

제6장

시설물의 안전성평가

6.1 개 요

6.2 구조안전성 평가

6.3 내하력 평가

6.4 안전성평가 결과

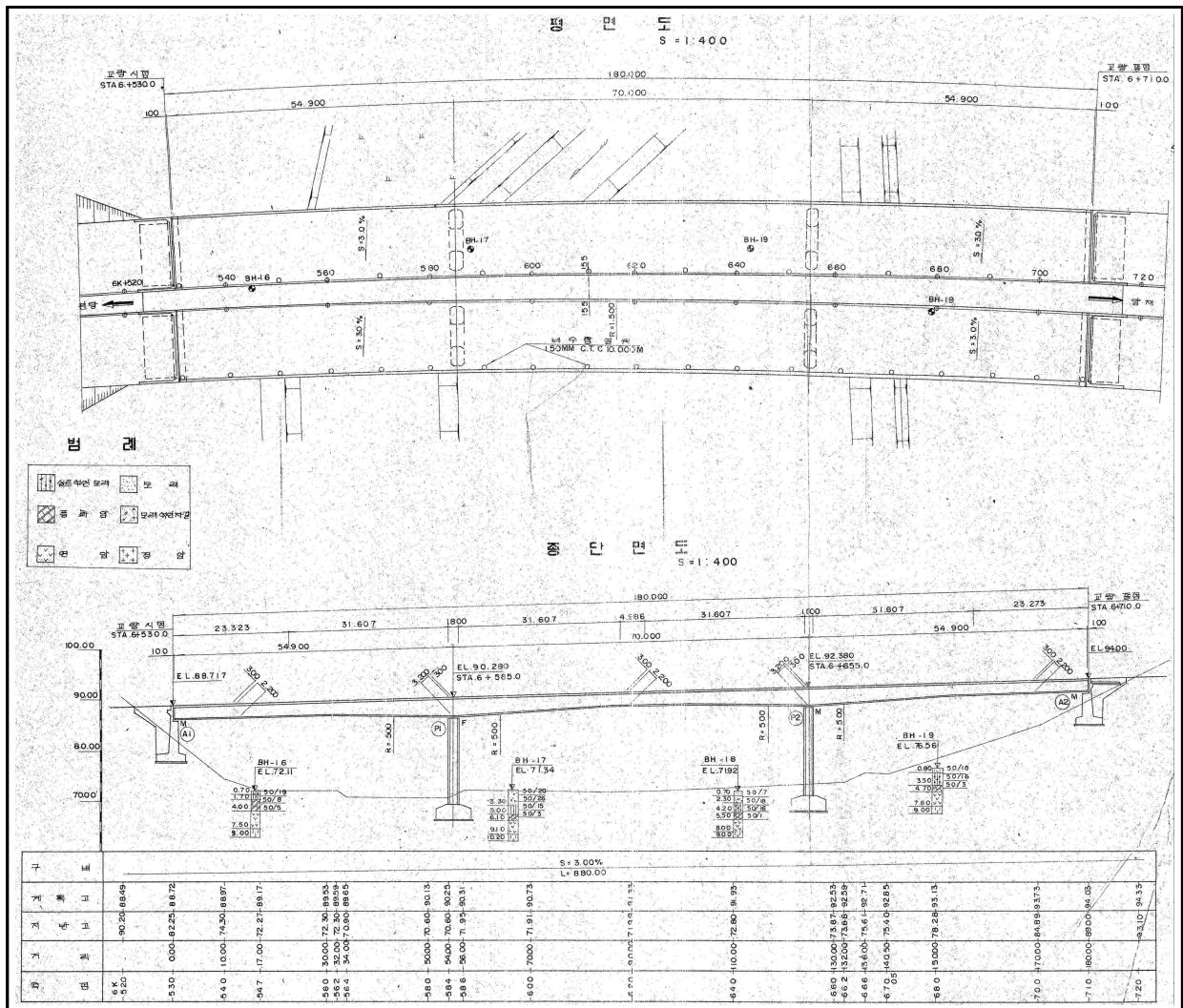
제6장 시설물의 안전성평가

6.1 개 요

본 과업대상 교량은 분당~내곡간 도시고속화도로 상의 경기도 성남시 수정구 상적동 일대에 위치하고 있으며 총연장은 180.0m(55.0+70.0+55.0), 폭 14.31m(상·하행 각각), 편도 3차로(상·하행 각각) 교량이다. 상부구조형식은 강박스거더교로 3경간 연속으로 구성되어 있고, 하부구조형식은 교대는 역T형, 교각은 라멘식으로 시공된 상태이다.

대상 교량은 설계활하중 DB-24, DL-24로 현재 보유하고 있는 구조안전성 및 내하력을 평가하기 위해 도로교 설계기준 및 콘크리트 구조기준을 적용하여 해석결과와 재하시험에서 얻어진 결과를 기반으로 대상교량의 구조안전성 및 내하력을 평가하였다.

다음 그림은 대상교량의 중·평면도를 나타내었다.

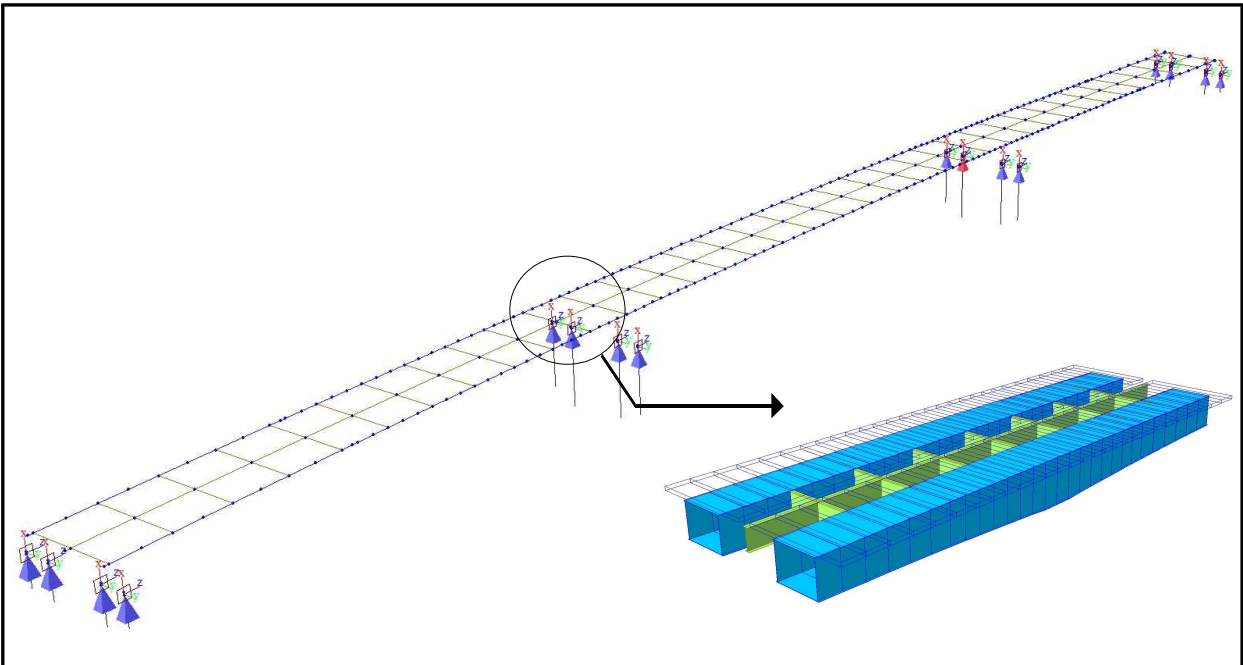


[그림 6.1] 상적교 중·평면도

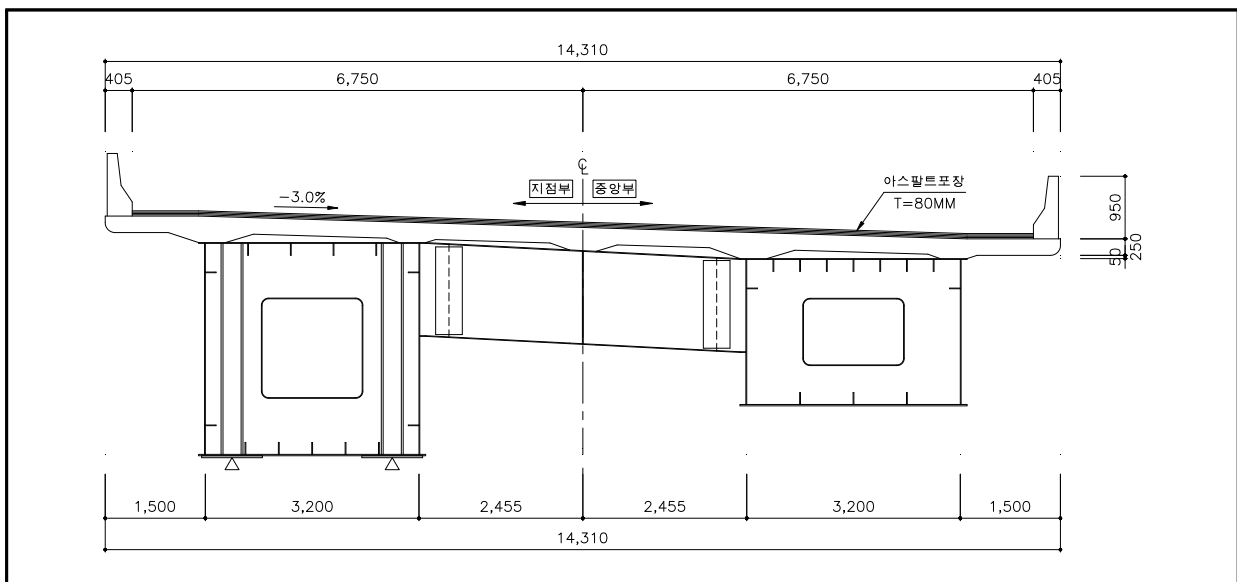
6.2 구조안전성 평가

6.2.1 구조해석 모델

검토 대상교량은 3경간 연속으로 구성되어 있다. 본 절에서는 재하시험이 이루어진 분당 방향에 대해 안전성 검토를 수행하였다. 검토 대상구간은 주거터와 가로보 및 세로보를 다음 그림과 같이 보요소(Frame Element)를 이용하여 3차원으로 모델링하였고, 구조해석 모델은 강재 및 콘크리트의 자중을 하중으로 고려한 합성전 해석모델과 강재와 콘크리트가 일체로 거동하는 합성후 해석모델에 대하여 해석을 수행하였다.



[그림 6.2] 구조해석 모델



[그림 6.3] 횡단면도

6.2.2 구조해석 조건

1) 구조형식 및 제원

- 구조형식 : 강박스거더교
- 교량연장 : 180.000 m (=55.000+70.000+55.000)
- 지 간 장 : 178.900 m (=54.500+70.000+54.500)
- 교량폭원 : 14.310m (유효폭 : 13.500m)
- 교량등급 : 1등교 (DB-24, DL-24)

2) 사용재료

① 콘크리트

- 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 0.077 m_c^{1.5} \sqrt{f_{cm}} = 26,681 \text{ MPa}$, 여기서, $f_{cm} = f_{ck} + 4$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- 허용응력 : $f_{ca} = 0.4 f_{ck} = 10.80 \text{ MPa}$, $f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.89 \text{ MPa}$

② 철근

- 종 류 : SD400
- 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 탄성계수 : $E_r = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
- 허용응력 : $f_{ta} = 160 \text{ MPa}$, $f_{ca} = 180 \text{ MPa}$

③ 강재

- 종 류 : 주부재 SM490, 부부재 SM400
- 탄성계수 : $E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- 허용응력 : 주부재 $f_{sa} = 190 \text{ MPa}$, 부부재 $f_{sa} = 140 \text{ MPa}$

④ 단면특성

도로교설계기준에 따라 바닥판 및 플랜지의 유효폭을 고려하여 합성전과 합성후의 단면에 대한 단면특성을 다음 표에 나타내었다.

[표 6.1] 구조해석모델 단면특성

$B_t =$	7,155	mm
$B_b =$	3,200	mm
$B_1 =$	100	mm
$H_w =$	2,200 ~ 3,200	mm
$B_{ur} =$	180	mm
$T_{ur} =$	12	mm
$B_{lr} =$	180	mm
$T_{lr} =$	12	mm

구 분			FLG.		Web T_w (mm)	Rib		단면적 $A(\text{cm}^2)$	비틀림 강성 $I_{xx}(\text{cm}^4)$	단면2차모멘트	
			T_u (mm)	T_l (mm)		N_{ur} (ea)	N_{lr} (ea)			$I_{yy}(\text{cm}^4)$	$I_{zz}(\text{cm}^4)$
거더	A	합성 전	12	16	12	7	3	1,696	24,155,982	15,983,976	22,789,363
거더	A	합성 후	12	16	12	7	3	3,932	31,410,128	32,724,113	118,178,230
거더	B	합성 전	12	21	12	7	3	1,866	25,662,550	17,788,290	24,427,029
거더	B	합성 후	12	21	12	7	3	4,102	33,981,133	38,164,639	119,815,896
거더	C	합성 전	12	16	12	7	3	1,712	25,285,501	17,032,773	23,197,916
거더	C	합성 후	12	16	12	7	3	3,948	32,751,328	34,727,328	118,586,783
거더	D	합성 전	12	22	12	7	5	2,010	30,988,217	23,796,109	26,481,627
거더	D	합성 후	12	22	12	7	5	4,246	40,407,463	51,089,453	121,870,494
거더	E	합성 전	22	22	12	7	5	2,388	39,688,248	34,017,954	30,735,011
거더	E	합성 후	22	22	12	7	5	4,624	44,923,957	59,130,825	126,123,878
거더	F	합성 전	22	22	12	4	5	2,400	46,446,220	42,111,526	32,715,874
거더	F	합성 후	22	22	12	4	5	4,636	52,108,482	74,356,320	128,104,741
거더	G	합성 전	34	34	12	4	5	3,274	59,291,824	71,441,951	42,080,891
거더	G	합성 후	34	34	12	4	5	5,510	63,221,286	113,890,584	137,469,758
거더	H	합성 전	12	16	12	7	5	1,806	29,016,451	21,193,412	24,516,427
거더	H	합성 후	12	16	12	7	5	4,042	37,143,424	43,235,345	119,905,294
가로보		일반부	10	10	12	-	-	228	101	572,620	4,520
가로보		지점부	10	10	12	-	-	228	101	572,620	4,520
세로보			10	10	12	-	-	248	108	672,027	10,687

⑤ 유효폭 산정

응력과 변형을 계산하기 위한 유효폭은 강재플랜지의 유효폭과 바닥판의 유효폭으로 구분하여 계산하며, 도로교 설계기준에 따른다.

i. 등가지간장

[표 6.2] 등가지간장 및 적용식

구분	유효폭의 변화상태	등가지간장	적용식
연속 거더		λ_{L1} (경간중앙부) $I = 0.8 L_1$	①
		λ_{L2} (경간중앙부) $I = 0.6 L_2$	①
		λ_{S1} (중간지점) $I = 0.2(L_1 + L_2)$	②
		λ_{S2} (중간지점) $I = 0.2(L_2 + L_3)$	②

※ 변화구간은직선보간 적용.

ii. 적용식

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

여기서, λ : 플랜지의 한쪽 유효폭(mm)

b : 복부판 간격의 1/2 또는 플랜지 돌출폭(mm)

l : 등가지간장(mm)

플랜지 유효폭	바닥판 유효폭

[그림 6.4] 플랜지 및 바닥판 유효폭

iii. 등가지간장

[표 6.3] 등가지간장 산정 결과

구 분	외측경간 중앙부	중앙 지점부	내측경간 중앙부
등가지간장 (m)	43.600	24.900	56.000

iv. 플랜지 및 바닥판 유효폭 산정

응력계산을 위한 유효폭 산정결과는 다음과 같다.

[표 6.4] 플랜지 및 바닥판 실제폭 및 유효폭 산정결과

구 분	상부플랜지(m)			하부플랜지(m)			바닥판(m)		
	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$	실제폭 ①	유효폭 ②	$\lambda = \frac{②}{①}$
외측경간 중앙부	3.400	3.400	1.000	3.400	3.400	1.000	7.155	7.141	0.998
중앙 지점부	3.400	2.996	0.881	3.400	2.996	0.881	7.155	6.146	0.859
내측경간 중앙부	3.400	3.400	1.000	3.400	3.400	1.000	7.155	7.155	1.000

3) 하중조건

① 합성전 고정하중

i. 강재 자중

교량의 강재 자중은 기존 도면검토 결과와 구조해석 결과를 비교하여 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중을 포함하여 자중의 1.3781배를 적용하였다.

[표 6.5] 강재 자중 할증을 산정 결과

구 분	내 용
모델링 반력합계	6,344.160 kN
강재재료표 합계	8,742.810 kN
강재자중 할증율 (강재총중량/모델링반력합계)	$8,742.810 / 6,344.160 = 1.3781$

ii. 바닥판 하중

바닥판 하중은 강박스거더의 복부판 및 세로보를 지점으로 하는 횡방향 모델링으로 바닥판 하중에 의한 복부판의 반력을 계산한 후 이를 거더에 작용하는 하중으로 치환하여 적용하였다.

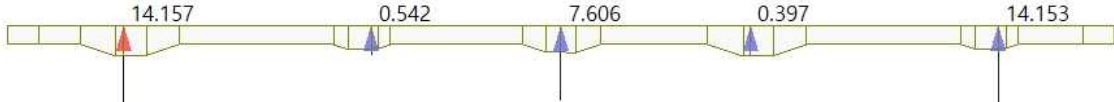
[표 6.6] 바닥판 하중 산정 결과

구 분	G1		Stringer	G2	
	L	R		L	R
복부판반력(kN)	-22.704	-18.144	-15.030	-20.783	-20.358
연직하중(kN)	-40.848		-15.030	-41.141	
비틀림하중(kN · m)	-7.296		-	-0.680	

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 방호벽, 포장 등을 고려하여 다음과 같이 적용하였다.

[표 6.7] 합성후 고정하중 산정 결과

구 분	내 용				
방호벽	$0.240131 \times 25.00 = 6.003 \text{ kN/m}$				
포 장	$0.0800 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$				
					
구 분	G1		Stringer	G2	
	L	R		L	R
복부판반력(kN)	-14.157	-0.542	-7.606	-0.397	-14.153
연직하중(kN)	-14.699		-7.606	-14.550	
비틀림하중(kN · m)	-21.784		-	22.010	

③ 활하중(DB-24, DL-24)

설계활하중은 DL-24가 지배적이며, 4차선 재하 시 최대 활하중 효과가 발생하는 하중경우에 대하여 검토하였다. 설계충격계수는 아래의 식으로 계산되어진 값을 사용하였다.

i. 재하조건 및 횡방향 재하

- 차도폭 : $W_c = 13.500\text{m}$ · 차선수 : $N = 4$
- 설계차선폭 : $W = W_c / N = 13.500 / 4 = 3.375 > 3.6\text{m} \quad \therefore W = 3.375\text{m}$
- 설계활하중 : DB-24 : $P_f = 24.0\text{ kN}, P_r = 96.0\text{ kN}$
 $DL-24 : w = 12.7\text{ kN/m}, P_m = 108.0\text{ kN}, P_s = 156.0\text{ kN}$

ii. 충격계수

- $i = \frac{15}{40 + L_1} = \frac{15}{40 + 54.50} = 0.159$ (외측경간 중앙부)
- $i = \frac{15}{40 + (L_1 + L_2)/2} = \frac{15}{40 + 62.25} = 0.147$ (중앙 지점부)
- $i = \frac{15}{40 + L_2} = \frac{15}{40 + 70.00} = 0.136$ (내측경간 중앙부)

④ 온도하중

온도하중은 합성형교에서 고려하는 일반적인 경우로서 바닥판 콘크리트와 강박스 거더의 온도차이를 $\pm 10^\circ\text{C}$ 로 고려하였다.

⑤ 재하시험 차량하중

대상교량의 내하력을 평가하기 위해 재하차량에 대한 해석을 수행하였다. 제원은 앞 장에 수록되어 있으며 각 하중경우에 해당하는 최대응답을 산정하였다.

⑥ 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 크리프에 의한 응력은 도로교 설계기준에 제시되어 있는 크리프계수 $\phi_1=2.0$ 을 사용하여 검토하였다.

⑦ 건조수축

바닥판 콘크리트의 건조수축에 의한 응력의 계산에 사용하는 최종수축률 ϵ_s 는 도로교 설계기준에 제시되어 있는 27×10^{-5} , 크리프계수 ϕ_2 는 $\phi_2 = 2\phi_1 = 4.0$ 을 사용하여 검토

하였다.

⑧ 하중조합

대상교량의 구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

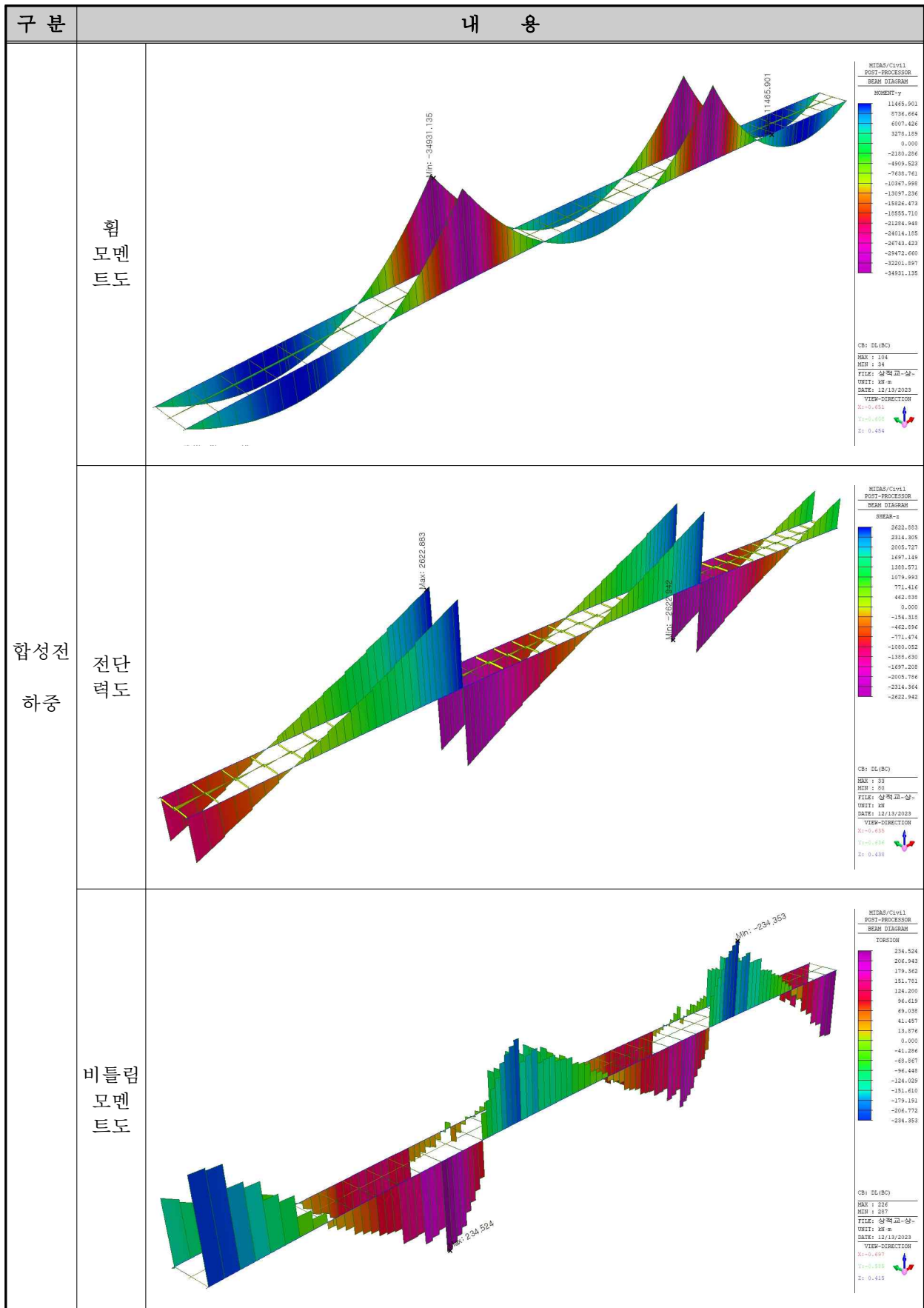
- COMB 1 : 고정하중(합성전 + 합성후) + 활하중
- COMB 2 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축
- COMB 3 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(+10℃)
- COMB 4 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(-10℃)

6.2.3 구조해석 결과

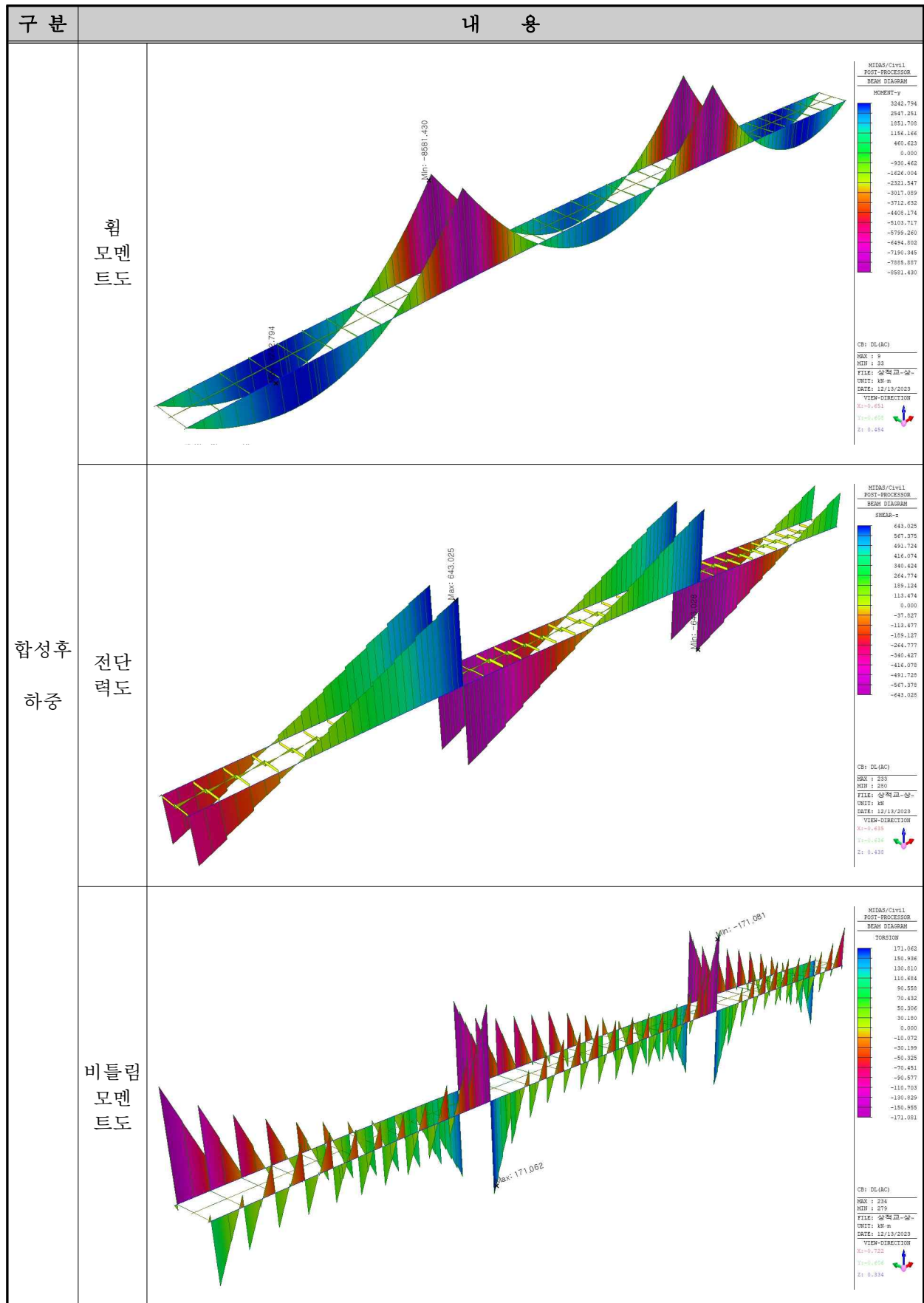
금회 구조해석은 범용 해석프로그램인 MIDAS/Civil을 이용하여 실시하였으며, 해석결과는 다음과 같다.

1) 단면력도

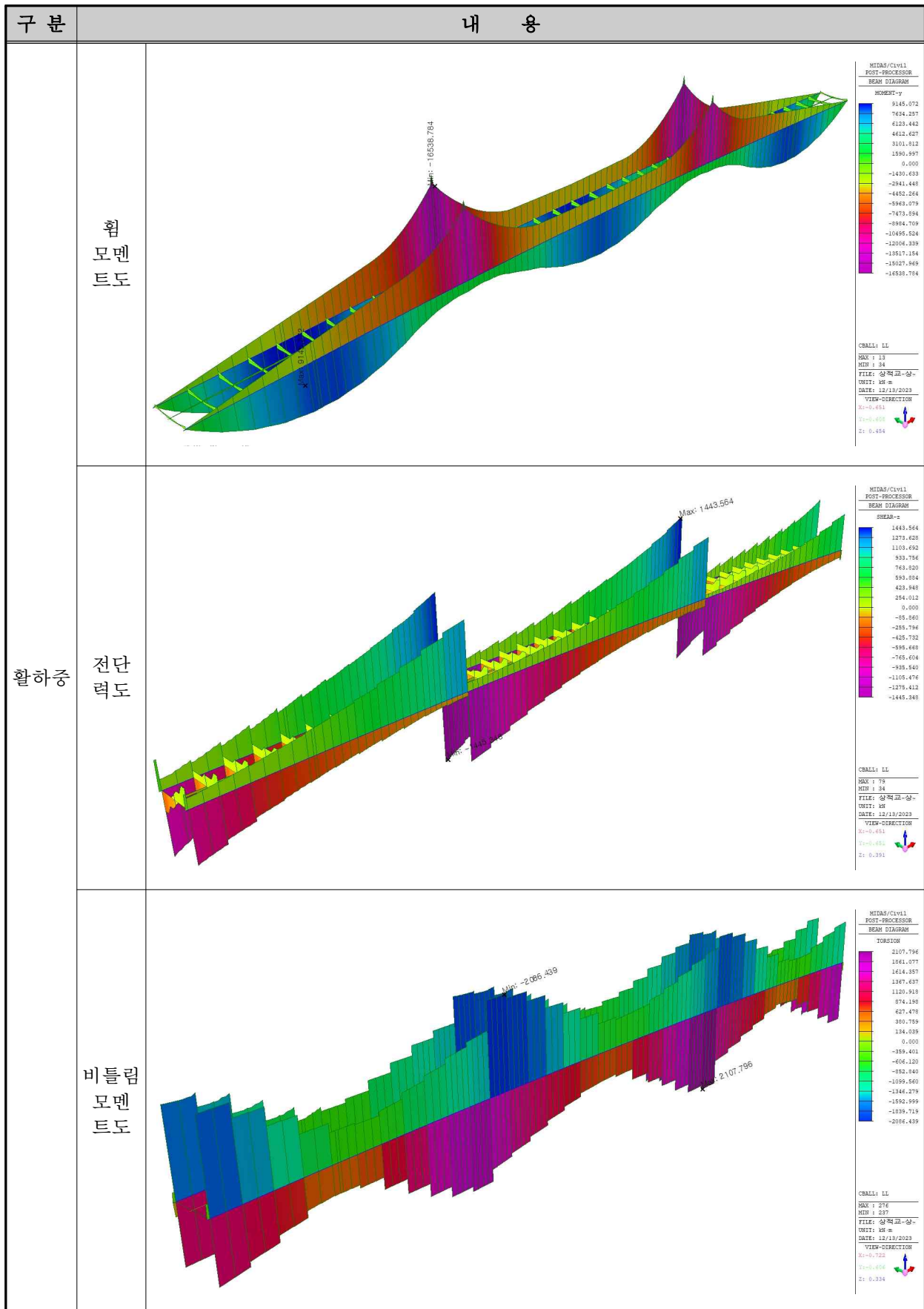
활하중은 DL하중이 더 불리한 하중으로서 4차선 재하의 경우가 강박스거더에 가장 큰 단면력을 발생시키는 것으로 검토되었으며, 각 하중별 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 부재력도 및 단면력도는 다음 그림과 같다.



[그림 6.5] 합성전 고정하중에 의한 단면력도 및 변형도

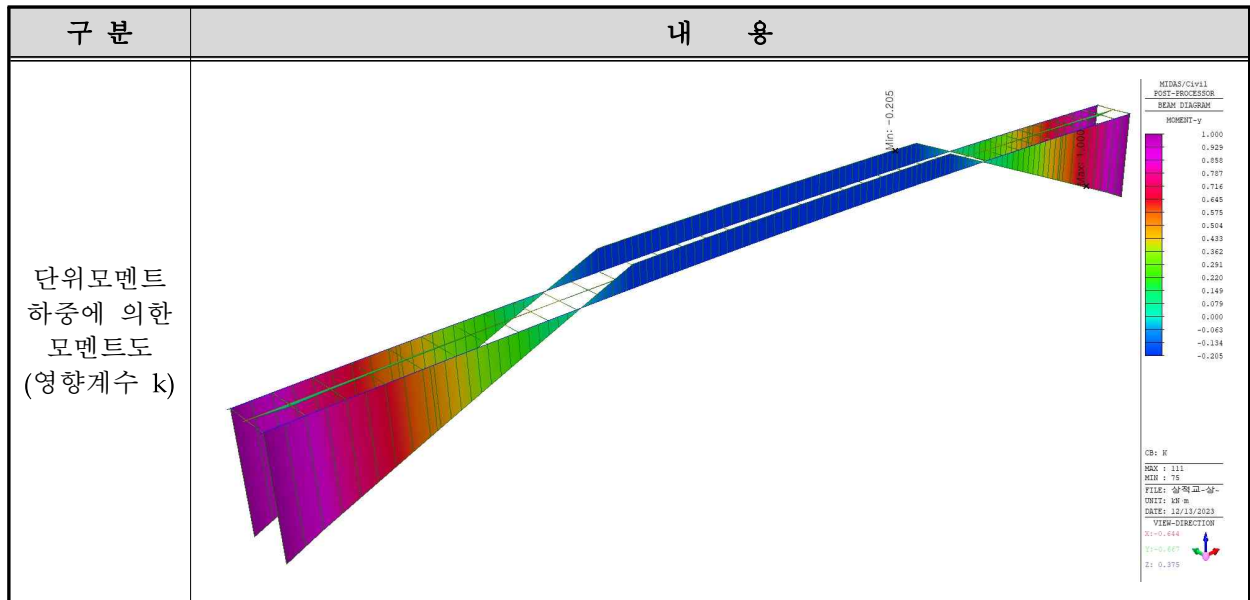


[그림 6.6] 합성후 고정하중에 의한 단면력도 및 변형도



[그림 6.7] 활하중에 의한 단면력도 및 변형도

콘크리트-강재 합성형 교량에서는 고정하중과 활하중에 의한 응력 이외에 건조수축, 크리프, 강-콘크리트의 온도차에 의한 응력이 발생한다. 더구나, 강합성형교가 2경간 이상의 연속교일 경우에는 건조수축, 크리프, 온도차에 의해 부정정력이 추가적으로 발생되며 이와 같은 하중을 2차모멘트라고 한다. 정정계의 모멘트에 영향계수 k 를 곱하여 부정정계의 휨모멘트를 구할 수 있다. 다음 그림과 같이 양단에 단위모멘트 $M = 1.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 을 작용시켜 각 절점에 작용되는 모멘트 값을 영향계수 k 값으로 취한다.



[그림 6.8] 단위모멘트에 의한 단면력도

각 검토위치에 작용하는 합성전 및 합성후 고정하중, 활하중에 의한 휨모멘트와 크리프, 건조수축 및 온도 하중의 영향을 검토하기 위한 영향계수를 다음 표에 나타내었다.

[표 6.8] 검토위치별 영향계수 k

구 분	외측경간 중앙부	중앙 지점부	내측경간 중앙부
영향계수(k)	0.540	-0.205	-0.204

2) 단면력 및 단면응력

발생단면력에 의한 단면응력은 [표 6.9], [표 6.10]에 나타난 바와 같이 계산되었으며, 크리프, 건조수축 및 온도차이에 의한 영향에 대해서는 정모멘트부와 부모멘트부에 대하여 [표 6.11], [표 6.12]와 같이 검토하였다.

[표 6.9] 거더의 단면력 및 휨응력

구 분		휨모멘트 (kN · m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN · m)	휨응력(MPa)			전단 응력 (MPa)
					바닥판 상면	강거더 상면	강거더 하면	
외측 경간 중앙부	합성전고정하중	11,322.900	136.150	46.260	-	-79.461	62.678	2.850
	합성후고정하중	3,220.250	26.410	-8.930	-0.810	-4.050	14.801	0.552
	설계 활하중	9,371.570	518.450	-828.850	-2.358	-11.785	43.074	14.670
	소 계	23,914.720	681.010	-791.520	-3.168	-95.296	120.553	18.072
중앙 지점부	합성전고정하중	-34,983.930	-2,542.040	275.880	-	89.551	-88.367	34.206
	합성후고정하중	-8,610.920	-634.010	-357.880	19.335	16.729	-20.959	9.691
	설계 활하중	-17,122.880	-1,482.530	-1,824.220	38.448	33.265	-41.678	26.621
	소 계	-60,717.730	-4,658.580	-1,906.220	57.783	139.545	-151.005	70.518
내측 경간 중앙부	합성전고정하중	8,550.550	24.570	-18.490	-	-60.005	47.332	0.573
	합성후고정하중	2,753.480	9.540	-35.230	-0.692	-3.456	12.654	0.387
	설계 활하중	9,179.820	-527.820	683.290	-2.306	-11.522	42.189	13.996
	소 계	20,483.850	-493.710	629.570	-2.998	-74.983	102.175	14.956

[표 6.10] 응력집계 (단위 : MPa)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용 응력	검토 결과
외측 경간 중앙부	바닥판상면	-	-0.810	-2.358	-3.168	-10.80	O.K
	강거더상면	-79.461	-4.050	-11.785	-95.296	-153.60	O.K
	강거더하면	62.678	14.801	43.074	120.553	190.00	O.K
	전단응력	2.850	0.552	14.670	18.072	110.00	O.K
중앙 지점부	바닥판상면	-	19.335	38.448	57.783	160.00	O.K
	강거더상면	89.551	16.729	33.265	139.545	190.00	O.K
	강거더하면	-88.367	-20.959	-41.678	-151.005	-190.00	O.K
	전단응력	34.206	9.691	26.621	70.518	110.00	O.K
내측 경간 중앙부	바닥판상면	-	-0.692	-2.306	-2.998	-10.80	O.K
	강거더상면	-60.005	-3.456	-11.522	-74.983	-153.60	O.K
	강거더하면	47.332	12.654	42.189	102.175	190.00	O.K
	전단응력	0.573	0.387	13.996	14.956	110.00	O.K

[표 6.11] 크리프 및 건조수축으로 인한 거더의 단면력 및 휨응력

구 분		축 력 (kN)	휨모멘트 (kN · m)	휨응력(MPa)		
				바닥판상면	강거더상면	강거더하면
외측경간 중양부	크 리 프	1,210.763	1,069.359	0.442	-5.370	-1.310
	건조수축	4,117.233	4,154.602	1.276	-22.455	-4.828
중앙지점부	크 리 프	-1,757.994	-2,318.272	4.156	4.300	6.380
	건조수축	3,543.553	5,083.843	-8.188	-8.503	-13.065
내측경간 중양부	크 리 프	1,035.692	914.064	0.512	-3.049	-4.359
	건조수축	4,125.305	4,160.422	1.466	-13.274	-19.939

[표 6.12] 온도하중으로 인한 거더의 단면력 및 휨응력

구 분		축 력 (kN)	휨모멘트 (kN · m)	휨응력(MPa)		
				바닥판상면	강거더상면	강거더하면
외측경간 중양부	+10℃	5,489.644	3,528.245	1.048	-15.793	-4.640
	-10℃	-5,489.644	-3,528.245	-1.048	15.793	4.640
중앙지점부	+10℃	4,724.738	5,014.492	12.871	-12.040	-16.539
	-10℃	-4,724.738	-5,014.492	-12.871	12.040	16.539
내측경간 중양부	+10℃	5,500.406	3,531.392	1.707	-12.505	-16.720
	-10℃	-5,500.406	-3,531.392	-1.707	12.505	16.720

3) 하중조합에 의한 응력집계

강박스거더의 구조안전성 검토 시 고려된 하중조합에 대한 응력검토결과는 다음 표와 같으며, 전 단면에서 허용응력 이내로 검토되었다.

[표 6.13] 하중조합에 의한 안전성 검토

구 분		휨 응 력(MPa)			허용응력(MPa)			검토 결과
		바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	
외측 경간 중양부	COMB 1	-3.168	-95.296	120.553	-10.800	153.600	190.000	O.K
	COMB 2	-1.450	-123.121	114.416	-10.800	176.640	190.000	O.K
	COMB 3	-0.402	-138.914	109.775	-12.420	199.680	218.500	O.K
	COMB 4	-2.498	-107.327	119.056	-12.420	199.680	218.500	O.K
	항복응력	-7.170	-177.520	197.971	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.511 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 17.530 \text{ MPa} < v_a = 110.0 \text{ MPa}$						O.K
중양 지점부	COMB 1	57.783	139.545	-151.005	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	53.751	135.341	-157.690	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 3	66.622	123.301	-174.229	160.000	218.500	218.500	O.K
	COMB 4	40.880	147.381	-141.150	160.000	218.500	218.500	O.K
	항복응력	120.669	221.723	-254.956	400.000	-315.000	-315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 1.074 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 68.305 \text{ MPa} < v_a = 110.0 \text{ MPa}$						O.K.
내측 경간 중양부	COMB 1	-2.998	-74.983	102.175	-10.800	153.600	190.000	O.K
	COMB 2	-1.020	-91.306	77.877	-10.800	176.640	190.000	O.K
	COMB 3	0.687	-103.811	61.157	2.174	199.680	218.500	O.K
	COMB 4	-2.727	-78.801	94.597	-12.420	199.680	218.500	O.K
	항복응력	-7.564	-136.100	185.408	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.303 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 13.035 \text{ MPa} < v_a = 110.0 \text{ MPa}$						O.K.

[표 6.14] 강재주거더의 허용응력 증가율(도로교 설계기준 표 3.9.4)

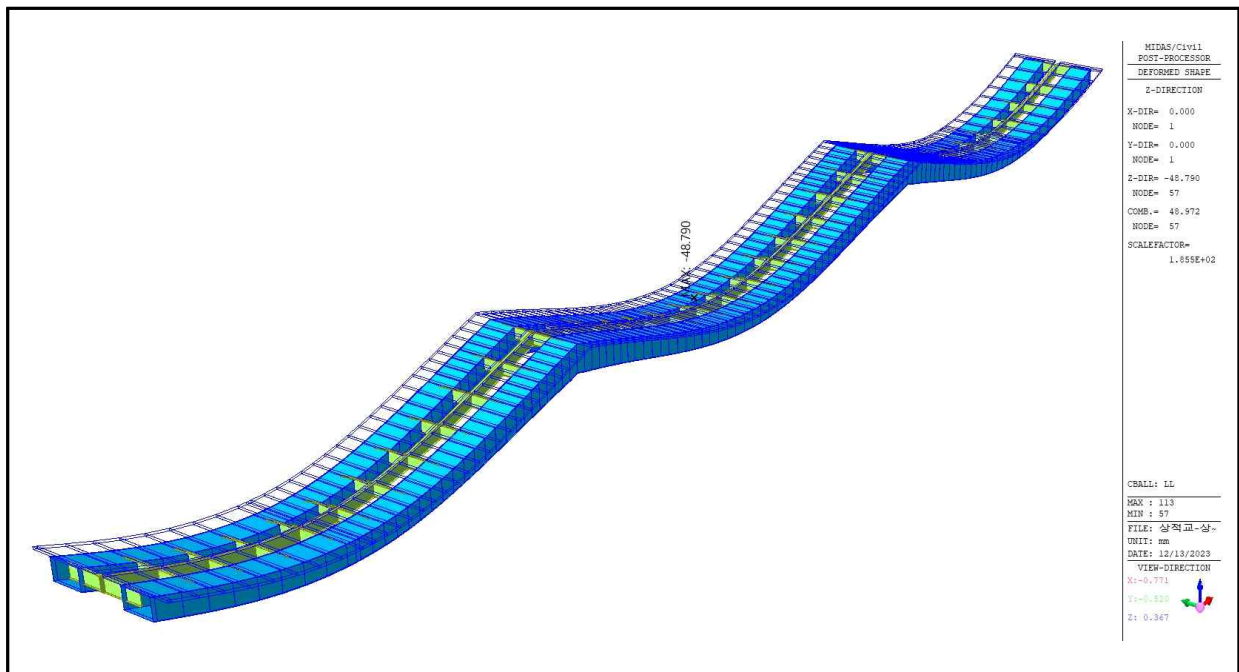
하중의 조합			증가율(%)	
			정모멘트부	부모멘트부
1	크리프의 영향과 건조수축의 영향을 제외한 주하중		0	0
2	주하중	압축연	15	0
		인장연	0	0
3	주하중+바닥판 콘크리트와 강재주거더와의 온도차	압축연	30	15
		인장연	15	15
4	가설시 하중	압축연	25	25
		인장연	25	25

4) 거더의 처짐검토

충격하중을 포함한 활하중에 의한 강교 주거더의 처짐검토 결과, 해석처짐값은 다음 표의 도로교 설계기준에 의한 허용처짐 이내로 검토되었다.

[표 6.15] 처짐 값 검토결과

구 분	해석처짐 (mm)	허용처짐 (mm)	비 고
활하중(1 + i)	48.790	140.00 ($\frac{L}{500}$)	O.K

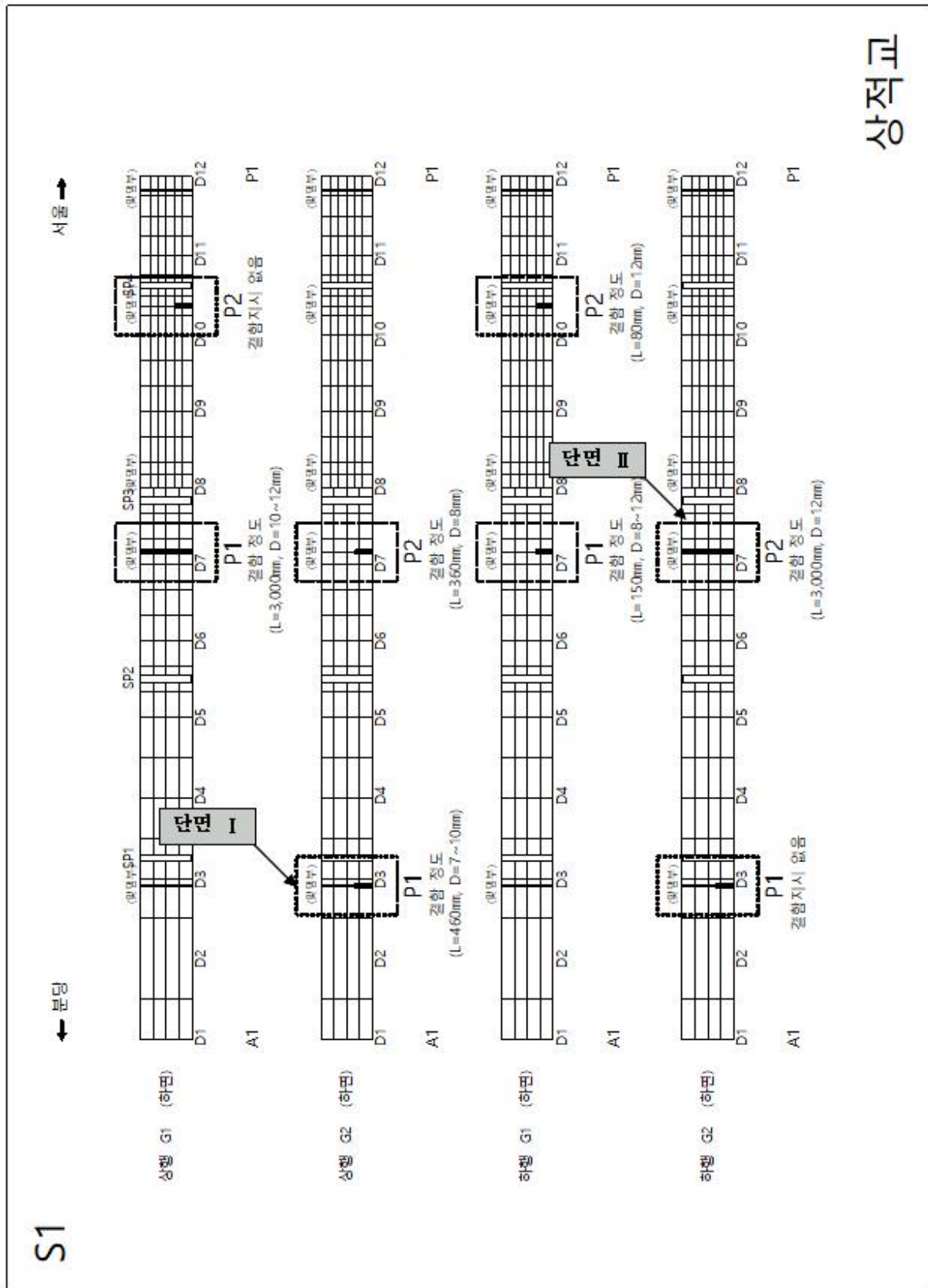


[그림 6.9] 활하중에 의한 처짐도

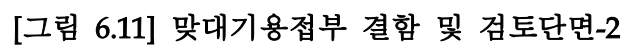
6.2.4 맞대기 용접부 안전성 검토

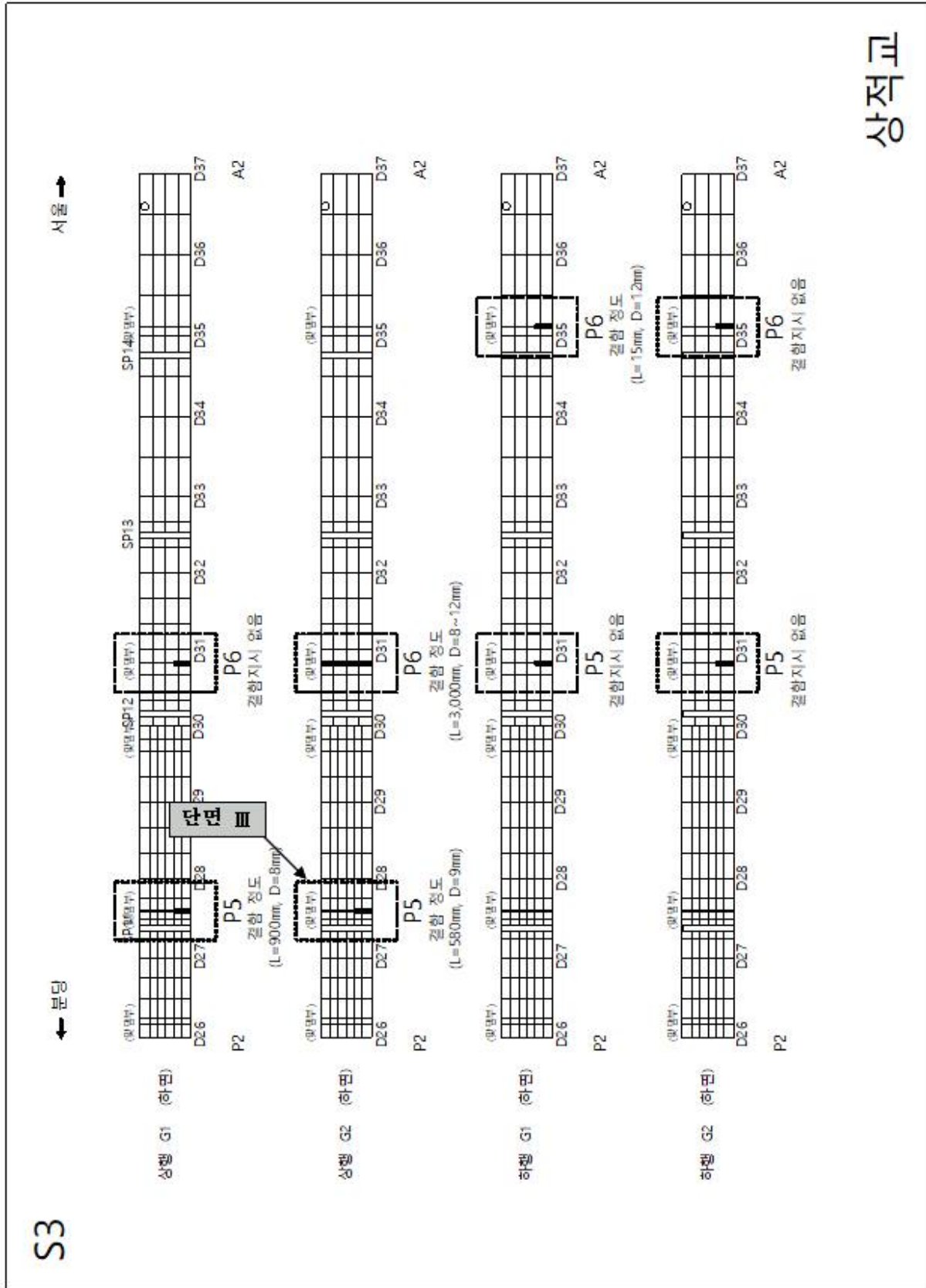
하부플랜지 맞대기 용접부 24개소에 대한 초음파탐상시험(UT) 결과, 13개소에서 용접 결함이 검출되었고 대체로 조사길이 전체에 연속적으로 분포하여 단면감소량은 7~12 mm 정도로 탐사되었다. 금회 검출된 결함의 종류는 시공초기 결함인 용입부족(Incomplete Penetration), 융합불량(Lack of Fusion), 슬래그 혼입(Slag inclusion), 기공(Blow hole, Porosity) 등으로 판단되며, 맞대기 용접부 결함은 단면감소를 고려한 피로응력 검토가 필요한 상황이다.

[그림 6.10]의 맞대기용접부에서 발생한 결함을 나타내었고, 주요한 결함에 대하여 안전성 검토를 수행하였다.



[그림 6.10] 맞대기용접부 결함 및 검토탄면-1





[그림 6.12] 맞대기용접부 결함 및 검토단면-3

1) 맞대기용접부 단면결손을 고려한 정적응력 검토

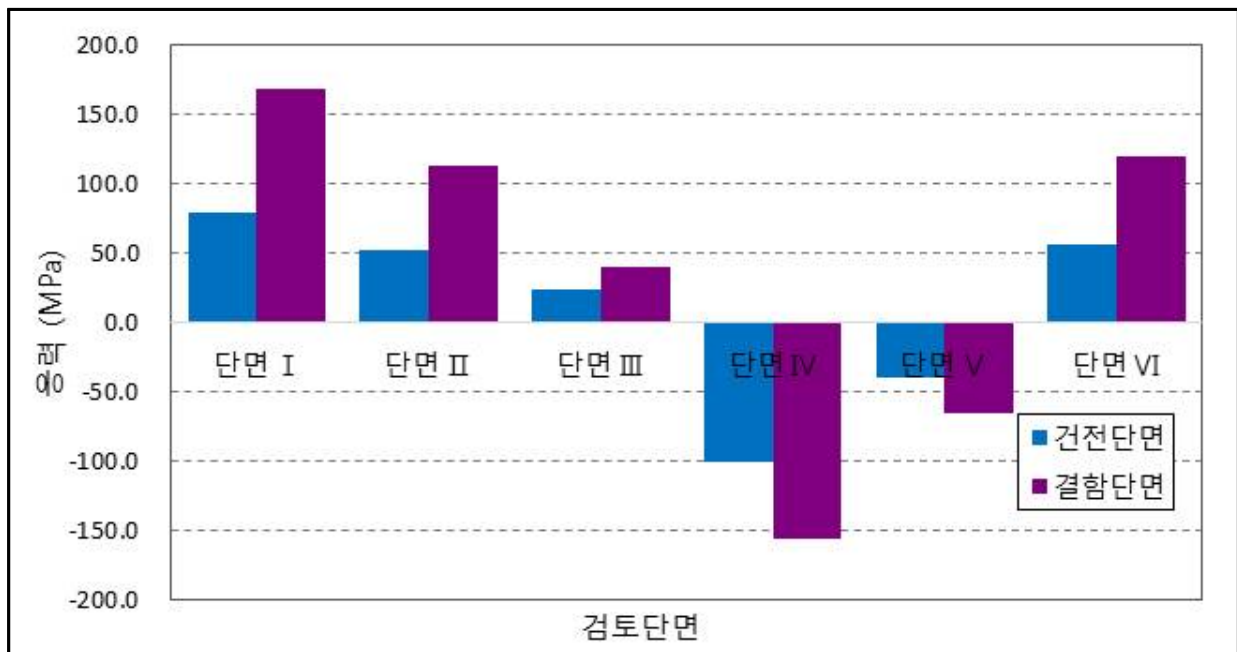
강재 비파괴 조사 결과를 토대로 맞대기 용접 결함의 단면손실을 고려한 정적응력 검토를 수행하였으며, 단면감소분은 강재 비파괴시험 결과 중 큰 값을 적용하였다.

정적응력 검토는 결함부 하부플랜지 두께의 감소에 비례하여 응력이 증가하는 것으로 검토하였다.

응력검토 결과는 [표 6.16]와 같으며, 결함부의 응력수준은 허용응력 이내로 안전성으로 확보하고 있는 것으로 나타났다

[표 6.16] 맞대기용접부 단면손실을 고려한 응력검토

검토단면		결함크기 (mm)	응력 (MPa)			합응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	검토 결과
			고정하중	2차고정	활하중			
건전 단면	단면 I	0	43.874	10.187	25.105	79.17	190	O.K
	단면 II	0	21.125	5.452	24.815	51.39	190	O.K
	단면 III	0	2.884	1.453	19.585	23.92	190	O.K
	단면 IV	0	-60.372	-12.674	-28.251	-101.30	190	O.K
	단면 V	0	-19.721	-2.842	-17.742	-40.31	190	O.K
	단면 VI	0	23.979	6.794	25.262	56.04	190	O.K
결함 단면	단면 I	7~10	93.580	21.730	53.550	168.86	190	O.K
	단면 II	12	46.480	11.990	54.590	113.06	190	O.K
	단면 III	9	4.880	2.460	33.140	40.48	190	O.K
	단면 IV	12	-93.270	-19.580	-43.650	-156.50	190	O.K
	단면 V	7~10	-32.150	-4.630	-28.920	-65.70	190	O.K
	단면 VI	7~10	51.150	14.490	53.880	119.52	190	O.K



[그림 6.13] 맞대기용접부 결함 및 건전부의 응력비교

2) 맞대기용접부 결함을 고려한 피로안전성 검토

본 교량의 비파괴조사 결과, 거더 하부플랜지 맞대기용접부에 용입부족 등의 용접결함이 [그림 6.10]~[그림 6.12]와 같이 발생되어 결함이 발생한 맞대기용접부의 피로응력에 대한 검토를 수행하였다. 구조검토는 도로교 설계기준(2010)의 허용피로응력 기준에 준하여 수행하였고, 부가적으로 비파괴시험 결과 추정된 결함에 대하여는 『강교의 피로평가 및 용접결함 허용기준 수립에 관한 연구, 시설안전기술공단, 1999,12』 결과를 참고하여 결함에 따른 응력범주를 낮추어 평가하였다.

국내 도로교설계기준의 허용피로응력에서 설계는 200만회를 기준으로 피로설계를 하도록 되어있으므로 피로상세 범주별 기본허용응력 범위는 도로교설계기준에 따라 [표 6.17]을 사용하였다.

[표 6.17] 200만회에 대한 기본 허용피로응력범위

피로상세 범주	단재하 경로구조	다재하 경로구조
A	168	168
B	112	126
B'	770	101
C	70	91
D	56	70
E	42	56
E'	28	40

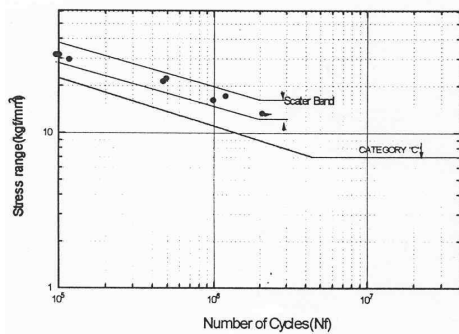
[표 6.18]은 거더 하부플랜지 맞대기용접부에 용입부족이 발생한 개소 중 크게 발생한 개소의 위치별 단면손실율을 나타내었고, 손실율에 따라 응력범주를 결정하여 평가하였다.

[표 6.18] 맞대기용접부 단면손실율

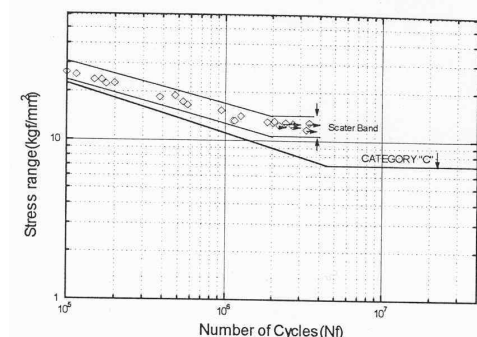
구 분	결함크기 (mm)	모재두께 (mm)	단면결손율 (%)	피로상세범주
단면 I	7~10	16	53.1	E'
단면 II	12	22	54.5	E'
단면 III	9	22	40.9	E'
단면 IV	12	34	35.3	E
단면 V	7~10	22	38.6	E
단면 VI	7~10	16	53.1	E'

도로교설계기준에 의한 맞대기용접부의 허용피로응력 상세범주는 결함이 없는 경우 C로 분류할 수 있으나 용접부에 결함이 존재하는 경우는 상세범주가 다르게 분류되어야 한다.

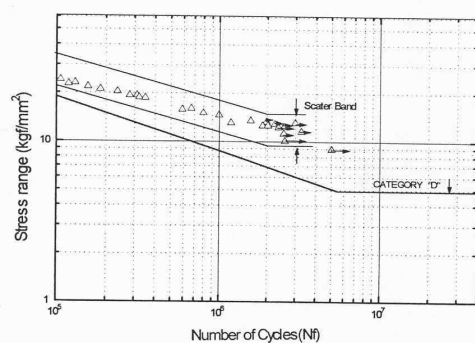
용입부족이 있는 맞대기 용접부는 도로교설계기준에 해당 범주가 설정되어 있지 않으므로, 『맞대기 용접부 불완전용입 결함의 피로강도에 대한 연구, 시설안전기술공단, 1997.12』와 『강교의 피로평가 및 용접결함 허용기준 수립에 관한 연구, 시설안전기술공단, 1999.12』에서는 실험에 의한 피로강도 곡선의 저하를 [그림 6.14]와 같이 제시하고 있다. 완전용입된 맞대기용접부의 피로응력범주는 C, 13% 불완전용입시는 D, 25%와 34% 불완전용입시는 E, 40.6% 불완전용입시는 E'로 제시하였다. 따라서 맞대기용접부 용입불량률이 0~10%는 C, 10~25%는 D, 25~40%는 E, 40%이상은 E' 범주로 구분하여 검토하기로 한다.



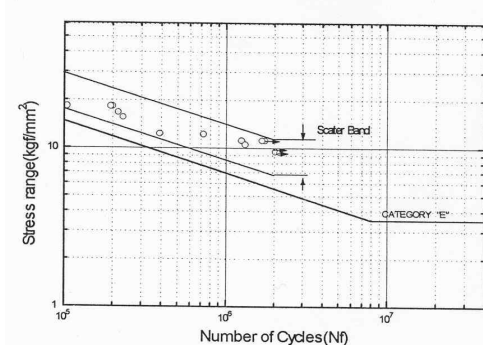
a) 완전용입 응력범주 비교



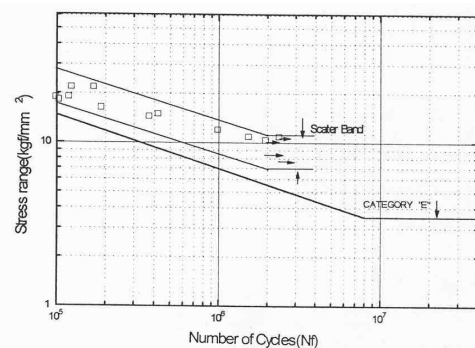
b) 6.6% 불완전용입 응력범주 비교



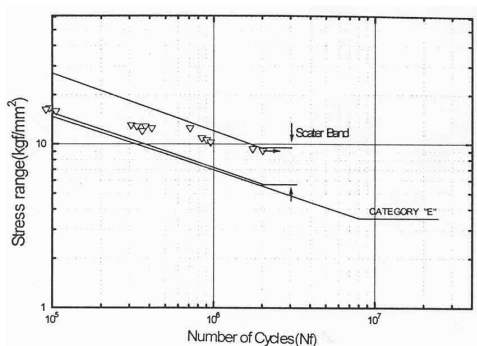
c) 13% 불완전용입 응력범주 비교



d) 25% 불완전용입 응력범주 비교



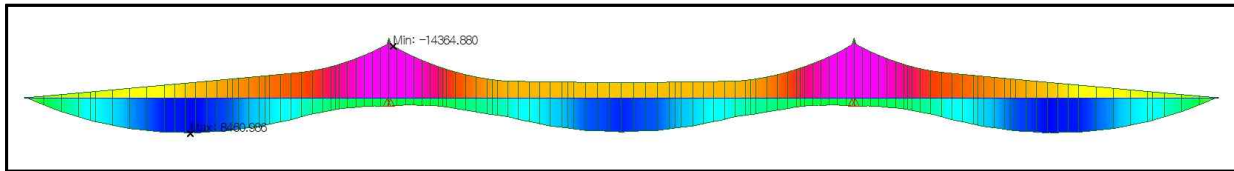
e) 34% 불완전용입 응력범주 비교



f) 40.6% 불완전용입 응력범주 비교

[그림 6.14] 맞대기용접부 용입부족에 따른 응력범주

[그림 6.15]는 설계활하중(DL-24)에 대한 모멘트 포락선도를 나타내었고, [표 6.19]은 맞대기이음부 중 결함이 존재하는 곳의 설계활하중에 대한 변동응력을 나타내었다.



[그림 6.15] 설계활하중(DL-24)에 의한 포락선도

[표 6.19] 맞대기용접부 변동응력

검토단면	모멘트 (kN·m)		응력 (MPa)		변동응력 (MPa)	허용피로응력 (MPa)
	M_{max}	M_{min}	f_{max}	f_{min}		
단면 I	5,462.658	-1,276.965	25.105	-5.869	30.974	40
단면 II	4,632.645	-1,955.268	24.815	-10.473	35.288	40
단면 III	5,007.443	-3,818.136	19.585	-14.933	34.518	40
단면 IV	3,205.880	-8,598.090	10.534	-28.251	38.785	56
단면 V	4,663.120	-4,618.580	17.408	-17.242	34.650	56
단면 VI	5,586.210	-2,685.907	25.262	-12.246	37.508	40

3) 검토 결과

제시된 피로응력범주(S-N선도)를 이용하여 용접부를 평가였고, 하부플랜지 맞대기이음부 중 용입부족(단면결손율 54.5%)이 조사된 맞대기용접부는 피로상세범주 『E』 범주로 하향 조정하여 평가하면, 설계하중 작용시 최대발생응력이 38.785 MPa로 허용응력범위가 $f_{sr} = 56 \text{ MPa}$ 이기 때문에 용입부족을 고려하더라도 피로안전성은 확보하고 있는 것으로 평가된다.

6.2.5 바닥판 안전성 평가

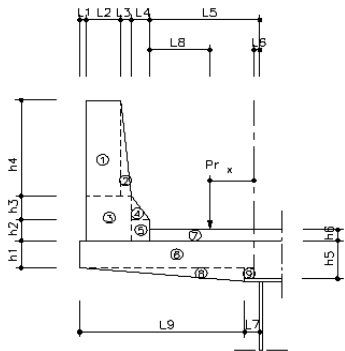
바닥판은 강도설계법을 이용하여 안정성을 평가하였으며, 바닥판 철근배근은 준공도면의 값을 적용하여 평가하였다.

1) 캔틸레버부

① 바닥판 최소두께

- $h_{min} = (30L+130) = (30 \times 3.000) + 130 = 220 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{min} = 220 \text{ mm} \leq h_{use} = 250 \text{ mm} \therefore$ 최소두께 만족

② 고정하중 모멘트

	• $h1 = 0.200$ m • $h2 = 0.215$ m • $h3 = 0.250$ m • $h4 = 0.485$ m • $h5 = 0.315$ m • $h6 = 0.080$ m				• $L1 = 0.085$ m • $L2 = 0.100$ m • $L3 = 0.060$ m • $L4 = 0.160$ m • $L5 = 1.095$ m • $L6 = 0.050$ m • $L7 = 0.100$ m • $L8 = 0.300$ m • $L9 = 1.400$ m				
구분	작용하중						거리(m)	모멘트(kN·m)	
①	=	0.485	×	0.100	×	25.00	= 1.213	1.315	1.595
②	=	0.485	×	0.060/2	×	25.00	= 0.364	1.245	0.453
③	=	0.465	×	0.160	×	25.00	= 1.860	1.285	2.390
④	=	0.250	×	0.160/2	×	25.00	= 0.500	1.152	0.576
⑤	=	0.215	×	0.160	×	25.00	= 0.860	1.125	0.968
⑥	=	0.200	×	1.450	×	25.00	= 7.250	0.725	5.256
⑦	=	0.080	×	1.045	×	23.00	= 1.923	0.523	1.006
⑧	=	0.115	×	1.400/2	×	25.00	= 2.013	0.517	1.041
⑨	=	0.115	×	0.050	×	25.00	= 0.144	0.025	0.004
M_d	=								13.289

③ 활하중 모멘트

- 대상교량의 바닥판 지간 : $X = 0.745$ m
- 이론 충격계수 : $i = 15/(40+X) = 15/(40+0.745) = 0.368 > 0.30 \therefore i = 0.30$ 적용
- 후륜하중 : $P_r = 96.0 \times (1+0.30) = 124.8$ kN
- 윤하중 분포폭 : $E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.745 + 1.14 = 1.736$ m
- 활하중 모멘트 : $M_{l+i} = P_r / E \cdot X = 124.8 / 1.736 \times 0.745 = 53.558$ kN·m

④ 차량 충돌하중

i. 충돌하중-1 (수평충돌력 H가 교면 위 1m 높이에 작용)

- 충돌하중 : $H_1 = (80/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833$ kN/m
- 충돌높이 : $h_1 = 1.000 + 0.080 = 1.080$ m
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co1} = 15.833 \times 1.080 = 17.100$ kN·m

ii. 충돌하중-2 (수평충돌력 H가 상단부에 작용)

- 충돌하중 : $H_2 = 20.0$ kN/m (직선구간 : 10.0 kN/m, 곡선구간 : 20.0 kN/m)

- 충돌높이 : $h_2 = 0.950 \text{ m}$
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co2} = 20.000 \times 0.950 = 19.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

iii. 적용 충돌하중

- $M_{co} = \text{Max} [M_{co1}, M_{co2}] = 19.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑤ 원심하중 (교면상 1.8m 높이에 작용하는 것으로 한다)

- 원심하중(활하중에 대한 백분율) : $CF = 0.79 V^2 / R = 0.79 \times 80^2 / 1,507 = 3.355\%$
- 원심하중 : $P_{CF} = (P_r / E) CF = (96.0 / 1.736) \times 3.355 / 100 = 1.855 \text{ kN/m}$
- 원심하중 모멘트 : $M_{CF} = 1.855 \times 1.880 = 3.488 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑥ 풍하중

- 풍하중 : $P_w = 3.00 \times 0.950 = 2.850 \text{ kN/m}$
- 풍하중 모멘트 : $M_w = 2.850 \times (0.950 / 2) = 1.354 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑦ 극한모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{l+i} + 1.3 M_{CF} = 136.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{u2} = 1.3 M_d + 1.3 M_{l+i} + 1.3 M_{CF} + 1.3 M_{co} = 116.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{u3} = 1.3 M_d + 1.3 M_{l+i} + 1.3 M_{CF} + 0.65 M_w = 92.316 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{u4} = 1.2 M_d + 1.2 M_w + 1.2 M_{co} = 40.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $M_{u5} = 1.3 M_d + 1.3 M_w = 19.036 \text{ kN} \cdot \text{m}$
- $\therefore M_u = \text{Max} [M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}, M_{u5}] = 136.960 \text{ kN} \cdot \text{m}$

⑧ 휨강도(M_u) 검토

- 사용철근량 : $A_s = 1,588.8 \text{ mm}^2$ (H16 C.T.C. 250 + H16 C.T.C 250)
- 유효깊이 : $d = 275.0 \text{ mm}$
- 등가깊이 : $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm}$
- 설계모멘트 : $\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(275.0 - \frac{27.692}{2} \right)$
 $= 141.073 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 136.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$

2) 연속판부

① 바닥판 최소두께

- $h_{\min} = (30L+130) = (30 \times 3.100) + 130 = 223 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{\min} = 223 \text{ mm} \leq h_{use} = 250 \text{ mm} \quad \therefore$ 최소두께 만족

② 고정하중 모멘트

- 바닥판 슬래브 : $0.250 \times 25.00 = 6.250 \text{ kN/m}^2$
- 포 장 : $0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2$
- 고정하중 계 : $W_d = 8.090 \text{ kN/m}^2$
- 고정하중 모멘트 : $M_d = \frac{8.090 \times 3.100^2}{10} = 7.774 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

③ 활하중 모멘트

- DB-24 : $(L+0.6)P_{24}/9.6$
- 대상교량의 바닥판 지간 : $L=3.100\text{m}$
- 이론 충격계수 : $i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+3.100} = 0.348 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300$
- 후륜하중 : $P_r = 96 \times (1+0.3) = 124.8 \text{ kN}$
- 활하중모멘트 : $M_{l+i} = \frac{L+0.6}{9.6} \times P_r \times 0.8$

$$= \frac{3.100 + 0.6}{9.6} \times 124.8 \times 0.8 = 38.480 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(바닥판인 3개 이상의 지점을 가지므로 계산값의 80%를 취한다.)

④ 원심하중 : 교면상 1.8m 높이에 작용

- $E = 2.4L / (L+0.6) = 2.4 \times 3.100 / (3.100 + 0.6) = 2.011 \text{ m}$
- 활하중의 백분율 $CF = 0.79 \cdot V^2 / R = 0.79 \times 80^2 / 1,507.0 = 3.355(\%)$
- 원심하중 : $P_{cf} = P_r / E \times CF = 96.0 / 2.011 \times 3.355 / 100 = 1.602 \text{ kN/m}$
- 원심하중 모멘트 : $M_{cf} = 1.602 \times 1.880 = 3.011 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑤ 극한모멘트

- $M_{u1} = 1.3 M_d + 2.15 M_{l+i} + 1.3 M_{cf} = 96.753 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑥ 휨강도(M_u) 검토

- 사용철근량 : $A_s = 1,588.8 \text{ mm}^2$ (H16 C.T.C. 250 + H16 C.T.C 250)
- 유효깊이 : $d = 210.0 \text{ mm}$
- 등가깊이 : $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm}$
- 설계모멘트 : $\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right)$
 $= 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 96.753 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$

3) 검토 결과

바닥판에 대한 단면검토결과는 다음 표와 같다.

[표 6.20] 바닥판의 휨강도 검토결과 (단위: kN · m)

구분	작용 강도 (M_u)	설계강도 (ϕM_n)	안전율 (SF)	안전성
캔틸레버부	136.960	141.311	1.030	O.K
연속판부	96.753	105.961	1.095	O.K
· 캔틸레버부 : $80X+230 = 80 \times 0.745 + 230 = 290\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $290\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $315\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$ · 연속판부 : $30L+130 = 30 \times 2.305 + 130 = 199\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $220\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $250\text{mm} \quad \therefore \text{O.K}$				

6.2.6 고 찰

설계하중에 의한 거더의 응력 검토 결과, 작용응력은 허용응력 이내로 검토되어 거더의 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

바닥판은 강도설계법으로 검토한 결과, 바닥판 최소두께의 규정을 만족하고 있으며 바닥판의 작용강도는 설계강도 이내로 검토되어 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다.

6.3 내하력 평가

6.3.1 개요

내하력평가지 강박스거더교의 거더에 대해서는 허용응력설계법으로 내하력을 평가하며, 콘크리트 바닥판은 강도설계법에 의하여 내하력을 평가한다.

1) 허용응력설계법

허용응력설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시에 하중조합으로는 $D+L(1+i)$ 을 사용하므로 하중계수는 각각 1.0이 되며, 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재 종류에 따라 결정한다.

고정하중과 활하중에 의한 응력은 도로교 설계기준에 의거하여 계산하였으며, 본 교량에서의 적용 활하중은 DB-24 및 DL-24이다.

허용응력법에 의한 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

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

여기서, f_a = 실측 허용응력

f_d = 실측 고정하중에 의한 응력

f_l = 설계 활하중에 의한 응력

i = 건설기준코드(구 도로교 설계기준)에서 제시하는 설계 충격계수

이 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음과 같다.

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

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

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

$i_{\text{계산}}$ = 건설기준코드(구 도로교 설계기준)에서 제시하는 충격계수

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

2) 강도설계법

강도설계법에 의한 교량부재의 내하율 산정 시에 하중조합으로는 $1.3D + 2.15L(1+i)$ 을 사용하므로 고정하중과 활하중의 하중계수는 각각 1.30, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교 설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수를 적용하여 계산한다.

교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정되어야 한다. 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 건설기준코드(구 도로교 설계기준)의 설계 활하중(DB 또는 DL하중)을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

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

여기서, ϕM_n = 극한 저항모멘트(강구조물 $\phi=1$, RC·PC구조물 $\phi=0.85$)

M_d = 실측 고정하중모멘트

M_l = 설계 활하중에 의한 모멘트

γ_l = 활하중 계수 = 2.15

γ_d = 고정하중 계수 = 1.30

i = 건설기준코드(구 도로교 설계기준)에서 제시한 설계 충격계수

이 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

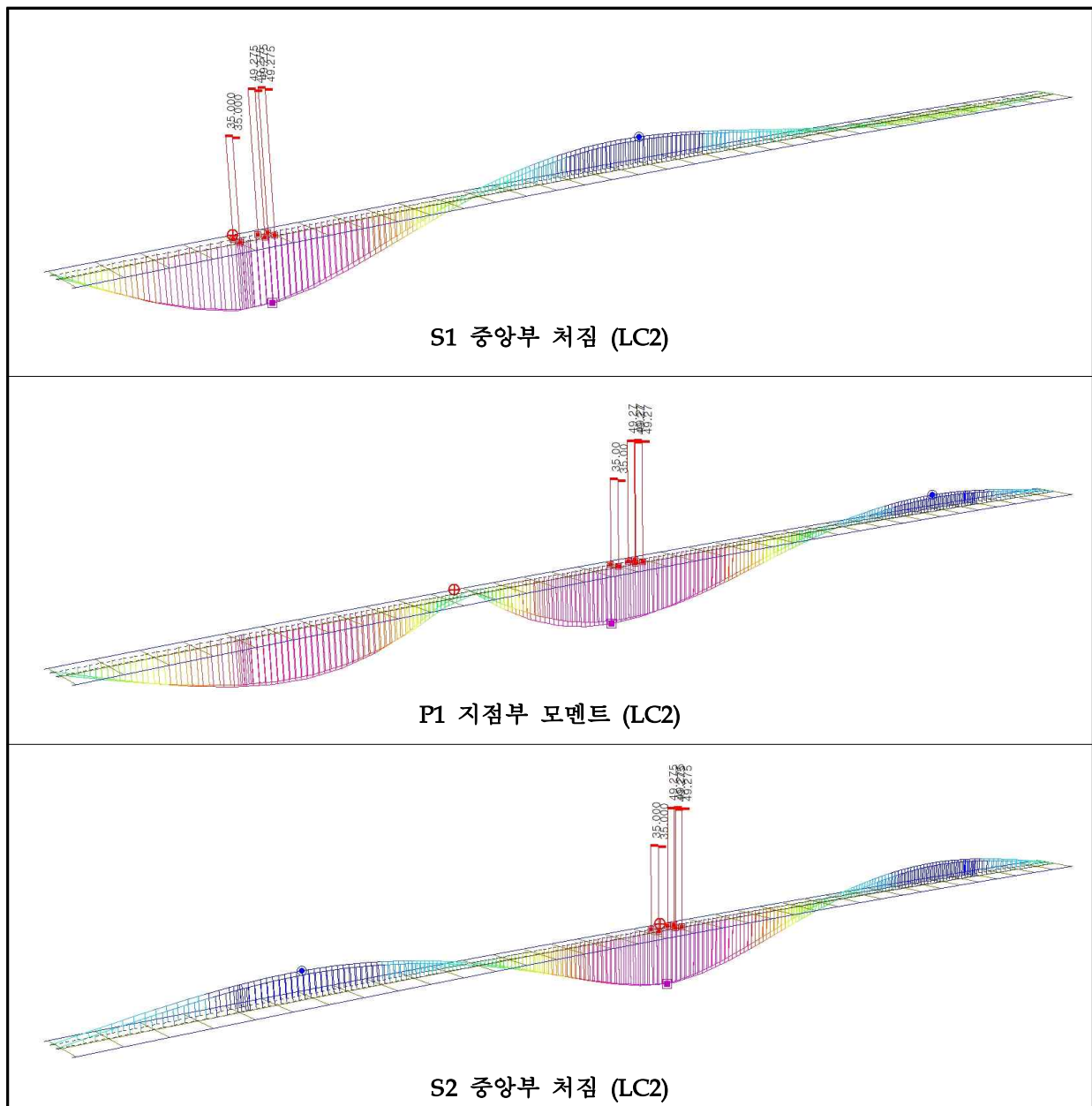
$$\text{여기서, } K_s = \text{응력보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \quad \text{또는} \quad K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

P_r = 설계 활하중

6.3.2 응답비

1) 재하시험에 대한 구조해석

해석모델링은 공용중인 교량의 거동특성에 관한 것이므로 합성후에 대한 모델링을 사용하였고, 해석된 고유진동수와 실측된 가속도의 FFT 분석을 실시하여 얻은 고유진동수와 비교하여 볼 때 앞장에서 언급한 것처럼 해석모델이 구조물의 동적특성을 적절히 반영된 것으로 판단된다. 재하시험이 의사정적으로 수행되어 이동하중해석을 통해 계측기 부착위치에 대한 영향선 해석으로 최대하중 재하위치를 산정하여 적용하였다. 다음 그림은 시험차량에 의한 영향선도를 나타낸 것이다.



[그림 6.16] 시험차량에 의한 위치별 영향선도

2) 응답비 산정

일반적인 응답비 산정은 변형률 및 처짐에 대한 해석치/실측치로 구하며 이 결과를 상호 비교하여 구조물의 전체적인 거동을 대표할 수 있도록 도출한다. 본 교량은 3경간 연속에 대하여 재하시험을 실시하였으므로 거동을 파악하기 위하여 정모멘트부(S1 4L/10 지점, S2 중앙부)와 부모멘트부(P1)에 대하여 응답비를 산정하였다.

[표 6.21] 처짐에 대한 응답비 (S1 4L/10)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측(mm)	해석(mm)	응답비
LC 1	G1	DT1	-3.165	-4.988	1.576
	G2	DT2	-1.780	-3.401	1.911
LC 2	G1	DT1	-2.767	-4.422	1.598
	G2	DT2	-2.102	-3.875	1.843
LC 3	G1	DT1	-5.906	-9.410	1.593
	G2	DT2	-3.798	-7.277	1.916
LC 4	G1	DT1	-1.811	-3.390	1.872
	G2	DT2	-2.973	-4.849	1.631
LC 5	G1	DT1	-2.283	-3.914	1.714
	G2	DT2	-2.553	-4.337	1.699
LC 6	G1	DT1	-3.974	-7.304	1.838
	G2	DT2	-5.628	-9.186	1.632

주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

[표 6.22] 처짐에 대한 응답비 (S2 L/2)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측(mm)	해석(mm)	응답비
LC 1	G1	DT3	-3.993	-6.417	1.607
	G2	DT4	-2.531	-4.493	1.775
LC 2	G1	DT3	-3.534	-5.736	1.623
	G2	DT4	-2.912	-5.066	1.740
LC 3	G1	DT3	-7.575	-12.154	1.604
	G2	DT4	-5.532	-9.558	1.728
LC 4	G1	DT3	-2.570	-4.478	1.742
	G2	DT4	-3.829	-6.244	1.631
LC 5	G1	DT3	-2.996	-5.114	1.707
	G2	DT4	-3.418	-5.630	1.647
LC 6	G1	DT3	-5.537	-9.592	1.732
	G2	DT4	-7.342	-11.874	1.617

주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

[표 6.23] 변형률에 대한 응답비 (S1 4L/10)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	S2	31.33	32.56	38.60	1.186
		S3	33.79			
	G2	S5	13.84	14.09	21.56	1.530
		S6	14.33			
LC 2	G1	S2	25.09	27.88	31.38	1.126
		S3	30.66			
	G2	S5	19.12	18.65	25.94	1.391
		S6	18.17			
LC 3	G1	S2	58.83	60.88	69.97	1.149
		S3	62.93			
	G2	S5	32.32	32.07	47.51	1.481
		S6	31.82			
LC 4	G1	S2	15.79	14.81	21.62	1.460
		S3	13.82			
	G2	S5	33.64	31.84	38.28	1.202
		S6	30.03			
LC 5	G1	S2	20.43	20.08	26.10	1.300
		S3	19.73			
	G2	S5	30.18	26.69	31.15	1.167
		S6	23.20			
LC 6	G1	S2	35.04	33.50	47.71	1.424
		S3	31.95			
	G2	S5	64.83	59.01	69.44	1.177
		S6	53.18			

주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

[표 6.24] 변형률에 대한 응답비 (P1)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	S8	-12.53	-13.13	-15.01	1.143
		S9	-13.72			
	G2	S11	-5.39	-5.35	-8.29	1.550
		S12	-5.30			
LC 2	G1	S8	-10.82	-10.95	-12.49	1.141
		S9	-11.07			
	G2	S11	-7.01	-7.47	-10.41	1.394
		S12	-7.92			
LC 3	G1	S8	-23.54	-23.97	-27.51	1.148
		S9	-24.40			
	G2	S11	-12.57	-12.63	-18.70	1.481
		S12	-12.68			
LC 4	G1	S8	-5.66	-6.09	-8.12	1.333
		S9	-6.51			
	G2	S11	-15.71	-14.15	-14.81	1.047
		S12	-12.58			
LC 5	G1	S8	-8.34	-8.49	-10.37	1.221
		S9	-8.64			
	G2	S11	-11.23	-10.85	-12.42	1.145
		S12	-10.47			
LC 6	G1	S8	-13.09	-13.39	-18.48	1.380
		S9	-13.69			
	G2	S11	-27.33	-25.14	-27.23	1.083
		S12	-22.95			

주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

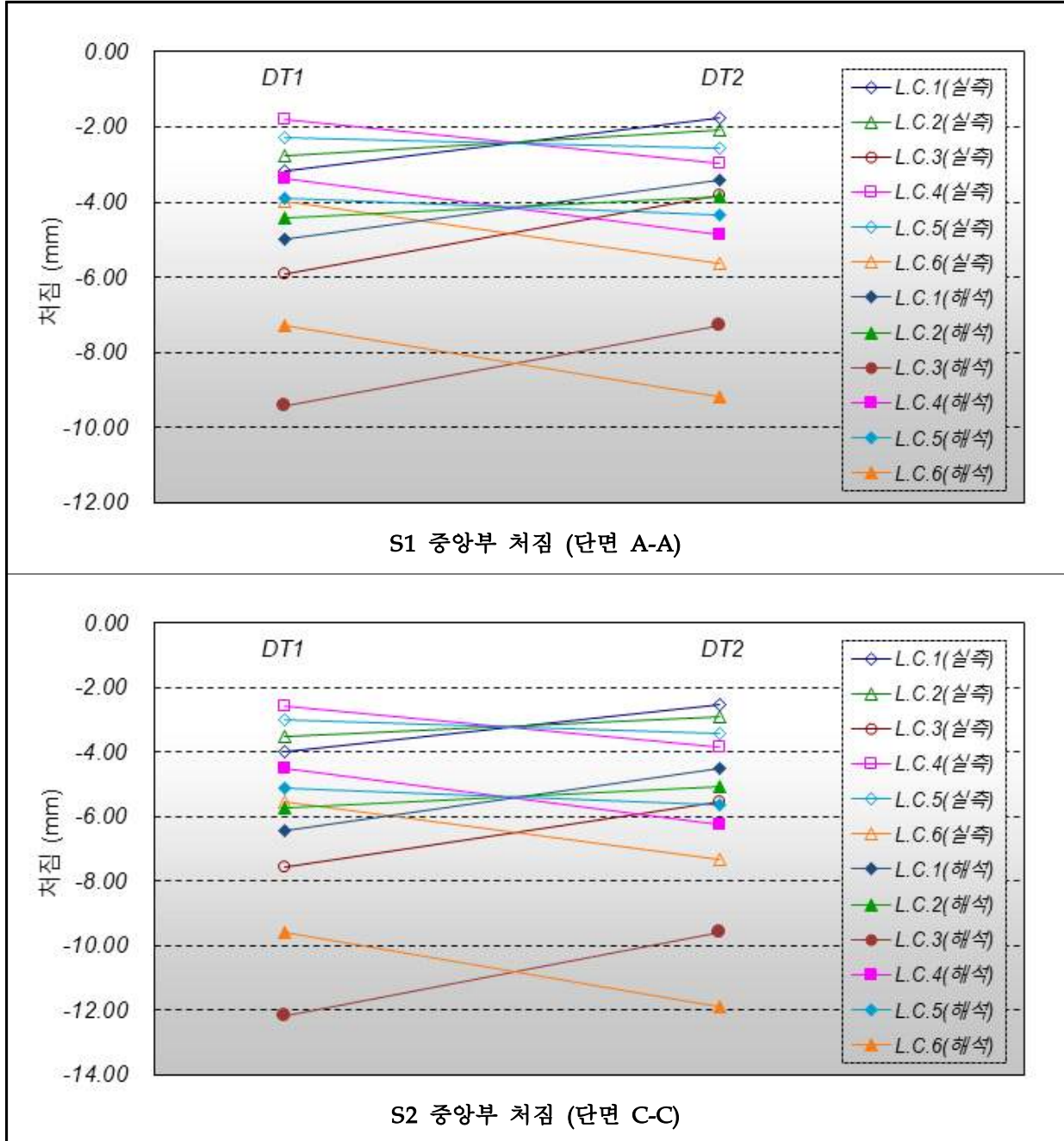
[표 6.25] 변형률에 대한 응답비 (S2 L/2)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	S14	32.50	33.57	37.49	1.117
		S15	34.64			
	G2	S17	12.94	15.03	21.36	1.421
		S18	17.12			
LC 2	G1	S14	28.97	29.16	32.49	1.114
		S15	29.35			
	G2	S17	18.76	20.15	26.46	1.313
		S18	21.54			
LC 3	G1	S14	61.18	62.17	69.98	1.126
		S15	63.15			
	G2	S17	32.09	35.34	47.82	1.353
		S18	38.59			
LC 4	G1	S14	18.25	15.44	21.54	1.395
		S15	12.62			
	G2	S17	36.36	33.46	37.33	1.116
		S18	30.56			
LC 5	G1	S14	22.83	20.58	26.65	1.295
		S15	18.32			
	G2	S17	30.77	28.56	32.30	1.131
		S18	26.34			
LC 6	G1	S14	39.81	34.72	48.19	1.388
		S15	29.62			
	G2	S17	68.04	62.59	69.63	1.112
		S18	57.14			

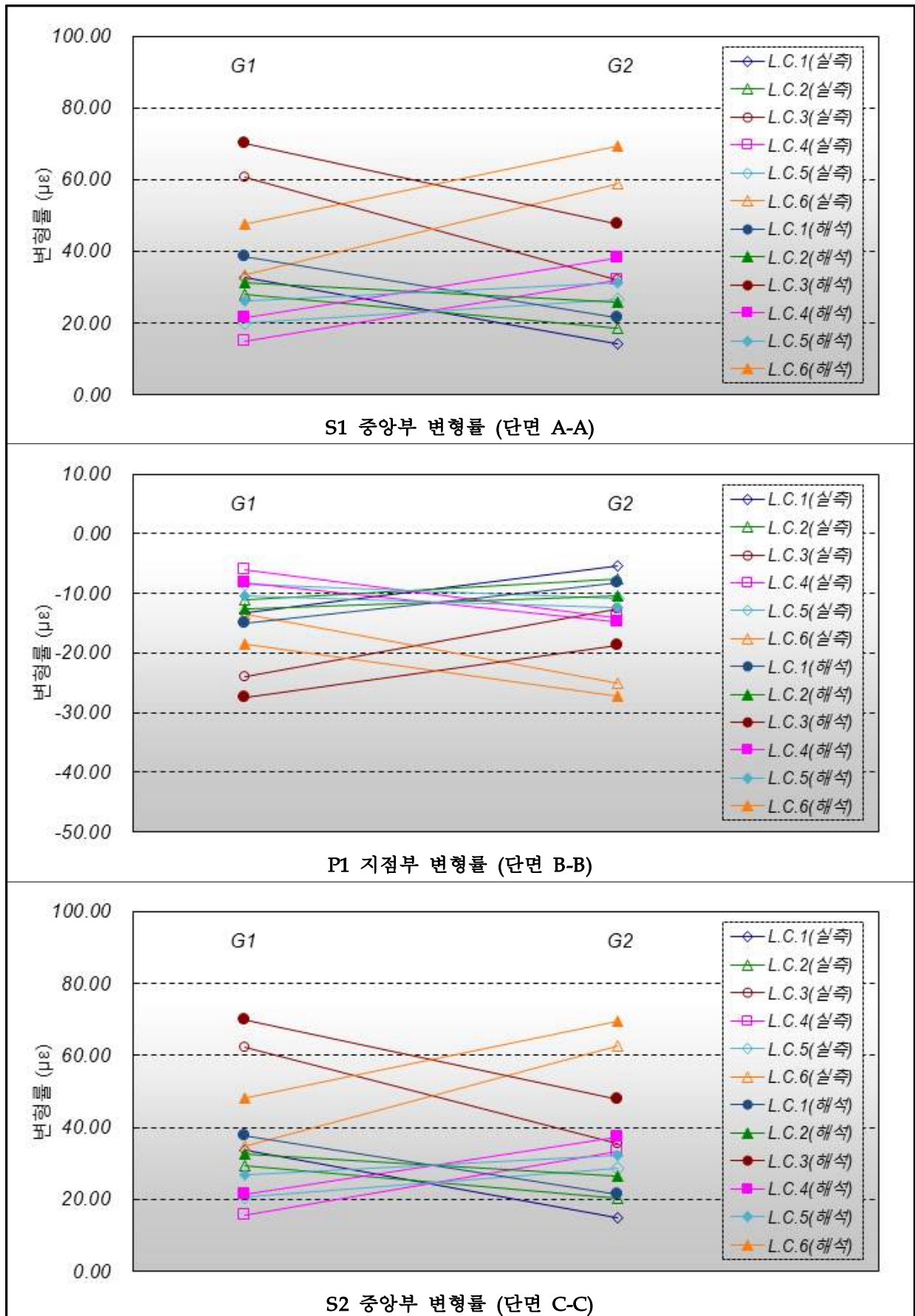
주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

□ 응답비 산정결과

시험차량에 의한 거더의 변형률, 처짐을 측정하여 이론치와 비교한 결과 정·동적 거동 특성은 양호한 것으로 분석되었다.



[그림 6.17] 실측처짐과 해석처짐 비교

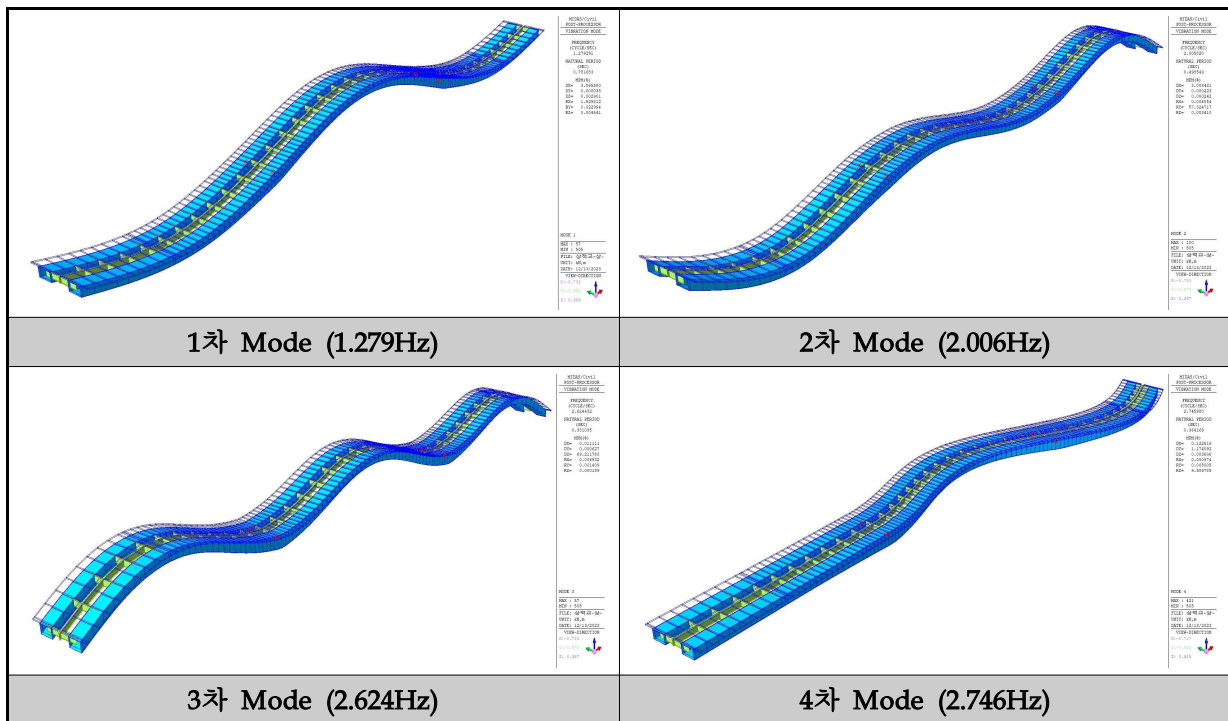


[그림 6.18] 실측변형률과 해석변형률 비교

3) 고유진동수 해석

대상교량의 고유진동수 평가는 S1경간 중앙부 4L/10지점과 S2경간 중앙부 L/2지점에 연직방향의 가속도계를 설치하여 동적응답을 획득하였으며, 재하차량이 대상경간을 벗어나 자유진동을 하고 있는 구간을 대상으로 FFT분석을 실시하였다.

고유치 해석결과 다음 그림과 같이 각 모드별 해석 고유진동수를 나타내었으며, 측정된 가속도 파형 및 FFT 분석결과로서 대상교량의 연직방향의 고유진동수는 2.98Hz로 측정되었으며, 연직방향 제1모드의 해석 고유진동수 2.624Hz으로 나타나 구조물에 대한 동적 특성을 양호하게 반영된 것으로 판단된다.



[그림 6.19] 모드형상 해석결과

[표 6.26] 모드별 질량참여율해석 고유진동수

Mode No	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
			MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	1.279	0.782	3.87	3.87	0.00	0.00	0.00	0.00	1.93	1.93	0.02	0.02	0.00	0.00
2	2.006	0.499	3.01	6.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	1.94	57.32	57.35	0.00	0.01
3	2.624	0.381	0.01	6.89	0.00	0.00	69.21	69.21	0.01	1.94	0.00	57.35	0.00	0.01
4	2.746	0.364	0.12	7.01	1.17	1.17	0.00	69.22	0.00	1.94	0.01	57.35	9.58	9.59
5	4.052	0.247	0.27	7.28	30.68	31.86	0.00	69.22	0.01	1.95	0.08	57.43	35.05	44.64
6	4.271	0.234	0.09	7.37	40.36	72.21	0.00	69.22	0.00	1.95	0.01	57.44	22.21	66.85

6.3.3 응답보정계수

변형률의 응답비는 재하시험에서 시험차량하중을 재하하였을 경우에 측정된 실 구조물의 변형에 대한 구조해석에서 해석모델상에 동일한 시험차량 하중을 적용하였을 경우의 이론적인 변형의 비(계산치/실측치)를 말하며, 이 변형률의 응답비와 충격계수의 응답비(이론충격계수/실측충격계수)를 곱한 값이 응답보정계수이다.

재하시험시 측정된 변형은 계측장비 및 계측기의 정밀도, 측정시의 기후조건, 교량의 기하학적 특성 및 차량재하시 하중집중으로 인한 국부적인 변형의 증가 등의 요인으로 인하여 오차를 포함하게 되므로 계측값이 큰 재하경우의 응답비를 이용하여 응답보정계수를 산정하는 것이 일반적이다.

본 교량의 경우 처짐에 대한 응답보정계수와 변형률에 대한 응답보정계수는 아래 표와 같다.

[표 6.27] 처짐에 대한 응답보정계수

구 분	재하경우	응답비	계산 충격계수	실측 충격계수	응답 보정계수
S1 정모멘트부	LC 2	1.598	0.159	0.140	1.625
S2 정모멘트부	LC 2	1.623	0.136	0.134	1.626

[표 6.28] 변형률에 대한 응답보정계수

구 분	재하경우	응답비	계산 충격계수	실측 충격계수	응답 보정계수
S1 정모멘트부	LC 2	1.126	0.159	0.140	1.144
P1 부모멘트부	LC 4	1.047	0.136	0.134	1.048
S2 정모멘트부	LC 3	1.112	0.136	0.134	1.114

6.3.4 공용내하력 평가

응답비는 재하차량이 주행하는 거더에 대한 응답비를 선정하였으며, 처짐에 의한 계수값과 변형률에 의한 계수값 중 작게 산정된 응답보정계수를 이용하여 공용내하력 평가에 적용하였다.

[표 6.29] 공용내하력

구 분		기본 내하율	응답 보정계수	공용 내하율	공용 내하력	비 고
거더	외측경간 중앙부	$\frac{190.000 - (77.479)}{43.074} = 2.612$	= 1.144	2.988	DL-24이상	허용 응력법
	중앙 지점부	$\frac{-190.0 - (-109.327 - 6.685)}{-41.678} = 1.775$	1.048	1.860	"	"
	내측경간 중앙부	$\frac{190.000 - (59.986)}{42.189} = 3.082$	1.114	3.433	"	"
바닥판	켄틸레버 부	$\frac{141.073 - 1.30 \times 13.289}{2.15 \times 53.558} = 1.075$	1.000	1.075	DB-24이상	강도 설계법
	연속판부	$\frac{105.961 - 1.3 \times 7.774}{2.15 \times 38.480} = 1.159$	1.000	1.159	"	"

주) 재하시험 실시하지 않은 경간은 기본내하력으로 평가함

6.3.5 고찰

본 교량에 대한 구조해석 및 재하시험 결과를 이용한 강박스 거더의 공용내하력은 설계 활하중 DB(DL)-24를 만족하는 것으로 계산되었으며, 바닥판 또한 공용내하력은 설계활하중 DB(DL)-24를 만족하는 것으로 평가되었다.

6.4 안전성평가 결과

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.

6.4.1 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. 안전성검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고 있다.

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

[표 6.30] 구조물의 안전성 평가기준

등급	안전성평가 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	◦ 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}}$ ◦ 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
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	$SF < 0.75$	

6.4.2 안전성 평가등급 산정결과

1) 강박스 거더

검토위치	작용-응력 fs(MPa)	허용-응력 fa(MPa)	안전율 (SF)	안전성평가 결과
외측경간 중앙부	-123.121	-176.640	1.435	a
중앙 지점부	-157.690	-190.000	1.205	a
내측경간 중앙부	102.175	190.000	1.860	a

2) 콘크리트 바닥판

검토위치	극한모멘트 Mu(kN.m)	설계모멘트 φMn(kN.m)	안전율 (SF)	안전성평가 결과
캔틸레버부	136.960	141.073	1.030	a
연속판부	96.753	105.961	1.095	a

3) 안전성 평가등급

본 교량의 구조해석과 재하시험에 의한 안전성 평가등급 산정결과는 다음 표와 같다.

[표 6.31] 안전성 평가 결과

부 재		SF(안전율)	안전성 평가등급		
강박스거더	정모멘트부	1.435	a	a	A
	부모멘트부	1.205	a		
바 닥 판		1.030	a	a	

6.4.3 기 진단 결과와 비교

전회 안전성평가(2018) 결과와 금회 안전성평가 결과를 다음 표에 나타내었다.

[표 6.32] 기 진단과의 안전성평가 결과 비교

부 재		안전율(SF)		안전성평가 결과
		전회 정밀안전진단	금회 정밀안전진단	
강박스 거더	외측경간 중앙부	1.278	1.435	a
	중앙 지점부	1.858	1.205	a
	내측경간 중앙부	1.884	1.860	a
바닥판	캔틸레버부	1.027	1.030	a
	연속판부	1.176	1.095	a

[표 6.33] 기 진단과의 내하력평가 결과 비교

부 재		내하율(RF)		내하력평가 결과
		전회 정밀안전진단	금회 정밀안전진단	
강박스 거더	외측경간 중앙부	2.550	2.612	DL-24이상
	중앙 지점부	1.860	1.775	"
	내측경간 중앙부	3.430	3.082	"
바닥판	캔틸레버부	1.032	1.075	DB-24이상
	연속판부	1.197	1.159	"

강박스 거더의 경우, 바닥판 하중산정의 차이(전회 안전성평가시 : 복부판 사이의 바닥판과 상부플랜지 사이가 밀실한 것으로 하중산정, 금회 안전성평가시 : 복부판 사이의 바닥판과 상부플랜지 사이가 비어있는 것으로 하중산정)와 아스콘 포장두께 변화 (전회 안전성평가시 : 포장 두께 50mm, 금회 안전성평가시 : 포장 두께 80mm), 구조해석 프로그램 버전 및 모델링 구현방법(절점 및 요소형성, 경계조건 등)의 차이 등으로 인한 단면력의 차이로 인하여 안전율이 상이하게 산정된 것으로 판단된다.

바닥판의 경우, 유효지간 산정의 차이(전회 안전성평가시 L=3.20m, 금회 안전성평가시 L=3.10m)와 전회 산정되지 않은 원심하중을 금회 안전성평가시 반영하여 금회 안전율이 전회 안전율 보다 적게 산정된 것으로 판단된다.

