

제 5 장 구조안전성 검토 및 내하력 평가

5.1 개요

5.2 구조해석 및 안전성 검토

5.3 안전성평가 등급 산정

5.4 내하력 평가

제5 장 구조안전성 검토 및 내하력 평가

5.1 개요

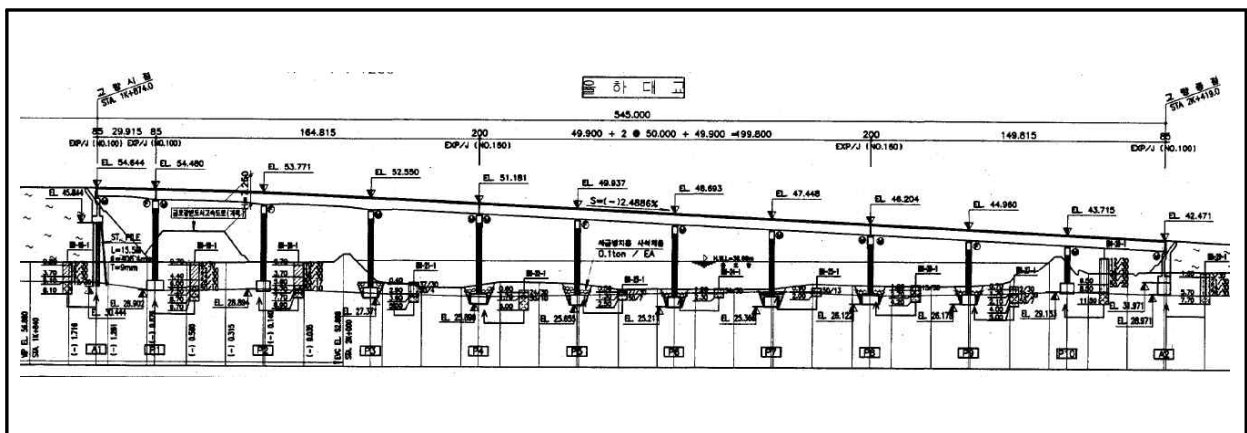
범안대교는 대구광역시 수성구 가천동에 위치한 교량으로 총연장 545.0m, 교폭 28.9m~52.0m로 단순 SPG 형식과 3경간 혹은 4경간 연속의 STB 형식이며, 활하중 DB-24, DL-24 으로 설계되었다. 지간별, 상부구조 형식별로 구분할 경우 총 4가지 형태로 분류할 수 있는데, 상세한 구분은 <표 5.1.1>에 나타내었다.

<표 5.1.1> 상부구조 형식

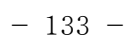
상부구조	구간	연속구분	지간구분	거더수
강관형교	S1	단경간	L = 30m	8
강상자형교	S2~S4	3경간 연속	L = 3@55m = 165m	3
	S5~S8	4경간 연속	L = 4@50m = 200m	3,4
	S9~S11	3경간 연속	L = 3@50m = 150m	3

※  : 구조안전성평가 대상교량

본 구조 검토는 범안대교의 안전성 검토와 공용내하력을 평가하는데 그 목적이 있으며 본 검토에서 재료의 물성치 및 단면 특성치는 준공도면과 구조계산서를 기준으로 작성하였다. 또한, 안전성 평가를 위한 구조해석은 3차원 해석과 활하중의 편심 이동재하가 가능한 범용 구조해석 프로그램인 Midas/Civil 을 이용하였으며 구조해석 및 안전성 검토 방법은 다음과 같다.



a) 종단면도



(1) 강재(SM490)

- 허용인장응력 : $f_y = 190 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_s = 7,850 \text{ kg/m}^3$

(2) 콘크리트

- 설계기준강도(f_{ck}) = 27.0 MPa(안전측으로 설계값 반영)
- 허용압축응력 (f_{ca}) = 10.8 MPa
- 탄성계수 : $E_c = 8500\sqrt{27+4} = 26,701 \text{ MPa}$

4) 단면물성

대상구간 강박스 거더의 구조해석 시 사용된 대표적인 강성은 <표5.2.1~5.2.3>와 같다.

<표 5.2.1> 단면 TYPE 분류

단면 TYPE	상부플랜지		하부플랜지		웹	비고
	두께(mm)	Rib(EA)	두께(mm)	Rib(EA)	두께(mm)	
T1	12	5	12	2	12	S11 외측
T2	12	5	12	2	12	S11 내측
T3	22	2	20	5	12	P10 외측
T4	22	2	20	5	12	P10 내측

<표 5.2.2> 단면 계수 산정결과(정보멘트부)

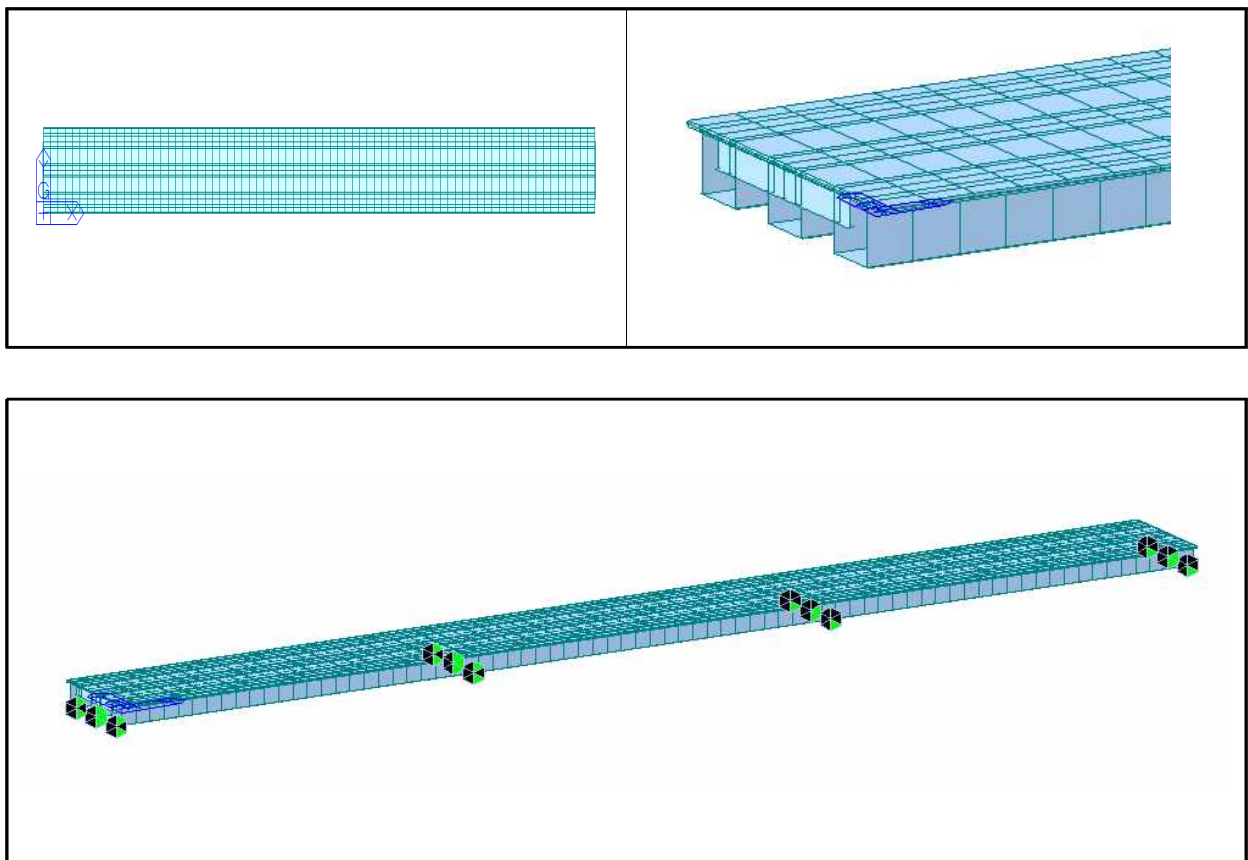
해당부재		A(mm ²)	Ycu(mm)	Ysu(mm)	Ysl(mm)	Ix(mm ⁴)
TYPE 1	합성전	134700	-	1159	-1265	136664882733
	합성후	286981	746	458	-1966	262447956993
TYPE 2	합성전	134700	-	1159	-1265	136664882733
	합성후	286106	748	460	-1964	262105274968

<표 5.2.3> 단면 계수 산정결과(부모멘트부)

해당부재		Ar(mm ²)	A(mm ²)	Yru(mm)	Ysu(mm)	Ysl(mm)	Ix(mm ⁴)
TYPE 3	합성전	-	174468	-	1263	-1181	195827969280
	합성후	39524	213992	1221	1003	-1441	259495374626
TYPE 4	합성전	-	174468	-	1263	-1181	195827969280
	합성후	39524	213992	1221	1003	-1441	259495374626

5.2.2 해석모델

대상교량의 구조해석모델은 <그림 5.2.1>과 같으며, 2-Layer System Model을 적용하였다. 바닥판 콘크리트는 평판-셸요소로 모델링하였고, 강박스 거더는 박스거더의 상면을 기준으로 프레임요소로 모델링하였으며, 바닥판과 강박스 거더는 강체연결요소(Rigid Link)를 사용하여 강박스 거더와 바닥판의 합성작용을 모델링하였다.



<그림 5.2.1> 구조해석 모델

5.2.3 하중 산정

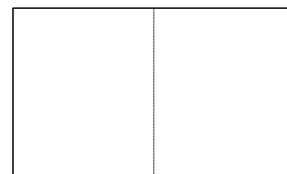
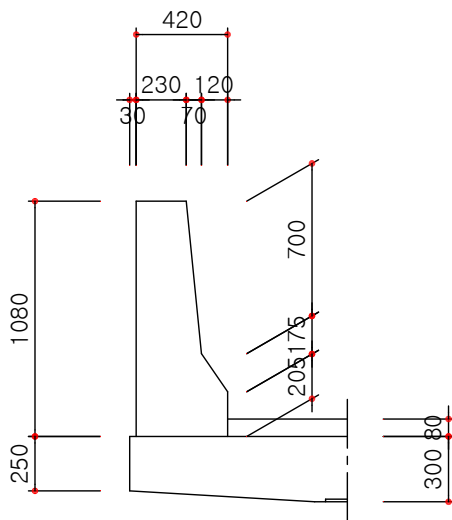
대상교량의 구조안전성 검토를 위하여 고려된 하중은 고정하중, 설계활하중 (DL(DB)-24)과 온도하중, 콘크리트 바닥판의 건조수축 및 크리프 등이다.

1) 고정하중

강재의 자중과 콘크리트 바닥판의 자중은 구조해석프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 포장 및 연석, 보도로 인한 자중은 바닥판을 모델링한 플레이트-셸 요소에 압력하중(Pressure Load)으로 고려하였다.

- (1) 포장 : $0.08 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 1.84 \text{ kN/m}^2$
- (2) 방호벽 : $0.3346\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 8.365\text{kN/m}$
- (3) 중분대 : $0.1470\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 3.675\text{kN/m}$

※ 방음벽 및 방호벽



2) 설계활하중
설계활하중은 DL-24가 지정되어 있으므로 설계하중 4차선에 대해서 최대단면적을 발생시키는 경우에 대해서 구조검토를 수행하였다.
- 안전성의 고려(WC) = 34.4kN

· 차로수(N) = 4차로($12.8 \leq W_c < 16.4$)

· 설계차로폭(W) = $\frac{14.45 - (0.45 + 0.275 + 0.01)}{4} = 3.429 \leq 3.60\text{m}$ 이므로

표준 차선평 3.429m이지만 곡선교이므로 3.0m 마다 연속시켜서 4차선까지 재하하였다.

· 충격계수 $i = i = \frac{15}{40 + L}$

- 1, 2, 3경간 중앙부 : $15 / (40 + 50) = 0.167$

- P1 · 2 지점부 : $15 / (40 + (50 + 50) / 2) = 0.167$

대상교량은 곡선교량으로 차량의 편심제하에 대한 설계가 중요한 교량이므로 표준차로 폭이나 설계차로폭에 관계없이 DL하중을 표준점유폭인 3m마다 연속시켜서 설계차로수 이내로 최대의 편심효과가 일어날 수 있도록 고려하였다.

3) 지점침하

지점침하는 20mm를 적용하였다.

4) 바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차

바닥판 콘크리트와 강재들보와의 온도차는 $\pm 10^\circ\text{C}$ 를 표준으로 하고 현저한 온도차가 생기는 경우에는 별도로 고려하여야 한다. 온도분포는 강재들보 및 바닥판 콘크리트에 있어서 각각 균일한 것으로 본다. 바닥판 콘크리트와 강재의 선팽창계수 α 는 1.2×10^{-6} 으로 한다.

5) 바닥판 콘크리트의 건조수축

건조수축에 의한 최종 수축 변형율(ϵ_s)는 도로교 설계기준에 제시되어 있는 27×10^{-5} 을 적용하였다.

6) 바닥판 콘크리트의 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 Φ_1 은 2.0을 사용하였다.

7) 하중조합

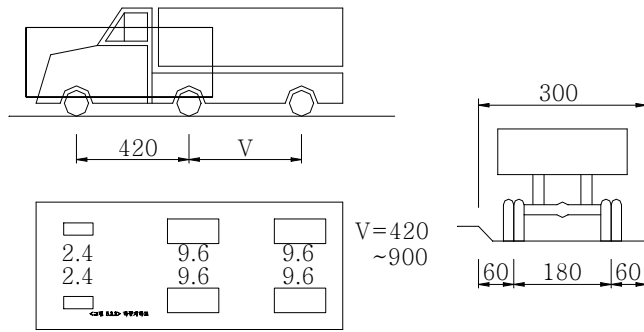
대상교량의 구조안전성 검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

· LC1 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하

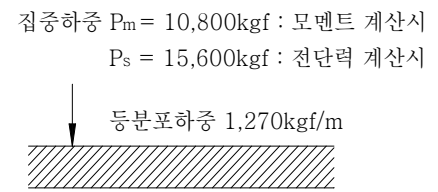
· LC2 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하+건조수축+크리프

· LC3 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하+건조수축+크리프+온도($\pm 10^\circ\text{C}$)

8) 하중재하도



DB - 24



DL - 24

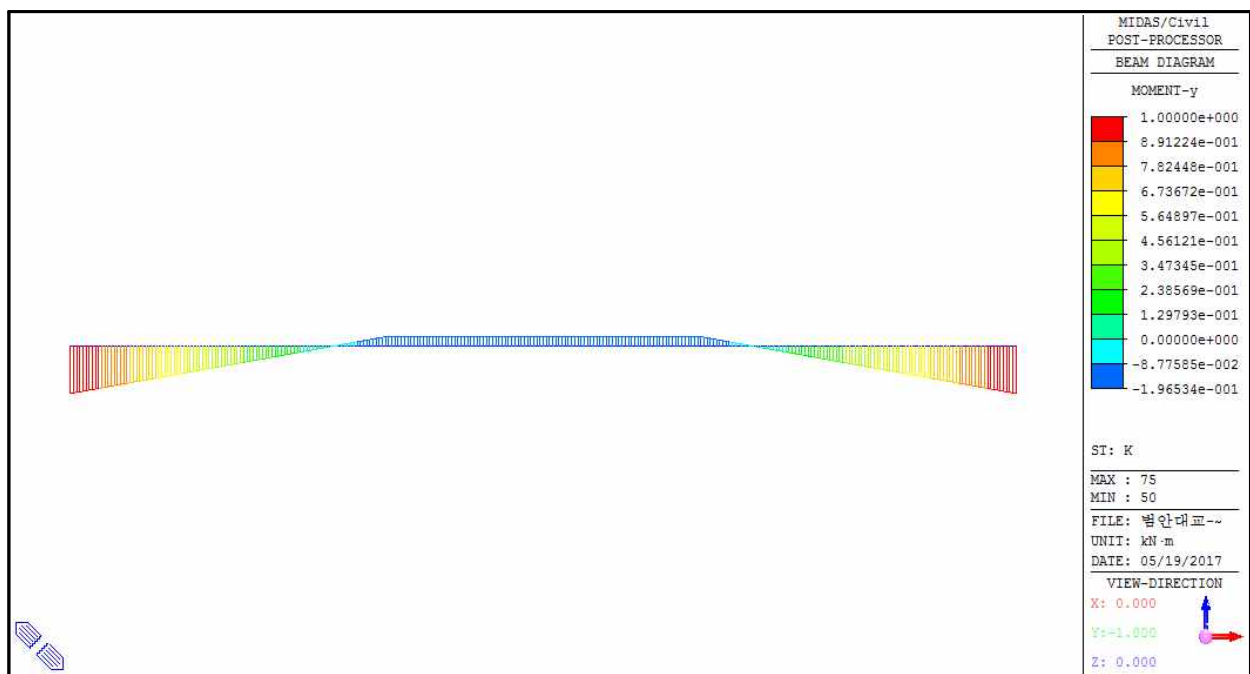
5.2.4 구조해석 결과

1) 2차 부정정력에 의한 검토 : 건조수축, 크리프, 온도하중

콘크리트와 강재 합성형 교량에서는 고정하중, 활하중에 대한 영향 이외에도 건조수축, 크리프, 온도하중에 의한 응력이 발생한다. 또한 2경간 이상의 연속교인 경우에는 건조수축, 크리프, 온도하중에 의한 부정정력이 추가적으로 발생하는데 이 추가적으로 발생하는 모멘트를 2차모멘트라 한다.

■ 연속교로 인한 부정정력

건조수축, 크리프, 온도하중에 의해 연속교에 발생하는 2차모멘트의 영향을 강재 거더에 고려하기 위하여 거더의 양단에 단위모멘트를 작용시켜 K값을 구하고, 이 값을 응력산정식에 적용하여 강재거더의 응력을 검토하도록 한다.

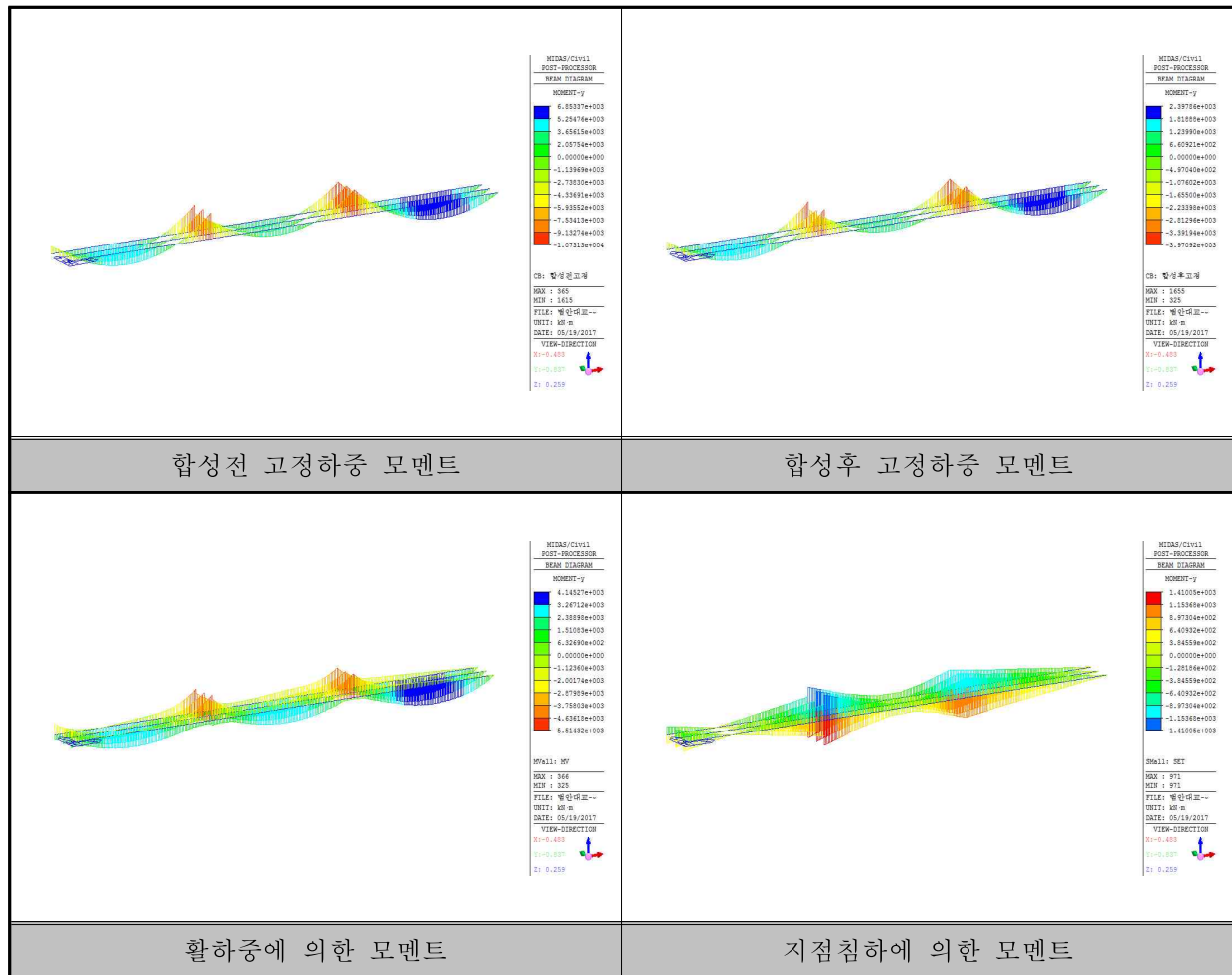


<그림 5.2.3> 부정정력에 의한 영향을 고려하기 위한 K값 산정

<표 5.2.4> K값 산정

구분	S11	P10	비고
	T1, T2	T3, T4	
k	-0.56	0.196	

2) 구조해석에 의한 부재력 산정결과

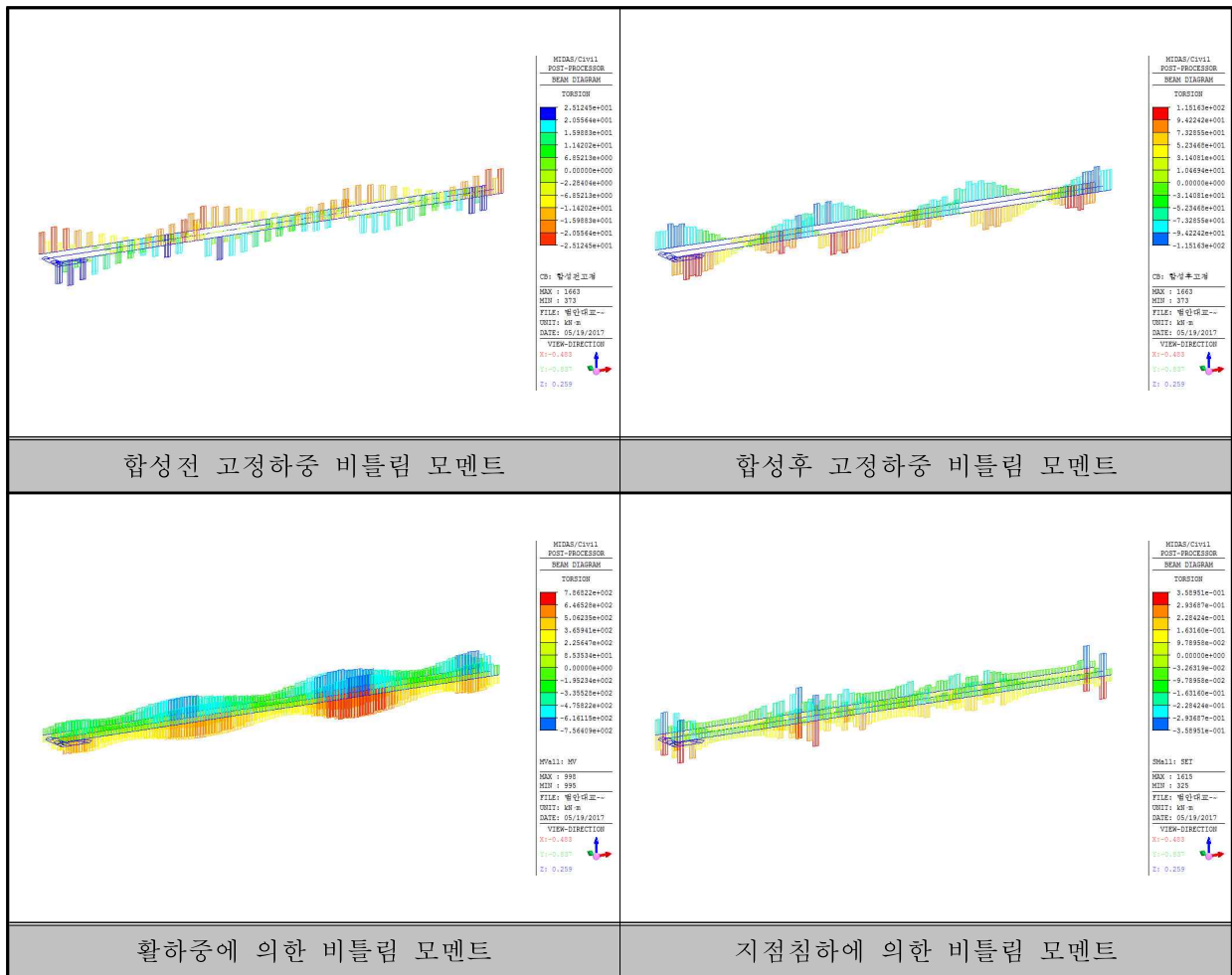


<그림 5.2.4> 구조해석에 의한 모멘트 산출 결과

<표 5.2.5> 부재력 집계(모멘트)

구 분		G1		G2	
		중앙부(S11)	지점부(P10)	중앙부(S11)	지점부(P10)
모멘트	합성전 고정하중	6,853.370	-10,676.800	6,851.850	-10,602.500
	합성후 고정하중	2,397.860	-3,970.770	2,353.550	-3,108.740
	활하중+ 지점침하	4,455.790	-5,850.640	4,621.020	-5,905.730

※ 부록 구조해석 모델링 참조



<그림 5.2.6> 구조해석에 의한 비틀림모멘트 산출 결과

<표 5.2.7> 부재력 집계(비틀림)

구 분		G1		G2	
		중양부(S11)	지점부(P10)	중양부(S11)	지점부(P10)
비틀림	합성전 고정하중	-	11.620	-	-
	합성후 고정하중	-	-66.240	-	-
	활하중+ 지점침하	203.460	635.400	226.140	786.820

※ 부록 구조해석 모델링 참조

<표 5.2.8> 부재력 집계

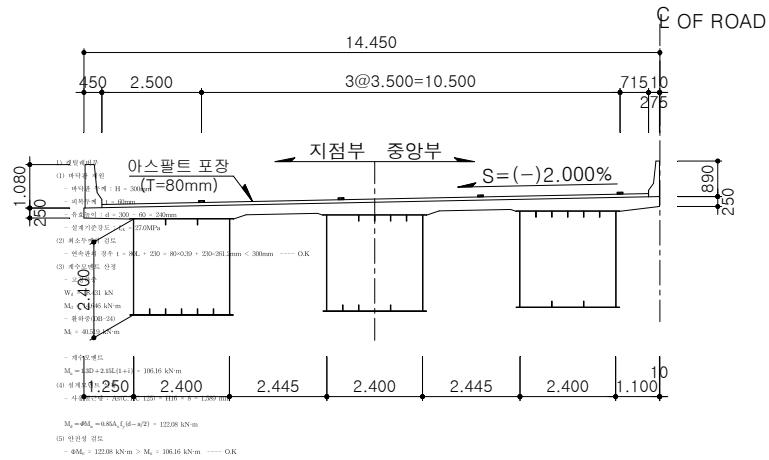
구 분		G1		G2	
		중앙부(S11)	지점부(P10)	중앙부(S11)	지점부(P10)
모멘트 (kN · m)	합성 전 고정하중	6,853.370	-10,676.800	6,851.850	-10,602.500
	합성 후 고정하중	2,397.860	-3,970.770	2,353.550	-3,108.740
	활하중+지점침하	4,455.790	-5,850.640	4,621.020	-5,905.730
전단력 (kN)	합성 전 고정하중	69.420	1,258.410	177.750	1,242.340
	합성 후 고정하중	53.230	504.870	38.880	267.830
	활하중+지점침하	216.720	710.620	300.610	770.890
비틀림 (kN · m)	활하중+지점침하	203.460	635.400	226.140	786.820

2) 부재 응력검토 결과

<표 5.2.9> 응력검토 결과

구 분			각 부재별 최대작용응력(MPa)			
			고정하중	활하중	작용응력	허용응력
G1 (외측)	정모멘트부 (S11)	상연	79.408	38.099	117.508	131.067
		하연	-86.810	-41.651	-128.461	190.000
	부모멘트부 (P10)	상연	-90.531	-30.127	-120.658	190.000
		하연	94.438	36.459	130.897	190.000
G2 (내측)	정모멘트부 (S11)	상연	79.016	39.512	118.529	131.067
		하연	-86.382	-43.195	-129.577	190.000
	부모멘트부 (P10)	상연	-76.832	-30.756	-107.588	190.000
		하연	77.651	32.977	110.628	190.000

5.2.5 바닥판



2) 중앙부

(1) 바닥판 제원

- 바닥판 두께 : $H = 250\text{mm}$
- 피복두께 : $t = 40\text{mm}$
- 유효높이 : $d = 250 - 40 = 210\text{mm}$
- 설계기준강도 : $f_{ck} = 27.0\text{MPa}$

(2) 최소두께의 검토

- 연속판의 경우 $t = 40L + 130 = 227.8\text{mm} < 250\text{mm}$ ----- O.K

(3) 계수모멘트 산정

- 고정하중

$$M_d = 4.836 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 활하중(DB-24)

$$M_l = 39.585 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 계수모멘트

$$M_u = 1.3D + 2.15L(1+i) = 74.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(4) 설계모멘트 산정

- 사용철근량 : $A_s(\text{C.T.C } 125) = H16 \times 8 = 1,589 \text{ mm}^2$

$$M_d = \phi M_n = 0.85 A_s f_y (d - a/2) = 105.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(5) 안전성 검토

- $\phi M_n = 105.88 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 74.37 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ----- O.K

5.3 안전성평가 등급 산정

외관상태와 내구성조사를 근거로 교량구조물의 대표등급을 산정하는 경우 구조물의 실제적인 안전성에 대한 효과적인 고려가 곤란하다. 따라서 정밀점검(필요시)이나 정밀안전진단시에는 안전성 평가 결과에 의하여 안전성평가등급을 산정하도록 한다.

5.3.1 안전성 평가 기준

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀육안검사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다. 안전성 검토는 대상교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고 있다.

또한 교량의 안전성 평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나, 내하력은 활하중 여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서 안전성평가는 교량의 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1.0 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성평가등급을 산정한다.

<표 5.3.1> 구조물의 안전성 평가기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	◦ 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}}$ ◦ 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi Mn}{Mu}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	
E	$SF < 0.75$	

5.3.2 안전성 평가등급 산정 결과

1) 강합성 거더(허용응력설계법)

<표 5.3.2> Steel Box Girder에 대한 안전성 평가

구 분			허용응력설계법에 의한 안전성평가	안전성평가 등급
G1 (외측)	정모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{131.067}{79.408 + 38.099} = 1.115$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{86.810 + 41.651} = 1.479$	A
	부모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190.000}{90.531 + 30.127} = 1.575$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{94.438 + 36.459} = 1.452$	A
G2 (내측)	정모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{131.067}{79.016 + 43.195} = \mathbf{1.106}$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{86.382 + 43.195} = 1.466$	A
	부모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{76.832 + 30.756} = 1.766$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{77.651 + 32.977} = 1.717$	A

2) 콘크리트 바닥판(강도설계법)

<표 5.3.3> 바닥판에 대한 안전성 평가

구분		바닥판	S.F(안전율)	안전성평가등급
바닥판 캔틸레버부	공칭강도 ϕM_n (kN · m)	122.08	1.150	A
	극한강도 M_u (kN · m)	106.16		
바닥판 중앙부	공칭강도 ϕM_n (kN · m)	105.88	1.423	A
	극한강도 M_u (kN · m)	74.37		

3) 안전성 평가 결과

<표 5.3.4> 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강합성 거더	1.106	A
콘크리트 바닥판	1.150	A

5.4 내 하 력 평 가

본 교량은 Steel Box Girder교로서 설계시 허용응력에 의한 단면검토를 실시하여 강도 설계법(바닥판) 및 허용응력 설계법(주형)에 의한 내하력을 평가한다.

현재 교량의 상태는 전반적으로 양호한 상태이고, 단면부재치수가 설계기준에 일치하므로 재료응력 등 단면상수는 설계기준에 따라 적용하였다.

5.4.1 허용응력 설계법에 의한 내하력평가

허용응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1.0+i)를 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 되며 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교시방서의 규정에 의거하여 부재의 종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 대상 부재단면에 있어서 철근 및 강재부식, 콘크리트의 중성화, 염해, 동해 등에 의한 강도저하와 단면손실 등을 고려하여 계산한다. 이때 고정하중은 현재 교량에 작용하고 있는 모든 고정하중을 가능한한 정확히 고려하여야 하며 활하중은 현행 도로교 표준시방서의 설계활하중을 사용한다. 허용응력법에 의한 내하율은 다음 식으로 계산한다.

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

f_a : 재료의 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_l : 설계활하중에 의한 응력(도로교의 경우 DB 또는 DL 하중)

i : 충격계수로서 재하시험으로부터 실측한 최대충격계수를 사용함이 원칙이나 동적재하시험을 실시하지 않은 경우 도로교 표준시방서 제시한 설계 충격계수를 사용한다.

이 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

$$\text{여기서, } K_s : \text{응력(처짐 or 변형율)보정계수} \left(= \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}} \right)$$

재하시험을 실시하지 않은 경우 1로 적용한다

P_r : 설계하중

5.4.2 강도 설계법에 의한 내하력평가

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정시 단면강도는 단면의 현재 상태를 고려한 설계기준을 고려하여 도로교설계기준 및 콘크리트설계기준의 공칭강도와 강도감소계수에 따라 계산한다. 교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차를 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정되어야 한다.

그러나, 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다. 고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 설계기준서의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 의거하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력평가지 내하율 산정 방식은 아래와 같다.

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

$$\phi M_n = A_p \times f_{ps} \times (d_p \times \frac{a}{2})$$

여기서, ϕM_n : 극한 저항모멘트 γ_d : 고정하중 계수

M_d : 설계 고정하중모멘트 γ_l : 활하중 계수

M_l : 설계 활하중모멘트 i : 이론상 충격계수

이 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

여기서, K_s : 응력(처짐 or 변형율)보정계수(= $\frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$)

재하시험을 실시하지 않은 경우 1로 적용한다

P_r : 설계하중

5.4.3 내하력 산정 결과

1) 강함성 거더(허용응력설계법)

<표 5.3.2> 거더 기본내하력 산정

구 분	G1(상연)		G1(하연)	
	중앙부(S11)	지점부(P10)	중앙부(S11)	지점부(P10)
허용응력 (f_a), MPa	131.067	190.000	190.000	190.000
고정하중응력 (f_d), MPa	79.408	90.531	86.810	94.438
활하중응력 (f_l), MPa	38.099	30.127	41.651	36.459
내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_l (1 + i)}$	1.356	3.302	2.478	2.621
기본내하력 $P = K_s \times RF \times P_r$	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상

구 분	G2(상연)		G2(하연)	
	중앙부(S11)	지점부(P10)	중앙부(S11)	지점부(P10)
허용응력 (f_a), MPa	131.067	190.000	190.000	190.000
고정하중응력 (f_d), MPa	79.016	76.832	86.382	77.651
활하중응력 (f_l), MPa	39.512	30.756	43.195	32.977
내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_l (1 + i)}$	1.317	3.680	2.399	3.407
기본내하력 $P = K_s \times RF \times P_r$	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상

거더 내하력 평가 결과 기본 내하력이 설계활하중인 DB-24, DL-24의 내하력을 상회하는 것으로 나타나 대상교량의 사용성 측면과 안전성 측면에서 설계내하력 이상의 내하력을 확보하고 있는 것으로 판단된다.

2) 바닥판(강도설계법)

$$\cdot \text{내하율}(RF) = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_f M_f (1 + i)} = \frac{122.08 - 1.3 \times 14.646}{2.15 \times 40.519} = 1.182$$

$$\cdot \text{기본내하력}(P) = K_s \times RF \times P_r = 1.0 \times 1.182 \times 24 = \text{DB 24이상}$$

바닥판의 안전성은 양호한 것으로 나타났고, 기본내하력도 설계내하력 이상인 것으로 평가되었다.