ULB03	-8296.910	-9104.472	-4889.534	5497.766	-360.333	0.01082	모멘트최대
교축 방향	ULB01	-8296.910	-12709.739	-1937.928	921.905	-115.783	0.00000	축력최대
	ULB05	-8296.910	-10785.983	-1248.135	7613.945	-293.583	0.00136	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	-12709.739	921.905	921.905	1303.771	축력최대
UL003	-9104.472	7613.945	5497.766	9391.357	모멘트최대
UL005	-10785.983	7613.945	5497.766	9391.357	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	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12709.739	921.095	4.955	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	40120.210	9104.472	5497.766	4.407	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	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12709.739	921.905	4.955	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	35557.730	10785.983	7613.945	3.297	O.K

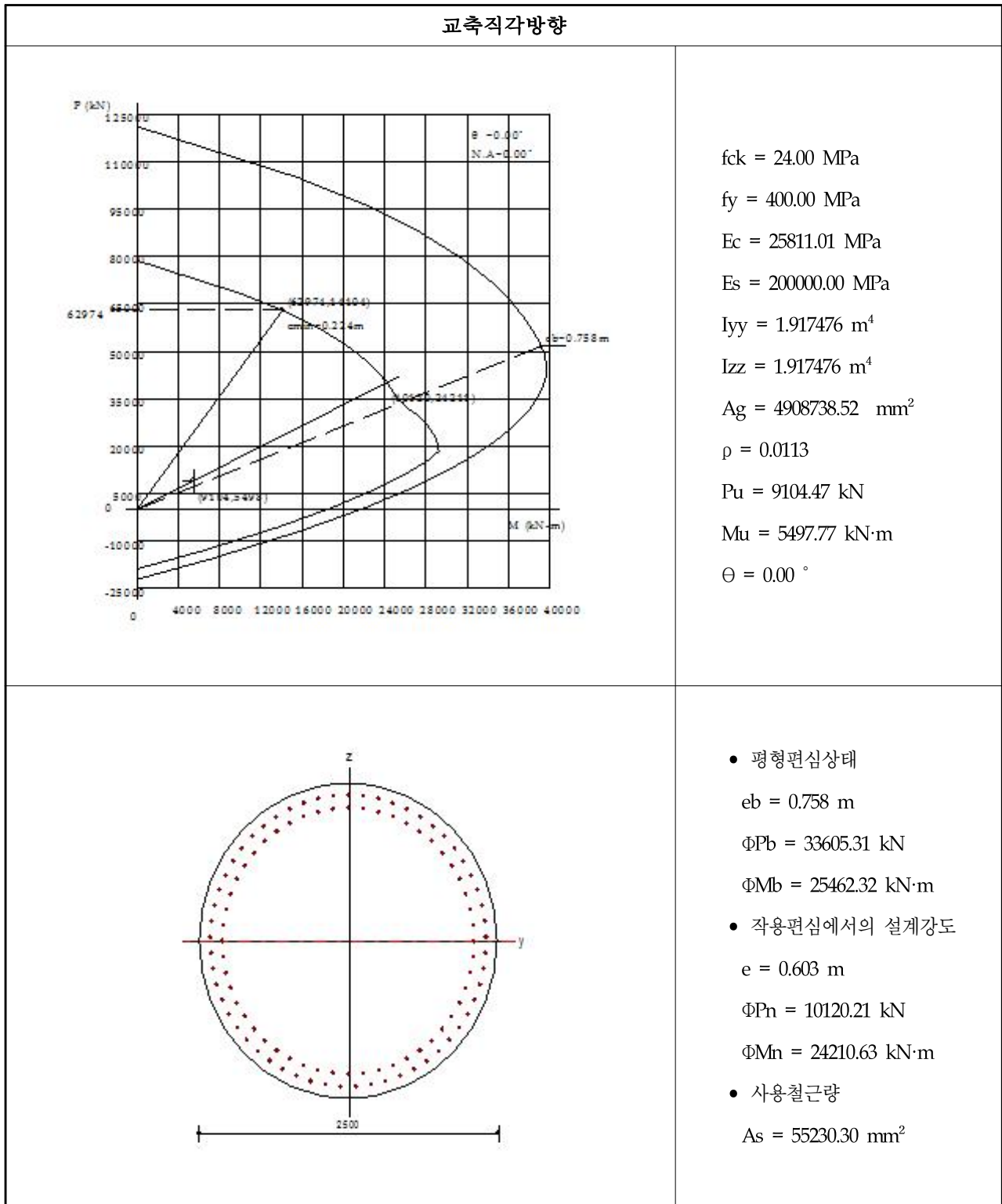
※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.20】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P4)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비 고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	62973.920	12709.739	1303.771	4.955	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	26972.960	9104.472	9391.357	2.963	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	30817.950	10785.983	9391.357	2.857	O.K

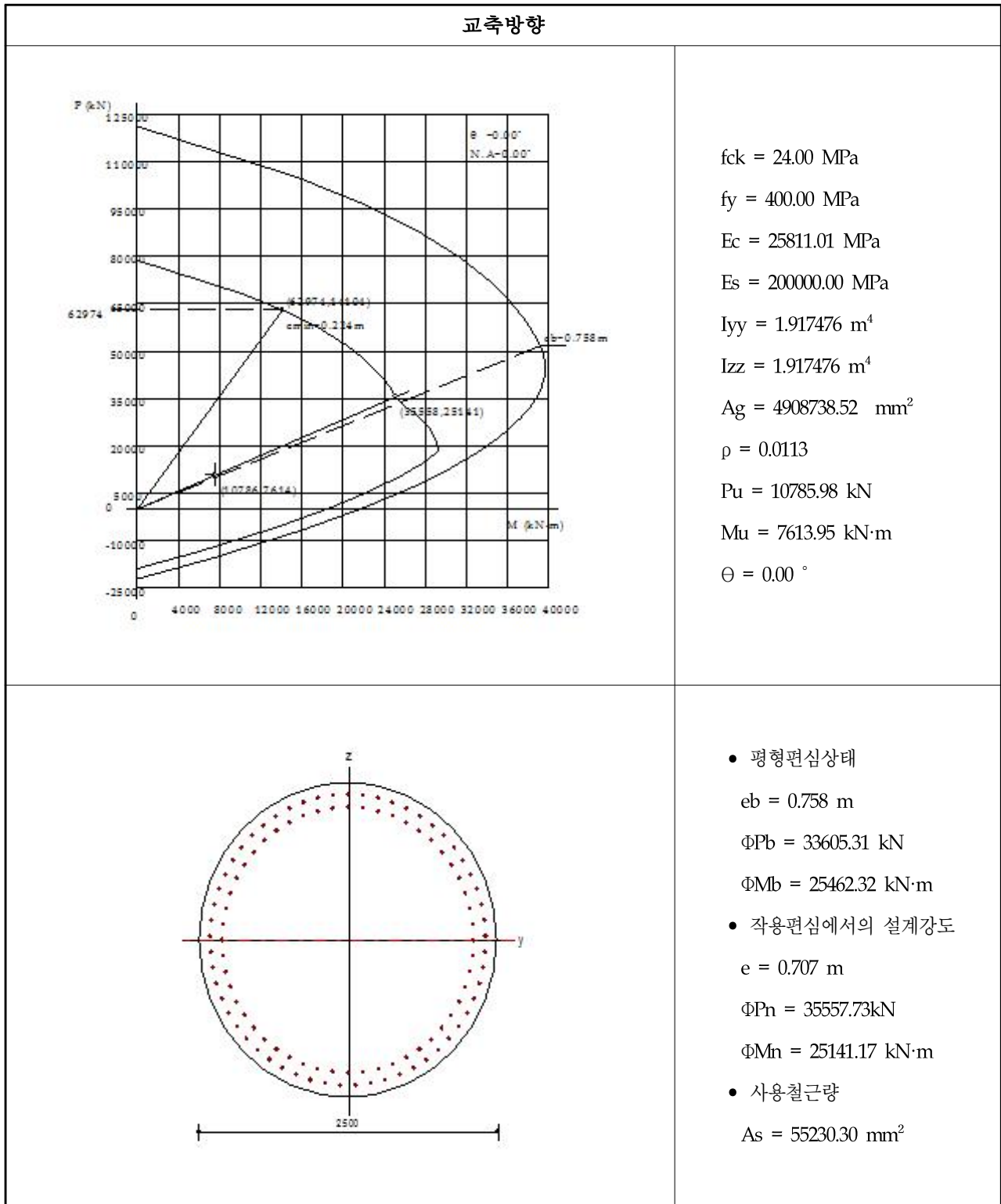
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



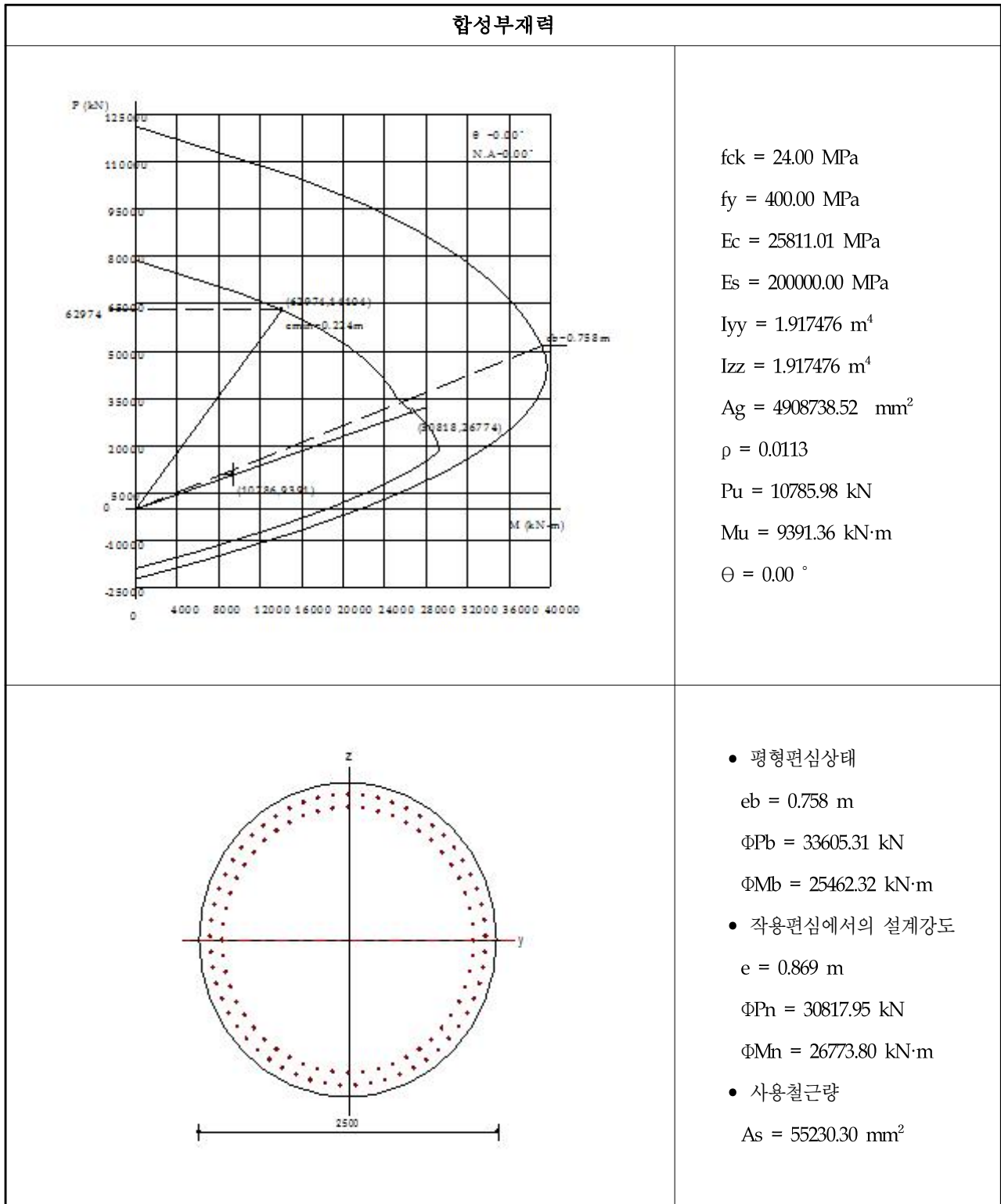
【그림 5.4.18】 P-M 상관도(교축직각방향)

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

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{131.902} = 1.605$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{15.603} = 7.050$	A	MPa
	2경간 중앙부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{185.597}{53.835} = 3.448$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.301} = 6.748$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{153.580} = 1.423$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{61.148} = 1.799$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{103.433} = 1.233$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{74.074} = 1.722$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12775.319} = 4.929$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4120.65}{835.943} = 4.929$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{37759.780}{9125.766} = 4.138$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{24726.66}{5980.398} = 4.135$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12775.319} = 4.929$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4120.65}{835.943} = 4.929$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{33295.950}{10953.046} = 3.040$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{25624.04}{8439.959} = 3.036$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12775.319} = 4.959$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{5827.480}{1182.202} = 4.929$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{25051.660}{9125.766} = 2.745$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{28488.740}{1882.202} = 2.754$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{2912.960}{10953.046} = 2.659$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{27403.86}{10343.987} = 2.649$		kN · m

5.5.1.2 대구방향 S4~S7

가. 상부구조

【표 5.5.3】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4 경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{127.259} = 1.664$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{15.408} = 7.139$	A	MPa
	5 경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{185.597}{68.508} = 2.709$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{18.806} = 5.849$	A	MPa
	6 경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{96.760} = 2.188$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{6.958} = 15.809$	A	MPa
	4 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{168.066} = 1.131$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{66.551} = 1.653$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{152.792} = 1.430$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{54.196} = 2.030$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{103.433} = 1.233$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{74.074} = 1.722$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.4】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P4	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12523.562} = 5.028$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{10080.060}{2009.119} = 5.017$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{58498.260}{12212.005} = 4.790$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{16970.130}{3508.811} = 4.836$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12523.562} = 5.028$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{10080.060}{2009.119} = 5.017$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{39624.560}{10488.187} = 3.778$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{24325.33}{6433.075} = 3.781$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62808.800}{12523.562} = 5.015$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{14243.050}{2841.323} = 5.013$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{43119.510}{12212.005} = 3.531$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{23439.460}{6628.084} = 5.536$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{38410.830}{10488.187} = 3.662$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{24592.360}{6674.198} = 3.685$		kN · m

5.5.1.3 부산방향 S1~S3

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	1, 3경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{131.902} = 1.605$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{15.603} = 7.050$	A	MPa
	2경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{185.597}{53.835} = 3.448$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{16.301} = 6.748$	A	MPa
	지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{153.580} = 1.423$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{61.148} = 1.799$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{103.433} = 1.233$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{74.074} = 1.722$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P2	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12319.758} = 5.112$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4654.250}{910.524} = 5.112$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{48491.010}{9140.053} = 5.305$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{21695.640}{4088.292} = 5.307$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62793.920}{12319.758} = 5.112$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4654.250}{910.524} = 5.112$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{33024.220}{11009.206} = 3.000$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{25762.700}{8555.061} = 3.011$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12318.758} = 5.112$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{6582.640}{1287.675} = 5.112$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{26972.960}{9140.053} = 2.951$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{28043.01}{9481.730} = 2.958$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{31053.020}{11009.206} = 2.821$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{26677.09}{9481.730} = 2.814$		kN · m

5.5.1.4 부산방향 S4~S7

가. 상부구조

【표 5.5.7】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	4 경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{127.259} = 1.664$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{15.408} = 7.139$	A	MPa
	5 경간 중양부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{185.597}{68.508} = 2.709$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{18.806} = 5.849$	A	MPa
	6 경간 3L/8	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{211.752}{96.760} = 2.188$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{6.958} = 15.809$	A	MPa
	4 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190.000}{168.066} = 1.131$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{66.551} = 1.653$	A	MPa
	5 지점부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{218.500}{152.792} = 1.430$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110.000}{54.196} = 2.030$	A	MPa
바닥판	좌측 캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{103.433} = 1.233$	A	kN · m
	중양부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{127.569}{74.074} = 1.722$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.8】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P4	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12709.739} = 4.955$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4563.820}{921.095} = 4.955$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{40120.210}{9104.472} = 4.407$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{24210.630}{5497.766} = 4.404$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12709.739} = 4.955$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{4563.820}{921.095} = 4.955$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{35557.730}{10785.983} = 3.297$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{25141.170}{7613.945} = 3.302$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{62973.920}{12709.739} = 4.955$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{6459.890}{1,303.771} = 4.955$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30817.950}{9104.472} = 2.963$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{28043.010}{9391.357} = 2.986$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{30817.950}{10785.983} = 2.857$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{26773.800}{9391.357} = 2.851$		kN · m

5.5.2 기본내하력 평가결과

5.5.2.1 대구방향 S1~S3

【표 5.5.9】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

【표 5.5.10】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	80.085	4.394	9.977	190	$\frac{190-(80.085+4.394)}{9.977}$	10.576	DB24 이상
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-190	$\frac{-190-(-78.502-18.809)}{-42.712}$	2.170	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	190	$\frac{190-(21.142+1.069)}{7.423}$	22.603	DB24 이상
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-190	$\frac{-190-(-21.339-5.326)}{-36.979}$	4.390	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-190	$\frac{-190-(-79.506-20.187)}{-40.885}$	2.209	DB24 이상
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	190	$\frac{190-(73.456+20.738)}{42.000}$	2.281	DB24 이상

5.5.2.2 대구방향 S4~S7

【표 5.5.11】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

【표 5.5.12】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	190	$\frac{190-(75.025+4.140)}{9.922}$	11.171	DB24 이상
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-190	$\frac{-190-(-73.542-17.724)}{-42.476}$	2.324	DB24 이상
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	190	$\frac{190-(33.376+1.694)}{7.714}$	20.084	DB24 이상
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-190	$\frac{-190-(-35.266-8.439)}{-38.428}$	3.807	DB24 이상
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	190	$\frac{190-(48.886+3.025)}{9.109}$	15.159	DB24 이상
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-190	$\frac{-190-(-47.920-11.650)}{-35.086}$	3.717	DB24 이상
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-190	$\frac{-190-(-66.233-16.825)}{-30.078}$	3.555	DB24 이상
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	190	$\frac{190-(63.729+18.125)}{32.401}$	3.338	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-190	$\frac{-190-(-65.965-16.843)}{-40.485}$	2.648	DB24 이상
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	190	$\frac{190-(63.471+18.134)}{43.587}$	2.487	DB24 이상

5.5.2.3 부산방향 S1~S3

【표 5.5.13】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

【표 5.5.14】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	1, 3경간 3L/8	상부 플랜지	80.085	4.394	9.977	190	$\frac{190-(80.085+4.394)}{9.977}$	10.576	DB24 이상
		하부 플랜지	-78.502	-18.809	-42.712	-190	$\frac{-190-(-78.502-18.809)}{-42.712}$	2.170	DB24 이상
	2경간 중앙부	상부 플랜지	21.142	1.069	7.423	190	$\frac{190-(21.142+1.069)}{7.423}$	22.603	DB24 이상
		하부 플랜지	-22.339	-5.326	-36.979	-190	$\frac{-190-(-21.339-5.326)}{-36.979}$	4.390	DB24 이상
	지점부	상부 플랜지	-79.506	-20.187	-40.885	-190	$\frac{-190-(-79.506-20.187)}{-40.885}$	2.209	DB24 이상
		하부 플랜지	73.456	20.738	42.000	190	$\frac{190-(73.456+20.738)}{42.000}$	2.281	DB24 이상

5.5.2.4 부산방향 S4~S7

【표 5.5.15】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
좌측 캔틸레버부	127.569	12.872	34.192	103.433	$\frac{127.569-1.3 \times 12.872}{2.15 \times 34.192}$	1.508	DB-24 이상
중앙부	127.569	5.380	31.200	74.074	$\frac{127.569-1.3 \times 5.380}{2.15 \times 31.200}$	1.797	DB-24 이상

【표 5.5.16】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주 형	4 경간 3L/8	상부 플랜지	75.025	4.140	9.922	190	$\frac{190-(75.025+4.140)}{9.922}$	11.171	DB24 이상
		하부 플랜지	-73.542	-17.724	-42.476	-190	$\frac{-190-(-73.542-17.724)}{-42.476}$	2.324	DB24 이상
	5 경간 중앙부	상부 플랜지	33.376	1.694	7.714	190	$\frac{190-(33.376+1.694)}{7.714}$	20.084	DB24 이상
		하부 플랜지	-35.266	-8.439	-38.428	-190	$\frac{-190-(-35.266-8.439)}{-38.428}$	3.807	DB24 이상
	6 경간 3L/8	상부 플랜지	48.886	3.025	9.109	190	$\frac{190-(48.886+3.025)}{9.109}$	15.159	DB24 이상
		하부 플랜지	-47.920	-11.650	-35.086	-190	$\frac{-190-(-47.920-11.650)}{-35.086}$	3.717	DB24 이상
	4 지점부	상부 플랜지	-66.233	-16.825	-30.078	-190	$\frac{-190-(-66.233-16.825)}{-30.078}$	3.555	DB24 이상
		하부 플랜지	63.729	18.125	32.401	190	$\frac{190-(63.729+18.125)}{32.401}$	3.338	DB24 이상
	5 지점부	상부 플랜지	-65.965	-16.843	-40.485	-190	$\frac{-190-(-65.965-16.843)}{-40.485}$	2.648	DB24 이상
		하부 플랜지	63.471	18.134	43.587	190	$\frac{190-(63.471+18.134)}{43.587}$	2.487	DB24 이상

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.233 및 1.131으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.649 및 3.662로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본 내하력이 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 1.233 및 1.131으로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P2 및 P4의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.814 및 2.851로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본 내하력이 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.

