

제 5 장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

5.2 백운4교(부산) 안전성평가

5.3 백운4교(춘천) 안전성평가

제 5 장 시설물의 안전성평가

5.1 개 요

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

안전성 평가는 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 평가방법은 강교거더는 허용응력법에 의하여, 콘크리트 바닥판 및 교각 부재검토는 강도설계법에 의하여, 구조계의 변화가 없으므로 금회에는 전회 정밀안전진단(부산방향 : 2011년, 춘천방향 : 2013년)에서 수행한 안전성평가 자료를 활용하는 것으로 하였다. 다만, 금회 정밀안전진단 시 확인결과, 춘천방향의 방호벽은 설계도면의 제원과 실측 제원이 상이한 상태로 공용 중 단면증설이 된 것으로 판단되며, 구조계산 시 실측치를 적용하여 구조검토를 시행하였다.

안전성평가는 도로교설계기준의 규정에 따라 허용응력법 및 강도설계법에 따라 검토하였다. 즉, 상부구조의 거더의 검토는 허용응력법, 바닥판 및 하부구조는 강도설계법에 근거하여 수행하였다.

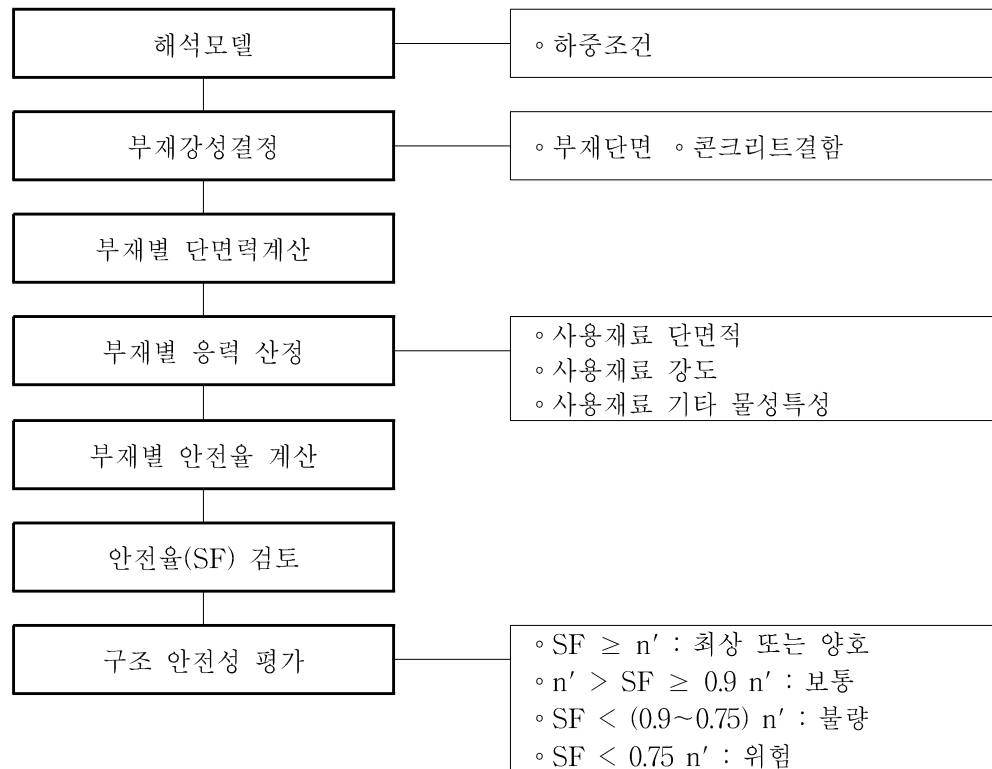
안전성평가 등급은 각 구조요소의 검토방법을 토대로 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(2010)에서 제시하는 등급기준을 적용하였으며, 안전성평가 등급기준은 아래와 같다.

【표 5.1】 구조물의 안전성평가 기준

기 준	안전성평가 기준	비 고
A	$SF \geq 1$	○ 허용응력 설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_d + i}$ ○ 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

주) 기본내하력은 안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(2010)에 근거하여 평가함.

5.1.1 안전성평가의 방법



【그림 5.1】 안전성평가의 방법

5.1.2 기본내하율(RF) 및 기본내하력(Po) 산정

【표 5.2】 기본내하율(RF) 및 기본내하력(Po) 산정

구 분	기본내하율(RF) 및 기본내하력(Po) 산정	적 용
허용응력법	- 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) - 기본내하력 : $P_o = Pr \times RF$ 여기서, Pr = 설계활하중	거 더
강도설계법	- 기본내하율 : $RF = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l(1+i)}$ 여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트 M_d = 지속하중에 의한 모멘트 $M_l(1+i)$ = 활하중에 의한 모멘트(충격포함) γ_l = 활하중 계수 = 2.15 γ_d = 고정하중 계수 = 1.30 - 기본내하력 : $P_o = Pr \times RF$ 여기서, Pr = 설계활하중	바닥판, 하부구조

5.2 백운4교(부산) 안전성평가

5.2.1 개요

백운4교(부산)는 총연장 310.785m, 총폭 12.6m의 5경간 연속 Steel Plate Girder형식의 교량으로서, 좌·우측의 주거터와 가로보, 세로보 및 브레이싱으로 구성되었으며, 하부구조는 벽식(중공)교각 4기와 역T형 교대 2기이며, 기초형식은 A1은 강관파일기초, 그 외 직접기초로 시공되었다. 또한 A2/배면은 라멘구간이 10.0m 시공되어 있다.

가. 검토구간 선정 및 사유

안전성 평가는 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 평가방법은 강교거더는 허용응력법에 의하여, 콘크리트 바닥판 및 교각 부재검토는 강도설계법에 의하며, 전차 정밀안전진단(2011년)에서 수행한 안전성평가 자료를 활용하고, 금회 정밀안전진단(2016년)과 구조적 변화상태에 대하여 비교 하였다.

하부구조는 고정단 교각을 제외한 가동단 교각 중 예비 구조해석을 실시하여 가장 불리한 부재력 발생이 예상되는 교각3(P3)에 대해서 강도설계법으로 안전성검토를 수행하였다.

나. 검토 조건

본 교량은 설계 시와 현재의 설계기준을 비교하여 현 기준에 의하여 안전성 검토 및 내하력 평가를 실시하며, 사용재료의 특성 및 철근간격, 피복두께 등을 설계도서와 현장측정 값을 비교하여 적용하였다. 설계시와 금차 정밀안전진단의 비교표는 다음 【표 5.3】과 같다.

1) 구조검토 조건 비교

【표 5.3】 백운4교(부산) 구조검토 조건 비교

구 분		2000년 설계	2011년 진단	2016년 진단
설계 기준	적용 년도	• 콘크리트 표준시방서(1996) • 도로교 표준시방서(1996)	• 콘크리트 구조설계기준(2007) • 도로교 설계기준(2010)	• 콘크리트 구조설계기준(2012) • 도로교 설계기준(2010)
	주요 하중계수	• 콘크리트 하중조합(1.2D+1.8L)	• 콘크리트 하중조합(1.3D+2.15L)	• 콘크리트 하중조합(1.3D+2.15L)
적용 하중	바닥판	• 고정하중+활하중	• 고정하중+활하중+풍하중	• 고정하중+활하중+풍하중
	거 더	• 고정하중+활하중+풍하중+온도변화	• 고정하중+활하중+풍하중+온도변화	• 고정하중+활하중+풍하중+온도변화
	하부구조	• 고정하중+활하중+풍하중+온도하중	• 고정하중+활하중+풍하중+온도하중	• 고정하중+활하중+풍하중+온도하중
활하중	충격계수	• 20/(50+L)	• 15/(40+L)	• 15/(40+L)
비교결과		• 설계시 구조검토 조건과 비교결과, 하중조건은 구조물의 고정하중과 설계활하중(DB24, DL24) 이외에 콘크리트 바닥판과 강재거더의 온도차, 크리프 및 건조수축에 대한 영향을 추가로 고려함 • 활하중 충격계수는 변경된 설계기준을 적용함		

2) 부재제원 확인

시설물을 구성하고 있는 주요부재에 대한 제원 확인을 위해 실측을 실시하고 이를 준공도와 비교·검토하여 주요 부재의 규격을 확인하였다.



부재 제원 확인

【그림 5.2】 백운4교(부산) 부재 제원 측정

【표 5.4】 백운4교(부산) 부재 제원 확인 결과

구 분				부재제원	실측결과	비 고
백운4교 (부산)	상부 구조	바닥판 B		12.600 m	12.604 m	일치함
		거더	높이 H	3.000 m	3.000 m	일치함
			간격 B	3.600 m	3.598 m	일치함
	하부 구조	교 대 (A1/구체)	폭 B	12.600 m	12.600 m	일치함
			상면 L	1.600 m	1.600 m	일치함
		교 각 (P2/코핑)	폭 B	12.800 m	12.800 m	일치함
			상면 L	3.600 m	3.600 m	일치함
				기타	방호벽	높이 H
	폭 B	0.450 m	0.450 m			일치함
측정결과 ▪ 부재 제원의 실측결과, 전반적으로 준공도상의 제원과 일치함.						

3) 현장시험 및 측정자료 분석

① 사용재료 및 강도

【표 5.5】 백운4교(부산) 사용재료 및 강도

구 분	콘 크 리 트				철 근	
	탄성계수 (MPa)	설계기준강도 (MPa)	현장조사결과 (MPa)	적용강도 (MPa)	철근강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)
상부구조	27,800	27.0	28.2~28.7	27.0	400.0	2.1×10^5
하부구조	27,000	24.0	25.8~27.1	24.0	300.0	2.1×10^5
• 콘크리트 강도시험은 반발경도시험 및 초음파시험 결과가 설계기준강도 이상이므로 설계기준강도를 적용강도로 적용함.						

② 단면제원 및 철근량

【표 5.6】 백운4교(부산) 단면제원 및 철근량

시험위치		단면두께 (mm)	피복두께(mm)			철근(m당 평균)			
			설계값	측정 평균값	검토 적용값	설계값	철근탐사	검토 적용값	
S1 캔틸레버		250.0	40.0	70.0	40.0	H16@250.0	H16@195.0	H16@250.0	
S2 캔틸레버		250.0	40.0	61.0	40.0	H16@250.0	H16@187.0	H16@250.0	
S3 캔틸레버		250.0	40.0	60.0	40.0	H16@250.0	H16@199.0	H16@250.0	
S4 캔틸레버		250.0	40.0	60.0	40.0	H16@250.0	H16@194.0	H16@250.0	
S5 캔틸레버		250.0	40.0	58.0	40.0	H16@250.0	H16@200.0	H16@250.0	
철근탐사 DATA									
		위치	철근종류	피복두께	철근간격	위치	철근종류	피복두께	철근간격
		S3캔틸레버	횡방향철근	55.0~64.0	185.0~215.0	S5캔틸레버	횡방향철근	56.0~62.0	195.0~210.0
• 철근배근 탐사결과 측정부재의 길이 부족으로 인해 횡방향철근에 대해서만 측정이 가능한 상태였으며, 『중앙고속도로 제천-원주간 확장공사 제16공구 실시설계도』에 적용된 설계값과 금회 측정평균값의 차이가 다소 있으며 안전성 평가시 설계값을 기준으로 적용함.									
시험위치		단면두께 (mm)	피복두께(mm)			철근(m당 평균)			
			설계값	측정 평균값	검토 적용값	설계값	철근탐사	검토 적용값	
P3 기둥	수직철근	700.0	100.0	105.0	100.0	D29@150.0	D29@148.0	D29@150.0	
	수평철근		74.5	75.0	74.5	D22@250.0	D22@275.0	D22@250.0	
철근탐사 DATA									
		위치	철근종류	피복두께	철근간격	위치	철근종류	피복두께	철근간격
		P3 기둥	수직철근	105.5~111.5	135.0~165.0	P3 기둥	수평철근	80.0~81.0	245.0~305.0
• 철근배근 탐사결과 『중앙고속도로 제천-원주간 확장공사 제16공구 실시설계도』에 적용된 설계값과 금회 측정평균값의 차이가 미미하여 안전성 평가시 설계값을 기준으로 적용함.									

5.2.2 상부구조 안전성평가

가. 구조검토 조건

1) 교량제원

- ① 교 량 명 : 백운4교(부산)
- ② 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ③ 교량형식 : 5경간 연속 강판형교(Steel Plate Girder)
- ④ 교 장 : 5@60.0 = 300.0m
- ⑤ 교 량 폭 : B = 12.60m
- ⑥ 거더제원 : H = 3.0m, B = 0.6m
- ⑦ 사 각 : 90.0°
- ⑧ 곡률반경 : R = 1,500

2) 하중

① 고정하중

- 철근콘크리트 : $W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- 포장콘크리트 : $W_a = 23.00 \text{ kN/m}^3$ (아스팔트 포장)

② 활하중

- DB-24, DL-24
- 충격계수 : $I = 15 / (40+L) \leq 0.3$

3) 사용재료

① 콘크리트

- ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
- ㉡ 탄 성 계 수 : $E_c = 27,800.0 \text{ MPa}$
- ㉢ 크 리 프 계 수 : $\Phi_2 = 2\Phi_1 = 4.0$
- ㉣ 선 팽 창 계 수 : $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$
- ㉤ 허용응력
 - 합성거더에서의 콘크리트 허용압축응력

하중의 조합			허용응력(MPa)	비 고
1	주하중	1) 바닥판으로서의 작용	0.4fck	도로교설계기준(2010) 3.6.1.9항 3.9.3.1항
		2) 주거더 단면의 일부로서의 작용		
		3) 1)과 2)를 동시에 고려할 때		
2	주하중+바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차		1.1)항의 15%증가	

- 합성거더에서의 콘크리트 허용인장응력

하중의 조합		허용응력(MPa)		비 고
1	주하중	바닥판의 상하연	0.07fck로 하되 25이하	도로교설계기준(2010) 3.9.3.1항
		바닥판 두께의 중심	0.04fck로 하되 15이하	
2	활하중, 충격을 제외한 주하중	0		
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	1항의 15% 증가		

② 철근(SD40)

- ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
- ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$
- ㉢ 허용인장응력 : $f_{ta} = 160.0 \text{ MPa}$

③ 강재

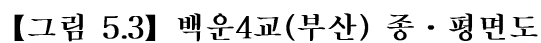
- ㉠ 주부재 : SM520 (SWS520) - 거더
- ㉡ 부부재 : SM490 (SWS400) - 가로보 및 2차부재
- ㉢ 탄성계수 : $E_s = 210,000 \text{ MPa}$
- ㉣ 항복강도
 - 거 더 : 355 MPa
 - 가로보 : 235 MPa
- ㉤ 허용응력 증가율

거더강재의 허용응력은 사용강종 및 강재판두께에 따른 도로교설계기준(2010) 3.3.2절과 3.4절의 규정에 따라서 결정하며 본 검토에서 적용된 하중조합별 허용응력 증가율을 정리하여 나타내면 다음과 같다.

- 합성거더 강재의 허용응력 증가율

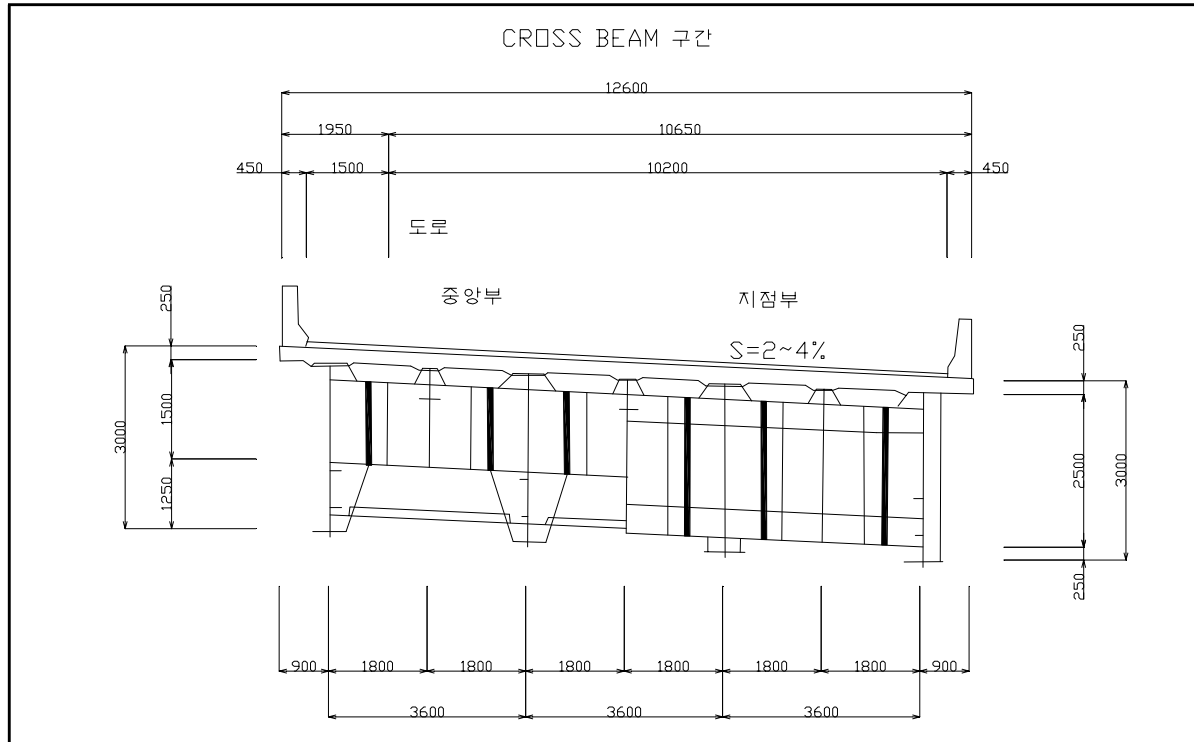
하중의 조합			증가율(%)	
			정의 휨모멘트를 받는 부분	부의 휨모멘트를 받는 부분
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15

검토 대상교량인 백운4교(부산)의 종평면도는 아래 그림과 같다.



다. 단면특성

1) 단면형상



【그림 5.4】 상부구조 단면형상

2) 단면특성 산정

① 단면특성 구분

백운4교(부산)는 사용된 거더를 8개의 단면으로 구분할 수 있으며, 플랜지에 폭이 다른 두 플레이트를 사용한 경우에는 환산단면으로 모델링하여 구조해석을 수행하였다. 해석모델에 적용된 각 단면의 제원은 아래표와 같이 나타내었다.

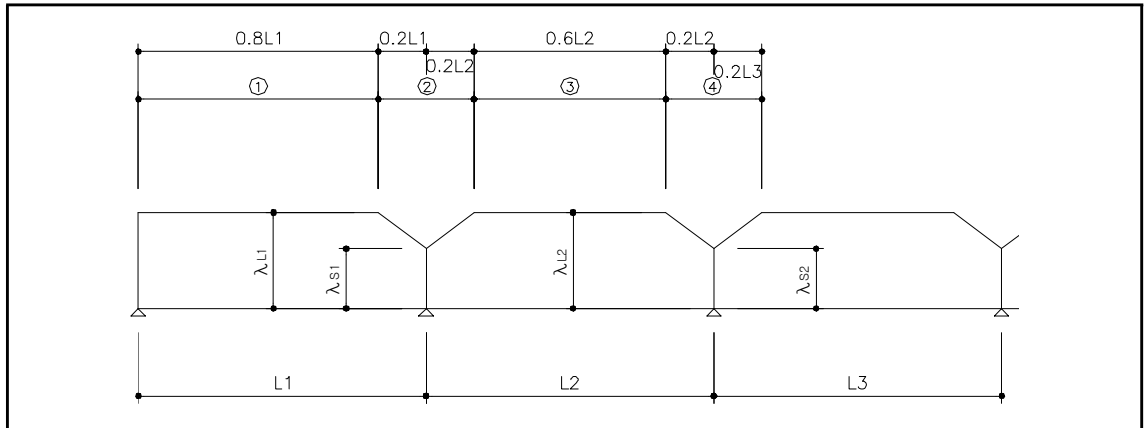
【표 5.7】 단면제원

단면 구분	플랜지(mm)				복부(mm)		플랜지 환산단면(mm)			
	상부		하부		높이	두께	상부		하부	
	폭	두께	폭	두께			폭	두께	폭	두께
단면 1	600	20	600	20	3000	10				
단면 2	600	25	600	25	3000	10				
단면 3	600	30	600	30	3000	10				
단면 4	560/600	20/30	560/600	20/30	3000	10	593.71	49.18	593.71	49.18
단면 5	600	30	600	30	3000	12				
단면 6	560/600	20/30	560/600	20/30	3000	12	593.71	49.18	593.71	49.18
단면 7	600	34	600	34	3000	12				
단면 8	560/600	30/34	560/600	30/34	3000	12	591.31	62.91	591.31	62.91

② 유효폭 산정

플랜지와 바닥판 콘크리트를 합성단면으로 적용하였으며 응력검토 시 전단지연(Shear Lag)의 영향을 고려하기 위해 플랜지의 유효폭을 산정하였으며 세부 계산과정은 다음과 같다.

㉠ 등가지간장과 적용식



【그림 5.5】 연속거더의 등가지간장 및 유효폭 변화

■ 지간 중앙부(①, ③)

- $\frac{b}{l} \leq 0.05$ $\lambda_L = b$
- $0.05 < \frac{b}{l} < 0.30$ $\lambda_L = [1.1 - 2(\frac{b}{l})] \cdot b$
- $\frac{b}{l} \geq 0.30$ $\lambda_L = 0.15 l$

■ 지점부(②, ④)

- $\frac{b}{l} \leq 0.02$ $\lambda_s = b$
- $0.02 < \frac{b}{l} < 0.30$ $\lambda_s = [1.06 - 3.2(\frac{b}{l}) + 4.5(\frac{b}{l})^2] \cdot b$
- $\frac{b}{l} \geq 0.30$ $\lambda_s = 0.15 l$

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)

㉡ 합성단면 플랜지 유효폭 산정

- 내측(G2, G3) 복부간격 : $2b = 3.60 \text{ m}$
- 외측(G1, G4) 복부간격 + 플랜지 돌출폭 : $b + b_e = 2.70 \text{ m}$
- 지 간 장 : $L = 60.0 \text{ m}$

■ 지간 중앙부(S1, S5)

$$l = 0.8 \cdot L1 = 0.8 \times 60.0 = 48.0 \text{ m}$$

- 내측거더(G2, G3)

$$b/l = 1.80 / 48.0 = 0.038$$

여기서, $b/l \leq 0.05$ 이므로 $\lambda L1 = b = 1.80 \text{ m}$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = 2\lambda L1 = 2 \times 1.80 = 3.60 \text{ m}$$

- 외측거더(G1, G4)

$$b/l = 0.90 / 48.0 = 0.019$$

여기서, $b/l \leq 0.05$ 이므로 $\lambda L2 = b = 0.90 \text{ m}$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = \lambda L1 + b1 = 1.80 + 0.90 = 2.70 \text{ m}$$

■ 지간 중앙부(S2~S4)

$$l = 0.6 \cdot L2 = 0.6 \times 60.00 = 36.0 \text{ m}$$

- 내측거더(G2, G3)

$$b/l = 1.80 / 36.00 = 0.050$$

여기서, $0.02 < b/l < 0.30$ 이므로

$$\lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b = \{1.06 - 3.2 \times 0.050 + 4.5 \times 0.050^2\} \times 1.80 = 1.64 \text{ m}$$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = 2\lambda L2 = 2 \times 1.64 = 3.28 \text{ m}$$

- 외측거더(G1, G4)

$$b/l = 0.90 / 36.00 = 0.025$$

여기서, $0.02 < b/l < 0.30$ 이므로

$$\lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b = \{1.06 - 3.2 \times 0.025 + 4.5 \times 0.025^2\} \times 0.90 = 0.88 \text{ m}$$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = \lambda L2 + b1 = 1.64 + 0.88 = 2.52 \text{ m}$$

■ 지점부(P1~P4)

$$l = 0.2 \cdot (L2 + L3) = 0.2 \times (60.0 + 60.0) = 24.0 \text{ m}$$

- 내측거더(G2, G3)

$$b/l = 1.80 / 24.00 = 0.075$$

여기서, $0.02 < b/l < 0.30$ 이므로

$$\lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b = \{1.06 - 3.2 \times 0.075 + 4.5 \times 0.075^2\} \times 1.80 = 1.52 \text{ m}$$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = 2\lambda_s = 3.04 \text{ m}$$

- 외측거더(G1, G4)

$$b/l = 0.90 / 24.00 = 0.038$$

여기서, $0.02 < b/l < 0.30$ 이므로

$$\lambda_s = \{1.06 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b = \{1.06 - 3.2 \times 0.038 + 4.5 \times 0.038^2\} \times 0.9 = 0.85 \text{ m}$$

$$\therefore \text{플랜지 유효폭(Be)} = \lambda_s + b1 = 2.37 \text{ m}$$

【표 5.8】 합성단면 유효폭 산정 결과

단면 구분	플랜지(mm)			복부(mm)		합성단면(mm)			
	위치	폭	두께	높이	두께	외측거더		내측거더	
						유효폭	바닥판두께	유효폭	바닥판두께
단면 1	S1, S5 지간부	600	20	3000	10	2600	250	3410	250
단면 2	S2~S4 지간부	600	25	3000	10	2700	250	3600	250
단면 3	S1, S5 지간부	600	30	3000	10	2600	250	3410	250
단면 4	S1, S5 지간부	593.71	49.18	3000	10	2600	250	3410	250
단면 5	P1~P4 지점부	600	30	3000	12	2370	250	3040	250
단면 6	P1~P4 지점부	593.71	49.18	3000	12	2370	250	3040	250
단면 7	P1~P4 지점부	600	34	3000	12	2370	250	3040	250
단면 8	P1~P4 지점부	591.31	62.91	3000	12	2370	250	3040	250

③ 단면특성 산정

유효폭을 고려한 각 단면의 단면특성 산정 결과를 요약하면 다음과 같다.

【표 5.9】 단면특성 산정 결과

구분	A(m ²)	y _{su} (m)	y _{sl} (m)	I _y (m ⁴)	비 고
단면 1	0.0540	1.5200	1.5200	0.0772	
단면 2	0.0600	1.5250	1.5250	0.0911	
단면 3	0.0660	1.5300	1.5300	0.1051	
단면 4	0.0884	1.5492	1.5492	0.1582	
단면 5	0.0720	1.5300	1.5300	0.1096	
단면 6	0.0944	1.5492	1.5492	0.1627	
단면 7	0.0768	1.5340	1.5340	0.1209	
단면 8	0.1104	1.5629	1.5629	0.2015	

라. 적용하중

안전성검토 시 고려된 하중은 고정하중과 활하중, 풍하중, 온도하중에 의한 수평력 등이며 하중산정 및 해석모델상의 재하는 현재의 작용상태와 도로교설계기준(2010) 2.1절에 근거하여 수행하였다.

1) 합성전 고정하중

① 강재

강재는 해석프로그램 내에서 입력된 요소의 부피와 중량을 이용하여 자중을 자동 연산하는 방식(Self Weight Option)으로 하중재하 하였다.

② 바닥판

바닥판의 자중을 거더에 횡분배하였다. 횡분배 결과는 【표 5.10】 과 같다.

- $W \times l = 0.30 \times 25.0 \times 6.3 = 47.25 \text{ kN/m}^2 = R1 + R2$
- $W \times l \times 1/2 = 148.84 \text{ kNm/m} = R1 \times 5.4 + R2 \times 1.8$
- $R1(G1, G4) = 17.72 \text{ kN/m}$
- $R2(G2, G3) = 29.53 \text{ kN/m}$

【표 5.10】 합성전 고정하중 횡분배 결과

구분	G1	G2	G3	G4	단위
고정하중	17.72	29.53	29.53	17.72	kN/m

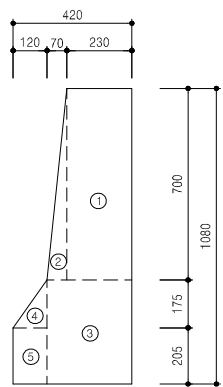
2) 합성후 고정하중

① 포장 (아스팔트 콘크리트)

- $W = 0.08 \times 23.0 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

② 방호울타리

【표 5.11】 방호울타리 고정하중 산정 결과

NO.	작용 하중(kN/m)	
①	$0.23 \times 0.7 \times 25.0 = 4.025$	
②	$0.5 \times 0.07 \times 0.7 \times 25.0 = 0.613$	
③	$0.3 \times 0.38 \times 25.0 = 2.850$	
④	$0.5 \times 0.12 \times 0.175 \times 25.0 = 0.263$	
⑤	$0.12 \times 0.205 \times 25.0 = 0.615$	
계	8.366	

③ 합성후 고정하중의 횡분배

합성후 고정하중에 대한 횡분배 결과는 【표 5.12】 과 같다.

- $W \times 1 = 0.08 \times 23.0 \times 5.85 = 10.76 \text{ kN/m}^2$, $10.76 + 8.366 = R1 + R2$
- $W \times 1 \times 1/2 = 31.47 \text{ kNm/m}$, $31.47 + 8.366 \times 6.109 = R1 \times 5.4 + R2 \times 1.8$
- $R1(G1, G4) = 13.38 \text{ kN/m}$
- $R2(G2, G3) = 5.75 \text{ kN/m}$

【표 5.12】 합성후 고정하중 횡분배 결과

구분	G1	G2	G3	G4	단위
고정하중	13.38	5.75	5.75	13.38	kN/m

3) 활하중

활하중의 재하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로교설계기준(2010)을 적용하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다. 본 구조해석에 사용된 이동하중해석 옵션은 입력된 차로(Traffic Lanes)를 기준으로 영향선(Influence Line)을 계산하고 이를 이용하여 차량하중의 이동에 따른 해석결과를 산출하는 기능으로서 차선과 거터 중심과의 위치차이에 따른 활하중의 편심재하가 가능하고 한 개의 이동하중조건에 대해 최대와 최소의 두 가지 해석결과를 산출한다. 설계활하중에 대한 이동하중해석 수행 시 주요 검토사항을 정리하면 다음과 같다.

【표 5.13】 활하중 검토

구분	활하중 검토			
교폭	12.60 m			
해석지간(L)	5@60.0 = 300.0 m			
연석간 교폭(Wc)	12.60 - 0.450 - 0.450 = 11.70 m			
재하차로수(N)	9.1 m < Wc < 12.8m ∴ 3차로 재하			
설계차로폭(W)	11.70/3 = 3.90 m ; 편심재하 고려를 위해 3.0m마다 재하			
충격계수(i)	15 / (40+60.0) = 0.15 < 0.3 ∴ i = 0.15 적용			
활하중 모델	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	Pm	108 kN	전륜(1축)	48 kN
	Ps	156 kN	후륜(2축)	192 kN
	등분포하중	12.7 kN/m	후륜(3축)	192 kN
			총 중량	432 kN
재하방법	• 해석프로그램의 이동하중 해석기능 사용 • DB-24, DL-24 재하 • DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~3개 차로에 지간 및 지점별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 편재하 • 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 재하로 발생하는 경우에는 도로교설계기준(2010)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 재하시 : 90% - 4차로 동시 재하시 : 75%			

4) 풍하중

① 단면형상

- 교폭 : $B = 12.60 \text{ m}$
- 높이(방호울타리 + 바닥판 + 거더) : $D = 1.08 + 0.300 + 3.0 = 4.38 \text{ m}$
- 단면형상 : $B/D = 12.60/4.38 = 2.876$

【표 5.14】 상부구조의 풍하중(단위:kN/m)

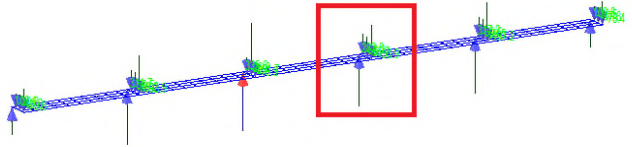
단면형상	풍하중	비 고
$1 \leq B/D \leq 8$	$[4.0 - 0.2 \times (B/D)] \times D \geq 6$	적 용
$8 \leq B/D$	$2.4 \times D \geq 6$	-

② 주거더와 방호울타리에 작용하는 풍하중

- $P = [4.0 - 0.2 \times 2.876] \times 4.38 = 15.00 \text{ kN/m} \geq 6 \text{ kN/m}$
- $M = P \times e = 15.00 \times 4.38/2 = 32.85 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 상부 풍하중에 의한 반력

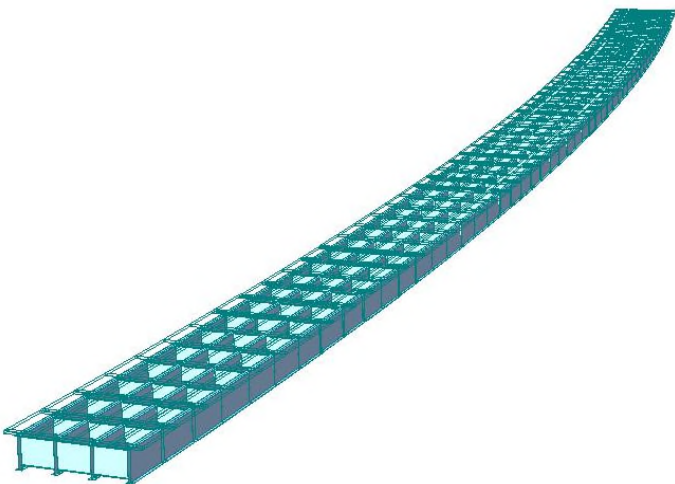
【표 5.15】 상부 풍하중에 의한 반력산출 결과

받침 NO.	반력(kN)	비 고
Sh1	283.8	
Sh2	-68.1	
Sh3	-56.7	
Sh4	-158.9	

마. 모델링

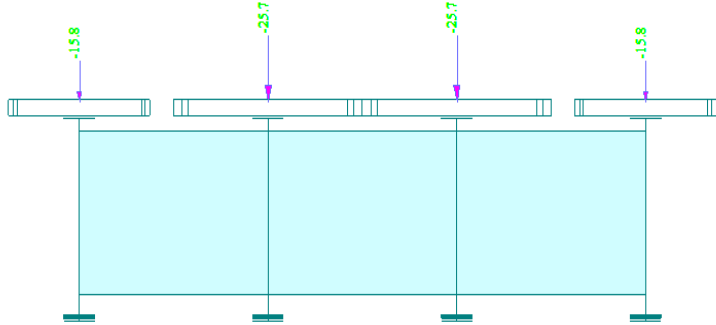
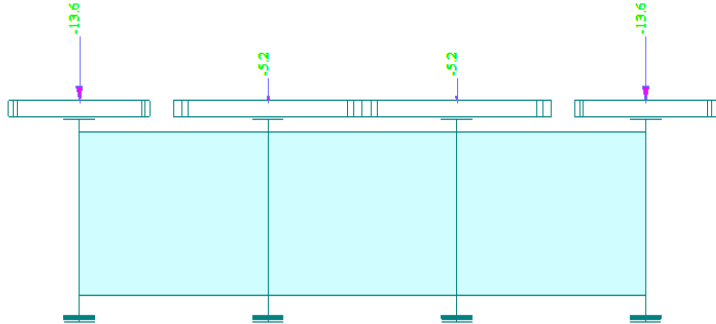
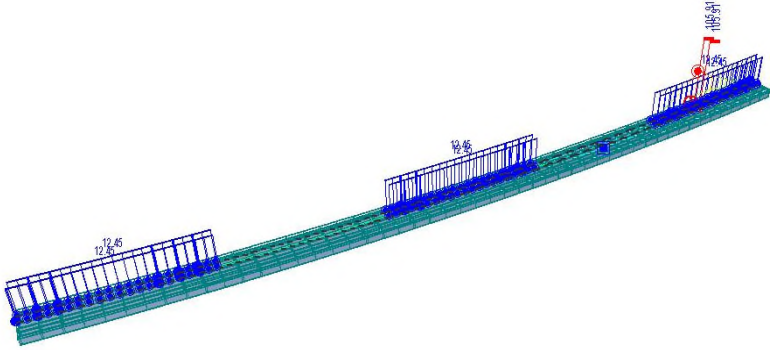
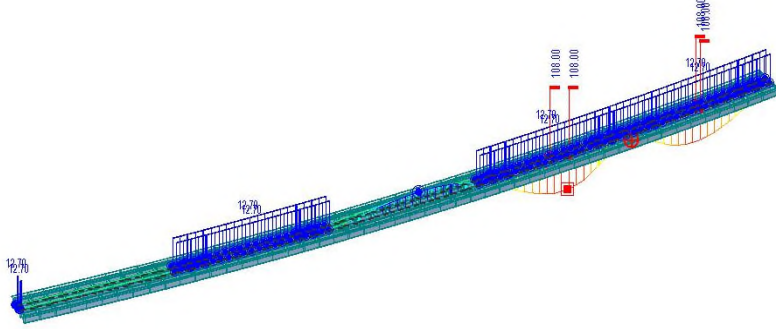
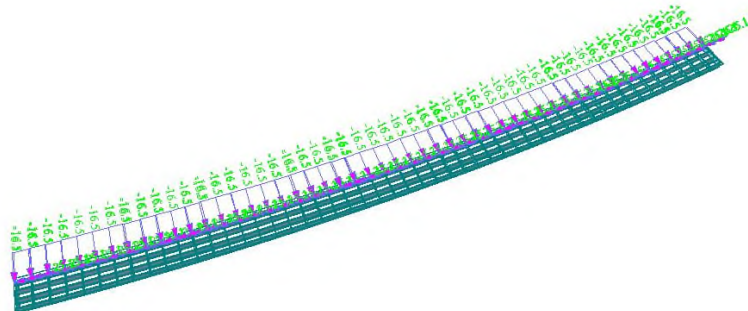
대상교량은 활하중합성 강판형교이므로 이를 감안하여 합성전, 후단계로 구분하여 모델링 하였으며 모델링 수행 시 주요 고려사항은 다음과 같다.

- 해석모델은 강판형 거더 및 가로보로 구성된 3차원 격자모델을 적용하였으며, 보요소로 이상화된 각 구조요소의 연결은 부재편심(Offset)이 반영되도록 하였다.
- 합성전, 후 단계의 강성변화는 바닥판의 강성 기여도에 따라 거더의 강성매트릭스를 재구성하여 반영하였다. 즉, 합성전 해석모델에서는 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역할을 하므로 하중조건으로 고려하였다.
- 고정하중은 교축직각방향으로 모델링된 2차원 프레임모델을 이용, 바닥판에 의한 횡분배 효과를 반영하여 해석모델상에 재하하였으며 설계활하중은 해석프로그램 내의 이동하중 해석 기능을 사용하였다. 또한 적용된 하중조건은 도로교설계기준(2010) 2.2절을 적용하여 검토단면에서 가장 불리한 하중조합이 되도록 편재하 하였다.
- 지점경계조건은 교량받침의 현장배치상태를 고려하였으며 탄성연결요소(Elastic Link)를 사용하여 구성하였다.

구 분	모 델 링	비 고
해석 모델		■ 경계조건 · 고정단 : P2 · 가동단 : A1, P1, P3, P4, A2

【그림 5.6】 구조해석 모델링

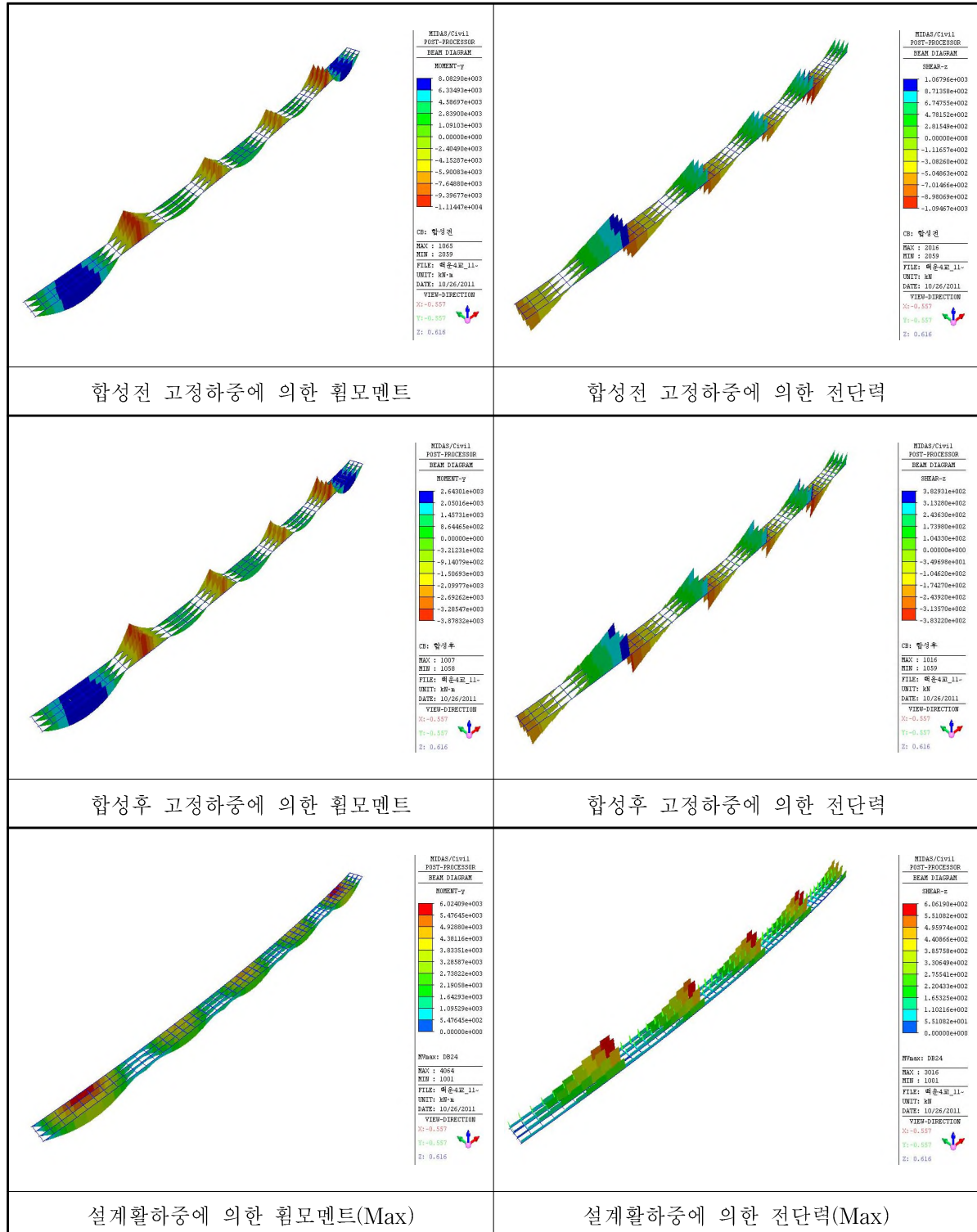
【표 5.16】 하중조건 모델링

구 분	모델링	비 고
상부 구조 고정 하중		■ 합성전 고정하중 · 강재 거더 및 가로보 : - 자중 옵션 · 콘크리트 바닥판
		■ 합성후 고정하중 · 방호울타리 및 난간 · 포장
설 계 활 하중		■ S5 중앙부 - 최대 정모멘트 발생시 - 활하중 재하위치
		■ P4 지점부 - 최대 부모멘트 발생시 - 활하중 재하위치
풍 하중		■ 상부구조

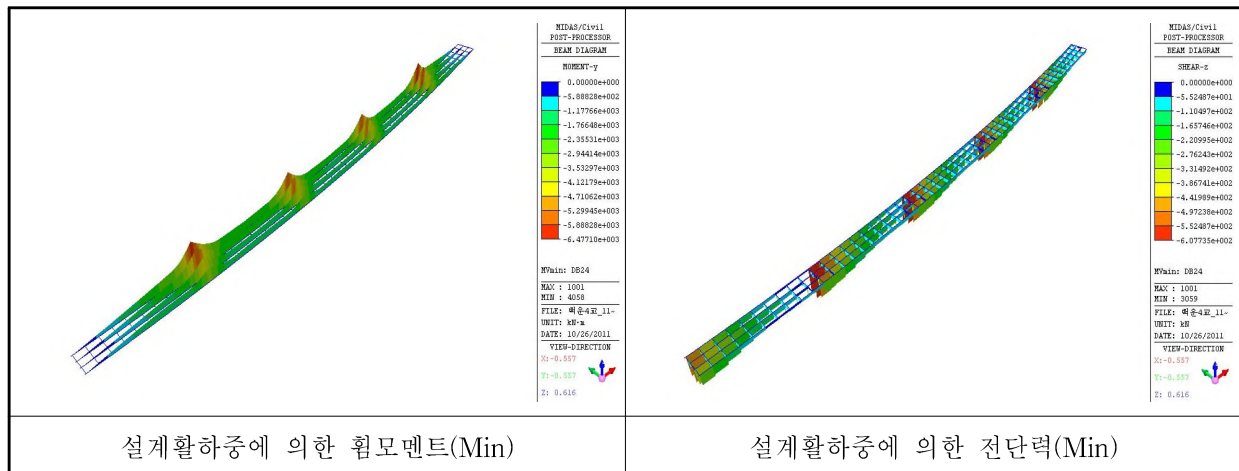
바. 상부구조 구조해석 결과 및 검토

1) 부재력 산출

① 하중조건별 부재력 산출 결과



【그림 5.7】 하중조건별 부재력도



【그림 5.8】 하중조건별 부재력도(계속)

【표 5.17】 휨모멘트 산출 결과(단위: kN·m)

구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
S1 중앙부	G1	7503.953	2446.083	3414.89	-1485.04	13364.926	8464.996	
	G2	7206.863	2431.995	4228.19	-1189.87	13867.048	8448.988	
	G3	6909.97	2337.238	5389.773	-1473.83	14636.981	7773.378	
	G4	6600.953	2162.039	5936.156	-1675.43	14699.148	7087.562	
S2 중앙부	G1	2516.086	990.784	2491.896	-1611.6	5998.766	1895.27	
	G2	2529.861	999.839	3136.471	-1492.17	6666.171	2037.53	
	G3	2550.92	1007.55	4021.23	-1854.14	7579.7	1704.33	
	G4	2571.615	1001.245	4447.112	-2127.11	8019.972	1445.75	
S3 중앙부	G1	4049.162	1427.751	2710.708	-1510.52	8187.621	3966.393	
	G2	3925.508	1420.036	3372.373	-1350.73	8717.917	3994.814	
	G3	3809.553	1383.999	4309.702	-1686.46	9503.254	3507.092	
	G4	3693.831	1314.153	4770.69	-1939.62	9778.674	3068.364	
S4 중앙부	G1	2439.04	979.317	2437.936	-1571.91	5856.293	1846.447	
	G2	2454.202	987.727	3075.712	-1446.15	6517.641	1995.779	
	G3	2476.688	995.725	3946.991	-1799.46	7419.404	1672.953	
	G4	2498.794	990.568	4364.876	-2067.69	7854.238	1421.672	
S5 중앙부	G1	7546.023	2429.389	3471.783	-1564.65	13447.195	8410.762	
	G2	7247.963	2412.867	4295.615	-1282.26	13956.445	8378.57	
	G3	6947.054	2318.656	5470.867	-1589.78	14736.577	7675.93	
	G4	6630.789	2146.766	6023.823	-1805.33	14801.378	6972.225	단면검토

【표 5.18】 휨모멘트 산출 결과(계속) (단위:kN·m)

구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
P1 지점부	G1	-10567.492	-3844.079	1144.299	-3204.08	-13267.272	-17615.651	
	G2	-10912.718	-3417.1	658.732	-4465.85	-13671.086	-18795.668	
	G3	-10725.4	-3337.398	844.579	-5844.4	-13218.219	-19907.198	
	G4	-10062.71	-3642.015	987.804	-6313.22	-12716.921	-20017.945	
P2 지점부	G1	-7803.745	-3030.478	1453.405	-2983.84	-9380.818	-13818.063	
	G2	-8191.819	-2634.04	1070.695	-4155.77	-9755.164	-14981.629	
	G3	-8114.816	-2595.356	1372.267	-5438.39	-9337.905	-16148.562	
	G4	-7599.026	-2936.528	1602.161	-5883.1	-8933.393	-16418.654	
P3 지점부	G1	-7711.108	-3017.629	1436.679	-2968.87	-9292.058	-13697.607	
	G2	-8109.627	-2621.743	1059.992	-4142.53	-9671.378	-14873.9	
	G3	-8033.537	-2583.257	1357.851	-5419.11	-9258.943	-16035.904	
	G4	-7516.026	-2925.345	1586.765	-5849.49	-8854.606	-16290.861	
P4 지점부	G1	-10789.741	-3878.294	1205.133	-3288.32	-13462.902	-17956.355	
	G2	-11144.735	-3450.991	710.963	-4571.3	-13884.763	-19167.026	
	G3	-10964.338	-3372.546	911.983	-5985.7	-13424.901	-20322.584	
	G4	-10306.835	-3679.235	1065.545	-6476.43	-12920.525	-20462.5	단면검토

【표 5.19】 전단력 산출 결과(단위:kN)

구 분		합성 전 고정하중	합성 후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
S1 중앙부	G1	204.563	46.904	121.3	-46.78	372.767	204.687	
	G2	163.351	74.938	218.456	-134.065	456.745	104.224	
	G3	154.359	71.7	278.189	-154.53	504.248	71.529	
	G4	177.502	37.501	261.234	-104.663	476.237	110.34	
S2 중앙부	G1	-26.956	-26.898	105.941	-90.263	52.087	-144.117	
	G2	-56.762	0.589	190.616	-166.299	134.443	-222.472	
	G3	-55.252	1.011	241.358	-208.554	187.117	-262.795	
	G4	-22.685	-25.67	225.706	-185.175	177.351	-233.53	

【표 5.20】 전단력 산출 결과(계속) (단위:kN)

구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
S3 중앙부	G1	19.294	-13.25	112.293	-87.509	118.337	-81.465	
	G2	-13.638	14.022	198.898	-161.529	199.282	-161.145	
	G3	-15.208	13.402	251.656	-202.529	249.85	-204.335	
	G4	14.356	-14.984	237.321	-178.491	236.693	-179.119	
S4 중앙부	G1	72.026	1.176	115.997	-82.045	189.199	-8.843	
	G2	37.101	28.464	205.354	-152.553	270.919	-86.988	
	G3	33.607	27.13	260.182	-190.765	320.919	-130.028	
	G4	61.235	-2.64	247.322	-164.918	305.917	-106.323	
S5 중앙부	G1	-157.408	-72.618	64.225	-82.092	-165.801	-312.118	
	G2	-184.821	-46.349	161.168	-179.138	-70.002	-410.308	
	G3	-182.101	-45.217	193.66	-227.128	-33.658	-454.446	
	G4	-149.372	-69.23	148.239	-197.756	-70.363	-416.358	
P1 지점부	G1	-804.933	-333.077	95.081	-254.399	-1042.929	-1392.409	
	G2	-903.156	-254.368	53.86	-461.38	-1103.664	-1618.904	
	G3	-898.327	-251.586	66.089	-589.838	-1083.824	-1739.751	
	G4	-805.876	-331.674	81.006	-570.323	-1056.544	-1707.873	
P2 지점부	G1	-760.03	-321.541	98.572	-252.663	-982.999	-1334.234	
	G2	-848.15	-243.058	58.496	-454.13	-1032.712	-1545.338	
	G3	-840.512	-239.606	73.254	-579.658	-1006.864	-1659.776	
	G4	-745.893	-316.342	92.187	-562.26	-970.048	-1624.495	
P3 지점부	G1	-701.795	-305.792	99.774	-241.598	-907.813	-1249.185	
	G2	-795.924	-228.072	61.22	-442.986	-962.776	-1466.982	
	G3	-793.558	-226.314	76.561	-566.651	-943.311	-1586.523	
	G4	-704.143	-305.428	95.254	-546.88	-914.317	-1556.451	
P4 지점부	G1	-1007.234	-383.22	68.889	-270.063	-1321.565	-1660.517	
	G2	-1094.672	-303.562	14.666	-476.886	-1383.568	-1875.12	
	G3	-1075.973	-296.504	16.884	-607.735	-1355.593	-1980.212	
	G4	-969.259	-369.864	29.421	-591.19	-1309.702	-1930.313	

【표 5.21】 비틀림모멘트 산출 결과(단위:kN·m)

구 분		합성전 고정하중	합성후			계		비 고
			고정하중	활하중(충격포함)				
				Max	Min	Max	Min	
S1 중앙부	G1	-0.055	-0.518	5.156	-2.987	4.583	-3.56	
	G2	-0.055	-0.378	5.205	-2.282	4.772	-2.715	
	G3	-0.063	-0.146	5.165	-2.989	4.956	-3.198	
	G4	-0.07	-0.057	5.315	-3.405	5.188	-3.532	
S2 중앙부	G1	0.004	-0.064	5.751	-5.085	5.691	-5.145	
	G2	0.003	-0.005	5.45	-4.496	5.448	-4.498	
	G3	0.003	0.109	5.823	-5.02	5.935	-4.908	
	G4	0.002	0.161	6.088	-5.467	6.251	-5.304	
S3 중앙부	G1	-0.003	-0.206	6.125	-5.12	5.916	-5.329	
	G2	-0.003	-0.141	5.819	-4.532	5.675	-4.676	
	G3	-0.003	-0.021	6.186	-5.057	6.162	-5.081	
	G4	-0.004	0.03	6.447	-5.509	6.473	-5.483	
S4 중앙부	G1	-0.002	-0.211	6.155	-5.047	5.942	-5.26	
	G2	-0.002	-0.137	5.87	-4.461	5.731	-4.6	
	G3	-0.003	-0.006	6.205	-4.979	6.196	-4.988	
	G4	-0.003	0.045	6.465	-5.444	6.507	-5.402	
S5 중앙부	G1	-0.002	0.035	4.141	-4.204	4.174	-4.171	
	G2	-0.003	0.014	3.659	-3.534	3.67	-3.523	
	G3	-0.001	-0.012	4.419	-4.307	4.406	-4.32	
	G4	0.001	-0.014	4.689	-4.541	4.676	-4.554	
P1 지점부	G1	-4.699	0.142	12.786	-15.633	8.229	-20.19	
	G2	-4.624	-0.226	13.369	-16.178	8.519	-21.028	
	G3	-4.427	-1.22	14.635	-15.379	8.988	-21.026	
	G4	-4.2	-1.68	14.93	-14.286	9.05	-20.166	
P2 지점부	G1	-3.17	0.945	12.637	-16.593	10.412	-18.818	
	G2	-3.205	0.556	13.213	-17.082	10.564	-19.731	
	G3	-3.152	-0.462	14.426	-16.215	10.812	-19.829	
	G4	-3.03	-0.929	14.78	-15.082	10.821	-19.041	
P3 지점부	G1	-3.456	0.474	12.879	-16.055	9.897	-19.037	
	G2	-3.47	0.078	13.434	-16.515	10.042	-19.907	
	G3	-3.38	-0.935	14.605	-15.605	10.29	-19.92	
	G4	-3.237	-1.398	14.985	-14.495	10.35	-19.13	
P4 지점부	G1	0.16	1.402	10.834	-15.53	12.396	-13.968	
	G2	0.228	0.988	11.321	-15.506	12.537	-14.29	
	G3	0.341	0.105	12.291	-14.734	12.737	-14.288	
	G4	0.393	-0.375	12.996	-14.02	13.014	-14.002	

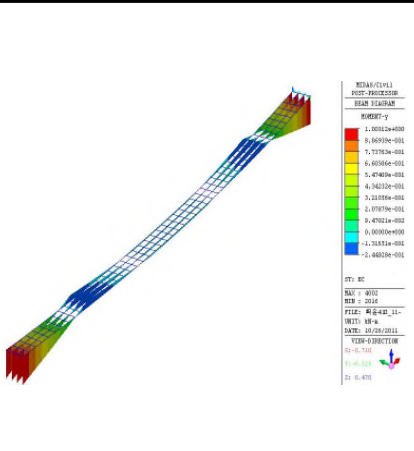
② 2차 부정정력

연속강합성 교량은 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 크리프 및 건조수축, 강재와 콘크리트의 온도차에 의한 부정정력이 추가로 발생한다. 따라서 부정정력에 의한 2차 모멘트를 산정하기 위하여 해석모델의 양단에 단위모멘트($1.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$)를 작용시켜 각 절점에 작용되는 영향계수 k 값(모멘트)을 산출하였다.

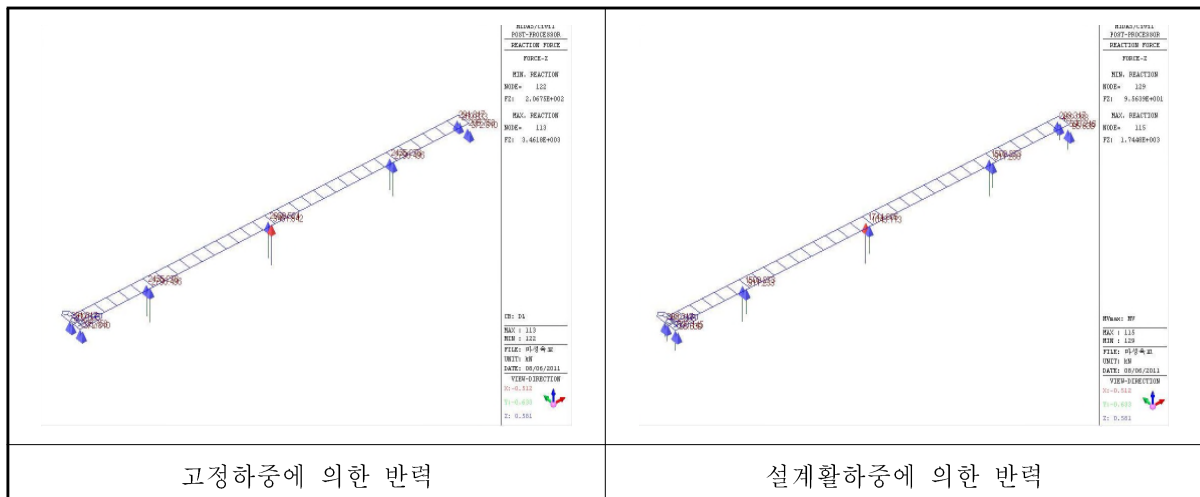
또한 구조물의 준공년도 대비 현재의 재령을 고려할 때 크리프 및 건조수축은 모두 발생하였다고 볼 수 있는바, 크리프 및 건조수축에 의한 응력 산정은 장기손실이 일어난 후로 하여 수행하였다.

【표 5.22】 영향계수 k 값 산출 결과 요약(단위 : $\text{kN}\cdot\text{m}$)

S1중양부				S2중양부				S3중양부			
G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4
0.405	0.413	0.391	0.343	-0.102	-0.1	-0.092	-0.079	0.053	0.051	0.046	0.038
S4중양부				S5중양부				P1지점부			
G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4
-0.1	-0.098	-0.09	-0.078	0.397	0.405	0.384	0.336	-0.238	-0.245	-0.237	-0.219
P2지점부				P3지점부				P4지점부			
G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4	G1	G2	G3	G4
0.05	0.051	0.048	0.043	0.048	0.049	0.046	0.042	-0.232	-0.239	-0.232	-0.215



③ 받침반력 산정 및 용량검토



【그림 5.9】 하중조건별 받침반력도

【표 5.23】 받침반력 산출 결과(단위:kN)

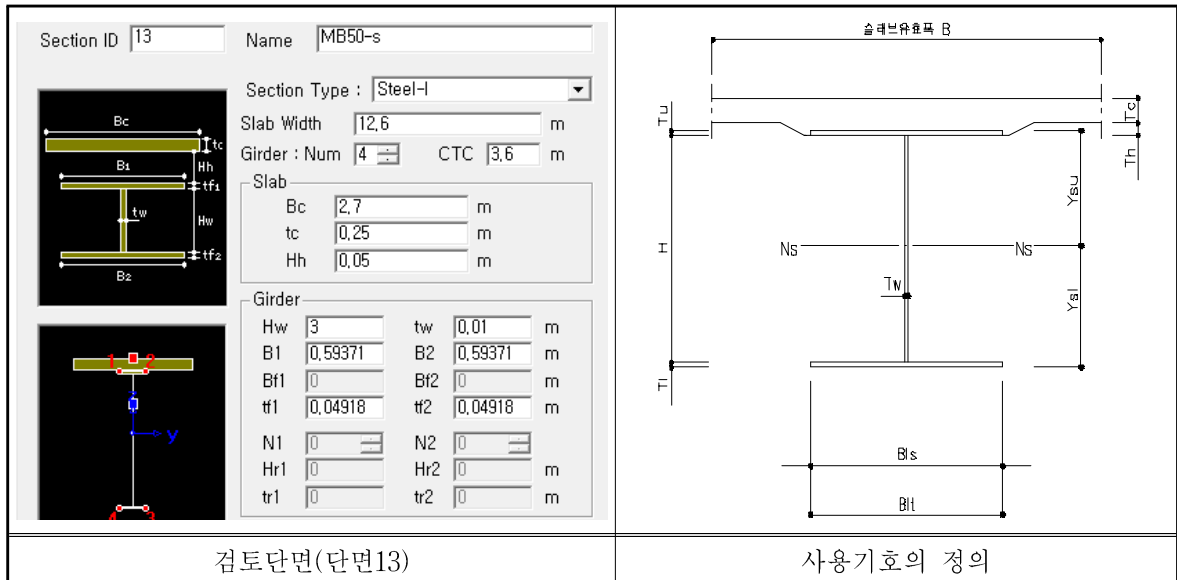
구분		고정하중		활하중	계	받침용량	검토결과
		합성전	합성후				
A1	Sh1	653.923	256.609	216.120	1126.652	2000	O.K.
	Sh2	693.687	201.062	493.460	1388.208	2000	O.K.
	Sh3	674.332	194.493	589.933	1458.758	2000	O.K.
	Sh4	595.389	236.530	491.262	1323.181	2000	O.K.
P1	Sh1	1771.820	712.473	442.864	2927.157	5000	O.K.
	Sh2	1988.557	557.063	943.282	3488.902	5000	O.K.
	Sh3	1953.571	543.015	1189.868	3686.454	5000	O.K.
	Sh4	1771.693	708.932	1088.329	3568.953	5000	O.K.
P2	Sh1	1456.323	626.821	415.233	2498.377	4500	O.K.
	Sh2	1665.499	470.377	911.492	3047.368	4500	O.K.
	Sh3	1646.419	461.822	1149.729	3257.970	4500	O.K.
	Sh4	1474.055	630.295	1038.346	3142.696	4500	O.K.
P3	Sh1	1448.339	625.700	414.069	2488.107	4500	O.K.
	Sh2	1657.284	469.045	910.021	3036.349	4500	O.K.
	Sh3	1638.346	460.613	1147.526	3246.485	4500	O.K.
	Sh4	1465.621	629.174	1035.244	3130.039	4500	O.K.
P4	Sh1	1801.484	713.014	445.263	2959.762	5000	O.K.
	Sh2	2020.443	558.962	944.138	3523.543	5000	O.K.
	Sh3	1985.826	544.818	1191.968	3722.613	5000	O.K.
	Sh4	1803.966	710.222	1094.802	3608.991	5000	O.K.
A2	Sh1	655.499	255.980	218.262	1129.741	2000	O.K.
	Sh2	694.868	200.384	493.489	1388.742	2000	O.K.
	Sh3	675.499	193.934	592.378	1461.810	2000	O.K.
	Sh4	596.585	236.025	492.834	1325.444	2000	O.K.

2) 거더 응력검토

① 정모멘트부

■ S5 중앙부

최대 정모멘트가 작용하는 제5지간 중앙부 거더4(G4) 단면에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같다.



【표 5.24】 응력 산정 시 입력자료

구 분	단 위	입력자료
E_s : 강 의 탄성계수	MPa	210000
E_c : 콘크리트 탄성계수	MPa	27800
ϵ_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축률 ^{주1)}		0.00015
α : 강재 및 콘크리트의 선팅창계수		0.000012
Φ_2 : 건조수축에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수 ^{주2)}		4
n : 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ^{주3)}		8
t : 강재와 콘크리트의 온도차 ^{주4)}	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	6630.789
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	2146.766
M_v : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 모멘트	kN·m	8170.589
S_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-149.372
S_v : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 전단력	kN	-266.986
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	0.001
M_{vt} : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 비틀림모멘트	kN·m	4.675
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	0.336

주1) 도로교설계기준(2010) 2.1.7항의 콘크리트의 부정정력을 산출하는 경우의 건조수축률 적용

주2) 도로교설계기준(2010) 4.2.3.3항의 콘크리트의 크리프계수 적용

주3) 도로교설계기준(2010) 3.9.2.2항의 강재와 바닥판 콘크리트의 탄성계수비 적용

주4) 도로교설계기준(2010) 3.9.2.7항의 바닥판 콘크리트와 강재 주거더와의 온도차 적용

㉠ 응력 산정

㉡ 합성전 고정하중에 의한 응력

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = 64.912 MPa$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = -64.912 MPa$$

$$\tau_s = S_s / A_{(Web)} + M_{st} \cdot T_w / K = 4.979 MPa$$

㉢ 합성후 고정하중+활하중에 의한 응력

$$f_{vcu} = M_v \cdot Y_{vcu} / (n \cdot I_v) = 3.673 MPa$$

$$f_{vcl} = M_v \cdot Y_{vcl} / (n \cdot I_v) = 2.753 MPa$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_v = 21.997 MPa$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_v = -69.245 MPa$$

$$v = S_s / A_{(Web)} + M_{st} \cdot T_w / K = 9.872 MPa$$

㉣ 크리프에 의한 응력

$$f_{vcu1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \times M_\phi \cdot Y_{v1cu} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cu} \cdot \phi_1 / E_c = -0.692 MPa$$

$$f_{vcl1} = 1/n_1 \cdot (P_\phi / A_{v1} + k \times M_\phi \cdot Y_{v1cl} / I_{v1}) - E_{c1} \cdot f_{cl} \cdot \phi_1 / E_c = -0.452 MPa$$

$$f_{vsu1} = P_\phi / A_{v1} + k \times M_\phi \cdot Y_{v1su} / I_{v1} = 4.344 MPa$$

$$f_{vsl1} = P_\phi / A_{v1} + k \times M_\phi \cdot Y_{v1sl} / I_{v1} = 4.067 MPa$$

㉤ 건조수축에 의한 응력

$$f_{vcu2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \times M_{v2} \cdot Y_{v2cu} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.194 MPa$$

$$f_{vcl2} = 1/n_2 \cdot (P_2 / A_{v2} + k \times M_{v2} \cdot Y_{v2cl} / I_{v2}) - E_{c2} \cdot \epsilon_s = -1.196 MPa$$

$$f_{vsu2} = P_2 / A_{v2} + k \times M_{v2} \cdot Y_{v2su} / I_{v2} = 9.101 MPa$$

$$f_{vsl2} = P_2 / A_{v2} + k \times M_{v2} \cdot Y_{v2sl} / I_{v2} = 8.470 MPa$$

㉥ 온도차에 의한 응력

$$f_{cut} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vcu} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.800 MPa$$

$$f_{clt} = 1/n \cdot (P_1 / A_v + K \times M_{vt} \cdot Y_{vcl} / I_v) - E_c \cdot \epsilon_t = -1.807 MPa$$

$$f_{sut} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vsu} / I_v = 12.231 MPa$$

$$f_{slt} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vsl} / I_v = 11.560 MPa$$

㉦ 전단 및 비틀림

$$v = (S_s + S_v) / A_w + (M_{st} + M_{vt}) \cdot T_w / (J_s)$$

$$= 14.851 MPa < v_a = 125 MPa \quad O.K.$$

㉠ 응력조합 및 검토

㉠ 적용 하중조합

【표 5.25】 적용 하중조합

구 분	하중조합 정의
LCB 1	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
LCB 2	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
LCB 3	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
LCB 4	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
LCB 5	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

㉡ 허용응력

【표 5.26】 사용재료의 허용응력

구 분	허용압축응력	허용인장응력	비 고
강재(거더)	200.0 MPa ^{주5)}	200.0 MPa	SWS 520
콘크리트(바닥판)	10.8 MPa	1.89 MPa	fck = 27.0 MPa

주5) 도로교설계기준(2010) 3.3.2.1항 압축플랜지가 콘크리트 바닥판에 직접 고정되어 횡좌굴이 어려운 경우

㉢ 응력 검토

시공단계별 하중조건에 대한 응력을 조합한 결과, 최대 정모멘트부(S5 중앙부)에서의 휨응력은 허용응력 범위 내에서 발생하는 것으로 검토되었다.

【표 5.27】 정모멘트부(S5 중앙부) 응력 검토 결과(단위:MPa)

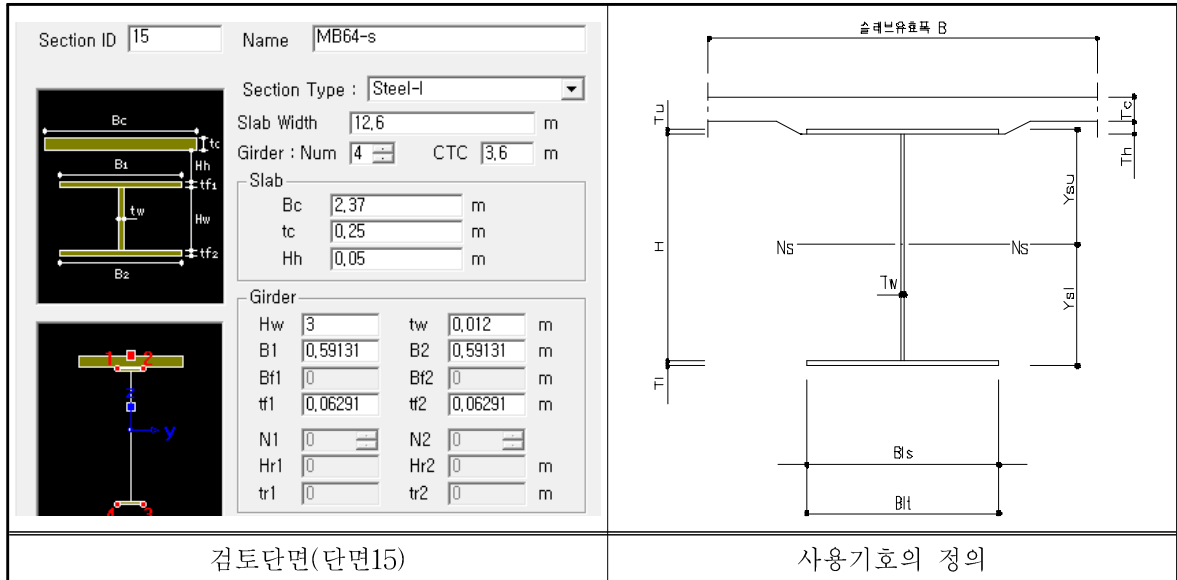
하중 조합	콘크리트 바닥판			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생 응력	허용 응력	안전율	발생 응력	허용 응력	검토결과 (안전율)	발생 응력	허용 응력	검토결과 (안전율)
LCB 1	3.673	10.80	O.K. (2.940)	86.909	200.0	O.K. (2.301)	-134.157	-200.0	O.K. (1.491)
LCB 2	2.981	10.80	O.K. (3.623)	91.253	230.0	O.K. (2.520)	-130.091	-200.0	O.K. (-1.537)
LCB 3	1.787	10.80	O.K. (6.044)	100.354	230.0	O.K. (2.292)	-121.621	-200.0	O.K. (-1.644)
LCB 4	-0.013	12.42	O.K. (955.385)	112.585	260.0	O.K. (2.309)	-110.061	-230.0	O.K. (-2.090)
LCB 5	3.586	12.42	O.K. (3.463)	88.123	260.0	O.K. (2.950)	-133.181	-230.0	O.K. (-1.727)

※ 여기서, 부호규약은 압축을 정(+), 인장을 부(-)로 하였음

② 부모멘트부

■ P4 지점부

최대 부모멘트가 작용하는 P4 지점부 거더4(G4) 단면에 대한 응력검토 세부과정은 다음과 같으며 바닥판의 합성작용은 바닥판에서 콘크리트 단면은 무시하고 바닥판 내의 교축방향 철근만을 주거더 단면의 일부로 취급하였다.



【표 5.28】 응력 산정 시 입력자료

구 분	단 위	입력자료
E_s : 강 의 탄성계수	MPa	210000
E_c : 콘크리트 탄성계수	MPa	27800
ϵ_s : 바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 최종수축률 ^{주1)}		0.00015
α : 강재 및 콘크리트의 선팽창계수		0.000012
Φ_2 : 건조수축에 의한 응력계산에 사용된 크리프계수 ^{주2)}		4
n : 강재와 콘크리트의 탄성계수비 ^{주3)}		8
t : 강재와 콘크리트의 온도차 ^{주4)}	℃	10
M_s : 합성전 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-10306.835
M_{sc} : 합성후 고정하중에 의한 모멘트	kN·m	-3679.235
M_v : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 모멘트	kN·m	-10155.665
S_s : 합성전 고정하중에 의한 전단력	kN	-969.259
S_v : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 전단력	kN	-961.054
M_{st} : 합성전 고정하중에 의한 비틀림모멘트	kN·m	0.039
M_{vt} : (합성후 고정하중 + 활하중)에 의한 비틀림모멘트	kN·m	-82.460
k : 부정정력 산정을 위한 영향계수	kN·m	-0.215

㉠ 응력 산정

㉠ 합성 전 고정하중에 의한 응력

$$f_{su} = M_s \cdot Y_{su} / I_s = -79.985 MPa$$

$$f_{sl} = M_s \cdot Y_{sl} / I_s = 79.985 MPa$$

$$\tau_s = S_s / A_{(Web)} + M_{st} \cdot T_w / K = -26.924 MPa$$

㉠ 합성 후 고정하중+활하중에 의한 응력

$$f_{vru} = M_v \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -74.740 MPa$$

$$f_{vrl} = M_v \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -67.004 MPa$$

$$f_{vsu} = M_v \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -65.770 MPa$$

$$f_{vsl} = M_v \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 76.485 MPa$$

$$v = S_v / A_{(Web)} + M_{vt} \cdot T_w / K = -26.696 MPa$$

㉠ 크리프에 의한 응력

$$f_{vru1} = P_\phi / A_v + k \times M_\phi \cdot Y_{vru} / I_{rv} = -5.394 MPa$$

$$f_{vrl1} = P_\phi / A_v + k \times M_\phi \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = -5.566 MPa$$

$$f_{vsu1} = P_\phi / A_v + k \times M_\phi \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = -5.594 MPa$$

$$f_{vsl1} = P_\phi / A_v + k \times M_\phi \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = -8.757 MPa$$

㉠ 건조수축에 의한 응력

$$f_{vru2} = P_2 / A_v + k \times M_2 \cdot Y_{vru} / I_{rv} = 4.868 MPa$$

$$f_{vrl2} = P_2 / A_v + k \times M_2 \cdot Y_{vrl} / I_{rv} = 5.042 MPa$$

$$f_{vsu2} = P_2 / A_v + k \times M_2 \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = 5.355 MPa$$

$$f_{vsl2} = P_2 / A_v + k \times M_2 \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 7.944 MPa$$

㉠ 온도차에 의한 응력

$$f_{vru1} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vru} / I_{rv} - E_{rt} = -12.435 MPa$$

$$f_{vrl1} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vrl} / I_{rv} - E_{rt} = -12.129 MPa$$

$$f_{vsu1} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vsu} / I_{rv} = 13.120 MPa$$

$$f_{vsl1} = P_1 / A_v + k \times M_{vt} \cdot Y_{vsl} / I_{rv} = 18.754 MPa$$

㉠ 전단 및 비틀림

$$\begin{aligned} v &= (S_s + S_v) / A_w + (M_{st} + M_{vt}) \cdot T_w / K \\ &= 53.722 MPa < v_a = 125 MPa \quad O.K. \end{aligned}$$

㉠ 응력조합 및 검토

㉡ 적용 하중조합

【표 5.29】 적용 하중조합

구분	하중조합 정의
LCB 1	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중
LCB 2	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프
LCB 3	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축
LCB 4	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도차
LCB 5	합성전 고정하중+합성후 고정하중+활하중+크리프+건조수축-온도차

㉢ 허용응력

【표 5.30】 사용재료의 허용응력

구분	허용압축응력	허용인장응력	비고
강재(거더)	168.1 MPa ^{주6)}	200.0 MPa	SWS 520
철근(바닥판)	180.0 MPa ^{주7)}	160.0 MPa	SD400

주6) 도로교설계기준(2010) 3.3.2.1항 구조용 강재의 허용축방향압축응력

주7) 도로교설계기준(2010) 3.6.1.7항 바닥판에 사용되는 철근의 허용응력

㉣ 응력 검토

시공단계별 하중조건에 대한 응력을 조합한 결과, 최대 부모멘트부(P4 지점부)에서의 휨응력은 허용응력 범위 내에서 발생하는 것으로 검토되었다.

【표 5.31】 부모멘트부(P4 지점부) 응력 검토 결과(단위:MPa)

하중 조합	바닥판 철근			강재 거더					
	상 연			상 연			하 연		
	발생 응력	허용 응력	안전율	발생 응력	허용 응력	검토결과 (안전율)	발생 응력	허용 응력	검토결과 (안전율)
LCB 1	-74.740	-160.0	O.K. (2.141)	-145.755	-200.000	O.K. (1.372)	156.469	168.100	O.K. (1.074)
LCB 2	-80.134	-160.0	O.K. (1.997)	-151.349	-200.000	O.K. (1.321)	147.712	168.100	O.K. (1.138)
LCB 3	-75.266	-160.0	O.K. (2.126)	-145.994	-200.000	O.K. (1.370)	155.656	168.100	O.K. (1.080)
LCB 4	-87.701	-184.0	O.K. (-2.098)	-132.874	-230.000	O.K. (1.731)	174.410	193.300	O.K. (1.108)
LCB 5	-62.831	-184.0	O.K. (2.928)	-159.114	-230.000	O.K. (1.446)	136.902	193.300	O.K. (1.412)

3) 합성응력 검토

① 뒤틀림(Warping Torsion) 검토

• 단면 3

$$- \beta_u = \frac{b \cdot t_u}{t_w \cdot h} = \frac{610 \times 20}{10 \times 3020} = 0.603$$

$$- \beta_l = \frac{b \cdot t_l}{t_w \cdot h} = \frac{610 \times 20}{10 \times 3020} = 0.603$$

$$- \varepsilon = \frac{2 \cdot t_u \cdot t_l}{t_w^2} = \frac{2 \times 20 \times 20}{10^2} = 18.0$$

- 비틀림함수

$$q' = \frac{b \cdot t_w \cdot \varepsilon}{\beta_u + \beta_l + \varepsilon} = \frac{610 \times 10 \times 18.0}{0.603 + 0.603 + 18.0} = 5716.392 \text{ mm}^2$$

$$\Delta w = \frac{b \cdot h}{2} + \frac{q' \cdot h}{t_w} = \frac{610 \times 3020}{2} + \frac{5716.392 \times 3020}{10} = 2656216.7 \text{ mm}^2$$

- 뒹 함수

$$w_1 = -\Delta w \cdot \frac{\beta_l + 3}{\beta_u + \beta_l + 6} = -2656216.7 \times \frac{0.603 + 3}{0.603 + 0.603 + 6} = -1328108.4$$

$$w_2 = \Delta w \cdot \frac{\beta_u + 3}{\beta_u + \beta_l + 6} = 2656216.7 \times \frac{0.603 + 3}{0.603 + 0.603 + 6} = 1328108.4$$

- 뒹 비틀림상수

$$\begin{aligned} I_w &= \frac{h \cdot t_w}{3} \cdot \{w_1^2(2 + \beta_u) + 2 \cdot w_1 \cdot w_2 + w_2^2(2 + \beta_l)\} \\ &= \frac{3020 \times 10}{3} \times \{(-1328108.4)^2 \times (2 + 0.603) + 2 \times (-1328108.4) \times (1328108.4) + 1328108.4^2 \\ &\quad \times (2 + 0.603)\} = 5.71494 \times 10^{16} \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

- 순수 비틀림상수

$$K = \frac{4 \cdot b^2 \cdot h^2}{\frac{b}{t_u} + \frac{2 \cdot h}{t_w} + \frac{b}{t_l}} = \frac{4 \times 610^2 \times 3020^2}{\frac{610}{20} + \frac{2 \times 3020}{10} + \frac{610}{20}} = 2.11312 \times 10^{10}$$

- 비틀림 상수비(α)

$$\alpha = L \sqrt{\frac{G \cdot K}{E_s \cdot I_w}} = 60000 \times \sqrt{\frac{80769.23 \times 2.11312 \times 10^{10}}{210000 \times 5.71494 \times 10^{16}}} = 22.6 > 10$$

여기서, L : 지간장(mm)

E_s : 탄성계수(210000 MPa)

G : 전단탄성계수($= \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{210000}{2 \times (1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPa}$)

도로교 설계기준(2005) 3.8.2.3절에 의하면 비틀림상수비(α)가 0.4이하일 경우 순수비틀림에 따른 응력계산을, 비틀림상수비(α)가 10이상일 경우에는 뒀비틀림에 대한 응력계산을 각각 생략할 수 있다. 따라서 단면 3은 비틀림상수비가 10이상이므로 뒀비틀림에 대한 검토는 필요치 않으며, 또한 상기와 같은 방법으로 각 단면별 비틀림상수비를 계산하여 적용기준과 비교하면 대상교량은 모든 단면에 대해서 뒀비틀림 검토를 생략할 수 있다.

【표 5.32】 면별 뒀비틀림 고려여부 판정결과

구 분	b (mm)	h (mm)	tu (mm)	tl (mm)	tw (mm)	L (mm)	Iw (mm ⁶)	K (mm ⁴)	α	판 정
단면 1	610	3020	20	20	10	60000	4.76×10^{16}	2.04×10^{10}	24.4	검토생략
단면 2	610	3025	25	25	10	60000	5.25×10^{16}	2.08×10^{10}	23.4	검토생략
단면 3	610	3030	30	30	10	60000	5.71×10^{16}	2.11×10^{10}	22.6	검토생략
단면 4	603.71	3049.18	49.18	49.18	10	60000	7.26×10^{16}	2.14×10^{10}	20.2	검토생략
단면 5	612	3030	30	30	12	60000	6.37×10^{16}	2.52×10^{10}	23.4	검토생략
단면 6	605.71	3049.18	49.18	49.18	12	60000	7.98×10^{16}	2.56×10^{10}	21.1	검토생략
단면 7	612	3034	34	34	12	60000	6.76×10^{16}	2.55×10^{10}	22.8	검토생략
단면 8	603.31	3062.91	62.91	62.91	12	60000	9.11×10^{16}	2.58×10^{10}	19.8	검토생략

② 합성응력 검토

합성응력은 도로교설계기준(2010) 3.8.2.4절을 적용하여 휨모멘트 및 휨에 따르는 전단력이 최대가 되는 S5 중앙부와 S4 지점부에 대해서 검토하였다. 한편, 전단력은 비틀림상수비(α)가 10보다 크게 산정되어 휨에 따른 전단력과 순수비틀림에 의한 전단력만을 고려하였다.

최대 모멘트가 작용하는 S5 중앙부와 최대 전단력이 작용하는 S4 지점부는 각각 합성응력에 대한 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났으며, 검토 결과를 아래 표에 나타내었다.

【표 5.33】 S5 중앙부 합성응력검토 결과

하중조합	휨응력(MPa)		전단응력(MPa)		$(\frac{f}{f_a})^2 + (\frac{v}{v_a})^2$	평 가
	f_b	f_a	v_b	v_a		
LCB1	134.157 (하연)	200.00	14.851	125.0	$0.450 + 0.014 = 0.464$	안전 ($0.464 \leq 1.2$)

【표 5.34】 S4 지점부 합성응력검토 결과

하중조합	휨응력(MPa)		전단응력(MPa)		$(\frac{f}{f_a})^2 + (\frac{v}{v_a})^2$	평 가
	f_b	f_a	v_b	v_a		
LCB1	156.469 (하연)	168.100	53.722	125.000	$0.866 + 0.184 = 1.051$	안전 ($1.051 \leq 1.2$)

4) 항복에 대한 안전도 평가

도로교설계기준(2010) 3.9.3.2절에 따라서 최대 정·부모멘트부에 대한 항복안전도 검토를 수행하였다. 검토 결과, 거더 강재는 항복에 대하여 안전성을 확보하고 있는 것으로 나타났으며 세부 검토과정은 다음과 같다.

① 정모멘트부(S5 중앙부)

■ 거더 상부플랜지

- 크리프, 건조수축 포함 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (64.912 + 21.997) + 2.15 \times 0.00 + 4.344 + 9.101 + 12.231 \\ &= 138.657 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

- 크리프, 건조수축 제외 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (64.912 + 21.997) + 2.15 \times 0.00 + 12.231 \\ &= 125.213 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

■ 거더 하부플랜지

- 크리프, 건조수축 포함 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (-64.912 - 69.245) + 2.15 \times 0.00 + 4.067 + 8.470 + (-11.560) \\ &= -173.428 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

- 크리프, 건조수축 제외 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (-64.912 - 69.245) + 2.15 \times 0.00 + (-11.560) \\ &= -185.965 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

② 부모멘트부(P4 지점부)

■ 거더 상부플랜지

- 크리프, 건조수축 포함 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (-103.8) + 2.15 \times (-65.8) - 5.59 + 5.4 + 13.1 \\ &= -263.480 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

- 크리프, 건조수축 제외 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times (-103.8) + 2.15 \times (-65.8) + 13.1 \\ &= -263.24 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

■ 거더 하부플랜지

- 크리프, 건조수축 포함 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times 107.7 + 2.15 \times 76.5 - 8.76 + 7.9 + 18.8 \\ &= 322.385 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

- 크리프, 건조수축 제외 시

$$\begin{aligned}\sum f &= 1.3 \times 107.7 + 2.15 \times 76.5 + 18.8 \\ &= 323.20 \text{ MPa} < f_y = 355.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

5) 바닥판 검토

합성형교의 바닥판은 바닥판으로서 작용할 경우(교축직각방향)와 거더단면의 일부로서 작용할 경우(교축방향)로 구분할 수 있는데 본 검토에서는 전자에 대하여 검토하였다.

① 캔틸레버부(방호울타리측)

㉠ 하중산정 및 하중조합

㉡ 고정하중

$$\bullet M_d = 8.366 \times 0.559 + 0.25 \times 0.750 \times 0.375 + 0.13 \times 0.300 \times 0.150 = 4.677 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉢ 설계활하중

운하중의 재하위치가 검토단면위에 있어서 차륜하중으로 인한 모멘트는 고려하지 않는다.

㉣ 풍하중

$$\bullet B/D = 12.6/4.38 = 2.877$$

$$\bullet (4.0 - 0.2 \frac{B}{D}) \times D = 15.0 \geq 6.0$$

$$\bullet P_w = 15.0 \times (1.08 - 0.08) = 15.0 \text{ kN/m}$$

$$\bullet M_w = 15.0 \times (0.08 + 1.00/2) = 8.70 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

㉤ 계수하중 산정

$$\bullet Mu_1 = 1.3D$$

$$\bullet Mu_2 = 1.3D + 1.3W = 1.3 \times 4.677 + 1.3 \times 8.70 = 17.390 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\bullet Mu_3 = 1.3D + 0.65W$$

$$\bullet Mu_4 = 1.25D + 1.25W$$

$$\bullet Mu_5 = 1.25D + 0.625W$$

$$\bullet Mu_6 = 1.2D + 1.2W$$

• M_{u2} 의 계수가 가장 크므로 Mu_2 경우만 검토한다.

㉥ 강도 설계법에 의한 단면 검토

㉦ 검토 조건

$$\bullet \text{콘크리트압축강도} : f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$$

$$\bullet \text{인장철근항복강도} : f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\bullet \text{단면폭}(b) : 1000.000 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{단면높이}(h) : 300.000 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{사용철근량}(A_{s_use}) : H16@125 = 1588.8 \text{ mm}^2$$

$$\bullet \text{피복두께}(d_c) : 40.000 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{유효깊이}(d) : 300 - 40 = 260.000 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{부재력} : M_u = 1.3 \times 4.677 + 1.3 \times 8.70 = 17.390 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$: M_s = 4.677 + 8.70 = 13.377 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

㉠ 강도설계법에 의한 단면 검토

■ 휨강도 검토

$$\bullet a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400}{0.85 \times 26.9 \times 1000} = 27.794 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bullet \phi M_n &= \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 0.85 \times \left\{ 1588.8 \times 400 \times \left(260 - \frac{27.794}{2} \right) \right\} \times 10^{-6} \\ &= 132.943 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 17.390 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

㉡ 사용성 검토

$$\bullet \text{사용철근비}(\rho_{\text{use}}) = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000.0 \times 250.0} = 0.006355$$

$$\bullet \text{탄성계수비}(n) = 7$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{중립축비}(k) &= -n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2} \\ &= -7 \times 0.006355 + \sqrt{2 \times 7 \times 0.006355 + (7 \times 0.006355)^2} = 0.257096 \end{aligned}$$

$$\bullet \text{중립축 거리}(x) = k \cdot d = 0.257096 \times 250.0 = 64.274 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{2차모멘트}(I_{cr}) &= \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \\ &= \frac{1000.0 \times 250.0^3}{3} + 7 \times 1588.8 \times (250.0 - 64.274)^2 \\ &= 4.7214 \times 10^8 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\bullet \text{사용모멘트}(M_s) = M_s = 4.677 + 8.70 = 13.377 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{철근 응력}(f_s) &= n \cdot \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (h - x - d_c) = 7 \times \frac{13.377 \times 10^6}{4.7814 \times 10^8} \times (250.0 - 64.274 - 40.0) \\ &= 28.90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

• 인장철근간격 검토

$$sa1 = 375 \cdot \frac{210}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 375 \times \frac{210}{28.9} - 2.5 \times 32.05 = 2644.8 \text{ mm}$$

$$C_c = 40 - \frac{15.9}{2} = 32.05 \text{ mm} \quad (C_c \text{ 는 인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소 두께})$$

$$sa2 = 300 \cdot \frac{210}{f_s} = 300 \times \frac{210}{28.9} = 2179.9 \text{ mm}$$

$$sa = \min [sa1, sa2] = \min [2644.8, 2179.9] = 2179.9 \text{ mm} > s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

② 중앙부 바닥판

㉠ 하중산정 및 하중조합

㉠ 고정하중

- 바닥판 : $0.250 \times 25.000 = 6.250 \text{ kN/m}^2$

- 아스콘포장 : $0.080 \times 23.000 = 1.840 \text{ kN/m}^2$

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

- $M_d = \frac{w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 3.00^2}{10} = 7.281 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

㉠ 설계활하중(DB-24 : $P_r = 96 \text{ kN}$)

- $i = \frac{15}{(40+L)} = \frac{15}{(40+3.60)} = 0.344 > 0.3 \quad i = 0.3 \text{ 적용}$

- $M(1+i) = \frac{(L+0.6) \times P_{24}}{9.6} = \frac{(3.60+0.6) \times 96}{9.6} \times 1.3 = 54.6 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$

$$\Rightarrow \text{연속바닥판이므로 } M(1+i) = 46.8 \times 0.8 = 37.44 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

㉠ 계수하중 산정

- $M_{u1} = 1.3D + 2.15(L+I) = 1.3 \times 7.281 + 1.3 \times 37.44 = 89.961 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- $M_{u2} = 1.3D + 1.3(L+I)$

- $M_{u3} = 1.25D + 1.25(L+I)$

• M_{u1} 의 계수가 가장 크므로 M_{u1} 경우만 검토한다.

㉠ 강도 설계법에 의한 단면 검토

㉠ 검토 조건

- 콘크리트압축강도 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$

- 인장철근항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

- 단면폭(b) : 1000.000 mm

- 단면높이(h) : 300.000 mm

- 사용철근량(A_{s_use}) : $H16@125 = 1588.8 \text{ mm}^2$

- 피복두께(d_c) : 40.000 mm

- 유효깊이(d) : $300 - 40 = 260.000 \text{ mm}$

- 부재력 : $M_u = 1.3 \times 7.281 + 2.15 \times 37.44 = 89.961 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$: M_s = 7.281 + 37.44 = 44.721 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 강도설계법에 의한 단면 검토

■ 휨강도 검토

$$\bullet a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{1588.8 \times 400}{0.85 \times 27.0 \times 1000} = 27.794 \text{ mm}$$

$$\bullet \phi M_n = \phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} = 0.85 \times \left\{ 1588.8 \times 400 \times \left(260 - \frac{27.794}{2} \right) \right\} \times 10^{-6}$$

$$= 132.943 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 89.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

③ 사용성 검토

$$\bullet \text{사용철근비}(\rho_{se}) = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1588.8}{1000.0 \times 250.0} = 0.006355$$

$$\bullet \text{탄성계수비}(n) = 7$$

$$\bullet \text{중립축비}(k) = -n\rho + \sqrt{2n\rho + (n\rho)^2}$$

$$= -7 \times 0.006355 + \sqrt{2 \times 7 \times 0.006355 + (7 \times 0.006355)^2} = 0.257096$$

$$\bullet \text{중립축 거리}(x) = k \cdot d = 0.257096 \times 250.0 = 64.274 \text{ mm}$$

$$\bullet \text{2차모멘트}(I_{cr}) = \frac{1}{3} b \cdot x^3 + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2$$

$$= \frac{1000.0 \times 250.0^3}{3} + 7 \times 1588.8 \times (250.0 - 64.274)^2$$

$$= 4.7214 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\bullet \text{사용모멘트}(M_s) = M_s = 7.281 + 37.44 = 44.721 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bullet \text{철근 응력}(f_s) = n \cdot \frac{M_s}{I_{cr}} \cdot (h - x - d_c) = 7 \times \frac{44.721 \times 10^6}{4.7814 \times 10^8} \times (250.0 - 64.274 - 40.0)$$

$$= 96.62 \text{ MPa}$$

• 인장철근간격 검토

$$s_{a1} = 375 \cdot \frac{210}{f_s} - 2.5 \cdot C_c = 375 \times \frac{210}{96.6} - 2.5 \times 32.05 = 734.9 \text{ mm}$$

$$C_c = 40 - \frac{15.9}{2} = 32.05 \text{ mm} \quad (C_c \text{ 는 인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소 두께})$$

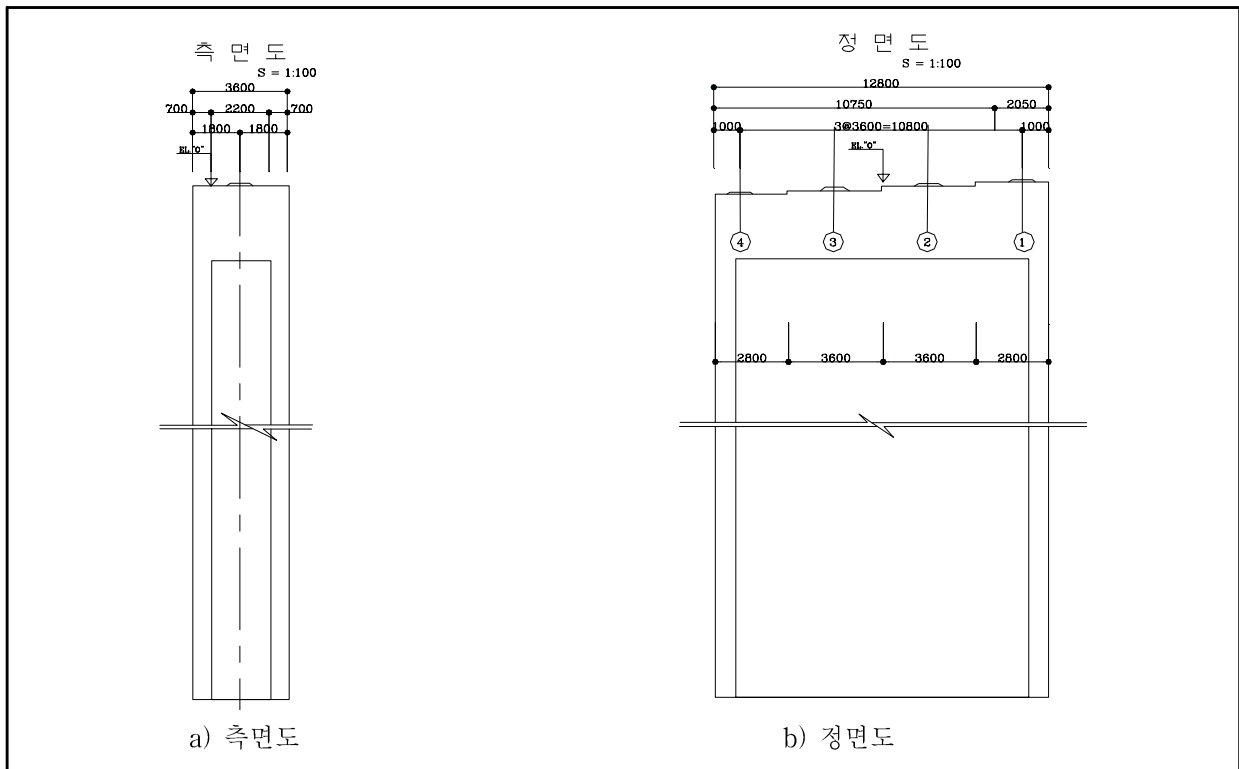
$$s_{a2} = 300 \cdot \frac{210}{f_s} = 300 \times \frac{210}{28.9} = 652.0 \text{ mm}$$

$$s_a = \min[s_{a1}, s_{a2}] = \min[734.9, 652.0] = 652.0 \text{ mm} > s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

5.2.3 하부구조 안전성평가

안전성 평가를 위한 하부구조의 선정은 비지지 길이가 큰 것과 받침반력, 지점조건 등을 고려하여 가장 불리한 단면력 발생이 예상되는 교각3(P3)에 대하여 수행하였다. 안전성검토 시 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중(DB-24, DL-24)과 풍하중 및 온도하중이며 교각(P3)의 단면제원은 다음과 같다.

가. 검토 단면



【그림 5.10】 백운4교(부산) 해석단면(교각 P3)

나. 검토 조건

- 단면형상 : 중공 사각형
- 콘크리트 설계기준강도(f_{ck}) : 24.0 MPa
- 철근 설계기준항복강도(f_y) : 300.0 MPa
- 철근탄성계수(E_s) : 200000.0 MPa
- 콘크리트탄성계수(E_c) : 26900.0 MPa
- 단면2차모멘트(I) : $I_x = 39.83 \text{ m}^4$
: $I_y = 371.6 \text{ m}^4$
- 단면적(A_g) : 21.44 m^2
- 압축부재의 비지지길이(l_u) : $l_u = 48.172 \text{ m}$
- 사용 철근량($_{use}A_{st}$) : $A_{rebar}=220500.2 \text{ mm}^2$

다. 적용하중

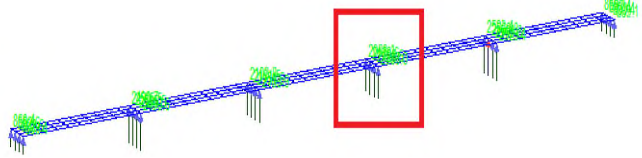
안전성검토 시 고려된 하중은 고정하중과 활하중, 풍하중, 온도하중에 의한 수평력 등이며 하중산정 및 해석모델상의 재하는 현재의 작용상태와 도로교설계기준(2010) 2.1절에 근거하여 수행하였다.

1) 하부구조 고정하중

- 자중옵션(Self Weight Option) 적용

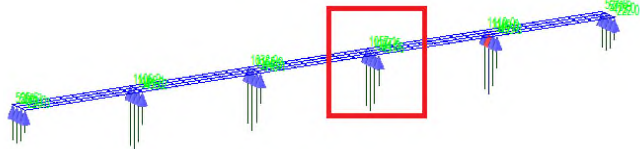
2) 상부구조 고정하중 반력

【표 5.35】 상부 고정하중에 의한 반력 산출 결과

받침 NO.	반력(kN)	비 고
Sh1	2523.4	
Sh2	2568.8	
Sh3	2568.8	
Sh4	2523.4	

3) 활하중에 의한 반력

【표 5.36】 활하중에 의한 반력산출 결과

받침 NO.	반력(kN)	비 고
Sh1	455.8	
Sh2	945.0	
Sh3	1189.0	
Sh4	1112.0	

4) 풍하중

【표 5.37】 하부구조에 작용하는 풍하중(단위:MPa)

부재의 단면 형상		풍 하중		비 고
		풍상측 부재	풍하측 부재	
원형	활하중 재하시	0.75×10^{-3}	0.75×10^{-3}	
	활하중 비재하시	1.50×10^{-3}	1.50×10^{-3}	
각형	활하중 재하시	1.50×10^{-3}	0.75×10^{-3}	기둥부 적용
	활하중 비재하시	3.00×10^{-3}	1.50×10^{-3}	

① 교축직각방향

$$\bullet W_{\text{column}} = 3.0 \times 10^{-3} \times 3.6 \times 1000 = 10.80 \text{ kN/m}$$

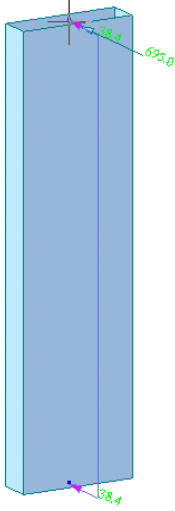
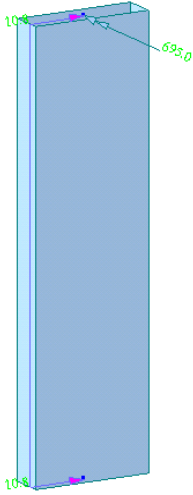
② 교축방향

$$\bullet W_{\text{column}} = 3.0 \times 10^{-3} \times 12.8 \times 1000 = 38.40 \text{ kN/m}$$

라. 모델링

- 지점경계조건은 교량받침의 현장배치상태를 고려하였으며 탄성연결요소(Elastic Link)를 사용하여 구성하였다.
- 하부구조는 보요소를 이용하여 모델링하였으며 외부 경계조건은 기초 상단에서 완전고정으로 설정하였다.

【표 5.38】 하중조건 모델링

구 분	모델링	비 고
풍하중		■ 하부구조 교축방향
		■ 하부구조 교축직각방향

마. 구조해석

1) 하중조건별 작용하중 산출

교각(P3)의 축력이 최대가 되는 경우와 편재하로 인하여 발생하는 모멘트가 최대가 되는 경우를 찾기 위해 네 개의 교량받침이 각각 최대의 반력을 갖는 네 가지 조건을 조합하여 축력과 모멘트의 최댓값을 적용하였다.

【표 5.39】 교각3(P3)요소 하중조건별 작용하중 산출 결과

하중조건	검토위치	Fz(kN)	축력(kN)	편심(m)	Mx(kN·m)	Mz(kN·m)
Sh1 최대	Sh1	431.63	2070.19	-2.7	-1165.40	-308.46
	Sh2	708.05		-0.9	-637.25	
	Sh3	565.66		0.9	509.09	
	Sh4	364.85		2.7	985.10	
Sh2 최대	Sh1	241.91	3122.10	-2.7	-653.16	2043.40
	Sh2	904.53		-0.9	-814.08	
	Sh3	1013.14		0.9	911.83	
	Sh4	962.52		2.7	2598.80	
Sh3 최대	Sh1	283.95	3154.43	-2.7	-766.67	2130.49
	Sh2	779.35		-0.9	-701.42	
	Sh3	1137.49		0.9	1023.74	
	Sh4	953.64		2.7	2574.83	
Sh4 최대	Sh1	6.14	2295.61	-2.7	-16.58	3291.53
	Sh2	364.00		-0.9	-327.60	
	Sh3	868.37		0.9	781.53	
	Sh4	1057.10		2.7	2854.17	

2) 계수하중에 의한 단면력 산출

안전성검토 시 각 하중별 조합은 도로교설계기준(2010) 2.2.3절 강도설계법에 따른 하중계수를 적용하여 수행하였으며 조합 결과를 정리하여 나타내면 다음과 같다.

① 교각3(P3)요소 상하단 단면력

【표 5.40】 교각3(P3)요소 상하단 단면력 산출 결과

구분	계수하중 조합				계수하중 산출 결과					
	고정하중(D)	활하중(L)	풍하중(W)		기둥상단			기둥하단		
		L1	W ¹⁾	W ²⁾	축력(kN)	교축직각 휨모멘트(kN·m)	교축 휨모멘트(kN)	축력(kN)	교축직각 휨모멘트(kN·m)	교축 휨모멘트(kN)
LCBF1	1.3	2.15	-	-	-20021.7	0.0	7076.6	-52938.9	0.0	7076.6
LCBF2	1.3	-	1.3	-	-13239.7	0.0	-0.1	-46157.0	-57920.7	-0.1
LCBF3	1.3	-	-	1.3	-13239.7	0.0	-0.1	-46157.0	0.0	16290.1
LCBF4	1.3	1.3	1.3	-	-17340.4	0.0	4278.8	-50257.7	-57920.7	4278.8
LCBF5	1.3	1.3	-	1.3	-17340.4	0.0	4278.8	-50257.7	0.0	20569.0
LCBF6	1.25	1.25	0.625	-	다른 하중조합보다 상대적으로 낮은 하중계수로 인해 고려하지 않음					
LCBF7	1.25	1.25	-	0.625						
LCBF8	1.25	-	1.25	-						
LCBF9	1.25	-	-	1.25						

주 : 1) 상·하부구조에 작용하는 교축직각방향 풍하중

2) 하부구조에 작용하는 교축방향 풍하중

하중조합1(LCBF1)에 의한 모멘트도(M_z)

하중조합1(LCBF1)에 의한 축력도

하중조합4(LCBF4)에 의한 모멘트도(M_y)

하중조합4(LCBF4)에 의한 축력도

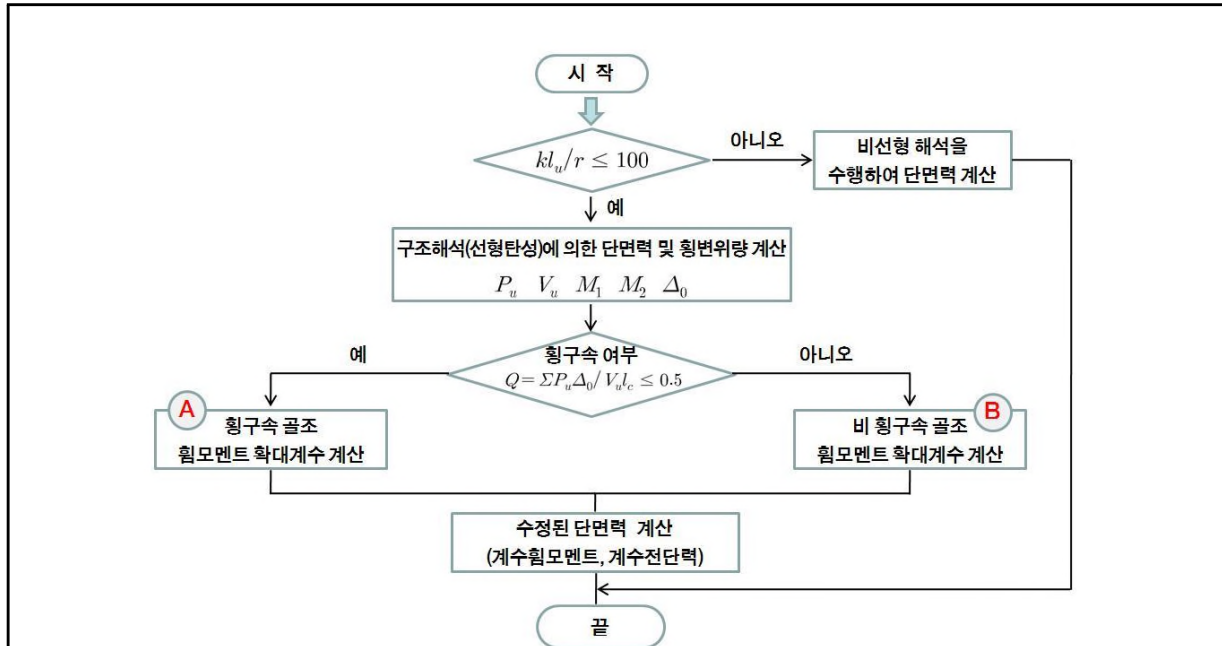
하중조합5(LCBF5)에 의한 모멘트도(M_z)

하중조합5(LCBF5)에 의한 모멘트도(M_z)

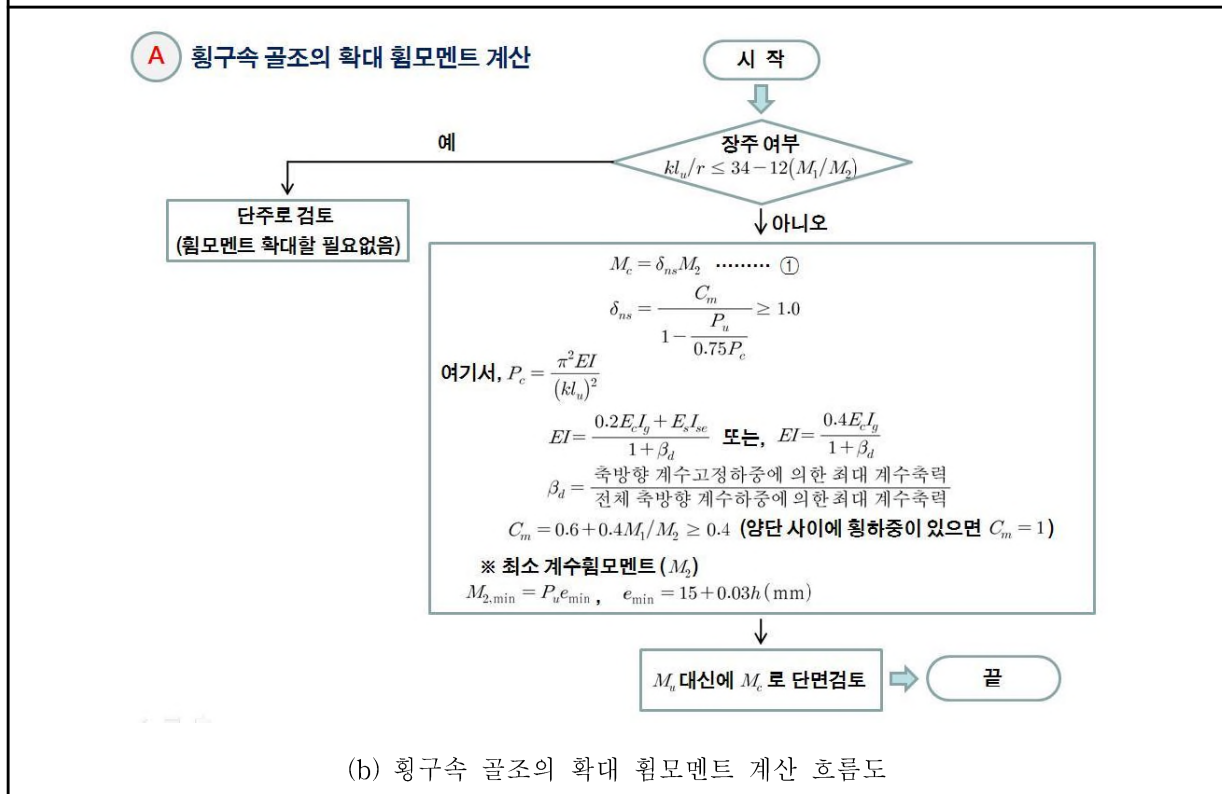
【그림 5.11】 하중조합(계수하중)별 부재력도

바. 안전성검토

1) 검토방법

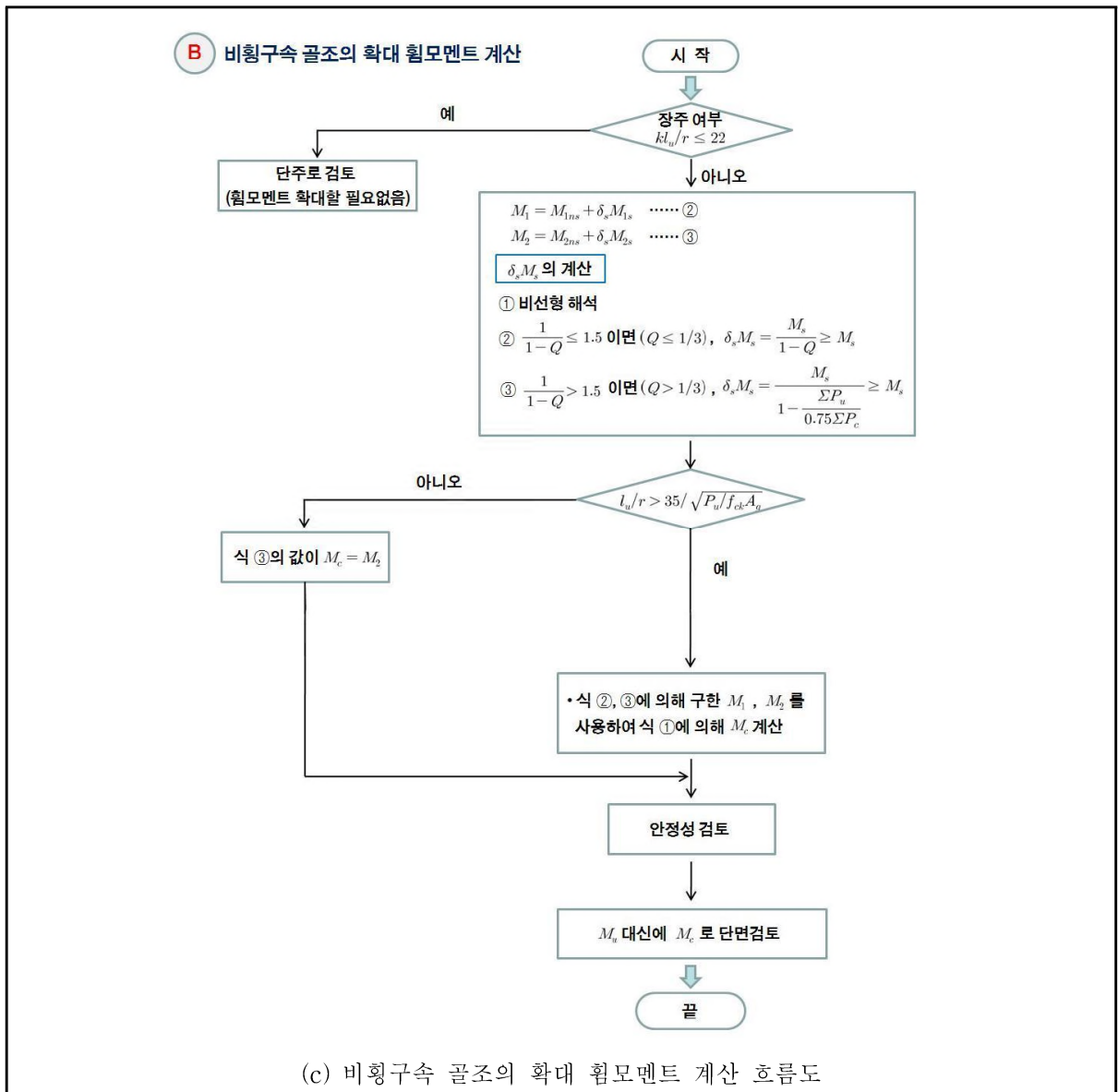


(a) 하부구조 안전성 검토 흐름도



(b) 횡구속 골조의 확대 휨모멘트 계산 흐름도

【그림 5.12】 안전성검토 흐름도



【그림 5.13】 안전성검토 흐름도 (계속)

2) 비횡구속(sway)구조 여부의 검토

장주효과의 근사방법인 모멘트 확대계수설계법은 횡구속구조물과 비횡구속구조물을 구별할 것을 요구한다. 이 때, 구조물의 한 층의 안정지수는 다음과 같이 계산한다.

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_u l_c} \quad \begin{cases} > 0.05 & \text{비횡구속구조} \\ \leq 0.05 & \text{횡구속구조} \end{cases}$$

여기서, ΣP_u = 해당 층의 총 수직하중

V_u = 해당 층의 총 전단력

Δ_o = V_u 에 의한 해당 층의 상하부의 1차 상대처짐

지점이 일방향 가동단이므로 전단력에 의한 하부구조의 교직방향 변위가 존재하지 않아 횡변위가 방지되어있다고 판단한다.(횡구속구조로 검토)

3) 장주 여부 검토

단주의 한계 세장비보다 큰 세장비를 갖는 기둥은 재료의 항복 이전에 좌굴이 발생 추가 모멘트가 생성되어 내하력의 감소가 유발된다. 이러한 좌굴 이후 장주에서 발생하는 P-Δ 효과에 따른 추가적인 모멘트 발생을 고려하기 위해 1차 모멘트에 모멘트 확대 계수를 적용시켜 검토한다.

① 골조구조의 단면특성산정

【표 5.41】 골조구조해석을 위한 단면특성

부재	탄성계수(E)		단면2차모멘트(I)			단면적(A)	
	설계기준	적 용 (MPa)	설계 기준	적 용 (mm ⁴)		설계 기준	적 용 (mm ²)
보	$8500\sqrt[3]{f_{cu}}$ $f_{cu} = f_{ck} + 8$	27800	$0.35I_g$	1.627×10^{11}		$1.0A_g$	9.49×10^4
기둥		26900	$0.70I_g$	I_x	3.983×10^{13}		2.144×10^7
				I_y	3.716×10^{14}		

• 곡률반경

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3.983 \times 10^{13}}{2.144 \times 10^7}} = 1362.99 \text{ mm} \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{3.716 \times 10^{14}}{2.144 \times 10^7}} = 4163.18 \text{ mm}$$

② 압축부재의 유효길이

도로교 설계기준(2010)의 4.4.5.3에 의하면 횡구속 압축부재의 경우 유효길이계수 k는 1.0을 사용해야 한다.

③ 장주여부 검토

• 세장비 산정

$$x\text{축} : \frac{k_x l_u}{r_x} = \frac{1.0 \times 48172}{1362.99} = 35.34 \quad y\text{축} : \frac{k_y l_u}{r_y} = \frac{1.0 \times 48172}{4163.18} = 11.57$$

• λ_{lim} 결정

【표 5.42】 하중조합에 따른 장주여부 검토

하중조합	M_{x1}	M_{x2}	M_{y1}	M_{y2}	M_{x1}/M_{x2}	M_{y1}/M_{y2}	$34 - 12(M_1/M_2)$	
							x축	y축
LCBF1	0.0	0.0	7076.6	7076.6	1	1	22	22
LCBF4	0.0	-57920.7	4278.8	4278.8	0	1	34	22
LCBF5	0.0	0.0	4278.8	20569.0	1	0.208	22	31.5

모든 하중조합에 대하여 세장비가 λ_{lim} 를 넘는 x축 방향으로 장주거동하고 넘지 않는 y축 방향으로 단주거동하므로, x축에 대해서만 장주효과(확대모멘트)를 고려한다.

4) 단면검토

【표 5.43】 단면력 산출결과 요약

하중조합	Pu(kN)	Mx(kN·m)	My(kN·m)	비고
LCBF1	52938.9	0.0	7076.6	Pu Max
LCBF4	50257.7	-57920.7	4278.8	Mx Max
LCBF5	50257.7	0.0	20569.0	My Max

5) 확대모멘트 산정

① 임계하중 산정

【표 5.44】 임계하중 산정 결과

구 분	교축방향(x)			
	k	β_d	EI(kN·m ²)	Pc(kN)
LCBF1	1.00	0.872	228937420	973704.1
LCBF4	1.00	0.918	223446740	950351.4
LCBF5	1.00	0.918	223446740	950351.4
$\beta_d = \frac{1.3DL}{1.3DL + 2.15LL} \quad (LCBF1)$ $\beta_d = \frac{1.3DL}{1.3DL + 1.3LL} \quad (LCBF4, 5)$ $EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$ $P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k \cdot l_u)^2}$ β_d : 전체 계수 축하중에 대한 최대 계수 축방향 고정하중의 비 EI : 휨강성 Ec : 26900 MPa k : 유효좌굴길이계수 I : 단면2차모멘트 - x축 = $3.983 \times 10^{13} \text{ mm}^4$ lu : 비지지길이 - x축 = 48.172 m				

② 확대모멘트계수 산정

【표 5.45】 확대모멘트계수 산정 결과

구 분	교축방향(x축)				
	C_m	Pu(kN)	Pc(kN)	δ_{ns}	M_c (kN·m)
LCBF1	1.0	52938.9	973704.1	1.078	7629.7
LCBF4	1.0	50257.7	950351.4	1.076	4603.4
LCBF5	1.0	50257.7	950351.4	1.076	22129.4

③ 확대모멘트 산정 결과

【표 5.46】 확대모멘트 산정 결과 요약

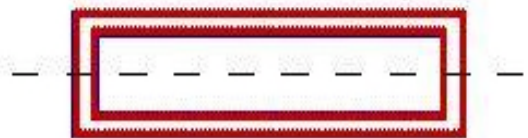
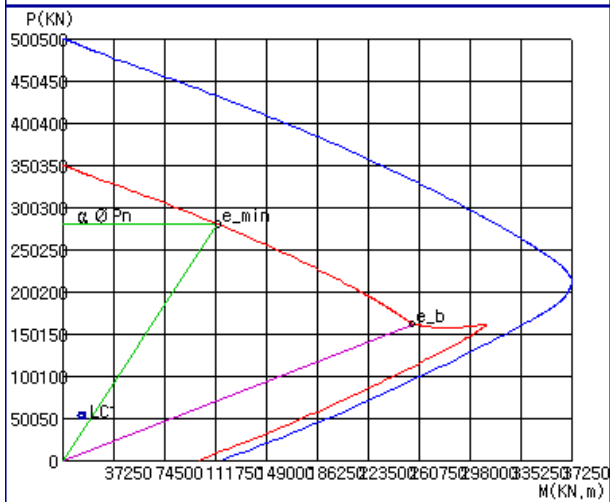
하중조합	P_u (kN)	M_{cx} (kN·m)	M_{cy} (kN·m)	M_c (kN·m)	비 고
LCBF1	52938.9	0.0	7629.7	7629.7	최대 축력 발생 시
LCBF2	50257.7	-57920.7	4603.4	-57920.7	최대 교축 휨모멘트 발생 시
LCBF5	50257.7	0.0	22129.4	22129.4	최대 교축직각 휨모멘트 발생 시

④ 기둥 안전성 검토

■ 하중조합 : LCBF1

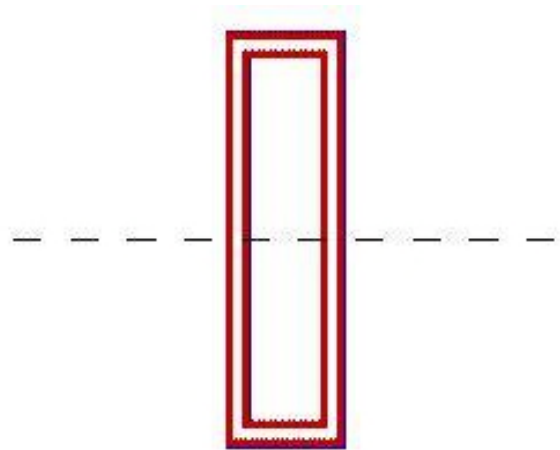
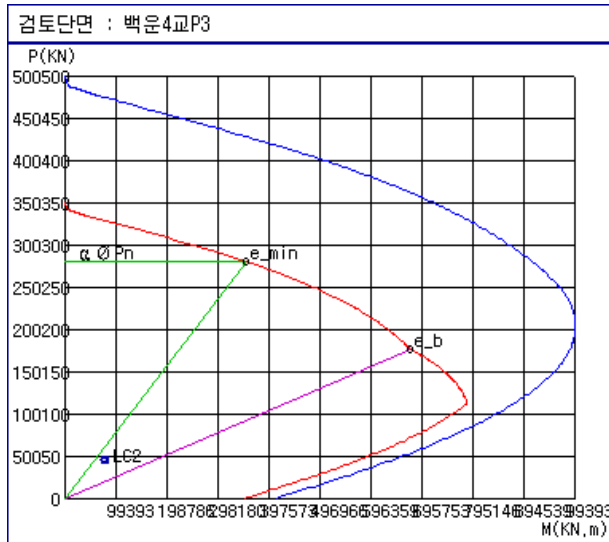
- $e = 403.6 \text{ mm}$
- $\phi P_n = 280175.3 \text{ kN} > P_u = 52938.9 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 5.292)$
- $\phi M_n = 113076.0 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 7629.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 14.82)$

검토단면 : 백운4교P3



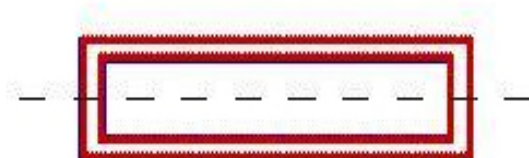
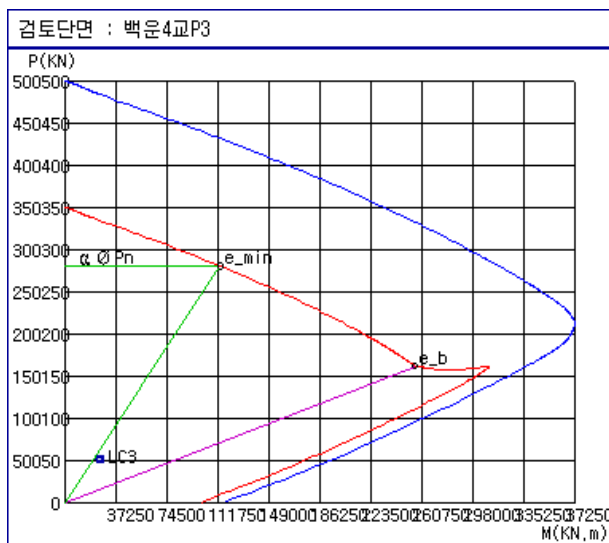
■ 하중조합 : LCBF4

- $e = 1627.89 \text{ mm}$
- $\phi P_n = 263506.5 \text{ kN} > P_u = 50257.7 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 5.243)$
- $\phi M_n = 428934.7 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 57920.7 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 7.406)$



■ 하중조합 : LCBF5

- $e = 492.2 \text{ mm}$
- $\phi P_n = 267461.3 \text{ kN} > P_u = 50257.7 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 5.322)$
- $\phi M_n = 131635.5 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 22129.4 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K. (S.F} = 5.948)$



5.2.4 내하력평가

대상교량의 내하력평가는 “안전점검 및 정밀안전진단 세부지침(2010. 12)”의 절차에 따라 강관형거더는 허용응력법으로, 바닥판은 강도설계법을 토대로 수행하였다. 평가 결과 백운4교(부산)는 설계내하력인 DB-24(DL-24)이상을 확보하고 있는 것으로 나타났으며 내하율 및 기본 내하력산정 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 거더

【표 5.47】 거더의 내하율 및 기본 내하력평가 결과

구 분		내하율 계산	내하율 (RF)	기본내하력	비 고
정모멘트부		$\frac{200.00 - 83.106}{51.051}$	2.289	DB-24이상	거더 하연
부 모멘트부	모멘트	$\frac{200.00 - 107.694}{48.775}$	1.892	DB-24이상	거더 하연
	전단력	$\frac{125.00 - 37.198}{16.422}$	5.346	DB-24이상	

2) 바닥판

【표 5.48】 바닥판의 내하율 및 기본 내하력평가 결과

구 분	내하율 계산	내하율 (RF)	기본내하력	비 고
중앙부 바닥판	$\frac{132.943 - 1.3 \times 7.281}{2.15 \times 37.44}$	1.534	DB-24이상	

※ 캔틸레버부 바닥판은 윤하중을 고려하지 않았기에 활하중에 의한 모멘트가 없으므로 내하율을 산정하지 않음

5.2.5 고유진동수 검토

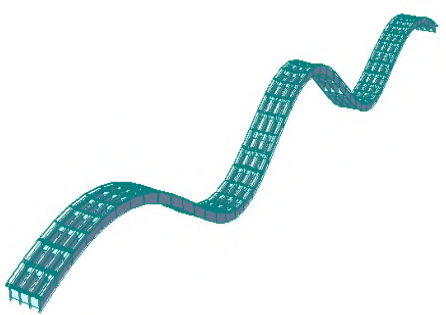
유지관리 시 기본 자료로 활용하기 위해 고유치해석(Eigenvalue Analysis)을 수행하였으며, 해석결과 고유진동수는 2차 모드에서 2.964Hz, 4차 모드에서는 3.458Hz로 분석되었다.

【표 5.49】에 고유치해석 결과 및 모드의 형상을 나타내었다.

【표 5.49】 이론 고유진동수 검토 결과(단위:Hz)

구 분	1차 모드	2차 모드	3차 모드	4차 모드	5차 모드
해석고유진동수	2.580	2.964	2.992	3.458	3.653

EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency		Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	16.212798	2.580347	0.387545	1.5138e-015		
2	18.626285	2.964465	0.337329	1.3107e-015		
3	18.801784	2.992397	0.334180	4.8240e-016		
4	21.725912	3.457786	0.289202	3.6128e-016		
5	22.949492	3.652525	0.273783	2.1586e-016		
6	26.568343	4.228483	0.236491	1.6106e-016		
7	28.263176	4.498224	0.222310	1.4232e-016		
8	32.573145	5.184177	0.192895	8.5720e-016		
9	32.723399	5.208091	0.192009	6.3701e-016		
10	37.674785	5.996128	0.166774	1.6019e-016		
11	59.177774	9.418435	0.106175	1.2985e-016		
12	64.614283	10.283683	0.097241	0.0000e+000		
13	66.893406	10.646416	0.093928	2.0325e-016		
14	70.871953	11.279622	0.088655	7.2429e-016		
15	72.732761	11.575778	0.086387	1.7193e-016		
16	77.331614	12.307709	0.081250	1.0646e-014		
17	79.310597	12.622674	0.079223	3.9328e-014		
18	81.905239	13.035624	0.076713	1.3327e-013		
19	86.004470	13.688037	0.073056	4.1191e-014		
20	90.708256	14.436667	0.069268	1.8237e-011		



MIDAS/Civil11
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
2.964465

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.337329

MEM(%)
DX= 0.000000
DY= 0.000000
DZ= 1.338819

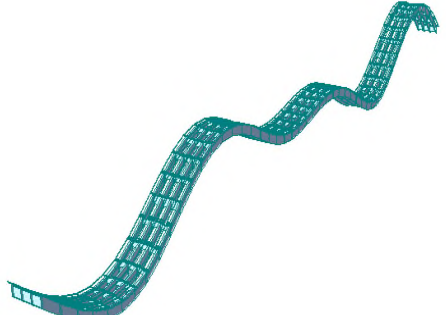
Mode 2

MAX : 1038
MIN : 3031

FILE: 백운4교_09-
UNIT: [cps]
DATE: 09/14/2011

VIEW-DIRECTION
X:-0.834
Y:-0.463
Z: 0.301

a) 2차모드



MIDAS/Civil11
POST-PROCESSOR
VIBRATION MODE

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
3.457786

NATURAL PERIOD
(SEC)
0.289202

MEM(%)
DX= 0.000000
DY= 0.000000
DZ= 0.003940

Mode 4

MAX : 4065
MIN : 3031

FILE: 백운4교_09-
UNIT: [cps]
DATE: 09/14/2011

VIEW-DIRECTION
X:-0.834
Y:-0.463
Z: 0.301

b) 4차모드

5.2.6 안전성평가 결과

가. 상부구조

1) 거더

【표 5.50】 허용응력법에 의한 안전성평가 결과(휨응력)

구 분		검토결과(MPa)		안전율(SF)	비 고
		f_a	$f(d+l)$		
정모멘트부	거더4 상연	200.000	86.909	2.301	LCB3
	거더4 하연	200.000	134.157	1.491	LCB2
부모멘트부	거더4 상연	200.000	145.755	1.372	LCB1
	거더4 하연	180.900	156.469	1.156	LCB1

2) 바닥판

【표 5.51】 강도설계법에 의한 안전성평가 결과(휨강도)

구 분		검토결과(kN·m)		안전율(SF)	비 고
		ϕM_n	M_u		
바닥판	외측 바닥판	132.943	17.390	7.645	
	중앙부 바닥판	132.943	89.961	1.478	

나. 하부구조

1) 기둥

【표 5.52】 강도설계법에 의한 안전성평가 결과(축강도)

구 분		검토결과(kN)		안전율(SF)	비 고
		ϕP_n	P_u		
기둥	최대 축력	280175.3	52938.9	5.292	
	최대 휨모멘트	263506.5	50257.7	5.243	교축방향
	최대 휨모멘트	267461.3	50257.7	5.322	교축직각방향

【표 5.53】 강도설계법에 의한 안전성평가 결과(휨강도)

구 분		검토결과(kN·m)		안전율(SF)	비 고
		ϕM_n	M_u		
기둥	최대 축력	113076.0	7629.7	14.82	
	최대 휨모멘트	428934.7	57920.7	7.406	교축방향
	최대 휨모멘트	131635.5	22129.4	5.948	교축직각방향

다. 안전성평가 결과

【표 5.54】 안전성평가 결과

구 분		안전율(SF)	평가결과	비 고
상부구조	거 더	1.156	A	
	바닥판	1.478	A	
하부구조	기 둥	5.243	A	
평가 결과		◦ 백운4교(부산)은 소정의 안전율을 확보하고 있는 것으로 나타났으며, 안전성평가결과는 최저안전율 1,156에 근거하여 『A』로 평가하였다.		

5.3 백운4교(춘천) 안전성평가

5.3.1 개요

백운4교(춘천)는 총연장 299.421m, 총폭 12.6m의 5경간 연속 Steel Plate Girder형식의 교량으로서, 좌·우측의 주거터와 가로보, 세로보 및 브레이싱으로 구성되었으며, 하부구조는 벽식(중공)교각 4기와 역T형 교대 2기이며, 기초형식은 A1은 강관파일기초, 그 외 직접기초로 시공되었다.

가. 검토구간 선정 및 사유

안전성 평가는 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 평가방법은 강교거터는 허용응력법에 의하여, 콘크리트 바닥판 및 교각 부재검토는 강도설계법에 의하여, 전차 정밀안전진단(2013년)에서 수행한 안전성평가 자료를 활용하고, 금회 정밀안전진단(2016년)과 구조적 변화상태에 대하여 비교 하였다.

나. 검토 조건

본 교량은 전회(2013년) 진단 시와 현재(2016년)의 설계기준을 비교하여 현 기준에 의하여 안전성 검토 및 내하력 평가를 실시하며, 사용재료의 특성 및 철근간격, 피복두께 등을 설계도서와 현장측정 값을 비교하여 적용하였다. 전회 진단 시와 금회 정밀안전진단의 비교표는 다음표와 같다.

1) 구조검토 조건 비교

【표 5.55】 백운4교(춘천) 구조검토 조건 비교

구 분		2013년 진단	2016년 진단	비 고
설계기준	적용년도	• 콘크리트 구조설계기준(2012) • 도로교 설계기준(2010)	• 콘크리트 구조설계기준(2012) • 도로교 설계기준(2010)	
	주요 하중계수	• 콘크리트 하중조합(1.3D+2.15L)	• 콘크리트 하중조합(1.3D+2.15L)	
상부구조 적용하중	바닥판	• 고정하중+활하중	• 고정하중+활하중+풍하중	
	거터	• 고정하중+활하중+크리프 및 건조수축+온도변화	• 고정하중+활하중+크리프 및 건조수축+온도변화	
비교결과		• 전회(2013년) 진단 시 구조검토 조건 비교 결과, 전회 진단과 설계기준 및 작용하중을 동일하게 적용함 • 방호벽의 경우 설계도면의 제원과 실측 제원이 상이한 상태로 공용중 단면증설이 된 것으로 판단되며 금회 진단에서 실측치를 적용하여 안전성평가를 실시함		

2) 부재제원 확인

시설물을 구성하고 있는 주요부재에 대한 제원 확인을 위해 실측을 실시하고 이를 준공도와 비교·검토하여 주요 부재의 규격을 확인하였다.



부재 제원 확인

【그림 5.14】 백운4교(춘천) 부재 제원 측정

【표 5.56】 백운4교(춘천) 부재 제원 확인 결과

구 분				부재제원	실측결과	비 고
백운4교 (춘천)	상부 구조	바닥판 B		13.710 m	13.708 m	일치함
		거더	높이 H	4.000 m	4.000 m	일치함
			간격 B	11.700 m	11.698 m	일치함
	하부 구조	교 대 (A1/구체)	폭 B	13.710 m	13.713 m	일치함
			상면 L	1.600 m	1.600 m	일치함
		교 각 (P1/코핑)	폭 B	14.000 m	14.000 m	일치함
			상면 L	3.600 m	3.600 m	일치함
		기타	방호벽	높이 H	0.900 m	1.080 m
	폭 B			0.375 m	0.450 m	
측정결과	▪ 부재 제원의 실측결과, 전반적으로 준공도상의 제원과 일치하였으나 방호벽은 설계도면의 제원과 실측 제원이 상이한 상태로 공용중 단면증설이 된 것으로 판단되며, 구조계산 시 실측치를 적용토록 한다.					

3) 현장시험 및 측정자료 분석

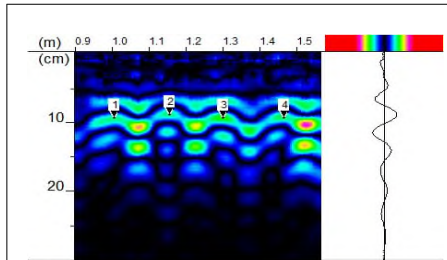
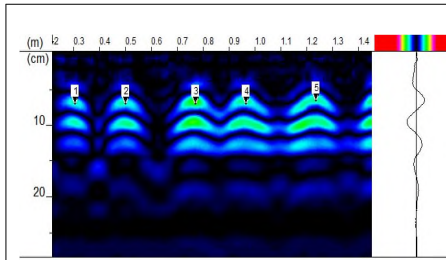
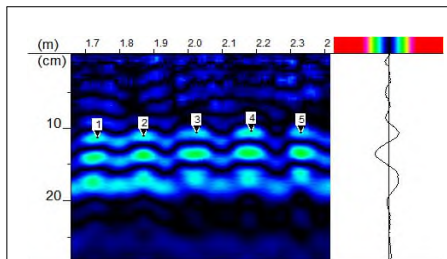
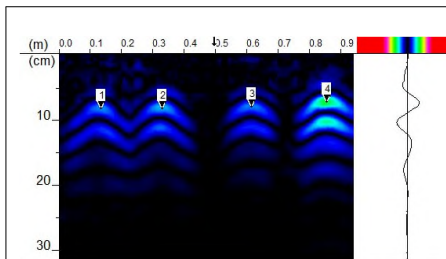
① 사용재료 및 강도

【표 5.57】 백운4교(춘천) 사용재료 및 강도

구 분	콘 크 리 트				철 근	
	탄성계수 (MPa)	설계기준강도 (MPa)	현장조사결과 (MPa)	적용강도 (MPa)	철근강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)
상부구조	26,702	27.0	27.6	27.0	400.0	2.0×10^5
하부구조	25,811	24.0	26.6~27.4	24.0	300.0	2.0×10^5
• 콘크리트 강도시험은 반발경도시험 및 초음파시험 결과가 설계기준강도 이상이므로 최저값인 설계기준강도를 적용강도로 적용함.						

② 단면제원 및 철근량

【표 5.58】 백운4교(춘천) 단면제원 및 철근량

시험위치		단면두께 (mm)	피복두께(mm)			철근(m당 평균)			
			설계값	측정 평균값	검토 적용값	설계값	철근탐사	검토 적용값	
바닥판	캔틸레버	300.0	60.0	-	60.0	H16@125.0	-	H16@125.0	
	중양부	250.0	40.0	-	40.0	H16@125.0	-	H16@125.0	
P1 기둥	수직철근	700.0	100.0	105.0	100.0	D25@150.0	D25@153.0	D25@150.0	
	수평철근		78.0	79.0	78.0	D19@250.0	D19@237.0	D19@250.0	
P2 기둥	수직철근	700.0	100.0	104.0	100.0	D25@150.0	D25@145.0	D25@150.0	
	수평철근		78.0	112.0	78.0	D19@250.0	D19@242.0	D19@250.0	
P3 기둥	수직철근	700.0	100.0	111.0	100.0	D25@150.0	D25@148.0	D25@150.0	
	수평철근		78.0	93.0	78.0	D19@250.0	D19@245.0	D19@250.0	
P4 기둥	수직철근	700.0	100.0	105.0	100.0	D25@150.0	D25@132.0	D25@150.0	
	수평철근		78.0	85.0	78.0	D19@250.0	D19@260.0	D19@250.0	
철근탐사 DATA									
		위치	철근종류	피복두께	철근간격	위치	철근종류	피복두께	철근간격
		P1 기둥	수직철근	102.5~107.5	145.0~165.0	P1 기둥	수평철근	78.0~81.5	215.0~270.0
									
		위치	철근종류	피복두께	철근간격	위치	철근종류	피복두께	철근간격
		P3 기둥	수직철근	118.5~126.5	135.0~160.0	P3 기둥	수평철근	81.5~92.5	225.0~265.0
		• 철근배근 탐사결과 『대구-춘천간 고속도로 건설공사 제7공구 구조도(준공도)』에 적용된 설계값과 금회 측정평균값의 차이가 미미하여 안전성 평가시 설계값을 기준으로 적용함. • 바닥판 하면이 영구거푸집(Deck Plate)로 마감되어 있어 상부구조의 철근탐사시험이 불가능하므로 철근배근은 설계값을 기준으로 적용함							

5.3.2 상부구조 안전성평가

가. 구조검토 조건

1) 교량제원

- ① 교 량 명 : 백운4교(춘천)
- ② 교량등급 : 1등급(DB-24, DL-24)
- ③ 교량형식 : 5경간 연속 강판형교(Steel Plate Girder)
- ④ 교 장 : 5@60.0 = 300.0m
- ⑤ 교 량 폭 : B = 13.71m
- ⑥ 거더제원 : H = 4.0m, B = 0.7m
- ⑦ 사 각 : 90.0°
- ⑧ 곡률반경 : R = ∞

2) 하중

- ① 고정하중
 - 철근콘크리트 : $W_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
 - 포장콘크리트 : $W_a = 23.00 \text{ kN/m}^3$ (아스팔트 포장)
- ② 활하중
 - DB-24, DL-24
 - 충격계수 : $I = 15 / (40+L) \leq 0.3$

3) 사용재료

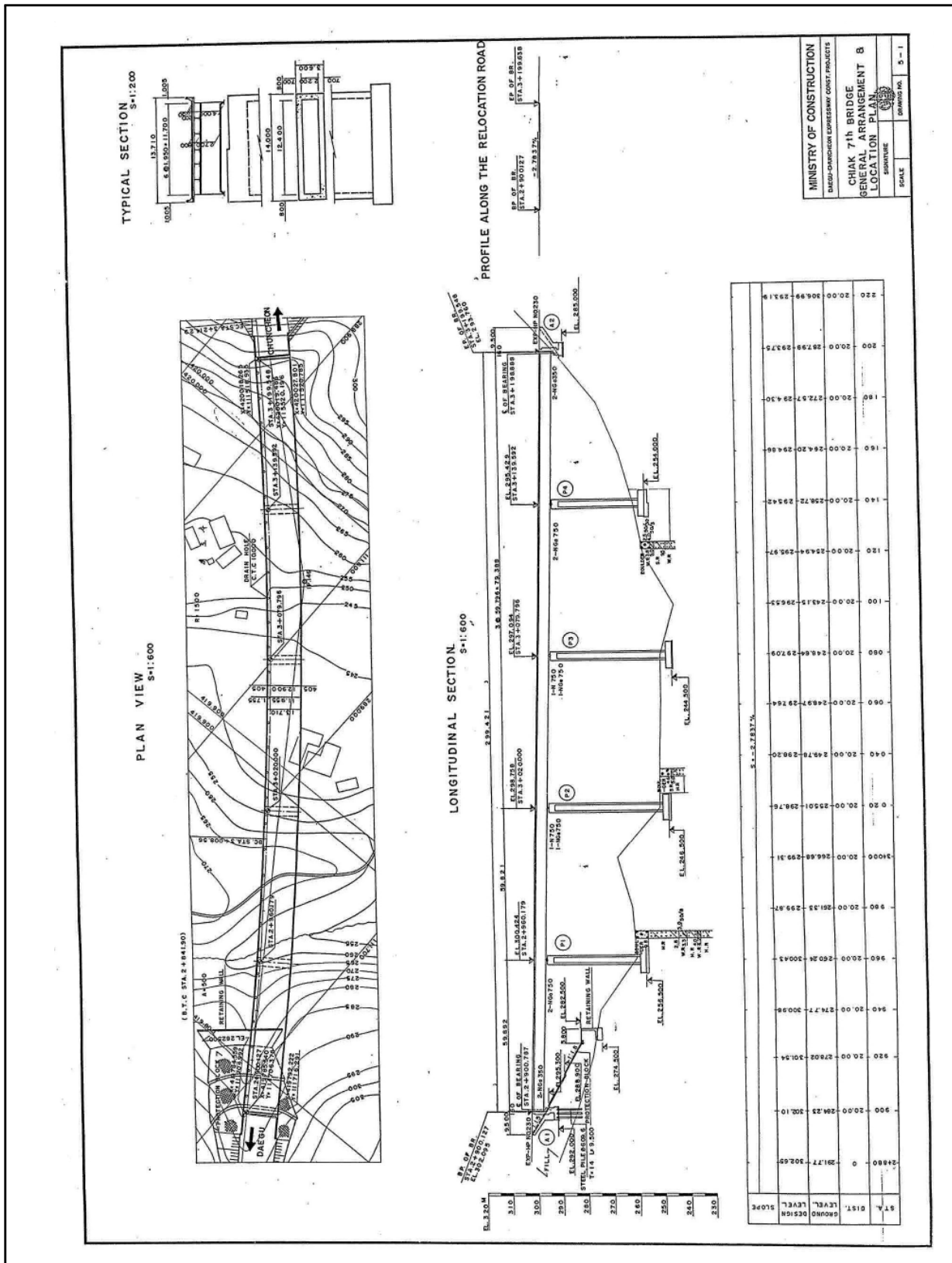
- ① 콘크리트
 - ㉠ 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$
 - ㉡ 탄 성 계 수 : $E_c = 26,702.0 \text{ MPa}$
 - ㉢ 크리프계수 : $\phi_2 = 2\phi_1 = 4.0$
 - ㉣ 선 팽 창 계 수 : $a = 1.2 \times 10^{-5}$
- ② 철근(SD40)
 - ㉠ 항복강도 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 - ㉡ 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

③ 강재

구 분	허용응력(f_a)	탄성계수(E_s)	비 고
주부재(SM520)	210.0 MPa	205,000 MPa	거더
부부재(SM400)	140.0 MPa	205,000 MPa	가로보 및 2차부재

나. 종·평면도

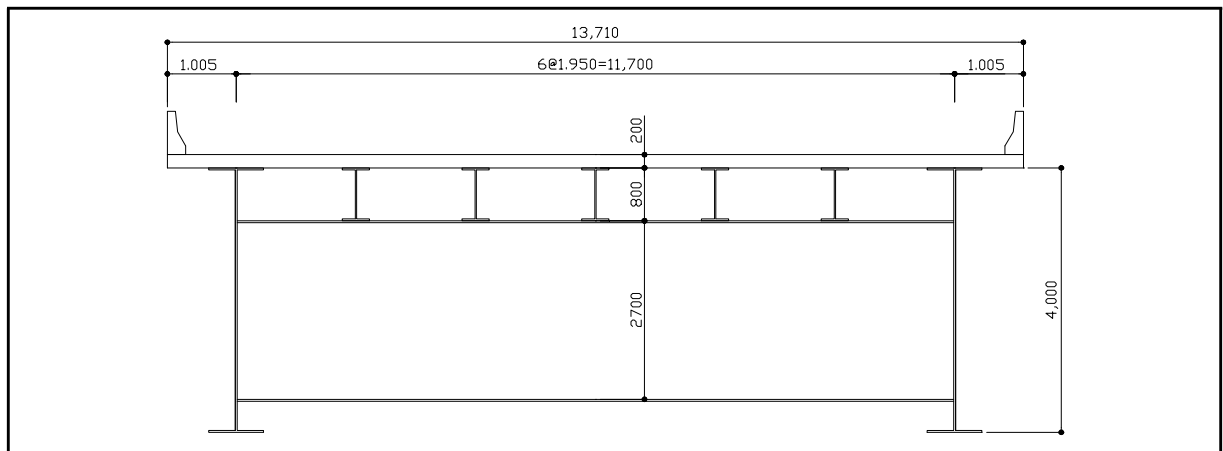
검토 대상교량인 백운4교(춘천)의 종평면도는 아래 그림과 같다.



【그림 5.15】 백운4교(춘천) 종·평면도

다. 단면특성

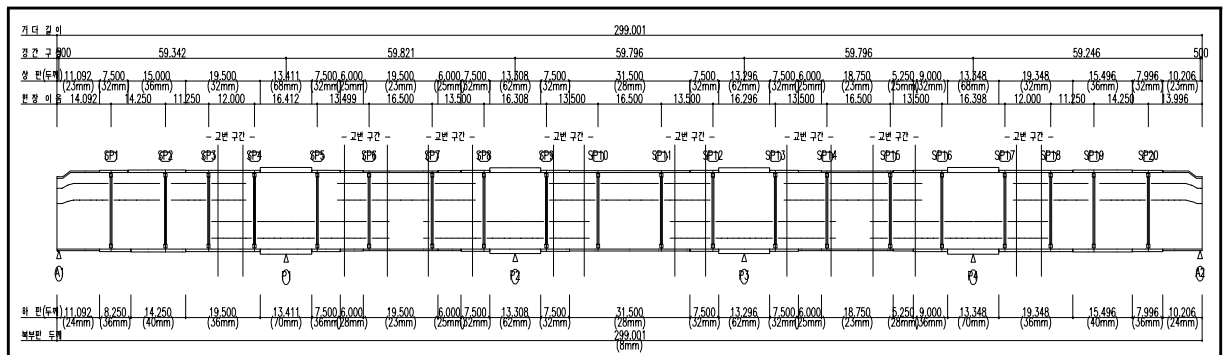
1) 단면형상



2) 단면상수

구 분		A (cm ²)	Ixx (cm ⁴)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	비 고
단면 - 1	Girder	799.8	810.4	17,167,020.0	52,171.4	
단면 - 2	Girder	1,064.8	2,346.6	27,881,830.0	233,923.7	
단면 - 3	Girder	1,160.8	3,289.1	31,904,980.0	313,123.7	
단면 - 4	Girder	1,064.8	2,346.6	27,881,830.0	233,923.7	
단면 - 5	Girder	1,527.2	15,003.3	47,213,690.0	423,857.9	
단면 - 6	Girder	865.5	1,093.8	19,806,330.0	85,152.9	
단면 - 7	Girder	790.0	773.5	16,772,870.0	48,008.1	
단면 - 8	Girder	835.0	941.1	18,604,740.0	69,414.4	
단면 - 9	Girder	995.2	1,854.3	25,154,680.0	167,788.5	
단면 - 10	Girder	1,378.4	10,858.0	41,227,970.0	297,170.7	
단면 - 11	Girder	896.0	1,246.5	21,095,700.0	100,891.5	
단면 - 12	Brace	66.0	37.9	5,579.6	1,955.5	
단면 - 13	Brace	37.7	18.4	1,417.5	394.9	
단면 - 14	Stringer	131.2	46.1	144,911.2	4,393.8	
단면 - 15	Cross beam	339.0	147.9	3,246,643.0	7,216.4	

3) 강재개요도



라. 적용하중

1) 합성전 고정하중

① 바닥판 슬래브

바닥판 자중은 구조해석 시 slab높이 × 단위중량($\gamma_c=25.0\text{kN/m}^3$) × 단위길이(m)를 적용하며 재하 한다.

② 강박스 거더, 가로보자중

각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 중량을 주부재 자중 할증률(=총중량/주부재중량)을 적용

2) 합성후 고정하중

① 아스팔트포장 하중 : 포장부위에 대하여 등분포 하중으로 고려

$$23.00 \text{ kN/m}^3 \times 0.050 \text{ m} = 1.1500 \text{ kN/m}^2$$

② 방호벽

- 방호벽 : 단위길이 당 자중(5.792 kN/m)을 해당 부위에 재하

3) 활하중

활하중은 DB-24하중과 DL-24하중을 적용하였다. 활하중에 대한 해석은 Midas/Civil 프로그램내에서 활하중에 대한 이동하중해석을 통하여 각 부재에 발생하는 최대부재력을 산출하였다.

○ 설계차선평(w)

- 연석간 교폭(w_c) : 12.900 m

- 설계차선평 : $w = \frac{w_c}{N}$

여기서, w_c : 연석간의 교폭, w : 설계차선평,

N : 설계차선의 수 ($12.8 \leq w_c < 16.4$ 일 때 4차선)

$\therefore w = 12.900 / 4 = 3.225\text{m}$ 이므로, 차선평 3.0m (4차선) 적용

· DB-24 : $P_r = 96.0 \text{ kN}$, $P_f = 24.0 \text{ kN}$

· DL-24 : $W_l = 12.7 \text{ kN/m}$, $P_m = 108.0 \text{ kN}$, $P_s = 156.0 \text{ kN}$

따라서 DB하중 또는 DL하중을 설계차선평과는 상관없이 표준차선평 3.0m 마다 차선을 침범하지 않는 범위 내에서 설계부재에 가장 불리한 응력을 발생시키도록 1~4차선에 대해 이동하중으로 재하한다. 5경간 부분의 충격계수가 가장 크므로 해당 값을 교량 충격 계수로 적용한다.

$$\cdot \text{충격계수}(i) = \frac{15}{40 + L} \leq 0.3 \quad S_5 (L = 59.246\text{m}) : i = \frac{15}{40 + 59.246} = 0.151$$

4) 크리프와 건조수축

콘크리트는 시간이 경과함에 따라 재료의 물리적 특성이 바뀌는 시간 의존적 재료이다. 콘크리트의 압축강도는 시간이 경과함에 따라 점점 증가하며, 또한 시간경과에 따라 콘크리트의 거동에 중요한 영향을 미치는 현상으로 크리프와 건조수축이 있다. 따라서 구조해석시 이러한 콘크리트의 시간 의존적 재료특성을 고려하여야만 정확한 결과를 얻을 수 있다. 합성단면으로서 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 크리프계수와 건조수축률이 도로교 설계기준(크리프계수 $\phi_1=2.0$, 건조수축률(ε_{sh}) $=27 \times 10^{-5}$, 크리프계수 $\phi_2=2\phi_1=4.0$)에 제시되어 있으며, 콘크리트의 압축강도와 크리프 및 건조수축의 변형률을 구하는 여러 가지 식들이 제안되어 있으나 본 해석에서는 통상적으로 가장 많이 활용되고 있는 CEB-FIP 모델식을 적용하였다.

5) 온도변화

강교에서 온도변화의 범위는 가설시 온도를 기준으로 정하나 보통의 경우 온도변화의 범위는 -10°C 에서 $+50^{\circ}\text{C}$ 를 표준으로 한다. 바닥판과 거더부분의 온도차는 10°C 를 적용한다.

-온도변화 범위: $\pm 30^{\circ}\text{C}$ -상하연 온도차: 0°C -선팽창계수: $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

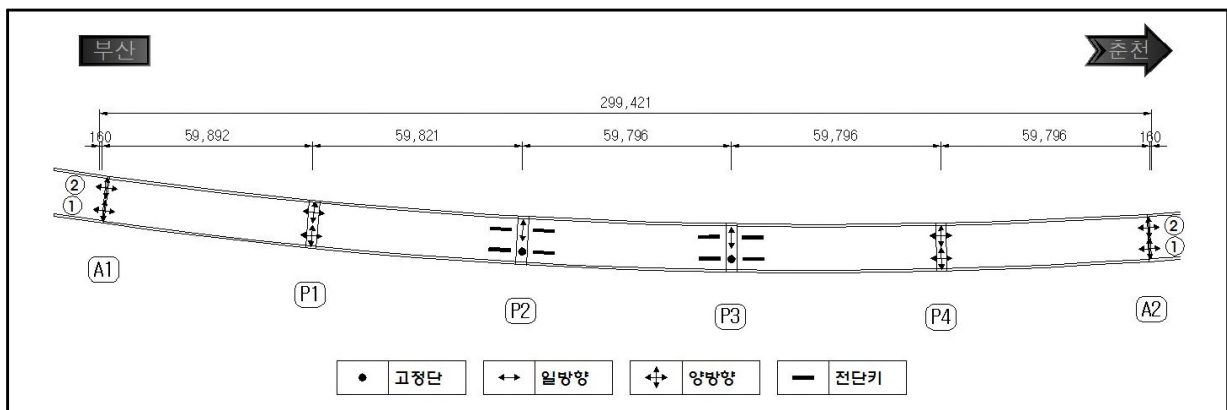
6) 하중조합

대상교량의 상부구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

- COMB 1 : 고정하중(합성전+합성후)+활하중
- COMB 2 : 고정하중+활하중+크리프+건조수축
- COMB 3 : 고정하중+활하중+크리프+건조수축+온도변화($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

마. 경계조건

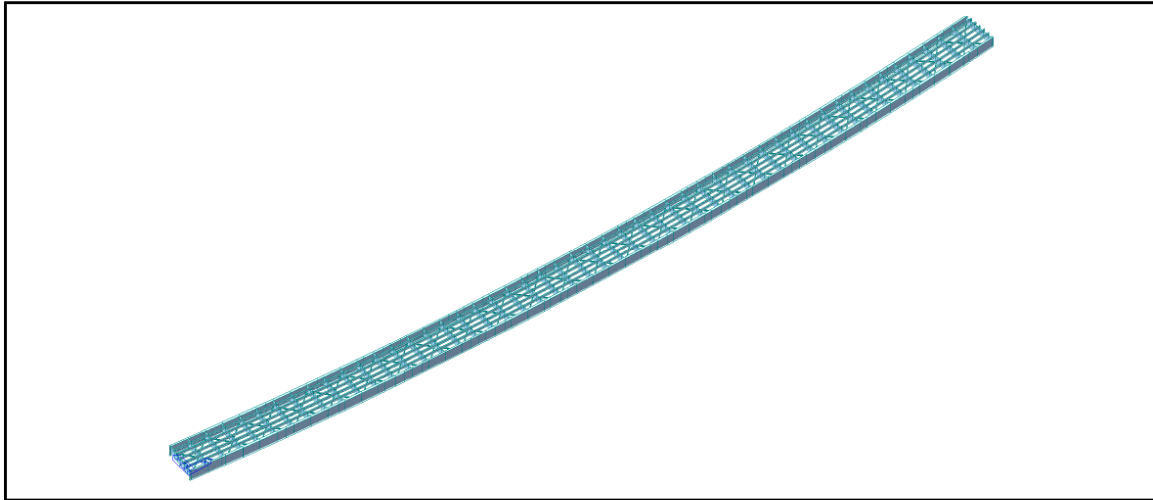
백운4교(춘천) 교량받침부의 경계조건은 【그림 5.16】와 같다.



【그림 5.16】 받침부 경계조건

바. 모델링

대상 교량의 구조해석을 위해서 범용구조해석 프로그램인 Midas/Civil을 사용하였다. 강거더는 Beam요소로, 가로보는 Beam요소를 사용하여 3차원으로 모델링하였으며 해석에 사용된 대상 교량의 구조해석모델은 아래와 같다.



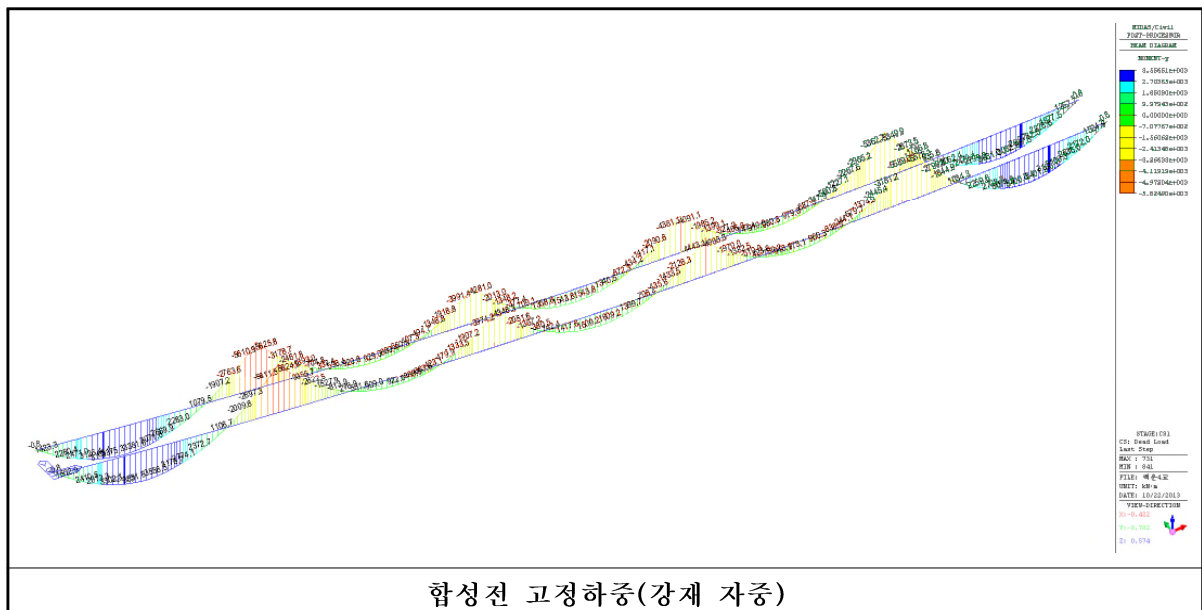
【그림 5.17】 구조해석 모델링

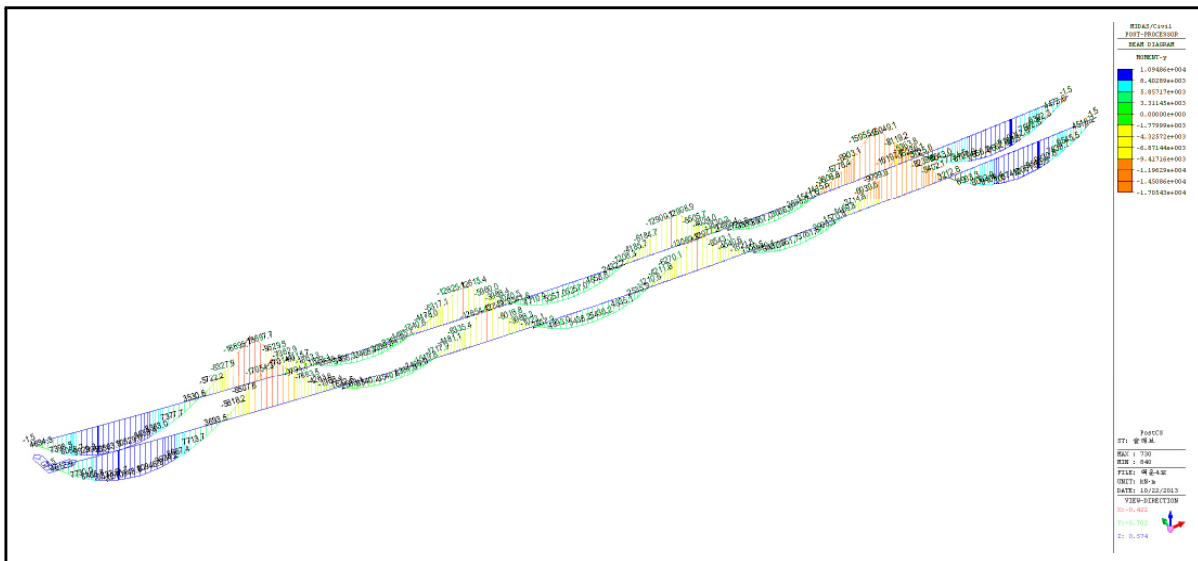
사. 거더 구조해석 결과 및 검토

1) 단면력도

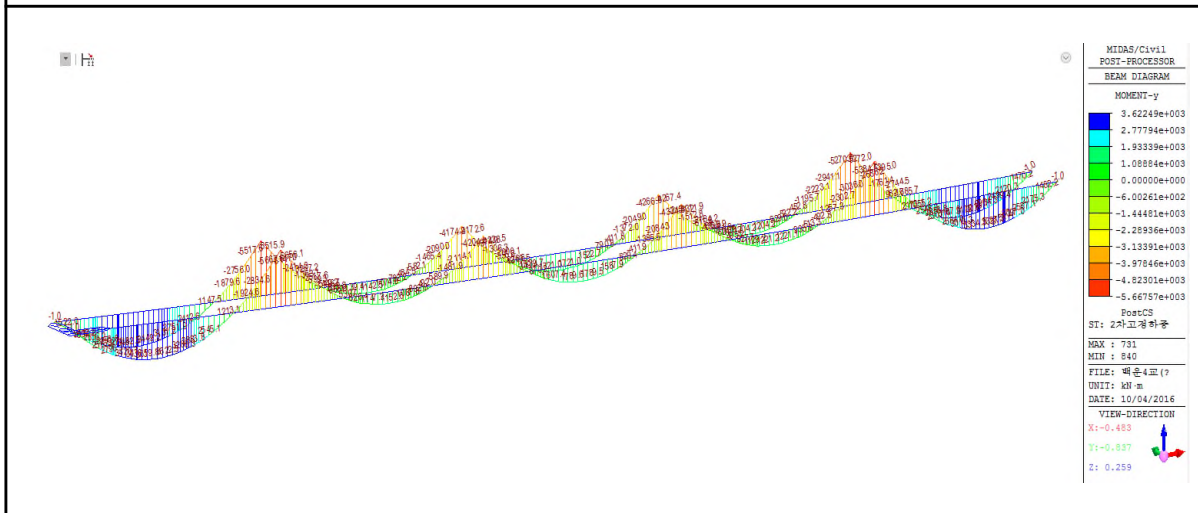
구조해석 및 내하력 평가에 필요한 부재력 및 처짐을 구하기 위하여 앞에서 제시한 구조해석모델에 하중조건을 재하하여 구조해석을 수행하였다. 고정하중, 활하중 등 각각의 하중 경우에 대하여 발생한 부재의 전단력도와 휨모멘트도를 아래그림에 나타내었다.

① 단면력도(휨모멘트)

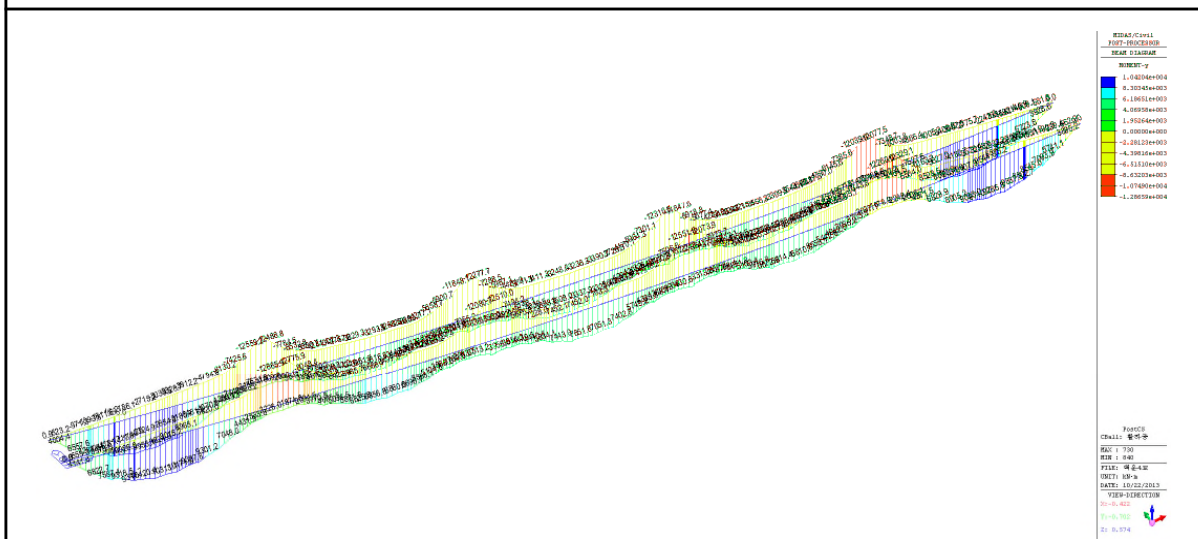




합성전 고정하중(바닥판 자중)

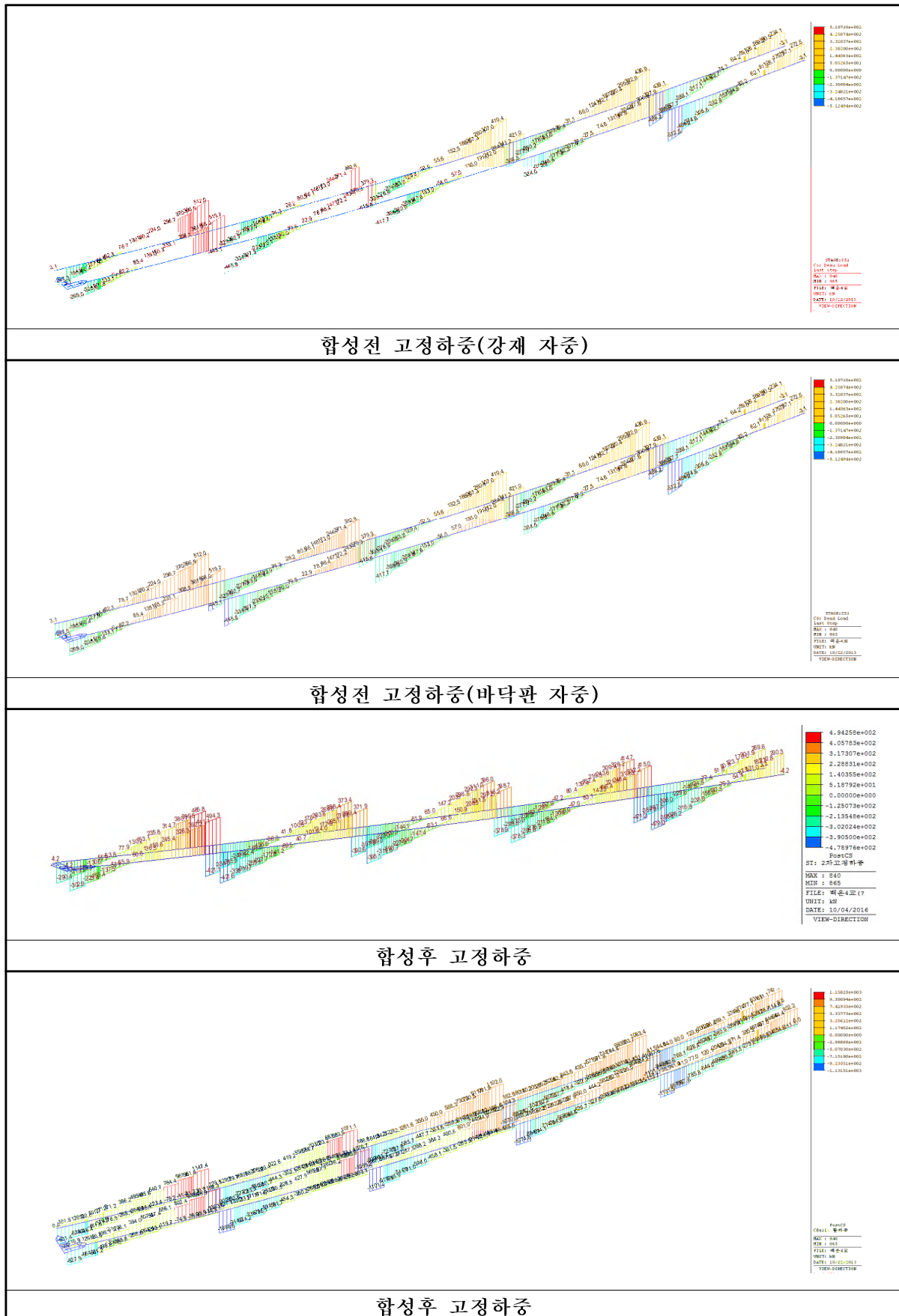


합성후 고정하중



활하중(충격 포함)

② 단면력도(전단력)



2) 부재 단면력

【표 5.59】 단면력 집계

구 분		합 성 전 고정하중	합 성 후 고정하중	활하중 (충격포함)	합 계
정모멘트 부	단면 2	13,740.4	3,622.5	10,313.1	27,676.00
	단면 3	4,185.8	1,152.6	6,860.0	12,198.40
	단면 7	6,429.7	1,789.6	7,651.8	15,871.10
부모멘트 부	단면 11	12,923.1	3,334.5	9,786.8	26,044.40
	단면 5	17,807.5	4,174.2	12,551.5	34,533.20
	단면 10	22,032.8	5,517.6	12,329.1	39,879.50

3) 응력검토

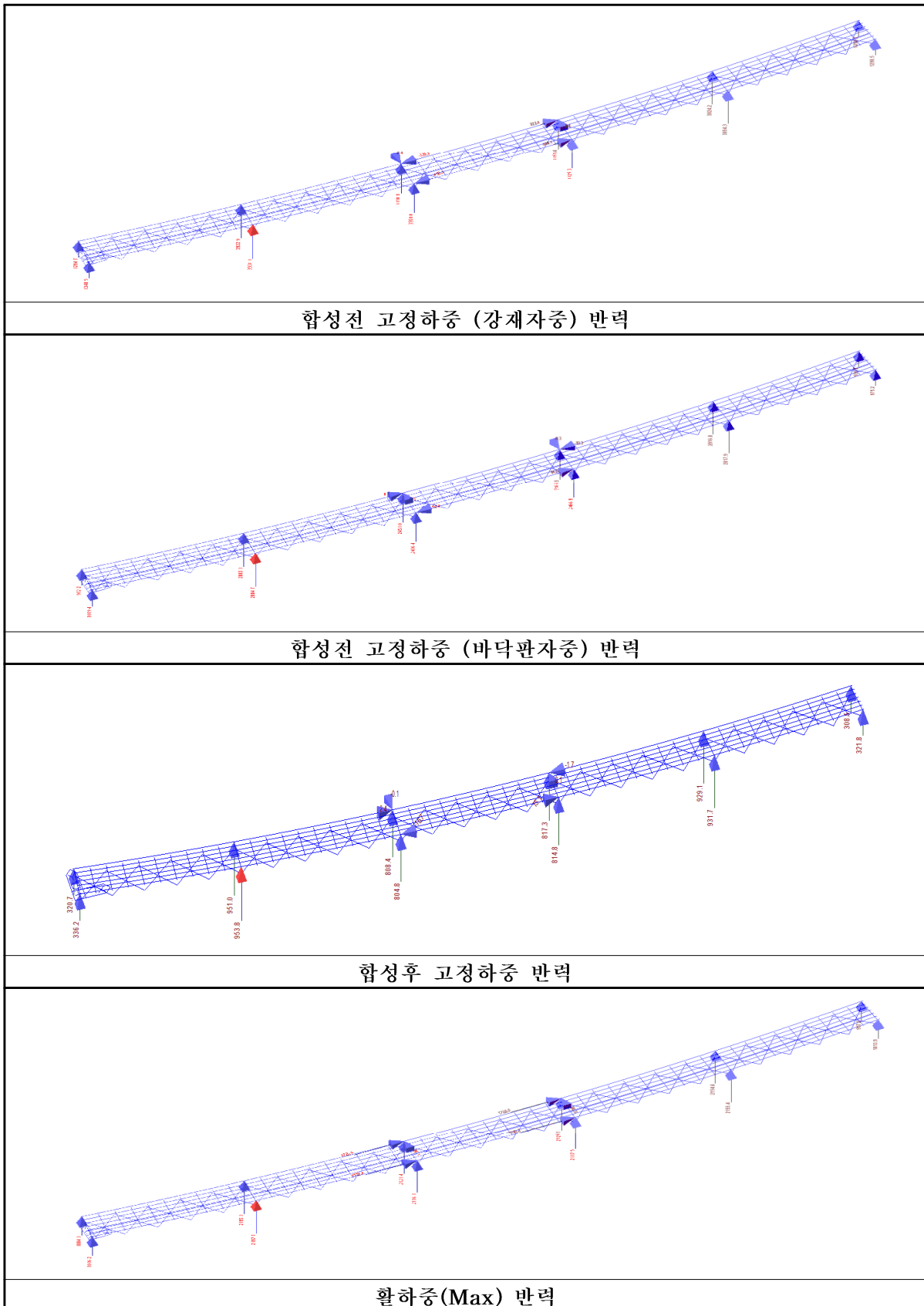
① 단면별 응력 검토결과

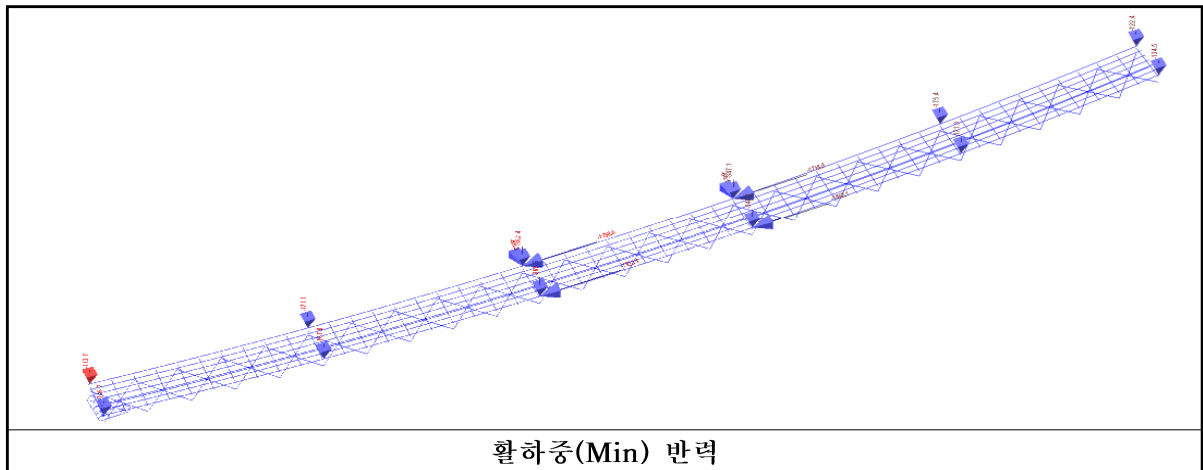
구분		상부 Flange 휨응력(MPa)				하부 Flange 휨응력(MPa)				허용응력 (MPa)	비 고
		고정하중		활하중	합계	고정하중		활하중	합계		
		합성전	합성후			합성전	합성후				
정 모 멘 트	2	89.5	4.4	13.0	106.9	85.8	17.9	51.0	154.7	상연(210) 하연(210)	O.K
	3	52.7	1.7	10.1	64.5	49.0	9.5	56.6	115.1	상연(210) 하연(210)	O.K
	7	55.5	2.3	4.9	62.7	68.1	12.6	59.3	140.0	상연(210) 하연(210)	O.K
	11	84.2	3.9	12.2	100.3	104.5	16.5	48.5	169.5	상연(210) 하연(210)	O.K
부 모 멘 트	5	82.7	4.4	15.1	102.2	69.6	14.3	41.1	125.0	상연(195) 하연(184.5)	O.K
	10	100.6	5.8	12.9	119.3	87.8	18.9	42.3	149.0	상연(200) 하연(181.4)	O.K

② 단면별 합성응력 검토결과

구분 (단면)	휨응력검토(MPa)				전단응력검토(MPa)		합성응력검토		비고
	상부플랜지		하부플랜지		복부판		상연	하연	
	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력			
단면2	106.9	210.0	154.7	210.0	4.843	120	0.197	0.544	OK
단면3	64.5	210.0	115.1	210.0	7.641	120	0.075	0.304	OK
단면7	62.7	210.0	140.0	210.0	8.229	120	0.058	0.449	OK
단면11	100.3	210.0	169.5	210.0	7.932	120	0.139	0.656	OK
단면5	102.2	195.0	125.0	184.5	32.363	120	0.347	0.532	OK
단면10	119.3	200.0	149.0	181.4	33.491	120	0.433	0.752	OK

① 받침반력도





② 시점부 교대 반력 집계 (단위;kN)

위치	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		합 계	
	Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min
Br01	326.967	972.161	320.725	1,004.288	-113.709	2,624.141	1,506.144
Br02	339.587	1,019.436	336.185	1,036.172	-126.741	2,731.380	1,568.467

③ 교각부 반력 집계 (단위;kN)

위 치		합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		합 계	
		Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min
P1	Br01	1,028.886	2,883.314	950.955	2,195.302	-171.053	7,058.457	4,692.102
	Br02	1,029.365	2,884.657	953.840	2,197.091	-167.045	7,064.953	4,700.817
P2	Br01	863.070	2,450.964	808.360	2,123.419	-362.394	6,245.813	3,760.000
	Br02	858.806	2,436.371	804.819	2,116.141	-366.626	6,216.137	3,733.370
P3	Br01	872.873	2,477.512	817.316	2,125.103	-347.073	6,292.804	3,820.628
	Br02	867.784	2,466.910	814.757	2,117.465	-348.144	6,266.916	3,801.307
P4	Br01	1,006.479	2,816.759	929.095	2,154.633	-175.418	6,906.966	4,576.915
	Br02	1,015.556	2,817.949	931.700	2,155.400	-171.302	6,920.605	4,593.903

④ 중점부 교대 반력 집계 (단위;kN)

위치	합성전 고정하중		합성후 고정하중	활 하 중		합 계	
	Steel	Concrete		Max	Min	Max	Min
G1	320.504	935.854	308.844	997.190	-122.366	2,562.392	1,442.836
G2	329.450	975.245	321.779	1,013.928	-134.463	2,640.402	1,492.011

⑤ 반력 검토 결과

지점부에 대한 반력 검토 결과 부반력은 발생하지 않으며, 교대부는 3,500 kN, 교각부는 7,500 kN 용량을 모두 만족하는 것으로 검토되었다.

아. 바닥판의 안전성 검토

바닥판에 대한 안전성 검토는 강도설계법을 이용하여 안정성을 평가하였으며, 바닥판 철근 배근은 설계도서를 참조하여 적용하였으며 금회 정밀안전진단 시 확인결과, 방호벽은 설계도면의 제원과 실측 제원이 상이한 상태로 공용 중 단면증설이 된 것으로 판단되며, 구조계산 시 실측치를 적용하였다. 적용한 바닥판의 철근과 콘크리트 물성치는 아래의 표와 같다.

【표 5.60】 콘크리트와 철근의 물성치

콘크리트 설계강도	철근의 항복강도	철근배근(중간 바닥판부)
27.0 MPa	400 MPa (SD400)	H16@125

1) 바닥판 두께 검토

바닥판의 최소두께는 도로교설계기준(2010)에 의하여 검토하였다.

【표 5.61】 차도부분의 바닥판의 최소두께(mm)

판의 구분	바닥판 지간의 방향	
	차량 진행방향에 직각	차량 진행방향 평행
단 순 판	40L + 130	65L + 150
연 속 판	30L + 130	50L + 150
캔틸레버판	$0 < L \leq 0.25$ 280L + 180 $L > 0.25$ 80L + 230	240L + 150

① 캔틸레버부

$$h_{\min} = (280 \cdot X + 180) = (280 \times 0.130 + 180) = 216.4 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 300.0 \text{ mm} > h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

② 중앙부

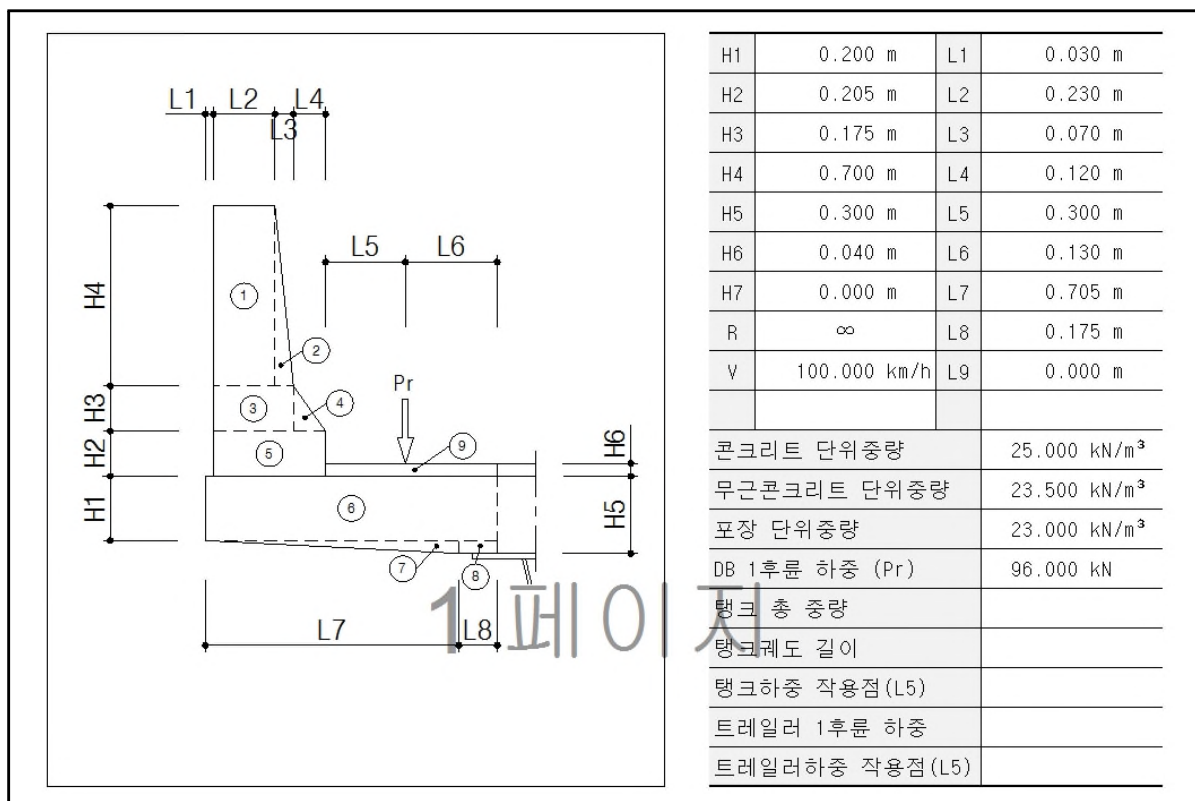
$$h_{\min} = (30 \cdot L + 130) = (30 \times 1.958 + 130) = 188.7 \text{ mm} < 220.0 \text{ mm} \quad \therefore h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm}$$

$$h_{\text{use}} = 200.0 \text{ mm} < h_{\text{req}} = 220.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{최소두께 기준 부족}$$

2) 캔틸레버부

① 고정하중

NO.	작용 하중(kN)	작용거리(m)	모멘트(kN·m)	비고
①	$0.230 \times 0.700 \times 25.000 = 4.025$	0.735	2.958	
②	$1/2 \times 0.070 \times 0.700 \times 25.000 = 0.613$	0.597	0.365	
③	$0.300 \times 0.175 \times 25.000 = 1.313$	0.700	0.919	
④	$1/2 \times 0.120 \times 0.175 \times 25.000 = 0.263$	0.510	0.134	
⑤	$0.420 \times 0.205 \times 25.000 = 2.153$	0.640	1.378	
⑥	$0.880 \times 0.200 \times 25.000 = 4.400$	0.440	1.936	
⑦	$1/2 \times 0.705 \times 0.100 \times 25.000 = 0.881$	0.410	0.361	
⑧	$0.175 \times 0.100 \times 25.000 = 0.438$	0.088	0.038	
⑨	$0.430 \times 0.040 \times 23.000 = 0.396$	0.215	0.085	
계	14.479		8.175	



② 활하중

- 윤하중 분포폭

$$E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.130 + 1.14 = 1.244\text{m}$$

여기서, $X = 0.130\text{m}$

- 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.130} = 0.374 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

- 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{P_r \cdot X \cdot (1+i)}{E} = \frac{96 \times 0.130 \times (1+0.300)}{1.280} = 13.042\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

③ 충돌하중

- ㉠ 수평충돌력 H가 도면상 1.0m 높이에 교축을 따라 1m마다 작용시

$$H = (V/60)2 \times 7500 + 2500 = 32.500 \text{ kN/m}$$

작용높이 $h = 1.190 \text{ m}$

$$M_{co} = 23.333 \times 1.190 = 27.767 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ㉡ 방호벽 상단에 횡방향으로 $H = 10 \text{ kN/m}$ 의 수평하중 재하시

작용높이 $h = 1.230 \text{ m}$

$$M_{co} = 10.000 \times 1.230 = 12.300 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

- ㉢ 곡선반경 $R > 200\text{m}$ 이므로 ㉠과 ㉡에 의해 계산된 값 중에서 큰 값을 적용

$$M_{co} = 27.767\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 풍하중

$$P_w = 3.0\text{kN/m}^2 \times 1.040\text{m} = 3.120\text{kN/m}$$

$$M_w = 3.120 \times (1.040/2 + 0.04 + 0.30/2) = 2.215\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

⑤ 작용 모멘트

구분	고정하중(M_D)	활하중(M_{L+i})	충돌하중(M_{co})	풍하중(M_w)
모멘트	8.175	13.042	27.767	2.215

⑥ 하중조합

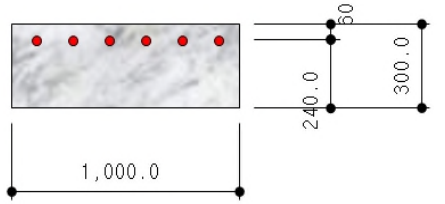
CASE	단위	M_D	M_{L+I}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	비고
CASE1	kN·m	1.30	2.15			1.30	
CASE2	kN·m	1.30	1.30	1.30		1.30	차량충돌하중
CASE3	kN·m	1.30	1.30		0.65	1.30	활하중재하시
CASE4	kN·m	1.20		1.20	1.20		차량충돌하중
CASE5	kN·m	1.30			1.30		
CASE6	kN·m	1.00	1.00		0.30	0.00	사용모멘트
CASE7	kN·m	1.00	1.00	0.00		0.00	차량충돌사용모멘트

⑦ 계산 적용모멘트 산정

CASE	단위	M_D	M_{L+I}	M_{CO}	M_W	M_{CF}	소계
CASE1	kN·m	10.627	28.040			0.000	38.667
CASE2	kN·m	10.627	16.954	36.097		0.000	63.678
CASE3	kN·m	10.627	16.954		1.440	0.000	29.021
CASE4	kN·m	9.810		33.320	2.658		45.788
CASE5	kN·m	10.627			2.880		13.507
최대계수모멘트				63.678			
CASE6	kN·m	8.175	13.042		0.665	0.000	21.881
CASE7	kN·m	8.175	13.042	0.000		0.000	21.217
최대사용모멘트				21.881			

⑧ 단면검토

• 검토조건

$f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$	$f_y = 400.0 \text{ MPa}$	
$M_u = 63.7 \text{ kN·m}$	$M = 21.9 \text{ kN·m}$	
$b = 1,000.0 \text{ mm}$	$h = 300.0 \text{ mm}$	
$\beta = 0.85$	$d' = 60.0 \text{ mm}$	
$\phi_f = 0.85$	$d = 240.0 \text{ mm}$	

▪ 강도감소계수(ϕ_f) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1,588.8 \times 400.0 = 635,520.0$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 27.0 \times a \times 1,000.0 = 22,950.0 a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 27.692 \text{ mm}$$

$$c = 27.692 / \beta = 27.692 / 0.85$$

$$e_y = f_y / E_s = 400.0 / 200,000.0 = 0.0020$$

$$e_t = 0.003 \times (d_t - c) / c = 0.003 \times (240.0 - 32.578) / 32.578 = 0.0191$$

$$e_t = 0.0191 \geq 0.0050 \text{ 이므로 인장지배 단면이며, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.}$$

▪ 필요 철근량 산정

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 0.017429 \quad A_s \text{-----} \textcircled{1}$$

$$M_u = \Phi f \times A_s \times f_y \times (d - a/2) = 81,600.0 \quad A_s - 170.0 \quad A_s \cdot a \text{-----} \textcircled{2}$$

식①을 식②에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$63,678,125.4 = -2.962963 A_s^2 + 81,600.0 A_s$$

$$\therefore A_s \text{ eq} = 803.831 \text{ mm}^2$$

▪ 사용 철근량 산정

$$\therefore A_s \text{ use} = H16@250.0 = 794.4 \text{ mm}^2$$

$$H16@250.0 = 794.4 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 1,588.8 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률}=1.977] \text{----- O.K}$$

▪ 철근량 검토

$$A_{smin} = 1.4/f_y \times b \times d = 840.0 \text{ mm}^2$$

$$= 0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y \times b \times d = 779.4 \text{ mm}^2$$

$$= \text{수축 온도 철근량} = 600.0 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s \text{ min} = 840.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = 0.714 \times \rho_b \times b \times d = 5,014.2 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s \text{ max} \geq A_s \text{ use} \geq A_s \text{ min} \text{----- O.K}$$

▪ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (\beta \times f_{ck} \times b) = 27.692 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1,588.8 \times 400.0 \times (240.0 - a/2) = 122.167 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\therefore \Phi M_n \geq M_u \quad [\text{사용률} = 1.919] \text{----- O.K}$$

3) 중앙부

① 고정하중

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

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

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

$$M_d = \frac{\Sigma w_d L^2}{10} = \frac{8.090 \times 1.958^2}{10} = 2.358\text{kN} \cdot \text{m/m}$$

여기서, 계산지간(L) = 1.958m

② 활하중

• 충격계수

$$i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 1.958} = 0.358 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \text{ 적용}$$

• 활하중

$$M_{\ell+i} = \frac{(L+0.6)P_r}{9.6} (1+i) = \frac{(1.958+0.6) \times 96}{9.6} \times (1+0.300) = 33.254 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

연속 바닥판이므로, $M_{\ell+i} = 0.8 \times 33.254 = 26.603 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 계수휨모멘트

$$\blacksquare M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{(\ell+i)} = 60.262 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

④ 단면검토

• 검토조건

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

단면폭(b) = 1000mm , 단면높이(h) = 200mm

철근 피복두께(d_c) = 40mm , 유효깊이(d) = 210mm

사용철근량(A_s) = H16@125 = 1588.8mm²

• 설계휨강도 산정

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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi \left\{ A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right\} \\ &= 0.85 \times 1588.8 \times 400.0 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) = 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

• 휨모멘트 검토

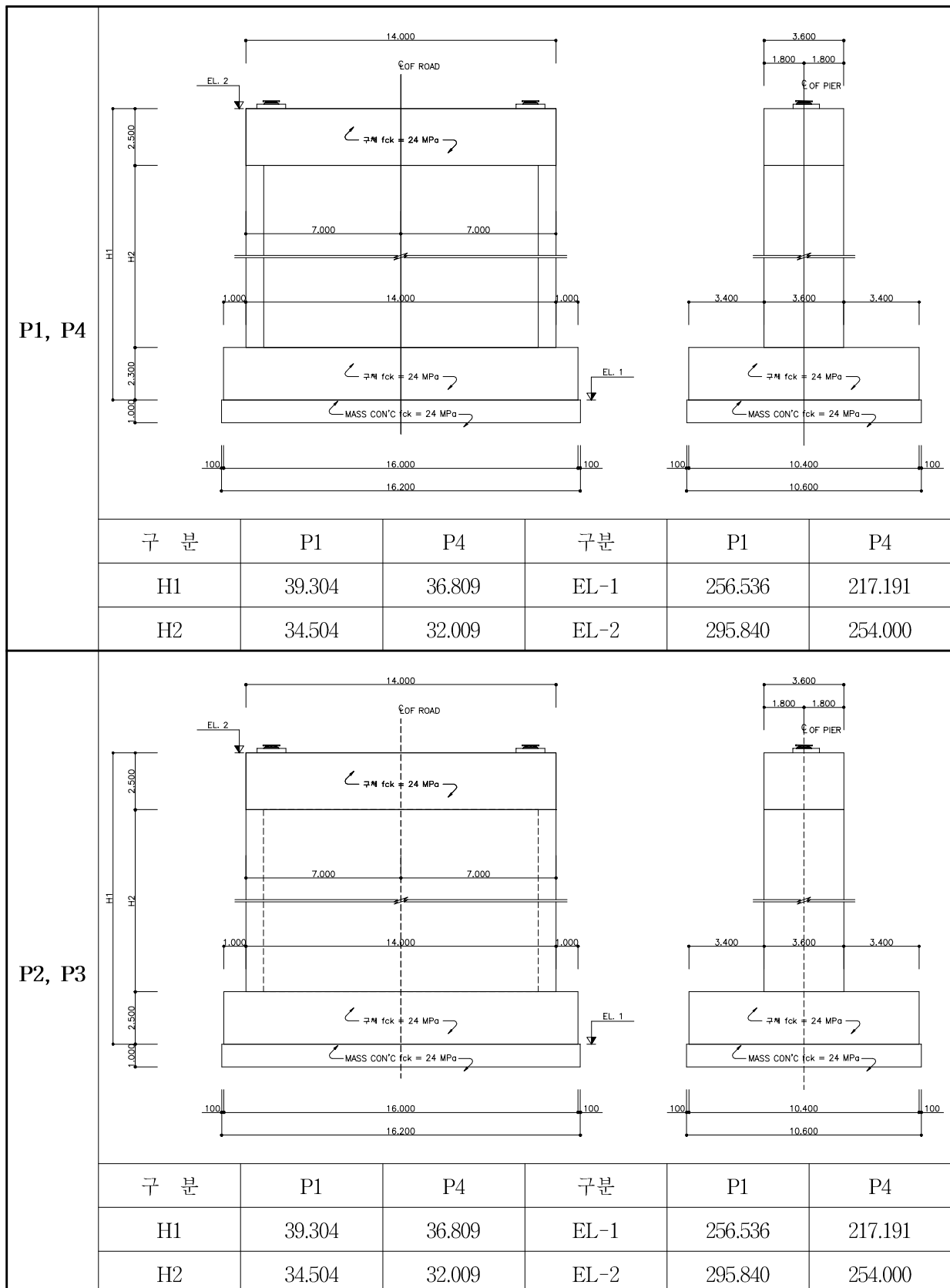
$$\Phi M_n = 106.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 60.262 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

자. 검토결과

- 1) 설계하중에 의한 거더의 응력은 각 단면별로 검토한 결과, 거더에 대한 발생응력은 허용응력 이내로 안전성을 확보하고 있다.
- 2) 현행 도로교설계기준(2010)에 의하여 강도설계법으로 바닥판에 대한 안전성을 검토한 결과, 바닥판은 설계강도가 계수모멘트이상인 것으로 나타나 안전성을 확보하고 있는 것으로 검토되었으나 중앙부의 바닥판은 최소두께가 부족한 것으로 검토되었다.

5.3.3 하부구조 안전성검토

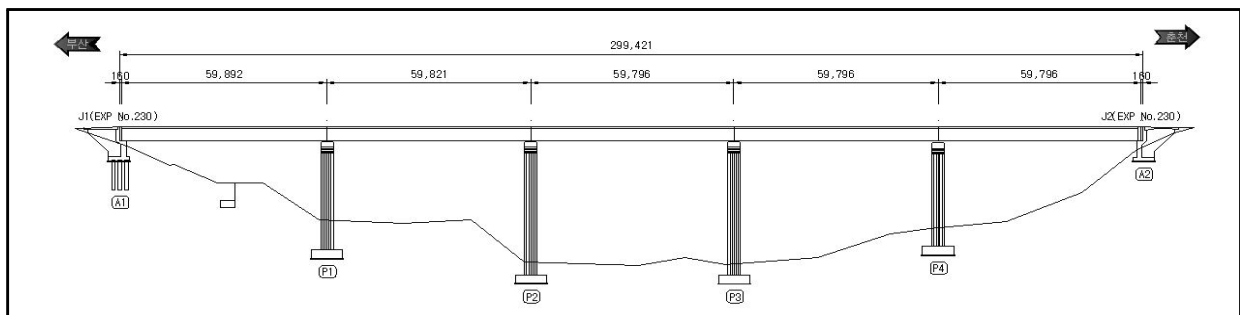
가. 검토 단면



나. 검토 조건

- 단면형상 : 중공 사각형
- 기초형식 : 직접기초
- 콘크리트 설계기준강도(f_{ck}) : 24.0 MPa
- 철근 설계기준항복강도(f_y) : 300.0 MPa
- 철근탄성계수(E_s) : 200000.0 MPa
- 콘크리트탄성계수(E_c) : 25811.0 MPa

다. 하중계산



1) 상부반력

구 분		Br01	Br02	계	비 고
P1	고정하중	4,917.100	4,928.269	9,845.369	
	활 하 중	2,195.302	2,197.091	4,392.393	
P2	고정하중	3,917.173	3,899.814	7,816.987	
	활 하 중	2,123.419	2,116.141	4,239.560	
P3	고정하중	3,979.466	3,972.430	7,951.896	
	활 하 중	2,125.103	2,117.465	4,242.568	
P4	고정하중	4,799.303	4,812.353	9,611.656	
	활 하 중	2,154.633	2,155.400	4,310.033	

※ 교각자중은 프로그램에서 자동제하

2) 구조물에 작용하는 풍하중(P1~P4) [도로설계기준, 해설, P58, 8)]

① 상부구조에 작용하는 풍하중(교축직각방향)

구 분		산출근거		하중	단위	비 고
P1	작용위치	$h =$	$5.320/2 + 0.400 + 1.250$	4.310	m	
	작용모멘트	$My =$	$1,109.620 \times 4.310$	4,782.46	kN.m	
P2	작용위치	$h =$	$5.320/2 + 0.400 + 1.250$	4.310	m	
	작용모멘트	$My =$	$1,108.730 \times 4.310$	4,778.63	kN.m	
P3	작용위치	$h =$	$5.320/2 + 0.400 + 1.250$	4.310	m	
	작용모멘트	$My =$	$1,108.498 \times 4.310$	4,777.63	kN.m	
P4	작용위치	$h =$	$5.320/2 + 0.400 + 1.250$	4.310	m	
	작용모멘트	$My =$	$1,108.498 \times 4.310$	4,777.63	kN.m	

② 하부구조에 작용하는 풍하중(교축직각방향)

구 분		산출근거	하중	단위	비 고
P1	두부보	$W'_{copping} = 3.000 \times 2.500 \times 3.600$	27.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 3.600$	10.800	kN.m	
P2	두부보	$W'_{copping} = 3.000 \times 2.500 \times 3.600$	27.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 3.600$	10.800	kN.m	
P3	두부보	$W'_{copping} = 3.000 \times 2.500 \times 3.600$	27.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 3.600$	10.800	kN.m	
P4	두부보	$W'_{copping} = 3.000 \times 2.500 \times 3.600$	27.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 3.600$	10.800	kN.m	

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

③ 하부구조에 작용하는 풍하중(교축방향)

구 분		산출근거	하중	단위	비 고
P1	두부보	$W'_{copping} =$ 코핑 높이에 따라 재하	105.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 14.000$	42.000	kN/m	
P2	두부보	$W'_{copping} =$ 코핑 높이에 따라 재하	105.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 14.000$	42.000	kN.m	
P3	두부보	$W'_{copping} =$ 코핑 높이에 따라 재하	105.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 14.000$	42.000	kN.m	
P4	두부보	$W'_{copping} =$ 코핑 높이에 따라 재하	105.000	kN	
	기둥	$W'_{column} = 3.000 \times 14.000$	42.000	kN.m	

※ 활하중 재하시에는 계산된 하중의 1/2을 적용 한다.

④ 활하중에 작용하는 풍하중[도로설계기준, P19]

구 분		산출근거	하중	단위	비 고
P1	작용위치	$h = 4.320 + 1.500 + 1.250$	7.070	m	
	작용모멘트	$M_y = 89.785 \times 7.070$	634.778	kN.m	
P2	작용위치	$h = 4.320 + 1.500 + 1.250$	7.070	m	
	작용모멘트	$M_y = 89.713 \times 7.070$	634.269	kN.m	
P3	작용위치	$h = 4.320 + 1.500 + 1.250$	7.070	m	
	작용모멘트	$M_y = 89.694 \times 7.070$	634.137	kN.m	
P4	작용위치	$h = 4.320 + 1.500 + 1.250$	7.070	m	
	작용모멘트	$M_y = 89.694 \times 7.070$	634.137	kN.m	

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

3) 온도하중

① 교축직각방향 온도하중 : 연평균 온도변화차 $\Delta T = 10^\circ\text{C}$ 적용

② 교축방향 온도하중 : 교각의 종방향 변위를 유발하는 수평력과 교량받침에 의한 수평력 중 작은 값을 적용한다.

구 분		산출근거	하중	단위	비 고
P1	작용모멘트	$M_h = 492.268 \times (0.400 + 2.500/2)$	812.243	kN.m	
P4	작용모멘트	$M_h = 480.583 \times (0.400 + 2.500/2)$	792.962	kN.m	

※ 교량받침마찰계수 = 0.050

라. 기둥부 단면검토

1) P1

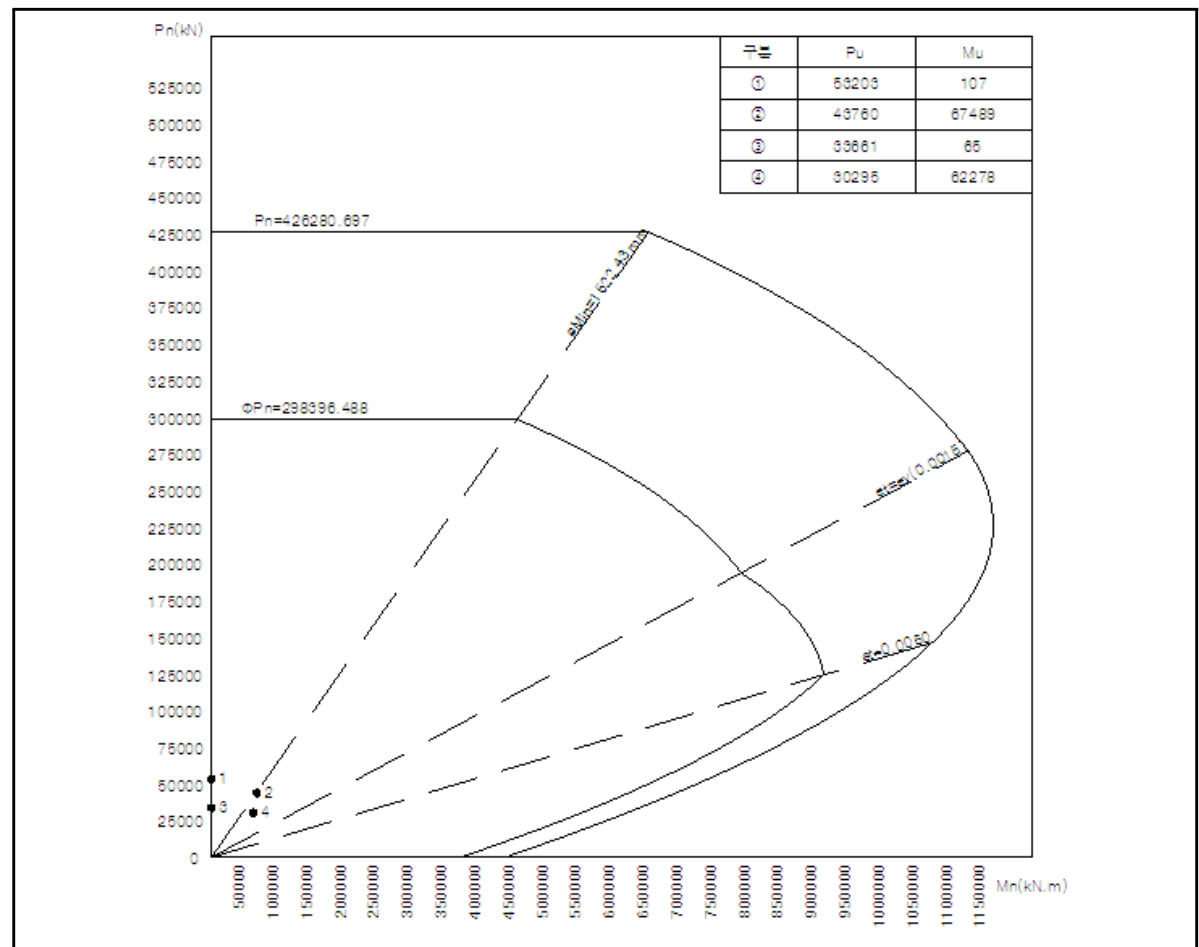
① 기둥 검토를 위한 최대 부재력

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULO01	-47,660.881	-56,782.406	149.506	149.506	0.000	-0.00001	축력최대
ULO04	-47,660.881	-47,660.881	8,002.557	84,053.737	-1,981.169	0.00537	모멘트최대
ULO22	-36,662.216	-36,662.216	41.184	41.184	0.000	0.00000	탄성최대
UEO26	-32,995.994	-32,995.994	7,399.331	77,600.420	-1,828.771	0.00496	편심최대

② 기둥 검토 결과

구 분	축방향력, 휨				비 고
	ΦPn	Pu	Mu	안전도	
축력최대	298,396.490	56,782.406	149.506	5.255	O.K
모멘트최대	331,430.133	47,660.881	84,053.737	6.954	O.K
탄성최대	344,069.422	36,662.216	41,184	9.385	O.K
편심최대	301,154.573	32,995.994	77,600.420	9.127	O.K

③ P-M 상관도



2) P2

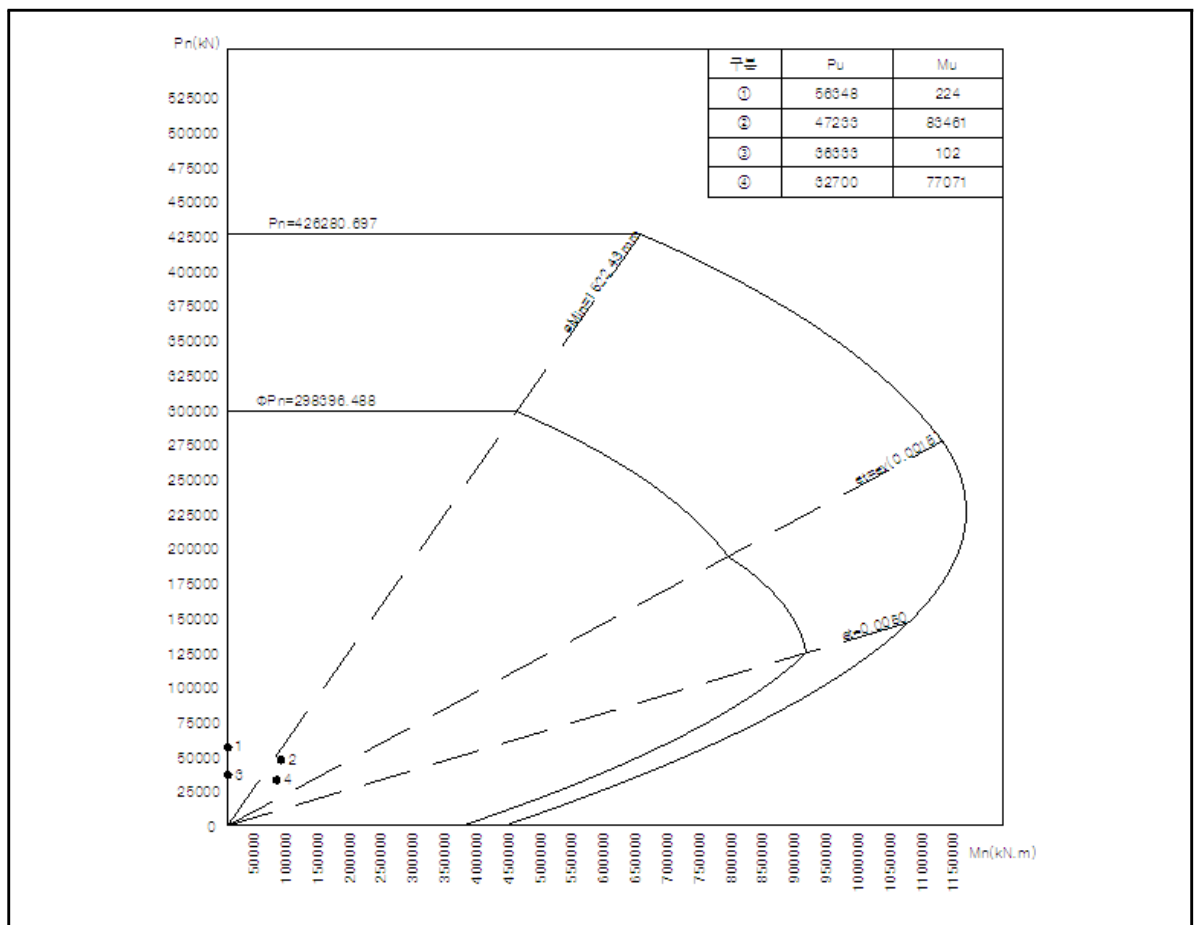
① 기둥 검토를 위한 최대 부재력

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULO01	-47,233.014	-56,348.068	223.587	223.587	0.000	-0.00002	축력최대
ULO04	-47,233.014	-47,233.014	7,925.759	83,460.942	-2,004.867	0.00525	모멘트최대
ULO22	-36,333.088	-36,333.088	101.556	101.556	0.000	-0.00001	탄성최대
UEO26	-32,699.779	-32,699.779	7,346.552	77,071.336	-1,850.647	0.00485	편심최대

② 기둥 검토 결과

구 분	축방향력, 휨				비 고
	ΦPn	Pu	Mu	안전도	
축력최대	298,396.490	56,348.068	223.587	5.296	O.K
모멘트최대	331,251.501	47,233.014	83,460.942	7.013	O.K
탄성최대	344,069.422	36,333.088	101.556	9.470	O.K
편심최대	300,895.494	32,699.799	77,071.336	9.202	O.K

③ P-M 상관도



3) P3

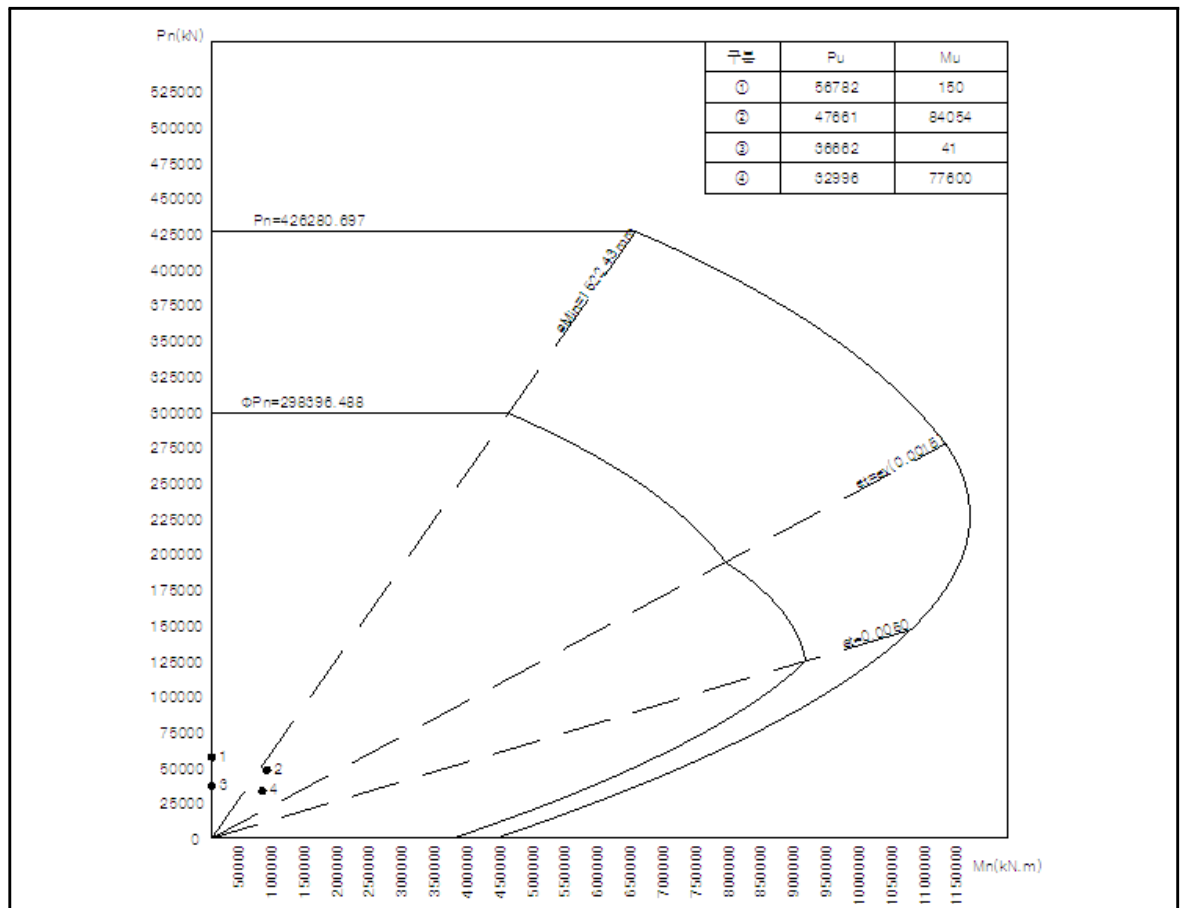
① 기둥 검토를 위한 최대 부재력

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULO01	-47,660.881	-56,782.406	149.506	149.506	0.000	-0.00001	축력최대
ULO04	-47,660.881	-47,660.881	8,002.557	84,053.737	-1,981.169	0.00537	모멘트최대
ULO22	-36,662.216	-36,662.216	41.184	41.184	0.000	0.00000	탄성최대
UEO26	-32,995.994	-32,995.994	7,399.331	77,600.420	-1,828.771	0.00496	편심최대

② 기둥 검토 결과

구 분	축방향력, 휨				
	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	298,396.490	56,782.406	149.506	5.255	O.K
모멘트최대	331,430.133	47,660.881	84,053.737	6.954	O.K
탄성최대	344,069.422	36,662.216	41,184	9.385	O.K
편심최대	301,154.573	32,995.994	77,600.420	9.127	O.K

③ P-M 상관도



4) P4

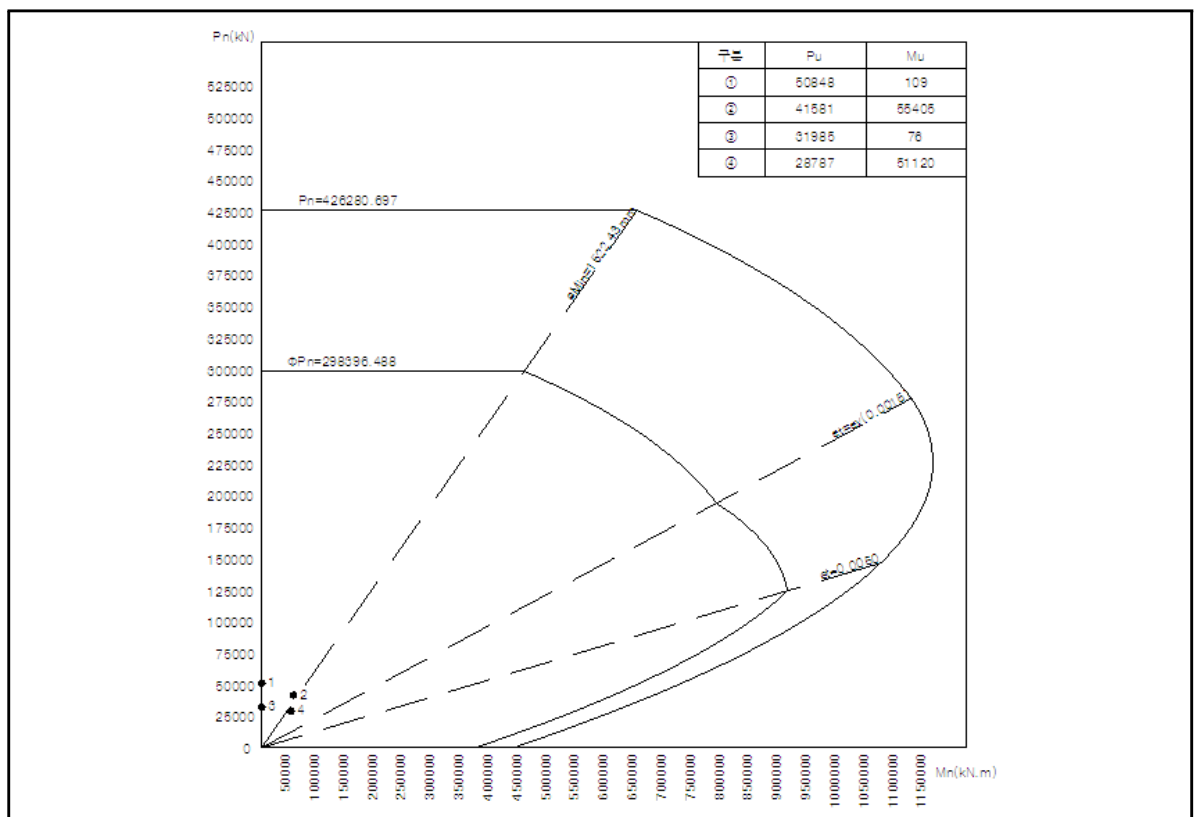
① 기둥 검토를 위한 최대 부재력

구 분	Pe(kN)	Pu(kN)	M1(kN.m)	M2(kN.m)	V(kN)	Δ(m)	비 고
ULO01	-41,580.958	-50,847.522	108.930	108.930	0.000	0.00001	축력최대
ULO04	-41,580.958	-41,580.958	8,155.342	55,405.344	-1,476.147	0.00221	모멘트최대
ULO22	-31,985.352	-31,985.352	76.343	76.343	0.000	0.00000	탄성최대
UEO26	-28,786.817	-28,786.817	7,505.105	51,120.492	-1,362.598	0.00204	편심최대

② 기둥 검토 결과

구 분	축방향력, 휨				
	ΦPn	Pu	Mu	안전도	비 고
축력최대	344,069.422	58,847.522	108.930	5.847	O.K
모멘트최대	344,069.422	41,580.958	55,405.344	8.275	O.K
탄성최대	344,069.422	31,985.352	76.343	10.757	O.K
편심최대	330,790.090	28,786.817	51,120.492	11.491	O.K

③ P-M 상관도



④ 기둥 검토 결과

기둥 검토결과 P1~P4 모두 기둥강도에서 안전율을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

마. 기초검토

1) 안정검토 및 단면검토

① 안정검토

구 분			허용값	발생값	안전율	허용안전율	비고
P1	교축 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	224,791.746	42,459.326	5.29	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	21,393.299	2,046.378	10.45	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	407.001	1.47	1.00	O.K
	교축 직각 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	345,833.456	55,386.105	6.24	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	21,393.299	1,509.248	14.17	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	384.609	1.56	1.00	O.K
P2	교축 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	243,012.058	38,042.027	6.39	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	23,127.316	1,685.739	13.72	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	412.743	1.45	1.00	O.K
	교축 직각 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	373,864.704	68,056.240	5.49	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	23,127.316	1,542.206	15.00	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	434.220	1.38	1.00	O.K
P3	교축 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	244,723.523	38,350.615	6.38	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	23,290.195	1,615.747	14.41	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	415.791	1.44	1.00	O.K
	교축 직각 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	376,497.728	68,466.660	5.50	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	23,290.195	1,523.976	15.28	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	437.123	1.37	1.00	O.K
P4	교축 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	216,077.430	18,922.025	11.42	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	20,563.963	585.583	35.12	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	335,590	1.79	1.00	O.K
	교축 직각 방향	전도에 대한 안정(kN.m)	332,426.816	45,231.140	7.35	2.00	O.K
		활동에 대한 안정(kN)	20,563.963	1,135.498	18.11	1.50	O.K
		지지력에 대한 안정(kN/m ²)	600.000	351.653	1.71	1.00	O.K

② 단면검토

단면위치		깊이 H(mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전 도	비 고
P1	교축방향	2,300.0	100.0	66,326.001	102,141.600	36,693.362	56,078.831	1.528	O.K
	교직-지점부	2,300.0	100.0	3,883.816	52,190.100	2,176.101	28,787.575	13.229	O.K
P2	교축방향	2,500.0	100.0	63,939.025	102,141.600	38,651.597	61,288.053	1.586	O.K
	교직-지점부	2,500.0	100.0	3,482.896	52,190.100	2,129.346	31,449.270	14.769	O.K
P3	교축방향	2,500.0	100.0	64,505.888	102,141.600	38,989.985	61,288.053	1.572	O.K
	교직-지점부	2,500.0	100.0	3,509.215	52,190.100	2,145.420	31,449.270	14.659	O.K
P4	교축방향	2,300.0	100.0	50,914.932	102,141.600	28,259.488	56,078.831	1.984	O.K
	교직-지점부	2,300.0	100.0	3,497.267	52,190.100	1,959.762	28,787.575	14.689	O.K

③ 사용성 검토

단면위치		인장응력(fs)	허용응력(fsa)	철근간격(S)	최대간격(Sq)	비 고
P1	교축방향	140.160	150.000	100.629	348.110	O.K
	교직-지점부	15.527	150.000	100.971	4,057.515	O.K
P2	교축방향	129.772	150.000	100.629	393.083	O.K
	교직-지점부	16.112	150.000	100.971	3,910.037	O.K
P3	교축방향	130.908	150.000	100.629	387.817	O.K
	교직-지점부	16.239	150.000	100.971	3,879.620	O.K
P4	교축방향	117.023	150.000	100.629	459.193	O.K
	교직-지점부	13.983	150.000	100.971	4,505.426	O.K

④ 기초 검토 결과

기초의 안정검토 및 단면검토 결과, 구조물의 외적 안정, 공칭강도, 사용성에서 모두 허용력을 갖춘 것으로 검토 되었다.

2) 교각 검토 결과

교각에 대해서 안전성을 검토한 결과 검토대상 하중조합에 대하여 기둥부의 축력 및 모멘트, 기초부의 지지, 전도, 활동에 대하여 안전율을 만족시키고 있음을 확인하였다.

바. 교대 검토

외관조사 결과, 지금까지 공용기간 중 하부구조인 교대에 구조적인 손상이 없는 양호한 상태로 조사되었으며 부등침하 및 전도, 활동 등의 이상 징후도 없는 상태이다. 기초부위는 지반에 매립되어 있어 기초의 손상상태 및 시공·품질 상태를 육안으로 확인하기가 현실적으로 어려운 상황이다. 교대 A1과 A2에 대해서 안전성검토를 실시하였다.

1) 해석조건

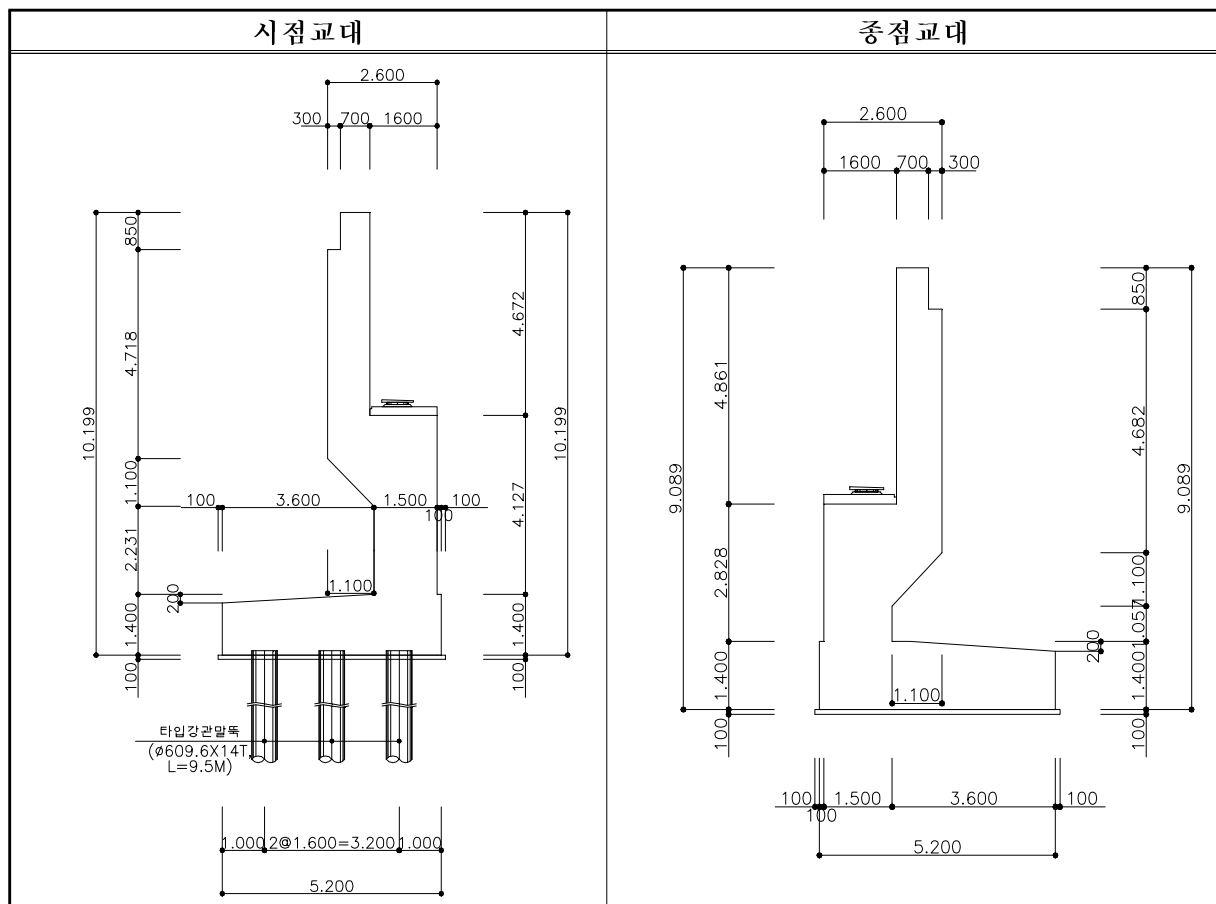
① 일반조건

교량등급	1등급	상부형식	Steel Plate Girder교
경간장	60.0 m(인접경간)	사 각	시점 44.0°, 종점 51.193°
교대형식	역T형 교대	기초형식	말뚝기초
교대높이	H = 10.2~9.1 m	교대길이	B = 13.71 m
기초폭	Bf = 5.2 m	기초길이	Lf = 13.71 m

② 사용재료 및 강도

구 분	교대구체		기초	
	콘크리트	철근	콘크리트	철근
단위질량 (kg/m ³)	2,500	7,850	2,500	7,850
항복강도 (MPa)	24	300	24	300

③ 검토단면



2) 하중조건

① 상부구조물 반력(단위 : kN)

구 분	시점교대		종점교대		비 고
	고정하중(D)	활하중(L)	고정하중(D)	활하중(L)	
Br01	1,304.402	1,004.288	1,297.661	997.190	
Br02	1,460.899	1,036.172	1,381.546	1,013.928	
계	2,765.301	2,040.460	2,679.207	2,011.118	

② 토압계수

㉠ 안정검토시 토압

㉠ 시점교대

$$\begin{aligned}
 Pa &= 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta \\
 &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 10.199^2 \times \cos 0 \\
 &= 281.893 \text{ kN} \\
 y &= H / 3 = 3.400 \text{ m : 작용중심높이}
 \end{aligned}$$

㉠ 종점교대

$$\begin{aligned}
 Pa &= 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta \\
 &= 1/2 \times 0.271 \times 20.000 \times 9.089^2 \times \cos 0 \\
 &= 223.873 \text{ kN} \\
 y &= H / 3 = 3.030 \text{ m : 작용중심높이}
 \end{aligned}$$

㉡ 단면검토시 토압

㉠ 시점교대

$$\begin{aligned}
 Pa &= 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta \\
 &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 8.799^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\
 &= 190.315 \text{ kN} \\
 y &= H / 3 = 2.933 \text{ m : 작용중심높이}
 \end{aligned}$$

㉠ 종점교대

$$\begin{aligned}
 Pa &= 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2 \times \cos\delta \\
 &= 1/2 \times 0.251 \times 20.000 \times 7.689^2 \times \cos(11.667 + 0.000) \\
 &= 145.327 \text{ kN} \\
 y &= H / 3 = 2.563 \text{ m : 작용중심높이}
 \end{aligned}$$

③ 지표면 상재하중

㉠ 상재하중에 의한 수직력

㉠ 시점교대

$$P1 = 10.000 \times 2.800 = 28.000 \text{ kN}$$

㉠ 종점교대

$$P1 = 10.000 \times 2.800 = 28.000 \text{ kN}$$

㉡ 상재하중에 의한 수평력

㉠ 시점교대

(가) 안정검토시 수평토압 ($H = 7.500 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} Pa1 &= Ka \times q \times H \times \cos\delta \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 10.199 \times \cos 0.000 \\ &= 27.639 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 5.099 \text{ m : 작용중심높이} \end{aligned}$$

(나) 단면검토시 수평토압 ($H = 6.400 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} Pa2 &= Ka \times q \times H \times \cos\delta \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 8.799 \times \cos 11.667 \\ &= 21.629 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.399 \text{ m : 작용중심높이} \end{aligned}$$

㉠ 종점교대

(가) 안정검토시 수평토압 ($H = 8.078 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} Pa1 &= Ka \times q \times H \times \cos\delta \\ &= 0.271 \times 10.000 \times 9.089 \times \cos 0.000 \\ &= 24.631 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 4.545 \text{ m : 작용중심높이} \end{aligned}$$

(나) 단면검토시 수평토압 ($H = 6.977 \text{ m}$)

$$\begin{aligned} Pa2 &= Ka \times q \times H \times \cos\delta \\ &= 0.251 \times 10.000 \times 7.689 \times \cos 11.667 \\ &= 18.901 \text{ kN} \\ y &= H / 2 = 3.845 \text{ m : 작용중심높이} \end{aligned}$$

④ 상부구조에 의한 하중

㉠ 상부반력에 의한 하중

㉡ 시점교대

- 고정하중반력

$$R_d = 2,765.301 \div 13.710 = 201.700 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2,040.460 \div 13.710 = 148.830 \text{ kN/m}$$

㉢ 종점교대

- 고정하중반력

$$R_d = 2,679.207 \div 13.710 = 195.420 \text{ kN/m}$$

- 활하중반력

$$R_l = 2,011.118 \div 13.710 = 146.690 \text{ kN/m}$$

㉣ 교량받침 마찰력에 의한 수평력

㉡ 시점교대

$$P_h = R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수})$$

$$= 201.700 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 30.255 \text{ kN/m}$$

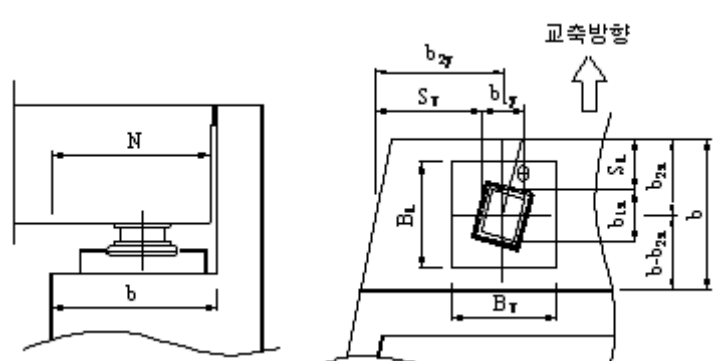
㉢ 종점교대

$$P_h = R_d \times \mu_s \times \sin\theta \quad (\mu_s = \text{가동받침의 마찰계수})$$

$$= 195.420 \times 0.150 \times \sin 90.0$$

$$= 29.313 \text{ kN/m}$$

3) 교좌면 검토

단 면 도		제 원 (mm)	
		b1x	420.0
		b2x	790.0
		b1y	1817.0
		b2y	2066.0
		BL	590
		BT	640
		θ	44.0
		b	1400
		SL	430.0
		ST	1568.0

연단거리 검토	$\min S = 200 + 5L = 425.000\text{mm}$
	$SL = 430.00\text{mm} \dots \text{OK}$
	$ST = 1568.00\text{mm} \dots \text{OK}$
받침지지 길이검토	$\min N = (200 + 1.67L'' + 6.66H) \times (1 + 0.000125\theta^2) = 815.1\text{mm}$
	$N = b/\sin(\text{skew}) - a - \text{유간} = 1200.00\text{mm} \dots \text{OK}$
신축량 검토	$\Delta l = \Delta l_t + \Delta l_s + \Delta l_c + \Delta l_r + \alpha = 85.80\text{mm}$
	신축장치규격 = 160.000mm

$L = 45.000\text{m}$: 축경간

$H = 7.5\text{m}$: 교각평균높이

$L' = 155.00\text{m}$: 신축거더길이

$a = 0.000\text{mm}$: 슬래브 단부 돌출길이

$L'' = 310.00\text{m}$: 교량길이

b_{1x}, b_{1y} : 연직하중의 작용폭 (받침의 회전각을 고려한 길이)

b_{2x}, b_{2y} : 하중의 작용점으로부터 교좌장치 외측까지의 거리

B_L, B_T : 받침콘크리트의 길이

b : 흉벽에서부터 연직벽 전면까지의 길이 (교좌면 길이)

S_L, S_T : 연단거리

Δl_t : 온도변화에 의한 신축량

Δl_c : 콘크리트의 크리프에 의한 수축량

Δl_s : 콘크리트의 건조수축에 의한 수축량

Δl_r : 활하중에 의한 보의 처짐에 의한 이동
량

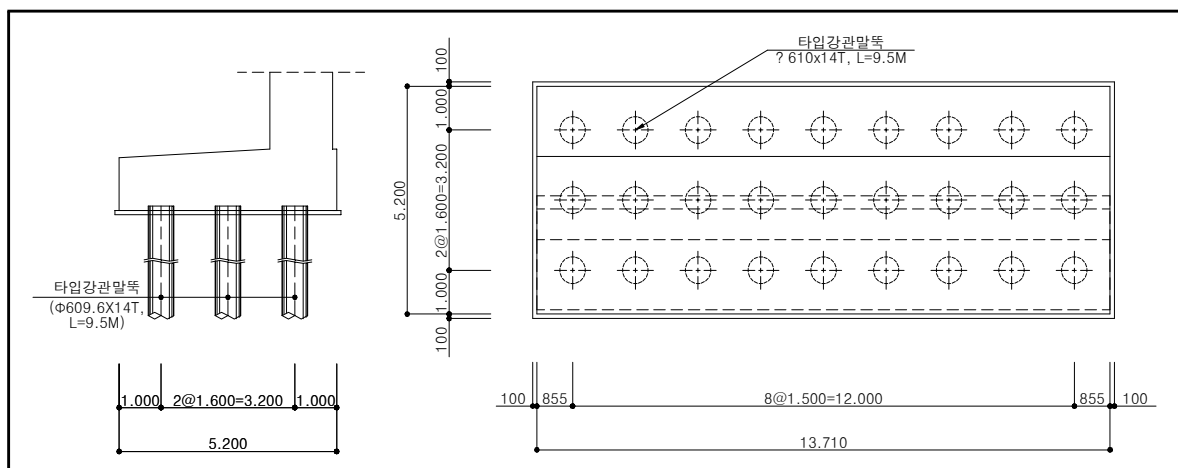
α : 신축량 계산시 여유량

4) 안정검토

구조해석에서 계산한 상부구조반력과 교대자중 및 토압을 바탕으로 기초의 안정성을 검토하였다.

① A1 말뚝

㉠ 말뚝 배치도 및 제원



㉠ 말뚝 제원 및 사용 계수

말뚝 종류	직경(mm)	두께(mm)	부식두께(mm)	길이(m)
타입강관말뚝	609	14	2	9.5000

- 말뚝의 탄성계수 $E = 210,000.0 \text{ MPa}$
- 말뚝의 단면2차모멘트 $I = \pi/64 \times (0.606^4 - 0.582^4) = 0.0009861 \text{ m}^4$
- 말뚝 머리의 평균 N치 $N = 10$
- 말뚝 선단의 평균 N치 $N = \text{연암지지}$
- 말뚝 선단의 근입깊이 $Df = 1.0 \text{ m}$
- 원지반으로부터 돌출된 길이 $h = 0.0 \text{ m}$

㉡ 말뚝 검토결과

구 분		허용값	발생값	비 고
지지력	허용지지력(kN/EA)	2072.90	1,561.480	O.K
	허용인발력(kN/EA)	-	-	-
허용응력	휨응력(MPa)	140.000	110.672	O.K
	전단응력(kN)	80.000	15.416	O.K
	수평변위(mm)	15.000	6.944	O.K

5) 단면검토

① 단면 검토를 위한 최대 부재력

㉠ 흙벽 및 벽체

구 분	시점교대		종점교대		비 고
	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	전단력(kN)	모멘트(kN.m)	
흙벽설계	140.114	352.907	147.643	380.095	
벽체설계	399.636	1,294.227	317.294	879.744	

㉡ 기초

시점교대	앞굽 설계단면력		뒷굽 설계단면력	
	Vu(kN)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	4.550	-0.227	484.156	1,525.950
COMB 2	4.550	-0.227	468.286	1,481.520
COMB 3	3.500	-0.175	304.566	972.700
COMB 4	4.550	-0.227	290.088	1,331.882
COMB 5	4.550	-0.227	316.389	1,329.622
COMB 6	3.500	-0.175	237.332	905.466

중점교대	앞굽 설계단면력		뒷굽 설계단면력	
	Vu(kN)	Mu(kN.m)	Vu(kN)	Mu(kN.m)
COMB 1	37.959	1.904	199.442	905.609
COMB 2	38.123	1.912	199.139	905.020
COMB 3	42.953	2.158	286.739	975.161
COMB 4	68.505	3.438	25.861	881.386
COMB 5	66.529	3.339	112.959	1,016.294
COMB 6	62.084	3.122	299.733	1,025.742

D-고정하중, L-활하중, H-토압, G-온도하중

$$\text{COMB 1} = 1.300\text{D} + 2.150\text{L} + 1.700\text{H}$$

$$\text{COMB 2} = 1.300\text{D} + 1.300\text{L} + 1.700\text{H} + 1.300\text{G}$$

$$\text{COMB 3} = 1.000\text{D} + 1.000\text{H} + 1.000\text{E}$$

$$\text{COMB 4} = 1.300\text{D} + 2.150\text{L} + 1.700\text{H}$$

$$\text{COMB 5} = 1.300\text{D} + 1.300\text{L} + 1.700\text{H} + 1.300\text{G}$$

$$\text{COMB 6} = 1.000\text{D} + 1.000\text{H} + 1.000\text{E}$$

② 단면검토

구 분		깊이 H(mm)	Req. As (mm ²)	Use. As (mm ²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
A1	후면저판	1,400	4,729.693	5,067.000	1,525.950	1,631.571	1.069	O.K
	벽 체	1,500	3,697.073	4,282.667	1,294.227	1,494.522	1.155	O.K
	홍 벽	1,000	1,557.540	2,580.667	352.907	579.776	1.643	O.K
A2	후면저판	1,400	3,150.381	5,067.000	1,025.742	1,631.571	1.591	O.K
	벽 체	1,500	2,497.015	4,282.667	879.774	1,494.522	1.699	O.K
	홍 벽	1,000	1,679.226	2,580.667	380.095	579.776	1.525	O.K

③ 사용성 검토

구 분		인장응력 (fs)	허용응력 (fsa)	철근간격 (S)	최대간격 (Sq)	비 고
A1	전면저판	0.06	150	200	1,048,572	O.K
	후면저판	185.405	150	200	206.000	O.K
	벽 체	141.67	150	200	342.119	O.K
	홍 벽	95.861	150	200	559.004	O.K
A2	전면저판	0.625	150	200	100,777	O.K
	후면저판	98.569	150	200	580.19	O.K
	벽 체	96.756	150	200	600.152	O.K
	홍 벽	103.246	150	200	540.242	O.K

6) 검토결과

교대에 대해서 안전성을 검토한 결과 기초부가 지지, 전도, 활동에 대하여 안전율을 만족시키고 있으며, 기초 압굽 및 뒷굽의 단면검토에서도 안전한 것으로 확인되었다. 또한 벽체부와 홍벽의 단면검토 결과도 모두 소요강도를 확보한 것으로 파악되었다.

5.3.4 내하력평가

가. 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 평가기법은 공용하중에 대한 내하율(Rating Factor)을 구하기 위한 허용응력개념(Working Stress Rating)이나 강도 또는 하중저항계수개념(Load and Resistance Factor Design)에 의한 방법으로 대별될 수 있다. 내하력평가지 강거더에 대해서는 허용응력법으로 내하력을 평가하며, 콘크리트 바닥판은 강도설계법에 의하여 내하력을 평가하였다.

1) 허용응력법

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1+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 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

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

여기서, f_a = 허용응력

f_d = 고정하중에 의한 응력

f_l = 활하중에 의한 응력

i = 설계기준에 의한 이론적 충격계수

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

$$\text{여기서, } K_s = \text{응력보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

2) 강도설계법

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정시 하중조합은 $1.3D+2.15L(1+i)$ 를 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재 상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 설계기준과 콘크리트 구조설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수에 따라 계산한다.

교량 설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 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 내하력 평가방법은 다음과 같다.

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

여기서, ϕM_n = 설계 모멘트 ($RC \cdot PC$ 구조물의 휨부재 : $\phi = 0.85$)

M_d = 고정하중 모멘트

M_l = 활하중 모멘트

γ_l = 활하중 계수 = 2.15

γ_d = 고정하중 계수 = 1.3

i = 이론상의 충격계수

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

$$\text{여기서, } K_s = \text{응력보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

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

P_r = 설계 활하중

나. 내하력평가 결과

1) 상부거더(허용응력법)

구 분			허용응력 (MPa)	고정하중 응력 (MPa)	활하중 응력 (MPa)	내하율	기본내하력
정모멘트부	S1	상연	210	93.9	13	8.934	DB-24 이상
		하연	210	103.7	51	2.085	
	S2	상연	210	54.4	10.1	15.407	DB-24 이상
		하연	210	58.5	56.6	2.677	
	S3	상연	210	57.8	4.9	31.054	DB-24 이상
		하연	210	80.7	59.3	2.180	
	S5	상연	210	88.1	12.2	9.988	DB-24 이상
		하연	210	121.0	48.5	1.835	
부모멘트부	P3	상연	195	87.1	15.1	7.147	DB-24 이상
		하연	184.5	83.9	41.1	2.448	
	P5	상연	200	106.4	12.9	7.260	DB-24 이상
		하연	181.4	106.7	42.3	1.766	
검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보						

2) 바닥판 (강도설계법)

구 분	γ_d	γ_ℓ	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	$M_{\ell(1+i)}$ (kN · m)	내하율	기본내하력
캔틸레버부	1.30	2.15	122.167	8.175	13.042	3.978	DB-24 이상
중앙부	1.30	2.15	105.961	2.358	26.603	1.799	DB-24 이상
검토결과	DB-24, DL-24 이상의 내하력을 확보						

3) 고찰

구조해석 및 안전성 검토 결과를 이용한 기본 내하력은 설계활하중 DB-24를 만족하는 것으로 평가된다.

5.3.5 안전성평가 결과

가. 상부구조 안전성평가 결과

1) 거더의 안전성 평가

구 분		휨 응 력				안전율		안전성 평가
		작용응력(MPa)		허용응력(MPa)				
		상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연	
정모멘트부	단면2	106.9	154.7	210	210	1.97	1.36	a
	단면3	64.5	115.1	210	210	3.26	1.82	a
	단면7	62.7	140.0	210	210	3.35	1.50	a
	단면11	100.3	169.5	210	210	2.09	1.24	a
부모멘트부	단면5	102.2	125.0	-195	184.5	1.91	1.48	a
	단면10	119.3	149.0	-200	181.4	1.68	1.22	a

주) 압축응력을 정(+), 인장응력을 부(-)로 하였음.

2) 바닥판 (강도설계법)

구분	$\phi M_n (\text{kN} \cdot \text{m})$	$M_u (\text{kN} \cdot \text{m})$	안전율	안전성 평가
캔틸레버부	122.167	63.678	1.92	a
중앙부	106.000	60.262	1.76	a

【표 5.62】 상부구조 안전성 평가결과

부 제	SF(안전율)	평가결과
강재 거더	1.22	A
콘크리트 바닥판	1.76	

나. 하부구조의 안전성평가 결과

1) 교각기둥

구 분		ΦP_n (kN)	P_u (kN)	M_u (kN·M)	안전율	안전성 평가
P1	축력최대	344,069	53,203	107	6.467	a
	모멘트최대	343,025	43,760	67,489	7.839	a
	탄성설계	344,069	33,661	65	10.222	a
	편심최대	316,271	30,295	62,278	10.440	a
P2	축력최대	298,396	56,348	224	5.296	a
	모멘트최대	331,252	47,233	83,461	7.013	a
	탄성설계	344,069	36,333	102	9.470	a
	편심최대	300,895	32,700	77,071	9.202	a
P3	축력최대	298,396	56,782	150	5.255	a
	모멘트최대	331,430	47,661	84,054	6.954	a
	탄성설계	344,069	36,662	41,184	9.385	a
	편심최대	301,155	32,996	77,600	9.127	a
P4	축력최대	344,069	58,848	109	5.847	a
	모멘트최대	344,069	41,581	55,405	8.275	a
	탄성설계	344,069	31,985	76	10.757	a
	편심최대	330,790	28,787	51,120	11.491	a

2) 교각확대기초

단 면		M_u (kN · m/m)	ΦM_n (kN · m/m)	안전율	안전성 평가
P1	교축방향	36,693	56,079	1.528	a
	교직-지점부	2,176	28,788	13.229	a
P2	교축방향	38,652	61,288	1.586	a
	교직-지점부	2,129	31,449	14.769	a
P3	교축방향	38,990	61,288	1.572	a
	교직-지점부	2,145	31,449	14.659	a
P4	교축방향	28,259	56,079	1.984	a
	교직-지점부	1,960	28,788	14.689	a

3) 교대 기초 및 구체

단 면		Mu (kN · m/m)	φMn (kN · m/m)	안전율	안전성평가
A1	후면저판	1,525.95	1,631.57	1.069	O.K
	벽 체	1,294.23	1,494.52	1.155	O.K
	홍 벽	352.907	579.776	1.643	O.K
A2	후면저판	1,025.74	1631.571	1.591	O.K
	벽 체	879.774	1,494.52	1.699	O.K
	홍 벽	380.095	579.776	1.525	O.K

【표 5.63】 하부구조 안전성평가 결과

부 제	SF(안전율)	평가결과
교각기둥	5.296	A
교각확대기초	1.528	
교대 기초, 구체	1.069	

다. 안전성평가 등급산정 결과

【표 5.64】 안전성평가 등급산정 결과

구 분		안전율(SF)	평가결과	비 고
상부구조	거 더	1.22	A	
	바닥판	1.76	A	
하부구조	교 대	1.069	A	
	교 각	1.528	A	
평가 결과		◦ 백운4교(춘천)은 소정의 안전율을 확보하고 있는 것으로 나타났으며, 안전성평가결과는 최저안전율 1069에 근거하여 『A』으로 평가하였다.		