

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개 요

5.2 상부구조 안전성 평가

5.3 내하력 평가

5.4 하부구조 안전성평가

5.5 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성 평가

5.1 개요

5.1.1 안전성검토

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

가. 검토단면 선정 및 사유

본 진단시 상부구조는 S1~S4(1구간), S5~S7(2구간), S8~S11(3구간) 3개 구간중 1구간과 3구간이 대칭인 점을 고려하여 대칭인 구간을 제외한 구간별 전체모델링을 통해 검토하였으며, 하부구조의 안전성 검토단면은 경간 구성(경간장 및 연속 경간수) 및 구조형식, 단면제원, 하중조건, 구조적 손상 및 결함 발생 여부 등을 고려하여 선정하였으며, 검토단면 선정 및 사유는 다음과 같다.

【표 5.1.1】 하부구조 검토단면 선정

하부구조 검토단면		관 련 내 용
교 각	P1 ~P10	- 교각형식 : 다주식(2주식), 기초형식 : 직접기초 - 구조적으로 문제가 될만한 결함은 없는 상태임
선 정 사 유		- 청도2교의 형식은 다주식(2주식)교각이고 기초는 직접기초로 시공되어져 있으며, 구조적인 결함이 없는 상태이다. 따라서, 상부구조에 따른 형식별로 구분하여 각 형식별 제원 및 하중조건 등이 상대적으로 불리한 교각을 구간별로 각각 1개소씩 선정하였다. ⇒ 상행 P6, 하행 P3

나. 검토조건

본 교량의 설계당시 준공도면 및 구조계산서가 보존되어 있으며, 설계 당시와 현재의 설계기준이 일부 상이하므로 현 설계기준에 의하여 안전성검토 및 내하력평가를 실시하였으며, 외관 및 내구성조사를 실시한 결과, 【표 5.1.2】와 같이 단면제원, 압축강도, 철근배근 등이 준공도면과 거의 일치하므로 준공도면상의 설계값을 적용하였다.

【표 5.1.2】 설계 당시와 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, 원심하중	고정하중, 활하중, 차량충돌하중, 풍하중, 원심하중	
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 - 강박스커더 : 경간별 최대정모멘트부 및 최대부모멘트부 - 교각 : P3, P6		현장조사시 단면제원을 측정한 결과, 준공도면과 일치하므로 준공도면상의 단면제원을 적용	
사용재료	설계강도	- 준공도면/구조계산서 - 상부 : 270kgf/cm² - 하부 : 240kgf/cm²	- 비파괴강도 - 상부:27.1~31.7MPa - 하부:24.4~29.9MPa	- 비파괴강도 측정값이 설계기준강도를 상회하므로 설계기준강도 적용 - 상부 : 27.0MPa - 하부 : 24.0MPa	
	탄성계수	- 콘크리트 - 상부 : 250,000kgf/cm² - 하부 : 250,000kgf/cm² - 철근 : 2,000,000kgf/cm² - 강재 : 2,100,000kgf/cm²	- 콘크리트 : 현 설계기준 적용 - $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{f_{cu}}$ ($f_{cu} = f_{ck} + \Delta f$ MPa) $\Delta f = 4MPa$ ($f_{ck} \leq 40$), $6MPa$ ($f_{ck} \geq 60$) - 상부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{31} = 26,701MPa$ - 하부 : $E_c = 8,500 \times \sqrt[3]{28} = 25,811MPa$ - 철근 : 200,000MPa - 강재 : 205,000MPa		
철근간격 / 피복두께	바닥판	125~250/40.0~60.0	준공도면과 전반적으로 일치	철근배근 및 피복두께는 전반적으로 설계값과 일치하므로 설계값 적용	
	교각	100~500/100.0~200.0			
하중종류	고정하중	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 2.5tf/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 2.3tf/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 7.85tf/m^3$	- 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0kN/m^3$ - 아스팔트 포장 : $\gamma_a = 23.0kN/m^3$ - 강재 : $\gamma_s = 78.5kN/m^3$	설계도서 및 현 설계기준이 동일하므로 현 설계기준상의 값 적용	
	활하중	DB-24, DL-24	DB-24, DL-24		
	온도차	- 온도차 : $\pm 10.^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}	- 온도차 : $\pm 10.^\circ C$ - 선팅창계수 : 12×10^{-6}		
	크리프	크리프 계수 : 2	크리프 계수 : 2		
	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

청도2교는 1등급교(DB-24, DL-24)로 설계되어 있으며, 도로교 설계기준(2010)에 따라 강박스 거더는 허용응력설계법, 바닥판과 하부구조(교각)는 강도설계법을 적용하여 안전성평가를 실시하였다.

안전성평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 이동재하가 가능한 범용구조해석 프로그램인 SAP2000을 이용하였다.

5.1.2 내하력평가

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

가. 구조해석 및 검토의 기본가정

- 1) 사용된 해석모델은 Frame Element(강박스거더, 가로보, 세로보), Rigid Element를 이용한 3차원 모델을 적용한다.
- 2) 철근량은 측정값을 기준으로 하며 철근의 종류는 도면을 참조한다. 유효높이는 철근탐사시험 결과 측정된 피복두께를 이용하며 설계피복두께 미만은 단면검토시 안전측으로 설계피복두께를 적용한다.
- 3) 콘크리트강도는 비파괴강도 시험결과와 설계기준강도의 만족 여부를 고려하여 적용한다.
- 4) 고정하중은 바닥판, 거더, 가로보, 방호벽, 및 기타하중에 대해서 합성전 및 합성후 고정하중으로 구분하여 고려한다.
- 5) 활하중은 DB하중과 DL하중, 충격하중을 고려하여 산정한다.
- 6) 강도설계법에 의한 단면검토시 하중계수는 도로교설계기준(2010)을 이용한다.
- 7) 구조검토 결과는 도로교설계기준(2010)에 준하여 SI단위계를 사용한다.

5.2 상부구조 안전성평가

5.2.1 대구방향(3@55, S5~S7)

S5~S7경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간3으로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : 11@55.0 = 605.0m (총연장)
- ③ 검토구간 : 3@55.0 = 165.0m (검토구간 S5~S7)
- ④ 교량폭원 : 12.495m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : B = 2.6m , H = 2.4m
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(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}) : 210,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	140 : $\ell/r \leq 18.6$	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) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리(m)	모멘트(Kn · m)	
1	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.855	3.441	
2	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.717	0.439	
3	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.820	1.076	
4	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.630	0.165	
5	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.760	1.636	
6	$1 \times 0.25 \times 25 = 6.250$	0.500	3.125	
7	$\frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.05 \times 25 = 0.563$	0.400	0.225	
8	$0.1 \times 0.05 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
9	$0.55 \times 0.08 \times 23 = 1.012$	0.275	0.278	
계	$= 16.315$		10.392	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.250 + 1.14 = 1.340\text{m}$$

여기서, X = 0.250m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.250} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.250 \times (1+0.300)}{1.340} = 23.284\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

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

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1500} (\%) = 7.584 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 7.584/100 = 5.433 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 5.433 \times 1.8 = 9.779 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 풍하중

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

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

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 76.283 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 102.122 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 57.623 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 56.679 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 15.772 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 43.977 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.25 < 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (280L + 180) = (280 \times 0.250 + 180) = 250 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 240.0 \text{ mm}$$

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

• 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 122.167\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 102.122\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1589 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0066$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.2768$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.2768 \times 260.0 = 71.968$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.277/3 = 0.908$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 43.977 / (0.0066 \times 0.908 \times 240.0^2) = 127.054 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 127.054) - 2.5 \times 52.00 = 493.280\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 127.054) = 498.623\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 493.28\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 493.280\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.638^2}{10} = 5.630\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L)=2.638m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.638} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.638+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 42.094 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 42.094 = 33.678 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1500} (\%) = 7.584 (\%)$$

$$E = 2.4L / (L+0.6) = 1.955$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 7.584 / 100 = 3.724 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 3.724 \times 1.8 = 6.703 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 88.434 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 46.008 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.638 + 130) = 209.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 88.434 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 46.008 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 152.798 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 152.798) - 2.5 \times 32.0 = 435.39 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 152.798) = 412.31 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 412.31 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 412.31 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.193로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.1】 바닥판의 단면검토 결과

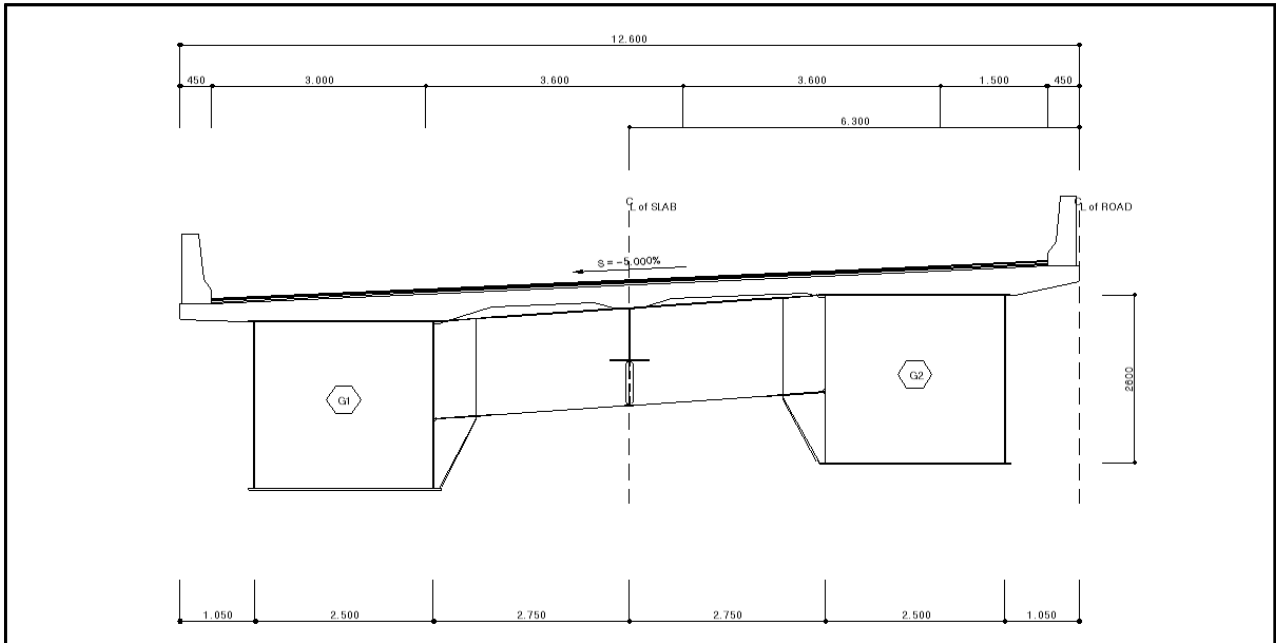
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	102.122	122.167	1.196	O.K
중양부	91.766	105.962	1.193	O.K

【표 5.2.2】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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
캔틸레버부	43.977	127.054	240.000	125.000	493.28	O.K
중양부	46.008	152.798	240.000	125.000	412.31	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.1】 해석단면(상행-대구, S5~S7)

2) 하중산정

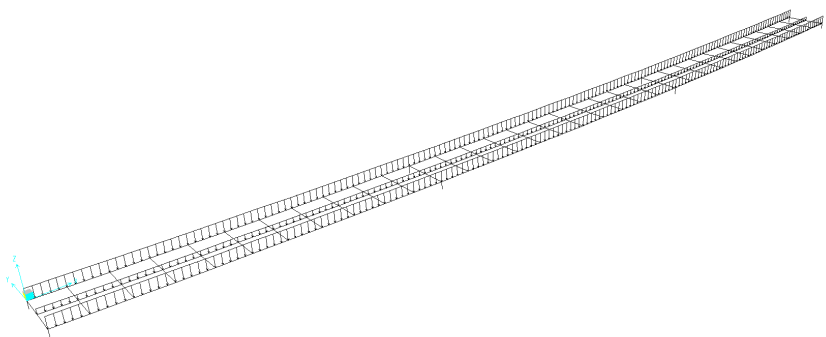
① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 36.835% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력
횡방향 하중분배
- 거더별 작용하중

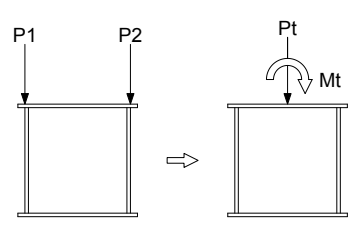
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	17.728	23.847	41.575	7.649	
G2	2.500	20.096	21.598	41.694	18.801	
ST1				18.801		

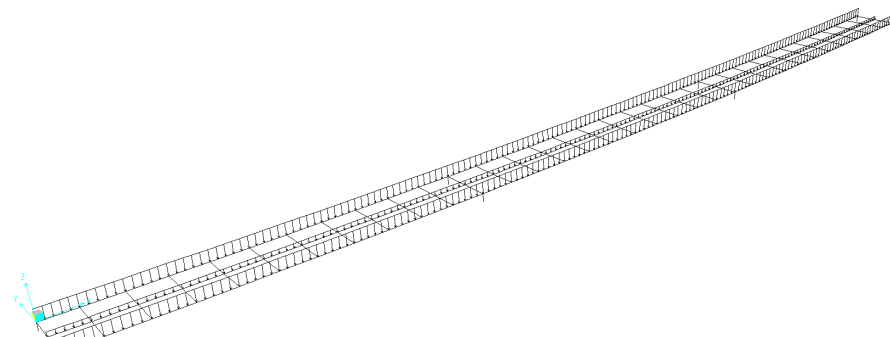
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.2】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	15.078	0.487	15.565	-18.239	
G2	2.500	0.487	15.078	15.565	18.239	
ST1				7.139		

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.3】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.600m				
지간장(L)	• 3@55.000 = 165.000m				
충격계수(i)	• 제1지간 15 / (40+54.5) = 0.159 < 0.3 ∴ i = 0.159 적용				
	• 제2지간 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제3지간 15 / (40+54.5) = 0.159 < 0.3 ∴ i = 0.159 적용				
	• 제1내부지점 15 / {40+(55.0+54.5)/2} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제2내부지점 15 / {40+(55.0+54.5)/2} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)		
	P _m	108kN	P _f	24 kN	
	P _s	156kN	P _r	96 kN	
	W _ℓ	12.7kN/m			
설계차로	W _c 의 범위(m)		N	W _c 의 범위(m)	N
	6.0 ≤ W _c < 9.1		2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7
	9.1 ≤ W _c < 12.8		3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8
	12.8 ≤ W _c < 16.4		4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9
	16.4 ≤ W _c < 20.1		5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10
	20.1 ≤ W _c < 23.8		6		
	여기서, W _c : 연석간 교폭(11.700m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함. • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%				

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.3】 등가경간장 및 적용식

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.	

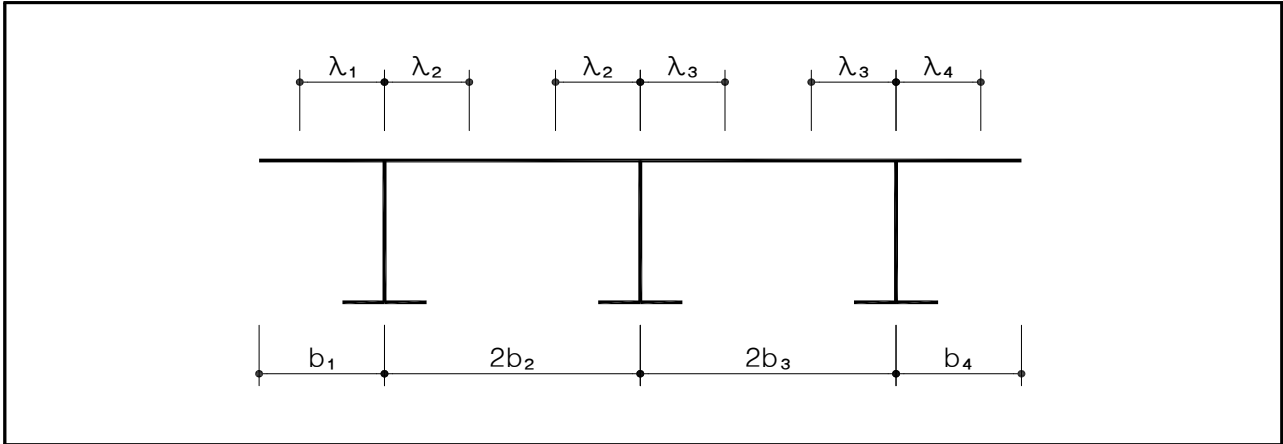
㉠ 적용식

$$\begin{aligned}
 \text{a) } b/l &\leq 0.05 & \lambda_L &= b \\
 0.05 < b/l < 0.30 & & \lambda_L &= \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b \\
 b/l &\geq 0.30 & \lambda_L &= 0.15 l \\
 \text{b) } b/l &\leq 0.02 & \lambda_S &= b \\
 0.02 < b/l < 0.30 & & \lambda_S &= \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot B \\
 b/l &\geq 0.30 & \lambda_S &= 0.15 l
 \end{aligned}$$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.4】 플랜지의 유효폭

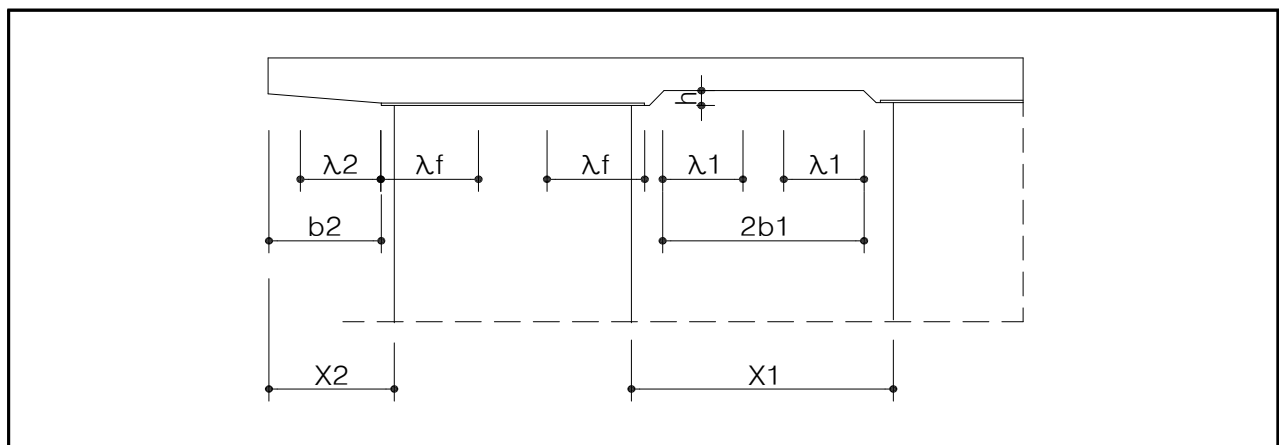
㉔ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1지간 중앙부	43.600	M	
1지간 지점부	21.900	M	
2지간 중앙부	33.000	M	
2지간 지점부	21.900	M	
3지간 중앙부	43.600	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉕ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.5】 바닥판의 유효폭

㉠ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

【표 5.2.4】 G1 강거더 플랜지 및 바닥판 슬래브 실제폭 및 유효폭

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	$\lambda = \frac{②}{①}$
1지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000
1지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
2지간 중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.150	0.984
2지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
3지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000

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

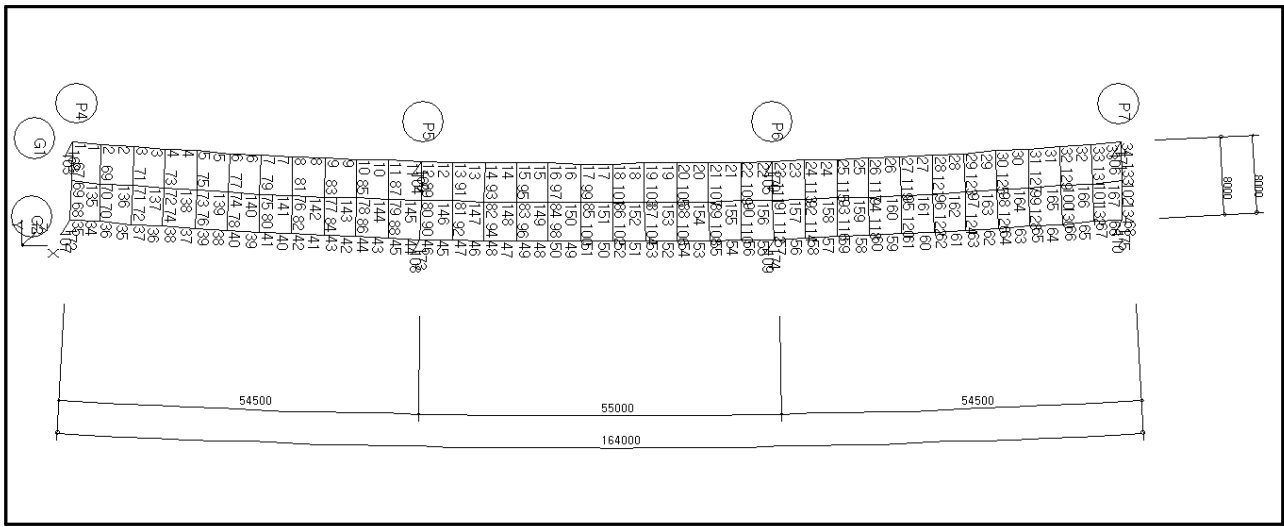
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000
1지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
2지간 중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.150	0.984
2지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
3지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000

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 및 세로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

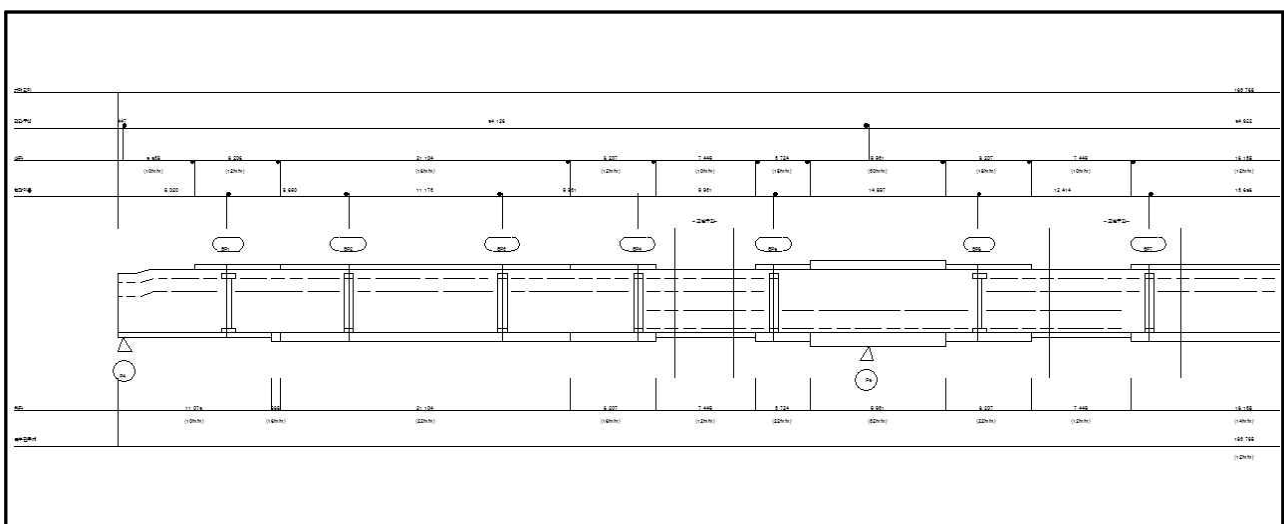
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.6】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.7】 거더 단면위치

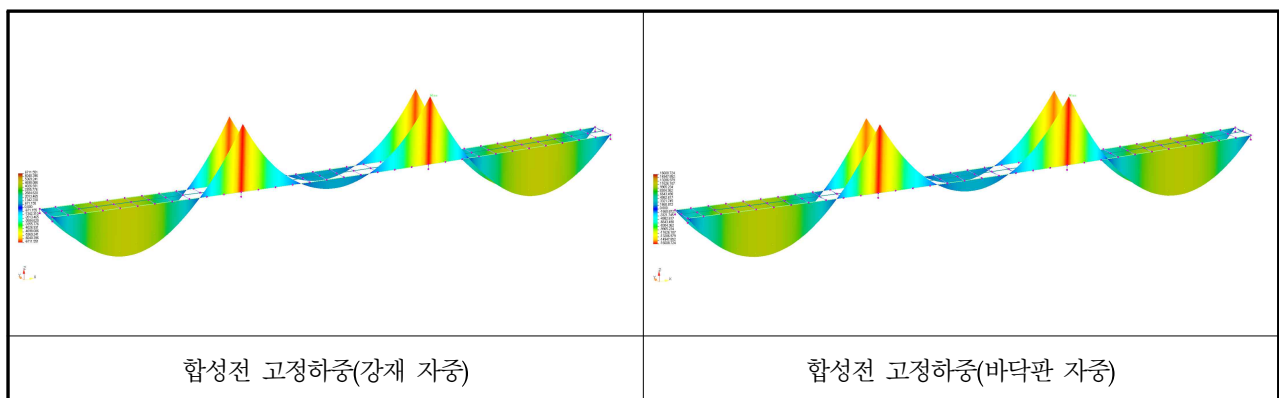
【표 5.2.6】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	126300.0	124292325089	123671764800	162155950297	
	합성후	323175.0	259152531960	774835827300	205389826543	
단면 - 2	합성전	131100.0	148748241791	131243995200	183423648143	
	합성후	327975.0	307593050861	782408057700	230145931176	
단면 - 3	합성전	136500.0	156879628719	134524495200	192110202989	
	합성후	333375.0	308451854372	785688557700	231142004859	
단면 - 4	합성전	179700.0	232206520935	160768495200	244642677074	
	합성후	376575.0	459221928974	811932557700	286710884196	
단면 - 5	합성전	152700.0	186137539788	144365995200	215048322750	
	합성후	349575.0	385172635695	795530057700	265031722119	
단면 - 6	합성전	142800.0	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	339675.0	361000817239	785688557700	243937975649	
단면 - 7	합성전	185100.0	240001154694	164048995200	250956541032	
	합성후	381975.0	483342197094	815213057700	287879678919	
단면 - 8	합성전	244500.0	346043167523	200134495200	290843409396	
	합성후	441375.0	604357980508	851298557700	313110209323	
단면 - 9	합성전	191400.0	251013585793	164048995200	250956541032	
	합성후	388275.0	485044691005	815213057700	287879678919	
단면 - 10	합성전	147300.0	177071503345	141085495200	209080173861	
	합성후	344175.0	360354893481	792249557700	256068931132	
부부재	가로보	25200.0	7490145600	54216000	1209600	
	세로보	13000.0	1246833333	26108333	433333	

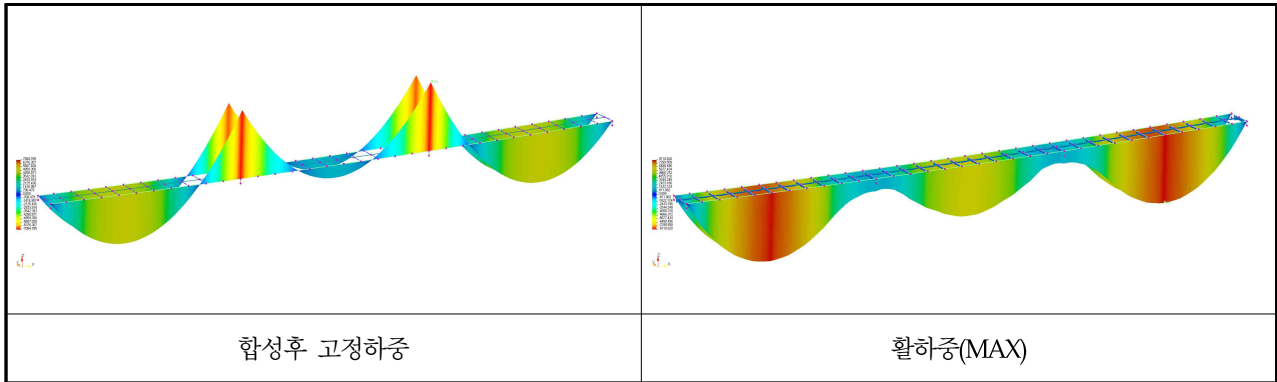
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

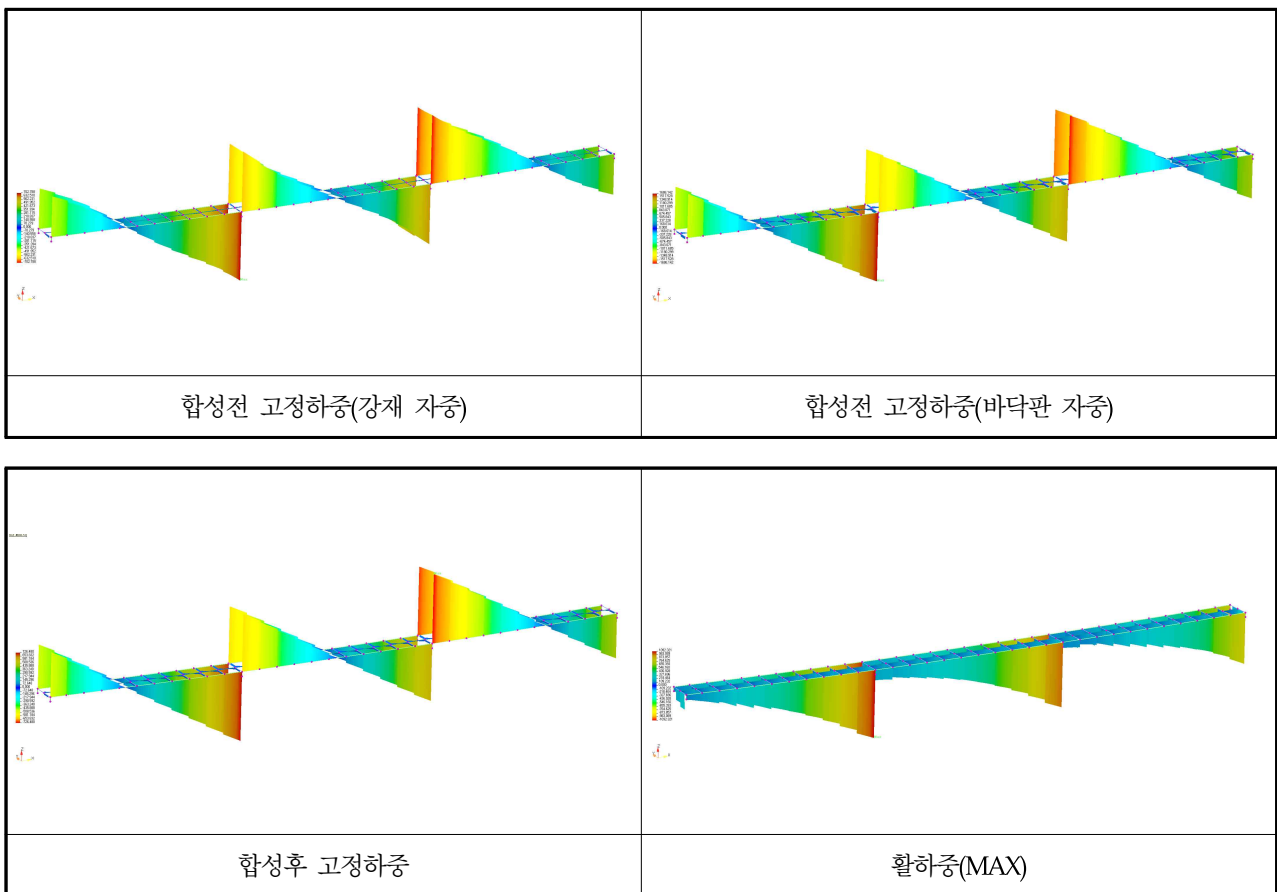


【그림 5.2.8】 휨모멘트도



【그림 5.2.8】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.9】 전단력도

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

구 분		k값
G1	P7	1.000
	P6	-0.210
	P5	-0.210
	P4	1.000
G2	P7	1.000
	P6	-0.210
	P5	-0.210
	P4	1.000

③ 단면력 산정결과

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

- 정모멘트부

【표 5.2.8】 측경간 정모멘트부(단면-4) 단면력 산정결과

단면 - 4	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	4765.088	11333.597	5010.826	7898.882	517.203	29525.596
	G2	4801.466	11515.998	5071.722	8023.986	524.224	29937.396
전단력 (kN)	G1	-12.059	-34.642	-12.919	-348.866	-23.705	-432.191
	G2	-12.611	-36.520	-14.028	-350.560	-23.828	-437.548
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-7.470	-45.145	4.830	-522.206	-2.903	-572.893
	G2	-1.496	1.513	-13.349	-501.772	-2.814	-517.918

【표 5.2.9】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 단면력 산정결과

단면 - 10	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	949.340	2645.961	1291.496	5928.677	181.573	10997.047
	G2	958.590	2750.030	1295.899	5996.552	183.334	11184.405
전단력 (kN)	G1	-0.008	-0.021	-0.008	-384.772	-47.096	-431.904
	G2	0.001	0.006	0.006	386.632	47.063	433.708
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	0.042	0.141	-0.095	490.603	2.903	493.595
	G2	0.125	0.306	0.001	487.997	2.736	491.165

• 부모멘트부

【표 5.2.10】 지점부 부모멘트부(단면-8) 단면력 산정결과

단면 - 8	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	-6669.355	-16132.175	-6997.689	-10173.633	-1318.014	-41290.866
	G2	-6711.551	-16608.724	-7084.785	-10256.188	-1260.834	-41922.082
전단력 (kN)	G1	-702.555	-1637.599	-723.590	-1089.725	-27.112	-4180.582
	G2	-702.767	-1686.097	-726.480	-1092.139	-20.560	-4228.043
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	40.479	184.976	-28.341	1084.186	5.579	1286.879
	G2	23.196	76.282	92.730	974.459	5.857	1172.524

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

- ① 정모멘트부
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-4)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.11】 외측경간 정모멘트부(단면-4) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	97.815	-87.561	182.038	190.000	1.861	2.170
1+2+3	115.175	-148.589	182.038	190.000	1.581	1.279
1+2+3+4	122.778	-146.638	209.344	190.000	1.705	1.296
1+2+3+4+5	143.910	-141.809	209.344	190.000	1.455	1.340
1+2+3+4+5+6	159.417	-137.060	236.649	218.500	1.484	1.594
1+2+3+4+5-6	128.403	-146.558	236.649	218.500	1.843	1.491

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.273 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{143.910}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{10.273}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.473 + 0.009 = 0.481 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-148.589}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{10.273}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.612 + 0.009 = 0.620 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

- ㉤ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.12】 외측경간 정모멘트부(단면-4) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.655	16.200	O.K(3.48)
	크리프, 건조수축 제외시	6.743	16.200	O.K(2.4)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	200.980	320.000	O.K(1.59)
	크리프, 건조수축 제외시	172.329	320.000	O.K(1.86)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-220.567	320.000	O.K(1.45)
	크리프, 건조수축 제외시	-227.312	320.000	O.K(1.41)

㉔ 중앙경간 정모멘트부(단면-10)

㉔ 휨응력

【표 5.2.13】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	27.390	-27.610	148.183	190.000	5.410	6.882
1+2+3	37.299	-72.468	148.183	190.000	3.973	2.622
1+2+3+4	38.922	-70.128	170.410	190.000	4.378	2.709
1+2+3+4+5	53.648	-47.908	170.410	190.000	3.176	3.966
1+2+3+4+5+6	67.054	-29.747	192.638	218.500	2.873	7.345
1+2+3+4+5-6	40.242	-66.068	192.638	218.500	4.787	3.307

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 10.050 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{67.054}{192.638} \right)^2 + \left(\frac{10.050}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.121 + 0.008 = 0.130 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-72.468}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{10.050}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.145 + 0.008 = 0.154 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.14】 중앙경간 정모멘트부(단면-10) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	3.302	16.200	O.K(4.91)
	크리프, 건조수축 제외시	5.332	16.200	O.K(3.04)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	83.902	320.000	O.K(3.81)
	크리프, 건조수축 제외시	67.562	320.000	O.K(4.74)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-117.305	320.000	O.K(2.73)
	크리프, 건조수축 제외시	-141.865	320.000	O.K(2.26)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-8)

㉒ 휨응력

【표 5.2.15】 지점부 부모멘트부(단면-8) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-102.392	93.378	190.000	190.000	1.856	2.035
1+2+3	-156.553	163.585	190.000	190.000	1.214	1.161
1+2+3+4	-162.365	154.738	190.000	190.000	1.170	1.228
1+2+3+4+5	-153.093	169.445	190.000	190.000	1.241	1.121
1+2+3+4+5+6	-139.845	187.907	218.500	218.500	1.562	1.163
1+2+3+4+5-6	-166.341	150.983	218.500	218.500	1.314	1.447

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 75.109 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore O.K$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-162.365}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{75.109}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.730 + 0.466 = 1.196 < 1.2 \therefore O.K$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{169.445}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{75.109}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.795 + 0.366 = 1.161 < 1.2 \therefore O.K$$

㊱ 항복에 대한 안전도 검사

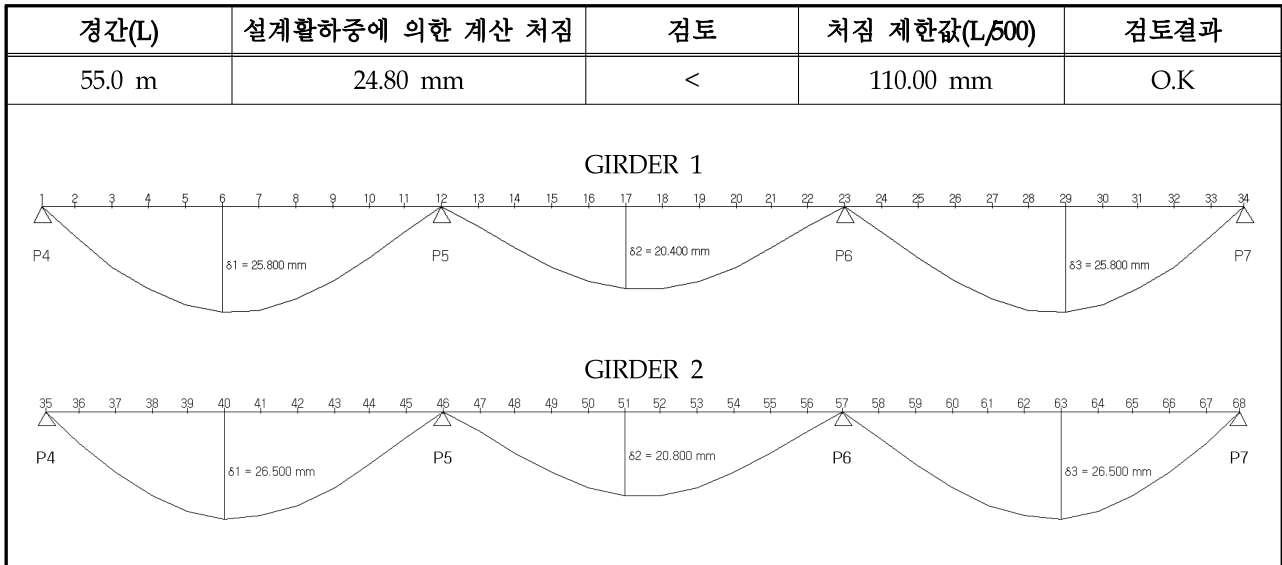
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.16】 지점부 부모멘트부(단면-8) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-125.283	400.000	O.K(3.19)
	크리프, 건조수축 제외시	-128.621	400.000	O.K(3.11)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-238.288	320.000	O.K(1.34)
	크리프, 건조수축 제외시	-241.818	320.000	O.K(1.32)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	270.711	320.000	O.K(1.18)
	크리프, 건조수축 제외시	264.741	320.000	O.K(1.21)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.17】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
P7	G1	417.327	1020.405	460.627	871.086	-81.676	23.215	-23.215	2792.660	1793.468	3500
	G2	443.705	1144.272	488.727	897.282	-93.909	24.405	-24.405	2998.391	1958.390	3500
P6	G1	1337.558	3014.536	1343.610	1844.776	-170.557	79.941	-79.941	7620.421	5445.205	8000
	G2	1337.188	3155.303	1346.175	1847.772	-169.251	62.034	-62.034	7748.472	5607.381	8000
P5	G1	1337.728	3014.937	1343.701	1844.910	-170.531	79.928	-79.928	7621.204	5445.907	8000
	G2	1337.031	3154.938	1346.100	1847.834	-169.312	62.044	-62.044	7747.947	5606.713	8000
P4	G1	417.323	1020.364	460.619	870.860	-81.611	23.234	-23.234	2792.400	1793.461	3500
	G2	443.704	1144.312	488.734	897.040	-93.851	24.382	-24.382	2998.172	1958.517	3500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

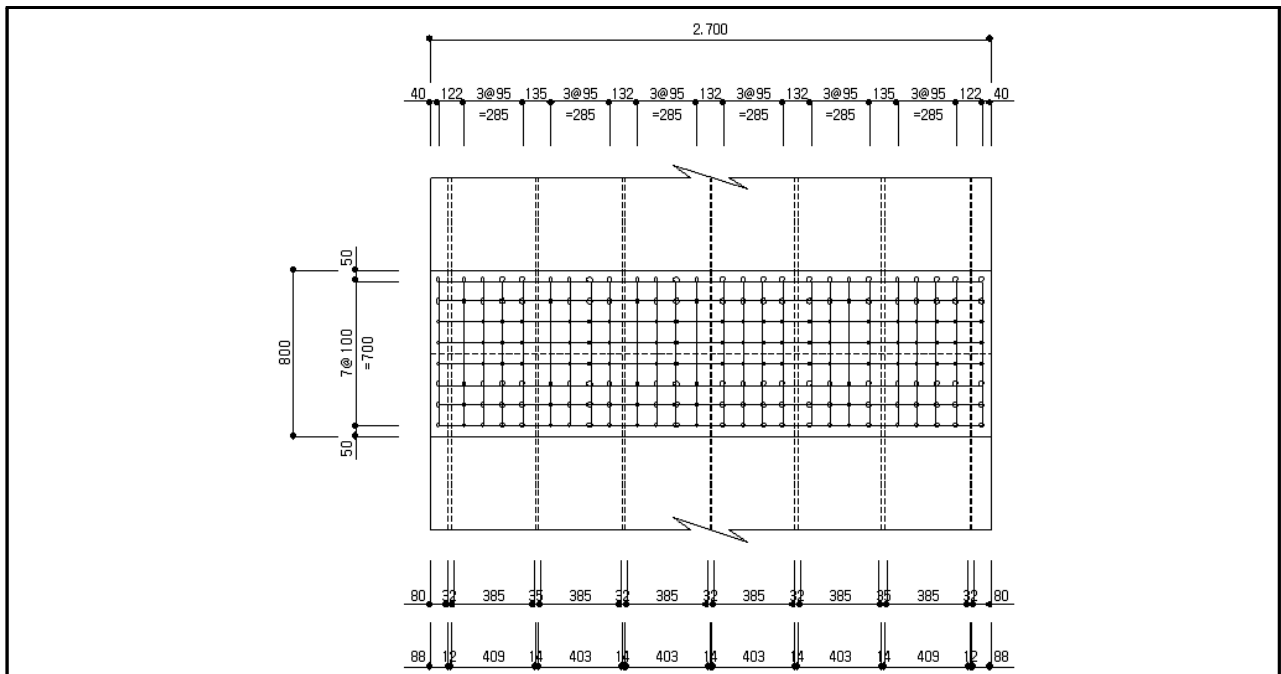
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 2지간 Gider1의 SP4(부모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
-8604.340	-8818.640	1877.350	1491.460	1187.970	-92.1	122.3	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.10】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 122.3 \text{ MPa}$$

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

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

㉞ 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 22mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 89 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 104 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉟ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 44,550 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 800 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6\text{-PL} \quad 385 \times 10 \times 800 = 23,100.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 10 \times 800 = 27,000.0 \text{ mm}^2$$

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

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 163.723 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㊱ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 81,389.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 26,861 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.087 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 8.878 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.216 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.048 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

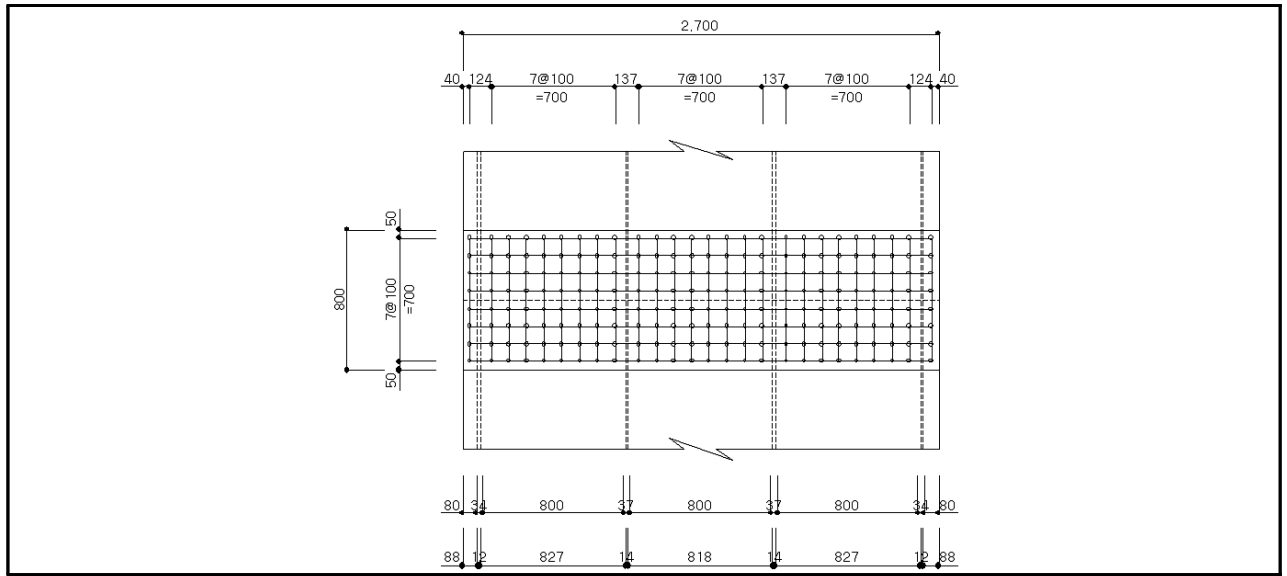
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 85,707.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.11】 인장부 플랜지 이음

㉔ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 92.1\text{MPa}$$

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

㉔ 필요 볼트수의 결정

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

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 73EA \Rightarrow n_t = 14EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 12 \times 800 = 1,920.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL} \quad 800 \times 12 \times 800 = 28,800.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 12 \times 800 = 32,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 63,120.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 63120 - 25.0 \times 12.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 47,520.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 145.7 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 66.591 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 23,792 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 6.935 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 5.470 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.216 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.048 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

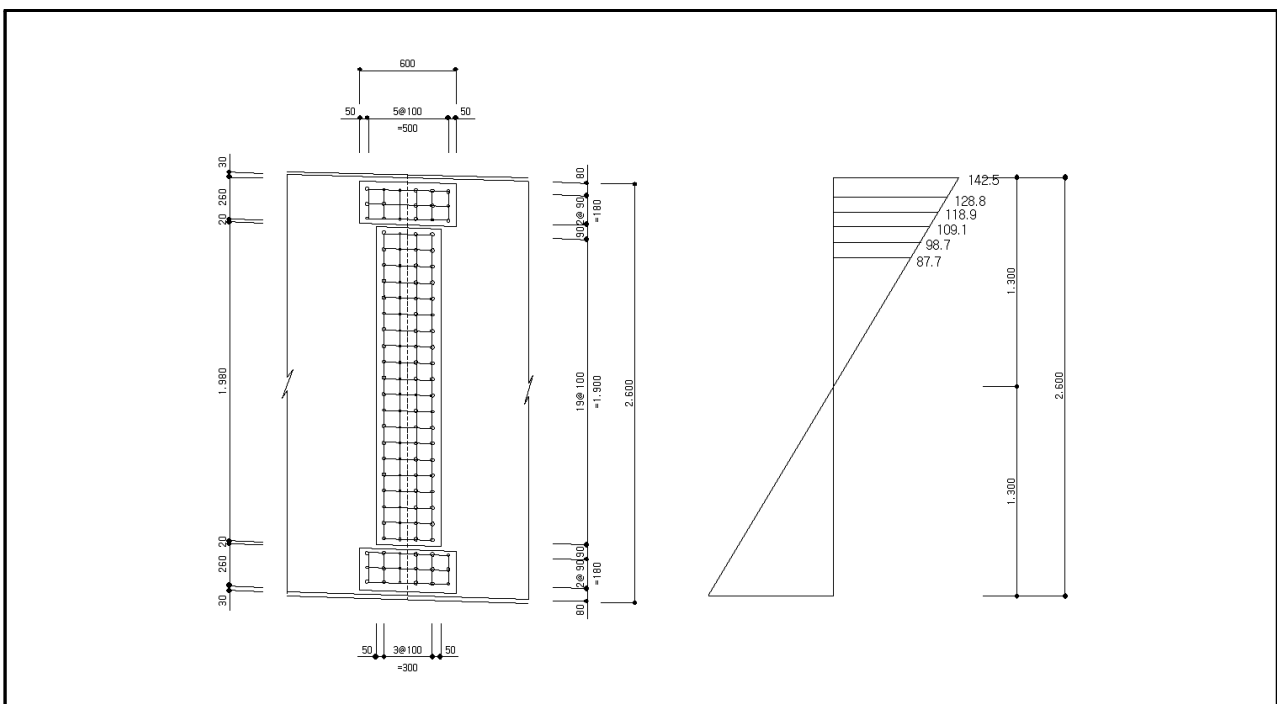
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 70,193.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.12】 Web 이음

① 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

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

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.067 + 98.654}{2} \times 95.0 \times 12.0 / 3EA = 59,200.5 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{3368.8 \times 10^3}{2} + \frac{1188.0 \times 10^3}{2 \times 2.512} \right] / 58 EA = 33,118.3 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{67.825^2 + 33,118.3^2} = 75,478.4 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

② 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.786 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.889 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 693.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 546.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.786 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.889 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,435.9\text{mm} \quad y_{sl} = 1,204.1\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,134.4\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,505.6\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 117.296 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 119.099 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

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

① 응력반복 횟수

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

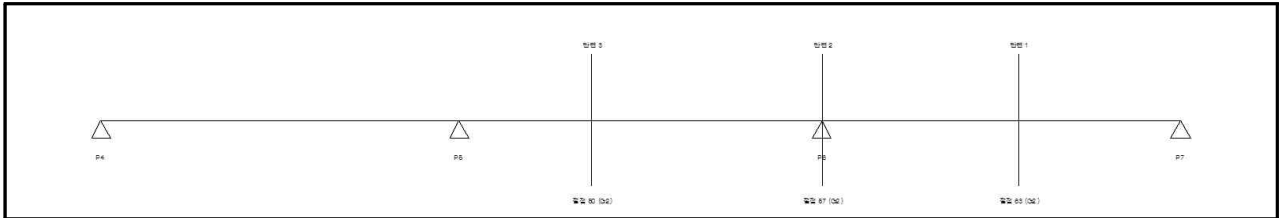
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

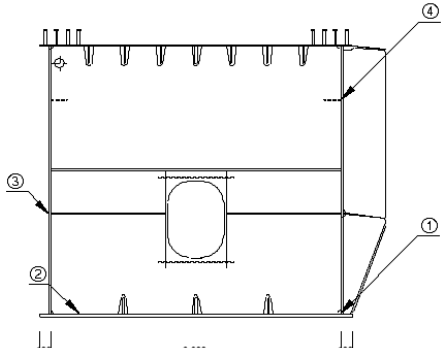
활하중에 의한 모멘트의 변동범위가 큰 단면에서 인장응력 및 교번응력이 발생하는 상세부에 대하여 피로검토를 수행한다.



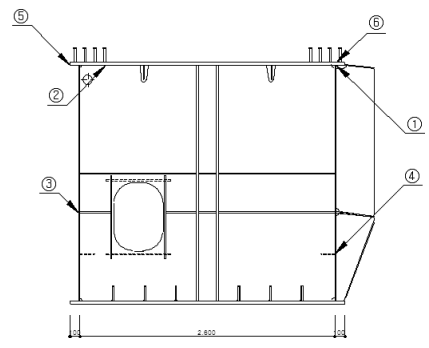
【그림 5.2.13】 피로조사 단면위치

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

<단면 1, 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 거싯판 용접 끝부분	E	56	91	
④	수평보강재 용접 끝부분	E	56	91	

<단면 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{I_v} y$$

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1, 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	8543.667	9953.02	4.584E+11	1999.8	37.276	43.425	B	126	203	O.K
②				1999.8	37.276	43.425	C	91	147	O.K
③				905.8	16.884	19.669	E	56	91	O.K
④				80.2	1.495	1.742	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	5604.024	11753.217	3.982E+11	1159.3	16.317	34.222	B	126	203	O.K
②				1159.3	16.317	34.222	C	91	147	O.K
③				816.7	11.495	24.108	E	56	91	O.K
④				1046.7	14.732	30.898	E	56	91	O.K
⑤				1174.3	16.528	34.664	E	56	91	O.K
⑥				1189.3	16.739	35.107	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1601.44	30	2700	81000	1159	9.378E+07	3.982E+11	8	22.6	16.7	63	OK
DL하중	2135.868									22.2	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1601.44	32	2700	86400	1503	1.297E+08	3.982E+11	8	22.6	23.1	63	O.K
DL하중	2135.868									30.7	84	O.K

5.2.2 부산방향(4@55, S1~S4)

S1~S4경간은 서술의 편의를 위해 이하 본문에서 지간1~지간4로 표기하였다.

가. 검토조건

1) 교량 제원

- ① 교량형식 : 3경간 연속 강박스거더교
- ② 교량연장 : 11@55.0 = 605.0m (총연장)
- ③ 검토구간 : 4@55.0 = 220.0m (검토구간 S1~S4)
- ④ 교량폭원 : 12.495m
- ⑤ 사 각 : 90.0°
- ⑥ 거더제원 : B = 2.6m , H = 2.4m
- ⑦ 교량등급 : 1등급(DB-24 및 DL-24 적용)

2) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도(f_{ck}) : 27.0MPa(바닥판), 24.0MPa(교각)
- ㉡ 탄성계수(E_c) : 26,701MPa(바닥판), 25,811MPa(교각)
- ㉢ 전단탄성계수(G_c) : 10,270MPa(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}) : 210,000MPa
- ㉣ 전단탄성계수(G_{st}) : 79,000MPa

㉔ 허용축방향인장응력 및 허용휨인장응력(MPa)

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

㉕ 허용축방향압축응력(MPa)

강종 판두께(mm)	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490	SM 570 SMA 570
40이하	140 : $\ell/r \leq 18.6$	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) 캔틸레버부

① 고정하중

No	작용하중(Kn)	거리(m)	모멘트(Kn · m)	
1	$0.23 \times 0.7 \times 25 = 4.025$	0.855	3.441	
2	$\frac{1}{2} \times 0.07 \times 0.7 \times 25 = 0.613$	0.717	0.439	
3	$0.3 \times 0.175 \times 25 = 1.313$	0.820	1.076	
4	$\frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times 25 = 0.263$	0.630	0.165	
5	$0.42 \times 0.205 \times 25 = 2.153$	0.760	1.636	
6	$1 \times 0.25 \times 25 = 6.250$	0.500	3.125	
7	$\frac{1}{2} \times 0.9 \times 0.05 \times 25 = 0.563$	0.400	0.225	
8	$0.1 \times 0.05 \times 25 = 0.125$	0.050	0.006	
9	$0.55 \times 0.08 \times 23 = 1.012$	0.275	0.278	
계	$= 16.315$		10.392	
콘크리트 단위중량 = 25.0kN/m ³ , 아스팔트포장 단위중량 = 23.0kN/m ³ 트럭의 후륜하중(P _r) = 96.0kN, 설계속도 = 120km/hr				

② 활하중(DB-24 : P_r = 96 kN)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.250 + 1.14 = 1.340\text{m}$$

여기서, X = 0.250m

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.250} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.250 \times (1+0.300)}{1.340} = 23.284\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 차량 충돌하중

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

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

$$\text{작용높이 } h = 1.080 \text{ m}$$

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

④ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1500} (\%) = 7.584 (\%)$$

$$P_{cf} = P_r/E \times 7.584/100 = 5.433 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 5.433 \times 1.8 = 9.779 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 풍하중

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

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

⑥ 하중조합

• 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 76.283 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 1.3 M_{co} = 102.122 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} + 0.65 M_w = 57.623 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 56.679 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 15.772 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

• 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} + 0.3 M_w = 43.977 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑦ 바닥판의 최소두께($X=0.25 < 0.25$ 인 경우)

$$h_{min} = (280L + 180) = (280 \times 0.250 + 180) = 250 \text{ mm} > 220 \text{ mm}$$

$$h_{use} = 300.0 \text{ mm} > h_{req} = 250.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑧ 단면검토

• 검토조건

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

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

$$\text{철근 피복두께}(d_c) = 60.0 \text{ mm}, \quad \text{유효깊이}(d) = 240.0 \text{ mm}$$

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

• 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(260.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 122.167\text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 122.167\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 102.122\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑨ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / b d = 1589 / (1000.0 \times 260.0) = 0.0066$
- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.2768$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.2768 \times 260.0 = 71.968$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.277/3 = 0.908$
- 철근응력(f_s) = $M / (\rho b j d^2) = 43.977 / (0.0066 \times 0.908 \times 240.0^2) = 127.054 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $60.0 - 16.0/2 = 52.00 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5 c_c$
 $= 375 \times (210 / 127.054) - 2.5 \times 52.00 = 493.280\text{mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 127.054) = 498.623\text{mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 493.28\text{mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0\text{mm} \leq s_a = 493.28\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

2) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.638^2}{10} = 5.630\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 2.638m

② 활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 2.638} = 0.352 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(2.638+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 42.094 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 42.094 = 33.678 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 원심하중

$$CF = 0.79 \frac{V^2}{R} (\%) = 0.79 \frac{120^2}{1500} (\%) = 7.584 (\%)$$

$$E = 2.4L / (L+0.6) = 1.955$$

$$P_{cf} = P_r / E \times 7.584 / 100 = 3.724 \text{ kN/m}$$

$$M_{cf} = 3.724 \times 1.8 = 6.703 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 하중조합

- 계수모멘트

$$M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} + 1.3 M_{cf} = 88.434 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 사용모멘트

$$M = 1.0 M_d + 1.0 M_{(\ell+i)} + 1.0 M_{cf} = 46.008 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 바닥판의 최소두께

$$h_{\min} = (30 \cdot X + 130) = (30 \times 2.638 + 130) = 209.0 \text{ mm} < 250.0 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

⑥ 단면검토

- 검토조건

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

단면폭(b) = 1000.0mm , 단면높이(h) = 250.0mm

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

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

- 설계휨강도 산정

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

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

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

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 105.960 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 88.434 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

⑦ 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$
- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 1588.8 / (1000.0 \times 210.0) = 0.00757$
- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.293$
- 중립축 거리(x) = $k \times d = 0.293 \times 210.0 = 58.123$
- $j = 1 - k/3 = 1 - 0.293/3 = 0.902$
- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 46.008 / (1588.8 \times 0.902 \times 210.0) = 152.798 \text{ MPa}$
- 최소 두께(c_c) = $40.0 - 16.0/2 = 32.0 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_1) = $375 \times (210 / f_s) - 2.5c_c$
 $= 375 \times (210 / 152.798) - 2.5 \times 32.0 = 435.39 \text{ mm}$
- 인장연단 폭(s_2) = $300 \times (210 / f_s)$
 $= 300 \times (210 / 152.798) = 412.31 \text{ mm}$
- 철근 소요중심간격(s_a) = $\text{Min}(s_1, s_2) = 412.31 \text{ mm}$
- 철근 평균간격 $s = 125.0 \text{ mm} \leq s_a = 412.31 \text{ mm}$ 이므로, $\therefore$ O.K

3) 바닥판의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 1.193로 산정되어 바닥판은 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.2.18】 바닥판의 단면검토 결과

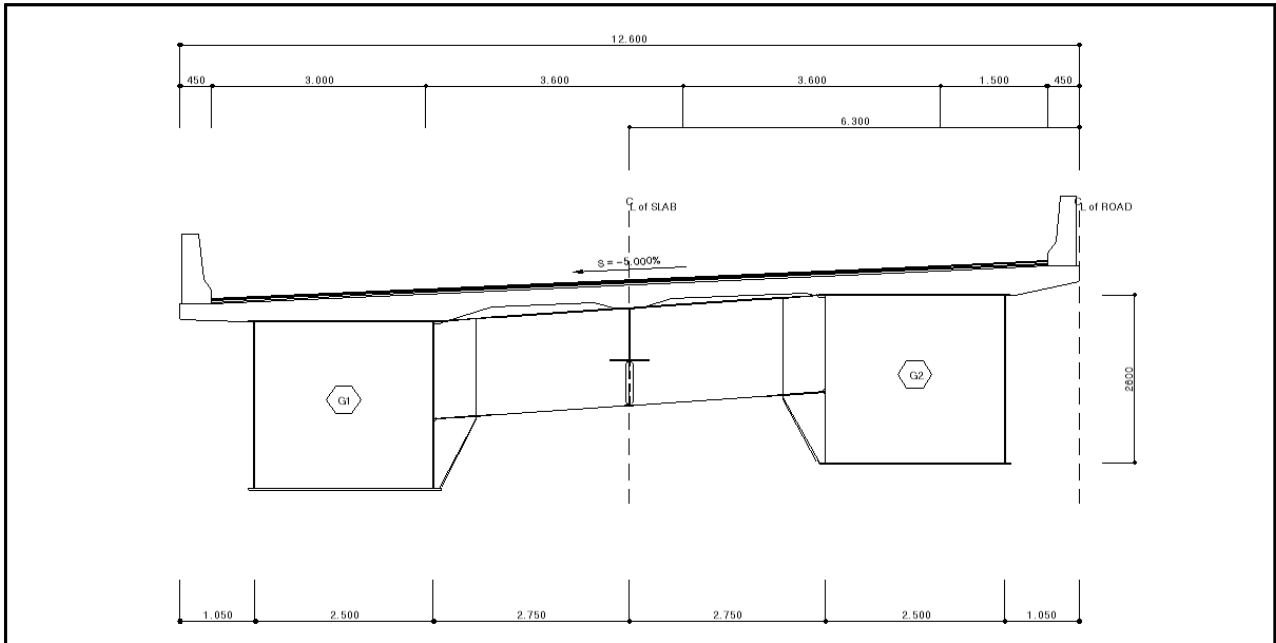
구 분	M_u (kN·m)	ΦM_n (kN·m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
캔틸레버부	102.122	122.167	1.196	O.K
중양부	91.766	105.962	1.193	O.K

【표 5.2.19】 바닥판의 사용성(균열) 검토결과

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
캔틸레버부	43.977	127.054	240.000	125.000	493.28	O.K
중양부	46.008	152.798	240.000	125.000	412.31	O.K

다. 강박스거더 구조검토

1) 해석단면



【그림 5.2.14】 해석단면(하행-부산, S1~S4)

2) 하중산정

① 합성전 고정하중

- 강재 자중 : 프로그램 내에서 자동 고려

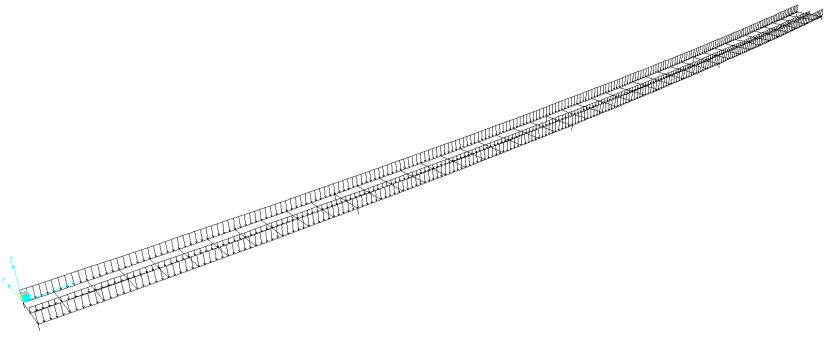
각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중은 주부재 자중의 36.835% 할증 적용

- 바닥판 자중 : 계산 후 거더에 직접 선하중과 모멘트를 입력

횡방향 하중분배

- 거더별 작용하중

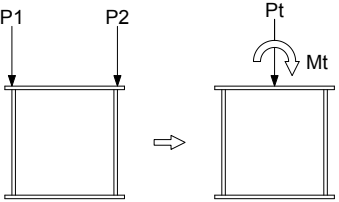
구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	17.728	23.847	41.575	7.649	
G2	2.500	20.096	21.598	41.694	18.801	
ST1				18.801		

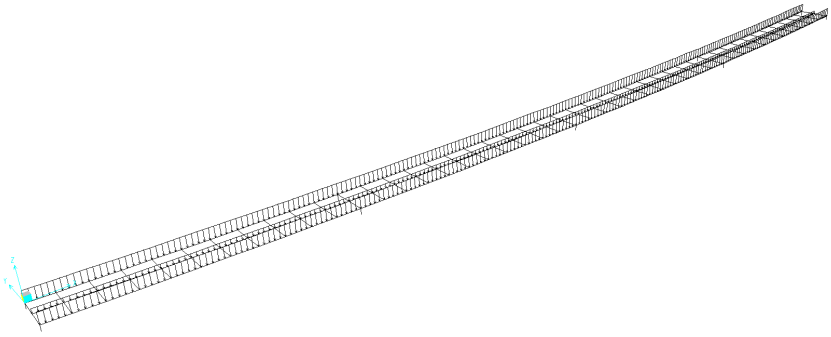
구 분	하 중 재 하 도
바닥판 자중 하중재하도	

【그림 5.2.15】 하중재하도(바닥판 자중)

② 합성후 고정하중

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

구분	거더폭 (m)	바닥판 자중				기호의 정의
		P1 (kN/m)	P2 (kN/m)	Pt (kN/m)	Mt (kN · m)	
G1	2.500	15.078	0.487	15.565	-18.239	
G2	2.500	0.487	15.078	15.565	18.239	
ST1				7.139		

구 분	하 중 재 하 도
합성후 고정하중 하중재하도	

【그림 5.2.16】 하중재하도(합성후 고정하중)

③ 활하중

구 분	활하중				
교 폭	• 12.600m				
지간장(L)	• 4@55.000 = 220.000m				
충격계수(i)	• 제 1 지간 15 / (40+54.5) = 0.159 < 0.3 ∴ i = 0.159 적용				
	• 제 2, 3 지간 15 / (40+55.0) = 0.158 < 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제 4 지간 15 / (40+54.5) = 0.159 < 0.3 ∴ i = 0.159 적용				
	• 제 1, 3 내부지점 15 / {40+(55.0+54.5)/2} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
	• 제 2 내부지점 15 / {40+(55.0+55.0)/2} = 0.158< 0.3 ∴ i = 0.158 적용				
활하중 크기	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)		
	P _m	108kN	P _f	24 kN	
	P _s	156kN	P _r	96 kN	
	W _ℓ	12.7kN/m			
설계차로	W _c 의 범위(m)		N	W _c 의 범위(m)	N
	6.0 ≤ W _c < 9.1		2	23.8 ≤ W _c < 27.4	7
	9.1 ≤ W _c < 12.8		3	27.4 ≤ W _c < 31.1	8
	12.8 ≤ W _c < 16.4		4	31.1 ≤ W _c < 34.7	9
	16.4 ≤ W _c < 20.1		5	34.7 ≤ W _c < 38.4	10
	20.1 ≤ W _c < 23.8		6		
	여기서, W _c : 연석간 교폭(11.700m를 적용)				
재하방법	• DB-24, DL-24 재하 • 설계차로에 의거하여 3차로 재하 • 편심에 의한 영향계수를 산정하여 각 거더에 적용함. • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계 기준(2010년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하 : 90% - 4차로 이상 동시 재하 : 75%				

④ 지점침하

합성후 단면에 대해서 각 지점위치별 10mm 부등침하를 조합하여 적용

⑤ 플랜지 및 바닥판의 유효폭 계산

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

3) 유효폭 산정

① 등가경간장

【표 5.2.20】 등가경간장 및 적용식

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.	

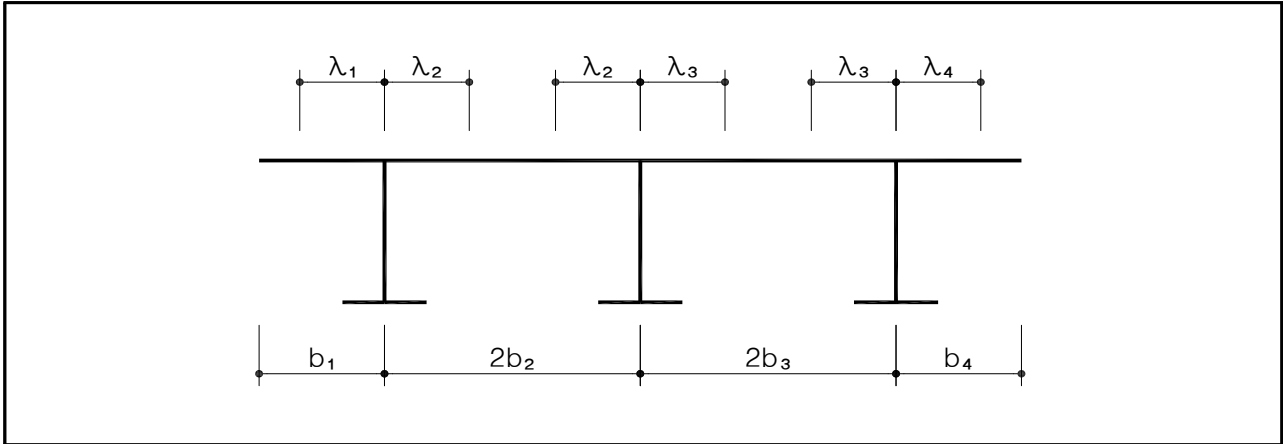
㉠ 적용식

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

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)



【그림 5.2.17】 플랜지의 유효폭

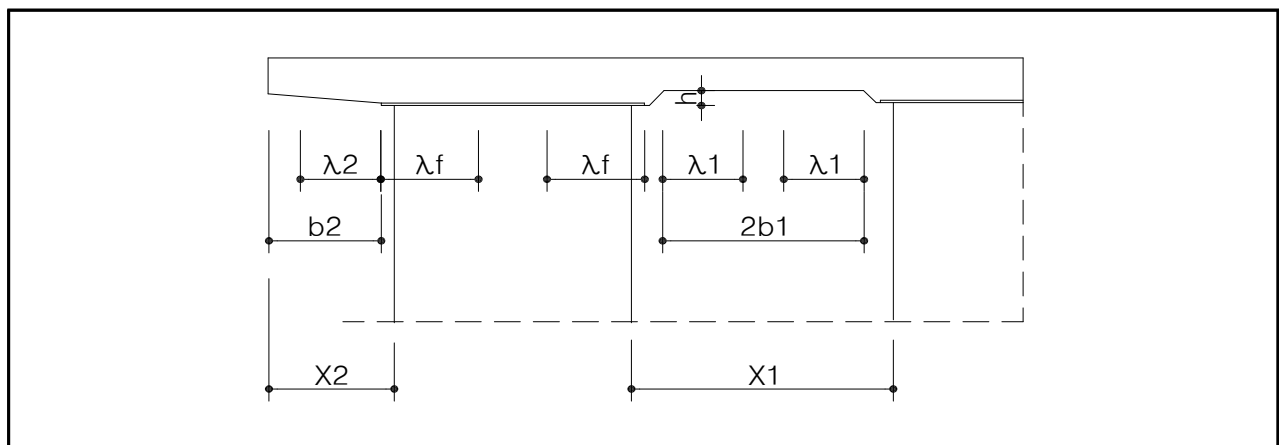
㉠ 등가경간장

구 분	등 가 경 간 장	단 위	비 고
1지간 중앙부	43.600	M	
1, 3지간 지점부	21.900	M	
2, 3지간 중앙부	33.000	M	
2지간 지점부	22.000	M	
4지간 중앙부	43.600	M	

② 바닥판 유효폭 산정

㉡ 등가경간장 및 적용식

플랜지 유효폭의 적용식을 적용한다.



【그림 5.2.18】 바닥판의 유효폭

㉠ 거더별 플랜지 및 바닥판 유효폭

응력계산을 위하여 유효폭을 산정하면 다음과 같다.

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

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	$\lambda = \frac{②}{①}$
1지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000
1, 3지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
2, 3지간 중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.150	0.984
2지간 지점부	22.000	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.302	0.848
4지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000

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

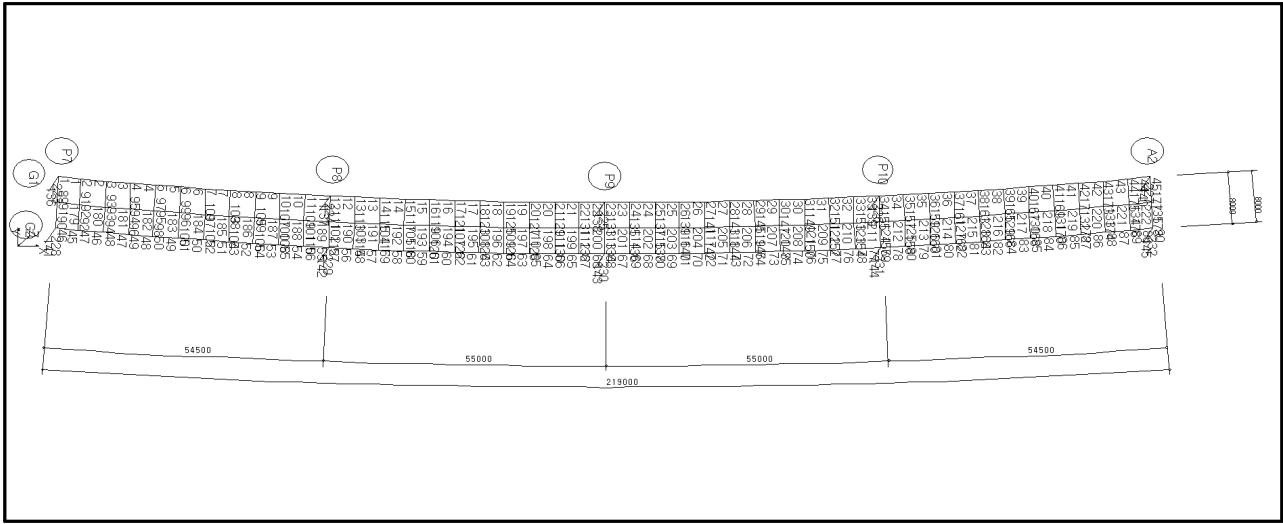
구 분	등가 경간장	강거더 상부플랜지			강거더 하부플랜지			바닥슬래브		
		실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
1지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000
1, 3지간 지점부	21.900	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.296	0.847
2, 3지간 중앙부	33.000	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.150	0.984
2지간 지점부	22.000	2.700	2.430	0.900	2.700	2.430	0.900	6.250	5.302	0.848
4지간 중앙부	43.600	2.700	2.700	1.000	2.700	2.700	1.000	6.250	6.250	1.000

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 및 세로보 포함) 및 바닥판의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트 바닥판과 강박스거더가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 구조해석을 수행하였으며, 기타 세부내용은 다음과 같다.

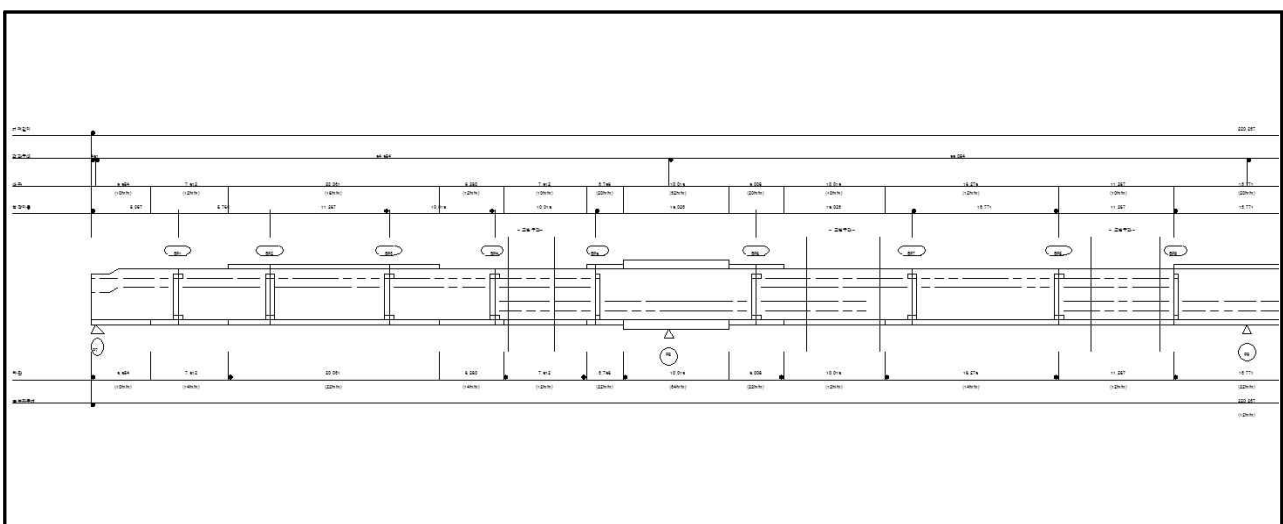
- 합성전 모델링시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할만을 함으로 바닥판에 의한 횡분배 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 활하중은 해석 프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교 설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조합이 되도록 설정하였다.
- 경계조건은 현장조사 및 준공도면에서 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.



【그림 5.2.19】 해석모델링

② 단면제정수(실제폭 적용)

- 거더



【그림 5.2.20】 거더 단면위치

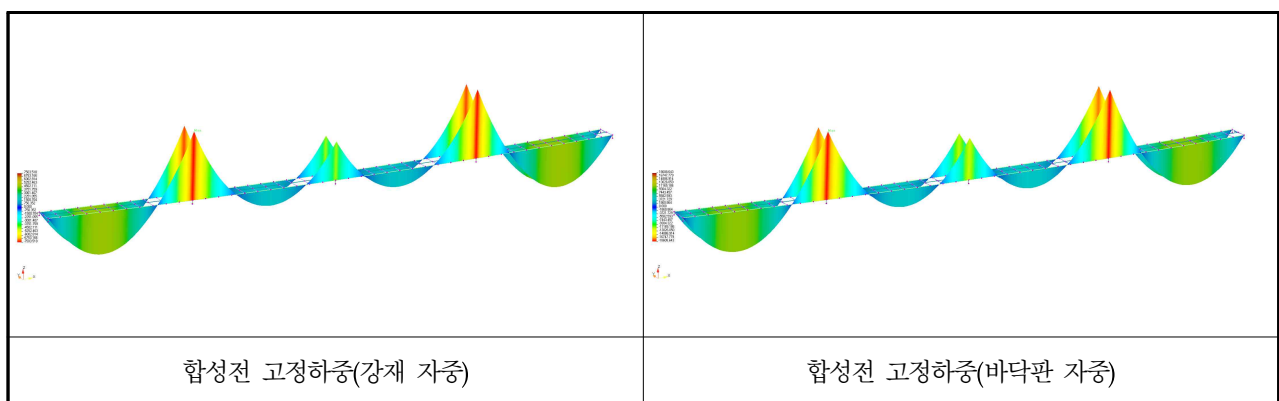
【표 5.2.23】 단면 제정수(실제폭 적용)

구	분	A (mm ²)	I33 (mm ⁴)	I22 (mm ⁴)	K (mm ⁴)	비 고
단면 - 1	합성전	126300.0	124292325089	123671764800	162155950297	
	합성후	323175.0	259152531960	774835827300	205389826543	
단면 - 2	합성전	131100.0	148748241791	131243995200	183423648143	
	합성후	327975.0	307593050861	782408057700	230145931176	
단면 - 3	합성전	147300.0	177071503345	141085495200	209080173861	
	합성후	344175.0	360354893481	792249557700	256068931132	
단면 - 4	합성전	179700.0	232206520935	160768495200	244642677074	
	합성후	376575.0	459221928974	811932557700	286710884196	
단면 - 5	합성전	142800.0	167598429483	134524495200	192110202989	
	합성후	339675.0	361000817239	785688557700	243937975649	
단면 - 6	합성전	190500.0	250846634456	167329495200	256266350768	
	합성후	387375.0	485364609329	818493557700	288975147395	
단면 - 7	합성전	255300.0	365241976858	206695495200	295975001427	
	합성후	452175.0	627639612555	857859557700	316754547633	
단면 - 8	합성전	196800.0	261211559198	167329495200	256266350768	
	합성후	393675.0	487012311179	818493557700	288975147395	
단면 - 9	합성전	136500.0	158480662258	134524495200	192110202989	
	합성후	333375.0	333773809049	785688557700	243937975649	
부부재	가로보	25200.0	7490145600	54216000	1209600	
	세로보	13000.0	1246833333	26108333	433333	

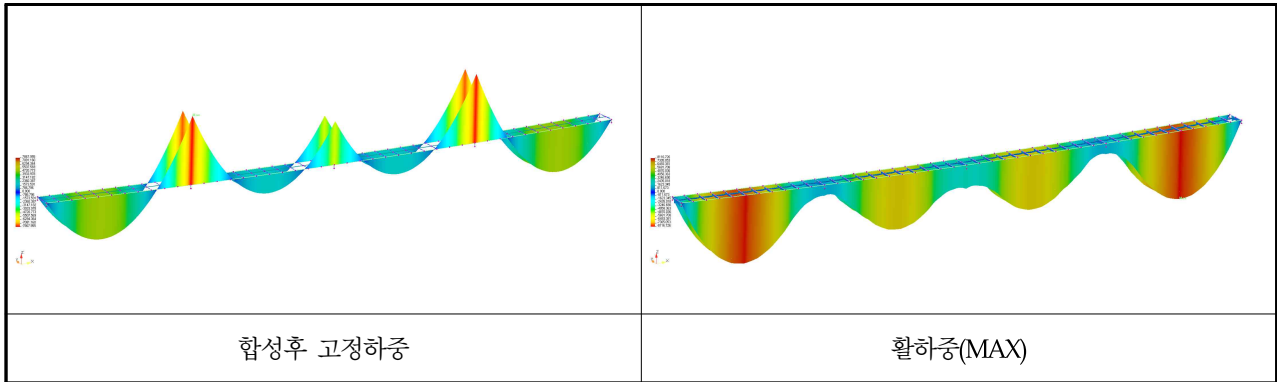
5) 구조해석 결과

① 단면력도

㉠ 휨모멘트

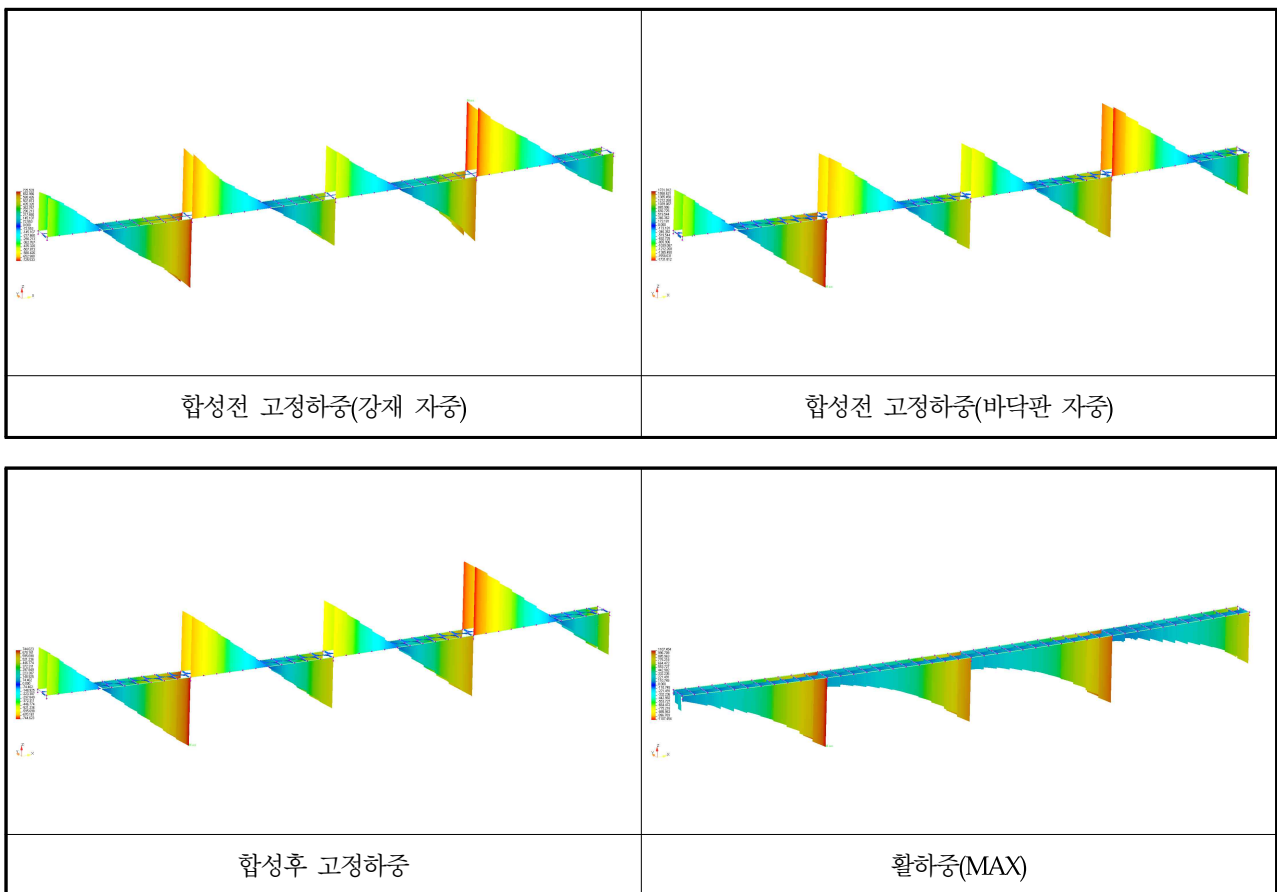


【그림 5.2.21】 휨모멘트도



【그림 5.2.21】 휨모멘트도(계속)

㉠ 전단력



【그림 5.2.22】 전단력도

② 2차 부정정력에 대한 영향 검토

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

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

【표 5.2.24】 영향계수 k 값 산출 결과

구 분		k값
G1	P4	1.000
	P3	-0.315
	P2	0.165
	P1	-0.315
	A1	1.000
G2	P4	1.000
	P3	-0.315
	P2	0.165
	P1	-0.315
	A1	1.000

③ 단면력 산정결과

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

- 정모멘트부

【표 5.2.25】 측경간 정모멘트부(단면-4) 단면력 산정결과

단면 - 4	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	4584.209	10837.566	4830.958	7917.537	543.849	28714.119
	G2	4619.182	11016.004	4888.568	8040.838	551.153	29115.745
전단력 (kN)	G1	-26.422	-66.259	-25.089	-349.587	-24.727	-492.085
	G2	26.928	68.064	26.243	351.360	24.830	497.425
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-6.318	-43.140	5.941	-530.298	-2.731	-576.544
	G2	-1.148	-7.622	11.397	-514.800	-1.834	-514.007

【표 5.2.26】 중앙경간 정모멘트부(단면-3) 단면력 산정결과

단면 - 10	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	3830.118	9197.136	4081.159	6309.877	311.688	23729.978
	G2	3869.067	9391.450	4142.242	6425.700	316.638	24145.096
전단력 (kN)	G1	187.238	420.468	186.462	485.634	24.732	1304.534
	G2	186.252	418.426	186.284	487.162	24.875	1302.999
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-43.667	-196.959	-25.643	-835.283	-1.688	-1103.239
	G2	-26.556	-83.320	-42.914	-796.152	-1.766	-950.708

• 부모멘트부

【표 5.2.27】 지점부 부모멘트부(단면-7) 단면력 산정결과

단면 - 8	거더 번호	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중	지 점 침 하	합 계
		Steel	Concrete				
휨모멘트 (kN · m)	G1	-7461.981	-18117.943	-7776.256	-10749.833	-1384.944	-45490.957
	G2	-7503.518	-18608.643	-7867.955	-10830.128	-1328.463	-46138.707
전단력 (kN)	G1	725.515	1683.320	742.017	1105.782	28.028	4284.662
	G2	725.290	1731.812	744.623	1107.454	21.692	4330.872
비틀림모멘트 (kN · m)	G1	-33.458	-166.066	36.295	-1091.600	-6.486	-1261.316
	G2	-17.887	-60.772	-87.641	-983.102	-6.914	-1156.316

6) 강박스거더의 응력 검토

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

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

- ① 정모멘트부
- ㉠ 외측경간 정모멘트(단면-4)
- ㉡ 휨응력

【표 5.2.28】 외측경간 정모멘트부(단면-4) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	93.725	-83.900	182.038	190.000	1.942	2.265
1+2+3	110.907	-144.304	182.038	190.000	1.641	1.317
1+2+3+4	118.092	-142.119	209.344	190.000	1.773	1.337
1+2+3+4+5	138.727	-136.447	209.344	190.000	1.509	1.392
1+2+3+4+5+6	154.038	-131.010	236.649	218.500	1.536	1.668
1+2+3+4+5-6	123.416	-141.884	236.649	218.500	1.917	1.540

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

- ㉢ 전단 및 비틀림

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

$$= 11.208 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- ㉣ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{138.727}{209.344} \right)^2 + \left(\frac{11.208}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.439 + 0.010 = 0.450 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-144.304}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{11.208}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.577 + 0.010 = 0.587 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

- ㉤ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.29】 외측경간 정모멘트부(단면-4) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.645	16.200	O.K(3.49)
	크리프, 건조수축 제외시	6.747	16.200	O.K(2.4)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	194.421	320.000	O.K(1.65)
	크리프, 건조수축 제외시	166.683	320.000	O.K(1.92)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-214.845	320.000	O.K(1.49)
	크리프, 건조수축 제외시	-222.671	320.000	O.K(1.44)

㉔ 중앙경간 정모멘트부(단면-3)

㉔ 휨응력

【표 5.2.30】 중앙경간 정모멘트부(단면-3) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	97.934	-98.722	148.183	190.000	1.513	1.925
1+2+3	112.135	-163.979	148.183	190.000	1.321	1.159
1+2+3+4	120.011	-163.639	170.410	190.000	1.420	1.161
1+2+3+4+5	145.542	-163.088	170.410	190.000	1.171	1.165
1+2+3+4+5+6	162.729	-161.690	192.638	218.500	1.184	1.351
1+2+3+4+5-6	128.354	-164.486	192.638	218.500	1.501	1.328

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉔ 전단 및 비틀림

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

$$= 26.885 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉔ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{145.542}{170.410} \right)^2 + \left(\frac{26.885}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.729 + 0.060 = 0.789 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a}\right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a}\right)^2 = \left(\frac{-163.979}{190.000}\right)^2 + \left(\frac{26.885}{110.000}\right)^2$$

$$= 0.745 + 0.060 = 0.805 < 1.2 \quad \therefore O.K$$

㉔ 항복에 대한 안전도 검사

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

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

【표 5.2.31】 중앙경간 정모멘트부(단면-3) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	4.055	16.200	O.K(4)
	크리프, 건조수축 제외시	5.777	16.200	O.K(2.8)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	201.056	320.000	O.K(1.59)
	크리프, 건조수축 제외시	167.760	320.000	O.K(1.91)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-243.759	320.000	O.K(1.31)
	크리프, 건조수축 제외시	-244.632	320.000	O.K(1.31)

② 부모멘트부

㉑ 내부 지점부 부모멘트부(단면-7)

㉒ 휨응력

【표 5.2.32】 지점부 부모멘트부(단면-7) 휨응력 검토결과

하중조합	휨 응 력				안전율	
	작용응력(MPa)		허용응력(MPa)			
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1	-108.685	99.505	190.000	190.000	1.748	1.909
1+2+3	-164.922	171.712	190.000	190.000	1.152	1.107
1+2+3+4	-170.309	161.531	190.000	190.000	1.116	1.176
1+2+3+4+5	-162.523	177.189	190.000	190.000	1.169	1.072
1+2+3+4+5+6	-150.882	196.450	218.500	218.500	1.448	1.112
1+2+3+4+5-6	-174.163	157.928	218.500	218.500	1.255	1.384

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음

㉞ 전단 및 비틀림

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

$$= 76.649 \text{ MPa} < \nu_a = 110.000 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

㉟ 합성응력

(가) 상연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{-170.309}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{76.649}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.803 + 0.386 = 1.189 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

(나) 하연

$$\left(\frac{f}{f_a} \right)^2 + \left(\frac{\nu}{\nu_a} \right)^2 = \left(\frac{177.189}{190.000} \right)^2 + \left(\frac{76.649}{110.000} \right)^2$$

$$= 0.770 + 0.386 = 1.155 < 1.2 \therefore \text{O.K}$$

㊦ 항복에 대한 안전도 검사

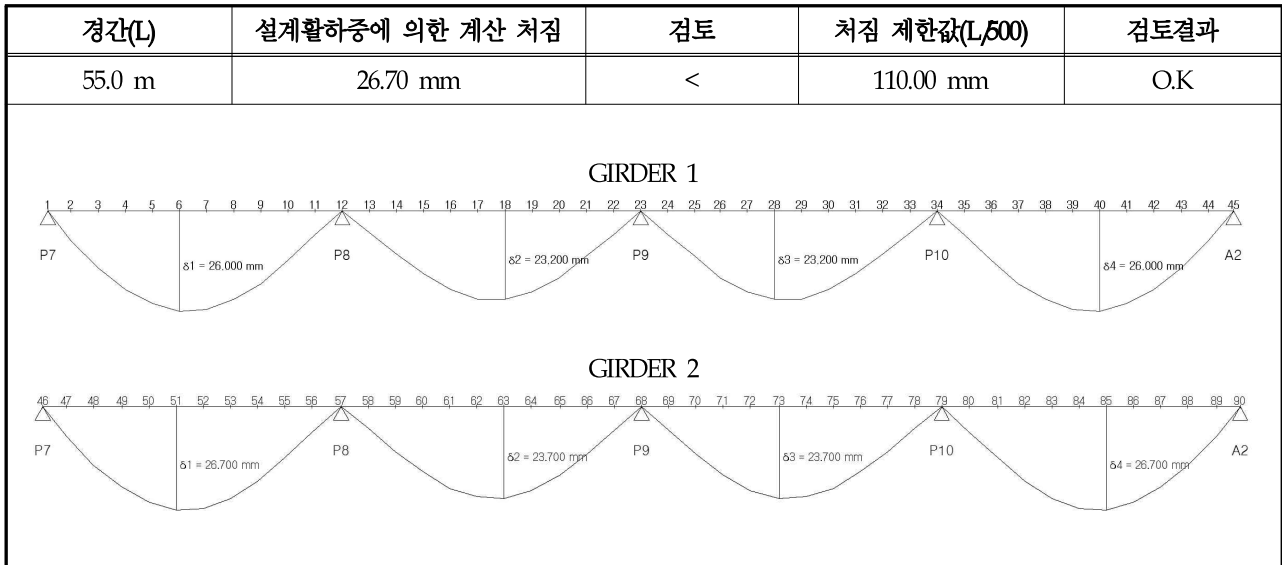
(가) 활하중(충격을 포함)의 2.15배와 고정하중의 1.3배, 바닥판 콘크리트의 건조수축 및 크리프의 영향, 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차에 의한 응력 중 가장 불리한 조합에 대하여 검사하는 것으로 한다.

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

【표 5.2.33】 지점부 부모멘트부(단면-8) 항복에 대한 안전도 검사결과

구 분		항복에 대한 안전도 검사		검토결과
		작용응력(MPa)	항복응력(MPa)	
바닥판 콘크리트	크리프, 건조수축 포함시	-131.700	400.000	O.K(3.04)
	크리프, 건조수축 제외시	-133.918	400.000	O.K(2.99)
상부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	-249.240	320.000	O.K(1.28)
	크리프, 건조수축 제외시	-251.703	320.000	O.K(1.27)
하부플랜지	크리프, 건조수축 포함시	282.093	320.000	O.K(1.13)
	크리프, 건조수축 제외시	276.497	320.000	O.K(1.16)

7) 활하중에 의한 처짐 검토



8) 받침용량 검토

【표 5.2.34】 반력 집계결과 (단위 : kN)

구 분		합성전	고정하중	합성후 고정하중	활 하 중		지점 침 하		합 계		사용 Shoe
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min	Max	Min	
P4	G1	412.709	999.458	453.170	874.357	-88.156	24.119	-24.119	2763.812	1753.062	3500
	G2	437.935	1120.709	479.992	900.407	-101.738	25.525	-25.525	2964.568	1911.373	3500
P3	G1	1424.196	3201.745	1419.511	1891.585	-142.143	86.137	-86.137	8023.174	5817.172	8500
	G2	1421.565	3339.592	1420.840	1888.297	-139.586	68.326	-68.326	8138.620	5974.086	8500
P2	G1	1013.537	2497.072	1127.328	1773.260	-316.759	113.348	-113.348	6524.545	4207.830	7000
	G2	1012.591	2627.012	1126.843	1773.744	-315.702	96.295	-96.295	6636.485	4354.449	7000
P1	G1	1424.090	3201.458	1419.310	1891.397	-142.207	86.165	-86.165	8022.420	5816.486	8500
	G2	1421.673	3339.867	1420.997	1888.277	-139.476	68.309	-68.309	8139.123	5974.751	8500
A1	G1	412.718	999.415	453.186	874.352	-88.396	24.140	-24.140	2763.810	1752.782	3500
	G2	437.917	1120.730	479.986	900.206	-101.658	25.510	-25.510	2964.350	1911.465	3500

9) 현장이음부

① 현장이음부 검토

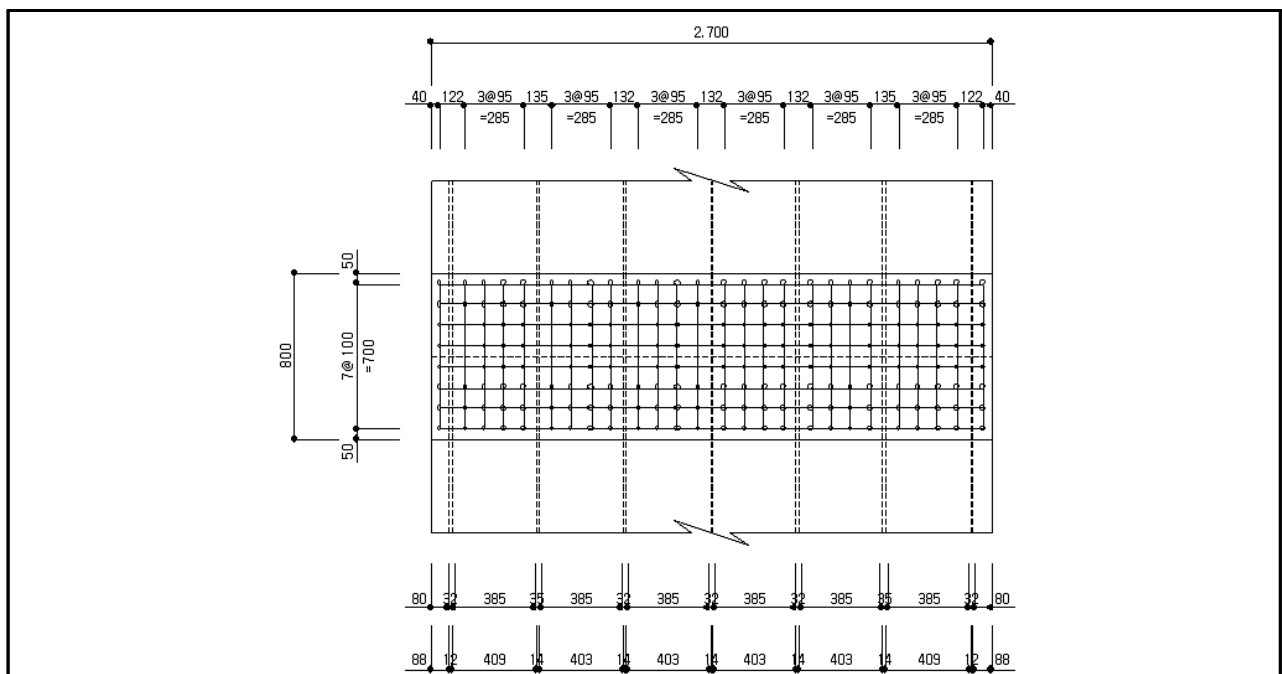
강박스 거더의 현장이음부(Field Splice) 중에서 응력수준이 높고 상대적으로 취약부위인 2지간 Gider2의 SP5(부모멘트 발생구간)을 검토대상부위로 선정하여 안전성을 검토하였으며, 검토결과 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났다.

㉠ 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				
-10836.800	-9928.950	1936.340	1522.410	1170.440	-104.9	140.3	190.00

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

㉡ 압축부 플랜지(하부플랜지)의 이음



【그림 5.2.23】 압축부 플랜지 이음

㉢ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 140.3 \text{ MPa}$$

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

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

② 필요 볼트수의 결정

모재두께 = 22mm, 모재길이 = 2,700mm

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 89 \text{ EA} \Rightarrow n_t = 104 \text{ EA} \quad \therefore \text{O.K}$$

③ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

$$A_{\text{req}} = A_s \times f'_s / f_{sa} = 44,550 \text{ mm}^2$$

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 10 \times 800 = 1,600.0 \text{ mm}^2$$

$$6\text{-PL} \quad 385 \times 10 \times 800 = 23,100.0 \text{ mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 10 \times 800 = 27,000.0 \text{ mm}^2$$

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

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_n = 163.723 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

④ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 81,389.4 \text{ N/ea} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 27.372 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.319 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 9.027 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.314 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.110 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

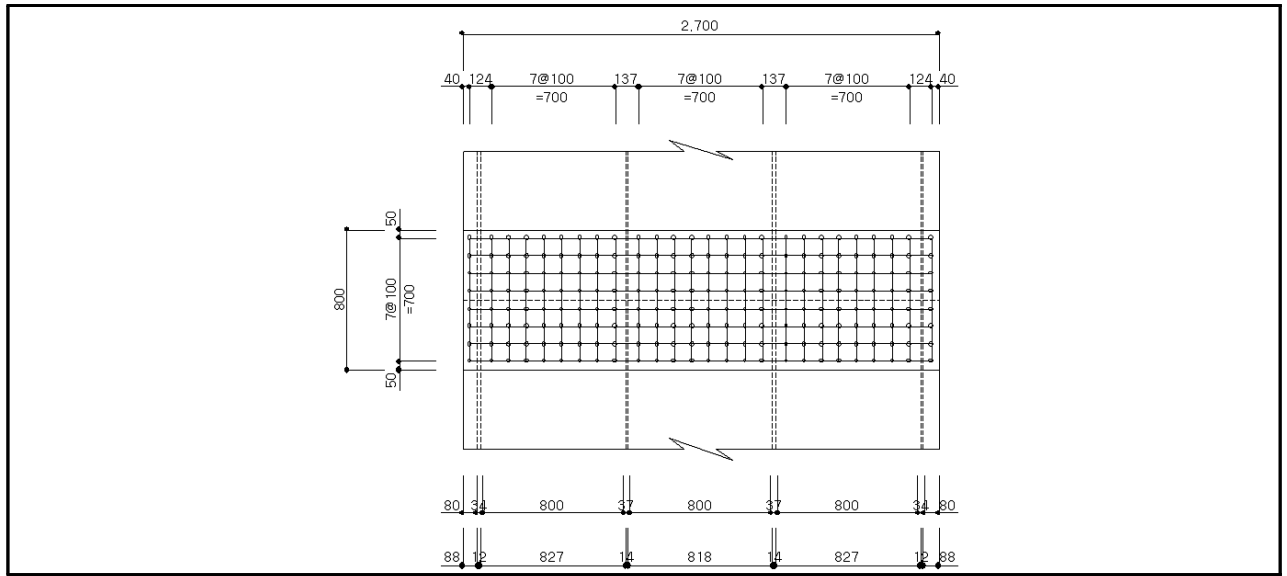
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 85,868.8 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 인장부 플랜지(상부 플랜지)의 이음



【그림 5.2.24】 인장부 플랜지 이음

㉕ 연결부 필요강도

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

$$f_s = 104.9\text{MPa}$$

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

㉖ 필요 볼트수의 결정

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

$$n_{\text{req}} = A_s \times f'_s / \rho_{sa} \approx 73EA \Rightarrow n_t = 14EA \quad \therefore \text{O.K}$$

㉗ 이음판의 결정

(가) 필요단면적 산정

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

(나) 사용 이음판 전단면적(A_{use})

$$2\text{-PL} \quad 80 \times 12 \times 800 = 1,920.0\text{mm}^2$$

$$4\text{-PL} \quad 800 \times 12 \times 800 = 28,800.0\text{mm}^2$$

$$1\text{-PL} \quad 2700 \times 12 \times 800 = 32,400.0\text{mm}^2$$

$$\Sigma = 63,120.0\text{mm}^2$$

이음판의 순단면적 : 인장부의 순단면적은 BOLT 지름을 공제

$$A_n = 63120 - 25.0 \times 12.0 \times 26\text{열} \times 2EA = 47,520.0\text{mm}^2 \geq A_{\text{req}} \quad \therefore \text{O.K}$$

(다) 이음판의 응력

$$f_s = A_s \times f'_s / A_{use} = 161.9 \text{ MPa} \leq f_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

㉔ 볼트의 응력검토

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

$$\rho_p = P / n_t = 73,990.4 \text{ N/EA} \leq \rho_{sa} \quad \therefore \text{O.K}$$

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

$$\rho_h = (V_s \cdot Q_s / I_s + V_v \cdot Q_v / I_v) \times p / n = 23,852 \text{ N/EA}$$

$$\text{여기서, } Q_s = 7.500 \times 10^7 \text{ mm}^3, \quad Q_v = 5.947 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

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

$$I_s = 2.314 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성전 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

$$I_v = 3.110 \times 10^{11} \text{ mm}^4 (\text{합성후 부재 총단면의 중립축에 대한 단면2차모멘트})$$

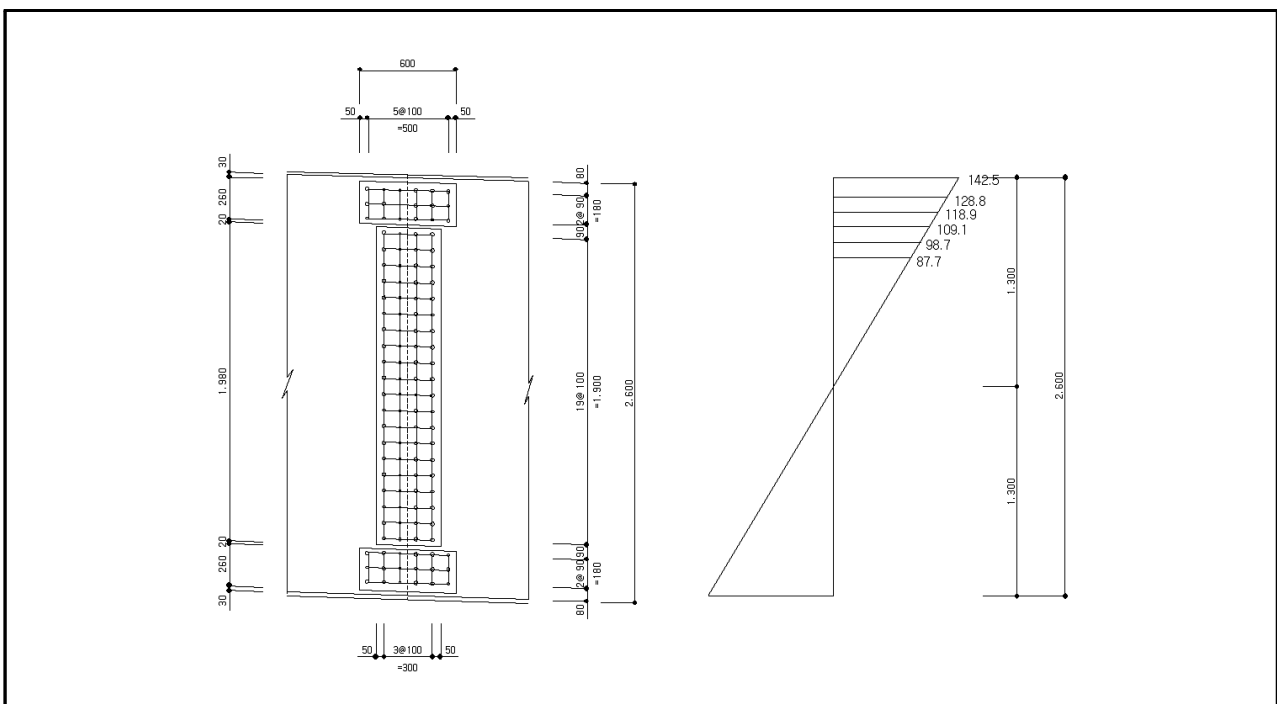
$$p = \text{플랜지 전 폭} / \text{횡방향 볼트 수} = 103.8 \text{ mm} (\text{볼트의 피치})$$

$$n = 4 \text{ EA} (\text{접합선에 직각방향의 볼트 수})$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = 77,740.0 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉕ Web 연결부의 계산



【그림 5.2.25】 Web 이음

㉠ 볼트의 응력 계산

(가) 휨에 의한 볼트의 응력

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

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

$$\text{제4열} : \rho_p = \frac{109.067 + 98.654}{2} \times 95.0 \times 12.0 / 3EA = 59,200.5 \text{ kN} \leq \rho_a = 96 \text{ kN}$$

(나) 전단력에 의한 볼트의 응력

한쪽 복부판이 부담하는 전단력 : $(S_s + S_v) / 2$

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

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

따라서, 전단력에 의한 볼트의 응력은

$$\rho_s = \left[\frac{3458.8 \times 10^3}{2} + \frac{1170.4 \times 10^3}{2 \times 2.512} \right] / 58 EA = 33,833.5 \text{ N/EA} \leq \rho_a$$

(다) 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} = \sqrt{67.825^2 + 33,833.5^2} = 75,794.9 \text{ N/EA} \leq \rho_a \quad \therefore \text{O.K}$$

㉡ 이음판의 응력 계산

(가) 복부판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면2차모멘트

$$I_{sw}' = 1.768 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면2차모멘트

$$I_{vw}' = 1.924 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(나) 복부판에 작용하는 모멘트

① 복부에 작용하는 합성전 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{sw} = M_s \times I_{sw}' / I_s = 827.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 복부에 작용하는 합성후 고정하중에 의한 모멘트

$$M_{vw} = M_v \times I_{vw}' / I_v = 614.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(다) 복부 이음판의 단면2차모멘트

① 합성전 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{sw} = 1.306 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

② 합성후 단면의 중립축에 대한 이음판의 총단면2차모멘트

$$I_{vw} = 1.504 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

(라) 이음판의 응력 검토

① 합성전 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su} = 1,398.9\text{mm} \quad y_{sl} = 1,243.1\text{mm}$$

② 합성후 단면의 중립축에서 이음판 상·하연까지의 거리

$$y_{su, v} = 1,111.4\text{mm} \quad y_{sl, v} = 1,530.6\text{mm}$$

③ 이음판의 상연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_u &= (M_{sw} \cdot y_{su}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{su, v}) / I_{vw} \\ &= 134.006 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 이음판의 하연 응력 검토

$$\begin{aligned} f_l &= (M_{sw} \cdot y_{sl}) / I_{sw} + (M_{vw} \cdot y_{sl, v}) / I_{vw} \\ &= 141.251 \text{ MPa} \leq f_{sa} = 190.000 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

10) 피로 검토

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

① 응력반복 횟수

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

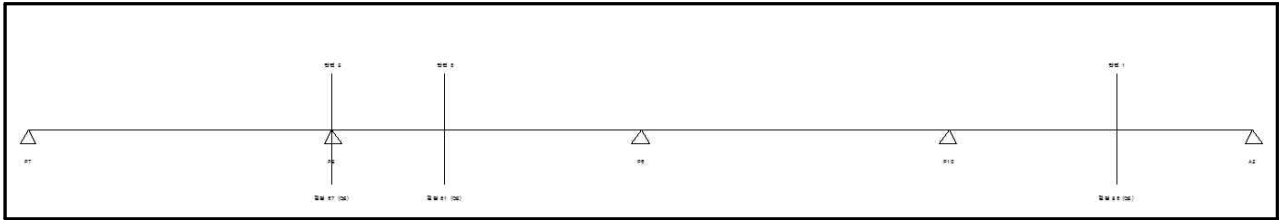
② 허용응력 범위 f_{sr} (MPa)

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

주) *는 거더 복부판과 플랜지의 수직보강재 용접의 경우

③ 피로조사 위치 및 응력범주의 설정

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



【그림 5.2.26】 피로조사 단면위치

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

<단면 1, 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 2>

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

④ 설계 피로응력

㉠ 휨모멘트에 대한 피로검토

$$\Delta f = \frac{\Delta M}{I_v} y$$

여기서, Δf : 설계 피로응력 범위(최대응력과 최소응력의 차)

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min}$$

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

y : 합성후 단면의 도심으로부터 거리

<단면 1, 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	8615.518	10189.182	4.584E+11	1999.8	37.590	44.456	B	126	203	O.K
②				1999.8	37.590	44.456	C	91	147	O.K
③				905.8	17.026	20.136	E	56	91	O.K
④				236.2	4.440	5.251	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	5537.658	12104.921	4.157E+11	1167.3	15.551	33.993	B	126	203	O.K
②				1167.3	15.551	33.993	C	91	147	O.K
③				806.7	10.747	23.492	E	56	91	O.K
④				1036.7	13.811	30.190	E	56	91	O.K
⑤				1183.3	15.764	34.459	E	56	91	O.K
⑥				1199.3	15.977	34.925	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 352를 설정하였음

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

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

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

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

I_v : 합성후 단면의 단면2차모멘트

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

s : 필렛용접 치수(mm)

- 상부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_u (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsu} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1603.191	32	2700	86400	1167	1.007E+08	4.157E+11	8	22.6	17.2	63	OK
DL하중	2181.455									23.4	84	OK

- 하부플랜지와 복부판

구분	ΔS (kN)	t_l (mm)	B (mm)	A (mm ²)	y_{vsl} (mm)	Q (mm ³)	I_v (mm ⁴)	s (mm)	$\sum a$ (mm)	Δv (MPa)	v_{sr} (MPa)	검토 결과
DB하중	1603.191	34	2700	91800	1499	1.374E+08	4.157E+11	9	25.5	20.8	63	O.K
DL하중	2181.455									28.3	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 평가방법은 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(3@55, S5~S7)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	$\frac{122.167-1.3 \times 10.392}{2.15 \times 23.284}$	2.171	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.63	33.675	88.434	$\frac{105.961-1.3 \times 5.63}{2.15 \times 33.675}$	1.362	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	97.815	6.464	10.895	190	$\frac{190-(97.815+6.464)}{10.895}$	7.868	DB24 이상
		하부 플랜지	-87.561	-22.725	-38.303	-190	$\frac{190-(87.561+22.725)}{38.303}$	2.081	“
	지점부	상부 플랜지	-102.392	-20.628	-33.533	-190	$\frac{190-(102.392+20.628)}{33.533}$	1.997	“
		하부 플랜지	93.378	26.740	43.468	190	$\frac{190-(93.378+26.74)}{43.468}$	1.608	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	27.390	1.718	8.191	190	$\frac{190-(27.39+1.718)}{8.191}$	19.643	“
		하부 플랜지	-27.610	-7.776	-37.082	-190	$\frac{190-(27.61+7.776)}{37.082}$	4.170	“

5.3.4.2 부산방향(4@55, S1~S4)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	$\frac{122.167-1.3 \times 10.392}{2.15 \times 23.284}$	2.171	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.63	33.675	88.434	$\frac{105.961-1.3 \times 5.63}{2.15 \times 33.675}$	1.362	“

나. 거더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	93.725	6.231	10.951	190	$\frac{190-(93.725+6.231)}{10.951}$	8.222	DB24 이상
		하부 플랜지	-83.900	-21.905	-38.499	-190	$\frac{190-(83.9+21.905)}{38.499}$	2.187	“
	지점부	상부 플랜지	-108.685	-22.904	-34.143	-190	$\frac{190-(108.685+22.904)}{34.143}$	1.711	“
		하부 플랜지	99.505	28.368	43.848	190	$\frac{190-(99.505+28.368)}{43.848}$	1.417	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	97.934	5.404	8.797	190	$\frac{190-(97.934+5.404)}{8.797}$	9.851	“
		하부 플랜지	-98.722	-24.834	-40.423	-190	$\frac{190-(98.722+24.834)}{40.423}$	1.644	“

5.3.5 안전성 평가등급

5.3.5.1 대구방향(3@55, S5~S7)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	1.196	A
중앙부	105.961	5.63	33.675	88.434	1.198	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용응력	안전율	안전성 평가등급
주 형	측경간 중앙부	상부 플랜지	97.815	6.464	10.895	115.174	190	1.650	A
		하부 플랜지	-87.561	-22.725	-38.303	-148.589	-190	1.279	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-102.392	-20.628	-33.533	-156.553	-190	1.214	A
		하부 플랜지	93.378	26.740	43.468	163.586	190	1.161	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	27.390	1.718	8.191	37.299	190	5.094	A
		하부 플랜지	-27.610	-7.776	-37.082	-72.468	-190	2.622	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.3.5.2 부산방향(4@55, S1~S4)

가. 바닥판

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	안전율	안전성 평가등급
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	1.196	A
중앙부	105.961	5.63	33.675	88.434	1.198	A

안전성평가등급	A
---------	---

나. 거 더

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	실제 활하중	계	허용용력	안전율	안전성 평가등급
주 형	측경간 중앙부	상부 플랜지	93.725	6.231	10.951	110.907	190	1.713	A
		하부 플랜지	-83.900	-21.905	-38.499	-144.304	-190	1.317	A
	측경간 지점부	상부 플랜지	-108.685	-22.904	-34.143	-165.732	-190	1.146	A
		하부 플랜지	99.505	28.368	43.848	171.721	190	1.106	A
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	97.934	5.404	8.797	112.135	190	1.694	A
		하부 플랜지	-98.722	-24.834	-40.423	-163.979	-190	1.159	A

안전성평가등급	A
---------	---

5.4 하부구조 안전성평가

5.4.1 대구방향(3@55, S5~S7)

5.4.1.1 교각(P6) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

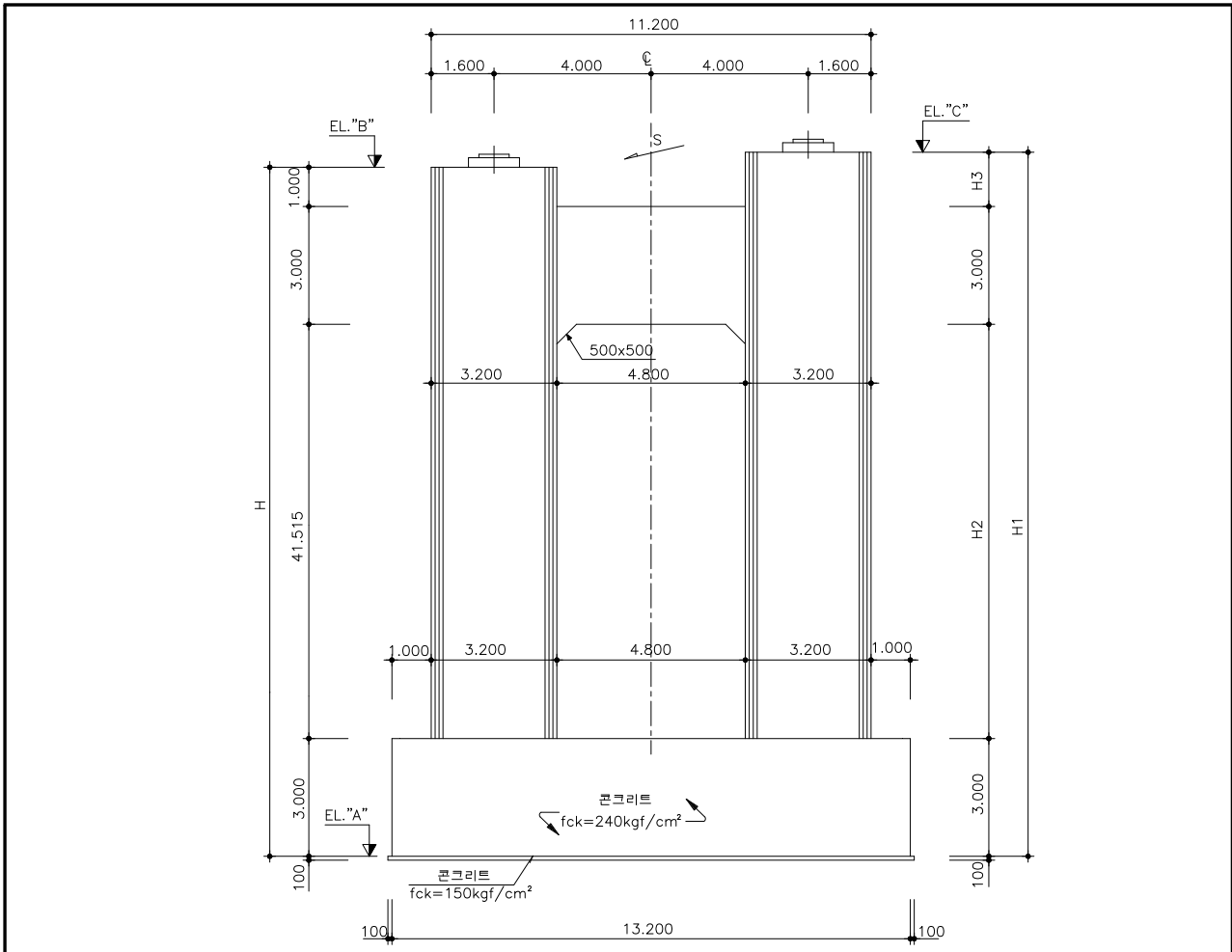
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.1】 해석단면(P6)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	5695.704	1844.776	
2	5838.666	1847.772	
계	11534.370	3692.548	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.600 / 3.980 = 3.166 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.980] \times 3.980 = 13.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 0.400/2 = 2.590 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 13.553 \times 52.000 \times 3.362 = 2358.55 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.900 \times 2.600 = 38.220 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600 = 6.90 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = (3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600)/2 = 3.45 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

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

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0165 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 120.62 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 11534.370 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 576.719 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 120.62kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 120.620 \times (0.4 + 0.4/2) = 72.372 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

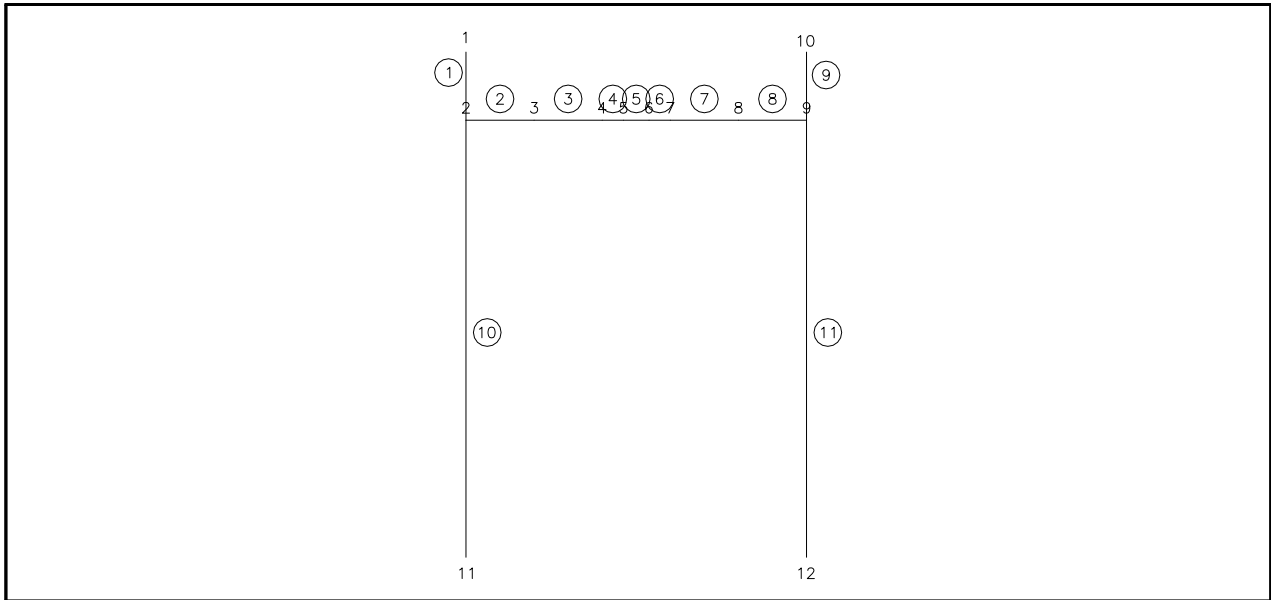
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.2】 해석모델링(P6)

바. 코평부 검토

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	1485.267	-218.545	1578.982	-15.745	
ULO02	1485.405	-218.369	1578.980	-15.569	
ULO03	3986.264	3478.672	9218.628	2966.919	
ULO04	3035.504	2010.023	5896.001	1498.270	
ULO05	3035.588	2010.129	5896.256	1498.376	
ULO06	1006.373	-218.404	1099.976	-15.604	
ULO07	1485.321	-218.475	1578.982	-15.675	
ULO08	1006.457	-218.298	1099.975	-15.498	
ULO09	1485.405	-218.369	1578.980	-15.569	
ULO10	3372.419	3344.946	8403.650	2852.876	
ULO11	3832.946	3344.877	8864.065	2852.807	
ULO12	2458.227	1932.784	5208.816	1440.713	
ULO13	2918.754	1932.715	5669.231	1440.644	
ULO14	2458.308	1932.885	5209.061	1440.815	
ULO15	2918.835	1932.817	5669.476	1440.746	
ULO16	1142.619	-167.976	1214.600	-11.976	
ULO17	1485.321	-218.475	1578.982	-15.675	
ULO18	3679.628	3211.082	8509.503	2738.695	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 300.0MPa

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

철근 피복두께(d_c) = 150.0mm , 유효깊이(d) = 2850.0mm

사용철근량(A_s) = D32×19EA + D32×19EA = 30179.6mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = 94.848\text{mm}$$

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 21079.142 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 21079.142\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 9218.600\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 0.00529$

- 중립축(k) = $-n \rho + \sqrt{2 n \rho + (n \rho)^2} = 0.252$

- 중립축 거리(x) = $k \times d = 717.534$

- $j = 1 - k/3 = 0.916$

- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 89.998 \text{ MPa}$

- 최소 두께(c_c) = $100.0 - 32.0/2 = 84.0 \text{ mm}$

- 철근 소요중심간격

$$s_a = \text{Min}[375 \times 210 / f_s - 2.5c_c, 300 \times 210 / f_s] = 644.97 \text{ mm}$$

- 철근 평균간격 $s = 100.0\text{mm} \leq s_a = 644.97\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

③ 연결보의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 2.287로 산정되어 연결보는 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.4.1】 연결보의 단면검토 결과

구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
연결보	9218.628	21079.142	2.287	O.K

【표 5.4.2】 연결보의 사용성(균열) 검토결과

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
연결보	7091.252	89.998	240.000	100.000	644.97	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.3】 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	ULO0 4	-21881.846	-26512.339	6986.186	8838.833	-456.056	0.01597	축력최대
	ULO0 3	-21881.846	-25578.887	11703.559	15384.110	-816.918	0.02702	모멘트최대
	UEO1 8	-15148.970	-18561.624	10739.227	14234.114	-756.833	0.02490	편심최대
교축 방향	ULB01	-21881.846	-25854.376	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-21040.236	-21040.236	821.080	16685.127	610.088	0.08219	모멘트최대
	UEB10	-15990.580	-15990.579	821.080	16685.127	610.088	0.08219	편심최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 × 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.4】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-25854.376	0.000	3385.003	3385.003	축력최대
UL10	-21040.236	17787.982	17412.026	24891.584	모멘트최대
UE10	-15990.579	19723.940	16721.193	25857.921	편심최대
UL04	-24283.840	7306.331	10452.447	12752.887	축력최대
UL03	-21881.845	14519.885	18128.455	23226.449	모멘트최대
UE18	-15148.970	14830.435	15948.415	21778.286	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.5】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	96607.659	26512.339	10452.447	3.644	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	75655.121	25578.887	18128.455	2.958	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	82158.397	18561.624	15948.415	4.426	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.6】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	101878.366	25854.376	0.000	3.940	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	60352.547	21040.236	17787.982	2.868	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	48771.029	15990.579	19723.940	3.050	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

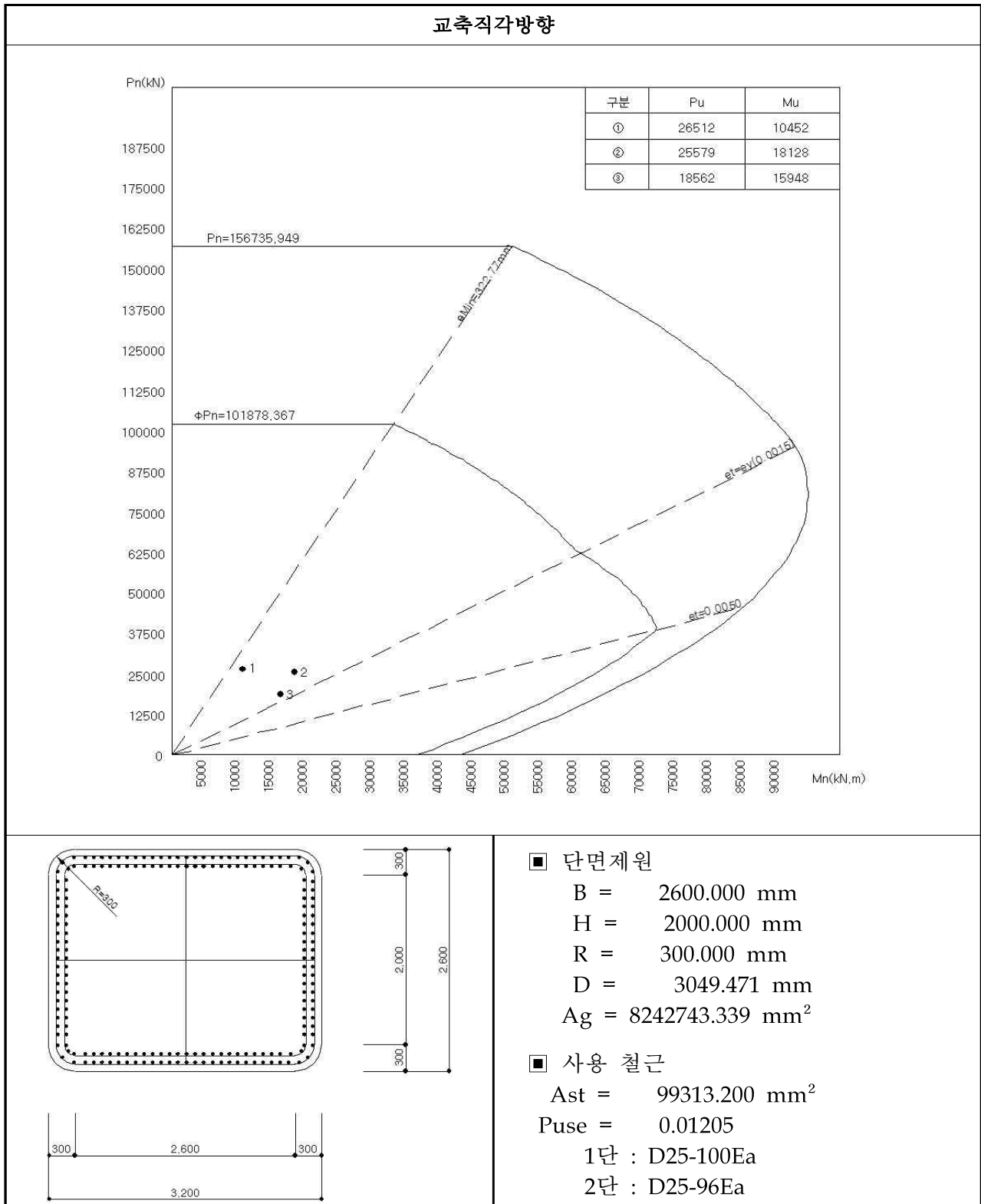
【표 5.4.7】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P6)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	101878.366	25854.376	3385.003	3.940	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	53158.313	24595.153	24891.584	2.161	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	44299.636	19545.496	25857.921	2.266	O.K
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	86376.873	26512.339	12752.887	3.258	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	58571.754	25578.887	23226.449	2.290	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	51742.637	18561.624	21778.286	2.788	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

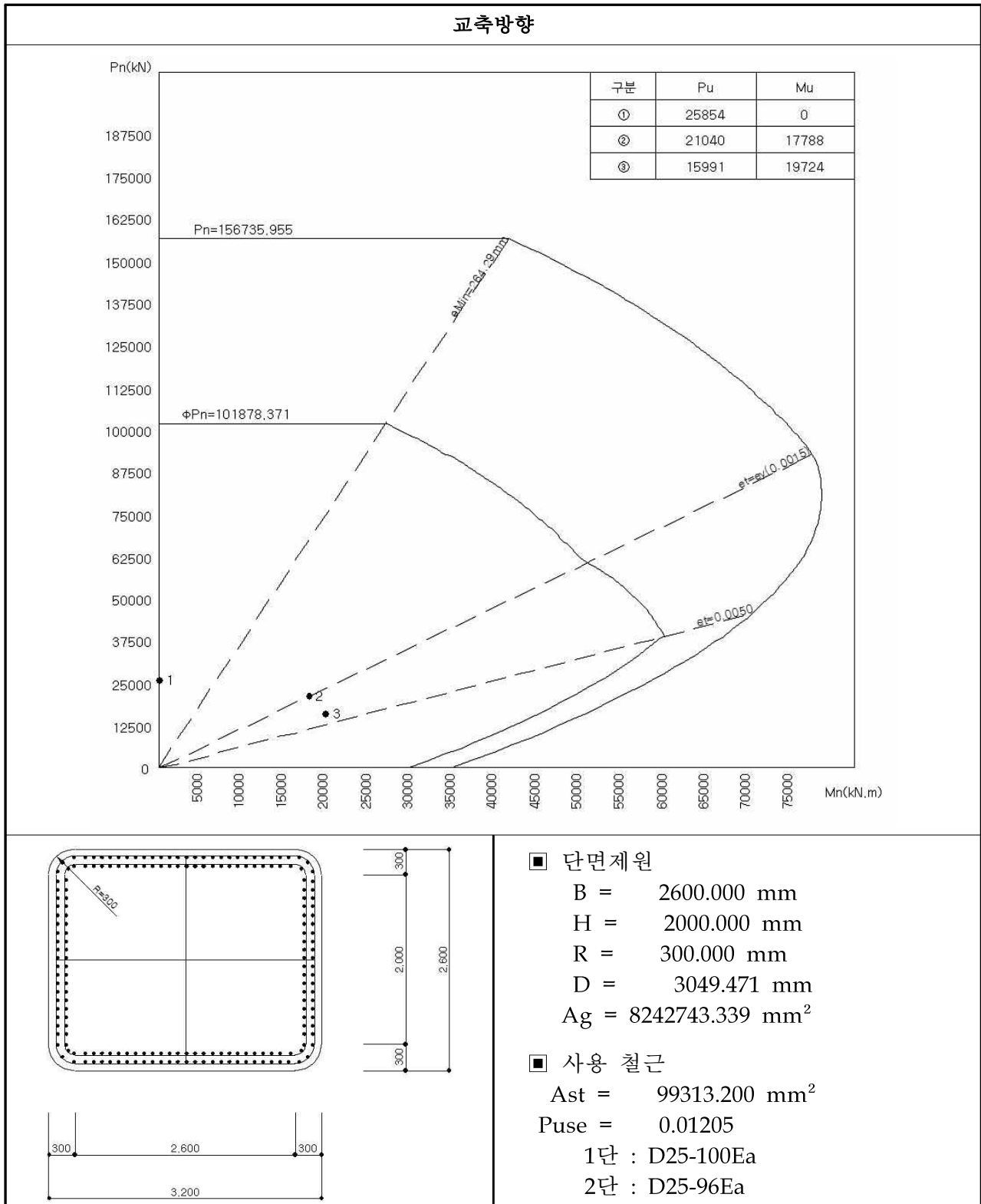
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



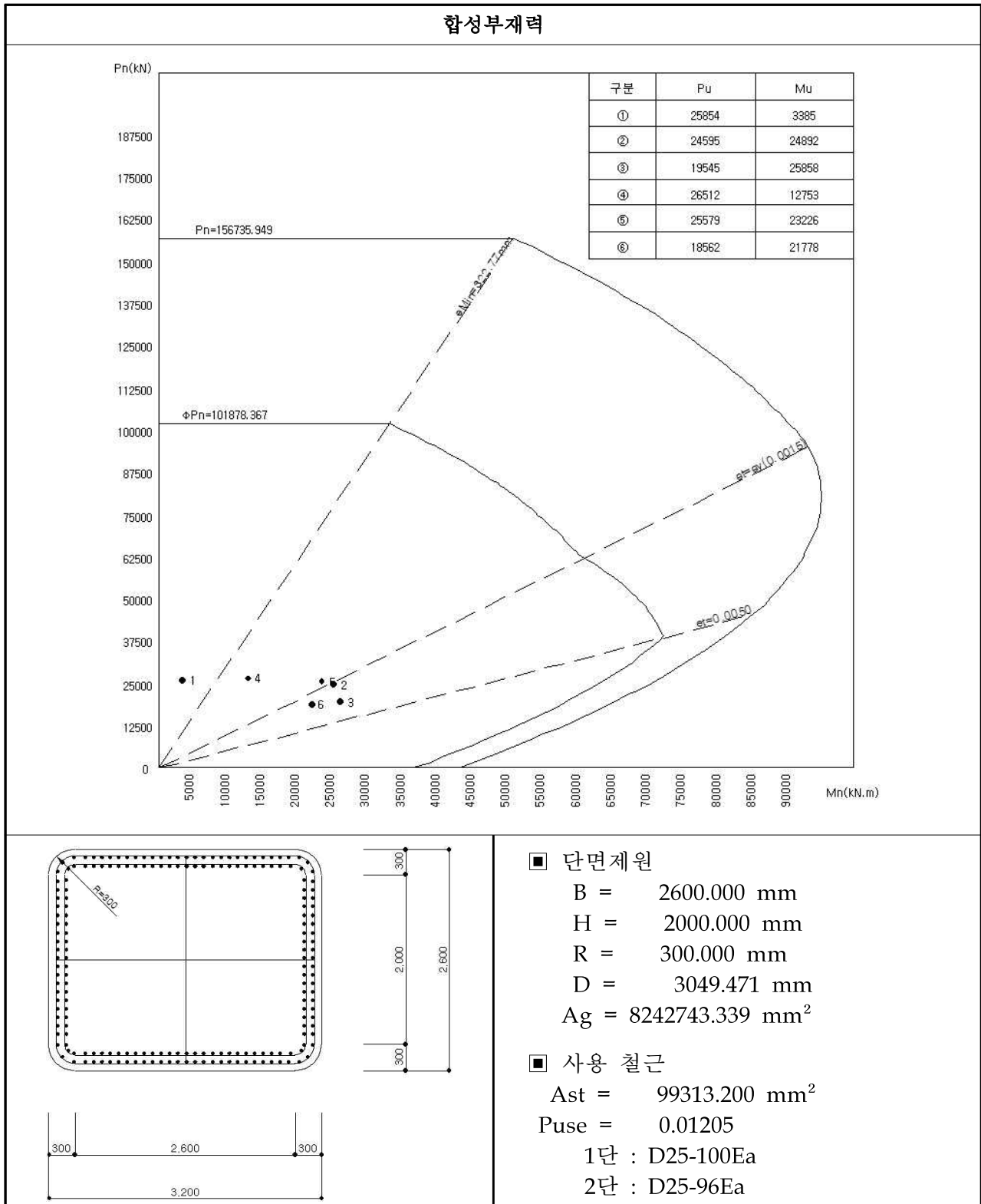
【그림 5.4.3】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.4】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.5】 P-M 상관도(합성부재력)

5.4.2 부산방향(4@55 S1~S4)

5.4.2.1 교각(P3) 구조검토

가. 검토조건

1) 일반사항

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

2) 하중

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

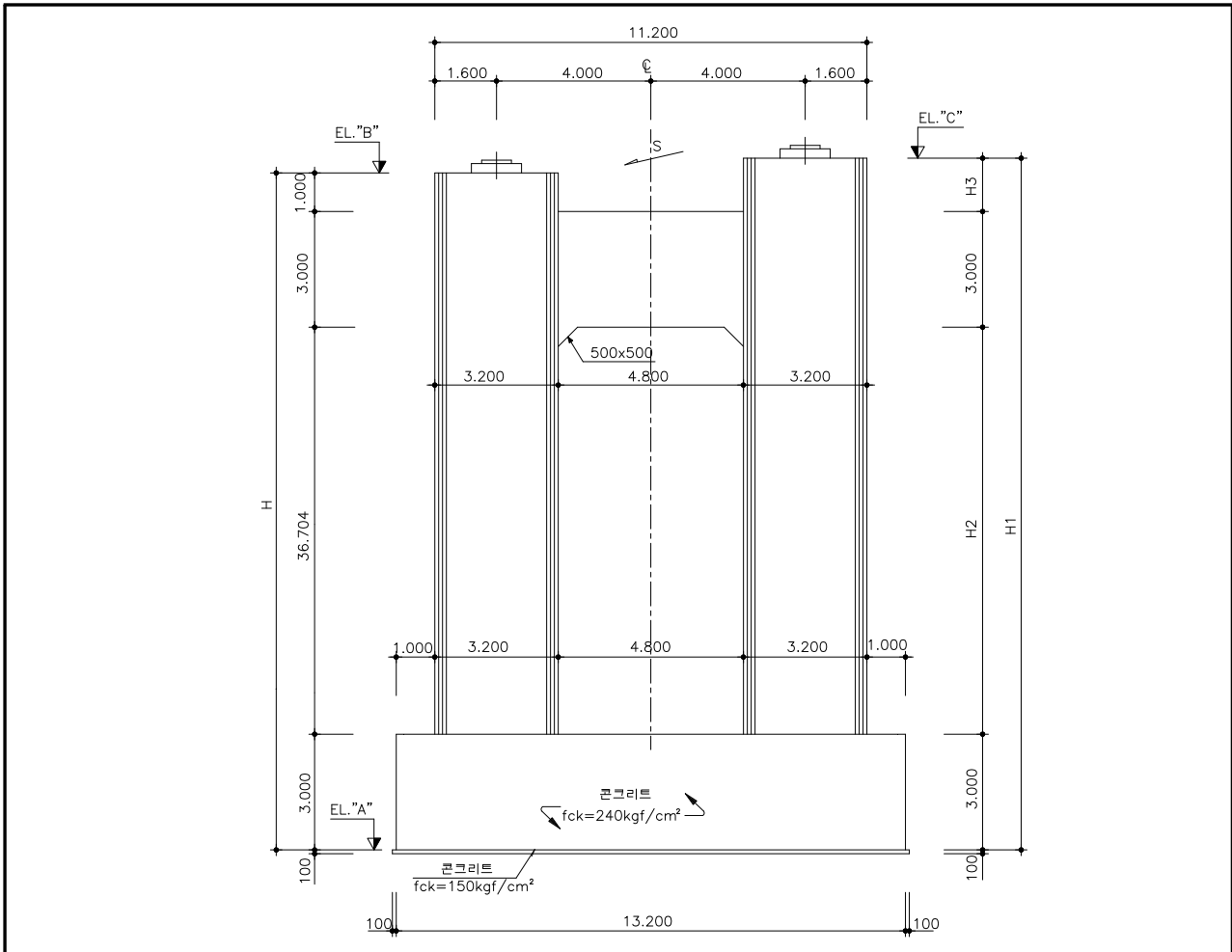
3) 사용재료

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

4) 설계방법

극한강도설계법 적용

나. 해석단면



【그림 5.4.6】 해석단면(P3)

다. 하중산정

1) 상부반력 및 교각자중

교좌번호	고정하중(D) (kN)	활하중(L) (kN)	비고
1	6045.452	1891.585	
2	6181.997	1888.297	
계	12227.449	3779.882	

※ 교각자중은 25.0 kN/m³의 값을 프로그램에서 자동재하

2) 풍하중

① 상부구조에 작용하는 풍하중

$$B/D = 12.600 / 3.980 = 3.166 [1 \leq B/D < 8]$$

$$W_1 = [4.0 - 0.2 \times 3.980] \times 3.980 = 13.400 \text{ kN/m} \geq 6.0 \text{ 이므로}$$

$$= 13.400 \text{ kN/m}$$

$$\text{작용위치 } h = 3.980/2 + 0.400 + 0.400/2 = 2.590 \text{ m}$$

$$\text{작용모멘트 } M_y = P_h \times h = 13.553 \times 52.000 \times 3.362 = 2358.55 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

② 하부구조에 작용하는 풍하중

$$W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.900 \times 2.600 = 38.220 \text{ kN}$$

$$W'_{\text{column}} = 3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600 = 6.90 \text{ kN/m (풍상측)}$$

$$W'_{\text{column}} = (3.000 \times 2.000 + 1.500 \times 0.600)/2 = 3.45 \text{ kN/m (풍하측)}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용한다.

③ 활하중에 재하되는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중은 교면상 1.5m 위치에서 1.5kN/m을 풍하중을 재하한다.

3) 온도하중

① 교축직각방향(G-TR)

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

② 교축방향(G-LO)

㉠ 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\delta = \alpha \times \Delta T \times L = 0.0165 \text{ m}$$

$$P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3} = 406.177 \text{ kN}$$

㉡ 교량받침에 의한 수평력

$$P_h = \mu \times W = 12227.449 \times 0.050 \times \sin 90.0 = 611.372 \text{ kN}$$

㉢ 수평력은 ㉠, ㉡중 작은 값 406.177kN을 적용한다.

㉣ 작용 모멘트

$$M_h = 406.177 \times (0.4 + 0.0/2) = 162.472 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 지점침하 ($\delta = 1.0 \text{ cm}$)

각 지점별 지점침하 입력 후 프로그램 자동 계산

라. 하중조합

1) 계수하중 검토시

구분	D	L1	W	WL	G	GS	Q
ULB01	1.30	2.15					1.30
ULB02	1.30						1.30
ULB03	1.30		1.30				1.30
ULB04	1.30	1.30	0.65	1.30			1.30
ULB05	1.30		0.65	1.30			1.30
ULB06	1.30	1.30			1.30	1.30	1.30
ULB07	1.30	1.30			-1.30	1.30	1.30
ULB08	1.30				1.30	1.30	1.30
ULB09	1.30				-1.30	1.30	1.30
ULB10	1.25		1.25		1.25	1.30	1.25
ULB11	1.25		1.25		-1.25	1.30	1.25
ULB12	1.25	1.25	0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB13	1.25	1.25	0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB14	1.25		0.63	1.25	1.25	1.30	1.25
ULB15	1.25		0.63	1.25	-1.25	1.30	1.25
ULB16	1.00						1.00
ULB17	1.30	1.30					1.30
ULB18	1.20		1.20				1.20

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

W : 활하중 비재하시 풍하중에 따른 단면력

WL : 활하중 재하시 풍하중에 따른 단면력

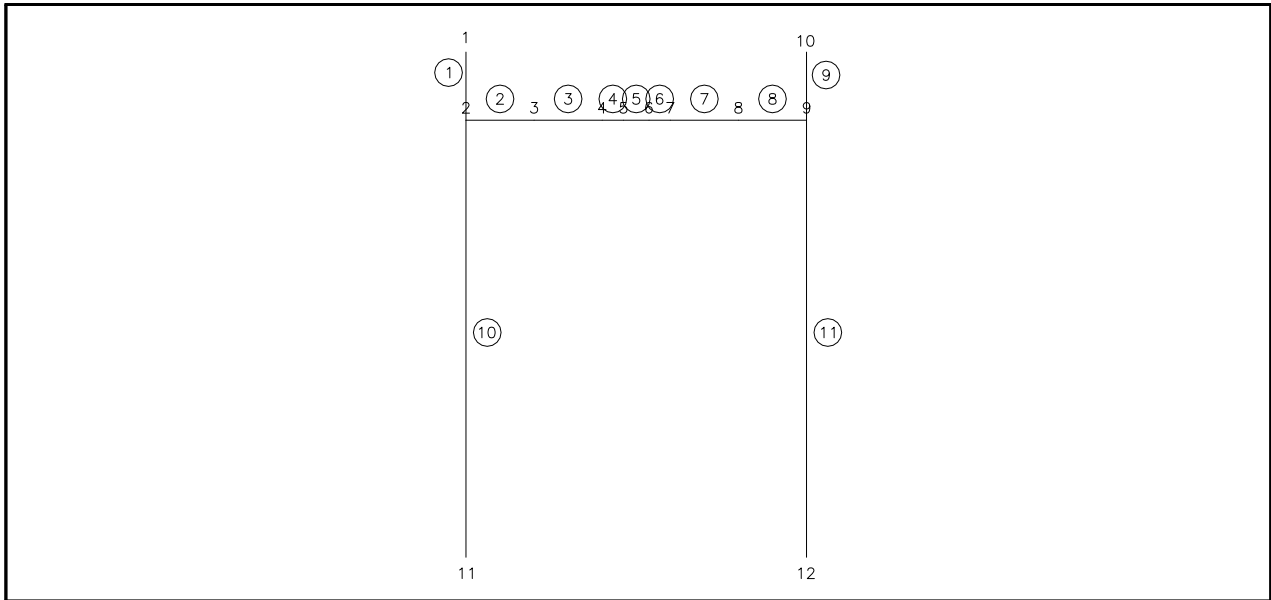
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 유수압 및 유목충돌에 의한 단면력

마. 구조해석

1) 해석모델링

해석 모델의 절점 구성 및 요소번호는 다음과 같다.



【그림 5.4.7】 해석모델링(P6)

바. 코평부 검토

1) 부재력 집계 : 연결보

하중	좌측 (부재4, 절점4)		중앙부		비고
	M(kN.m)	V(kN)	M(kN.m)	V(kN)	
ULO01	1294.901	-217.930	1388.126	-15.130	
ULO02	1294.752	-218.128	1388.135	-15.328	
ULO03	2975.598	2229.406	6190.398	1717.653	
ULO04	2342.465	1280.972	4025.544	769.219	
ULO05	2342.375	1280.852	4025.260	769.099	
ULO06	264.481	-217.321	357.218	-14.521	
ULO07	1294.842	-218.009	1388.129	-15.209	
ULO08	264.391	-217.441	357.224	-14.641	
ULO09	1294.752	-218.128	1388.135	-15.328	
ULO10	1870.420	2144.321	4962.641	1652.250	
ULO11	2861.151	2143.660	5952.305	1651.590	
ULO12	1261.638	1232.365	2881.051	740.295	
ULO13	2252.370	1231.704	3870.715	739.634	
ULO14	1261.552	1232.250	2880.778	740.179	
ULO15	2252.283	1231.589	3870.442	739.519	
ULO16	995.963	-167.791	1067.796	-11.791	
ULO17	1294.842	-218.009	1388.129	-15.209	
ULO18	2746.705	2057.914	5714.213	1585.526	

2) 내부지간 설계

① 단면검토

- 검토조건

설계기준강도(f_{ck}) = 24.0MPa , 인장철근 항복강도(f_y) = 300.0MPa

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

철근 피복두께(d_c) = 150.0mm , 유효깊이(d) = 2850.0mm

사용철근량(A_s) = D32×19EA + D32×19EA = 30179.6mm²

- 설계휨강도 산정

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = 94.848\text{mm}$$

$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 21079.142 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

- 휨모멘트 검토

$$\Phi M_n = 21079.142\text{kN} \cdot \text{m} > M_u = 6190.4\text{kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 사용성(균열) 검토

- 탄성계수비(n) = $E_s / E_c = 8.0$

- 철근비(ρ) = $A_s / bd = 0.00529$

- 중립축(k) = $-n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} = 0.252$

- 중립축 거리(x) = $k \times d = 717.534$

- $j = 1 - k/3 = 0.916$

- 철근응력(f_s) = $M / (A_s \times j \times d) = 60.434 \text{ MPa}$

- 최소 두께(c_c) = $100.0 - 32.0/2 = 84.0 \text{ mm}$

- 철근 소요중심간격

$$s_a = \text{Min}[375 \times 210 / f_s - 2.5c_c, 300 \times 210 / f_s] = 1018.57 \text{ mm}$$

- 철근 평균간격 $s = 100.0\text{mm} \leq s_a = 1018.57\text{mm}$ 이므로, $\therefore \text{O.K}$

③ 연결보의 구조검토 결과

강도설계법에 의한 바닥판의 단면검토 결과, 휨강도에 대한 계수모멘트의 최소 안전율이 3.405로 산정되어 연결보는 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.4.8】 연결보의 단면검토 결과

구 분	M_u (kN · m)	ΦM_n (kN · m)	안전율 ($\Phi M_n / M_u$)	검토 결과
연결보	6190.400	21079.142	3.405	O.K

【표 5.4.9】 연결보의 사용성(균열) 검토결과

구 분	M_o (kN · m)	인장응력(f_s) (MP a)	허용응력(f_{sa}) (MP a)	철근 평균 간격(s) (mm)	철근 소요중심 간격(s_a) (mm)	검토 결과
연결보	4761.844	60.434	240.000	100.000	1018.57	O.K

사. 기둥 단면검토

1) 부재력 집계 : 기둥 하단

【표 5.4.10】 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	ULO01	-18288.113	-22348.156	295.379	469.505	26.824	0.00008	축력최대
	ULO10	-17584.724	-19938.783	7376.559	9773.257	-712.601	0.00792	모멘트최대
	UEO10	-13364.390	-15718.450	7283.142	9704.911	-706.411	0.00790	편심최대
교축 방향	ULB01	-18288.113	-22348.156	0.000	0.000	0.000	0.00000	축력최대
	ULB10	-17584.724	-17584.724	1648.233	14308.704	627.042	0.03474	모멘트최대
	UEB10	-13364.390	-13364.390	1648.233	14308.704	627.042	0.03474	편심최대

※ P_e : 장기지속축력 (= 고정하중에 의한 축력 × 고정하중 계수)

P_u : 전체축력 , M_1, M_2 : Non-Sway모멘트, Sway모멘트

Δ : 기둥 상단의 변위량

【표 5.4.11】 부재력 산정결과(합성부재력)

구 분	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)	M2(kN.m)	비 고
UL01	-22348.156	0.000	2618.206	2618.206	축력최대
UL10	-17584.724	15365.574	10270.570	18482.031	모멘트최대
UE10	-13364.390	15097.933	10083.681	18155.666	편심최대

2) 기둥 단면검토

【표 5.4.12】 교축직각방향 - 기둥 단면검토 결과(P3)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	101878.36	22348.156	2618.206	4.559	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	88060.490	19938.783	10270.570	4.417	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	97283.367	15718.450	10083.681	6.189	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

【표 5.4.13】 교축방향 - 기둥 단면검토 결과(P3)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	101878.36	22348.156	0.000	4.559	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	70742.928	17584.724	15365.574	4.023	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	54296.283	13364.390	15097.933	4.063	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

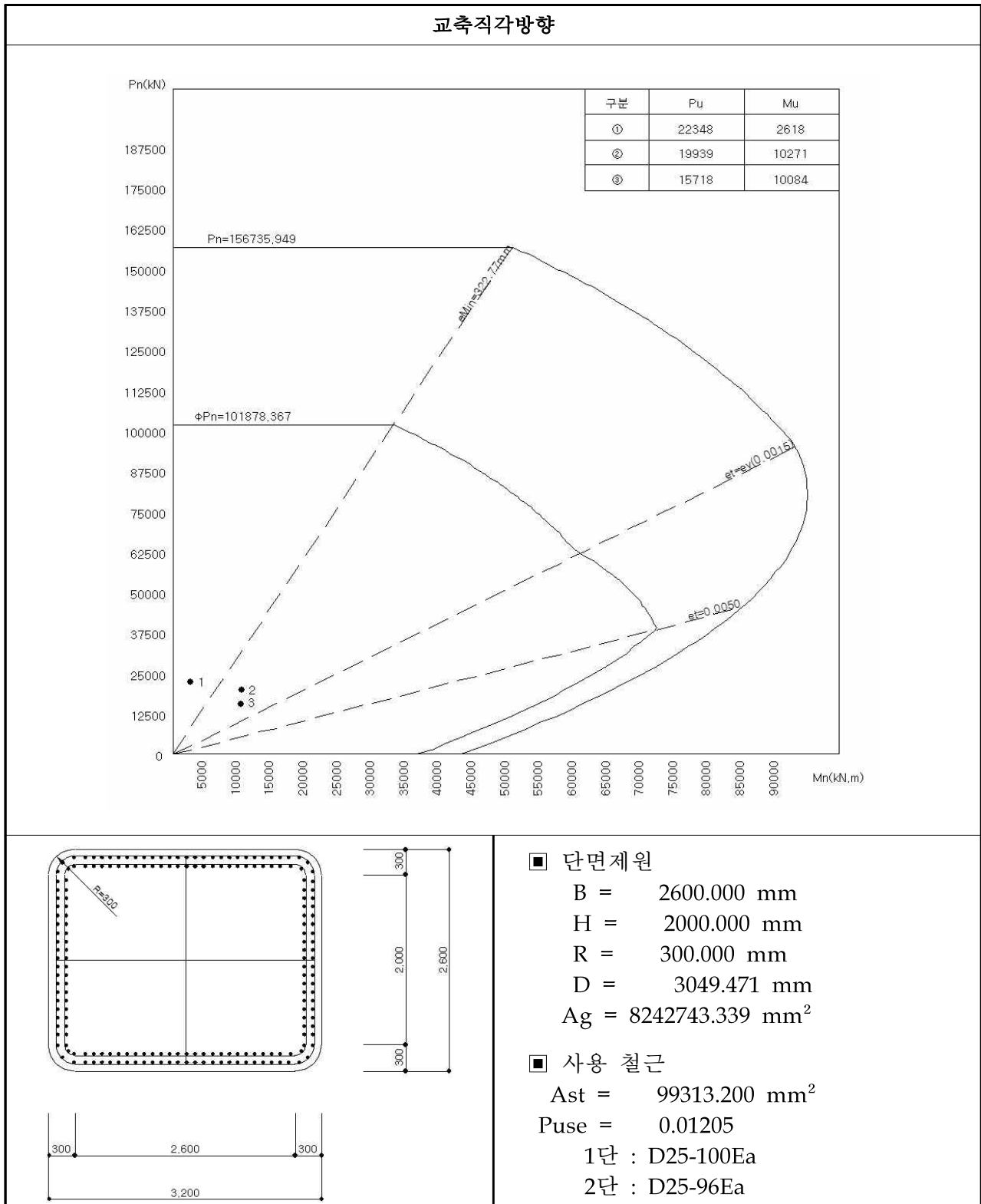
【표 5.4.14】 합성부재력 - 기둥 단면검토 결과(P3)

구 분	철 근 비				축방향력, 휨				
	Pmin	Puse	Pmax	비고	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	0.010	0.012	0.080	O.K	101878.36	22348.156	2618.206	4.559	O.K
모멘트최대	0.010	0.012	0.080	O.K	56739.215	19938.783	18482.031	2.846	O.K
편심최대	0.010	0.012	0.080	O.K	52063.089	15718.450	18155.666	3.312	O.K

※ 자세한 계산과정은 부록 참조

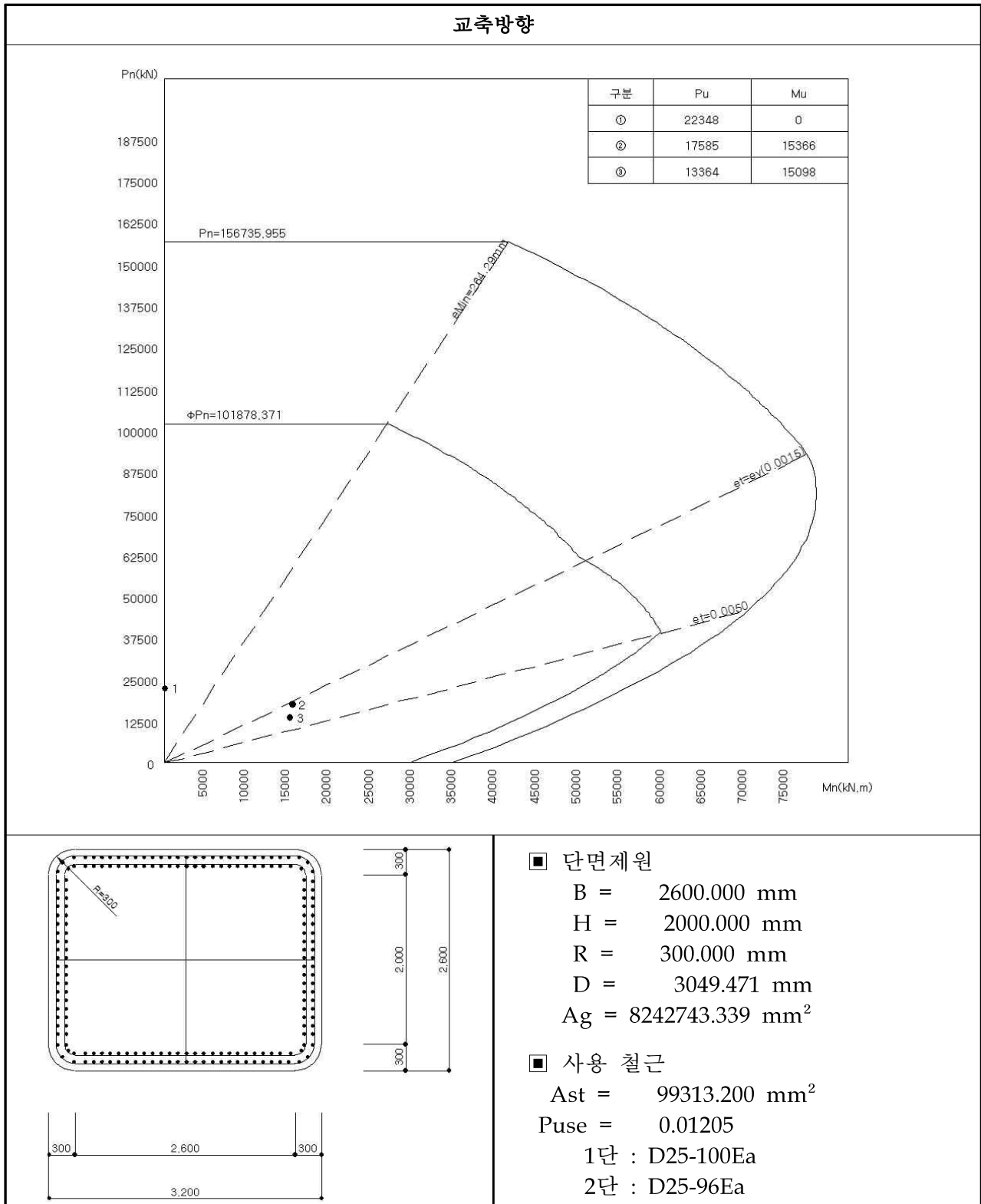
3) P-M 상관도

① 교축직각방향



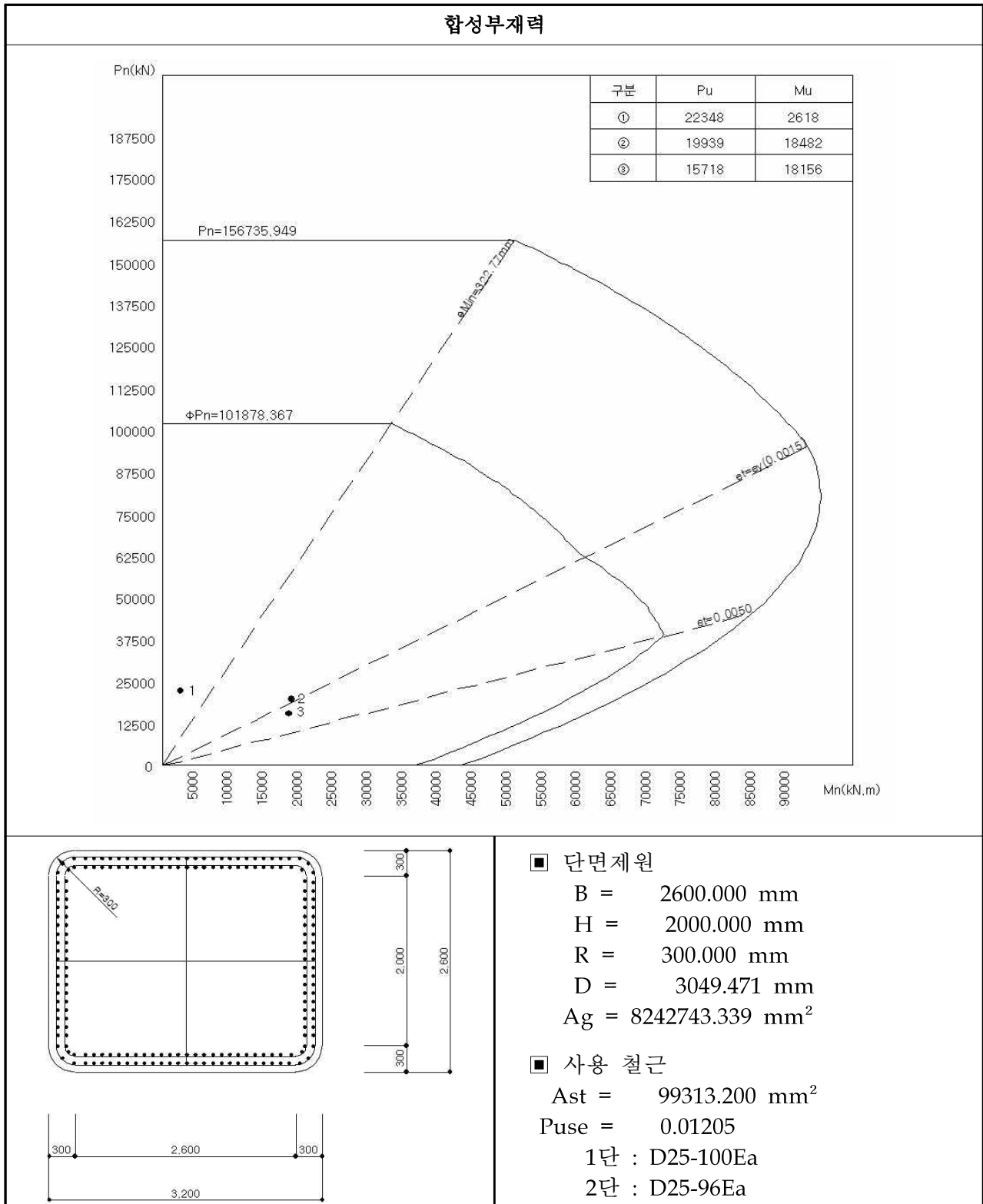
【그림 5.4.8】 P-M 상관도(교축직각방향)

② 교축방향



【그림 5.4.9】 P-M 상관도(교축방향)

③ 합성부재력



【그림 5.4.10】 P-M 상관도(합성부재력)

5.5 안전성평가 결과요약

5.5.1 대구 방향(3@55, S5~S7)

5.5.1.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.1】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{148.589} = 1.279$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{163.586} = 1.161$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{72.468} = 2.622$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{102.122} = 1.196$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{88.434} = 1.198$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.2】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P6	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{96607.659}{26512.339} = 3.644$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{38087.414}{10452.447} = 3.644$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{75655.121}{25578.887} = 2.958$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{53618.848}{18128.455} = 2.958$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{82158.397}{18561.624} = 4.426$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{70591.679}{15948.415} = 4.426$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{101878.366}{25854.376} = 3.940$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 3.940$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{60352.547}{21040.236} = 2.868$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{51023.668}{17787.982} = 2.868$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{48771.029}{15990.579} = 3.050$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{60157.725}{19723.940} = 3.050$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{101878.366}{25854.376} = 3.940$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{13338.499}{3385.003} = 3.940$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{53158.313}{24595.153} = 2.161$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{53798.999}{24891.584} = 2.161$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{44299.636}{19545.496} = 2.266$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{58606.673}{25857.921} = 2.266$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{58571.754}{25578.887} = 2.290$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{53185.029}{23226.449} = 2.290$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{51742.637}{18561.624} = 2.788$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{60709.448}{21778.286} = 2.788$		kN · m

5.5.1.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.3】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	$\frac{122.167-1.3 \times 10.392}{2.15 \times 23.284}$	2.171	DB-24 이상
중앙부	105.961	5.63	33.675	88.434	$\frac{105.961-1.3 \times 5.63}{2.15 \times 33.675}$	1.362	“

【표 5.5.4】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중앙부	상부 플랜지	97.815	6.464	10.895	190	$\frac{190-(97.815+6.464)}{10.895}$	7.868	DB24 이상
		하부 플랜지	-87.561	-22.725	-38.303	-190	$\frac{190-(87.561+22.725)}{38.303}$	2.081	“
	지점부	상부 플랜지	-102.392	-20.628	-33.533	-190	$\frac{190-(102.392+20.628)}{33.533}$	1.997	“
		하부 플랜지	93.378	26.740	43.468	190	$\frac{190-(93.378+26.74)}{43.468}$	1.608	“
	중앙경간 중앙부	상부 플랜지	27.390	1.718	8.191	190	$\frac{190-(27.39+1.718)}{8.191}$	19.643	“
		하부 플랜지	-27.610	-7.776	-37.082	-190	$\frac{190-(27.61+7.776)}{37.082}$	4.170	“

5.5.2 부산방향(4@55, S1~S4)

5.5.2.1 안전성 평가결과

가. 상부구조

【표 5.5.5】 상부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	등급	비고
강박스거더	측경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{144.304} = 1.317$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{10.425} = 10.552$	A	MPa
	중앙경간 정모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{171.721} = 1.106$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{9.512} = 11.564$	A	MPa
	부모멘트부	휨모멘트	$\frac{f_a}{f} = \frac{190}{163.979} = 1.159$	A	MPa
		전단 및 비틀림	$\frac{v_a}{v} = \frac{110}{61.068} = 1.801$	A	MPa
바닥판	캔틸레버부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{122.167}{102.122} = 1.196$	A	kN · m
	중앙부		$\frac{\Phi M_n}{M_u} = \frac{105.961}{88.434} = 1.198$	A	kN · m

안전성평가등급	A
---------	---

나. 하부구조

【표 5.5.6】 하부구조 안전성 평가결과

구 분			계산식	평가	비고
P3	교축 직각 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{101878.366}{22348.156} = 4.559$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11935.595}{2618.206} = 4.559$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{88060.490}{19938.783} = 4.417$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{45360.413}{10270.570} = 4.417$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{97283.367}{15718.450} = 6.189$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{62409.108}{10083.681} = 6.189$		kN · m
	교축 방향	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{101878.366}{22348.156} = 4.559$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{0.000}{0.000} = 4.559$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{70742.928}{17584.724} = 4.023$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{61815.340}{15365.574} = 4.023$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{54296.283}{13364.390} = 4.063$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{61339.249}{15097.933} = 4.063$		kN · m
	합성 부재력	축력최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{101878.366}{22348.156} = 4.559$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{11935.595}{2618.206} = 4.559$		kN · m
		모멘트최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{56739.215}{19938.783} = 2.846$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{52593.778}{18482.031} = 2.846$		kN · m
		편심최대	$\Phi P_n / P_u = \frac{52063.089}{15718.450} = 3.312$	O.K	kN
			$\Phi M_n / M_u = \frac{60135.704}{18155.666} = 3.312$		kN · m

5.5.2.2 기본내하력 평가결과

【표 5.5.7】 바닥판 기본내하력 산정

구 분	ϕM_n	M_d	M_l	M_u	내하력 계산과정	내하율	내하력
캔틸레버부	122.167	10.392	23.284	102.122	$\frac{122.167-1.3 \times 10.392}{2.15 \times 23.284}$	2.171	DB-24 이상
중양부	105.961	5.63	33.675	88.434	$\frac{105.961-1.3 \times 5.63}{2.15 \times 33.675}$	1.362	“

【표 5.5.8】 거더 기본내하력 산정

구 분			합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	허용응력	내하율계산과정	내하율	내하력
주형	측경간 중양부	상부 플랜지	93.725	6.231	10.951	190	$\frac{190-(93.725+6.231)}{10.951}$	8.222	DB24 이상
		하부 플랜지	-83.900	-21.905	-38.499	-190	$\frac{190-(83.9+21.905)}{38.499}$	2.187	“
	지점부	상부 플랜지	-108.685	-22.904	-34.143	-190	$\frac{190-(108.685+22.904)}{34.143}$	1.711	“
		하부 플랜지	99.505	28.368	43.848	190	$\frac{190-(99.505+28.368)}{43.848}$	1.417	“
	중앙경간 중양부	상부 플랜지	97.934	5.404	8.797	190	$\frac{190-(97.934+5.404)}{8.797}$	9.851	“
		하부 플랜지	-98.722	-24.834	-40.423	-190	$\frac{190-(98.722+24.834)}{40.423}$	1.644	“

5.5.3 안전성평가 종합결론

가. 안전성 평가

1) 대구방향 S5~S7

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.196 및 1.161로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P6의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.161로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

2) 부산방향 S1~S4

상부구조에 대한 구조검토결과, 바닥판 및 거더에 대해서 최소안전율이 각각 1.196 및 1.106로 안전율 1.0을 상회하고 교각 P3의 하부구조에 대한 구조검토결과, 기둥은 P-M상관도 해석에 의한 최소안전율 2.846으로서 안전율 1.0을 초과하며 내하력 평가결과, 기본내하력이 설계활하중인 DB-24를 상회하여 구조물이 전반적으로 구조적 안전성을 확보한 것으로 판단되며 최종적인 안전성 평가등급은 A등급이다.

나. 주의 및 건의사항

현행 설계기준에 따라 대상 교량 상부구조와 하부구조를 검토한 결과 내하력 및 안전성 모두 양호한 것으로 판단되었으며 특별한 구조적 손상 또한 발견되지 않은 바 기존 유지관리 상태를 유지하여 교량의 내하력 저하를 방지하도록 한다.

