

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

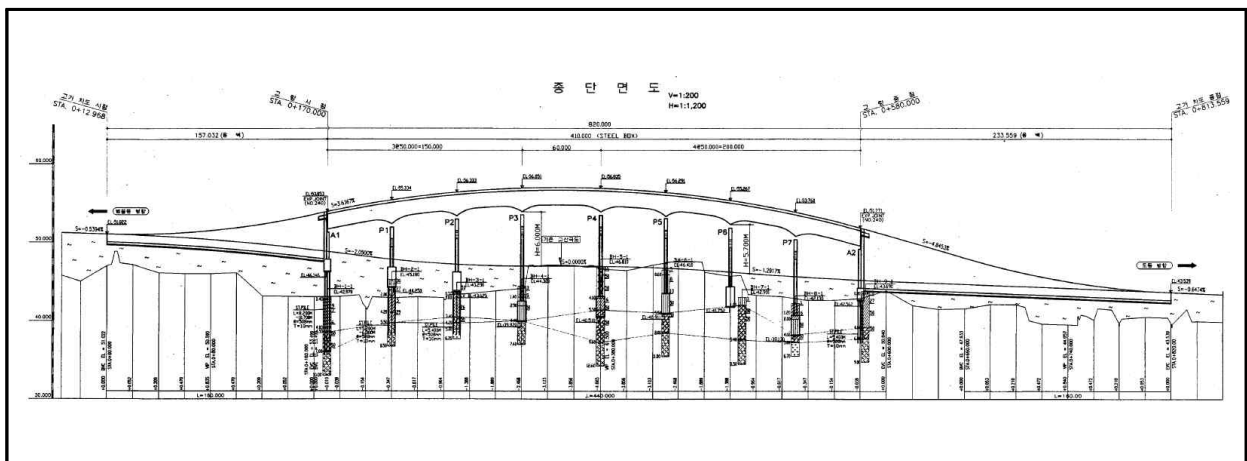
본 과업 대상 교량인 연호고가교는 대구광역시 수성구 연호동에 위치하고 있으며 범물 및 안심방향 모두 총연장 410m, 교폭 14.4m 의 8경간 연속, 3련 Steel Box Girder교로써 활하중 DB-24, DL-24 으로 설계되었다. 지간별, 상부구조 형식별로 구분할 경우 총 1가지 형태로 분류할 수 있는데, 상세한 구분은 <표 5.1.1>에 나타내었다.

<표 5.1.1> 상부구조 형식

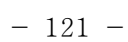
상부구조	구간	연속구분	지간구분	거더수
강상자형교	S1~S8	8경간연속	L=3@50m+60m+4@50m=410m	3

※  : 구조안전성평가 대상교량

본 구조 검토는 연호고가교 범물방향의 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) 중단면도



(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 <표 6.2.1~6.2.3>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	14	5	20	2	12	S1 외측
T2	14	5	20	2	12	S1 내측
T3	28	2	28	5	12	P3 외측
T4	28	2	28	5	12	P3 내측

<표 5.2.2> 단면 계수 산정결과(정모멘트부)

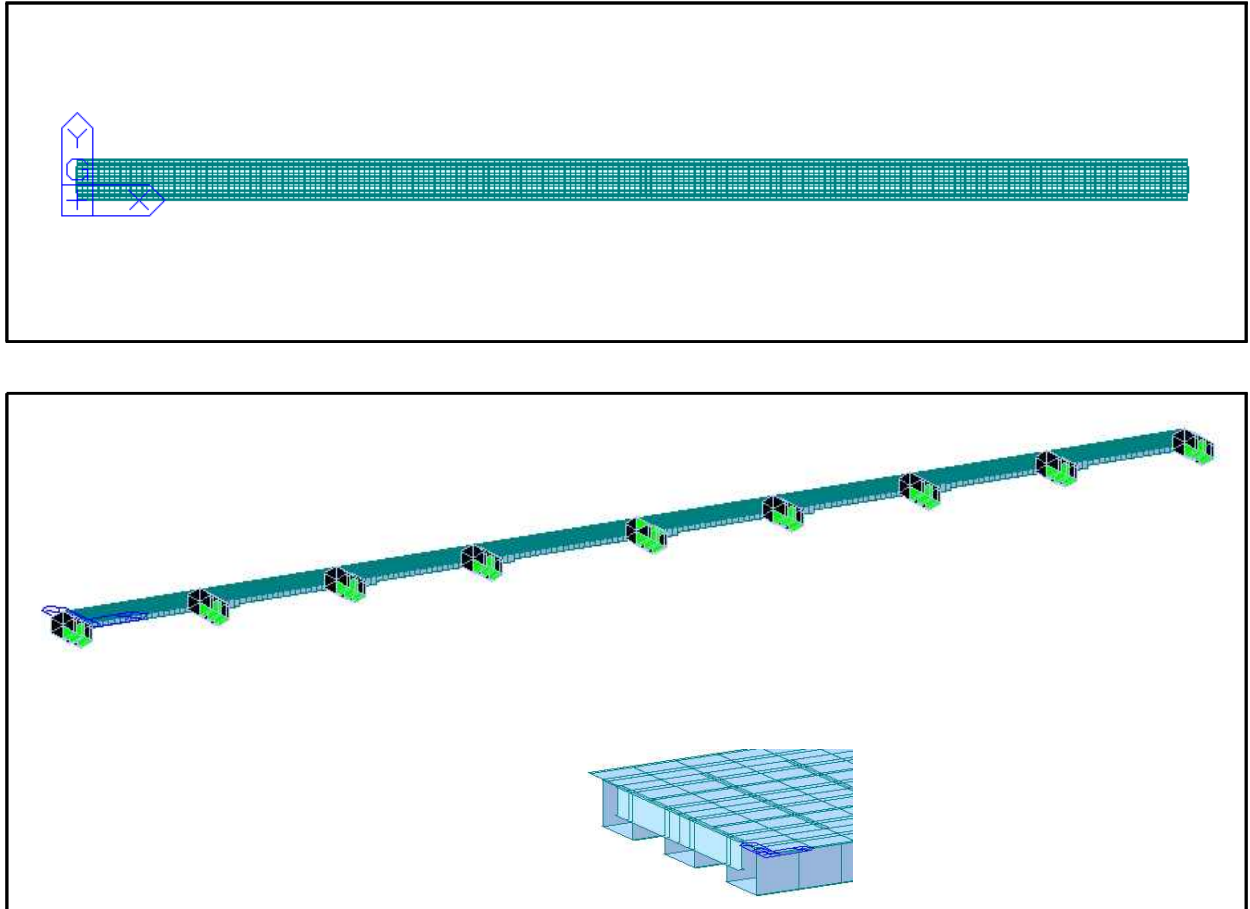
해당부재		A(mm ²)	Y _{cu} (mm)	Y _{su} (mm)	Y _{sl} (mm)	I _x (mm ⁴)
TYPE 1	합성 전	148700	-	1028	-906	105646430052
	합성 후	295575	723	437	-1497	210938632760
TYPE 2	합성 전	148700	-	1028	-906	105646430052
	합성 후	304950	705	419	-1515	214240843668

<표 5.2.3> 단면 계수 산정결과(부모멘트부)

해당부재		A _r (mm ²)	A(mm ²)	Y _{ru} (mm)	Y _{su} (mm)	Y _{sl} (mm)	I _x (mm ⁴)
TYPE 3	합성 전	-	225100	-	1414	-1342	333901347276
	합성 후	38428	263528	1400	1188	-1568	412831722370
TYPE 4	합성 전	-	225100	-	1414	-1342	333901347276
	합성 후	40536	265636	1389	1177	-1579	416500605024

5.2.2 해석모델

대상교량의 구조해석모델은 <그림 6.2.1>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 하중산정

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

1) 고정하중

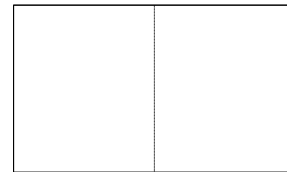
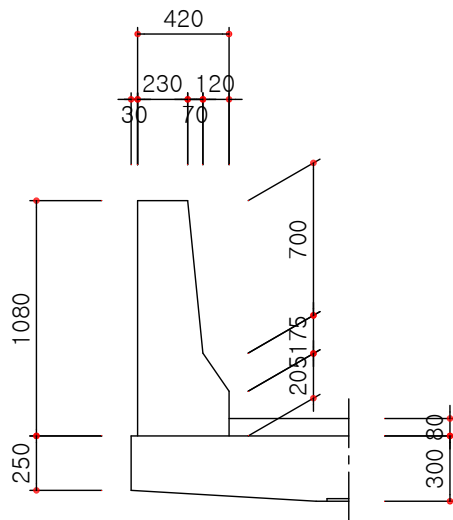
강재의 자중과 콘크리트 바닥판의 자중은 구조해석프로그램 내에서 자동으로 고려하도록 하였다. 포장 및 연석, 보도로 인한 자중은 바닥판을 모델링한 플레이트-셸 요소에 압

력하중(Pressure Load)으로 고려하였다.

(1) 포장 : $0.08 \times 23 \text{ kN/m}^3 = 1.84 \text{ kN/m}^2$

(2) 방호벽 : $0.3346\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3 = 8.365\text{kN/m}$

※ 방음벽 및 방호벽



2) 방음벽구조
방음벽구조는 1차, 2차 지체벽이므로 설계기준 4차선제 차량의 최대단면적을 발생시키는 경우에 대해서 구조기준을 수행하였다. 이때 보도방음벽은 3.5kN/m²을 고려하였다.
· 연직간의 교차(WC) = 14.45m
· 차보수(WC) = 4차선(12.8 ≤ WC < 16.4)
· 설계차보수(WC) = $\frac{24.45 - (10.45 + 0.275 \times 0.001)}{4} = 3.425 \leq 3.68\text{m}$ 이므로
표준 차선폭 3.625m이었던 구간교차폭으로 3.0m 이하 연유지까지 4차선까지 재확장했다.
· 총지체수 $l = l = \frac{15}{80 \times 2}$
· 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8차선 구간부 : $15 / (40 + 50) = 0.167$
· 4차선 구간부 : $15 / (40 + 60) = 0.150$
· P1, P2, P5, P6, P7 지점부 : $15 / (40 + 60 + 50) / 2 = 0.167$
· P3, P4 지점부 : $15 / (40 + 60 + 60) / 2 = 0.150$

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

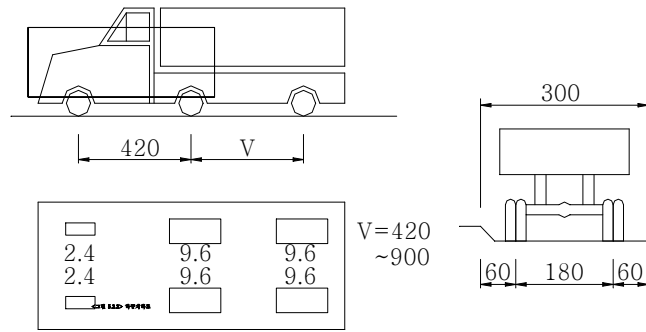
합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 바닥판 콘크리트의 크리프에 의한 응력의 계산에 쓰이는 크리프계수 $\Phi 1$ 은 2.0을 사용하였다.

7) 하중조합

대상교량의 구조안전성 검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

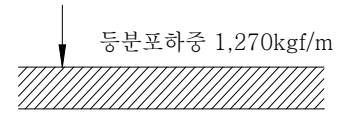
- LC1 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하
- LC2 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하+건조수축+크리프
- LC3 = 고정하중+활하중(DL-24)+지점침하+건조수축+크리프+온도($\pm 10^{\circ}\text{C}$)

8) 하중재하도



DB - 24

집중하중 $P_m = 10,800\text{kgf}$: 모멘트 계산시
 $P_s = 15,600\text{kgf}$: 전단력 계산시



DL - 24

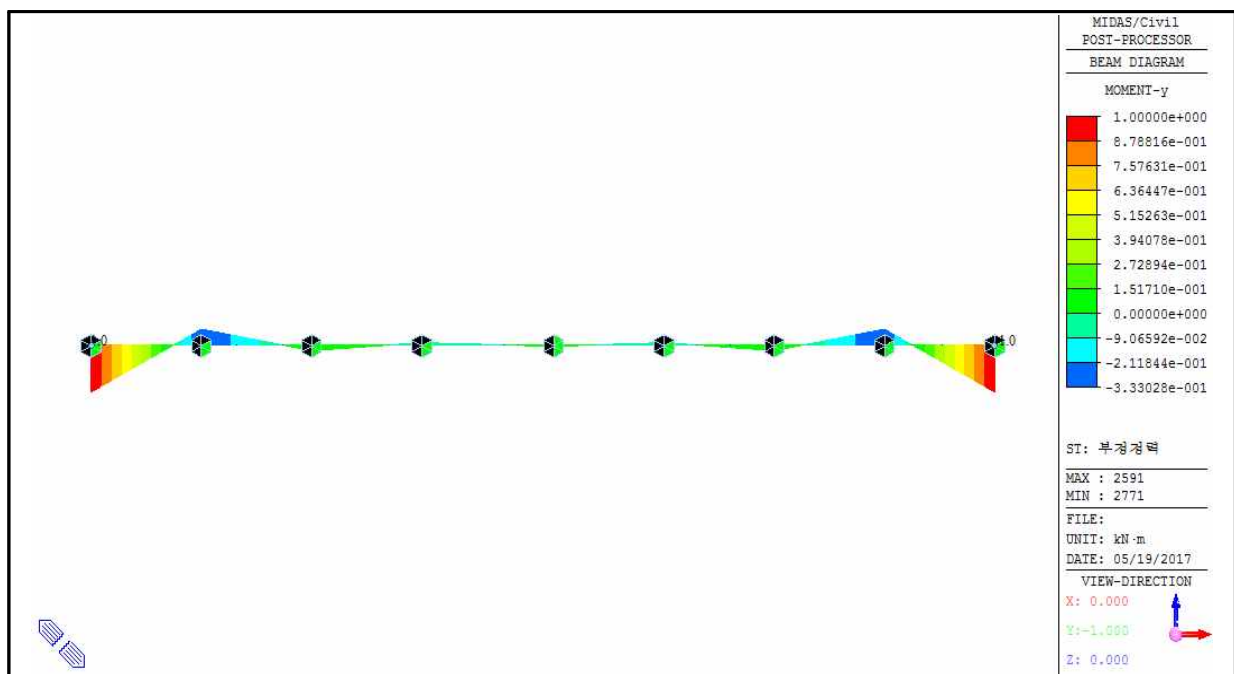
5.2.4 구조해석 결과

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.

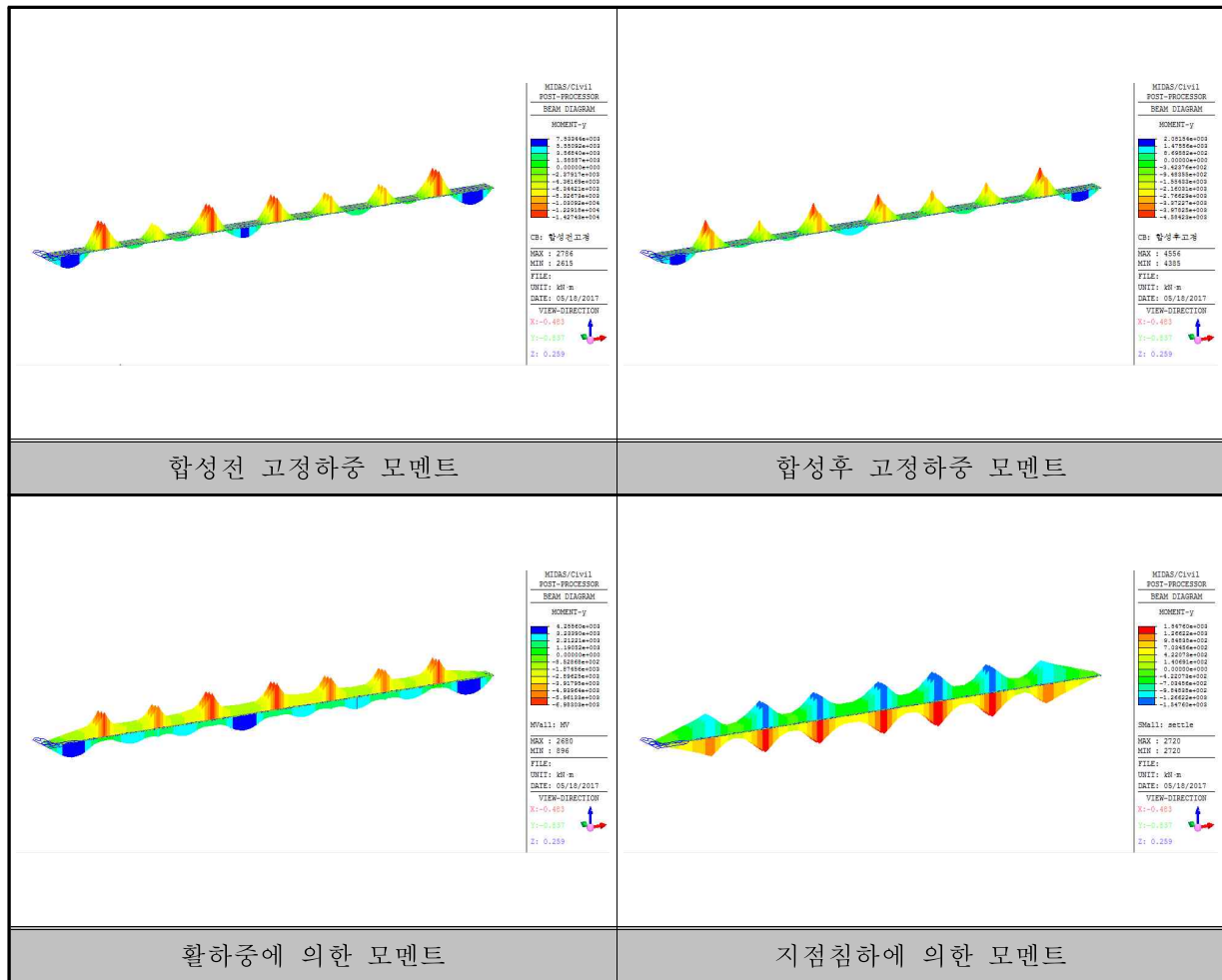


<그림 5.2.3> 부정정력에 의한 영향을 고려하기 위한 K값 산정

<표 5.2.4> K값 산정

구분	S1	P3	비고
	T1, T2	T3, T4	
k	0.520	-0.33	

2) 구조해석에 의한 부재력 산정결과

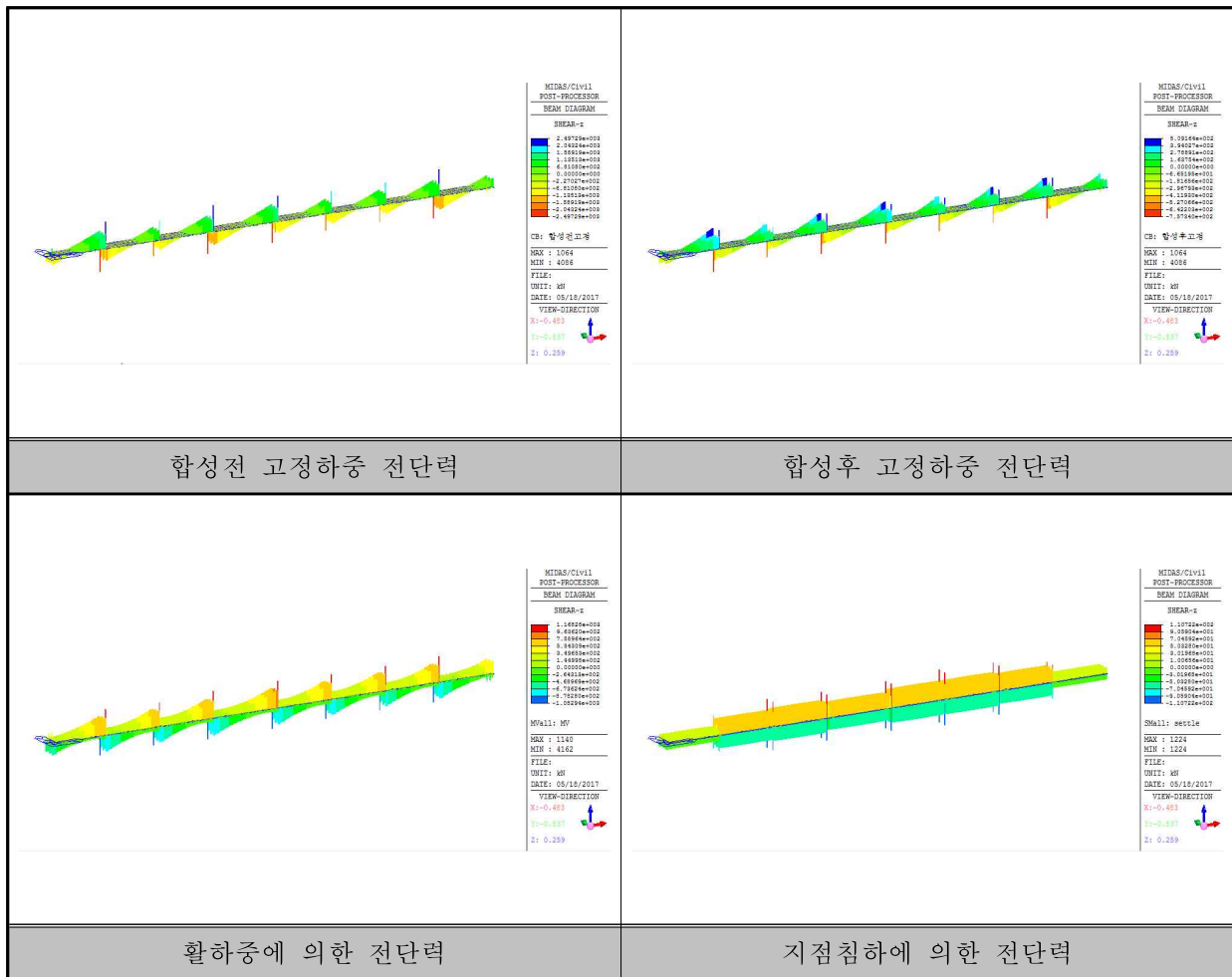


<그림 5.2.4> 구조해석에 의한 모멘트 산출 결과

<표 5.2.5> 부재력 집계(모멘트)

구 분		G1		G2	
		중앙부(S1)	지점부(P3)	중앙부(S1)	지점부(P3)
모멘트	합성 전 고정하중	7,269.310	-13,677.980	7,318.750	-14,025.730
	합성 후 고정하중	2,048.010	-4,503.360	1,892.880	-3,573.660
	활하중+ 지점침하	4,538.460	-8,072.290	4,687.320	-8,339.000

※ 부록 구조해석 모델링 참조

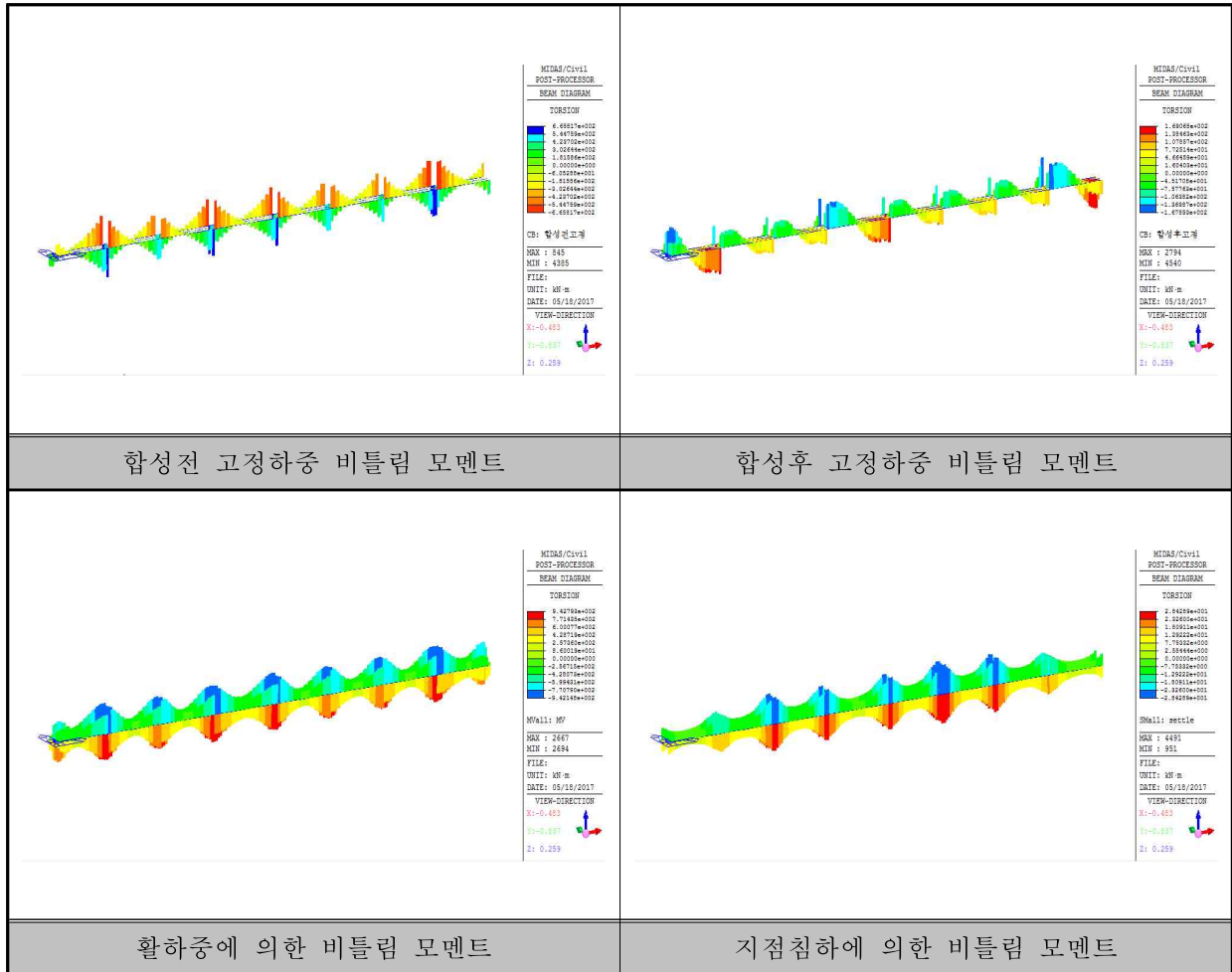


<그림 5.2.5> 구조해석에 의한 전단력 산출 결과

<표 5.2.6> 부재력 집계(전단력)

구 분		G1		G2	
		중양부(S1)	지점부(P3)	중양부(S1)	지점부(P3)
전단력	합성전 고정하중	182.760	1,302.380	219.100	1,310.430
	합성후 고정하중	113.890	469.370	112.570	308.390
	활하중+ 지점침하	172.250	775.070	185.670	833.870

※ 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(S1)	지점부(P3)	중양부(S1)	지점부(P3)
비틀림	합성전 고정하중	-	647.400	-	-158.950
	합성후 고정하중	-	-158.950	-	-83.390
	활하중+ 지점침하	167.320	850.140	168.570	-942.790

※ 부록 구조해석 모델링 참조

<표 5.2.8> 부재력 집계

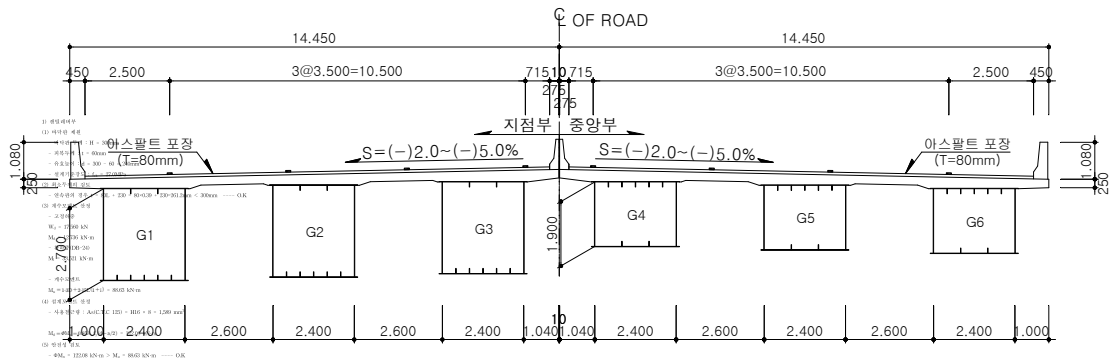
구 분		G1		G2	
		중앙부(S1)	지점부(P3)	중앙부(S1)	지점부(P3)
모멘트 (kN · m)	합성 전 고정하중	7,269.310	-13,677.980	7,318.750	-14,025.730
	합성 후 고정하중	2,048.010	-4,503.360	1,892.880	-3,573.660
	활하중+지점침하	4,538.460	-8,072.290	4,687.320	-8,339.000
전단력 (kN)	합성 전 고정하중	182.760	1,302.380	219.100	1,310.430
	합성 후 고정하중	113.890	469.370	112.570	308.390
	활하중+지점침하	172.250	775.070	185.670	833.870
비틀림 (kN · m)	활하중+지점침하	167.320	850.140	168.570	-942.790

2) 부재 응력검토 결과

<표 5.2.9> 응력검토 결과

구 분			각 부재별 최대작용응력(MPa)			
			고정하중	활하중	작용응력	허용응력
G1 (외측)	정모멘트부 (S1)	상연	85.845	41.613	127.458	155.829
		하연	-78.387	-37.998	-116.385	190.000
	부모멘트부 (P3)	상연	-81.695	-31.710	-113.404	190.000
		하연	80.463	34.898	115.361	190.000
G2 (내측)	정모멘트부 (S1)	상연	84.873	42.963	127.836	155.829
		하연	-77.500	-39.231	-116.730	190.000
	부모멘트부 (P3)	상연	-81.090	-36.071	-117.162	190.000
		하연	78.264	36.681	114.945	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 $t = 40L + 130 = 234.0\text{mm} < 250\text{mm}$ ----- O.K

(3) 계수모멘트 산정

- 고정하중

$$M_d = 5.469 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 활하중(DB-24)

$$M_l = 33.280 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 계수모멘트

$$M_u = 1.3D + 2.15L(1+i) = 78.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(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

- $\phi M_n = 105.88 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_u = 78.66 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ----- 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	안전성 평가등급
G1 (외측)	정모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{155.829}{85.845 + 41.613} = 1.223$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{78.387 + 37.998} = 1.633$	A
	부모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190.000}{81.695 + 31.710} = 1.675$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{80.463 + 34.898} = 1.647$	A
G2 (내측)	정모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{155.829}{84.873 + 42.963} = 1.219$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{77.500 + 39.231} = 1.628$	A
	부모멘트부	상연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{81.090 + 36.071} = 1.622$	A
		하연	$SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+l}} = \frac{190}{78.264 + 36.681} = 1.653$	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	1.377	A
	극한강도 M_u (kN · m)	88.63		
바닥판 중앙부	공칭강도 ϕM_n (kN · m)	105.88	1.346	A
	극한강도 M_u (kN · m)	78.66		

3) 안전성 평가 결과

<표 5.3.4> 안전성 평가결과

부 재	SF(안전율)	등 급
강합성 거더	1.219	A
콘크리트 바닥판	1.346	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.

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

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

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

재하시험을 실시하지 않은 경우 1로 적용한다

P_r : 설계하중

5.4.3 내하력산정 결과

1) 강합성 거더(허용응력설계법)

<표 5.4.1> 거더 기본내하력 산정

구 분	G1(상연)		G1(하연)	
	중앙부(S1)	지점부(P3)	중앙부(S1)	지점부(P3)
허용응력 (f_a), MPa	155.829	190.000	190.000	190.000
고정하중응력 (f_d), MPa	85.845	81.695	78.387	80.463
활하중응력 (f_l), MPa	41.613	31.710	37.998	34.898
내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_l (1 + i)}$	1.682	3.416	2.937	3.139
기본내하력 $P = K_s \times RF \times P_r$	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상	DB 24이상

구 분	G2(상연)		G2(하연)	
	중앙부(S1)	지점부(P3)	중앙부(S1)	지점부(P3)
허용응력 (f_a), MPa	155.829	190.000	190.000	190.000
고정하중응력 (f_d), MPa	84.873	81.090	77.500	78.264
활하중응력 (f_l), MPa	42.963	36.071	39.231	36.681
내하율(RF) = $\frac{f_a - f_d}{f_l (1 + i)}$	1.652	3.019	2.868	3.046
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)

$$\cdot \text{내하율}(RF) = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1 + i)} = \frac{105.88 - 1.3 \times 5.469}{2.15 \times 33.280} = 1.380$$

$$\cdot \text{기본내하력}(P) = K_s \times RF \times P_r = 1.0 \times 1.380 \times 24 = \text{DB 24이상}$$

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