

제 5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.2 구조해석 및 검토

5.3 내하력 평가

5.4 안전성평가 결과요약

제 5장 시설물의 안전성평가

5.1 개요

5.1.1 안전성평가 개요

안전성평가는 도로교설계기준 및 콘크리트구조기준 등 관련 규정에 따라 실시하였으며, 해석 조건의 설정에서부터 구조해석 결과를 토대로 한 안전성평가 등급 결정까지의 일련 과정을 흐름도로 나타내면 다음과 같다.

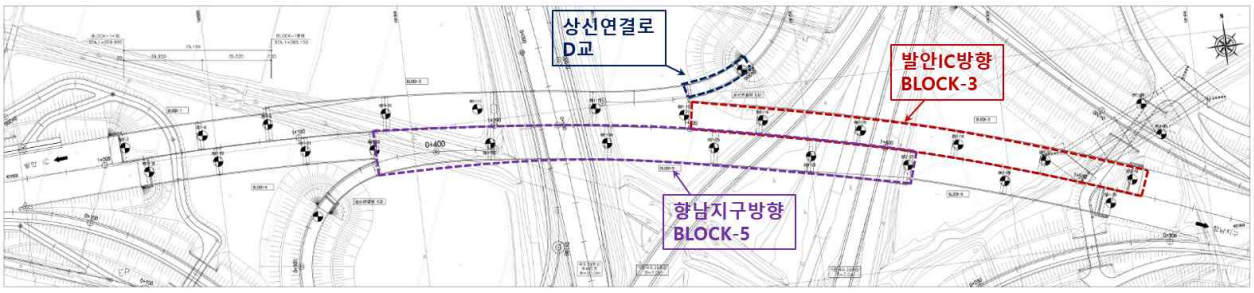


<그림 5.1.1> 안전성평가 수행 흐름도

5.1.2 안전성평가 구간 선정

본 상신육교는 대표구조형식 및 지간길이, 현장조사 결과 및 초기점검 시 수행된 구조해석결과 등을 감안하여, 발안IC 방향(BLOCK-2), 향남지구방향(BLOCK-5), 상신연결로 D교로 선정하였다. 안전성평가 구간 위치 및 선정사유 등의 자세한 내용은 아래와 같다.

【표 5.1.1】 안전성평가 구간 선정

구 분		안전성평가 구간 선정
경간구성		- 발안IC 방향(BLOCK-3) : $35.0+2@50.0+2@45.0 = 225.0\text{m}$ - 향남지구 방향(BLOCK-5) : $2@60.0+55.0+2@50.0 = 275.0\text{m}$ - 상신연결로 D교 : 30.0m
구조형식	상부	Steel Box Girder(STB)
	하부	T형 교각 및 말뚝·직접기초
안전성평가		A등급 (2010년, 초기점검)
현장조사		- 구조적 용접결함 및 거더, 연결판의 균열과 변형 등이 없으며, 구조적인 결함없음 - 기존 손상의 진행 및 손상확대 없음 - 내구성조사 결과, 콘크리트강도 저하 및 탄산화 등의 급격한 진행 없음
선정사유		- 교량의 상부형식은 STB로 외관 및 내구성조사 결과, 구조적인 결함이 없고 지간 및 연속성, 등에 따른 교량의 구조안전성 검토의 대표구간으로 적절함 - 상신연결로(램프)의 경우, 곡선교의 곡률반경, 경간길이 등을 종합적으로 비교하여 상신연결로 D교로 선정함.
 상신연결로 D교 발안IC방향 BLOCK-3 향남지구방향 BLOCK-5 - 발안IC 방향(BLOCK-3) : $35.0+2@50.0+2@45.0 = 225.0\text{m}$ - 향남지구 방향(BLOCK-5) : $2@60.0+55.0+2@50.0 = 275.0\text{m}$ - 상신연결로 D교(램프 D) : 30.0m		

5.1.3 안전성평가 방법

안전성평가 등급은 각 구조요소의 검토방법을 토대로, 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부 지침에 제시하는 등급기준을 적용하여 결정하였으며, 본 상신육교에 대한 안전성평가 방법 및 등급기준은 다음과 같다.

【표 5.1.2】 구조해석 수행 및 안전성검토 방법

구 분	구조해석 수행내용	검토방법
거 더	- 설계하중에 대한 안전성평가 - 합성전·후 단계별 해석(STB) - 모델링 ▶ 거더 및 가로보는 보요소(Beam Element)로 모델링 ▶ 바닥판은 판요소(Plate Element)로 모델링 ▶ 바닥판과 거더의 도심을 Rigid Link로 강체 구속	허용응력설계법
바닥판	도로교설계기준의 규정에 따라 교축직각방향에 대해 안전성평가 수행	강도설계법
교각 기초부	받침배치는 탄성연결요소(Elastic Link)로 이상화하여 상부 구조의 실제적 거동 유도하였으며, 교각의 경우 보요소(Beam Element)로 모델링하였다.	강도설계법 허용응력설계법
사용프로그램	MIDAS Civil 구조해석 프로그램	-

【표 5.1.3】 안전성평가 등급기준

등급	안전성평가 등급기준	비 고
A	$SF \geq 1.0$	◦ 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi Mn}{Mu}$ ◦ 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$
B	$0.9 \leq SF < 1.0$ 이나, 공용내하력이 설계하중 보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1.0$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

※ 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침 참조

5.1.4 해석조건 검토

안전성평가를 위한 구조해석은 범용구조해석 프로그램인 MIDAS Civil을 이용하였으며, 해석 조건은 현 상태를 기본으로 설정하되, 설계 시의 조건과 비교하여 해석 상 불리한 조건을 적용한다.

【표 5.1.4】 해석조건 검토 및 적용

구 분		준공도 및 설계도서	실측 및 설계기준	적 용
적용 설계기준		- 도로교설계기준(2005) - 콘크리트구조기준(2003)	- 도로교설계기준(2010) - 콘크리트구조기준(2012)	
사 용 재 료	콘크리트	- 비파괴강도(f_c) - 상 부 : 27.0 MPa - 하 부 : 24.0 MPa - 탄성 계수(E_c) $8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa)	- 비파괴강도(f_c) - 상 부 : 27.0 MPa 이상 - 하 부 : 24.0 MPa 이상 - 탄성 계수(E_c) $8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$ (MPa)	콘크리트 압축강도는 비파괴강도가 설계기준강도 이상으로 평가되어 안전측 검토를 위해 설계기준강도 적용
	강 재	- 강종 - SM520(주부재) - SM400(부부재) - 탄성 계수(E_s) 2.10×10^5 MPa	- 강종 - SM520(주부재) - SM400(부부재) - 탄성 계수(E_s) 2.05×10^5 MPa	도로교설계기준(2010) 상의 재료특성 적용
	철 근	- 항복강도(f_{py}) - 상부:400 MPa (SD400) - 하부:300 MPa (SD300) - 탄성 계수(E_s) 2.0×10^5 MPa	- 항복강도(f_{py}) - 상부:400 MPa (SD400) - 하부:300 MPa (SD300) - 탄성 계수(E_s) 2.0×10^5 MPa	철근배근간격 및 피복두께는 준공도상의 배근상태와 실측치를 비교하여 단면강도 상 불리한 조건 적용
하 중 조 건	고정 하중 (D)	78.5 kN/m³(강재) 25.0 kN/m³(철근콘크리트) 23.0 kN/m³(ASCON)	78.5 kN/m³(강재) 25.0 kN/m³(철근콘크리트) 23.0 kN/m³(ASCON)	
	활 하 중 (L)	DB-24, DL-24, Tank Trailer	DB-24, DL-24, Tank Trailer	
	충격 계수 (I)	$\frac{15}{40 + L}$	$\frac{15}{40 + L}$	
	크리프 (CR)	크리프계수 : $\Phi 1 = 2.0$	크리프계수 : $\Phi 1 = 2.0$	
	건조수축 (SH)	- 건조수축률 : $\epsilon_s = 27 \times 10^{-5}$ - 크리프계수 : $\Phi 2 = 4.0$	- 건조수축률 : $\epsilon_s = 27 \times 10^{-5}$ - 크리프계수 : $\Phi 2 = 4.0$	
	온도 변화 (T)	- 바닥판 콘크리트와 강재 주거터와의 온도차 $T = 10^\circ\text{C}$	- 바닥판 콘크리트와 강재 주거터와의 온도차 $T = 10^\circ\text{C}$	

5.1.5 내하력평가 방법

내하력의 경우, 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침에 근거하여 평가하며, 평가방법은 다음과 같다.

【표 5.1.5】 기본내하율 및 공용내하력 평가 방법

구 분	기본내하율(RF) 및 공용내하력(Pn) 산정	비 고
강도설계법	• 기본내하율 : $RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_{l(1+i)}}$ 여기서, ϕM_n : 극한 저항 모멘트 M_d : 지속하중에 의한 모멘트 $M_{l(1+i)}$: 활하중에 의한 모멘트(충격포함) γ : 하중조건별 증가계수	바닥판
허용응력설계법	• 기본내하율 : $RF = \frac{f_a - f_d}{f_{l(1+i)}}$ 여기서, f_a : 허용응력 f_d : 지속하중에 의한 발생응력 $f_{l(1+i)}$: 활하중에 의한 발생응력(충격포함) • 공용내하력 : $P_n = P_r \times RF \times K_s$ 여기서, P_r : 설계활하중 K_s : 응답보정계수 $\frac{\text{이론(처짐, 변형률)}}{\text{실측(처짐, 변형률)}} \times \frac{1+i \text{이론}}{1+i \text{실측}}$	Steel Box Girder

5.1.6 참고문헌

- 도로교설계기준(2016년, 국토교통부)
- 콘크리트구조기준(2012년, 국토교통부)
- KDS 14 00 00 구조설계기준(2018년, 국토교통부)
- KDS 14 20 00 콘크리트구조설계 강도설계법(2018년, 국토교통부)
- KDS 14 30 00 강구조설계 허용응력설계법(2019년, 국토교통부)
- 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침(2020년, 국토정보관리원)
- 시설물의 안전 및 유지관리 실시 세부지침 해설서(2020년, 국토정보관리원)
- 상신육교 초기점검 보고서(2010년, 시설물통합정보시스템)
- 상신육교 준공도서 및 구조계산서(2010년, 시설물통합정보시스템)

5.2 구조해석 및 검토

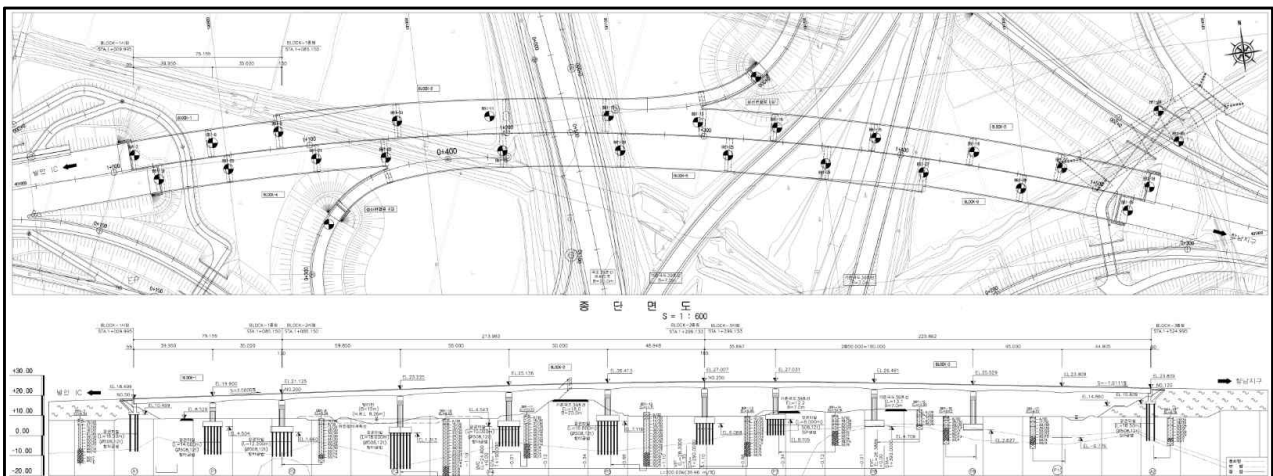
5.2.1 발안IC 방향(BLOCK-3)

가. 해석조건

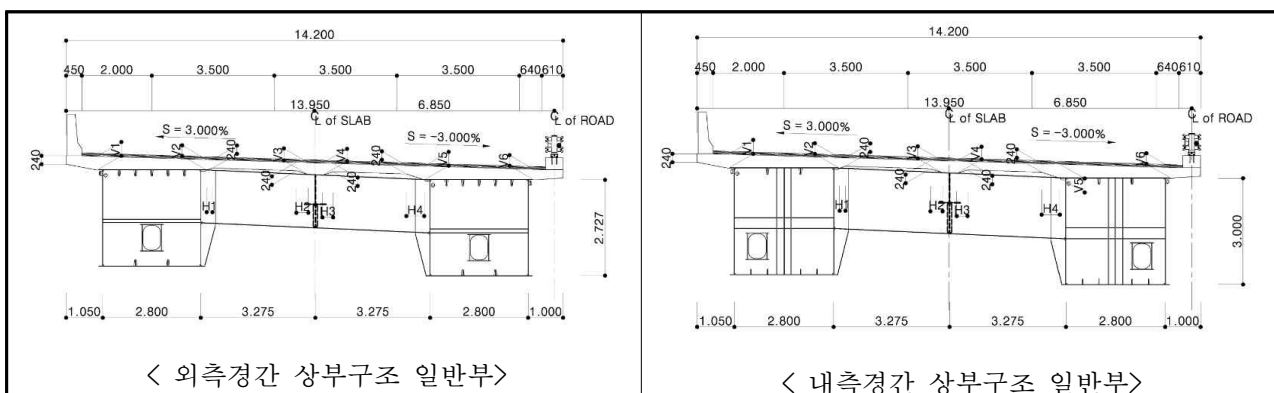
1) 기본사항

- 상부구조 : 강박스 거더교 (STB)
- 하부구조 : T형 교각, 직접기초, 말뚝기초
- 경간구성 : $L = 35.0 + 2 @ 50.0 + 2 @ 45.0 = 225.0\text{m}$
- 교량폭원 : $B = 14.20\text{m}$
- 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24, Tank트레일러)

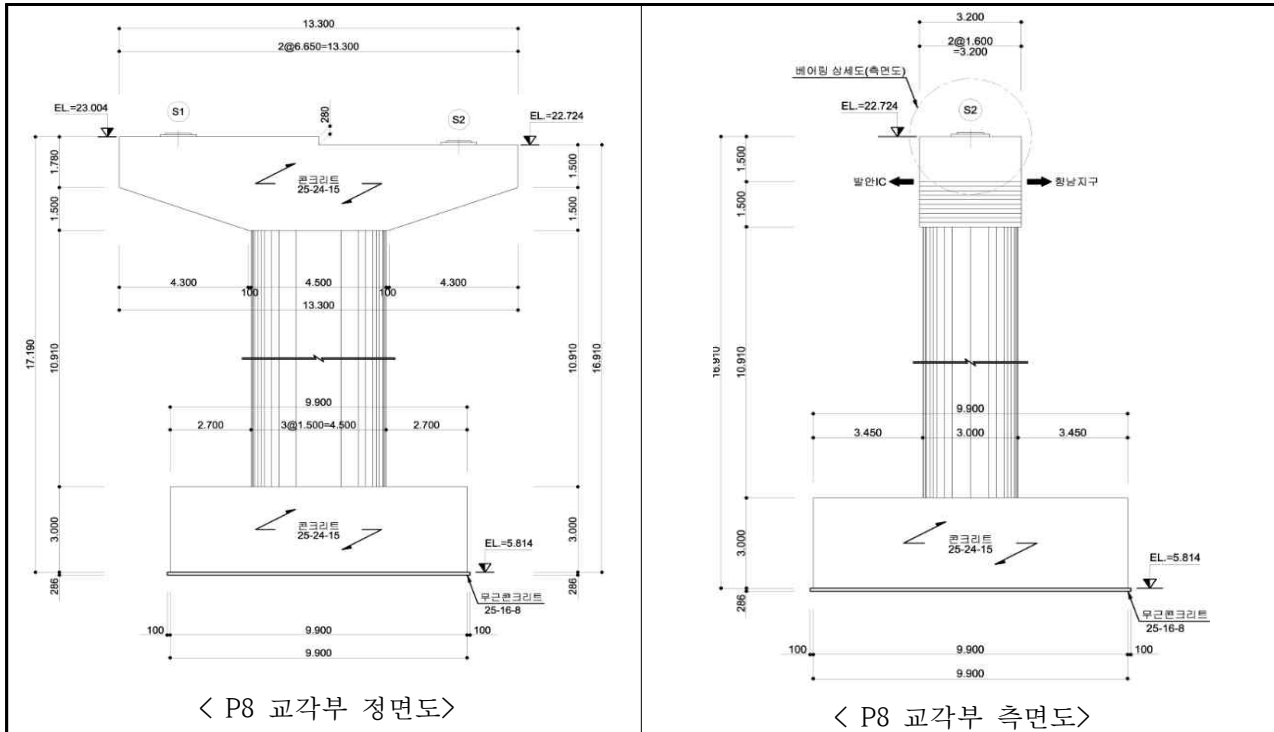
2) 해석단면



<그림 5.2.1> 상신육교 중 · 평면도(BLOCK-3)



<그림 5.2.2> 상부구조 단면도(BLOCK-3)



<그림 5.2.3> 하부구조 P8 단면도(BLOCK-3)

3) 사용재료 및 허용응력

(1) 콘크리트

가) 재료특성

콘크리트의 압축강도는 구조요소별 실측 비파괴강도가 설계기준강도 이상으로 평가되어 설계기준강도를 적용하였으며, 탄성계수 등은 도로교설계기준 상의 관련 규정을 따른다.

【표 5.2.1】 콘크리트 재료특성(Block-3)

구 분	콘크리트 강도			탄성계수주)	
	비파괴강도	설계기준강도	적 용	추정식	적 용
상부구조	27MPa 이상	27.0MPa	27.0MPa	$8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	26701.7MPa
하부구조	24MPa 이상	24.0MPa	24.0MPa		25811.0MPa

나) 허용응력

【표 5.2.2】 합성거더에서 콘크리트의 허용압축응력(Block-3)

하중의 조합			허용응력(MPa)
1	주하중	1) 바닥판으로서의 작용	0.4fck
		2) 주거더 단면의 일부로서의 작용	
		3) 1)과 2)를 동시에 고려할 때	
2	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차		1.1)항의 15%증가

【표 5.2.3】 합성거더에서 콘크리트의 허용인장응력(Block-3)

하중의 조합		허용응력(MPa)	
1	주하중	바닥판의 상하연	0.07fck로 하되 2.5이하
		바닥판 두께의 중심	0.04fck로 하되 1.5이하
2	활하중, 충격을 제외한 주하중	0.0	
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	1항의 15% 증가	

(2) 강재

가) 재료특성

【표 5.2.4】 강재의 재료특성(Block-3)

강종	단위중량 (kN/m')	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	선팽창계수	비고
SM520	78.5	355.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	주부재
SM400	78.5	235.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	부부재

나) 허용응력

【표 5.2.5】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력(강재 판두께 40mm이하,Block-3)

구 분	허용응력(MPa)
• 축방향인장 및 휨인장 응력	215
• 허용 휨압축응력 (바닥판에 고정되어 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)	215
• 허용 전단응력	120

【표 5.2.6】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력 증가율(Block-3)

하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15

(3) 철근

가) 재료특성

본 구조해석에 사용된 철근의 재료특성은 다음과 같다.

【표 5.2.7】 철근의 재료특성(Block-3)

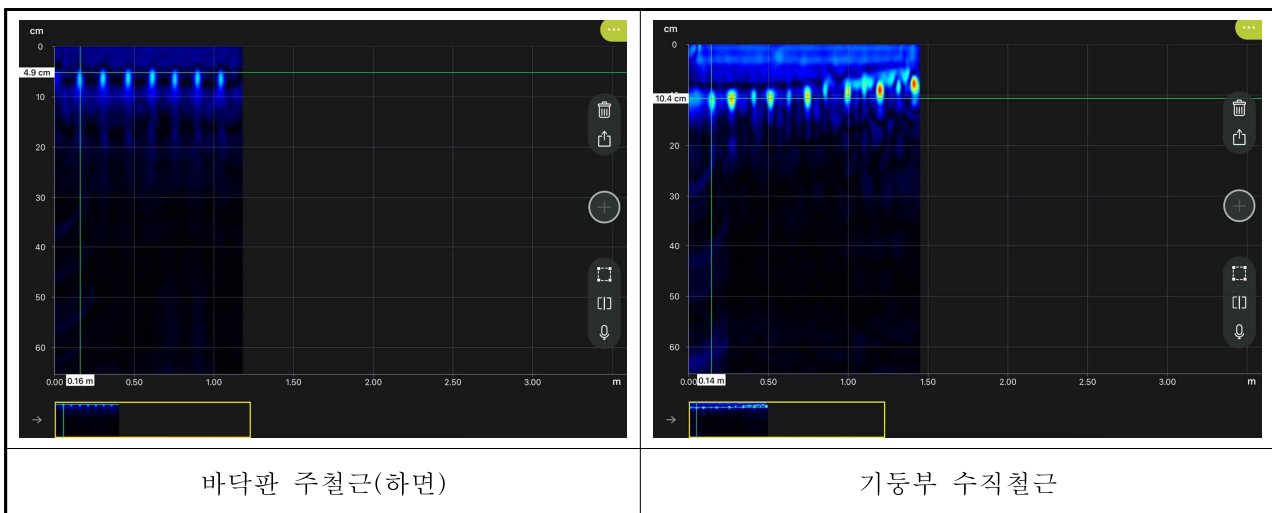
구 분	사용기준	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	허용응력 (MPa)
바닥판	SD 400	400	2.0×10^5	180
교 각	SD 300	300		150

나) 철근탐사 결과

철근배근조사결과, 바닥판 및 기둥부의 철근배근상태가 설계도서의 배근상태와 유사하게 측정되었으므로, 설계치를 활용하여 구조안전성 검토를 실시하였다.

【표 5.2.8】 철근배근간격 및 피복두께(Block-3)

구 분	주철근 간격 (mm)			피복두께 (mm)		
	설계도서	실측(평균)	적 용	설계도서	실측(평균)	적 용
바닥판 (중앙부)	H19@150	≒150.0	H19@150	50	≒50	50
기 둥	D25@150	≒150.0	D25@150	100	≒100	100



1) 하중조건

안전성검토 시 적용하중의 강도와 이에 대한 산정 근거를 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.9】 적용하중의 강도 및 산정근거(Block-3)

적용하중	하 중 강 도			산정근거						
고정하중(D)	<table><tr><td>강재</td><td>철근콘크리트</td><td>아스팔트 포장</td></tr><tr><td>78.5kN/m³</td><td>25.0kN/m³</td><td>23.0kN/m³</td></tr></table>			강재	철근콘크리트	아스팔트 포장	78.5kN/m ³	25.0kN/m ³	23.0kN/m ³	도로교설계기준
강재	철근콘크리트	아스팔트 포장								
78.5kN/m ³	25.0kN/m ³	23.0kN/m ³								
활하중(L)	• 하중등급 DB-24 (충중량 : 432 kN), DL-24, Tank 트레일러			도로교설계기준						
충 격 (I)	• $I = \frac{15}{40+L} \leq 0.3$, Tank 트레일러의 경우 0.15			도로교설계기준						
크리프 및 건조수축	• 크리프계수 : 2.0 • 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : 16.0 • 건조수축 변형률 27×10^{-5} • 건조수축계산을 위한 크리프계수 : 4.0			도로교설계기준						
풍하중 (W)	• 상부구조 ◦ 활하중 비재하시 <table><tr><td>단면형상</td><td>풍하중</td></tr><tr><td>$1 \leq B/D \leq 8$</td><td>$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$</td></tr><tr><td>$8 \leq B/D$</td><td>$2.4 \times D \geq 6$</td></tr></table> ◦ 활하중에 작용하는 풍하중 WL = 1.50 kN/m • 하부구조(활하중 비재하시) ◦ 각형 : $P = 3.00 \times 10^{-3}$ MPa ◦ 원형 : $P = 1.50 \times 10^{-3}$ MPa ※ 활하중 재하시 1/2 적용			단면형상	풍하중	$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$	$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	도로교설계기준
단면형상	풍하중									
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$									
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$									
온도하중 (T)	• 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$			도로교설계기준						
충돌하중 (CO)	• $P = 0.1 \times W \times v$			도로교설계기준						

나. 바닥판검토

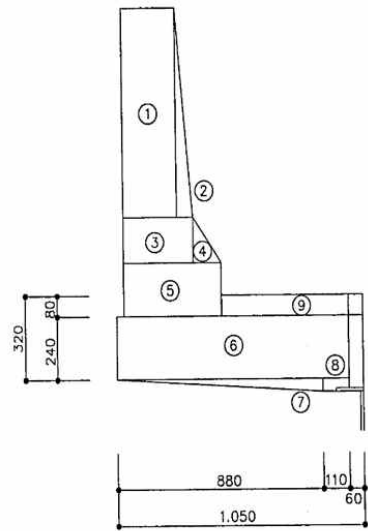
1) 단면력 산정

(1) 캔틸레버(좌측)

가) 고정하중

【표 5.2.10】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(단위폭당, 캔틸레버 좌측, Block-3)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
①	$0.23 \times 0.8 \times 25.0 =$	4.600	0.845	3.887
②	$0.5 \times 0.07 \times 0.8 \times 25.0 =$	0.700	0.707	0.495
③	$0.3 \times 0.175 \times 25.0 =$	1.313	0.810	1.063
④	$0.5 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.263	0.620	0.163
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25.0 =$	2.153	0.750	1.614
⑥	$0.99 \times 0.24 \times 25.0 =$	5.940	0.495	2.940
⑦	$0.5 \times 0.88 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.660	0.403	0.266
⑧	$0.11 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.165	0.055	0.009
⑨	$0.54 \times 0.08 \times 23.0 =$	0.994	0.270	0.268
계		16.788		10.707



나) 활하중(DB-24)

• 율하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.24 + 1.14 = 1.332\text{m}$$

여기서, $X = 0.24\text{m}$

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.24} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 충격계수 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.24 \times (1+0.300)}{1.332} = 22.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80.0/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.83\text{kN/m}$$

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co1} = H \times h = 15.83 \times 1.23 = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10.00 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co2} = H \times h = 10.000 \times 1.23 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 곡선반경 $R > 200\text{m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

라) 활하중(Tank 트레일러)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.052 + 1.14 = 1.1816\text{m}$$

여기서, $X = 0.052\text{m}$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.24 \times (1+0.150)}{1.332} = 4.555 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

마) 풍하중

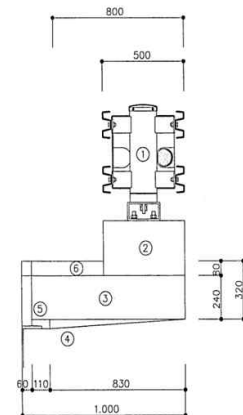
- $P_w = 3.000 \text{ kN/m}^2 \times 1.10\text{m} = 3.300 \text{ kN/m}$
- $M_w = 3.300 \times 0.74 = 2.442 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(2) 캔틸레버(우측)

가) 고정하중

【표 5.2.11】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(단위폭당, 캔틸레버 우측, Block-3)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
①	중앙분리대	10.0	0.690	6.900
②	휨스	10.0	0.690	6.900
③	$0.330 \times 0.500 \times 25.0 =$	4.125	0.690	2.846
④	$0.940 \times 0.24 \times 25.0 =$	5.640	0.690	3.892
⑤	$0.830 \times 0.06 \times 25.0 =$	1.245	0.387	0.482
⑥	$0.11 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.165	0.055	0.009
⑦	$0.331 \times 0.08 \times 23.0 =$	0.609	0.055	0.033
계		31.784		21.062



나) 활하중

- 윤택중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.14 + 1.14 = 1.252\text{m}$$

여기서, $X = 0.14\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.14} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 충격계수 적용}$$

- 활하중(DB-24)

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.14 \times (1+0.300)}{1.252} = 13.955 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80.0/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.83\text{kN/m}$$

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co1} = H \times h = 15.83 \times 1.23 = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10.00 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co2} = H \times h = 10.000 \times 1.23 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 곡선반경 $R > 200\text{m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

라) 활하중(Tank 트레일러)

- $X = -0.047\text{m}$, ※ Tank 트레일러 하중은 캔틸레버부에 영향 없음

마) 풍하중

- $P_w = 3.000\text{kN/m}^2 \times 0.85\text{m} = 2.550 \text{ kN/m}$

- $M_w = 2.550 \times 0.655 = 1.670 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(3) 중앙부

가) 고정하중

- 바닥판 : $0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$
- 아스콘포장 : $0.08 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- $M_d = \frac{wL^2}{10} = \frac{(6.00+1.84) \times 3.143^2}{10} = 7.745 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

나) 활하중(DB-24)

$$i = \frac{15}{(40+L)}$$

$$= \frac{15}{(40+3.143)} = 0.347 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3 \text{ 적용}$$

$$Ml(1+i) = \frac{(L+0.6)P_{24}}{9.6} = \frac{(3.143+0.6) \times 96}{9.6} \times 1.3 = 48.659 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\Rightarrow \text{연속바닥판이므로 } Ml(1+i) = 48.659 \times 0.8 = 38.927 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

※ Tank 트레일러 하중에 의한 활하중 단위길이당 휨모멘트는 작게 산정됨에 따라 제외

2) 하중조합

【표 5.2.12】 바닥판 하중조합 결과(단위폭당, Block-3)

구 분	적용하중 조합		
캔틸레버부 (좌측)	LCU1 : $1.3M_d + 2.15Ml+i$	= $62.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCU2 : $1.3M_d + 1.3M_w$	= $17.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCU3 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 0.65M_w$	= $44.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $68.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	LCU4 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 1.3M_{co}$	= $68.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(max)
	LCU5 : $1.2M_d + 1.2M_w + 1.2M_{co}$	= $39.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCS1 : 사용하중(max)	= $52.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $52.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$
캔틸레버부 (우측)	LCU1 : $1.3M_d + 2.15Ml+i$	= $57.38 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCU2 : $1.3M_d + 1.3M_w$	= $29.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCU3 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 0.65M_w$	= $46.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $70.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	LCU4 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 1.3M_{co}$	= $70.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$	(max)
	LCU5 : $1.2M_d + 1.2M_w + 1.2M_{co}$	= $50.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
	LCS1 : 사용하중(max)	= $54.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $54.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$
중 양 부	LCU : $1.3M_d + 2.15Ml+i$	= $93.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $93.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	LCS : 사용하중(max)	= $46.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$	= $46.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 단면검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 바닥판의 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였다. 검토 결과, 바닥판의 설계휨강도는 계수하중에 대해서 안전성을 확보하고 있으며, 인장철근간격은 사용성 검토기준을 만족하는 것으로 나타났다. 자세한 검토내용은 부록에 수록하였다.

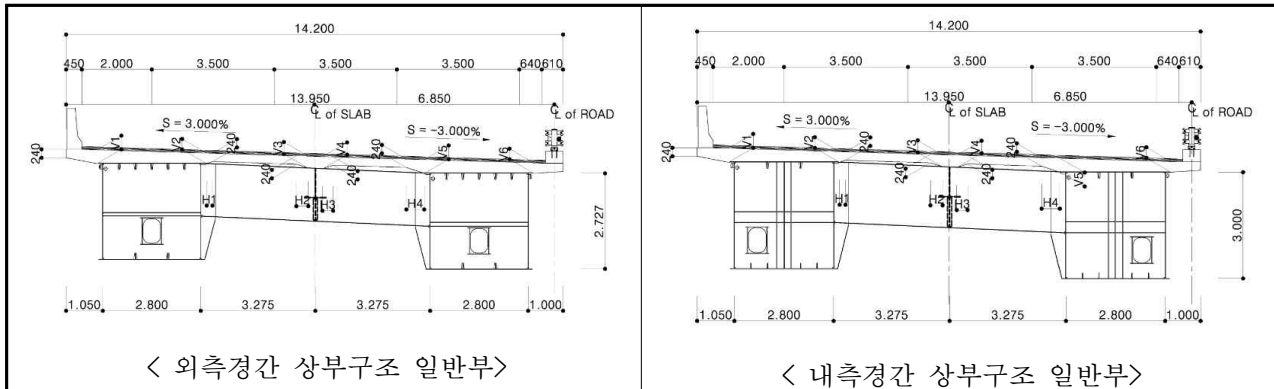
【표 5.2.13】 바닥판 단면검토 결과(단위폭당, Block-3)

구 분	캔틸레버(좌)	캔틸레버(우)	중앙부	단 위
설계기준강도(fck)	27.0	27.0	27.0	MPa
인장철근항복강도(fy)	400.0	400.0	400.0	MPa
단면높이(h)	300.0	300.0	240.0	mm
인장철근간격(s)	H16@150	H16@150	H19@150	mm
사용 인장철근량(As)	1324.0	1940.40	1588.800	mm ²
인장철근중심까지의 거리(dc)	60.0	60.0	50.0	mm
※ 실측값과 설계치의 피복두께를 검토한 결과, 전반적으로 설계치에 준하여 시공됨에 따라, 설계치 dc값 적용. 캔틸레버부의 경우, 현장여건상 상부 측의 피복두께를 측정하기 어려우므로 설계치 적용				
유효높이(d)	240.0	240.0	190.0	mm
휨강도 검토				
설계휨강도(ϕM_n)	102.844	102.844	112.577	kN · m
계수모멘트(M_u)	68.47	70.84	93.760	kN · m
검토결과(안전율)	OK(1.502)	OK(1.452)	OK(1.201)	
사용성 검토				
사용모멘트(M_s)	52.670	54.49	46.670	kN · m
콘크리트응력(f_c)	8.221	8.505	9.267	MPa
철근응력(f_s)	180.296	186.526	143.494	MPa
허용인장철근간격(s_a)	306.78	292.19	439.04	mm
검토결과	OK	OK	OK	

다. 강박스 거더검토

1) 단면특성

(1) 해석단면



<그림 5.2.4> 거더 해석단면 (BLOCK-3)

(2) 단면제원

구 분		Area (mm ²)	I _{ZZ} (mm ⁴)	I _{YY} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-1	합성 전	154860	213520120399	189033113600	266825415936
	합성 후	422047	434962745060	1319361482741	329167802837
단면-2	합성 전	153108	201400988321	185569675904	256480712563
	합성 후	420295	411016403634	1315898045045	317381302611
단면-3	합성 전	148572	171906807996	176602693376	230141757673
	합성 후	415759	352690336143	1306931062517	287191905647
단면-4	합성 전	147660	166299549505	174799808000	224927780455
	합성 후	414847	341593290952	1305128177141	281182931819
단면-5	합성 전	161120	192048223152	181617214507	240228439392
	합성 후	428307	383800218953	1311945583647	289349368651
단면-6	합성 전	171780	238227671155	200470906240	287996506693
	합성 후	438967	514360370392	1330799275381	349010294673
단면-7	합성 전	202220	345472843962	231298858667	360356943793
	합성 후	469407	695991648706	1361627227807	415132075652
단면-8	합성 전	153960	175380402080	174799808000	224927780455
	합성 후	421147	368830126007	1305128177141	281182931819
단면-9	합성 전	167200	201042222596	186299625173	247583665040
	합성 후	434387	384674404736	1316627994314	290336538100

구 분		Area (mm ²)	I _{ZZ} (mm ⁴)	I _{YY} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-10	합성 전	183940	261775345200	209835727573	304540650705
	합성 후	451127	547173491581	1340164096714	360608833300
단면-11	합성 전	214380	373658301501	240663680000	373956256932
	합성 후	481567	733716527053	1370992047141	424366470310
단면-12	합성 전	142860	138528139207	165310937600	197974116189
	합성 후	410047	286585853664	1295639306741	249927873666

(3) 유효폭 산정

응력검토 시 전단지연(Shear Lag)의 영향에 의한 플랜지 및 바닥판의 유효폭을 고려하여 단면을 검토해야 하며, 산정 결과는 다음과 같다.

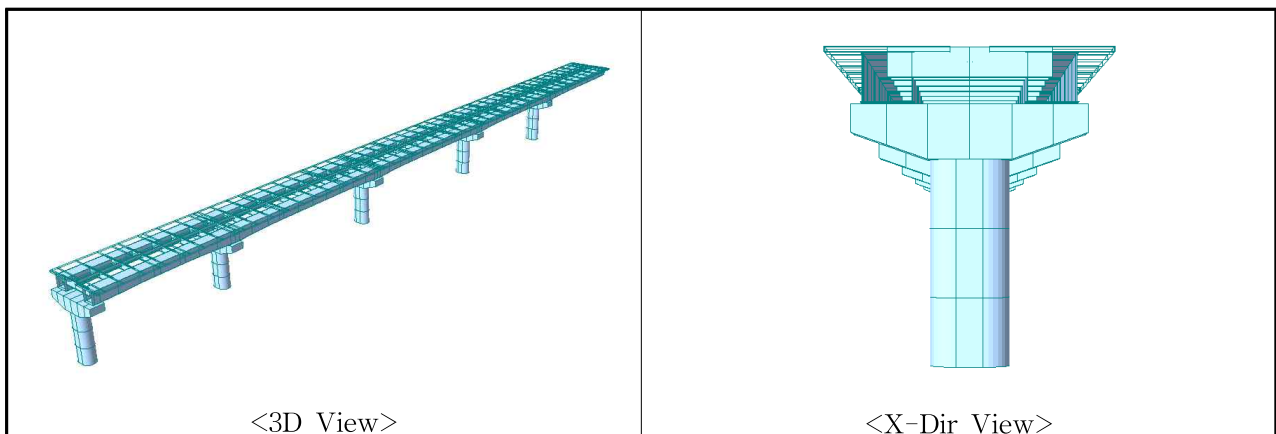
【표 5.2.14】 강재플랜지 및 콘크리트바닥판 유효폭 산정 결과(Block-3)

구 분	바닥판(m)		강재 플랜지(m)		비 고
	G1	G2	G1	G2	
1지간 중앙부	6.736	6.686	3.040	3.040	
1지간 지점부	5.357	5.319	3.040	3.040	
2지간 중앙부	6.777	6.727	2.558	2.558	
2지간 지점부	5.604	5.565	2.558	2.558	
3지간 중앙부	6.777	6.727	3.040	3.040	
3지간 지점부	5.525	5.486	3.040	3.040	
4지간 중앙부	6.693	6.643	2.643	2.643	
4지간 지점부	5.429	5.391	2.643	2.643	
5지간 중앙부	6.879	6.829	3.040	3.040	

2) 모델링

대상교량은 시공단계를 고려하기 위해 바닥판 경화 전후로 구분하여 모델링하였으며, 본 상신육교의 경우, 활하중 합성형 모델로 Modeling하여 시공단계에 따른 응력변화에 대해 이상화하였다. 구체적인 모델요소는 바닥판의 경우, Plate요소로, 거더 및 가로보는 Beam요소로 모델링하였으며, 교량받침은 ElasticLink를 활용하여 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

- 합성형 거더 - 바닥판과 강거더를 Rigid Link 연결(강체)



<그림 5.2.5> 상신육교 BLOCK-3 모델링

4) 하중산정

본 교량에 재하되는 하중은 준공도서 및 금회 현장조사 등을 적용하여 산정하였으며, 계산된 하중은 다음과 같다.

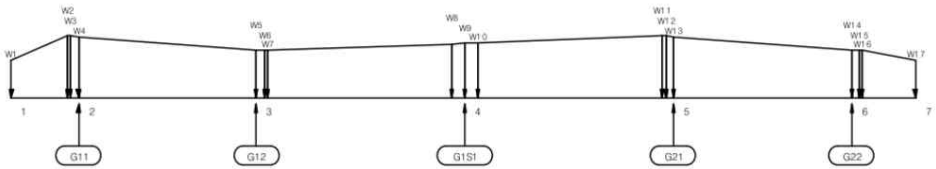
(1) 고정하중

- 1차 고정하중

- 바닥판 자중 : 강박스 거더에 재하된 단위길이당 하중(헌치부 자중고려)

구 분	적용하중	구 분	적용하중
W1	$0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$	W10	$0.350 \times 25.0 = 8.750 \text{ kN/m}^2$
W2	$0.394 \times 25.0 = 9.850 \text{ kN/m}^2$	W11	$0.394 \times 25.0 = 9.850 \text{ kN/m}^2$
W3	$0.393 \times 25.0 = 9.825 \text{ kN/m}^2$	W12	$0.393 \times 25.0 = 9.825 \text{ kN/m}^2$
W4	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$	W13	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$
W5	$0.305 \times 25.0 = 7.625 \text{ kN/m}^2$	W14	$0.305 \times 25.0 = 7.625 \text{ kN/m}^2$

구 분	적용하중	구 분	적용하중
W6	$0.302 \times 25.0 = 7.550 \text{ kN/m}^2$	W15	$0.302 \times 25.0 = 7.550 \text{ kN/m}^2$
W7	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$	W16	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$
W8	$0.344 \times 25.0 = 8.600 \text{ kN/m}^2$	W17	$0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$
W9	$0.347 \times 25.0 = 8.675 \text{ kN/m}^2$		



< 슬래브 자중 - BLOCK-3 >

- 거더 자중 : 구조해석프로그램을 통해 자동계산하며, 각종 보강재 및 현장이음재, Diaphragm 등을 단위중량 할증으로 고려함.

- 2차 고정하중

- 포장하중 : 차도부 포장하중 $0.08\text{m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- 방호벽 및 중앙분리대 : $G1 = 16.788 \text{ kN/m}$
 $G2 = 31.784 \text{ kN/m}$

※ 최근(2021.3) 아스팔트 절삭 후 부분 재포장 보수공사를 실시하였으며, 기존 아스팔트 THK와 동일하게 아스팔트를 시공한 것으로 확인됨에 따라 설계치와 동일한 0.08m 적용

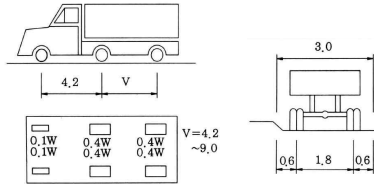
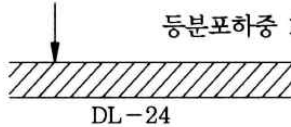
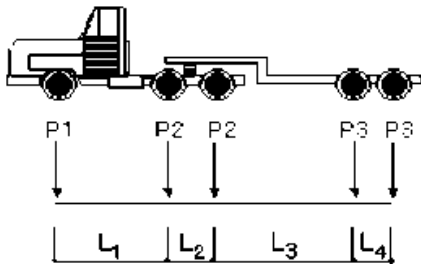
【표 5.2.15】 방호벽 및 중앙분리대 등의 대한 세부 계산(Block-3)

구 분	적용하중	비고
방호벽(좌)	$W=16.788 \text{ kN/m}$, $M=34.76 \text{ kN-m/m}$	좌측 단부
방호벽(우)	$W=11.784 \text{ kN/m}$, $M=23.75 \text{ kN-m/m}$	우측 단부
중앙분리대	10.0 kN/m , $M=20.90 \text{ kN-m/m}$	우측 단부
웬스	10.0 kN/m , $M=20.90 \text{ kN-m/m}$	우측 단부

(2) 활하중

활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 활하중에 대한 이동하중해석 수행 시 기본 설정내용을 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.16】 이동하중해석 시 기본 설정내용(Block-3)

구 분	설 정 내 용		
해석지간(L)	35.0+2@50.0+2@45=225.0m		
연석간 교폭(Wc)	13.14m		
재하차로수(N)	12.8 ≤ Wc < 16.4 m ∴ N =4차로		
설계차로폭(W)	13.14 / 4 = 3.285 m < 3.6 m ∴ W = 3.285 m		
활하중 모델 (DB24, DL24)	표준트럭하중(DB-24)		단위 : m 
	전륜(1축)	48.0 kN	
	후륜(2축)	192.0 kN	
	후륜(3축)	192.0 kN	
	표준차로하중(DL-24)		집중하중 P_m=108 kN : 모멘트 계산시 P_s =156 kN : 전단력 계산시 등분포하중 12.7 kN/m  DL-24
	P _m	108 kN	
	PS	156 kN	
	등분포하중	12.7 kN/m	
충격계수(I) (DB24, DL24)	I = $\frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 35.317} = 0.199 < 0.3 \quad \therefore I = 0.199$ 적용		
Tank 트레일러 모델	Tank 트레일러하중		 P₁ P₂ P₂ P₃ P₃ L₁ L₂ L₃ L₄ - L₁ = 3.60m - L₂ = 1.50m - L₃ = 4.50m - L₅ = 1.20m 차륜간격 : 2.225m
	전륜(1축)	45.0 kN	
	중륜(2축)	90.0 kN	
	중륜(3축)	90.0 kN	
	후륜(4축)	65.0 kN	
	후륜(5축)	65.0 kN	
충격계수(I) (Tank 트레일러)	I = 0.15		

(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 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

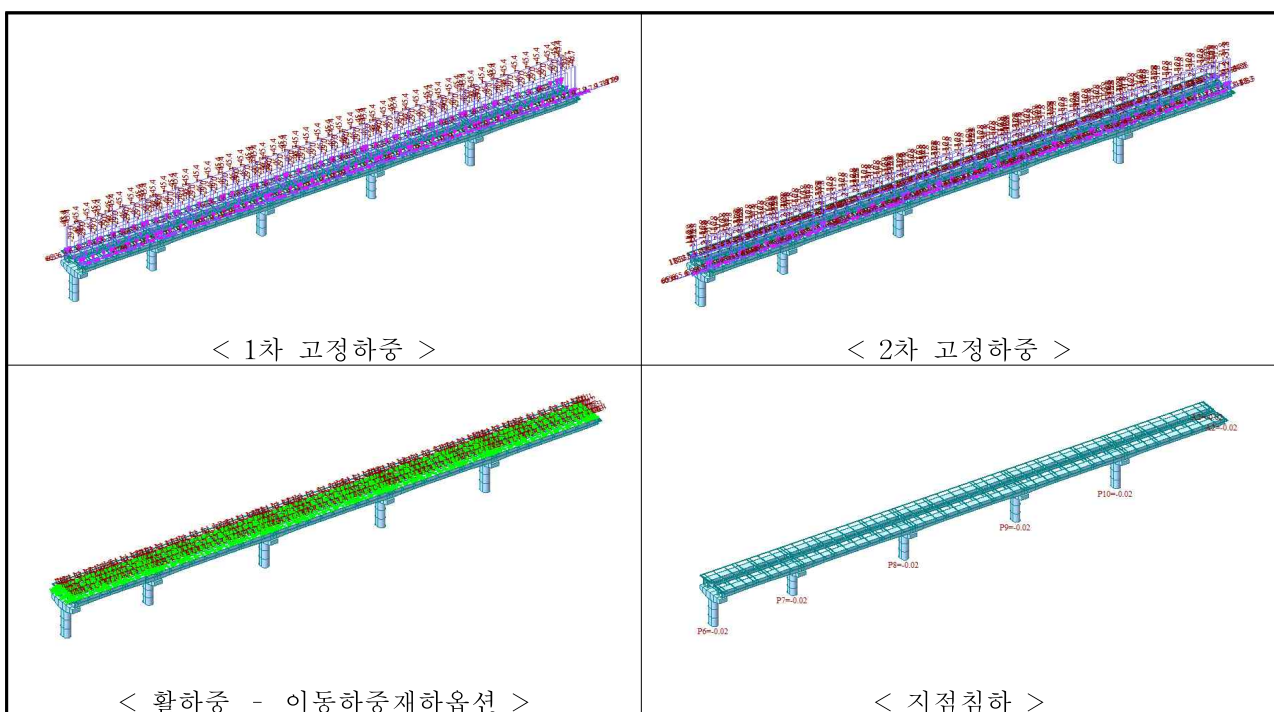
(5) 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 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) 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점별 20mm의 부등침하 발생

5) 하중재하도



<그림 5.2.6> 하중재하도(Block-3)

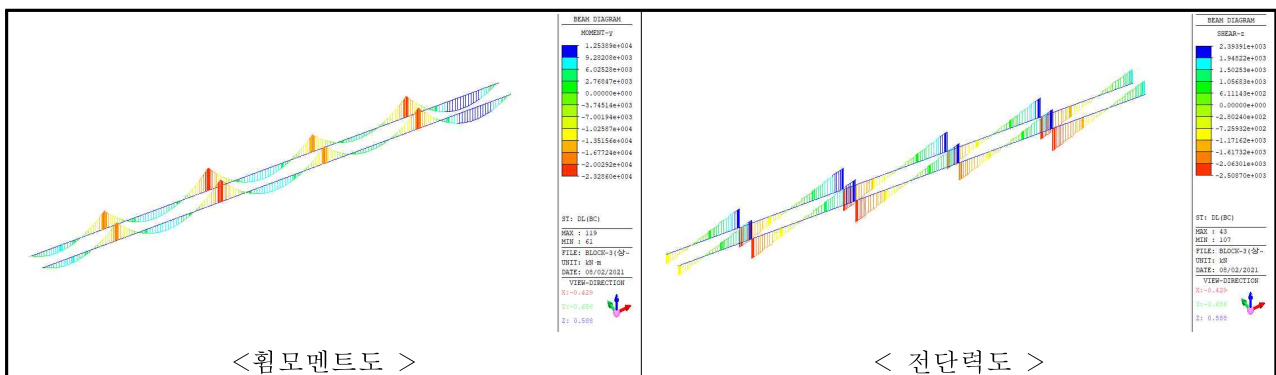
6) 하중조합

- LCB1 : 1차 고정하중
- LCB2 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중
- LCB3 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

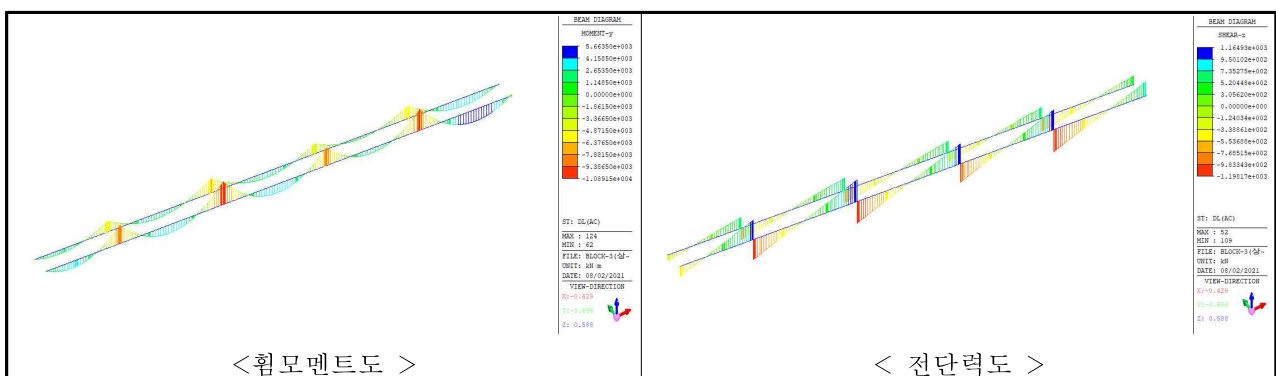
7) 구조해석 결과 및 검토

(1) 해석결과

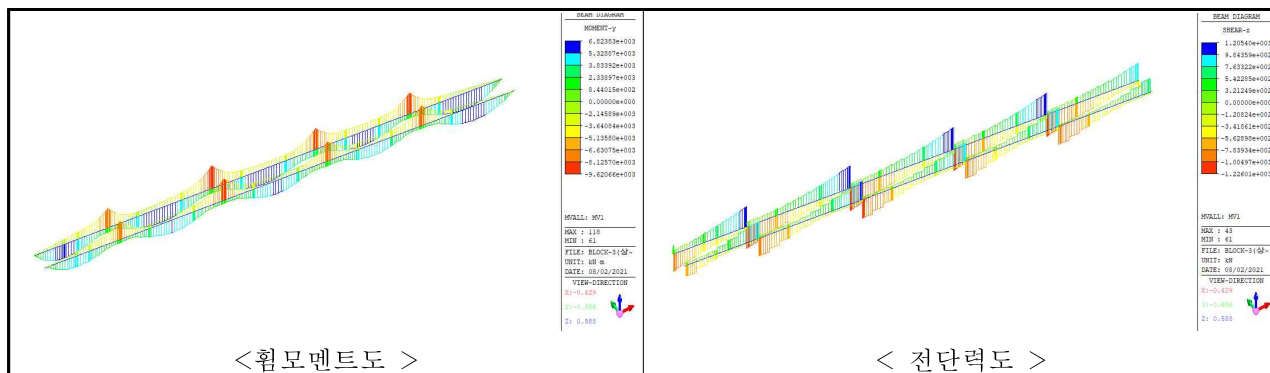
가) 하중조건별 단면력도



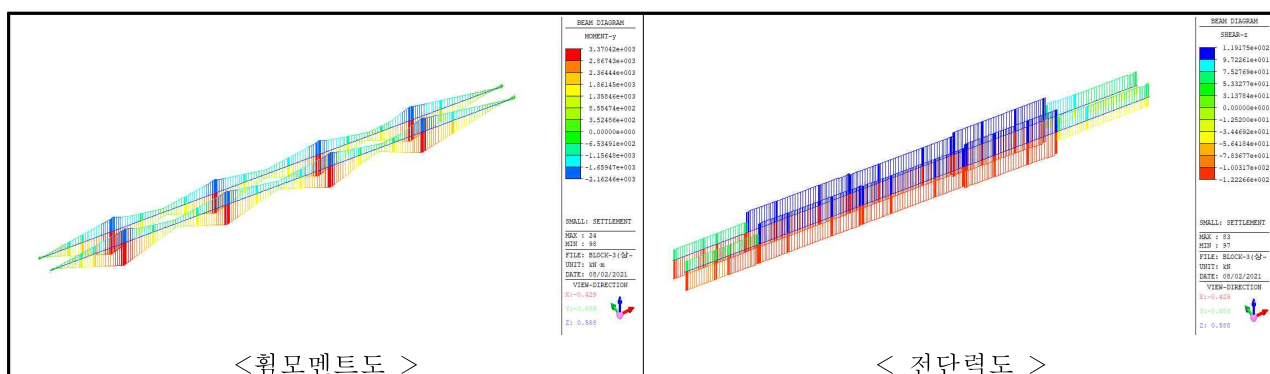
<그림 5.2.7> 1차 고정하중에 의한 단면력도(Block-3)



<그림 5.2.8> 2차 고정하중에 의한 단면력도(Block-3)



<그림 5.2.9> 활하중에 의한 단면력도(Block-3)



<그림 5.2.10> 지점침하에 의한 단면력도(Block-3)

나) 단면력 산정결과

외측 및 내측 경간의 중앙부, 지점부에 대한 강박스 거더의 단면력을 산정하였으며, 결과는 다음과 같다.

【표 5.2.17】 단면력 산정결과(Block-3)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
1지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	6565.33	1844.3	5348.81	999.91	
		전단력(kN)	1.89	-4.96	323.19	56.54	
		비틀림모멘트(kN-m)	101.07	41.92	508.89	1.53	
	G2	휨모멘트(kN-m)	6518.45	3160.55	5217.16	998.69	
		전단력(kN)	1.22	-15.33	316.11	56.46	
		비틀림모멘트(kN-m)	-127.27	137.28	547.51	2.29	

【표 5.2.17】 단면력 산정결과 - 계속(Block-3)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
1지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-17450.04	-4878.1	-7661.22	-2065.93	
		전단력(kN)	-2172.14	-612.08	-1109.6	-102.54	
		비틀림모멘트(kN-m)	457.15	-152.75	-959.05	-3.72	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-17307.25	-8206.6	-7444.57	-2062.93	
		전단력(kN)	-2155.48	-1052.39	-1078.77	-102.39	
		비틀림모멘트(kN-m)	-513.66	548.21	-958.23	-4.63	
2지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	7817.31	2331.66	5758.12	677.77	
		전단력(kN)	317.13	100.3	454.28	108.48	
		비틀림모멘트(kN-m)	-36.9	-14.68	605.09	2.89	
	G2	휨모멘트(kN-m)	7768.25	3664.65	5637.44	676.89	
		전단력(kN)	315.98	138.6	444.55	108.33	
		비틀림모멘트(kN-m)	44.51	-67.43	474.42	2.88	
2지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-21783.78	-6200.98	-9017.47	-1973.54	
		전단력(kN)	-2377.86	-664.01	-1164.15	-103.68	
		비틀림모멘트(kN-m)	441.57	-230.01	-1102.55	-3.52	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-21609.65	-10163.35	-8763.6	-1970.65	
		전단력(kN)	-2358.29	-1149.74	-1130.75	-103.53	
		비틀림모멘트(kN-m)	-484.83	464.62	-1054.13	-4.29	
3지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	8154.58	2454.35	5901.12	726.15	
		전단력(kN)	-344.38	-110.35	-475.0	-103.16	
		비틀림모멘트(kN-m)	37.98	28.24	534.97	-2.87	
	G2	휨모멘트(kN-m)	8105.08	3789.42	5788.76	726.15	
		전단력(kN)	-343.19	-149.69	-465.17	-103.02	
		비틀림모멘트(kN-m)	-47.15	83.24	522.02	2.85	
3지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-16394.92	-4458.59	-8106.53	-2045.8	
		전단력(kN)	-1943.81	-520.19	-1088.48	-116.01	
		비틀림모멘트(kN-m)	434.35	-303.78	-1019.13	-4.03	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-16240.52	-7884.06	-7882.37	-2042.71	
		전단력(kN)	-1925.53	-973.21	-1056.92	-115.84	
		비틀림모멘트(kN-m)	-468.05	364.63	-976.67	-5.11	

【표 5.2.17】 단면력 산정결과 - 계속(Block-3)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
4지 간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	4255.13	1067.34	5484.76	507.61	
		전단력(kN)	78.16	26.37	421.61	117.96	
		비틀림모멘트(kN-m)	2.17	-6.03	557.47	4.16	
	G2	휨모멘트(kN-m)	4208.32	2221.18	5367.35	506.94	
		전단력(kN)	78.05	30.63	413	117.79	
		비틀림모멘트(kN-m)	-1.81	-9.74	479.13	3.92	
4지 간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-20207.68	-5687.08	-8300.3	-1970.16	
		전단력(kN)	-2465.08	-701.21	-1126.94	-47.16	
		비틀림모멘트(kN-m)	440.53	-171.46	-1037.28	-3.35	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-20044.74	-9375.88	-8060.72	-1967.6	
		전단력(kN)	-2446.58	-1171.28	-1094.21	-47.1	
		비틀림모멘트(kN-m)	-488.7	534.61	-1014.56	-3.69	
5지 간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	12538.89	3835.43	6486.25	914.03	
		전단력(kN)	31.18	20.97	400.66	74.46	
		비틀림모멘트(kN-m)	-61.07	-94.24	643.31	1.11	
	G2	휨모멘트(kN-m)	12475.41	5663.5	6339.13	913.01	
		전단력(kN)	31.93	9.43	392.86	74.35	
		비틀림모멘트(kN-m)	77.02	-106.75	457.79	0.89	

(2) 응력검토

강박스 거더에 대한 응력 검토는 각 지간의 최대 정모멘트부와 지점부 최대 부모멘트부에 대하여 실시하였으며, 합성형 시에는 크리프 및 건조수축, 온도차에 의한 응력도 고려하여 검토하였다. 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력(F.S = 1.135)이내로 검토되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 거더에 대한 상세 검토과정 및 결과는 부록에 수록하였다.

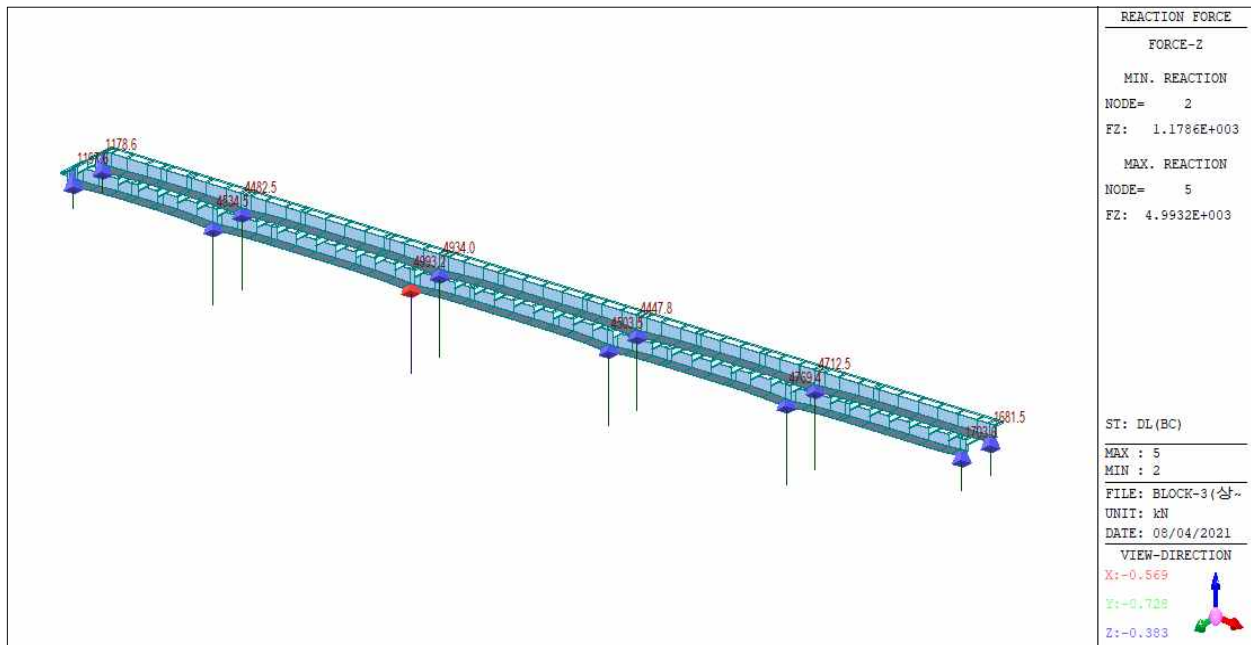
【표 5.2.18】 거더응력 검토결과(Block-3)

부재위치		조합응력 (MPa)		전단응력 (MPa)		항복안전도 (MPa)		판 정
		작용	허용	작용	허용	작용	허용	
1지간 중앙부	G1	105.749	174.200	11.948	120.000	182.630	355.000	O.K
	G2	108.447	174.200	10.928	120.000	191.627	355.000	O.K
2 지간 중앙부	G1	119.078	174.200	23.509	120.000	241.273	355.000	O.K
	G2	121.561	174.200	23.343	120.000	251.743	355.000	O.K
3 지간 중앙부	G1	114.467	174.200	24.862	120.000	221.539	355.000	O.K
	G2	116.959	174.200	25.158	120.000	231.118	355.000	O.K
4 지간 중앙부	G1	83.461	174.200	16.800	120.000	175.300	355.000	O.K
	G2	85.533	174.200	16.101	120.000	183.930	355.000	O.K
5 지간 중앙부	G1	140.796	174.200	13.977	120.000	282.158	355.000	O.K
	G2	144.681	174.200	13.189	120.000	295.423	355.000	O.K
1지간 지점부	G1	181.923	221.183	57.635	120.000	257.632	360.000	O.K
	G2	188.688	221.183	63.989	120.000	267.285	360.000	O.K
2지간 지점부	G1	175.528	210.000	62.751	120.000	286.754	360.000	O.K
	G2	185.054	210.000	69.379	120.000	299.502	360.000	O.K
3지간 지점부	G1	169.528	221.183	53.843	120.000	245.316	360.000	O.K
	G2	177.728	221.183	60.088	120.000	256.473	360.000	O.K
4지간 지점부	G1	192.797	241.500	62.778	120.000	272.336	360.000	O.K
	G2	199.832	241.500	69.268	120.000	282.446	360.000	O.K

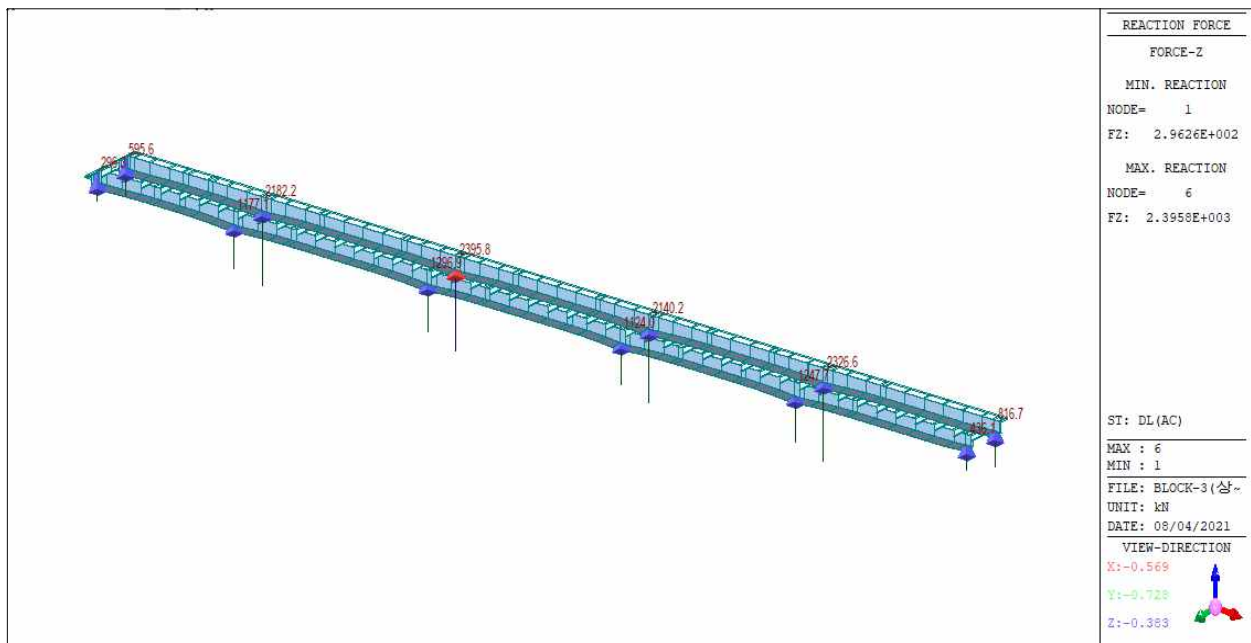
※ 압축응력 및 인장응력에 대해 절대값으로 표현

다. 교량받침 검토

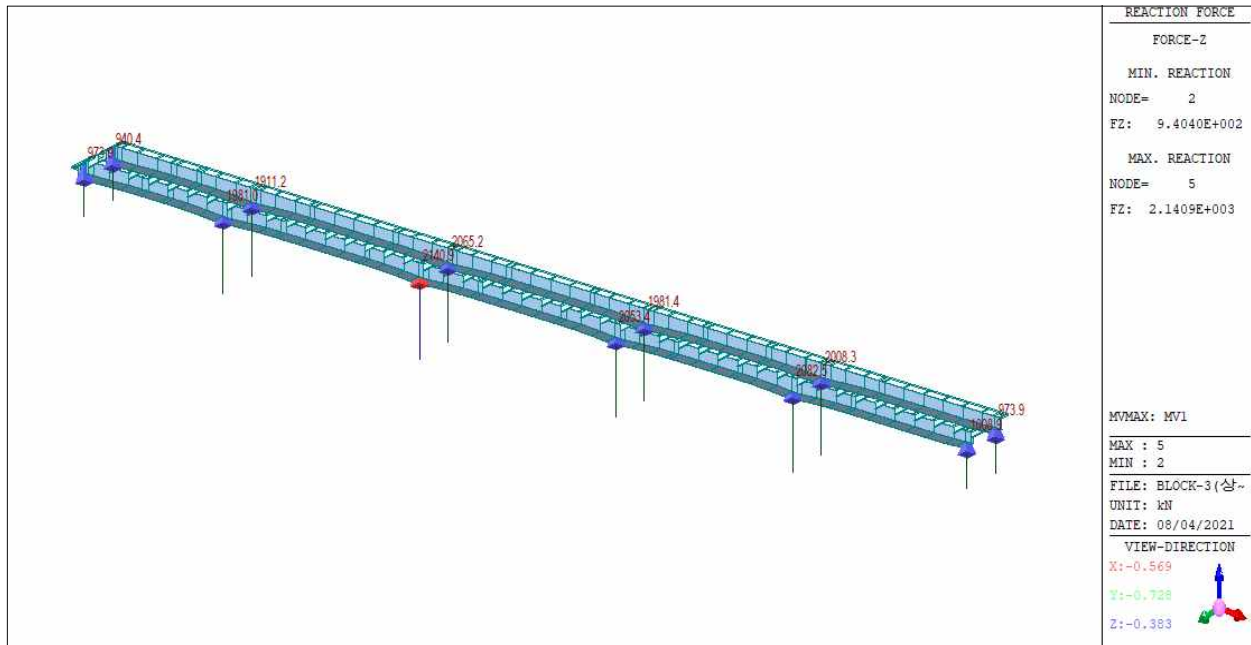
교량받침의 사용하중에 의한 받침용량을 검토하기 위해 하중조건별 반력을 산출하였으며 그 결과는 다음과 같다.



<그림 5.2.11> 1차 고정하중에 의한 받침반력도(Block-3)



<그림 5.2.12> 2차 고정하중에 의한 받침반력도(Block-3)



<그림 5.2.13> 활하중에 의한 받침반력도(Block-3)

교량받침에 대한 용량검토결과, 전 지점에서 허용반력 이내로 나타났으며, 용량에 대한 안전성을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

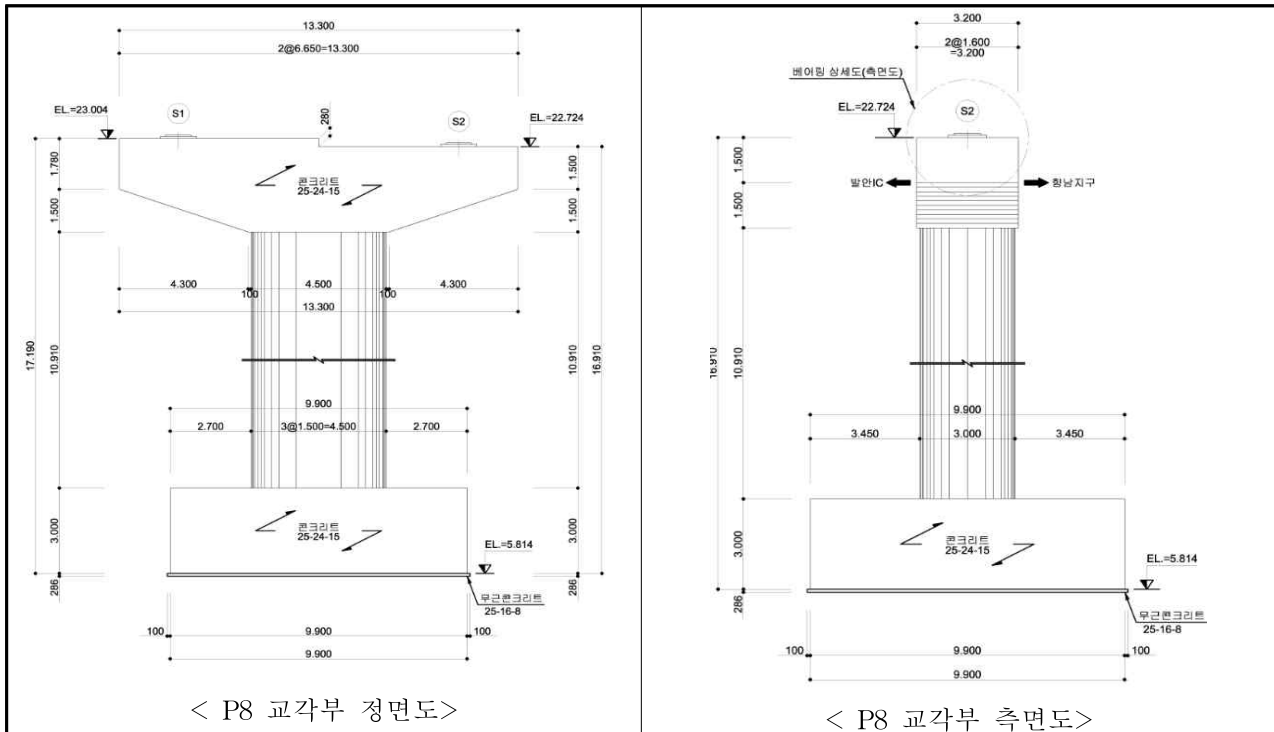
【표 5.2.19】 받침반력 산출 결과(Block-3) [단위 : kN]

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L+I)	계	받침 용량	검토 결과
P6	Sh1	1493.82	973.91	2467.74	3000.0	OK
	Sh2	1774.24	940.40	2714.64	3000.0	OK
P7	Sh1	5711.65	1980.98	7692.63	9500.0	OK
	Sh2	6664.67	1911.19	8575.85	9500.0	OK
P8	Sh1	6290.14	2140.91	8431.04	9500.0	OK
	Sh2	7329.75	2065.24	9394.99	9500.0	OK
P9	Sh1	5627.51	2053.39	7680.90	9500.0	OK
	Sh2	6588.05	1981.43	8569.48	9500.0	OK
P10	Sh1	6017.08	2082.48	8099.55	9500.0	OK
	Sh2	7039.12	2008.26	9047.38	9500.0	OK
A2	Sh1	2139.66	1008.95	3148.61	4000.0	OK
	Sh2	2498.21	973.94	3472.15	4000.0	OK

라. 교각 검토

교각에 대한 안전성 검토 시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러)과 풍하중, 온도하중이며 검토교각의 단면제원은 다음과 같다.

1) 검토단면



<그림 5.2.14> 하부구조 검토단면(BLOCK-3)

2) 하중산정

(1) 상부구조 고정하중(D)

상부구조의 고정하중은 거더응력 검토시, 적용된 제원을 활용하였다.

- 콘크리트 $W_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)
- 강재 $W_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 및 활중 적용)

(2) 하부구조 고정하중(D)

- $W = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)

(3) 활하중

설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러, 충격계수 포함)의 편심을 고려하여 구조해석프로그램의 Moving Load(Traffic Line Lanes)을 활용하여 재하하였다.

(4) 풍하중

가) 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.20】 상부구조의 풍하중(Block-3)[단위 : kN/m]

단면형상	풍하중	비 고
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B/D)] \times D \geq 6$	적 용
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	-

- $B/D = 14.255 / 4.28 = 3.331 [1 \leq B/D < 8]$
- $W_1 = [4.0 - 0.2 \times (14.255/4.28)] \times 4.28 = 14.269 \text{ kN/m} \geq 6.000 \text{ 이므로} = 14.269 \text{ kN/m}$
- $P_1 = 14.269 \times (50.000 + 50.000) / 2 = 713.45 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 0.5 + 4.28/2 = 2.64 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 713.45 \times 2.64 = 1883.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.21】 하부구조의 풍하중(Block-3) [단위 : MPa]

구 분		풍하중	비 고
각 형	활하중 재하 시	1.500×10^{-3}	코핑부
	활하중 비재하 시	3.000×10^{-3}	
원 형	활하중 재하 시	0.750×10^{-3}	기둥부
	활하중 비재하 시	1.500×10^{-3}	

- $W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 3.00 \times 3.20 = 28.8 \text{ kN}$
- $W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.50 \text{ kN/m}$
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

- 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

- $P_h = 1.500 \times (50.000 + 50.000)/2 = 75.0 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 5.5 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 75.000 \times 5.5 = 412.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

나) 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{copping}} = 3.00 \times 3.00 = 9.00 \text{ kN/m}$
- $W'_{\text{column}} = 1.500 \times 4.500 = 6.75 \text{ kN/m}$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

(5) 온도하중

가) 교축직각방향

- 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

나) 교축방향

- 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

- $\delta = 0.000012 \times 25.0 \times 26.77 = 0.00803 \text{ m}$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{\xi \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

- $P_h = 3 \times 25811006 \times 7.351 \times 1 \text{EA} \times 0.00803 / 13.91^3 = 1698.64 \text{ kN}$

- 교량받침에 의한 수평력

- 상부 고정하중 : $V_d = 12118.0 \text{ kN}$
- 교량받침 마찰계수 : $\mu = 0.05$
- $P_h = \mu \times W = 23505.06 \times 0.05 = 605.9 \text{ kN}$, 따라서 1698.64kN을 적용함.

3) 하중조합

교각에 대한 안전성 검토를 위하여 도로교설계기준(2010)의 하중조합에 의거, 해석을 수행하였다.

(1) 계수하중 검토시 하중조합

【표 5.2.22】 계수하중 검토시 하중조합(Block-3)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
ULB01	1.30	2.15					
ULB02	1.30		2.15				
ULB03	1.30			2.15			
ULB04	1.30				1.30		
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30	
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30	
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30	
ULB08	1.30	1.30					1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25
ULB22	1.00						
ULB23	1.30	1.30					
ULB24	1.30		1.30				
ULB25	1.30			1.30			
ULB26	1.20				1.20		

【표 5.2.22】 계수하중 검토시 하중조합 - 계속(Block-3)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
UEB01	1.00	2.15					
UEB02	1.00		2.15				
UEB03	1.00			2.15			
UEB04	1.00				1.30		
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30	
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30	
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30	
UEB08	1.00	1.30					1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25
UEB22	1.00						
UEB23	1.00	1.30					
UEB24	1.00		1.30				
UEB25	1.00			1.30			
UEB26	0.90				1.20		

(2) 사용하중 검토시 하중조합

【표 5.2.23】 사용하중 검토시 하중조합(Block-3)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
SVB01	1.00	1.00					
SVB02	1.00		1.00				
SVB03	1.00			1.00			
SVB04	1.00				1.00		
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00	
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00	
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00	
SVB08	1.00	1.00					1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00
SVB22	1.00						

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력 (L1 : 만재하 L2, L3 : 좌우 편재하)

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

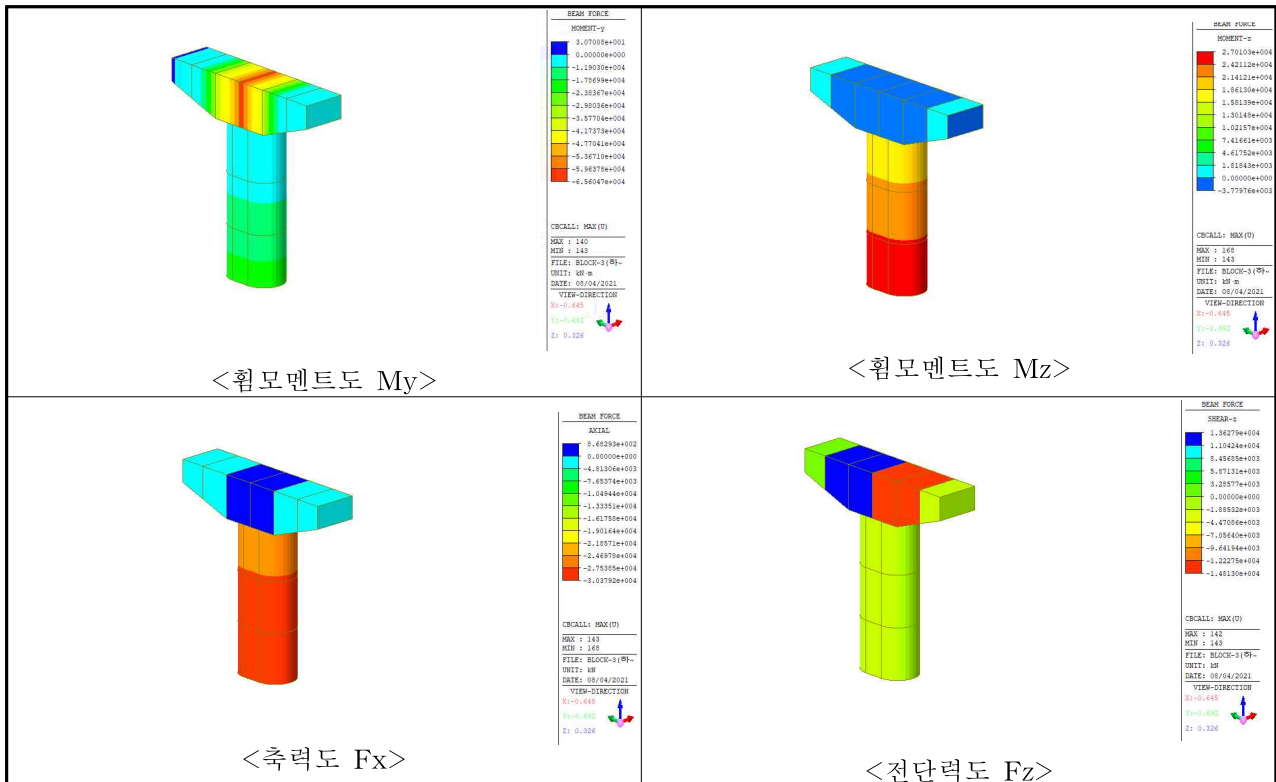
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

4) 구조해석

하부구조는 보요소를 이용하여 모델링하였으며 교각의 외부 경계조건은 기초본체 중앙부에 고정(Fixed)으로 설정하였다. 한편 교량받침은 탄성연결요소(Elastic Link)를 이용하여 이상화하였으며 이를 통해 상부와 하부구조를 해석모델 상에서 일체화함으로써 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

(1) 교각해석 결과



<그림 5.2.15> 계수하중(Envel.)에 의한 단면력도(Block-3)

5) 교각검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였으며, 내민보의 경우, 브래킷 및 깊은보를 판명하여 단면검토를 실시하였다.

(1) 코핑부 검토

가) 검토 조건

• 설계기준강도	: $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$
• 인장철근항복강도	: $f_y = 300 \text{ MPa}$
• 단면폭(b)	: 3200.000mm
• 단면높이(h)	: 3000.000 mm
• 주인장철근(A_s)	: D32-31EA × 3단
• 수평 철근량(A_h)	: D25-10EA × 6단
• 계수모멘트(M_u)	: 30539.91 kN · m, : 33534.14 kN · m
• 계수전단력(V_u)	: 11936.97 kN, 13088.5 kN
• 계수축력(N_u)	: 0.0 kN, 0.0 kN

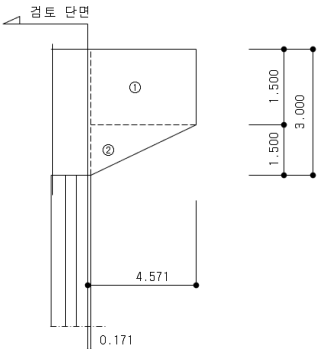
- 설계방법 결정

내민보(좌) : $a/d = 2.558/2.750 = 0.930 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

내민보(우) : $a/d = 2.562/2.750 = 0.932 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

나) 브래킷 검토결과

전단경간(a)에 대한 깊이(d)의 비가 0.920(1.0 이하)로 브래킷으로 판정되었으며, 검토결과 주 인장철근과 폐합스터럽 및 띠철근의 사용철근량이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전 성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

브래킷 검토단면	단면 제원
	- 기둥 직경 : 4.5×3.0m(트랙형) - 코핑부 폭 : 3.2m - 코핑부 높이 : 외단부 1.5m, 내측부 3.0m - 주인장 철근량 : Total D32-93EA - 수평 철근량 : Total D25-60EA - 위험단면 : 기둥끝단으로부터 0.171m 위치

【표 5.2.24】 브래킷 검토결과 요약(Block-3)

구 분	H(mm)	d(mm)	브래킷 검토				평 가
			주인장철근(mm ²)		수평철근(mm ²)		
			소요	사용	소요	사용	
내민보(좌)	3000	2750	56177.938	73860.600	23115.232	30402.00	O.K(1.315)
내민보(우)	3000	2750	61884.296	73860.600	25488.607	30402.00	O.K(1.193)

다) 깊은보 검토결과

Ln에 대한 깊이(d)의 비가 1.0초과, 5.0 이하로 판명되므로 깊은보 규정에 따라 계산하였으며, 검토결과 전단철근이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

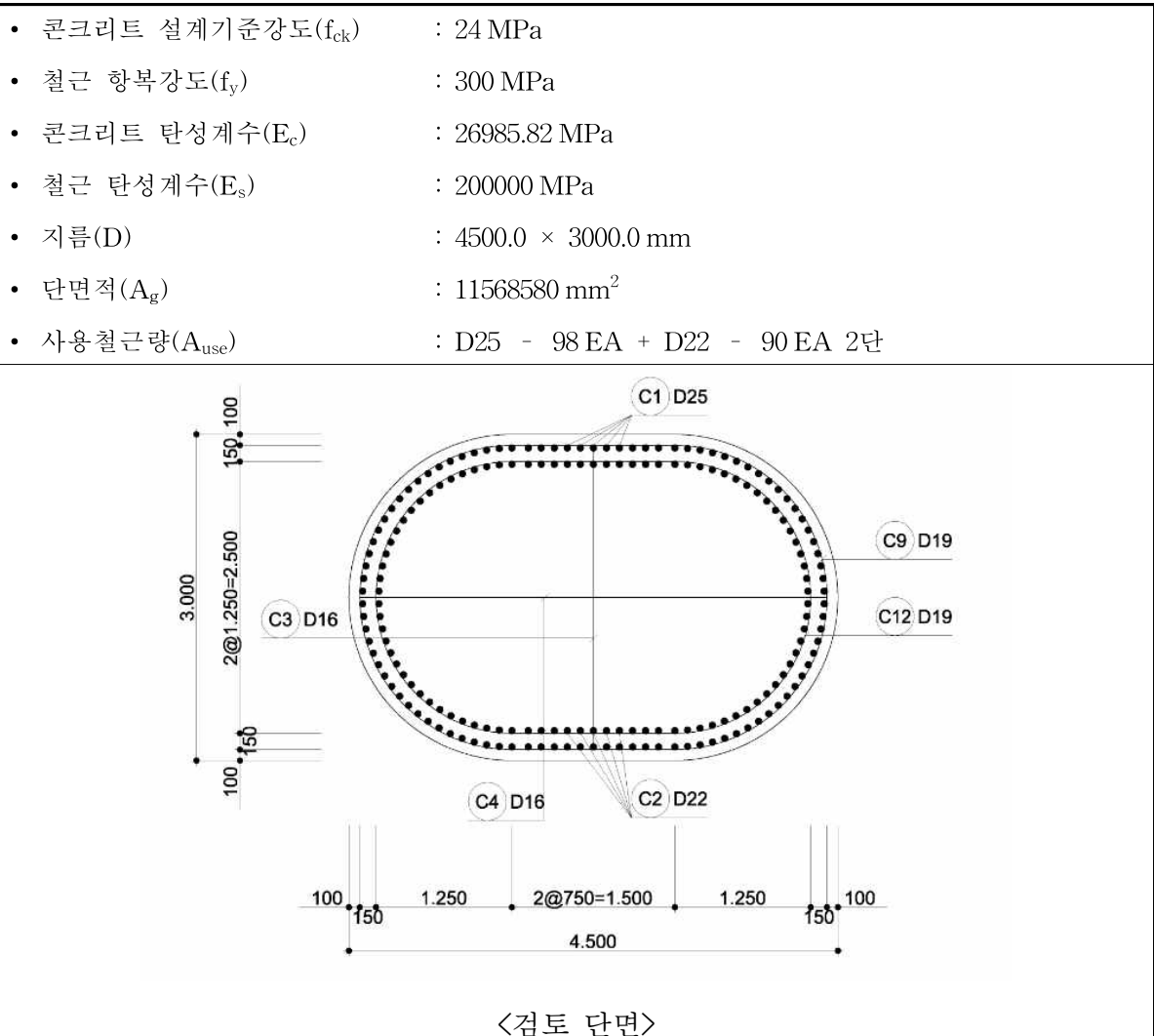
【표 5.2.25】 깊은보 검토결과 요약(Block-3)

구분	H (mm)	피복 d'(mm)	requiredAs (mm ²)	usedAs (mm ²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	3000	250	45262.480	73860.59	30539.91	48598.229	1.591	O.K
내민보(우)	3000	250	49901.17	73860.59	33534.14	48598.229	1.449	O.K

검토부재	Vu (kN)	φVc (kN)	φVs (kN)	φVn (kN)	Av	Ah	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	11936.97	5748.14	16134.20	21882.34	D25-6EA @150	D29-6EA @150	1.833	O.K
내민보(우)	13088.5	5748.14	16133.30	21881.44	D25-6EA @150	D29-6EA @150	1.672	O.K

(2) 기둥부 검토

가) 검토조건



나) 단면력 산정

【표 5.2.26】 단면력 산정 결과 요약(최저안전율 하중조합, Block-3)

구 분	Pu (kN)	Mu (kN · m)				Vu (kN)
		Top		Bottom		
		Sway	Non Sway	Sway	Non Sway	
y축	25470.437	-3282.386	-1278.466	-14793.421	-5761.935	-1466.041
z축		-268.399	6254.562	-255.546	6204.645	-3.397

다) 확대모멘트의 계산

- 횡구속여부 판단

【표 5.2.27】 기둥 횡구속여부 판단(Block-3)

ΣP_u	교축방향(y)				교축직각방향(z)			
	Δ	V_u	Q	판 단	Δ	V_u	Q	판 단
21447.817	-5.610	-1466.04	0.008	횡구속	1.008	-3.397	0.583	비횡구속
$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta}{V_u I_c}$ $Q > 0.05$: 비횡구속, $Q \leq 0.05$: 횡구속 ΣP_u : 수직하중(kN) Δ : 상대변위(mm) I_c : 기둥길이 = 10.910 m V_u : 전단력(kN)								

※ ΣP_u 및 V_u , Δ 는 기둥 최상단부의 단면력으로 산정함.

교각의 횡구속여부를 판단하기 위해 층안정지수를 활용하였으며, 교축방향의 경우, 횡구속, 교축직각의 방향은 비횡구속으로 산정되었다. 유효길이계수는 안전측 검토를 위해 2.0으로 산정하여 구조해석을 실시하였다.

- 임계하중 산정

【표 5.2.28】 임계하중 산정 결과(Block-3)

교축방향(y)				교축직각방향(z)			
k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)	k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)
2.000	0.600	49593714.4	1028056.278	2.000	0.600	104879749.8	2174111.911
$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ β_d : 0.600 EI : 휨강성 E_c : 26985.82 MPa k : 유효좌굴길이계수 y축 : k=2, z축 : k=2 $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$ I : y축 7.351078 m⁴, z축 15.545906 m⁴ l_u : 10.910m							

- 확대모멘트 산정(횡구속의 경우)
- 세장비 검토

【표 5.2.29】 세장비 검토 결과(횡구속, Block-3)

교축방향(y축)				교축직각방향(z축)			
k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
2.000	27.373	31.337	단주	-	-	-	-
$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$ $r = \sqrt{I/A}$ M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트 M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-) : 회전반경 - y축 = 0.797 m - z축 = 1.159 m							

- 확대모멘트계수 산정

【표 5.2.30】 확대모멘트계수 산정 결과(횡구속, Block-3)

구 분	Cm	Pu (kN)	Pc (kN)	δns	Mu (kN · m)		δns · M2 (kN · m)
					Mu	M2min	
y축	0.689	25470.437	1023062.695	1.000	-20555.356	2674.396	-20555.356
$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ 기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, Cm = 1.0 M2min = Pu · emin 이상이어야 함 emin = 15 + 0.03 · h (mm) - y축 = 105.00 mm - z축 = 150.00 mm							

- 확대모멘트 산정(비횡구속의 경우)
- 세장비 검토

【표 5.2.31】 세장비 검토 결과(비행구속, Block-3)

교축방향(y축)				교축직각방향(z축)			
k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
-	-	-	-	2.000	18.823	22.000	단주

$$r = \sqrt{I/A} \quad : \text{회전반경}$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 22 \quad \begin{array}{l} - y\text{축} = 0.797 \text{ m} \\ - z\text{축} = 1.159 \text{ m} \end{array}$$

- 확대모멘트계수 산정

【표 5.2.32】 확대모멘트계수 산정 결과(비행구속, Block-3)

교축방향(y축)			교축직각방향(z축)		
$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s	$\Sigma P_u(kN)$	$\Sigma P_c(kN)$	δ_s
-	-	-	21447.817	8654206.049	1.000

$$\delta_s = \frac{1}{1-Q}$$

$$\delta_s > 1.5 \text{ 이면}$$

$$Q_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0.75 \Sigma P_c}} \geq 1.0$$

여기서, $Q < 0.6$, $\delta_s < 2.5$

ΣP_u : 해당층의 모든 수직하중의 합

ΣP_c : 해당층의 횡변위를 지지하는 기둥들의 임계하중의 합

β_d : 최대 장기시속 계수축력/전체계수축력

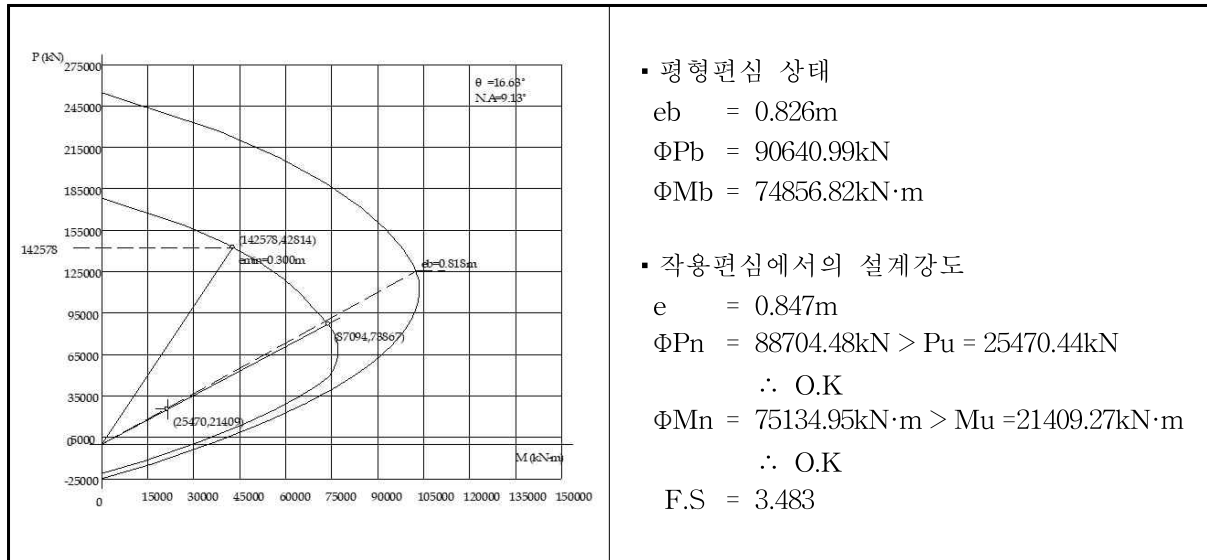
- 확대모멘트 산정 결과 요약

【표 5.2.33】 확대모멘트 산정 결과 요약(Block-3)

Pu(kN)	Mcy(kN·m)	Mcz(kN·m)	Mc(kN·m)	비 고
25470.44 kN	-20555.36 kN·m	5986.16 kN·m	21409.27 kN·m	

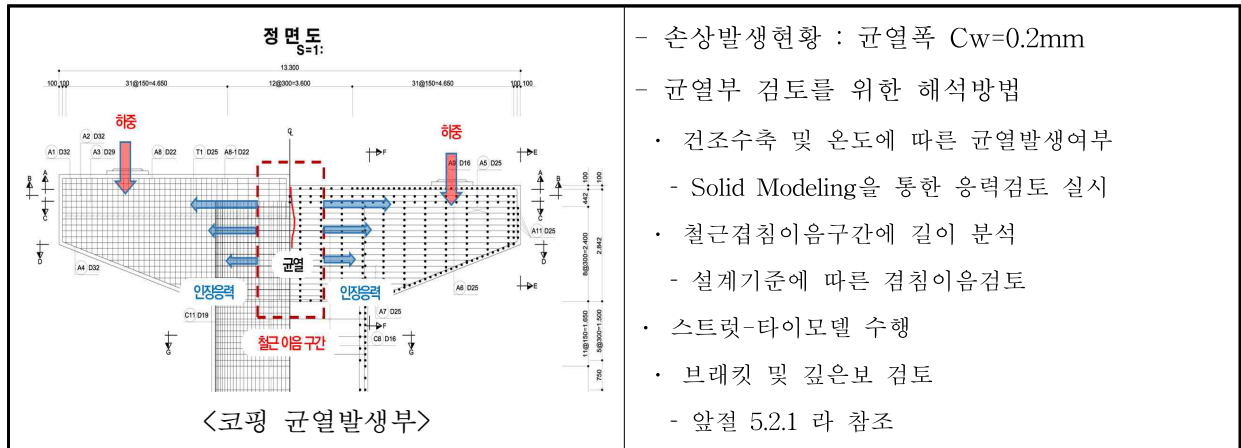
라) P-M 상관도에 의한 안전성평가 결과

【표 5.2.34】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성평가 결과 요약(최저안전율, Block-3)



6) 코핑 균열부 검토

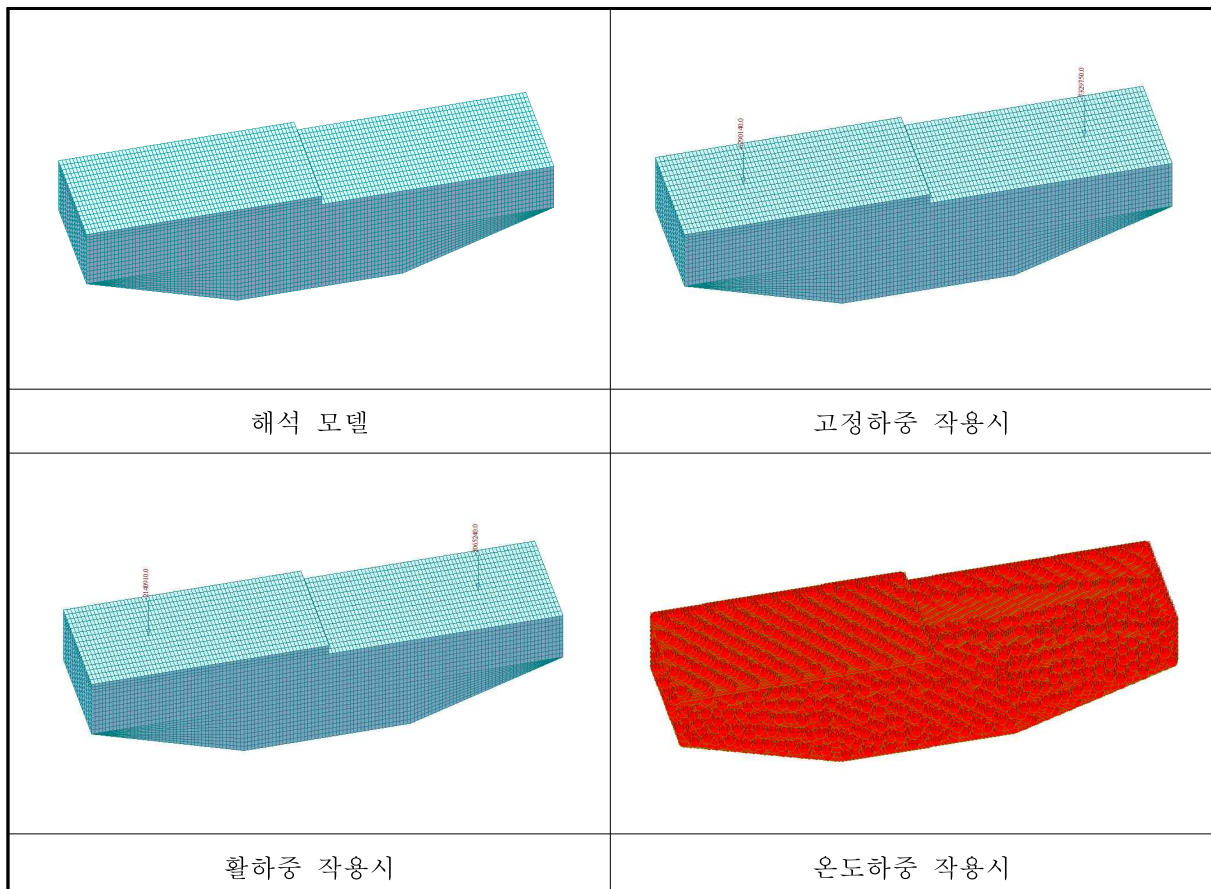
코핑단면 변화부에 발생된 균열($C_w=0.2\text{mm}$)에 대한 구조안전성을 평가하기 위하여, 응력검토 및 철근 겹침이음구간 길이검토, 스트럿-타이모델 등을 수행하였다.



(1) 응력 검토

가) 해석모델링

교각을 3차원 입체요소로 모사하기 위해 Solid Element를 사용하였으며, 고정하중 및 활하중, 온도하중 등의 하중조합을 통해 응력검토를 수행하였다.



나) 하중 및 허용응력 기준

(가) 하중조합

- CASE 01 : 고정하중 + 활하중
- CASE 02 : 고정하중 + 활하중 + 온도하중(+35℃)
- CASE 03 : 고정하중 + 활하중 + 온도하중(-5℃)

(나) 허용응력기준

- 코핑부 콘크리트 압축강도 :

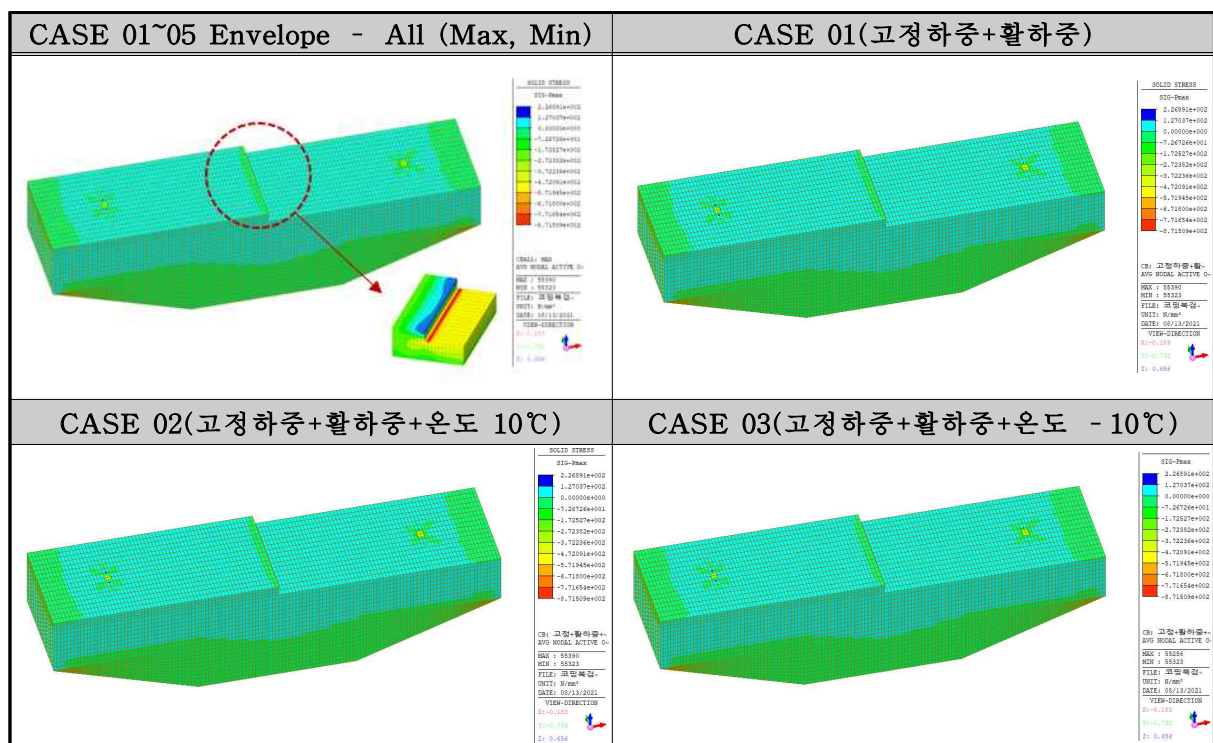
$$f_{ck} = 24.0\text{MPa}$$

- 허용인장응력(파괴계수) :

$$0.63 \sqrt{f_{ck}} = 3.08\text{MPa}$$

- 온도하중: $\pm 10^\circ\text{C}$

다) 응력검토



- 하중조합(Envelope) : 발생인장응력 7.753 MPa > 허용인장응력 3.080 MPa N.G

교각 코핑부(중앙부)의 응력검토결과, 하중조합에 의해 발생하는 인장응력으로 인하여 콘크리트의 허용인장응력을 초과하는 것으로 검토되었다.

(2) 겹침이음길이 검토

가) 겹침이음 등급

- A급 이음 : 1.0Ld 이상

배근된 철근량이 이음부 전 구간에서 해석결과 요구되는 소요 철근량의 2배 이상이고, 소요 겹침이음 길이내 겹침이음 된 철근량이 전체 철근량의 1/2 이하인 경우에는 A급 이음으로 할 수 있다.

- B급 이음 : 1.3Ld 이상

A급 이음에 해당되지 않는 경우는 B급 이음이여야 한다.

- 공식에 의한 정착길이 산정 : $l_d = 0.90d_b f_y / \sqrt{f_{ck}} \times \alpha \beta \gamma \lambda / (c + K_{tr} / d_b)$

나) 겹침이음길이(인장이형철근) 검토 결과

균열이 발생된 코핑부의 겹침이음에 대한 검토결과, 공식에 의한 정착길이에 따른 B급이음 길이를 만족하는 것으로 검토되었다.

공식에 의한 겹침이음(B급)						검토 결과
구분	인 장 철 근				압축철근	조건 : · 상부철근 · 인장이형철근(B급 이음) · 철근 C.T.C = @100.0mm · 피복두께 = 100.0mm · 콘크리트압축강도 = 24.0MPa 검토결과 : 겹침이음길이(B급)를 만족함. · 겹침이음길이 : D32 철근 = 1900mm(도면) ≥ 1890mm(설계) D29 철근 = 1530mm(도면) ≥ 1530mm(설계) D25 철근 = 1210mm(도면) ≥ 1210mm(설계)
	A급 이음		B급 이음			
	일반철근	상부철근	일반철근	상부철근		
D 10	300	300	300	300	300	
D 13	300	300	300	380	300	
D 16	300	370	370	480	350	
D 19	340	440	440	570	420	
D 22	550	710	710	920	480	
D 25	720	930	930	1210	550	
D 29	910	1180	1180	1530	620	
D 32	1120	1450	1450	1890	690	
D 35	1350	1750	1750	2270	760	

(3) 스트럿-타이 모델

스트럿-타이 모델 방법은 콘크리트 부재 및 구조물의 전 영역에 걸친 설계를 향상시키기 위한 것으로서, 복잡한 하중조건 및 기하학적 형상을 갖는 콘크리트 부재 및 보이론이 성립되지 않는 경우 효과적이라고 알려져 있다. 따라서, 수직균열이 발생된 코핑 중앙부 상단에 대하여 스트럿-타이 모델로 구현하여 코핑부의 구조 안전성 검토를 수행한다.

가) 작용하중 [kN]

구 분	고정하중	활하중	하중조합 1.3D+2.15L	비 고
Sh1	6290.14	2140.91	12780.14	도로교설계기준 (2010)
Sh2	7329.75	2065.24	13968.94	

나) 스트럿 모델 구현

스트럿 모델 구현	검토요소
	- $f_{ck} = 24.0\text{MPa}$ - $f_y = 300\text{MPa}$ - $A_s = D32 \times 93EA$ - 피복두께(철근도심) : 250mm - 두께 : 3200mm, 외측 코핑높이 : 1500mm - 내측 코핑높이 : 3000mm

다) 스트럿 모델 검토

(가) 부재력 계산

$d' = 250.0\text{mm}$ (철근중심), $d = 2750\text{mm}$, $\beta_s = 1.0$ (가정) $\phi = 0.75$,

하단 압축스터럿 높이 = 200.0mm 가정

②-⑤ $W_{smax} = 1075\text{mm}$ (① 작용하중에 따른 폭비율 적용)

④-⑥ $W_{smax} = 1175\text{mm}$ (③ 작용하중에 따른 폭비율 적용)

이에 따른 경사각 α 는 각각 43.385° , 42.906°

트러스 형태 - 사다리꼴 형식

- 각 트러스 요소별로 절점법을 이용하여 각 단면력 산정

절점① : ①-③요소 부재력 = 13521.71kN
 : ①-②요소 부재력 = 18605.60kN
 절점② : ②-①요소 부재력 = 18605.60kN
 : ②-④요소 부재력 = 13521.71kN
 : ②-⑤요소 부재력 = 12780.14kN
 절점③ : ③-①요소 부재력 = 15029.21kN
 : ③-④요소 부재력 = 20518.49kN
 절점④ : ④-③요소 부재력 = 20518.49kN
 : ④-②요소 부재력 = 15029.21kN
 : ④-⑥요소 부재력 = 13968.94kN

(나) 압축스트럿 검토

$$\beta_s = 0.75 \quad \phi = 0.75$$

①-② $W_s = 18605.60 / (\phi 0.85 \times \beta_s \times f_{ck} \times b) = 507\text{mm} < \text{Wallow} = 747\text{mm}$ O.K
 ②-④ $W_s = 13521.71 / (\phi 0.85 \times \beta_s \times f_{ck} \times b) = 368\text{mm} < \text{Wallow} = 500\text{mm}$ O.K
 ③-④ $W_s = 20518.49 / (\phi 0.85 \times \beta_s \times f_{ck} \times b) = 559\text{mm} < \text{Wallow} = 802\text{mm}$ O.K

(다) 절점부 검토

$$\beta_n(C-C-C) = 1.0, \quad \beta_n(C-C-T) = 0.8, \quad \beta_n(C-T-T) = 0.6, \quad \phi = 0.75$$

- 절점부 ①

①-③ $W_s = 13521.71 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 345\text{mm} < \text{Wallow} = 500\text{mm}$ O.K
 ①-② $W_s = 18605.60 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 475\text{mm} < \text{Wallow} = 1300\text{mm}$ O.K
 지지점 = $12780.14 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 326\text{mm} < \text{Wallow} = 1200\text{mm}$ O.K

- 절점부 ③

③-① $W_s = 15029.21 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 383\text{mm} < \text{Wallow} = 500\text{mm}$ O.K
 ③-④ $W_s = 20518.49 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 524\text{mm} < \text{Wallow} = 1300\text{mm}$ O.K
 지지점 = $13968.94 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 357\text{mm} < \text{Wallow} = 1200\text{mm}$ O.K

- 절점부 ②

②-① $W_s = 18605.60 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 380\text{mm} < \text{Wallow} = 747\text{mm}$ O.K
 ②-④ $W_s = 13521.71 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 276\text{mm} < \text{Wallow} = 500\text{mm}$ O.K

$$\textcircled{2}-\textcircled{5} \quad W_s = 12780.14 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 261\text{mm} < W_{allow} = 1075\text{mm} \text{ O.K}$$

- 절점부 ④

$$\textcircled{4}-\textcircled{3} \quad W_s = 20518.49 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 419\text{mm} < W_{allow} = 802\text{mm} \text{ O.K}$$

$$\textcircled{4}-\textcircled{2} \quad W_s = 15029.21 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 307\text{mm} < W_{allow} = 500\text{mm} \text{ O.K}$$

$$\textcircled{4}-\textcircled{6} \quad W_s = 13968.94 / (\phi 0.85 \times \beta_n \times f_{ck} \times b) = 285\text{mm} < W_{allow} = 1175\text{mm} \text{ O.K}$$

(라) 인장타이 계산

$$\text{- F(타이부재력)} / \phi f_y = A_s = 15029.21 / 0.75 \times 300 = 66796.49\text{mm}^2$$

$$\text{- 배근량 D32-93EA} = 73860.60\text{mm}^2$$

$$(라) \text{인장타이 검토} = 66796.49\text{mm}^2 > 73860.60\text{mm}^2 \text{ O.K} \quad \text{F.S } 1.106$$

(3) 코핑 균열부 검토결과

금회 진단시 조사된 코핑 수직균열의 원인 및 구조적 문제 여부를 확인하고자 응력검토 및 겹침이음길이 검토, 스트럿-타이 검토, 깊은보(브래킷 포함, 앞절 5.2.1 라 참조)를 수행하였다.

검토결과, 겹침이음길이는 설계기준에 준하여 설계된 것으로 확인되었으나, 교각 코핑부(중앙부)의 응력검토(사용성)결과, CASE01~03의 하중조합에 의해 발생하는 인장응력으로 인하여 콘크리트의 허용인장응력을 초과하는 것으로 검토되었다. 다만, 스트럿-타이모델에서 인장타이의 내력과 코핑부에 대한 깊은보(휨, 전단)에 대한 안전성이 확보되었고 브래킷의 필요철근량 이상의 철근배근(설계도서참조)이 이루어진 것으로 확인됨에 따라 폭이 $C_w=0.2\text{mm}$ 이하의 수직 균열부로 인하여 구조적인 문제가 발생되지 않을 것으로 판단된다.

마. 전회차 정밀안전진단과의 비교분석

금회 진단은 준공 후 최초 실시되는 정밀안전진단으로 금회 실시된 교량의 안전성평가 결과를 활용하여 향후, 실시될 진단의 비교·분석자료로 활용되어야 한다.

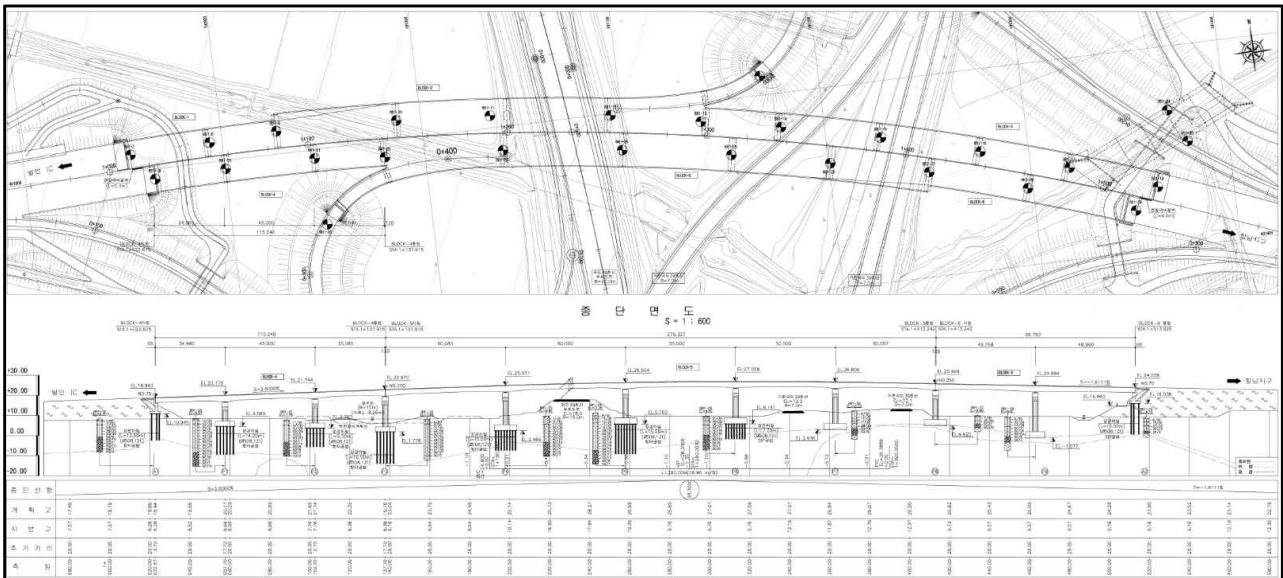
5.2.2 향남지구 방향(BLOCK-5)

가. 해석조건

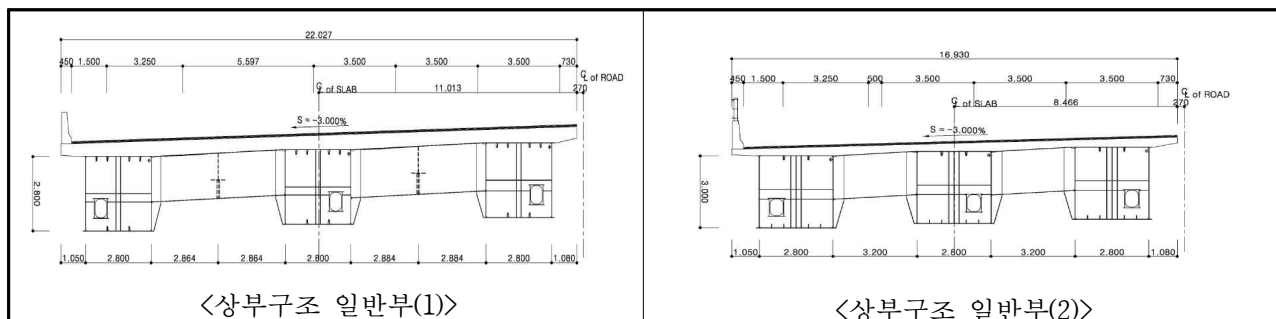
1) 기본사항

- 상부구조 : 강박스 거더교 (STB)
- 하부구조 : T형 교각, 직접기초, 말뚝기초
- 경간구성 : $L = 2@60.0+55.0+2@50.0 = 275.0\text{m}$
- 교량폭원 : $B = 22.03 \sim 16.93\text{m}$
- 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24, Tank트레일러)

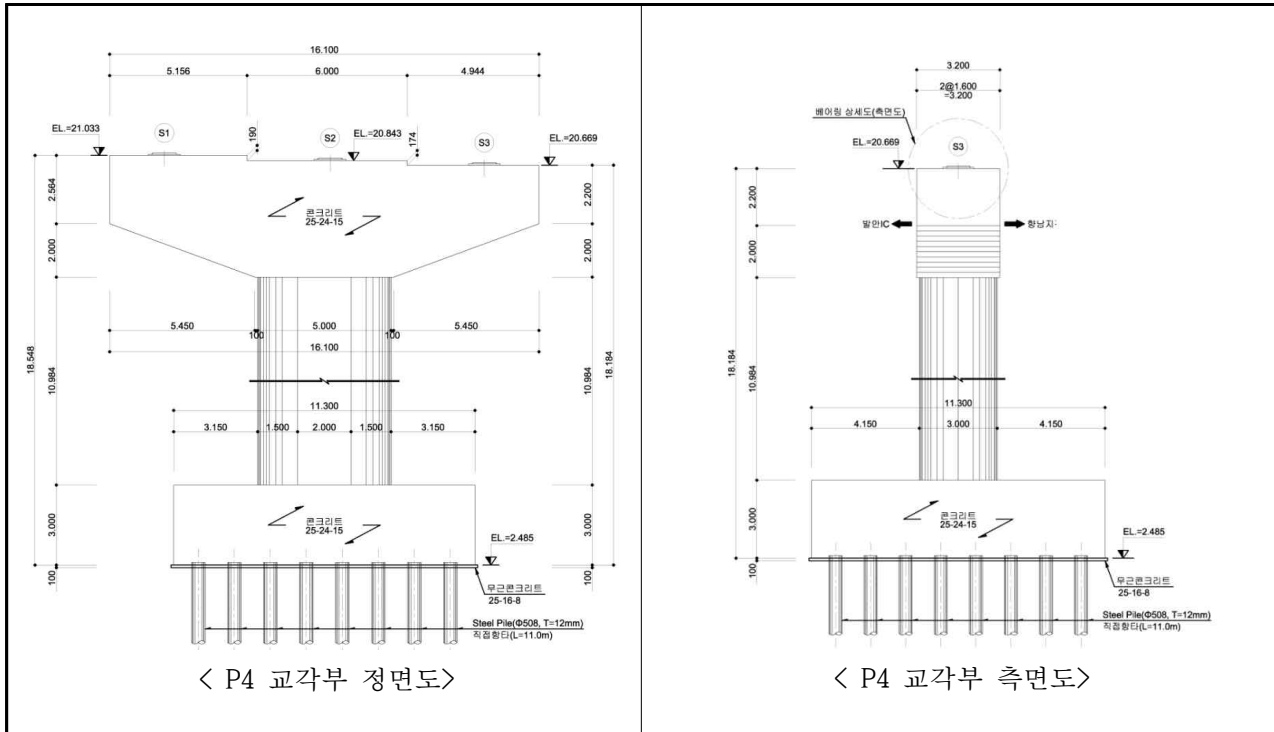
2) 해석단면



<그림 5.2.16> 상신육교 중·평면도(BLOCK-5)



<그림 5.2.17> 상부구조 단면도(BLOCK-5)



<그림 5.2.18> 하부구조 P4 단면도(BLOCK-5)

3) 사용재료 및 허용응력

(1) 콘크리트

가) 재료특성

콘크리트의 압축강도는 구조요소별 실측 비파괴강도가 설계기준강도 이상으로 평가되어 설계기준강도를 적용하며, 탄성계수 등은 도로교설계기준 상의 관련 규정을 따른다.

【표 5.2.35】 콘크리트 재료특성(Block-5)

구 분	콘크리트 강도			탄성계수주)	
	비파괴강도	설계기준강도	적 용	추정식	적 용
상부구조	27MPa 이상	27.0MPa	27.0MPa	$8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	26701.7MPa
하부구조	24MPa 이상	24.0MPa	24.0MPa		25811.0MPa

나) 허용응력

【표 5.2.36】 합성거더에서 콘크리트의 허용압축응력(Block-5)

하중의 조합			허용응력(MPa)
1	주하중	1) 바닥판으로서의 작용	0.4fck
		2) 주거더 단면의 일부로서의 작용	
		3) 1)과 2)를 동시에 고려할 때	
2	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차		1.1)항의 15%증가

【표 5.2.37】 합성거더에서 콘크리트의 허용인장응력(Block-5)

하중의 조합		허용응력(MPa)	
1	주하중	바닥판의 상하연	0.07fck로 하되 2.5이하
		바닥판 두께의 중심	0.04fck로 하되 1.5이하
2	활하중, 충격을 제외한 주하중	0.0	
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	1항의 15% 증가	

(2) 강재

가) 재료특성

【표 5.2.38】 강재의 재료특성(Block-5)

강종	단위중량 (kN/m')	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	선팽창계수	비고
SM520	78.5	355.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	주부재
SM400	78.5	235.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	부부재

나) 허용응력

【표 5.2.39】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력(강재 판두께 40mm이하, Block-5)

구 분	허용응력(MPa)
• 축방향인장 및 휨인장 응력	215
• 허용 휨압축응력 (바닥판에 고정되어 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)	215
• 허용 전단응력	120

【표 5.2.40】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력 증가율(Block-5)

하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15

(3) 철근

가) 재료특성

본 구조해석에 사용된 철근의 재료특성은 다음과 같다.

【표 5.2.41】 철근의 재료특성(Block-5)

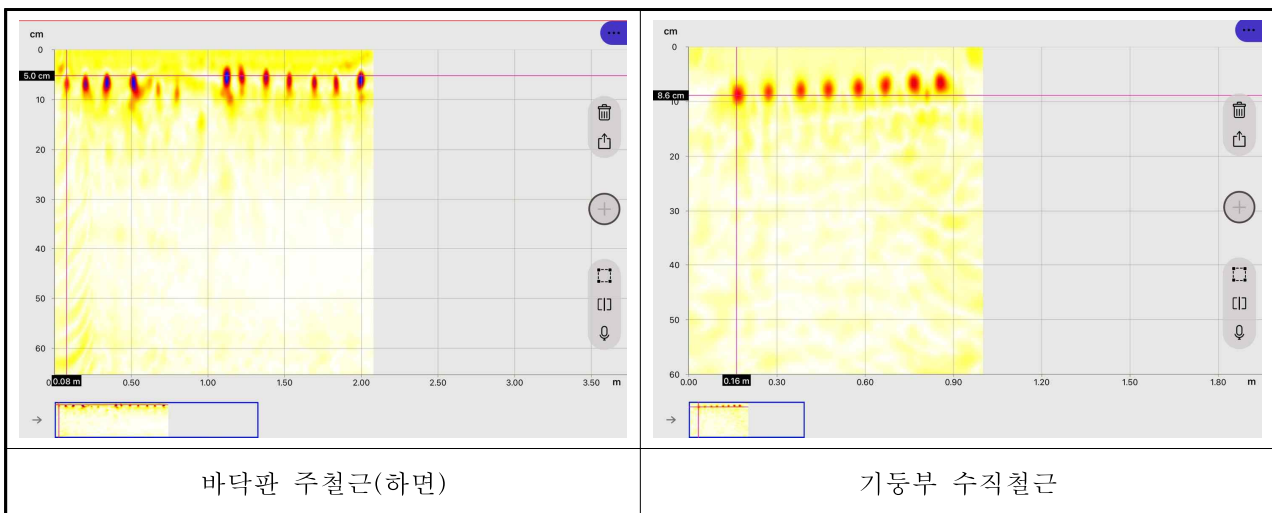
구 분	사용기준	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	허용응력 (MPa)
바닥판	SD 400	400	2.0×10^5	180
교 각	SD 300	300		150

나) 철근탐사 결과

철근배근조사결과, 바닥판 및 기둥부의 철근배근상태가 설계도서의 배근상태와 유사하게 측정되었으므로, 설계치를 활용하여 구조안전성 검토를 실시하였다.

【표 5.2.42】 철근배근간격 및 피복두께(Block-5)

구 분	주철근 간격 (mm)			피복두께 (mm)		
	설계도서	실측(평균)	적 용	설계도서	실측(평균)	적 용
바닥판 (중앙부)	H19@150	≒150.0	H19@150	40	≒40	40
기 둥	D29@150	≒150.0	D29@150	100	≒100	100



1) 하중조건

안전성검토 시 적용하중의 강도와 이에 대한 산정 근거를 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.43】 적용하중의 강도 및 산정근거(Block-5)

적용하중	하 중 강 도			산정근거
고정하중(D)	강재	철근콘크리트	아스팔트 포장	도로교설계기준
	78.5kN/m ³	25.0kN/m ³	23.0kN/m ³	
활하중(L)	• 하중등급 DB-24 (총중량 : 432 kN), DL-24, Tank 트레일러			도로교설계기준
충 격 (I)	• $I = \frac{15}{40+L} \leq 0.3$, Tank 트레일러의 경우 0.15			도로교설계기준
크리프 및 건조수축	• 크리프계수 : 2.0 • 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : 16.0 • 건조수축 변형률 27×10^{-5} • 건조수축계산을 위한 크리프계수 : 4.0			도로교설계기준
풍하중 (W)	• 상부구조 ◦ 활하중 비재하시			도로교설계기준
	단면형상	풍하중		
	$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$		
	$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$		
	◦ 활하중에 작용하는 풍하중 WL = 1.50 kN/m			
	• 하부구조(활하중 비재하시)			
	◦ 각형 : $P = 3.00 \times 10^{-3}$ MPa			
	◦ 원형 : $P = 1.50 \times 10^{-3}$ MPa			
	※ 활하중 재하시 1/2 적용			
온도하중 (T)	• 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$			도로교설계기준
충돌하중 (CO)	• $P = 0.1 \times W \times v$			도로교설계기준

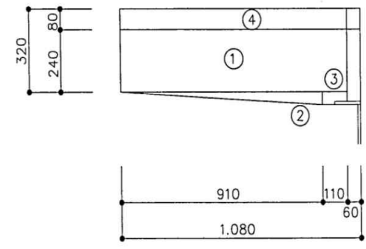
나. 바닥판검토

1) 단면력 산정

(1) 캔틸레버(좌측)

가) 고정하중

【표 5.2.44】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(단위폭당, 캔틸레버 좌측, Block-5)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)	 <연석 및 방호벽 없음>
①	$1.02 \times 0.24 \times 25.0 =$	6.120	0.510	3.121	
②	$0.5 \times 0.91 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.683	0.413	0.282	
③	$0.11 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.165	0.055	0.009	
④	$0.5 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 =$	1.877	0.510	0.957	
계		8.844		4.370	

나) 활하중(DB-24)

• 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.72 + 1.14 = 1.716\text{m}$$

여기서, $X = 0.72\text{m}$

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.72} = 0.368 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 충격계수 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.72 \times (1+0.300)}{1.716} = 52.364 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 활하중(Tank 트레일러)

• 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.533 + 1.14 = 1.566\text{m}$$

여기서, $X = 0.533\text{m}$

• 활하중

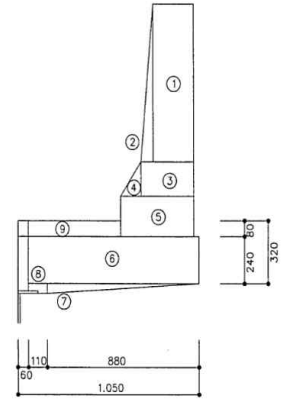
$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.533 \times (1+0.150)}{1.566} = 35.218 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(2) 캔틸레버(우측)

가) 고정하중

【표 5.2.45】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(단위폭당, 캔틸레버 우측, Block-5)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
①	$0.230 \times 0.800 \times 25.0 =$	4.600	0.845	3.89
②	$0.500 \times 0.07 \times 0.8 \times 25.0 =$	0.700	0.707	0.49
③	$0.300 \times 0.175 \times 25.0 =$	1.313	0.81	1.06
④	$0.500 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.263	0.62	0.16
⑤	$0.53 \times 0.205 \times 25.0 =$	2.153	0.75	1.61
⑥	$0.99 \times 0.24 \times 25.0 =$	5.940	0.495	2.94
⑦	$0.5 \times 0.88 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.660	0.403	0.27
⑧	$0.11 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.165	0.055	0.01
⑨	$0.54 \times 0.08 \times 23.0 =$	0.994	0.27	0.27
계		16.788		10.707



나) 활하중

- 윤회중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.24 + 1.14 = 1.332\text{m}$$

$$\text{여기서, } X = 0.24\text{m}$$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.24} = 0.373 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 충격계수 적용}$$

- 활하중(DB-24)

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.14 \times (1+0.300)}{1.332} = 22.486 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80.0/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.83\text{kN/m}$$

$$\text{작용높이 } h = 1.23\text{m}$$

$$M_{\text{col}} = H \times h = 15.83 \times 1.23 = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10.00 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co2} = H \times h = 10.000 \times 1.23 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 곡선반경 $R > 200\text{m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값을 적용

$$\therefore M_{co} = \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 19.475 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

라) 활하중(Tank 트레일러)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.052 + 1.14 = 1.1816\text{m}$$

여기서, $X = 0.052\text{m}$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.24 \times (1+0.150)}{1.332} = 4.555 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

마) 풍하중

- $P_w = 3.000\text{kN/m}^2 \times 1.100\text{m} = 2.550 \text{ kN/m}$

- $M_w = 2.550 \times 0.74 = 2.442 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(3) 중앙부

가) 고정하중

- 바닥판 : $0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$
- 아스콘포장 : $0.08 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- $M_d = \frac{wL^2}{10} = \frac{(6.00+1.84) \times 3.08^2}{10} = 7.437 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

나) 활하중(DB-24)

$$i = \frac{15}{(40 + L)}$$

$$= \frac{15}{(40 + 3.143)} = 0.348 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3 \text{ 적용}$$

$$Ml(1+i) = \frac{(L+0.6)P_{24}}{9.6} = \frac{(3.08+0.6) \times 96}{9.6} \times 1.3 = 47.84 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

$$\Rightarrow \text{연속바닥판이므로 } Ml(1+i) = 47.84 \times 0.8 = 38.272 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

※ Tank 트레일러 하중에 의한 활하중 단위길이당 휨모멘트는 작게 산정됨에 따라 제외

2) 하중조합

【표 5.2.46】 바닥판 하중조합 결과(단위폭당, Block-5)

구 분	적용하중 조합		
캔틸레버부 (좌측)	LCU1 : $1.3M_d + 2.15Ml+i$ LCU2 : $1.3M_d + 1.3Ml+i$ LCS1 : 사용하중(max)	$= 118.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 73.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 56.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$= 118.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (max) $= 56.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$
캔틸레버부 (우측)	LCU1 : $1.3M_d + 2.15Ml+i$ LCU2 : $1.3M_d + 1.3M_w$ LCU3 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 0.65M_w$ LCU4 : $1.3M_d + 1.3Ml+i + 1.3M_{co}$ LCU5 : $1.2M_d + 1.2M_w + 1.2M_{co}$ LCS1 : 사용하중(max)	$= 62.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 17.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 44.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 68.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 68.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 39.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$= 68.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (max) $= 52.67 \text{ kN} \cdot \text{m}$
중 양 부	LCU : $1.3M_d + 2.15Ml+i$ LCS : 사용하중(max)	$= 91.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 45.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$= 91.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$ $= 45.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3) 단면검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 바닥판의 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였다. 검토 결과, 바닥판의 설계휨강도는 계수하중에 대해서 안전성을 확보하고 있으며, 인장철근간격은 사용성 검토기준을 만족하는 것으로 나타났다. 자세한 검토내용은 부록에 수록하였다.

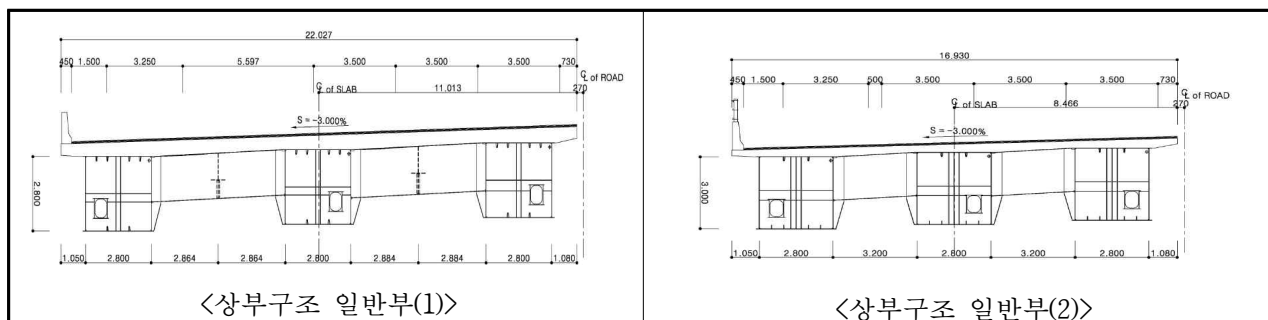
【표 5.2.47】 바닥판 단면검토 결과(단위폭당, Block-5)

구 분	캔틸레버(좌)	캔틸레버(우)	중앙부	단 위
설계기준강도(fck)	27.0	27.0	27.0	MPa
인장철근항복강도(fy)	400.0	400.0	400.0	MPa
단면높이(h)	300.0	300.0	240.0	mm
인장철근간격(s)	H22@150	H22@150	H19@150	mm
사용 인장철근량(As)	2580.67	2580.67	1910.00	mm ²
인장철근중심까지의 거리(dc)	60.0	60.0	40.0	mm
※ 실측값과 설계치의 피복두께를 검토한 결과, 전반적으로 설계치에 준하여 시공됨에 따라, 설계치 dc값 적용. 캔틸레버부의 경우, 현장여건상 상부 측의 피복두께를 측정하기 어려우므로 설계치 적용				
유효높이(d)	240.0	240.0	200.0	mm
휨강도 검토				
설계휨강도(ϕM_n)	190.850	190.850	119.071	kN · m
계수모멘트(M_u)	118.260	68.470	91.950	kN · m
검토결과(안전율)	OK(1.614)	OK(2.787)	OK(1.295)	
사용성 검토				
사용모멘트(M_s)	56.730	52.670	45.710	kN · m
콘크리트응력(f_c)	6.891	6.398	8.345	MPa
철근응력(f_s)	102.530	95.192	133.195	MPa
허용인장철근간격(s_a)	614.46	661.82	472.99	mm
검토결과	OK	OK	OK	

다. 강박스 거더검토

1) 단면특성

(1) 해석단면



〈그림 5.2.19〉 거더 해석단면 (BLOCK-5)

(2) 단면제원

구 분		Area (mm ²)	I _{ZZ} (mm ⁴)	I _{YY} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-1	합성 전	154860	213520120399	189033113600	266825415936
	합성 후	408504	430644769498	1156050826656	329167802837
단면-2	합성 전	154188	208823188279	187704671744	262846761477
	합성 후	402026	419570617985	1089815793762	324639078562
단면-3	합성 전	179428	220521215750	20091689397	264879315238
	합성 후	421277	487927342344	1039199052400	341510271555
단면-4	합성 전	202380	254450324147	216941504000	291930084545
	합성 후	438833	470446559405	1000357235401	336777134311
단면-5	합성 전	208680	262874431036	216941504000	291930084545
	합성 후	423481	483068136771	804249753053	336777134311
단면-6	합성 전	227780	304031863249	237806142507	319601677205
	합성 후	440471	549896278199	807980212833	358820003118
단면-7	합성 전	232580	356534044613	247295012907	353265746956
	합성 후	443508	639227860270	803402533399	394267515570
단면-8	합성 전	275180	515576633660	287487786667	423104865154
	합성 후	484653	867557995786	832166856578	457818528219
단면-9	합성 전	220420	332755363294	237930191573	343101336452
	합성 후	428734	607830615833	773620394838	387270705829
단면-10	합성 전	215620	283534723917	228441321173	309938392438
	합성 후	423022	521057558214	757128822365	352083517319

구 분		Area (mm ²)	I _{zz} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-11	합성 전	172200	204163508799	188847040000	251406765861
	합성 후	378912	401776625754	712276604326	308017225708
단면-12	합성 전	147660	166299549505	174799808000	224927780455
	합성 후	353534	324524656173	691889485809	281182931819
단면-13	합성 전	153960	175380402080	174799808000	224927780455
	합성 후	359459	349435976078	689069844930	281182931819
단면-14	합성 전	161120	192048223152	181617214507	240228439392
	합성 후	366619	364084830269	695887251437	289349368651
단면-15	합성 전	171780	238227691155	200470906240	287996506693
	합성 후	277279	485080957853	714740943170	349010294673
단면-16	합성 전	190060	317349627606	221934037333	34487094460
	합성 후	395559	619817806508	736204074264	404571564675
단면-17	합성 전	154820	183380836820	181617214507	240228439392
	합성 후	360320	363153080624	695887532972	289349368651
단면-18	합성 전	149052	174901011480	177551580416	232897286000
	합성 후	354552	340515468358	691821898881	290363027022
단면-19	합성 전	154212	208989894125	187752116096	262988626263
	합성 후	359712	404267615023	702022716096	324800651680
단면-20	합성 전	179476	220894401388	201011078101	265179370847
	합성 후	467187	508422440426	1612340672079	341855482897
단면-21	합성 전	227828	304534210316	237901031211	319936152585
	합성 후	452927	558036308510	913796814680	359173057656
단면-22	합성 전	232628	357082361596	247389901611	353604489580
	합성 후	457660	649844013902	922680868409	394623361539
단면-23	합성 전	220468	333269636250	238025080277	343435249068
	합성 후	445484	619723512837	91317696668	387624066172
단면-24	합성 전	215668	333269636250	238025080277	343435249068
	합성 후	440683	531836884112	903676957159	352433848176
단면-25	합성 전	161168	192378116978	181712103211	240511180155
	합성 후	386185	371600836355	856873103510	289667015223
단면-26	합성 전	171828	238606202112	200565794944	288299175760
	합성 후	396846	496063069206	875732533671	349347609036
단면-27	합성 전	154868	183696113775	181712103211	240511180155
	합성 후	379898	370814179044	856988891035	289667015223

구 분		Area (mm ²)	I _{zz} (mm ⁴)	I _{yy} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-28	합성 전	149076	175051502854	177599024768	233035265277
	합성 후	374112	347164420079	852930504014	290521734931
단면-29	합성 전	154356	209323537013	187847004800	263272407178
	합성 후	395399	412539557285	863184223441	325123835240
단면-30	합성 전	154356	209991747906	188036782208	263840174124
	합성 후	395399	419545400915	1017970427447	325770351423
단면-31	합성 전	179596	221828924267	201248299861	265929802510
	합성 후	410333	485185756405	929212686774	342718674169
단면-32	합성 전	227948	305792068490	238138252971	320772541815
	합성 후	425230	543286969949	693151685979	360055826483
단면-33	합성 전	232772	358730100345	247674567723	354620954611
	합성 후	431751	634278401391	714527662396	395691053165
단면-34	합성 전	220492	333526937813	238072524629	343602221519
	합성 후	422069	604498646947	723453360223	387800756799
단면-35	합성 전	215692	284240989347	228583654229	310432332123
	합성 후	418180	519368868550	720571179413	352609025925
단면-36	합성 전	161192	192543184696	181759547563	240652578613
	합성 후	365585	364572167528	687763645200	289825860131
단면-37	합성 전	171852	238795586194	200613239296	288450533255
	합성 후	376245	485567339654	706622071616	349516281503
단면-38	합성 전	154892	183853868397	181759547563	240652578613
	합성 후	359297	363632491273	687859180103	289825860131
단면-39	합성 전	149100	175202068715	177646469120	233173263795
	합성 후	353511	340704066380	683790948721	290680457227
단면-40	합성 전	154284	209490474079	187894449152	263414323289
	합성 후	358696	404752470687	694043385748	325285445665

(3) 유효폭 산정

응력검토 시 전단지연(Shear Lag)의 영향에 의한 플랜지 및 바닥판의 유효폭을 고려하여 단면을 검토해야 하며, 산정 결과는 다음과 같다.

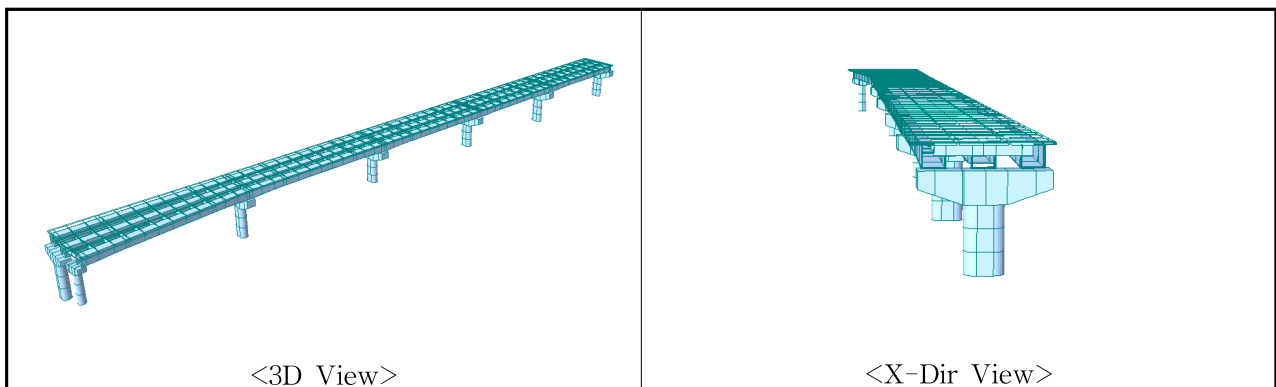
【표 5.2.48】 강재플랜지 및 콘크리트바닥판 유효폭 산정 결과(Block-5)

구 분	바닥판(m)			강재 플랜지(m)			비 고
	G1	G2	G3	G1	G2	G3	
1지간 중앙부	6.720	8.463	6.673	3.040	3.040	3.040	
1지간 지점부	5.702	6.865	5.667	2.727	2.727	2.727	
2지간 중앙부	6.616	8.256	6.570	3.040	3.040	3.040	
2지간 지점부	5.653	6.793	5.618	2.709	2.709	2.709	
3지간 중앙부	6.577	8.179	6.532	3.040	3.040	3.040	
3지간 지점부	5.534	6.620	5.501	2.667	2.667	2.667	
4지간 중앙부	6.531	8.088	6.487	3.040	3.040	3.040	
4지간 지점부	5.460	6.514	5.429	2.640	2.640	2.640	
5지간 중앙부	6.655	8.334	6.609	3.040	3.040	3.040	

2) 모델링

대상교량은 시공단계를 고려하기 위해 바닥판 경화 전후로 구분하여 모델링하였으며, 본 상신육교의 경우, 활하중 합성형 모델로 Modeling하여 시공단계에 따른 응력변화에 대해 이상화하였다. 구체적인 모델요소는 바닥판의 경우, Plate요소로, 거더 및 가로보는 Beam요소로 모델링하였으며, 교량받침은 ElasticLink를 활용하여 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

- 합성형 거더 - 바닥판과 강거더를 Rigid Link 연결(강체)



<그림 5.2.20> 상신육교 BLOCK-5 모델링

4) 하중산정

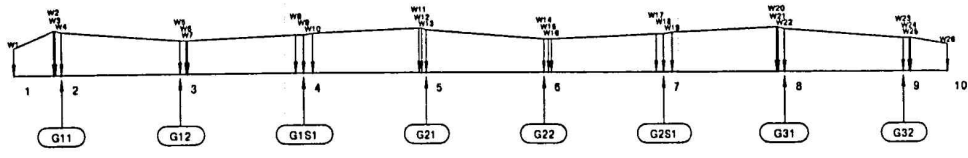
본 교량에 재하되는 하중은 준공도서 및 금회 현장조사 등을 적용하여 산정하였으며, 계산된 하중은 다음과 같다.

(1) 고정하중

- 1차 고정하중

- 바닥판 자중 : 강박스 거더에 재하된 단위길이당 하중(헌치부 자중고려)

구 분	적용하중	구 분	적용하중
W1	$0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$	W9	$0.347 \times 25.0 = 8.675 \text{ kN/m}^2$
W2	$0.394 \times 25.0 = 9.850 \text{ kN/m}^2$	W10	$0.350 \times 25.0 = 8.750 \text{ kN/m}^2$
W3	$0.393 \times 25.0 = 9.825 \text{ kN/m}^2$	W11	$0.394 \times 25.0 = 9.850 \text{ kN/m}^2$
W4	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$	W12	$0.393 \times 25.0 = 9.825 \text{ kN/m}^2$
W5	$0.305 \times 25.0 = 7.625 \text{ kN/m}^2$	W13	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$
W6	$0.302 \times 25.0 = 7.550 \text{ kN/m}^2$	W14	$0.305 \times 25.0 = 7.625 \text{ kN/m}^2$

구 분	적용하중	구 분	적용하중
W7	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$	W15	$0.302 \times 25.0 = 7.550 \text{ kN/m}^2$
W8	$0.344 \times 25.0 = 8.600 \text{ kN/m}^2$	W16	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$
 < 슬래브 자중 - BLOCK-5 >			

- 거더 자중 : 구조해석프로그램을 통해 자동계산하며, 각종 보강재 및 현장이음재, Diaphragm 등을 단위중량 할중으로 고려함.

- 2차 고정하중

- 포장하중 : 차도부 포장하중 $0.08\text{m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- 방호벽 및 중앙분리대 : $G1 = 16.788 \text{ kN/m}$
 $G2 = 8.845 \text{ kN/m}$

※ 최근(2021.3) 아스팔트 절삭 후 부분 재포장 보수공사를 실시하였으며, 기존 아스팔트 THK와 동일하게 아스팔트를 시공한 것으로 확인됨에 따라 설계치와 동일한 0.08m 적용

【표 5.2.49】 방호벽 및 중앙분리대 등의 대한 세부 계산(Block-5)

구 분	적용하중	비고
방호벽(좌)	$W=16.788 \text{ kN/m}$, $M=34.76 \text{ kN-m/m}$	좌측 단부
방호벽(우)	$W=8.845 \text{ kN/m}$, $M=16.753 \text{ kN-m/m}$	우측 단부

(2) 활하중

활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 활하중에 대한 이동하중해석 수행 시 기본 설정내용을 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.50】 이동하중해석 시 기본 설정내용(Block-5)

구 분	설 정 내 용	
해석지간(L)	2@60+55+2@50=275.0m	
연석간 교폭(Wc)	16.48m	
재하차로수(N)	$16.4 \leq Wc < 20.1 \text{ m} \quad \therefore N=5\text{차로}$	
설계차로폭(W)	$16.48/5 = 3.296 \text{ m} < 3.6 \text{ m} \quad \therefore W = 3.296 \text{ m}$	
활하중 모델 (DB24, DL24)	표준트럭하중(DB-24)	
	전륜(1축)	48.0 kN
	후륜(2축)	192.0 kN
	후륜(3축)	192.0 kN
	표준차로하중(DL-24)	
	Pm	108 kN
	PS	156 kN
	등분포하중	12.7 kN/m
충격계수(I) (DB24, DL24)	$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 49.507} = 0.168 < 0.3 \quad \therefore I = 0.168 \text{ 적용}$	
Tank 트레일러 모델	Tank 트레일러하중	
	전륜(1축)	45.0 kN
	중륜(2축)	90.0 kN
	중륜(3축)	90.0 kN
	후륜(4축)	65.0 kN
	후륜(5축)	65.0 kN
충격계수(I) (Tank 트레일러)	I = 0.15	

(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 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

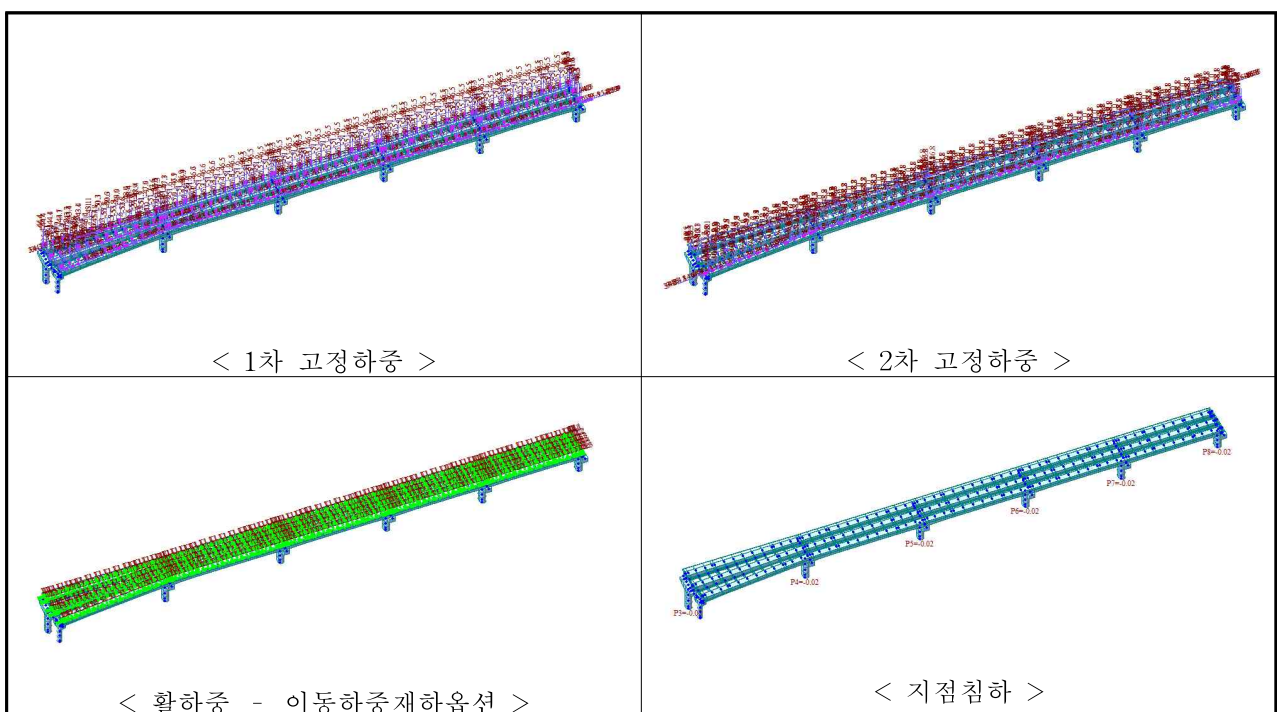
(5) 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 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) 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 각 지점별 20mm의 부등침하 발생

5) 하중재하도



<그림 5.2.21> 하중재하도(Block-5)

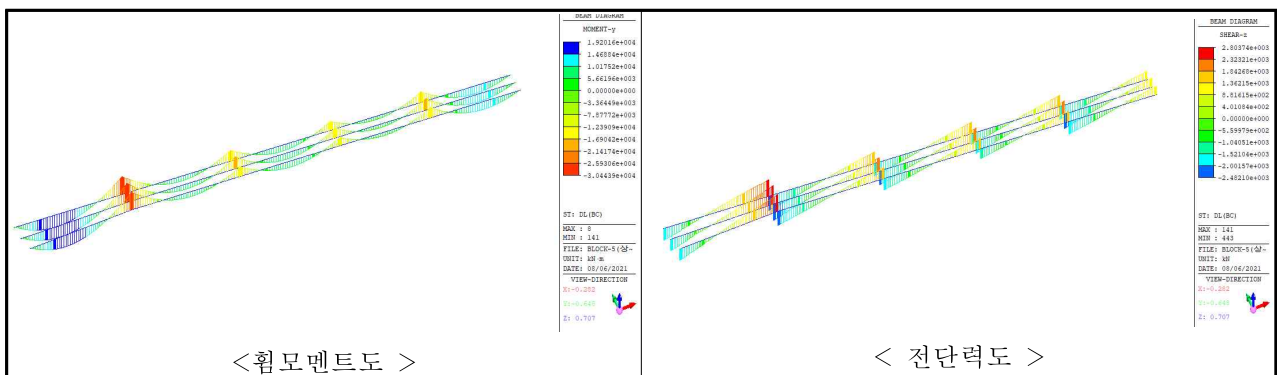
6) 하중조합

- LCB1 : 1차 고정하중
- LCB2 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중
- LCB3 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

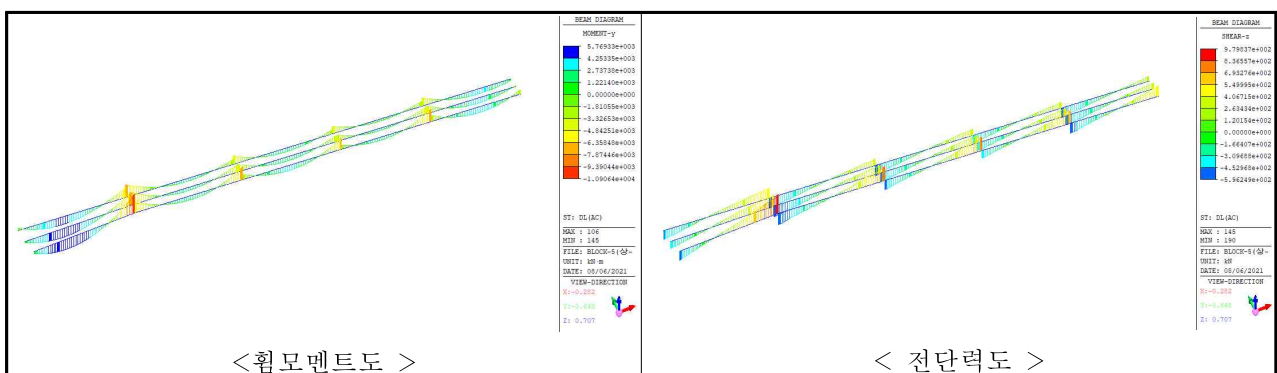
7) 구조해석 결과 및 검토

(1) 해석결과

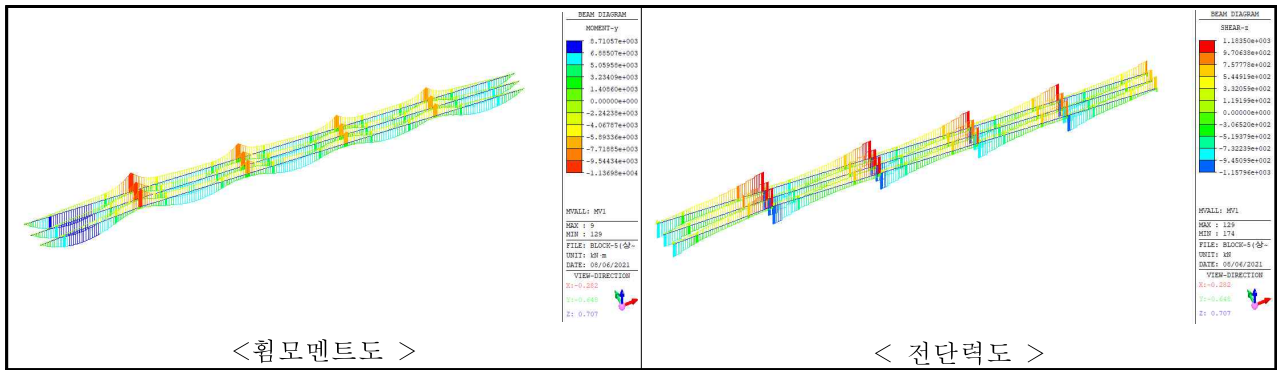
가) 하중조건별 단면력도



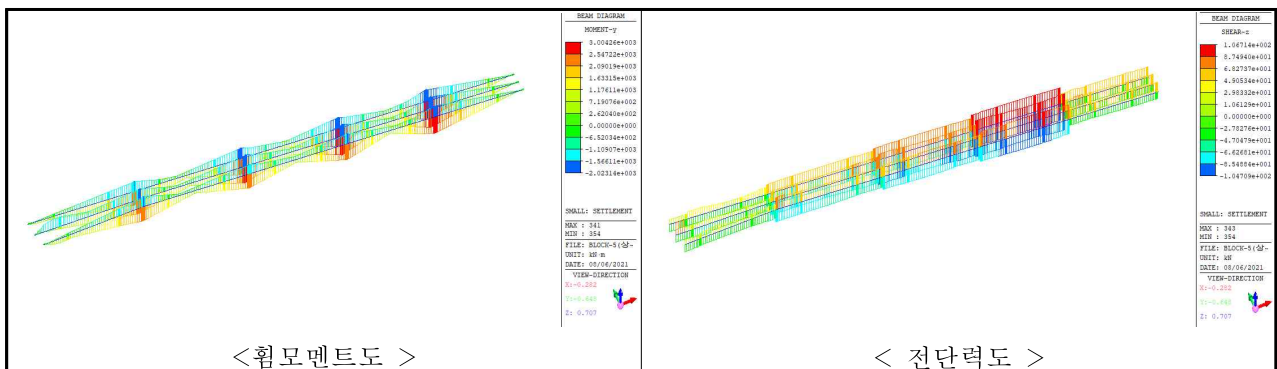
<그림 5.2.22> 1차 고정하중에 의한 단면력도(Block-5)



<그림 5.2.23> 2차 고정하중에 의한 단면력도(Block-5)



<그림 5.2.24> 활하중에 의한 단면력도(Block-5)



<그림 5.2.25> 지점침하에 의한 단면력도(Block-5)

나) 단면력 산정결과

외측 및 내측 경간의 중앙부, 지점부에 대한 강박스 거더의 단면력을 산정하였으며, 결과는 다음과 같다.

【표 5.2.51】 단면력 산정결과(Block-5)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
1지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	19201.64	4362.73	8461.05	754.59	
		전단력(kN)	-25.59	-34.56	-362.79	-38.47	
		비틀림모멘트(kN-m)	-223.79	-62.32	-716.36	-8.33	
	G2	휨모멘트(kN-m)	18504.54	5019.83	7921.78	718.61	
		전단력(kN)	-76.31	2.04	-336.7	-53.42	
		비틀림모멘트(kN-m)	-94	-47.06	-620.37	-1.34	
	G3	휨모멘트(kN-m)	18437.66	5746.59	7653.15	746.12	
		전단력(kN)	-42.94	34.67	-319.54	-38.56	
		비틀림모멘트(kN-m)	348.28	40.49	738.48	886.2	

【표 5.2.51】 단면력 산정결과 - 계속(Block-5)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
1지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-26935.1	-5188.98	-10757.2	-1504.92	
		전단력(kN)	2455.16	509.38	1172.7	41.09	
		비틀림모멘트(kN-m)	70.51	143	1531.67	179.25	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-28709.3	-6477.03	-9915.62	-1554.01	
		전단력(kN)	2755.55	548.87	1062.16	26.29	
		비틀림모멘트(kN-m)	776.89	237.74	1652.61	279.04	
	G3	휨모멘트(kN-m)	-26524	-10300.3	-10022.6	-1523.3	
		전단력(kN)	2483.9	964.38	1133.8	30.4	
		비틀림모멘트(kN-m)	1167.92	269.84	1369.36	388.59	
2지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	7760.76	1601.27	6646.49	606.77	
		전단력(kN)	-9.17	-20.41	-356.71	-70.21	
		비틀림모멘트(kN-m)	-17.83	-83.24	-521.49	-1.29	
	G2	휨모멘트(kN-m)	7991.89	1858.52	606.77	606.77	
		전단력(kN)	-15.73	12.66	-340.05	-69.98	
		비틀림모멘트(kN-m)	7.21	-178.98	-512.58	-14.95	
	G3	휨모멘트(kN-m)	7821.26	2268.27	6491.19	566.23	
		전단력(kN)	-24.32	29.04	-337.18	-65.17	
		비틀림모멘트(kN-m)	-20.5	-172.37	-549.77	-9.22	
2지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-16073.9	-2677.82	-8534.86	-1615.49	
		전단력(kN)	1730.82	326.26	1079.07	61.81	
		비틀림모멘트(kN-m)	-73.11	152.05	1251.17	2.72	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-17647.9	-4072.41	-8226.82	-1687.08	
		전단력(kN)	2001.77	389.06	1007.06	69.86	
		비틀림모멘트(kN-m)	22.7	193.34	1316.2	2.35	
	G3	휨모멘트(kN-m)	-14411.2	-6973.73	-7717.07	-1417.29	
		전단력(kN)	1637.4	723.11	1020.32	56.39	
		비틀림모멘트(kN-m)	75.55	45.59	991.79	6.57	

【표 5.2.51】 단면력 산정결과 - 계속(Block-5)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
3지간 중간부	G1	휨모멘트(kN-m)	9507.01	2116.73	6416.44	543.22	
		전단력(kN)	-49.88	-25.44	-372.1	-84.48	
		비틀림모멘트(kN-m)	4.27	-74.13	-514.08	-2.97	
	G2	휨모멘트(kN-m)	9789.69	2416.21	6182.19	543.38	
		전단력(kN)	-48.1	6.72	-353.86	-83.82	
		비틀림모멘트(kN-m)	-4.2	-151.66	-437.14	-4.05	
	G3	휨모멘트(kN-m)	9613.52	2878.98	6250.24	521.1	
		전단력(kN)	-45.26	30.76	-348.83	-76.54	
		비틀림모멘트(kN-m)	-8.6	-123.96	-501.62	-7.97	
3지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-13473.3	-2097.37	-7314.98	-1704.7	
		전단력(kN)	1701.41	330.2	1028.95	75.28	
		비틀림모멘트(kN-m)	-92.55	130.67	1113.81	5.25	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-14848.3	-3473.89	-7088.08	-1782.1	
		전단력(kN)	1951.64	391.64	965.72	83.5	
		비틀림모멘트(kN-m)	-29.62	150.55	1148.22	3.44	
	G3	휨모멘트(kN-m)	-12123	-6307.43	-6592.8	-1510.8	
		전단력(kN)	1611.39	707.94	969.59	68.11	
		비틀림모멘트(kN-m)	65.07	20.45	871.36	4.71	
4지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	5210.45	1010.76	5363.21	701.91	
		전단력(kN)	-131.65	-52.73	-394.01	-94.84	
		비틀림모멘트(kN-m)	34.08	-54.71	-537.34	-3.98	
	G2	휨모멘트(kN-m)	5524.53	1280.71	5166.93	693.24	
		전단력(kN)	-129.81	-18.67	-367.4	-95.01	
		비틀림모멘트(kN-m)	20.1	-104.69	-405.74	-3.51	
	G3	휨모멘트(kN-m)	5325.21	1795.1	5205.4	630.41	
		전단력(kN)	-111.1	23.14	-368.51	-89	
		비틀림모멘트(kN-m)	-10.31	-75.82	-462.09	-7.24	

【표 5.2.51】 단면력 산정결과 - 계속(Block-5)

부재위치		구 분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비 고
4지간 지점부	G1	휨모멘트(kN-m)	-15846.8	-4558.04	-7376.63	-1809.51	
		전단력(kN)	-1892.35	-495.92	-1020.78	-36.75	
		비틀림모멘트(kN-m)	24.65	8.33	-1119.16	-1.91	
	G2	휨모멘트(kN-m)	-17270.2	-4059.96	-7026.17	-1881.68	
		전단력(kN)	-2137.85	-480.97	-942.58	-41.17	
		비틀림모멘트(kN-m)	-110.47	188.03	-1153.38	-4.04	
	G3	휨모멘트(kN-m)	-14894.3	-3146.98	-6852.32	-1669.59	
		전단력(kN)	-1841.25	-507.12	-972.98	-34.37	
		비틀림모멘트(kN-m)	-184.28	217.87	-893.28	-2.49	
5지간 중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	12158.45	2925.51	6090.72	882.6	
		전단력(kN)	183.42	6.34	375.27	59.93	
		비틀림모멘트(kN-m)	-40.39	-65.24	592.94	0.68	
	G2	휨모멘트(kN-m)	12357.58	2849.42	5770.74	881.15	
		전단력(kN)	177.36	62.39	343.15	60.46	
		비틀림모멘트(kN-m)	12.6	-160.54	486.71	1.95	
	G3	휨모멘트(kN-m)	12091.48	3000.86	5879.81	852.72	
		전단력(kN)	189.3	111.83	358.54	57.4	
		비틀림모멘트(kN-m)	65.21	-161.28	482.54	3.25	

(2) 응력검토

강박스 거더에 대한 응력 검토는 각 지간의 최대 정모멘트부와 지점부 최대 부모멘트부에 대하여 실시하였으며, 합성형 시에는 크리프 및 건조수축, 온도차에 의한 응력도 고려하여 검토하였다. 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하면에 발생하는 최대응력은 허용응력($F.S = 1.081$)이내로 검토되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 거더에 대한 상세 검토과정 및 결과는 부록에 수록하였다.

【표 5.2.52】 거더응력 검토결과(Block-5)

부재위치		조합응력 (MPa)		전단응력 (MPa)		항복안전도 (MPa)		판 정
		작용	허용	작용	허용	작용	허용	
1지간 중앙부	G1	147.324	210.0	16.307	120.0	229.419	355.0	O.K
	G2	143.940	210.0	14.625	120.0	223.057	355.0	O.K
	G3	146.084	210.0	21.423	120.0	224.723	355.0	O.K
2 지간 중앙부	G1	107.816	174.2	13.513	120.0	221.917	355.0	O.K
	G2	108.033	174.2	13.173	120.0	139.707	355.0	O.K
	G3	109.545	174.2	13.235	120.0	225.560	355.0	O.K
3 지간 중앙부	G1	124.203	174.2	14.760	120.0	237.848	355.0	O.K
	G2	128.643	174.2	13.775	120.0	240.222	355.0	O.K
	G3	126.530	174.2	13.308	120.0	243.004	355.0	O.K
4 지간 중앙부	G1	85.632	174.2	17.409	120.0	172.046	355.0	O.K
	G2	90.919	174.2	15.685	120.0	175.306	355.0	O.K
	G3	88.009	174.2	14.811	120.0	176.814	355.0	O.K
5 지간 중앙부	G1	152.605	174.2	15.923	120.0	237.664	355.0	O.K
	G2	154.764	174.2	15.260	120.0	234.190	355.0	O.K
	G3	152.054	174.2	17.081	120.0	234.438	355.0	O.K

※ 압축응력 및 인장응력에 대해 절대값으로 표현

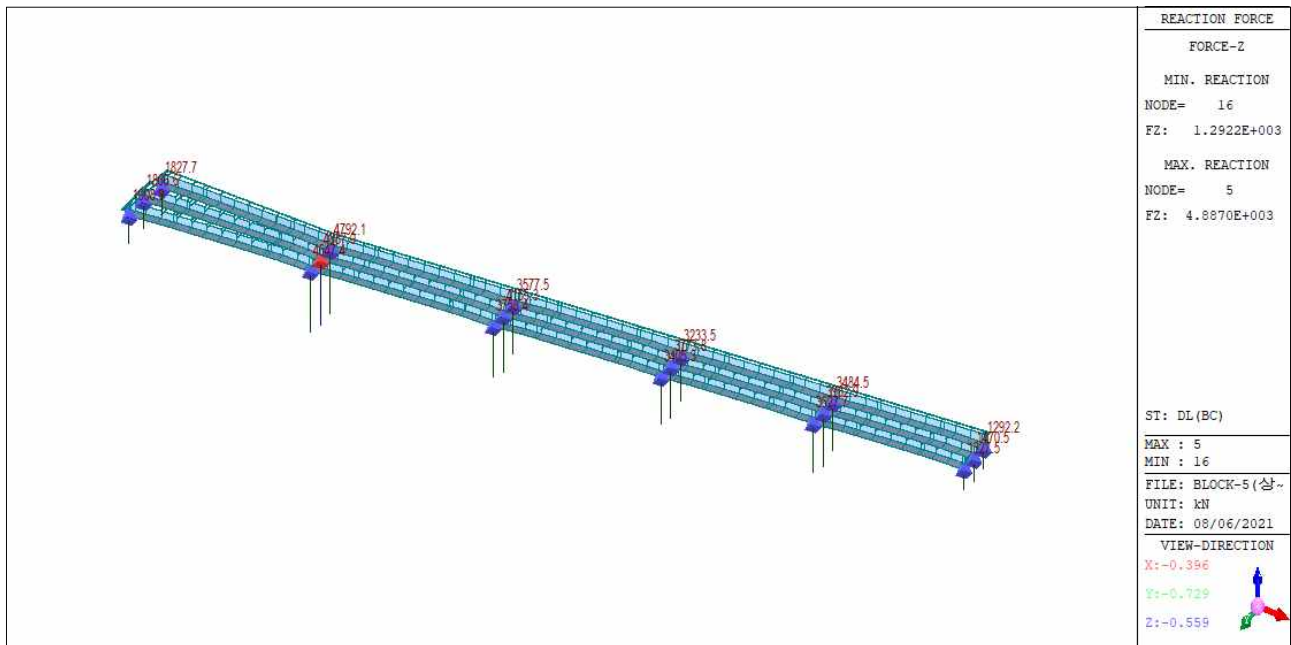
【표 5.2.52】 거더응력 검토결과 - 계속(Block-5)

부재위치		조합응력 (MPa)		전단응력 (MPa)		항복안전도 (MPa)		판 정
		작용	허용	작용	허용	작용	허용	
1지간 지점부	G1	167.531	241.5	64.262	120.0	236.257	360.0	O.K
	G2	173.294	241.5	70.565	120.0	242.123	360.0	O.K
	G3	154.905	210.0	74.431	120.0	244.005	360.0	O.K
2지간 지점부	G1	175.876	221.183	48.748	120.0	254.888	360.0	O.K
	G2	186.753	221.183	53.153	120.0	268.720	360.0	O.K
	G3	177.042	221.183	51.381	120.0	254.156	360.0	O.K
3지간 지점부	G1	177.888	204.413	47.316	120.0	252.689	360.0	O.K
	G2	189.109	204.413	51.257	120.0	267.287	360.0	O.K
	G3	180.583	204.413	49.755	120.0	254.224	360.0	O.K
4지간 지점부	G1	179.623	234.6	51.394	120.0	252.436	360.0	O.K
	G2	184.437	234.6	53.548	120.0	257.247	360.0	O.K
	G3	168.440	234.6	49.414	120.0	234.881	360.0	O.K

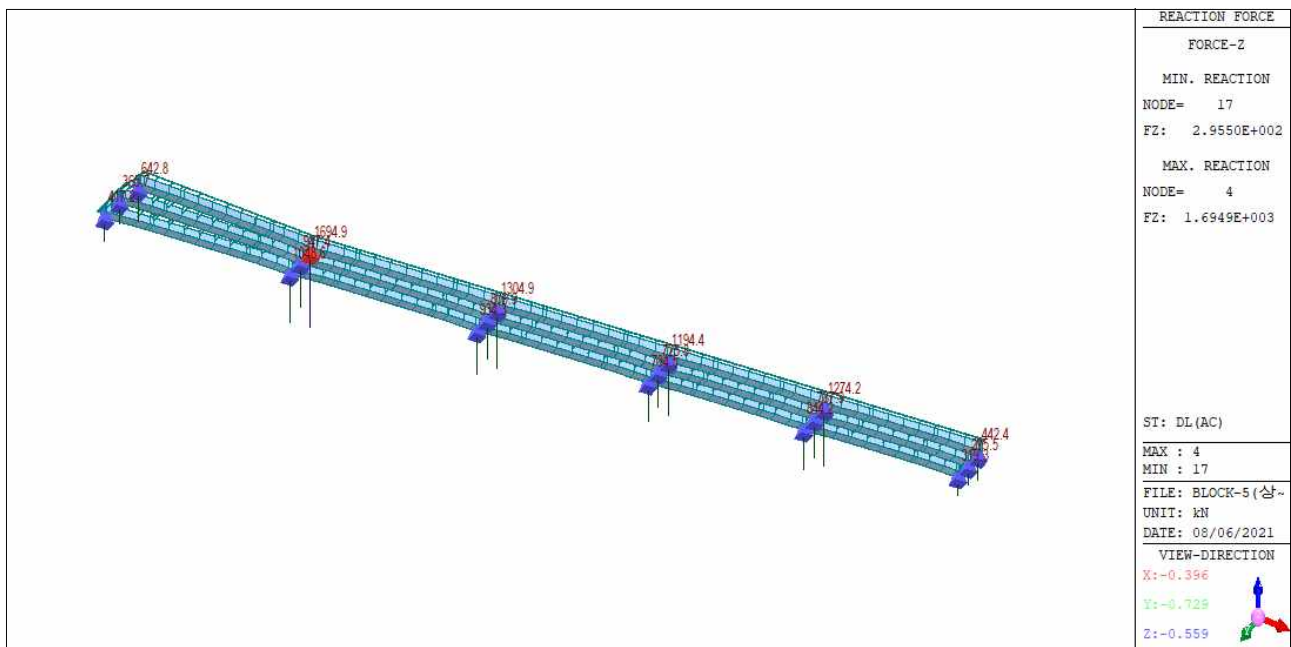
※ 압축응력 및 인장응력에 대해 절대값으로 표현

다. 교량받침 검토

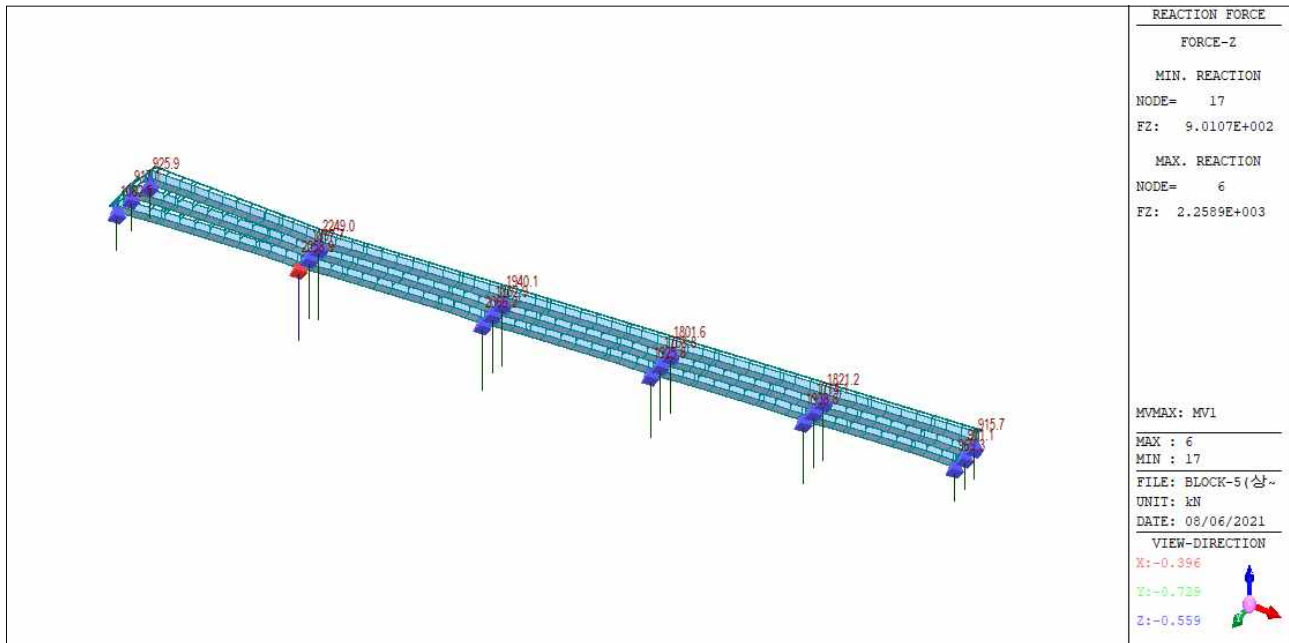
교량받침의 사용하중에 의한 받침용량을 검토하기 위해 하중조건별 반력을 산출하였으며 그 결과는 다음과 같다.



<그림 5.2.26> 1차 고정하중에 의한 받침반력도(Block-5)



<그림 5.2.27> 2차 고정하중에 의한 받침반력도(Block-5)



<그림 5.2.28> 활하중에 의한 받침반력도(Block-5)

교량받침에 대한 용량검토결과, 전 지점에서 허용반력 이내로 나타났으며, 용량에 대한 안전성을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

【표 5.2.53】 받침반력 산출 결과(Block-5) [단위 : kN]

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L+I)	계	받침 용량	검토 결과
P3	Sh1	2470.48	925.86	3396.34	4000.0	OK
	Sh2	2232.30	917.09	3149.39	4000.0	OK
	Sh3	2326.02	1082.50	3408.52	4000.0	OK
P4	Sh1	6487.04	2249.04	8736.08	11000.0	OK
	Sh2	5834.42	1897.65	7732.07	11000.0	OK
	Sh3	5695.98	2258.86	7954.84	11000.0	OK
P5	Sh1	4882.39	1940.10	6822.49	8000.0	OK
	Sh2	4965.19	1802.88	6768.07	8000.0	OK
	Sh3	4692.64	2066.23	6758.87	8000.0	OK

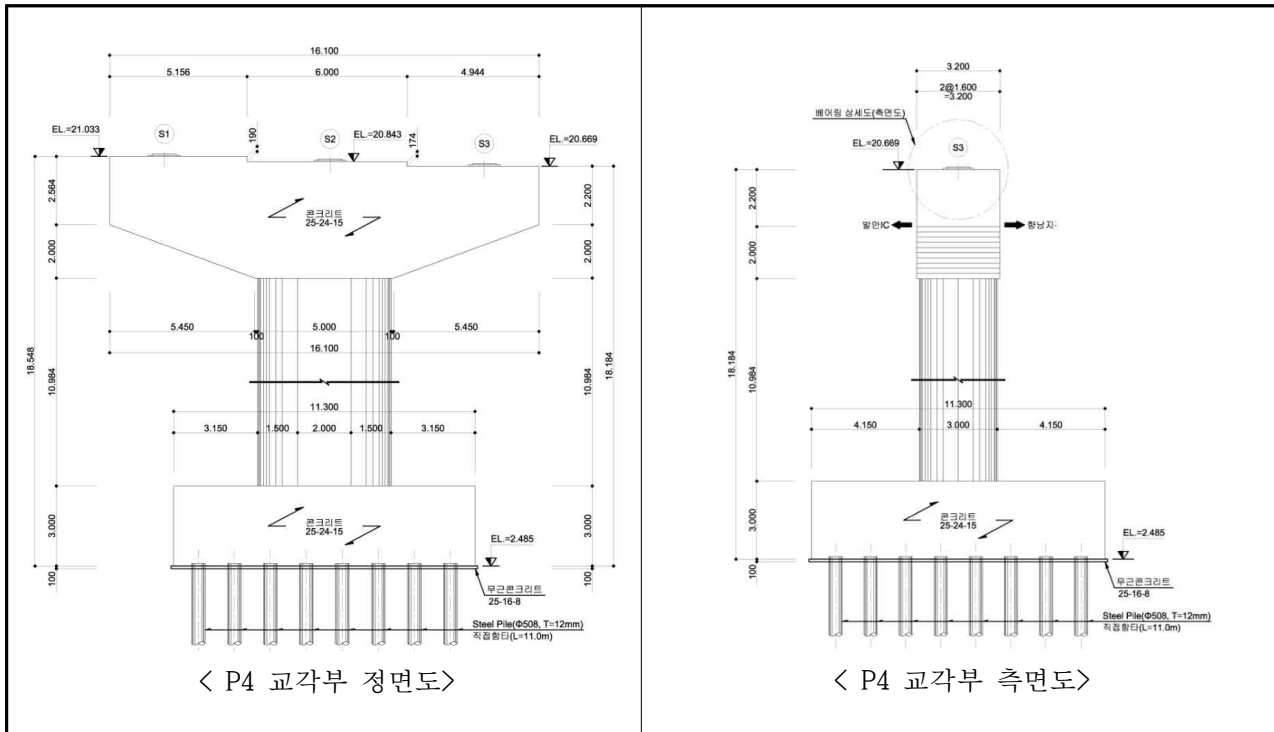
【표 5.2.53】 받침반력 산출 결과(Block-5) [단위 : kN] - 계속

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L+I)	계	받침 용량	검토 결과
P6	Sh1	4427.85	1801.64	6229.49	8000.0	OK
	Sh2	4499.58	1708.80	6208.38	8000.0	OK
	Sh3	4189.72	1925.84	6115.56	8000.0	OK
P7	Sh1	4758.66	1821.17	6579.84	8000.0	OK
	Sh2	4770.73	1714.14	6484.87	8000.0	OK
	Sh3	4471.85	1938.75	6410.60	8000.0	OK
P8	Sh1	1734.61	915.74	2650.35	3000.0	OK
	Sh2	1766.02	901.07	2667.09	3000.0	OK
	Sh3	1646.75	969.35	2616.10	3000.0	OK

라. 교각 검토

교각에 대한 안전성 검토 시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러)과 풍하중, 온도하중이며 검토교각의 단면제원은 다음과 같다.

1) 검토단면



<그림 5.2.29> 하부구조 검토단면(BLOCK-5)

2) 하중산정

(1) 상부구조 고정하중(D)

상부구조의 고정하중은 거더응력 검토시, 적용된 제원을 활용하였다.

- 콘크리트 $W_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)
- 강재 $W_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 및 활중 적용)

(2) 하부구조 고정하중(D)

- $W = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)

(3) 활하중

설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러, 충격계수 포함)의 편심을 고려하여 구조해석프로그램의 Moving Load(Traffic Line Lanes)을 활용하여 재하하였다.

(4) 풍하중

가) 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.54】 상부구조의 풍하중(Block-5) [단위 : kN/m]

단면형상	풍하중	비고
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B/D)] \times D \geq 6$	적용
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	-

- $B/D = 16.93 / 4.28 = 3.956 [1 \leq B/D < 8]$
- $W_1 = [4.0 - 0.2 \times (16.93/4.28)] \times 4.28 = 13.734 \text{ kN/m} \geq 6.000 \text{ 이므로} = 13.734 \text{ kN/m}$
- $P_1 = 13.734 \times (60.000 + 60.000) / 2 = 824.04 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 0.5 + 4.28/2 = 2.64 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 824.04 \times 2.64 = 2175.466 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.55】 하부구조의 풍하중(Block-5) [단위 : MPa]

구분		풍하중	비고
각형	활하중 재하 시	1.500×10^{-3}	코핑부
	활하중 비재하 시	3.000×10^{-3}	
원형	활하중 재하 시	0.750×10^{-3}	기둥부
	활하중 비재하 시	1.500×10^{-3}	

- $W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 4.50 \times 3.20 = 43.2 \text{ kN}$
- $W'_{\text{column}} = 1.500 \times 3.000 = 4.50 \text{ kN/m}$
- ※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

- 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

- $P_h = 1.500 \times (60.000 + 60.000)/2 = 90.0 \text{ kN}$
- 작용위치 $h = 5.5 \text{ m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = 90.000 \times 5.5 = 495.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

나) 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

$$\bullet W'_{\text{copping}} = 3.00 \times 4.50 = 13.50 \text{ kN/m}$$

$$\bullet W'_{\text{column}} = 1.500 \times 5.00 = 7.50 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

(5) 온도하중

가) 교축직각방향

- 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

나) 교축방향

- 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

$$\bullet \delta = 0.000012 \times 25.0 \times 17.5 = 0.00525 \text{ m}$$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{\xi \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

$$\bullet P_h = 3 \times 25811006 \times 13.06858 \times 1 \text{EA} \times 0.00525 / 13.466^3 = 2175.695 \text{ kN}$$

- 교량받침에 의한 수평력

$$\bullet \text{상부 고정하중} : V_d = 14540.2 \text{ kN}$$

$$\bullet \text{교량받침 마찰계수} : \mu = 0.05$$

$$\bullet P_h = \mu \times W = 14540.2 \times 0.05 = 727.01 \text{ kN}, \text{ 따라서 } 727.01 \text{ kN을 적용함.}$$

3) 하중조합

교각에 대한 안전성 검토를 위하여 도로교설계기준(2010)의 하중조합에 의거, 해석을 수행하였다.

(1) 계수하중 검토시 하중조합

【표 5.2.56】 계수하중 검토시 하중조합(Block-5)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
ULB01	1.30	2.15					
ULB02	1.30		2.15				
ULB03	1.30			2.15			
ULB04	1.30				1.30		
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30	
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30	
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30	
ULB08	1.30	1.30					1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25
ULB22	1.00						
ULB23	1.30	1.30					
ULB24	1.30		1.30				
ULB25	1.30			1.30			
ULB26	1.20				1.20		

【표 5.2.56】 계수하중 검토시 하중조합 - 계속(Block-5)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
UEB01	1.00	2.15					
UEB02	1.00		2.15				
UEB03	1.00			2.15			
UEB04	1.00				1.30		
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30	
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30	
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30	
UEB08	1.00	1.30					1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25
UEB22	1.00						
UEB23	1.00	1.30					
UEB24	1.00		1.30				
UEB25	1.00			1.30			
UEB26	0.90				1.20		

(2) 사용하중 검토시 하중조합

【표 5.2.57】 사용하중 검토시 하중조합

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
SVB01	1.00	1.00					
SVB02	1.00		1.00				
SVB03	1.00			1.00			
SVB04	1.00				1.00		
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00	
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00	
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00	
SVB08	1.00	1.00					1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00
SVB22	1.00						

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력 (L1 : 만재하 L2, L3 : 좌우 편재하)

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

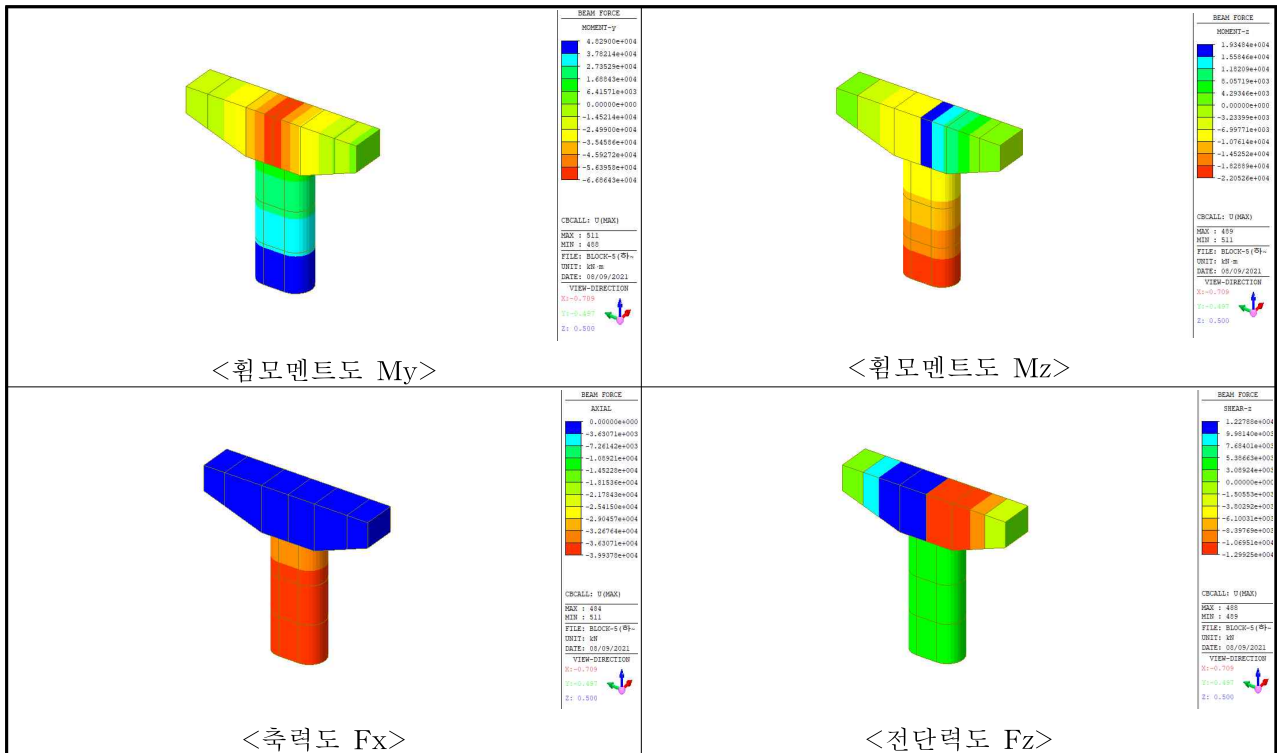
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

4) 구조해석

하부구조는 보요소를 이용하여 모델링하였으며 교각의 외부 경계조건은 기초본체 중앙부에 고정(Fixed)으로 설정하였다. 한편 교량받침은 탄성연결요소(Elastic Link)를 이용하여 이상화하였으며 이를 통해 상부와 하부구조를 해석모델 상에서 일체화함으로써 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

(1) 교각해석 결과



<그림 5.2.30> 계수하중(Envel.)에 의한 단면력도(Block-5)

5) 교각검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였으며, 내민보의 경우, 브래킷 및 깊은보를 판명하여 단면검토를 실시하였다.

(1) 코핑부 검토

가) 검토 조건

• 설계기준강도	: $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$
• 인장철근항복강도	: $f_y = 300 \text{ MPa}$
• 단면폭(b)	: 3200.000mm
• 단면높이(h)	: 4200.000 mm
• 주인장철근(A_s)	: D29-31EA × 4단
• 수평 철근량(A_h)	: D22-13EA × 8단
• 계수모멘트(M_u)	: 37169.3 kN · m, 35037.9 kN · m
• 계수전단력(V_u)	: 10739.7 kN, 11555.4 kN
• 계수축력(N_u)	: 0.0 kN, 0.0 kN

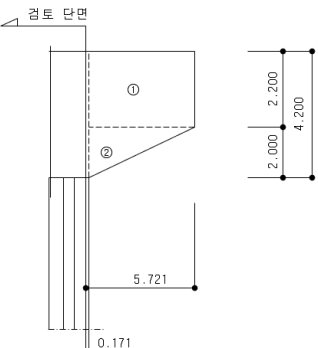
- 설계방법 결정

내민보(좌) : $a/d = 3.461/3.875 = 0.893 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

내민보(우) : $a/d = 3.032/3.875 = 0.782 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

나) 브래킷 검토결과

전단경간(a)에 대한 깊이(d)의 비가 0.773(1.0 이하)로 브래킷으로 판정되었으며, 검토결과 주인장철근과 폐합스터럽 및 띠철근의 사용철근량이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

브래킷 검토단면	단면 제원
	- 기둥 직경 : 5.0×3.0m(트랙형) - 코핑부 폭 : 3.2m - 코핑부 높이 : 외단부 2.2m, 내측부 4.2m - 주인장 철근량 : Total D29-124EA - 수평 철근량 : Total D22-104EA - 위험단면 : 기둥끝단으로부터 0.171m 위치

【표 5.2.58】 브래킷 검토결과 요약(Block-5)

구 분	H(mm)	d(mm)	브래킷 검토				평 가
			주인장철근(mm ²)		수평철근(mm ²)		
			소요	사용	소요	사용	
내민보(좌)	4200	3875	48208.051	79657.600	19629.151	40258.00	O.K(1.652)
내민보(우)	4200	3875	46682.246	79657.600	18526.373	40258.00	O.K(1.706)

다) 깊은보 검토결과

Ln에 대한 깊이(d)의 비가 1.0초과, 5.0 이하로 판명되므로 깊은보 규정에 따라 계산하였으며, 검토결과 전단철근이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

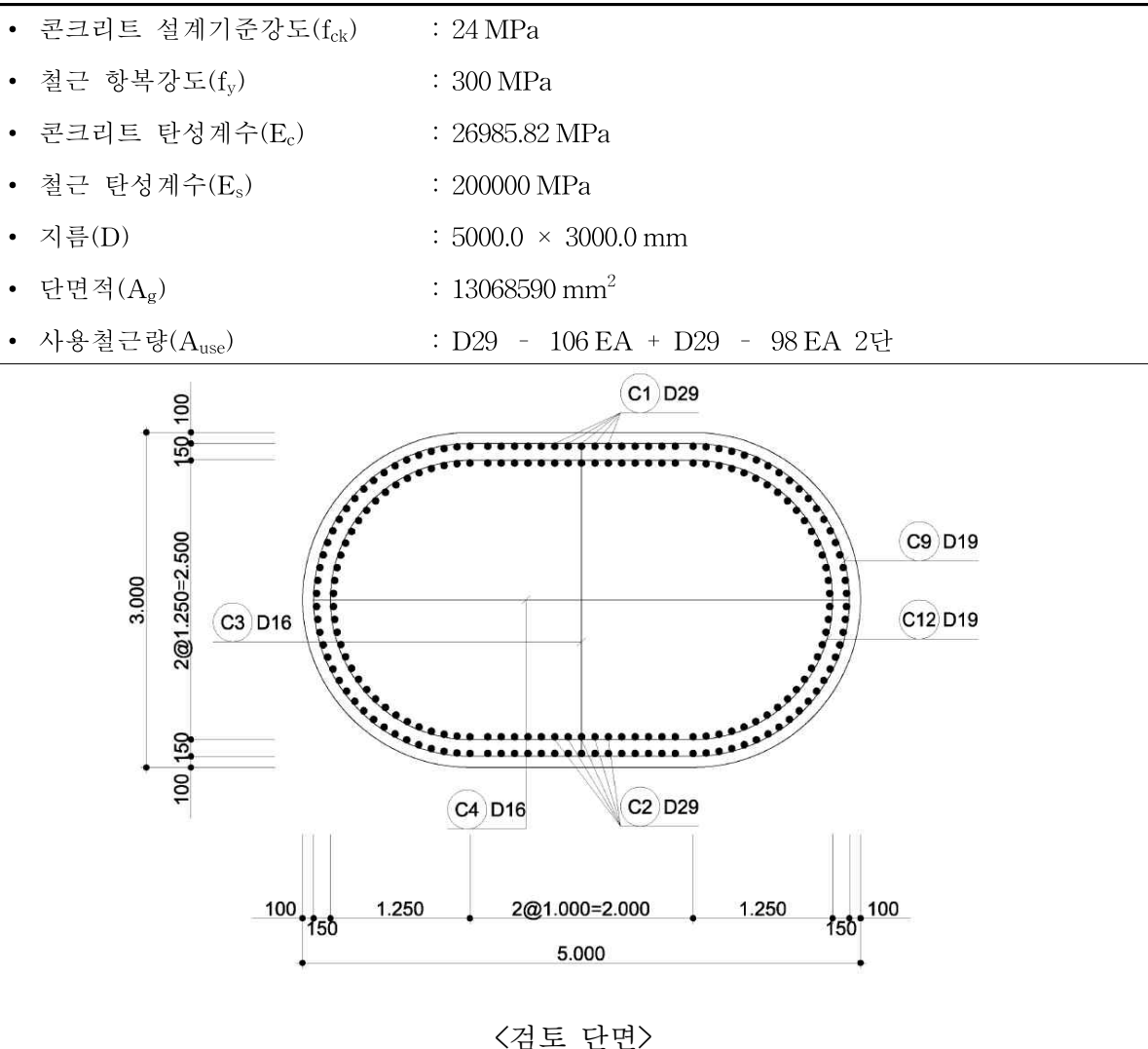
【표 5.2.59】 깊은보 검토결과 요약(Block-5)

구분	H (mm)	피복 d'(mm)	requiredAs (mm ²)	usedAs (mm ²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	3000	325	38494.69	79657.6	37169.3	74993.697	2.018	O.K
내민보(우)	3000	325	36906.46	79657.6	35670.1	74993.697	2.102	O.K

검토부재	Vu (kN)	φVc (kN)	φVs (kN)	φVn (kN)	Av	Ah	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	10739.7	8099.65	18082.45	26182.10	D19-8EA @150	D22-8EA @150	2.438	O.K
내민보(우)	11555.40	8099.65	18169.36	26269.01	D19-8EA @150	D22-8EA @150	2.273	O.K

(2) 기둥부 검토

가) 검토조건



나) 단면력 산정

【표 5.2.60】 단면력 산정 결과 요약(최저안전율 하중조합, Block-5)

구 분	Pu (kN)	Mu (kN · m)				Vu (kN)
		Top		Bottom		
		Sway	Non Sway	Sway	Non Sway	
y축	37600.113	5514.708	8256.399	19337.973	28952.039	3142.653
z축		-1134.826	616.726	-1252.624	-2439.270	-288.947

다) 확대모멘트의 계산

- 횡구속여부 판단

【표 5.2.61】 기둥 횡구속여부 판단(Block-5)

ΣP_u	교축방향(y)				교축직각방향(z)			
	Δ	V_u	Q	판 단	Δ	V_u	Q	판 단
33025.092	11.883	3142.653	0.011	횡구속	-0.345	-288.947	0.004	횡구속
$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta}{V_u I_c}$ $Q > 0.05$: 비횡구속, $Q \leq 0.05$: 횡구속 ΣP_u : 수직하중(kN) Δ : 상대변위(mm) I_c : 기둥길이 = 10.984 m V_u : 전단력(kN)								

※ ΣP_u 및 V_u , Δ 는 기둥 최상단부의 단면력으로 산정함.

교각의 횡구속여부를 판단하기 위해 층안정지수를 활용하였으며, 교축 및 교직방향의 경우, 횡구속으로 산정되었다. 유효길이계수는 안전측 검토를 위해 2.0으로 산정하여 구조해석을 실시하였다.

- 임계하중 산정

【표 5.2.62】 임계하중 산정 결과(Block-5)

교축방향(y)				교축직각방향(z)			
k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)	k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)
2.000	0.600	57183475.68	1169470.455	2.000	0.600	148723306.3	3041569.45
$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ β_d : 0.600 EI : 휨강성 E_c : 26985.82 MPa k : 유효좌굴길이계수 y축 : k=2, z축 : k=2 $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$ I : y축 8.476 m⁴, z축 22.04466 m⁴ l_u : 10.984m							

- 확대모멘트 산정(횡구속의 경우)
- 세장비 검토

【표 5.2.63】 세장비 검토 결과(횡구속, Block-5)

교축방향(y축)				교축직각방향(z축)			
k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
2.000	27.278	30.578	단주	2.000	16.914	32.316	단주
M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트 $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$ M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-) $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경 - y축 = 0.805 m - z축 = 1.299 m							

- 확대모멘트계수 산정

【표 5.2.64】 확대모멘트계수 산정 결과(횡구속, Block-5)

구 분	Cm	Pu (kN)	Pc (kN)	δ_{ns}	Mu (kN · m)		$\delta_{ns} \cdot M2$ (kN · m)
					Mu	M2min	
y축	0.714	37600.113	1169470.455	1.000	48290.006	3948.012	48290.006
z축	0.656	37600.113	3041569.450	1.000	-3691.893	6204.019	-3691.893
$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$ 기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, $C_m = 1.0$ $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$ M2min = Pu · emin 이상이어야 함 emin = 15 + 0.03 · h (mm) - y축 = 105.00 mm - z축 = 165.00 mm							

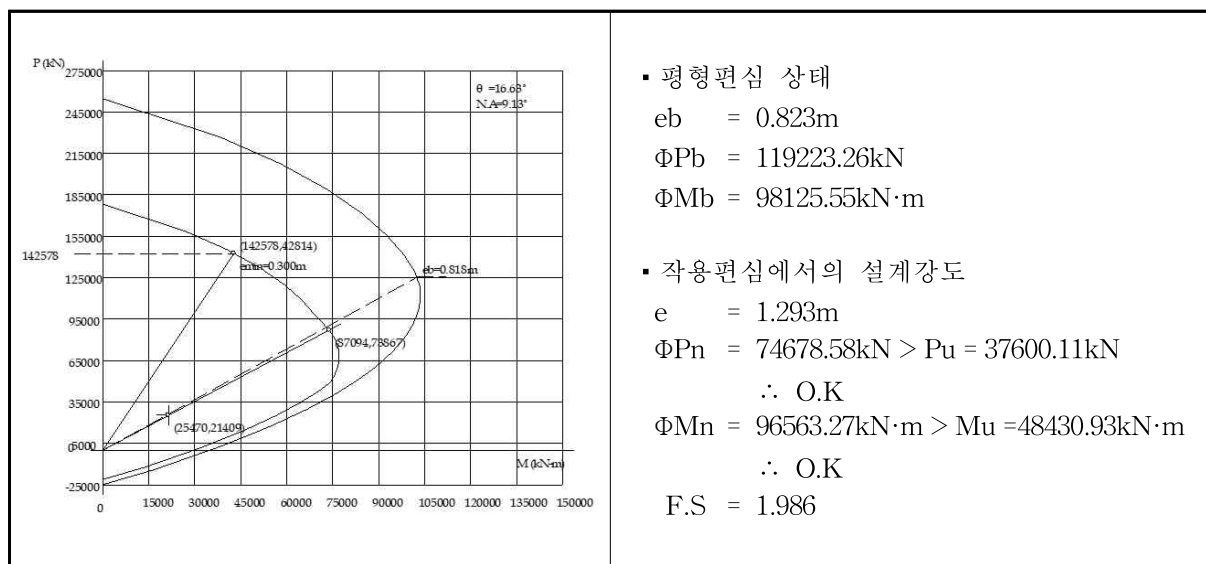
- 확대모멘트 산정 결과 요약

【표 5.2.65】 확대모멘트 산정 결과 요약(Block-5)

Pu(kN)	Mcy(kN·m)	Mc _z (kN·m)	Mc(kN·m)	비 고
37600.11 kN	48290.01 kN·m	-3691.89 kN·m	48430.93 kN·m	

라) P-M 상관도에 의한 안전성평가 결과

【표 5.2.66】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성평가 결과 요약(최저안전율, Block-5)



마. 전회차 정밀안전진단과의 비교분석

금회 진단은 준공 후 최초 실시되는 정밀안전진단으로 금회 실시된 교량의 안전성평가 결과를 활용하여 향후, 실시될 진단의 비교·분석자료로 활용되어야 한다.

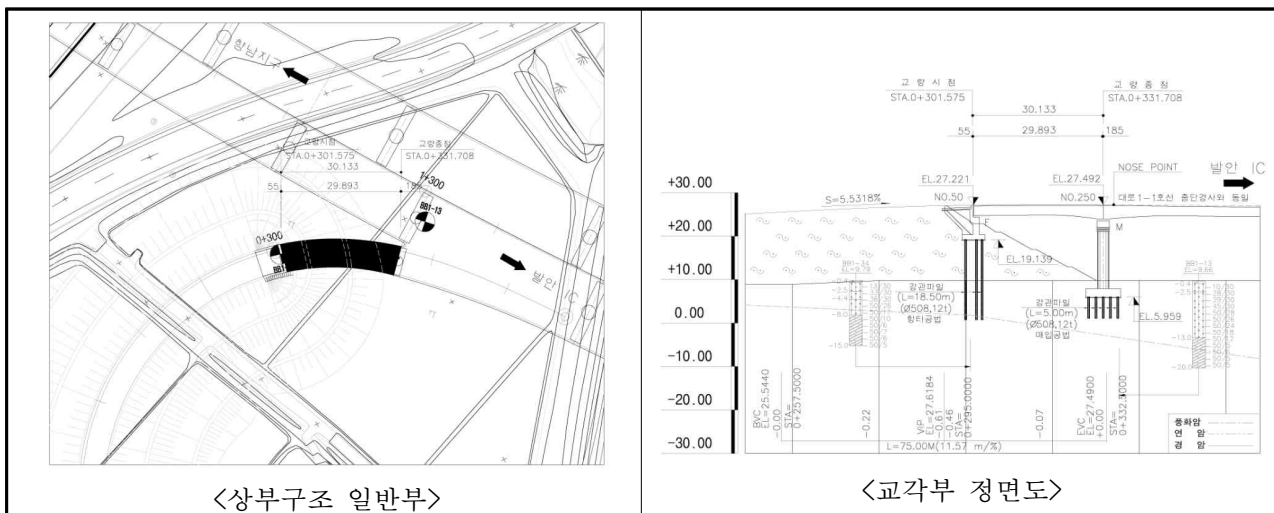
5.2.3 상신연결로 D교(램프-D)

가. 해석조건

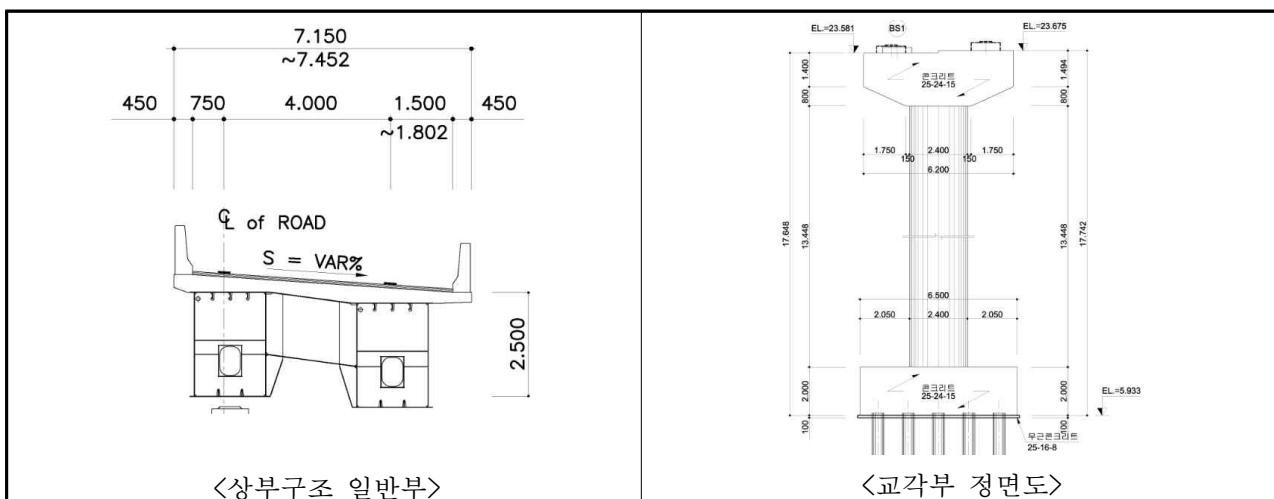
1) 기본사항

- 상부구조 : 강박스 거더교 (STB)
- 하부구조 : T형 교각, 말뚝기초
- 경간구성 : L = 30.0m R= 63.0m
- 교량폭원 : B = 7.150~7.452 m
- 교량등급 : 1등교(DB-24, DL-24, Tank트레일러)

2) 해석단면



〈그림 5.2.31〉 상신육교 중 · 평면도(상신연결로 D교)



〈그림 5.2.32〉 상부 · 하부구조 단면도(상신연결로 D교)

3) 사용재료 및 허용응력

(1) 콘크리트

가) 재료특성

콘크리트의 압축강도는 구조요소별 실측 비파괴강도가 설계기준강도 이상으로 평가되어 설계기준강도를 적용하며, 탄성계수 등은 도로교설계기준 상의 관련 규정을 따른다.

【표 5.2.67】 콘크리트 재료특성(상신연결로 D교)

구 분	콘크리트 강도			탄성계수주)	
	비파괴강도	설계기준강도	적 용	추정식	적 용
상부구조	27MPa 이상	27.0MPa	27.0MPa	$8500 \sqrt[3]{f_{cu}}$	26701.7MPa
하부구조	24MPa 이상	24.0MPa	24.0MPa		25811.0MPa

나) 허용응력

【표 5.2.68】 합성거더에서 콘크리트의 허용압축응력(상신연결로 D교)

하중의 조합			허용응력(MPa)
1	주하중	1) 바닥판으로서의 작용	0.4fck
		2) 주거더 단면의 일부로서의 작용	
		3) 1)과 2)를 동시에 고려할 때	
2	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차		1.1)항의 15%증가

【표 5.2.69】 합성거더에서 콘크리트의 허용인장응력(상신연결로 D교)

하중의 조합		허용응력(MPa)	
1	주하중	바닥판의 상하연	0.07fck로 하되 2.5이하
		바닥판 두께의 중심	0.04fck로 하되 1.5이하
2	활하중, 충격을 제외한 주하중	0.0	
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	1항의 15% 증가	

(2) 강재

가) 재료특성

【표 5.2.70】 강재의 재료특성(상신연결로 D교)

강종	단위중량 (kN/m')	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	선팽창계수	비고
SM520	78.5	355.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	주부재
SM400	78.5	235.0	2.05×10^5	1.2×10^{-5}	부부재

나) 허용응력

【표 5.2.71】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력(강재 판두께 40mm이하, 상신연결로 D교)

구 분	허용응력(MPa)
• 축방향인장 및 휨인장 응력	215
• 허용 휨압축응력 (바닥판에 고정되어 횡좌굴이 일어나기 어려운 경우)	215
• 허용 전단응력	120

【표 5.2.72】 합성거더에서 강재 거더의 허용응력 증가율(상신연결로 D교)

하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15

(3) 철근

가) 재료특성

본 구조해석에 사용된 철근의 재료특성은 다음과 같다.

【표 5.2.73】 철근의 재료특성(상신연결로 D교)

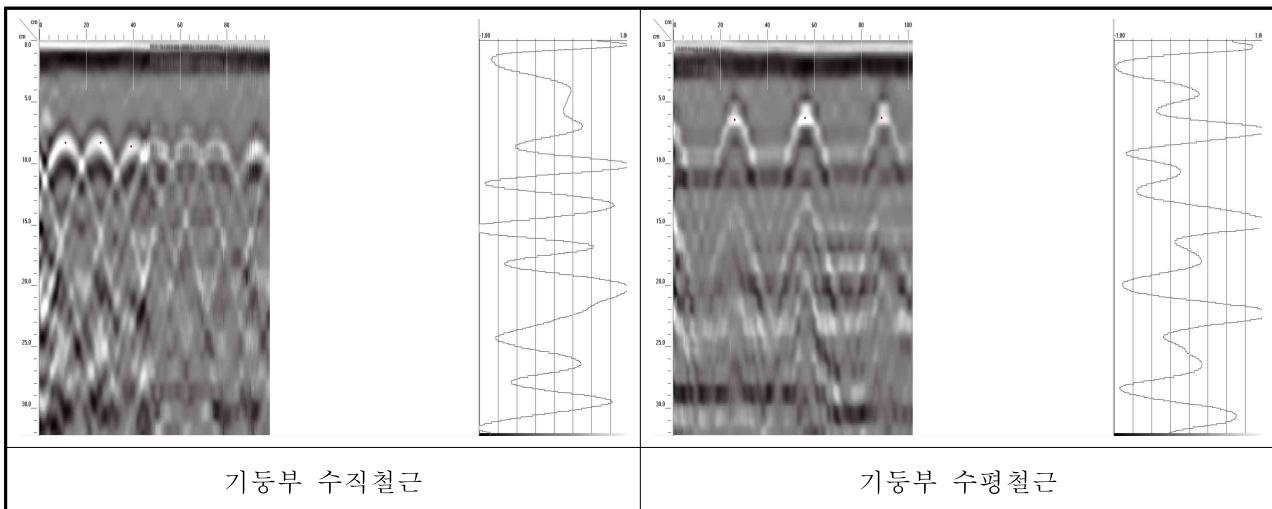
구 분	사용기준	항복강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	허용응력 (MPa)
바닥판	SD 400	400	2.0×10^5	180
교 각	SD 300	300		150

나) 철근탐사 결과

철근배근조사결과, 바닥판 및 기둥부의 철근배근상태가 설계도서의 배근상태와 유사하게 측정되었으므로, 설계치를 활용하여 구조안전성 검토를 실시하였다.

【표 5.2.74】 철근배근간격 및 피복두께(상신연결로 D교)

구 분	주철근 간격 (mm)			피복두께 (mm)		
	설계도서	실측(평균)	적 용	설계도서	실측(평균)	적 용
기 둥	D32@125	≒125.0	D32@125	100	≒100	100



1) 하중조건

안전성검토 시 적용하중의 강도와 이에 대한 산정 근거를 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.75】 적용하중의 강도 및 산정근거(상신연결로 D교)

적용하중	하 중 강 도			산정근거						
고정하중(D)	<table><tr><td>강재</td><td>철근콘크리트</td><td>아스팔트 포장</td></tr><tr><td>78.5kN/m³</td><td>25.0kN/m³</td><td>23.0kN/m³</td></tr></table>			강재	철근콘크리트	아스팔트 포장	78.5kN/m ³	25.0kN/m ³	23.0kN/m ³	도로교설계기준
	강재	철근콘크리트	아스팔트 포장							
78.5kN/m ³	25.0kN/m ³	23.0kN/m ³								
활하중(L)	• 하중등급 DB-24 (총중량 : 432 kN), DL-24, Tank 트레일러									
충 격 (I)	• $I = \frac{15}{40+L} \leq 0.3$, Tank 트레일러의 경우 0.15			도로교설계기준						
크리프 및 건조수축	• 크리프계수 : 2.0 • 크리프 계산을 위한 탄성계수비 : 16.0 • 건조수축 변형률 27×10^{-5} • 건조수축계산을 위한 크리프계수 : 4.0			도로교설계기준						
풍하중 (W)	• 상부구조 ◦ 활하중 비재하시			도로교설계기준						
	<table><tr><td>단면형상</td><td>풍하중</td></tr><tr><td>$1 \leq B/D \leq 8$</td><td>$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$</td></tr><tr><td>$8 \leq B/D$</td><td>$2.4 \times D \geq 6$</td></tr></table> ◦ 활하중에 작용하는 풍하중 WL = 1.50 kN/m • 하부구조(활하중 비재하시) ◦ 각형 : $P = 3.00 \times 10^{-3}$ MPa ◦ 원형 : $P = 1.50 \times 10^{-3}$ MPa ※ 활하중 재하시 1/2 적용				단면형상	풍하중	$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$	$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$
단면형상	풍하중									
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B / D)] \times D \geq 6$									
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$									
온도하중 (T)	• 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^{\circ}\text{C}$			도로교설계기준						
충돌하중 (CO)	• $P = 0.1 \times W \times v$			도로교설계기준						

나. 바닥판검토

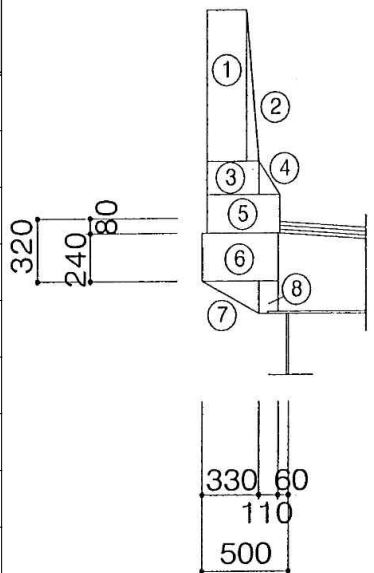
1) 단면력 산정

(1) 캔틸레버(좌측)

가) 고정하중

【표 5.2.76】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(캔틸레버 좌측, 상신연결로 D교)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
①	$0.23 \times 0.8 \times 25.0 =$	4.600	0.295	1.357
②	$0.5 \times 0.07 \times 0.8 \times 25.0 =$	0.700	0.157	0.110
③	$0.3 \times 0.175 \times 25.0 =$	1.313	0.260	0.341
④	$0.5 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.263	0.070	0.018
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25.0 =$	2.153	0.200	0.431
⑥	$0.44 \times 0.24 \times 25.0 =$	2.640	0.220	0.581
⑦	$0.5 \times 0.33 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.722	0.220	0.159
⑧	$0.11 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.481	0.055	0.026
계		12.872		3.023



나) 풍하중

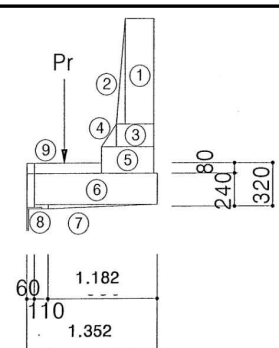
- $P_w = 3.000 \text{ kN/m}^2 \times 1.18 \text{ m} = 3.540 \text{ kN/m}$
- $M_w = 3.300 \times 0.74 = 2.6196 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

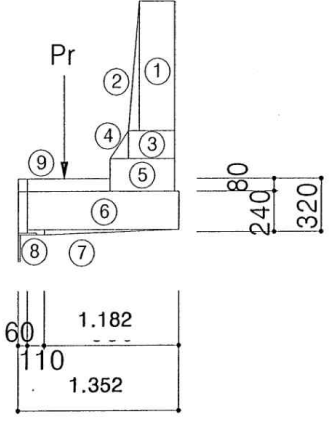
(2) 캔틸레버(우측)

가) 고정하중

【표 5.2.77】 고정하중에 의한 휨모멘트 산정 결과(캔틸레버 우측, 상신연결로 D교)

NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)
①	$0.230 \times 0.800 \times 25.0 =$	4.600	0.845	3.887
②	$0.50 \times 0.070 \times 25.0 =$	0.700	0.707	0.495
③	$0.30 \times 0.175 \times 25.0 =$	1.313	0.810	1.063
④	$0.50 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 =$	0.263	0.620	0.163



NO.	작용하중(kN)		거리 (m)	모멘트 (kN · m)	
⑤	$0.42 \times 0.205 \times 25.0 =$	2.153	0.750	1.614	
⑥	$1.292 \times 0.24 \times 25.0 =$	7.752	0.646	5.008	
⑦	$0.50 \times 1.182 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.887	0.504	0.447	
⑧	$0.11 \times 0.06 \times 25.0 =$	0.165	0.055	0.009	
⑨	$0.54 \times 0.08 \times 25.0 =$	0.994	0.270	0.268	
계		18.827		12.956	

나) 활하중

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.542 + 1.14 = 1.5736\text{m}$$

여기서, $X = 0.542\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.542} = 0.370 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 충격계수 적용}$$

- 활하중(DB-24)

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.542 \times (1+0.300)}{1.5736} = 42.985 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

다) 차량 충돌하중

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

$$H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (40.0/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 5.83\text{kN/m}$$

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co1} = H \times h = 5.83 \times 1.23 = 7.175 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10.00 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

작용높이 $h = 1.23\text{m}$

$$M_{co2} = H \times h = 10.000 \times 1.23 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- 곡선반경 $R < 200\text{m}$ 이므로 M_{co1} 과 M_{co2} 중에서 큰 값의 2배로 적용

$$\therefore M_{co} = 2 \times \text{MAX}(M_{co1}, M_{co2}) = 24.60 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

라) 활하중(Tank 트레일러)

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.354 + 1.14 = 1.4232\text{m}$$

여기서, $X = 0.354\text{m}$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.354 \times (1+0.150)}{1.4232} = 25.744 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

마) 풍하중

- $P_w = 3.000\text{kN/m}^2 \times 1.18\text{m} = 3.54 \text{ kN/m}$
- $M_w = 3.54 \times 0.74 = 2.6196 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(3) 중앙부

가) 고정하중

- 바닥판 : $0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$
- 아스콘포장 : $0.08 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- $M_d = \frac{wL^2}{10} = \frac{(6.00+1.84) \times 2.08^2}{10} = 3.392 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

나) 활하중(DB-24)

$$i = \frac{15}{(40 + L)}$$

$$= \frac{15}{(40 + 2.08)} = 0.356 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3 \text{ 적용}$$

$$Ml(1+i) = \frac{(L+0.6)P_{24}}{9.6} = \frac{(2.08+0.6) \times 96}{9.6} \times 1.3 = 34.84 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

※ Tank 트레일러 하중에 의한 활하중 단위길이당 휨모멘트는 작게 산정됨에 따라 제외

2) 하중조합

【표 5.2.78】 바닥판 하중조합 결과(단위폭당, 상신연결로 D교)

구 분	적용하중 조합		
캔틸레버부 (좌측)	LCU1 : 1.3Md	= 3.93 kN · m	
	LCU2 : 1.3Md + 1.3Mw	= 7.34 kN · m	
	LCU3 : 1.3Md + 0.65Mw	= 5.63 kN · m	= 7.34 kN · m (max)
	LCU4 : 1.2Md + 1.2Mw + 1.2Mco	= 6.77 kN · m	
	LCS1 : 사용하중(max)	= 5.64 kN · m	= 5.64 kN · m
캔틸레버부 (우측)	LCU1 : 1.3Md + 2.15Ml+i	= 109.26 kN · m	
	LCU2 : 1.3Md + 1.3Mw	= 20.25 kN · m	
	LCU3 : 1.3Md + 1.3Ml+i + 0.65Mw	= 74.43 kN · m	= 109.26 kN · m (max)
	LCU4 : 1.3Md + 1.3Ml+i + 1.3Mco	= 104.70 kN · m	
	LCU5 : 1.2Md + 1.2Mw + 1.2Mco	= 48.21 kN · m	
	LCS1 : 사용하중(max)	= 80.54 kN · m	= 80.54 kN · m
중 양 부	LCU : 1.3Md + 2.15Ml+i	= 64.33 kN · m	= 64.33 kN · m
	LCS : 사용하중(max)	= 31.26 kN · m	= 31.26 kN · m

3) 단면검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 바닥판의 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였다. 검토 결과, 바닥판의 설계휨강도는 계수하중에 대해서 안전성을 확보하고 있으며, 인장철근간격은 사용성 검토기준을 만족하는 것으로 나타났다. 자세한 검토내용은 부록에 수록하였다.

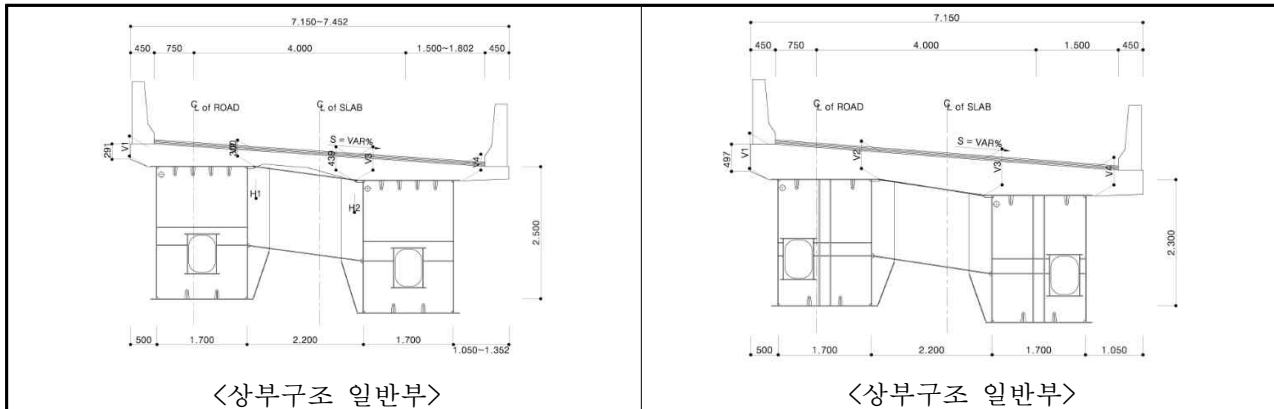
【표 5.2.79】 바닥판 단면검토 결과(단위폭당, 상신연결로 D교)

구 분	캔틸레버(좌)	캔틸레버(우)	중앙부	단 위
설계기준강도(fck)	27.0	27.0	27.0	MPa
인장철근항복강도(fy)	400.0	400.0	400.0	MPa
단면높이(h)	300.0	300.0	240.0	mm
인장철근간격(s)	H16@150	H22@150	H16@150	mm
사용 인장철근량(As)	1324.0	2580.7	1324.0	mm ²
인장철근중심까지의 거리(dc)	60.0	60.0	40.0	mm
※ 실측값과 설계치의 피복두께를 검토한 결과, 전반적으로 설계치에 준하여 시공됨에 따라, 설계치 dc값 적용. 캔틸레버부의 경우, 현장여건상 상부 측의 피복두께를 측정하기 어려우므로 설계치 적용				
유효높이(d)	240.0	240.0	200.0	mm
휨강도 검토				
설계휨강도(ϕM_n)	102.844	190.850	84.838	kN · m
계수모멘트(M_u)	7.340	109.260	64.330	kN · m
검토결과(안전율)	OK(14.011)	OK(1.747)	OK(1.319)	
사용성 검토				
사용모멘트(M_s)	5.640	80.540	31.260	kN · m
콘크리트응력(f_c)	0.880	9.784	6.546	MPa
철근응력(f_s)	19.306	145.562	129.329	MPa
허용인장철근간격(s_a)	3263.17	418.51	487.13	mm
검토결과	OK	OK	OK	

다. 강박스 거더검토

1) 단면특성

(1) 해석단면



<그림 5.2.33> 거더 해석단면 (상신연결로 D교)

(2) 단면제원

구 분		Area (mm ²)	I _{ZZ} (mm ⁴)	I _{YY} (mm ⁴)	K (mm ⁴)
단면-1	합성 전	114360	100960608027	55050457600	93440778875
	합성 후	238110	196325431561	167353582600	111392091967
단면-2	합성 전	119160	121915752327	58567648000	105083401681
	합성 후	242910	234891849172	170870773000	124142192074
단면-3	합성 전	120648	128891100854	59657977024	108738585885
	합성 후	244398	247683619837	171961102024	128124161602
단면-4	합성 전	125928	155532597428	63526886464	121865388845
	합성 후	249678	296352969175	175830011464	142352115433
단면-5	합성 전	216360	157845455629	63843433600	122949509033
	합성 후	250110	300565068564	176146558600	143522488526
단면-6	합성 전	120768	129463691690	59745906784	109034247876
	합성 후	265143	257871105738	238079109909	128445850786
단면-7	합성 전	126216	157072232494	63737917888	122587974462
	합성 후	270591	310285469859	242071121013	143132265137

(3) 유효폭 산정

응력검토 시 전단지연(Shear Lag)의 영향에 의한 플랜지 및 바닥판의 유효폭을 고려하여 단면을 검토해야 하며, 산정 결과는 다음과 같다.

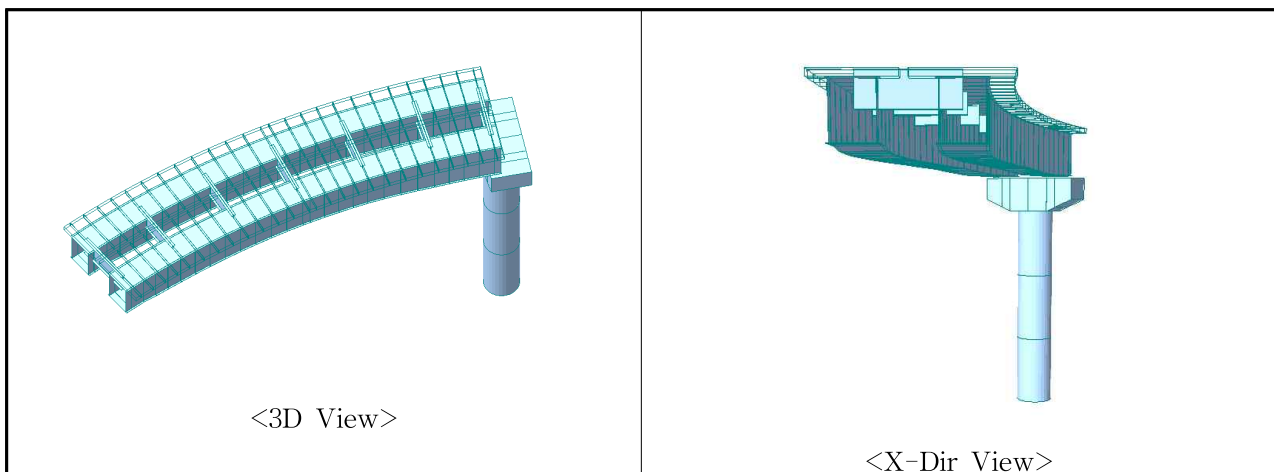
【표 5.2.80】 강재플랜지 및 콘크리트바닥판 유효폭 산정 결과(상신연결로 D교)

구 분	바닥판(m)		강재 플랜지(m)		비 고
	G1	G2	G1	G2	
1지간	3.300	3.850	1.940	1.940	

2) 모델링

대상교량은 시공단계를 고려하기 위해 바닥판 경화 전후로 구분하여 모델링하였으며, 본 상신육교의 경우, 활하중 합성형 모델로 Modeling하여 시공단계에 따른 응력변화에 대해 이상화하였다. 구체적인 모델요소는 바닥판의 경우, Plate요소로, 거더 및 가로보는 Beam요소로 모델링하였으며, 교량받침은 ElasticLink를 활용하여 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

- 합성형 거더 - 바닥판과 강거더를 Rigid Link 연결(강체)



<그림 5.2.34> 상신연결로 D교 모델링

4) 하중산정

본 교량에 재하되는 하중은 준공도서 및 급회 현장조사 등을 적용하여 산정하였으며, 계산된 하중은 다음과 같다.

(1) 고정하중

- 1차 고정하중

- 바닥판 자중 : 강박스 거더에 재하된 단위길이당 하중(현치부 자중고려)

구 분	적용하중	구 분	적용하중
W1	$0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$	W8	$0.451 \times 25.0 = 11.275 \text{ kN/m}^2$
W2	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$	W9	$0.442 \times 25.0 = 11.050 \text{ kN/m}^2$
W3	$0.389 \times 25.0 = 9.725 \text{ kN/m}^2$	W10	$0.313 \times 25.0 = 7.825 \text{ kN/m}^2$
W4	$0.313 \times 25.0 = 7.825 \text{ kN/m}^2$	W11	$0.304 \times 25.0 = 7.600 \text{ kN/m}^2$
W5	$0.304 \times 25.0 = 7.600 \text{ kN/m}^2$	W12	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$
W6	$0.300 \times 25.0 = 7.500 \text{ kN/m}^2$	W13	$0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m}^2$
W7	$0.455 \times 25.0 = 11.375 \text{ kN/m}^2$		

< 슬래브 자중 - 상신연결로 D교 >

- 거더 자중 : 구조해석프로그램을 통해 자동계산하며, 각종 보강재 및 현장이음재, Diaphragm 등을 단위중량 할증으로 고려함.

- 2차 고정하중

- 포장하중 : 차도부 포장하중 $0.08\text{m} \times 23.0 \text{ kN/m}^3 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- 방호벽 및 중앙분리대 : $G1 = 12.872 \text{ kN/m}$
 $G2 = 17.833 \text{ kN/m}$

【표 5.2.81】 방호벽 및 중앙분리대 등의 대한 세부 계산(상신연결로 D교)

구 분	적용하중	비고
방호벽(좌)	$W=12.872 \text{ kN/m}$, $M=13.965 \text{ kN-m/m}$	좌측 단부
방호벽(우)	$W=17.833 \text{ kN/m}$, $M=28.958 \text{ kN-m/m}$	우측 단부

(2) 활하중

활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 활하중에 대한 이동하중해석 수행 시 기본 설정내용을 나타내면 다음과 같다.

【표 5.2.82】 이동하중해석 시 기본 설정내용(상신연결로 D교)

구 분	설 정 내 용	
해석지간(L)	30.0m	
연석간 교폭(Wc)	6.250m	
재하차로수(N)	$6.0 \leq Wc < 9.1 \text{ m} \quad \therefore N=2\text{차로}$	
설계차로폭(W)	$6.250 / 2 = 3.125 \text{ m} < 3.6 \text{ m} \quad \therefore W = 3.125 \text{ m}$	
활하중 모델 (DB24, DL24)	표준트럭하중(DB-24)	
	전륜(1축)	48.0 kN
	후륜(2축)	192.0 kN
	후륜(3축)	192.0 kN
	표준차로하중(DL-24)	
	P _m	108 kN
	P _s	156 kN
	등분포하중	12.7 kN/m
충격계수(I) (DB24, DL24)	$I = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 35.317} = 0.199 < 0.3 \quad \therefore I = 0.199 \text{ 적용}$	
Tank 트레일러 모델	Tank 트레일러하중	
	전륜(1축)	45.0 kN
	중륜(2축)	90.0 kN
	중륜(3축)	90.0 kN
	후륜(4축)	65.0 kN
	후륜(5축)	65.0 kN
충격계수(I) (Tank 트레일러)	I = 0.15	

(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 : $n_1 = n (1 + \phi_1 / 2) = 8 \times (1 + 2 / 2) = 16$

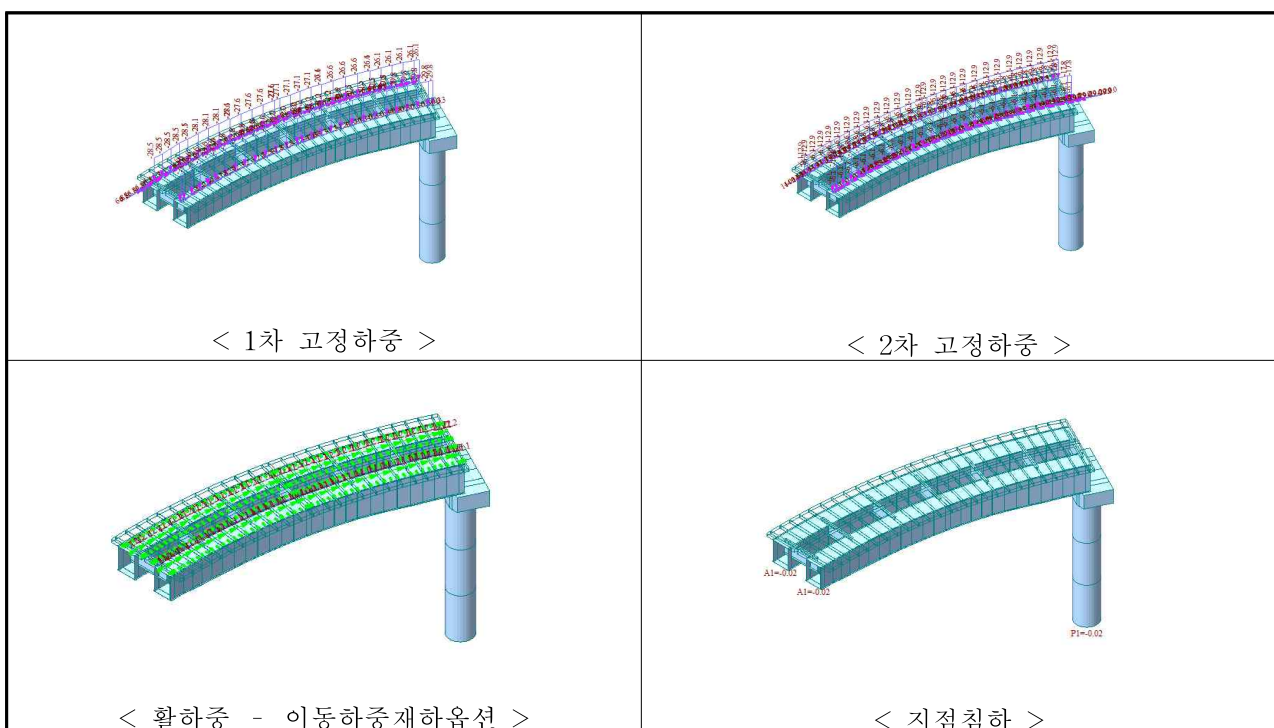
(5) 바닥판 콘크리트의 건조수축

- 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) 지점침하

- 합성후 단면에 대하여 지점별 20mm의 부등침하 발생

5) 하중재하도



<그림 5.2.35> 하중재하도(상신연결로 D교)

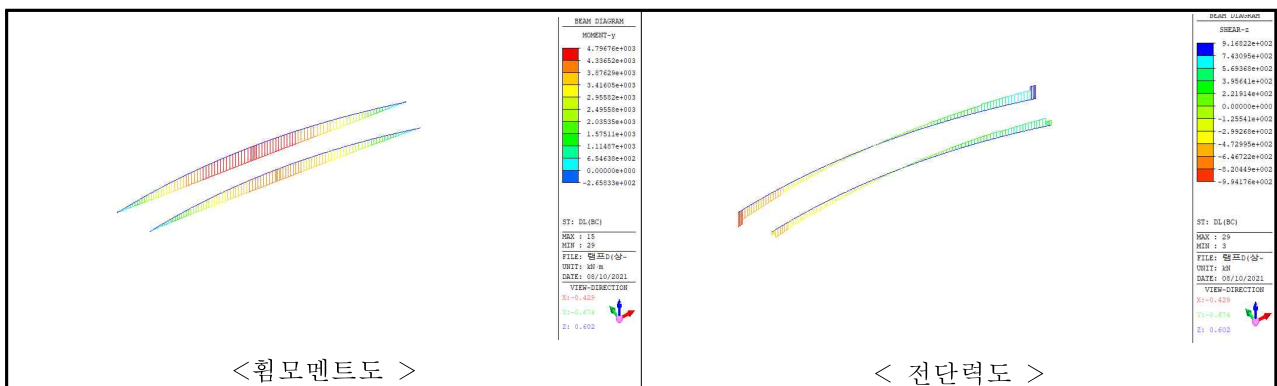
6) 하중조합

- LCB1 : 1차 고정하중
- LCB2 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중
- LCB3 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프
- LCB4 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- LCB5 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
- LCB6 : 1차 고정하중+2차 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

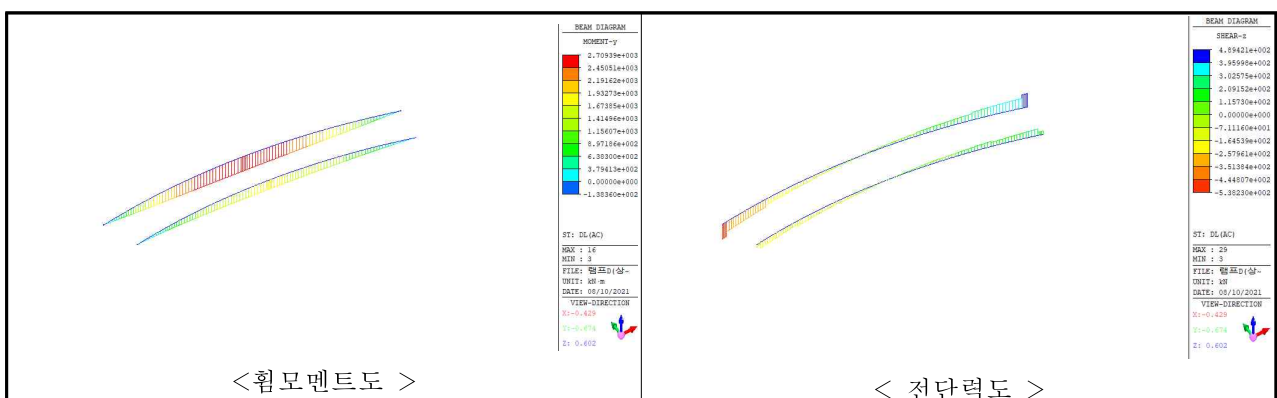
7) 구조해석 결과 및 검토

(1) 해석결과

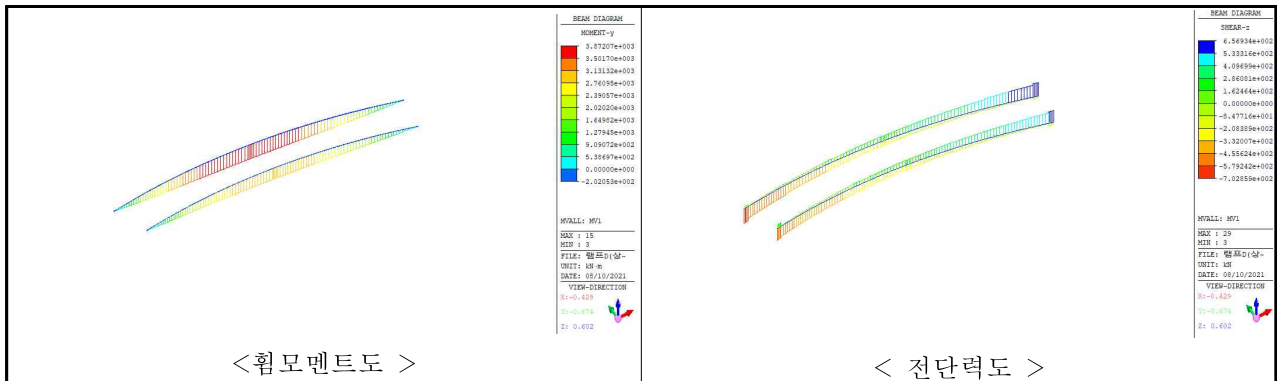
가) 하중조건별 단면력도



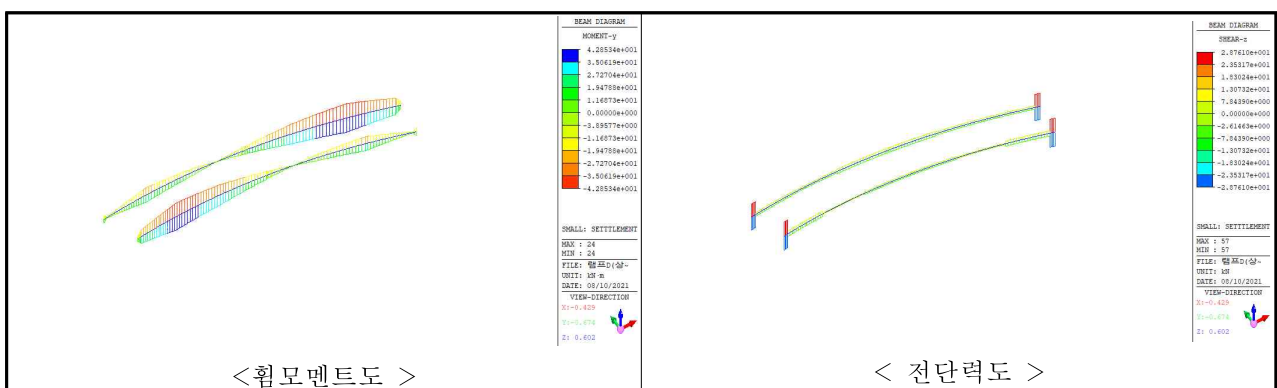
<그림 5.2.36> 1차 고정하중에 의한 단면력도(상신연결로 D교)



<그림 5.2.37> 2차 고정하중에 의한 단면력도(상신연결로 D교)



<그림 5.2.38> 활하중에 의한 단면력도(상신연결로 D교)



<그림 5.2.39> 지점침하에 의한 단면력도(상신연결로 D교)

나) 단면력 산정결과

외측 및 내측 경간의 중앙부, 지점부에 대한 강박스 거더의 단면력을 산정하였으며, 결과는 다음과 같다.

【표 5.2.83】 단면력 산정결과(상신연결로 D교)

부재위치		구분	1차 고정하중	2차 고정하중	활하중	지점침하	비고
중앙부	G1	휨모멘트(kN-m)	4789.91	2704.76	3864.92	10.93	
		전단력(kN)	18.65	18.85	238.89	4.94	
		비틀림모멘트(kN-m)	-83.4	-48.01	-265.75	-56.82	
	G2	휨모멘트(kN-m)	4065.39	1698.56	2973.85	9.89	
		전단력(kN)	21.59	-4.54	228.63	3.03	
		비틀림모멘트(kN-m)	-38.62	-79.37	-321.22	-67.01	

(2) 응력검토

강박스 거더에 대한 응력 검토는 지간의 최대 정모멘트에 대하여 실시하였으며, 합성형 시에는 크리프 및 건조수축, 온도차에 의한 응력도 고려하여 검토하였다. 강박스 거더의 응력 검토결과, 거더 상·하연에 발생하는 최대응력은 허용응력(F.S = 1.696)이내로 검토되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 거더에 대한 상세 검토과정 및 결과는 부록에 수록하였다.

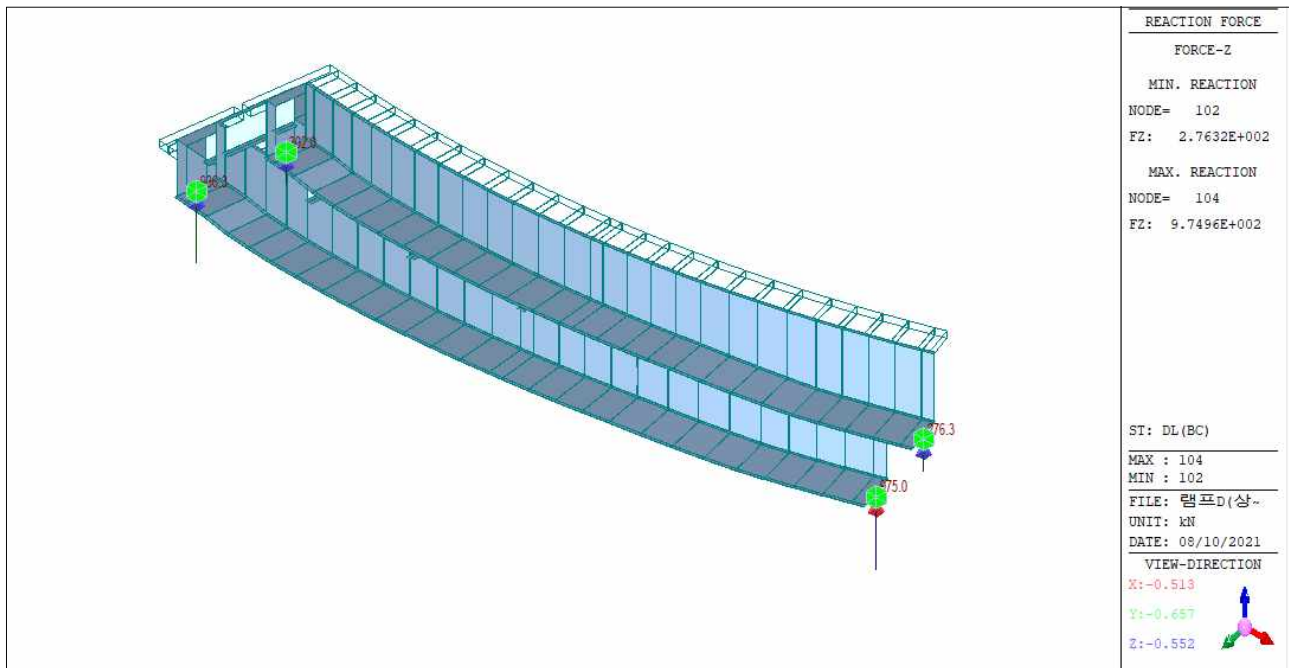
【표 5.2.84】 거더응력 검토결과(상신연결로 D교)

부재위치		조합응력 (MPa)		전단응력 (MPa)		항복안전도 (MPa)		판 정
		작용	허용	작용	허용	작용	허용	
1지간 중앙부	G1	123.787	210.0	10.874	120.000	192.618	355.0	O.K
	G2	97.523	210.0	10.821	120.000	151.639	355.0	O.K

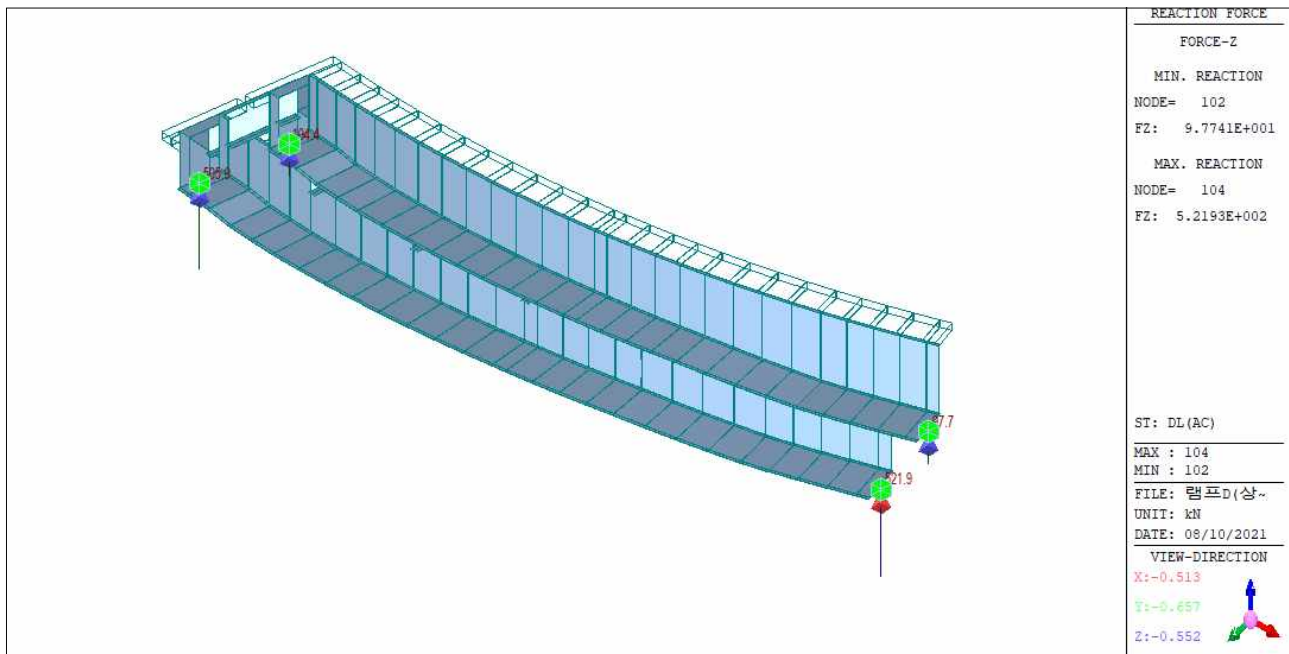
※ 압축응력 및 인장응력에 대해 절대값으로 표현

다. 교량받침 검토

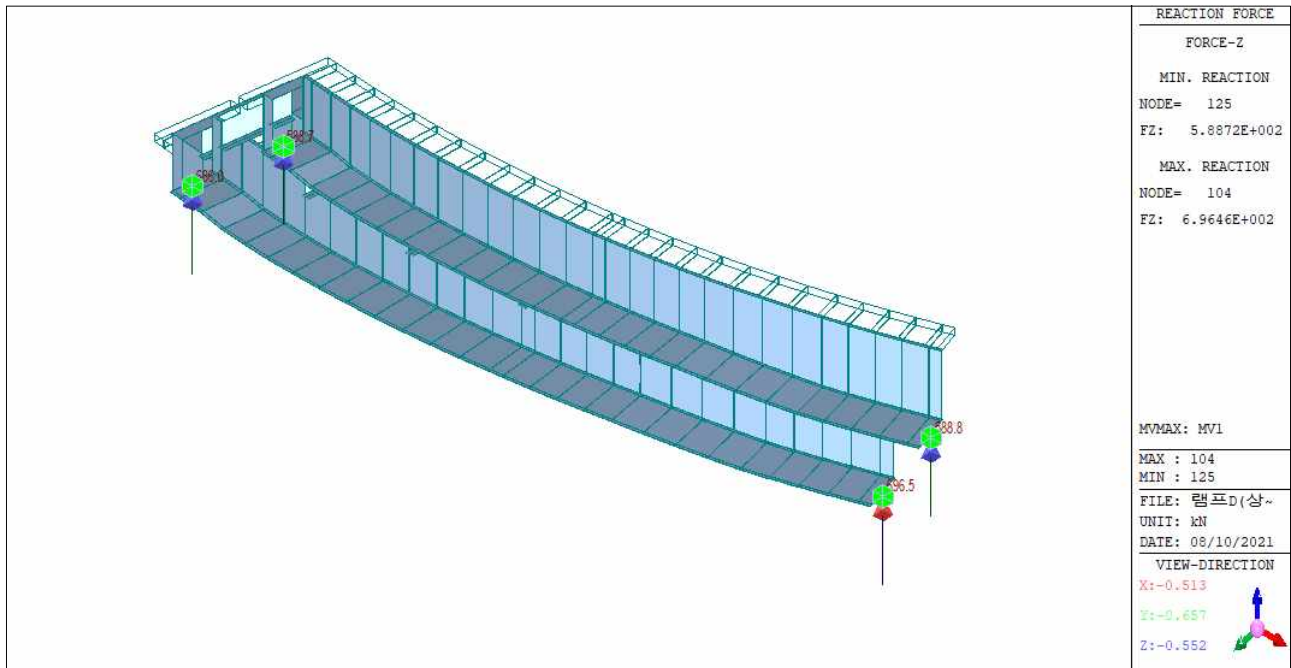
교량받침의 사용하중에 의한 받침용량을 검토하기 위해 하중조건별 반력을 산출하였으며 그 결과는 다음과 같다.



<그림 5.2.40> 1차 고정하중에 의한 받침반력도(상신연결로 D교)



<그림 5.2.41> 2차 고정하중에 의한 받침반력도(상신연결로 D교)



<그림 5.2.42> 활하중에 의한 받침반력도(상신연결로 D교)

교량받침에 대한 용량 및 부반력 발생여부를 검토한 결과, 전 지점에서 허용반력 이내로 나타났으며, 용량에 대한 안전성을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

【표 5.2.85】 받침반력 산출 결과(상신연결로 D교) [단위 : kN]

구 분		고정하중 (D)	활하중 (L+I)	계	받침 용량	검토 결과
A1	Sh1	1442.215	686.030	2128.245	2500.0	OK
	Sh2	406.381	588.716	995.097	2000.0	OK
P1	Sh1	1496.893	696.461	2193.354	2500.0	OK
	Sh2	374.061	588.829	962.890	2000.0	OK

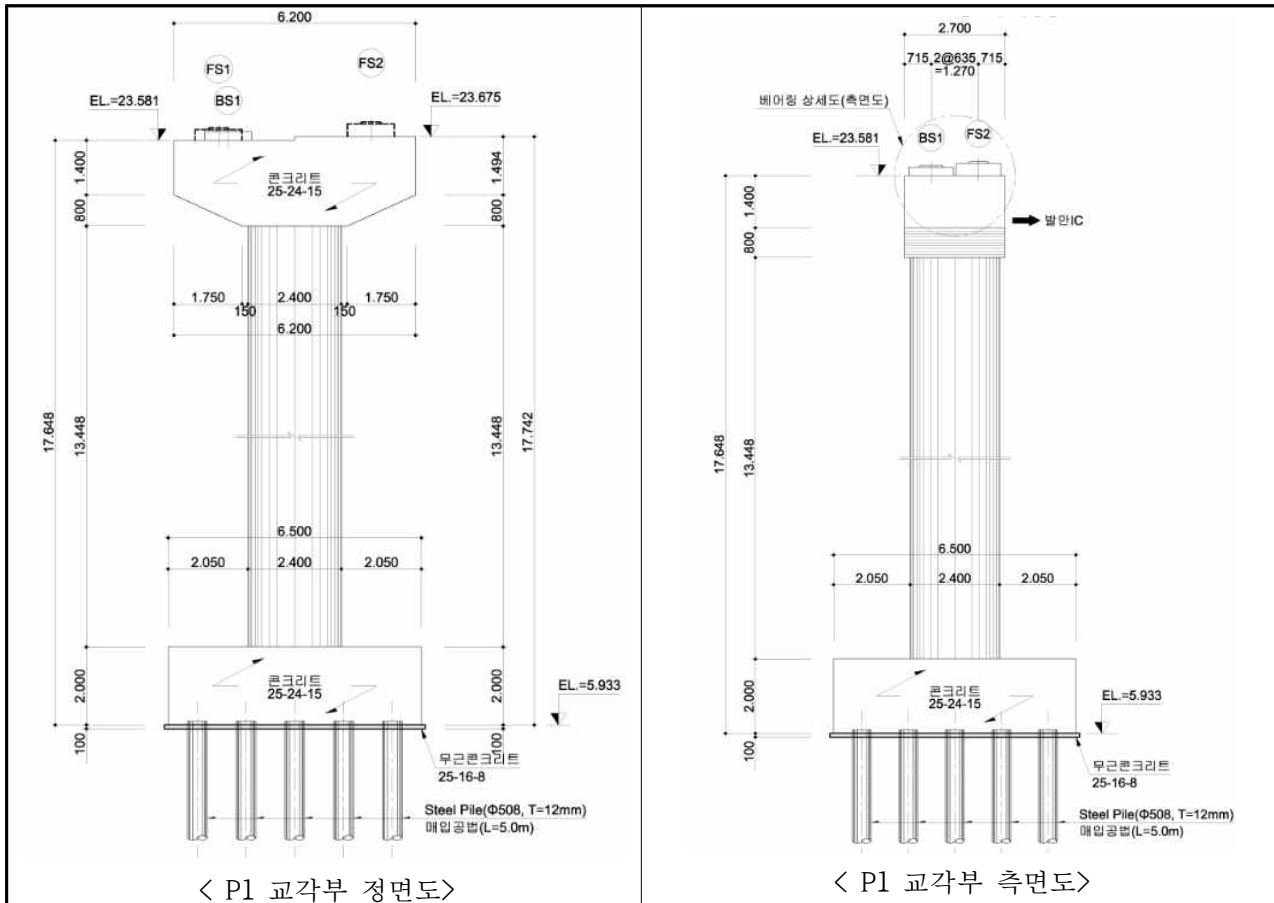
【표 5.2.86】 받침 부반력 검토결과(상신연결로 D교) [단위 : kN]

구 분		Rd+2Rl	Rd+Rw	받침 용량	검토 결과
A1	Sh1	1362.015	1267.182	2500.0	OK
	Sh2	166.7809	231.3476	2000.0	OK
P1	Sh1	1416.693	1321.86	2500.0	OK
	Sh2	114.8606	199.0273	2000.0	OK

라. 교각 검토

교각에 대한 안전성 검토 시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러)과 풍하중, 온도하중이며 검토교각의 단면제원은 다음과 같다.

1) 검토단면



〈그림 5.2.43〉 하부구조 검토단면(상신연결로 D교)

2) 하중산정

(1) 상부구조 고정하중(D)

상부구조의 고정하중은 거더응력 검토시, 적용된 제원을 활용하였다.

- 콘크리트 $W_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)
- 강재 $W_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 및 활중 적용)

(2) 하부구조 고정하중(D)

- $W = 25.0 \text{ kN/m}^3$ (해석프로그램 자중옵션 적용)

(3) 활하중

설계활하중(DB-24, DL-24, Tank트레일러, 충격계수 포함)의 편심을 고려하여 구조해석프로그램의 Moving Load(Traffic Line Lanes)을 활용하여 재하하였다.

(4) 풍하중

가) 교축직각방향

- 상부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.87】 상부구조의 풍하중(상신연결로 D교)[단위 : kN/m]

단면형상	풍하중	비고
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B/D)] \times D \geq 6$	적용
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	-

$$\bullet B/D = 7.452 / 4.56 = 1.634 [1 \leq B/D < 8]$$

•

$$W_{1,2} = [4.0 - 0.2 \times (7.452/4.56)] \times 4.56 = 16.7496 \text{ kN/m} \geq 6.000 \text{ 이므로 } = 16.7496 \text{ kN/m}$$

$$\bullet P_1 = 14.269 \times (30) / 2 = 251.244 \text{ kN}$$

$$\bullet P_2 = 14.269 \times (48.89) / 2 = 409.444 \text{ kN}$$

$$\bullet \text{작용위치 } h = 0.437 + 4.56/2 = 2.717 \text{ m}$$

$$\bullet \text{작용모멘트 } M_{y1} = P_1 \times h = 251.244 \times 2.717 = 682.63 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\bullet \text{작용모멘트 } M_{y2} = P_2 \times h = 409.444 \times 2.717 = 1112.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 하부구조에 작용하는 풍하중

【표 5.2.88】 하부구조의 풍하중(상신연결로 D교) [단위 : MPa]

구분		풍하중	비고
각형	활하중 재하 시	1.500×10^{-3}	코핑부
	활하중 비재하 시	3.000×10^{-3}	
원형	활하중 재하 시	0.750×10^{-3}	기둥부
	활하중 비재하 시	1.500×10^{-3}	

$$\bullet W'_{\text{copping}} = 3.000 \times 2.30 \times 2.70 = 18.63 \text{ kN}$$

$$\bullet W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.400 = 3.60 \text{ kN/m}$$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

- 활하중에 작용하는 풍하중

활하중에 재하되는 풍하중에 대하여는 교면상 1.5m 위치에서 1500 N/m의 풍하중이 재하되는 것으로 한다.

- $P_{h1} = 1.500 \times (30.0)/2 = 22.50\text{kN}$
- $P_{h2} = 1.500 \times (48.89)/2 = 36.67\text{kN}$
- 작용위치 $h = 5.57\text{m}$
- 작용모멘트 $M_y = P_h \times h = (22.50 + 36.67) \times 5.57 = 338.26\text{kN}\cdot\text{m}$

나) 교축방향

- 하부구조에 작용하는 풍하중

- $W'_{\text{copping}} = 3.00 \times 2.3 = 6.90\text{kN/m}$
- $W'_{\text{column}} = 1.500 \times 2.40 = 3.60\text{kN/m}$

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용함.

(5) 온도하중

가) 교축직각방향

- 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

나) 교축방향

- 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력

- $\delta = 0.000012 \times 25.0 \times 15.0 = 0.0045\text{m}$

$$\delta = \frac{P \times L^3}{\xi \times E \times I} \quad P_h = \frac{3 \times E \times I \times \delta}{L^3}$$

- $P_h = 3 \times 25811006 \times 1.629 \times 1\text{EA} \times 0.00803 / 14.663^3 = 180.05\text{kN}$

- 교량받침에 의한 수평력

- 상부 고정하중 : $V_d = 1854.2\text{kN}$
- 교량받침 마찰계수 : $\mu = 0.05$
- $P_h = \mu \times W = 1854.2 \times 0.05 = 92.71\text{kN}$, 따라서 92.71kN을 적용함.

3) 하중조합

교각에 대한 안전성 검토를 위하여 도로교설계기준(2010)의 하중조합에 의거, 해석을 수행하였다.

(1) 계수하중 검토시 하중조합

【표 5.2.89】 계수하중 검토시 하중조합(상신연결로 D교)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
ULB01	1.30	2.15					
ULB02	1.30		2.15				
ULB03	1.30			2.15			
ULB04	1.30				1.30		
ULB05	1.30	1.30			0.65	1.30	
ULB06	1.30		1.30		0.65	1.30	
ULB07	1.30			1.30	0.65	1.30	
ULB08	1.30	1.30					1.30
ULB09	1.30	1.30					-1.30
ULB10	1.30		1.30				1.30
ULB11	1.30		1.30				-1.30
ULB12	1.30			1.30			1.30
ULB13	1.30			1.30			-1.30
ULB14	1.25				1.25		1.25
ULB15	1.25				1.25		-1.25
ULB16	1.25	1.25			0.63	1.25	1.25
ULB17	1.25	1.25			0.63	1.25	-1.25
ULB18	1.25		1.25		0.63	1.25	1.25
ULB19	1.25		1.25		0.63	1.25	-1.25
ULB20	1.25			1.25	0.63	1.25	1.25
ULB21	1.25			1.25	0.63	1.25	-1.25
ULB22	1.00						
ULB23	1.30	1.30					
ULB24	1.30		1.30				
ULB25	1.30			1.30			
ULB26	1.20				1.20		

【표 5.2.89】 계수하중 검토시 하중조합(상신연결로 D교) - 계속

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
UEB01	1.00	2.15					
UEB02	1.00		2.15				
UEB03	1.00			2.15			
UEB04	1.00				1.30		
UEB05	1.00	1.30			0.65	1.30	
UEB06	1.00		1.30		0.65	1.30	
UEB07	1.00			1.30	0.65	1.30	
UEB08	1.00	1.30					1.30
UEB09	1.00	1.30					-1.30
UEB10	1.00		1.30				1.30
UEB11	1.00		1.30				-1.30
UEB12	1.00			1.30			1.30
UEB13	1.00			1.30			-1.30
UEB14	0.95				1.25		1.25
UEB15	0.95				1.25		-1.25
UEB16	0.95	1.25			0.63	1.25	1.25
UEB17	0.95	1.25			0.63	1.25	-1.25
UEB18	0.95		1.25		0.63	1.25	1.25
UEB19	0.95		1.25		0.63	1.25	-1.25
UEB20	0.95			1.25	0.63	1.25	1.25
UEB21	0.95			1.25	0.63	1.25	-1.25
UEB22	1.00						
UEB23	1.00	1.30					
UEB24	1.00		1.30				
UEB25	1.00			1.30			
UEB26	0.90				1.20		

(2) 사용하중 검토시 하중조합

【표 5.2.90】 사용하중 검토시 하중조합(상신연결로 D교)

구분	D	L1	L2	L3	W	WL	G
SVB01	1.00	1.00					
SVB02	1.00		1.00				
SVB03	1.00			1.00			
SVB04	1.00				1.00		
SVB05	1.00	1.00			0.50	1.00	
SVB06	1.00		1.00		0.50	1.00	
SVB07	1.00			1.00	0.50	1.00	
SVB08	1.00	1.00					1.00
SVB09	1.00	1.00					-1.00
SVB10	1.00		1.00				1.00
SVB11	1.00		1.00				-1.00
SVB12	1.00			1.00			1.00
SVB13	1.00			1.00			-1.00
SVB14	1.00				1.00		1.00
SVB15	1.00				1.00		-1.00
SVB16	1.00	1.00			0.50	1.00	1.00
SVB17	1.00	1.00			0.50	1.00	-1.00
SVB18	1.00		1.00		0.50	1.00	1.00
SVB19	1.00		1.00		0.50	1.00	-1.00
SVB20	1.00			1.00	0.50	1.00	1.00
SVB21	1.00			1.00	0.50	1.00	-1.00
SVB22	1.00						

※ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력 (L1 : 만재하 L2, L3 : 좌우 편재하)

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량활하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

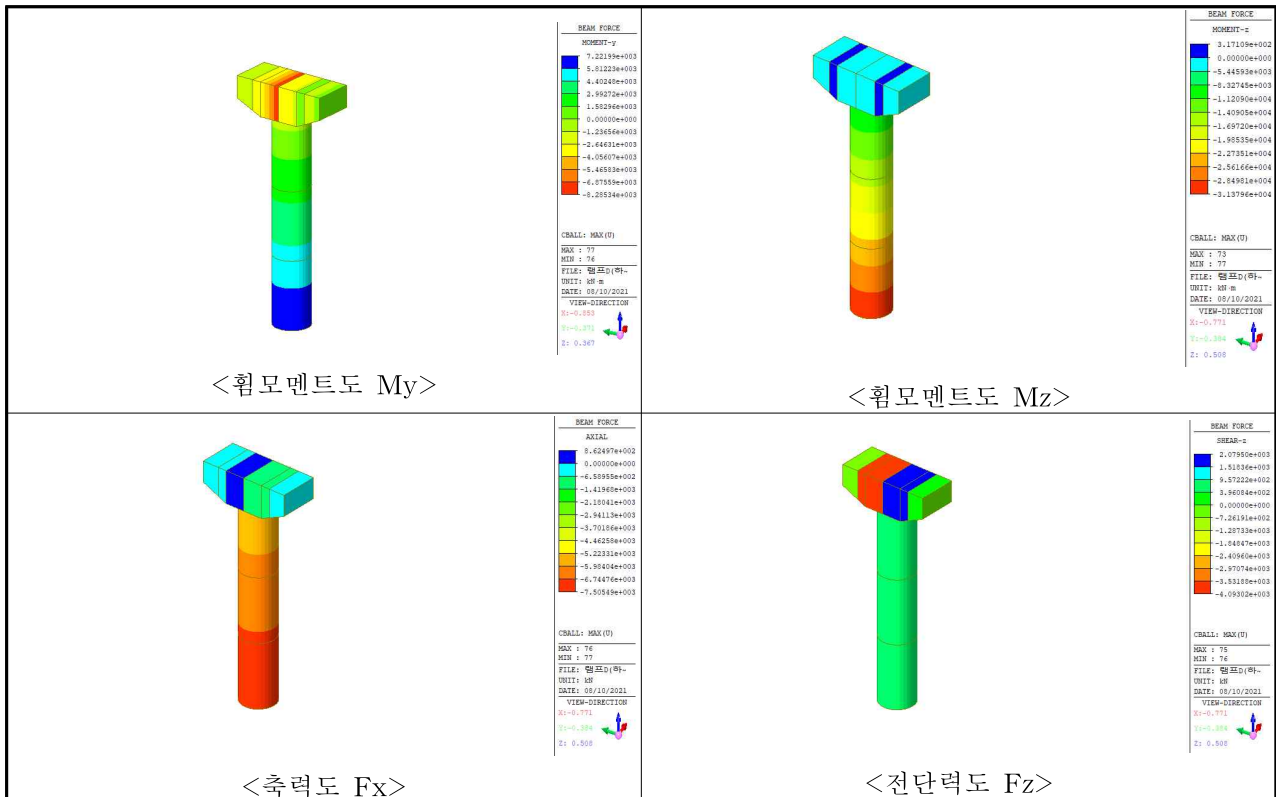
G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는 이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

4) 구조해석

하부구조는 보요소를 이용하여 모델링하였으며 교각의 외부 경계조건은 기초본체 중앙부에 고정(Fixed)으로 설정하였다. 한편 교량받침은 탄성연결요소(Elastic Link)를 이용하여 이상화하였으며 이를 통해 상부와 하부구조를 해석모델 상에서 일체화함으로써 하부구조의 실제적인 거동이 유도되도록 하였다.

(1) 교각해석 결과



<그림 5.2.44> 계수하중(Envel.)에 의한 단면력도(상신연결로 D교)

5) 교각검토 결과

도로교설계기준(2010)의 관련 규정에 따라 하중조합을 실시한 후 극한강도 및 사용성 검토를 수행하였으며, 내민보의 경우, 브래킷 및 깊은보를 판명하여 단면검토를 실시하였다.

(1) 코핑부 검토

가) 검토 조건

• 설계기준강도	: $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$
• 인장철근항복강도	: $f_y = 300 \text{ MPa}$
• 단면폭(b)	: 2700.000mm
• 단면높이(h)	: 2200.000 mm
• 주인장철근(A_s)	: D25-21EA × 1단, D22-21EA × 1단
• 수평 철근량(A_h)	: D25-6EA × 3단
• 계수모멘트(M_u)	: 2706.5 kN · m, : 1418.42 kN · m
• 계수전단력(V_u)	: 3424.1 kN, 1908.27 kN
• 계수축력(N_u)	: 0.0 kN, 0.0 kN

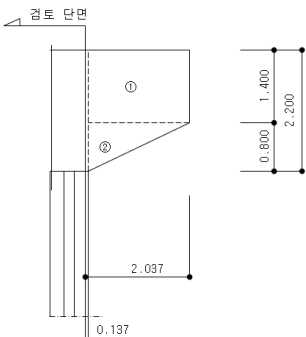
- 설계방법 결정

내민보(좌) : $a/d = 0.790/2.035 = 0.388 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

내민보(우) : $a/d = 0.743/2.035 = 0.365 < 1.00$ 내민받침(브래킷) 검토수행

나) 브래킷 검토결과

전단경간(a)에 대한 깊이(d)의 비가 0.920(1.0 이하)로 브래킷으로 판정되었으며, 검토결과 주 인장철근과 폐합스터럽 및 띠철근의 사용철근량이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

브래킷 검토단면	단면 제원
	- 기둥 직경 : 2.4m(원형) - 코핑부 폭 : 2.7m - 코핑부 높이 : 외단부 1.4m, 내측부 2.2m - 주인장 철근량 : Total D25-21EA, D22-21EA - 수평 철근량 : Total D25-18EA - 위험단면 : 기둥끝단으로부터 0.137m 위치

【표 5.2.91】 브래킷 검토결과 요약(상신연결로 D교)

구 분	H(mm)	d(mm)	브래킷 검토				평 가
			주인장철근(mm ²)		수평철근(mm ²)		
			소요	사용	소요	사용	
내민보(좌)	2200	2035	8327.173	18769.800	2736.878	9121.60	O.K(2.254)
내민보(우)	2200	2035	5376.475	18769.800	1432.907	9121.60	O.K(3.491)

다) 깊은보 검토결과

Ln에 대한 깊이(d)의 비가 1.0초과, 5.0 이하로 판명되므로 깊은보 규정에 따라 계산하였으며, 검토결과 전단철근이 소요철근량을 상회하는 것으로 산정되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. 자세한 계산과정은 부록에 첨부하였다.

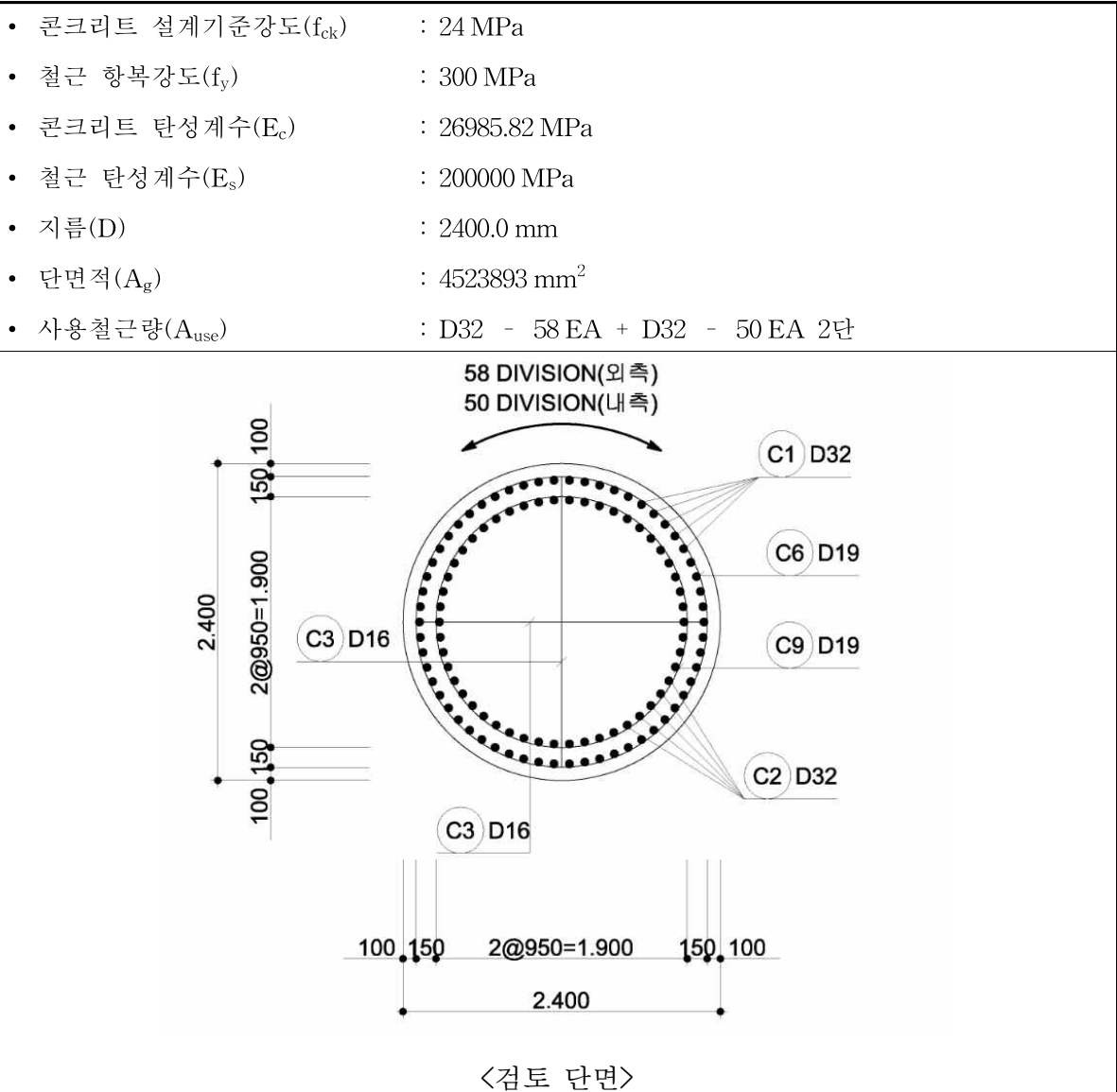
【표 5.2.92】 깊은보 검토결과 요약(상신연결로 D교)

구분	H (mm)	피복 d'(mm)	requiredAs (mm ²)	usedAs (mm ²)	Mu (kN·m)	ΦMn (kN·m)	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	2200	165	5252.417	18769.80	2706.5	9495.633	3.508	O.K
내민보(우)	2200	165	2743.405	18769.80	1418.4	9495.633	6.695	O.K

검토부재	Vu (kN)	φVc (kN)	φVs (kN)	φVn (kN)	Av	Ah	검토결과	
							F.S	판정
내민보(좌)	3424.10	3588.99	4793.20	8382.19	D16-6EA @150	D25-6EA @300	2.448	O.K
내민보(우)	1908.30	3588.99	4797.21	8386.20	D16-6EA @150	D25-6EA @300	4.395	O.K

(2) 기둥부 검토

가) 검토조건



나) 단면력 산정

【표 5.2.93】 단면력 산정 결과 요약(최저안전율 하중조합, 상신연결로 D교)

구 분	Pu (kN)	Mu (kN · m)				Vu (kN)
		Top		Bottom		
		Sway	Non Sway	Sway	Non Sway	
y축	5456.131	283.922	-188.848	585.994	4259.689	360.871
z축		-2983.683	-2684.150	-14738.416	-2595.479	-898.028

다) 확대모멘트의 계산

- 횡구속여부 판단

【표 5.2.94】기둥 횡구속여부 판단(상신연결로 D교)

ΣP_u	교축방향(y)				교축직각방향(z)			
	Δ	V_u	Q	판 단	Δ	V_u	Q	판 단
3517.148	8.083	345.645	0.006	횡구속	-33.119	-836.961	0.010	횡구속
$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta}{V_u I_c}$ $Q > 0.05$: 비횡구속, $Q \leq 0.05$: 횡구속 ΣP_u : 수직하중(kN) Δ : 상대변위(mm) I_c : 기둥길이 = 13.448 m V_u : 전단력(kN)								

※ ΣP_u 및 V_u , Δ 는 기둥 최상단부의 단면력으로 산정함.

교각의 횡구속여부를 판단하기 위해 층안정지수를 활용하였으며, 교축방향의 경우, 횡구속으로 산정되었다. 유효길이계수는 안전측 검토를 위해 2.0으로 산정하여 구조해석을 실시하였다.

- 임계하중 산정

【표 5.2.95】임계하중 산정 결과(상신연결로 D교)

교축방향(y)				교축직각방향(z)			
k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)	k	β_d	EI (kN · m ²)	Pc (kN)
2.000	0.600	10987286.76	149904.549	2.000	0.600	10987286.76	149904.549
$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ β_d : 0.600 EI : 휨강성 Ec : 26985.82 MPa k : 유효좌굴길이계수 y축 : k=2, z축 : k=2 l_u : 13.448m $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + \beta_d}$ I : y축 1.628602 m⁴, z축 1.628602 m⁴							

- 확대모멘트 산정(횡구속의 경우)
- 세장비 검토

【표 5.2.96】 세장비 검토 결과(횡구속, 상신연결로 D교)

교축방향(y축)				교축직각방향(z축)			
k	(k · lu)/r	한계세장비	판단	k	(k · lu)/r	한계세장비	판단
2.000	44.827	33.765	장주	2.000	44.827	30.076	장주
M1, M2 : 기둥의 양끝단 모멘트 $\frac{k \cdot l_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$ M1 / M2 의 값이 단일곡률일 때 (+), 이중곡률일 때 (-) $r = \sqrt{I/A}$: 회전반경 - y축 = 0.600 m - z축 = 0.600 m							

- 확대모멘트계수 산정

【표 5.2.97】 확대모멘트계수 산정 결과(횡구속, 상신연결로 D교)

구 분	Cm	Pu (kN)	Pc (kN)	δns	Mu (kN · m)		δns · M2 (kN · m)
					Mu	M2min	
y축	0.608	5456.131	149904.549	1.000	4845.683	474.683	4845.683
z축	0.731	5456.131	149904.549	1.000	-17333.896	474.683	-17333.896
Mc = δns · M2 $\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0$ 기둥 양단 사이에 횡하중이 있는 경우, Cm = 1.0 M2min = Pu · emin 이상이어야 함 emin = 15 + 0.03 · h (mm) - y축 = 87.00 mm - z축 = 87.00 mm $C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$							

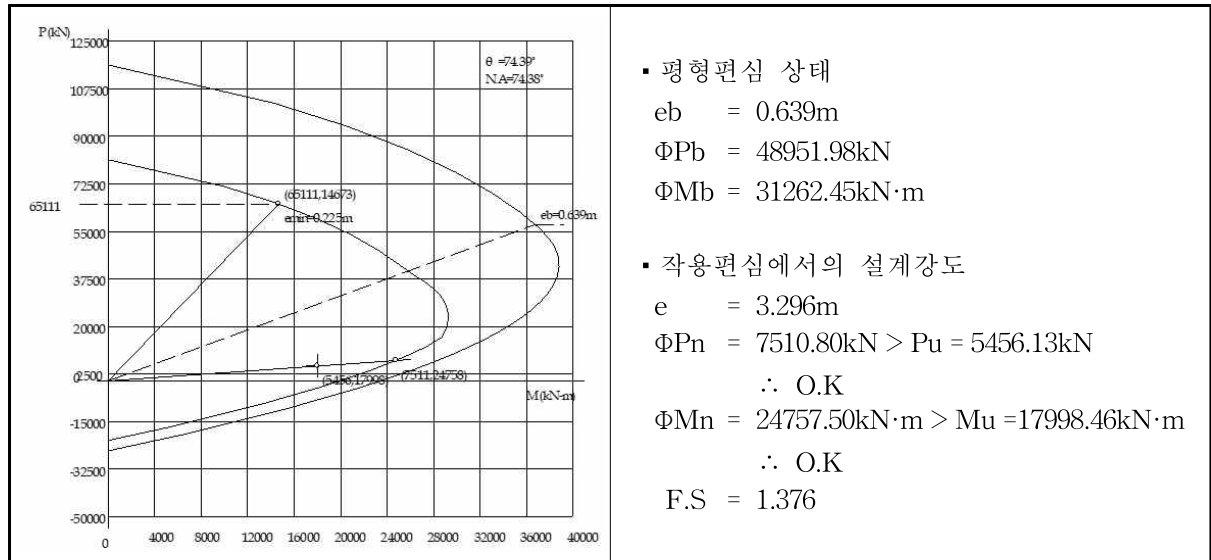
- 확대모멘트 산정 결과 요약

【표 5.2.98】 확대모멘트 산정 결과 요약(상신연결로 D교)

Pu(kN)	Mcy(kN·m)	Mcz(kN·m)	Mc(kN·m)	비 고
5456.13 kN	4845.68 kN·m	-17333.90 kN·m	17998.46 kN·m	

라) P-M 상관도에 의한 안전성평가 결과

【표 5.2.99】 P-M 상관도에 의한 기둥 안전성평가 결과 요약(상신연결로 D교)



마. 전회차 정밀안전진단과의 비교분석

금회 진단은 준공 후 최초 실시되는 정밀안전진단으로 금회 실시된 교량의 안전성평가 결과를 활용하여 향후, 실시될 진단의 비교·분석자료로 활용되어야 한다.

5.3 내하력 평가

5.3.1 개요

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.

가. 허용응력법

1) 내하율 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. 허용응력법에 의한 내하율은 강부재의 내하력 산정 시 적용하는 것이 바람직하며, 허용응력법에 의한 교량부재의 내하율은 다음 식으로 계산한다.

$$RF = \frac{f_a - f_d}{f_l (1+i)}$$

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 도로교 설계기준에서 제시한 설계 충격계수

2) 내하력 평가

$$\text{공용내하력 } P = K_s \times RF \times P_r$$

여기서, RF = 내하율

P_r = 설계 활하중

$$K_s = \text{응력보정계수} (= \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}) \text{ 또는}$$

$$\text{처짐보정계수} (= \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}})$$

$i_{\text{계산}}$ = 도로교의 경우 도로교 설계기준에 의한 충격계수

$i_{\text{실측}}$ = 동적재하시험으로부터 평가된 최대 충격계수

$\epsilon_{\text{계산}}(\epsilon_{\text{실측}})$ = 이론적인 변형율(실측 변형율)

$\delta_{\text{계산}}(\delta_{\text{실측}})$ = 이론적인 처짐량(실측 처짐량)

나. 강도설계법

1) 내하율평가

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 강도감소계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가 시에는 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. 강도설계법에 의한 내하율은 콘크리트 부재의 내하력 산정에 적용하는 것이 바람직하다.

$$RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)}$$

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

2) 내하력 평가

공용내하력 $P = K_s \times RF \times P_r$

P_r = 설계 활하중

K_s = 응력보정계수 ($= \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$) 또는

처짐보정계수 ($= \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$)

5.3.2 내하력 평가결과

최초로 실시하는 정밀안전진단의 경우, 시설물 안전 및 유지관리 실시 세부지침에 따르면 초기점검 시, 재하시험을 실시한 경우는 재하시험을 제외 대상으로 평가하고 있으며, 금회 외관조사 결과, 구조물의 구조체 변경 및 하중변화, 중대한 결함 등의 특이사항이 없는 것으로 확인됨에 따라, 내하력을 기본내하력으로 평가한다. 평가결과, 본 교량의 내하력은 설계내하력 이상(DB-24)을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

가. 발안IC방향 BLOCK-3

1) 바닥판

【표 5.3.1】 내하력평가 결과(바닥판, 발안IC방향 BLOCK-3)

구 분	기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
캔틸레버부	$\frac{102.844 - 1.3 \times 21.062}{2.15 \times 13.955}$	2.515	DB-24이상	
중앙부	$\frac{112.577 - 1.3 \times 7.745}{2.15 \times 38.927}$	1.225	DB-24이상	

2) 거더

【표 5.3.2】 내하력평가 결과(거더, 발안IC방향 BLOCK-3)

구 분			기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
정 모 멘 트 부	G1	상연	$210 - 99.62 / 6.45 =$	17.102	DB-24이상	
		하연	$210 - 129.64 / 50.06 =$	1.605	DB-24이상	
	G2	상연	$210 - 100.77 / 6.38 =$	17.123	DB-24이상	
		하연	$210 - 141.49 / 49.07 =$	1.396	DB-24이상	
부 모 멘 트 부	G1	상연	$210 - 126.48 / 33.49 =$	2.494	DB-24이상	
		하연	$210 - 120.69 / 44.54 =$	2.005	DB-24이상	
	G2	상연	$210 - 137.69 / 32.70 =$	2.211	DB-24이상	
		하연	$210 - 135.98 / 43.50 =$	1.702	DB-24이상	

나. 향남지구방향 BLOCK-5

1) 바닥판

【표 5.3.3】 내하력평가 결과(바닥판, 향남지구방향 BLOCK-5)

구 분	기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
캔틸레버부	$\frac{190.85 - 1.3 \times 4.37}{2.15 \times 52.364}$	1.645	DB-24이상	
중앙부	$\frac{119.071 - 1.3 \times 7.437}{2.15 \times 38.272}$	1.330	DB-24이상	

2) 거더

【표 5.3.4】 내하력평가 결과(거더, 향남지구방향 BLOCK-5)

구 분			기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
정모멘트부	G1	상연	$210 - 94.572 / 6.42 =$	17.993	DB-24이상	
		하연	$210 - 108.593 / 42.74 =$	2.373	DB-24이상	
	G2	상연	$210 - 95.392 / 4.68 =$	24.468	DB-24이상	
		하연	$210 - 109.471 / 40.44 =$	2.486	DB-24이상	
	G3	상연	$210 - 94.157 / 6.24 =$	18.559	DB-24이상	
		하연	$210 - 108.560 / 41.27 =$	2.458	DB-24이상	
부모멘트부	G1	상연	$210 - 90.558 / 31.54 =$	3.787	DB-24이상	
		하연	$210 - 82.386 / 43.55 =$	2.930	DB-24이상	
	G2	상연	$210 - 103.864 / 31.02 =$	3.422	DB-24이상	
		하연	$210 - 96.407 / 42.83 =$	2.652	DB-24이상	
	G3	상연	$210 - 96.939 / 28.34 =$	3.990	DB-24이상	
		하연	$210 - 95.473 / 39.13 =$	2.927	DB-24이상	

다. 상신연결로 D교

1) 바닥판

【표 5.3.5】 내하력평가 결과(바닥판, 상신연결로 D교)

구 분	기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
캔틸레버부	$\frac{190.85 - 1.3 \times 12.956}{2.15 \times 42.985}$	1.883	DB-24이상	
중앙부	$\frac{84.838 - 1.3 \times 3.392}{2.15 \times 34.840}$	1.074	DB-24이상	

2) 거더

【표 5.3.6】 내하력평가 결과(거더, 상신연결로 D교)

구 분			기본내하율(RF) 산정식	기본내하율	기본내하력	비 고
정 모 멘 트 부	G1	상연	$210 - 56.757 / 7.63 =$	20.121	DB-24이상	
		하연	$210 - 79.140 / 35.23 =$	4.413	DB-24이상	
	G2	상연	$210 - 46.370 / 5.040 =$	33.370	DB-24이상	
		하연	$210 - 61.611 / 26.890 =$	6.088	DB-24이상	

5.4 안전성평가 결과요약

5.4.1 안전성평가결과

본 상신육교에 대한 안전성평가결과, 바닥판, 거더, 교각의 구조적 안전성을 확보한 상태로 공용중인 것으로 검토되었으며, 기본 내하력의 경우에도 설계내하력(DB-24)이상의 내력을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

【표 5.4.1】 안전성평가 결과 요약

구 분	평 가 결 과 요 약	
안 전 율	안전율(F.S) 산정결과 □ BLOCK-3 ■ BLOCK-5 ■ 상신연결로 D교	
	평가 결과	- 거더의 발생응력은 허용응력범위 이내 수준으로 나타났으며 바닥판 및 교각은 계수하중에 대해 안전성을 확보하고 있음 - 안전성평가등급 : A등급(F.S =1.081)
공용내하력	기본 내하율(Po) 산정결과 □ BLOCK-3 ■ BLOCK-5 ■ 상신연결로 D교	
	평가 결과	기본내하력은 설계내하력(DB-24) 이상을 확보하고 있음

※ 초기점검 내하력평가 결과[표 2.3.6] 및 부록 10장 참조