

제6장

시설물의 안전성평가

6.1 개 요

6.2 구조안전성 평가

6.3 내하력 평가

6.4 안전성평가 결과

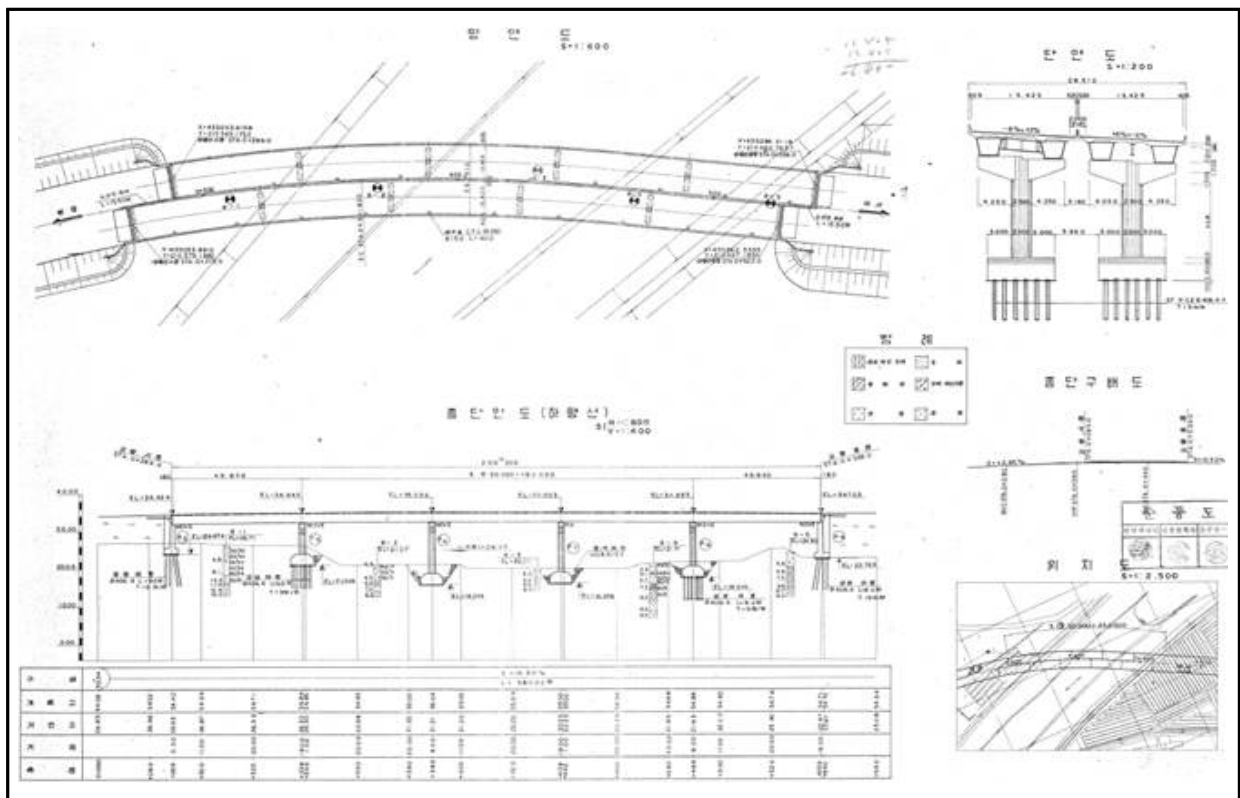
제6장 시설물의 안전성평가

6.1 개 요

본 과업대상 교량은 분당~수서간 도시고속화도로 상의 경기도 성남시 수정구 사송동 일원에 위치하며 총연장은 249.68 m($49.84 + 3@50.0 + 49.84 = 249.68\text{m}$), 교폭 14.150 m(상·하행 각각), 편도 3차로(상·하행 각각)이다. 상부구조형식은 강박스거더교로 5경간 연속으로 구성되어 있고, 하부구조형식은 교대는 역T형, 교각은 T형으로 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.

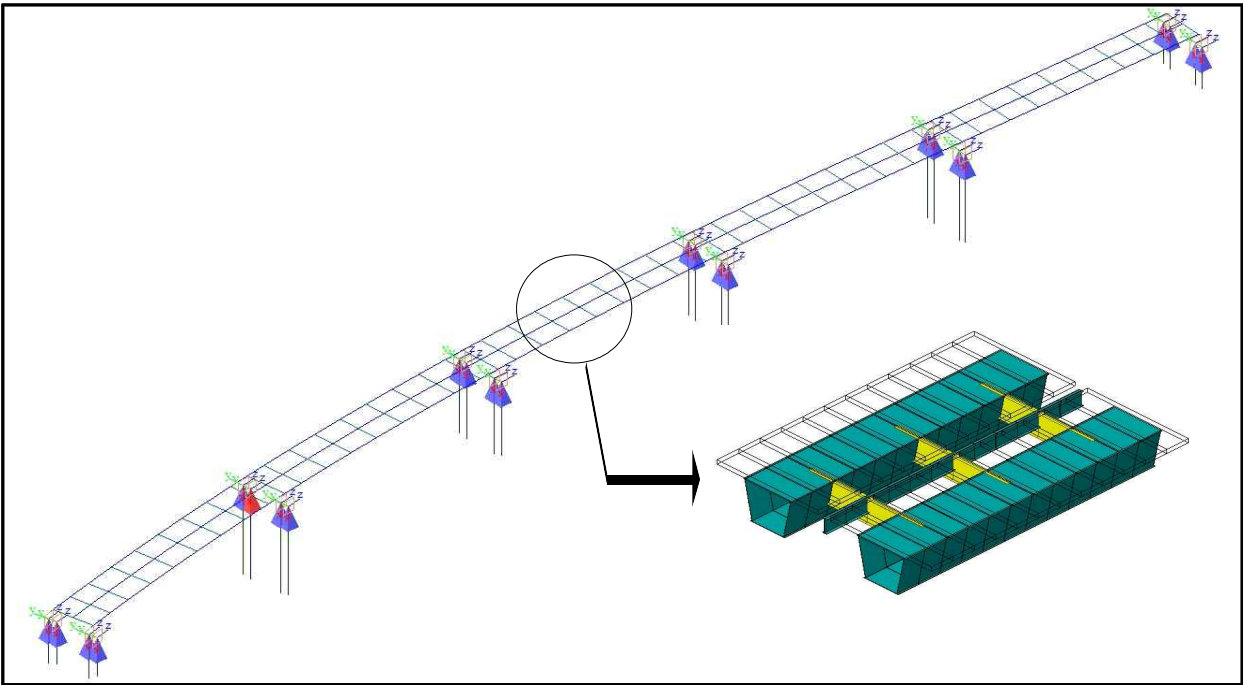


[그림 6.1] 탄천교 중·평면도

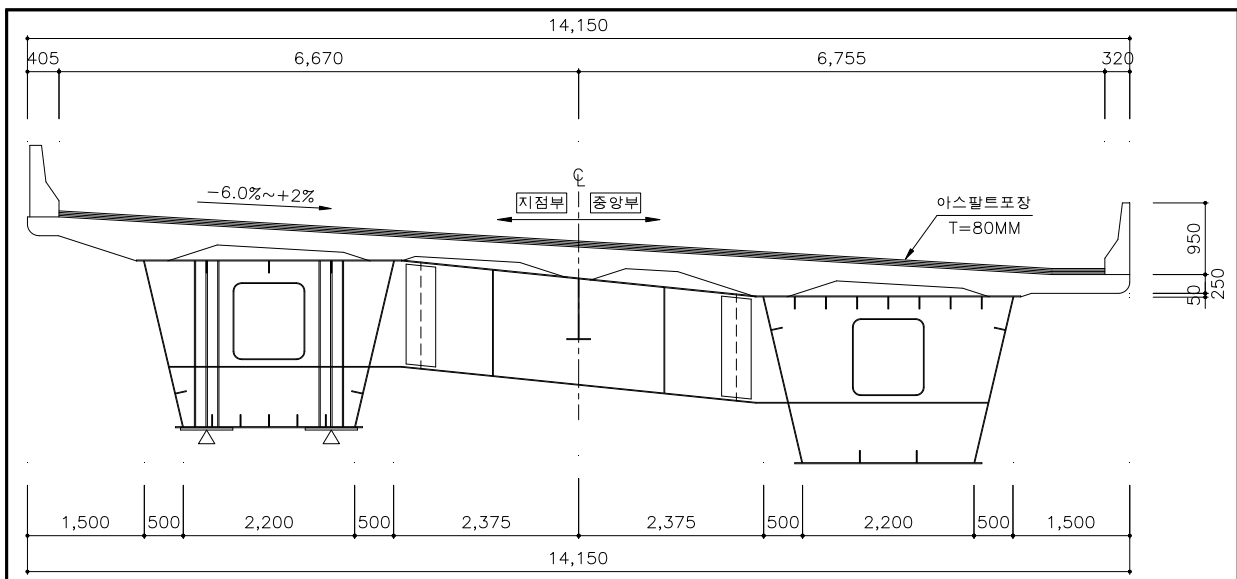
6.2 구조안전성 평가

6.2.1 구조해석 모델

검토 대상교량은 5경간 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 : 249.680 m (=49.840 + 3@50.000 + 49.840)
- 지 간 장 : 248.800 m (=49.400 + 3@50.000 + 49.400)
- 교량폭원 : 14.150 m (유효폭 : 13.425 m)
- 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 : $f_{ta} = 160 \text{ MPa}$, $f_{ca} = 180 \text{ MPa}$

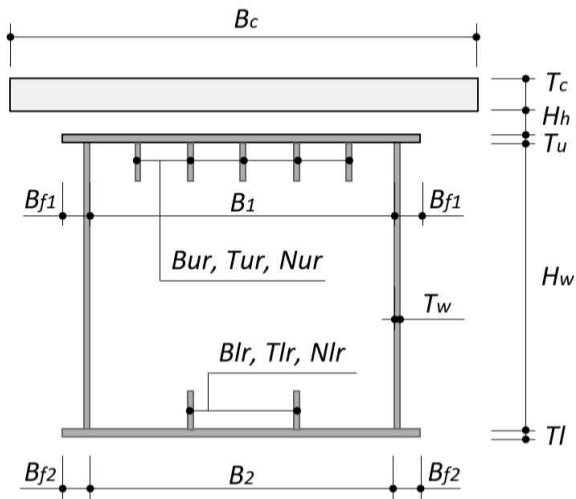
③ 강재

- 종 류 : 주부재 SM490, 부부재 SM490
- 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 $f_{sa} = 190 \text{ MPa}$

④ 단면특성

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

[표 6.1] 구조해석모델 단면특성

								$B_{c(외측)} = 7,075 \text{ mm}$	$T_{c(외측)} = 250 \text{ mm}$		
								$B_{c(내측)} = 7,075 \text{ mm}$	$T_{c(내측)} = 250 \text{ mm}$		
								$H_h = 70 \text{ mm}$	$H_w = 2,200 \text{ mm}$		
								$B_{f1} = 100 \text{ mm}$	$B_1 = 3,200 \text{ mm}$		
								$B_{f2} = 100 \text{ mm}$	$B_2 = 2,200 \text{ mm}$		
								$B_{ur} = 160 \text{ mm}$	$T_{ur} = 12 \text{ mm}$		
								$B_{lr} = 160 \text{ mm}$	$T_{lr} = 12 \text{ mm}$		
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)			$I_{yy}(\text{cm}^4)$	$I_{zz}(\text{cm}^4)$
거 더	A	합성전	10	14	11	7	2	1,333	16,592,350	11,945,154	17,363,913
		합성후						3,544	21,743,492	24,410,868	109,588,795
	B	합성전	10	24	11	7	2	1,573	18,356,646	14,850,823	18,515,913
		합성후						3,784	24,836,978	33,007,544	110,740,795
	C	합성전	12	24	11	7	5	1,698	19,487,303	16,335,105	19,170,979
		합성후						3,909	24,982,086	34,832,272	111,395,861
	D	합성전	12	24	11	3	5	1,622	19,487,303	15,345,298	19,170,979
		합성후						3,833	24,982,086	34,747,376	111,395,861
	E	합성전	12	18	11	3	5	1,478	18,509,166	13,827,131	18,479,779
		합성후						3,689	23,413,770	29,853,929	110,704,661
	F	합성전	22	28	11	3	5	2,058	23,301,353	21,117,328	22,907,113
		합성후						4,269	26,352,484	38,529,972	115,131,995
	G	합성전	12	18	11	7	5	1,554	18,509,166	14,657,359	18,479,779
		합성후						3,765	23,413,770	29,907,185	110,704,661
	H	합성전	12	18	11	7	2	1,497	18,509,166	14,024,874	18,479,779
		합성후						3,708	23,413,770	28,045,500	110,704,661
	I	합성전	20	24	11	3	5	1,894	22,244,419	19,024,941	21,791,246
		합성후						4,105	25,470,771	35,213,798	114,016,128
	J	합성전	10	14	11	3	5	1,314	16,592,350	11,812,991	17,363,913
		합성후						3,525	21,743,492	26,328,617	109,588,795
	K	합성전	10	14	11	7	5	1,390	16,592,350	12,609,961	17,363,913
		합성후						3,601	21,743,492	26,365,877	109,588,795
	L	합성전	12	16	11	7	2	1,449	18,060,343	13,353,185	18,249,379
		합성후						3,660	22,705,428	26,274,947	110,474,261
세 로 보			12	12	10	-	-	150	62	161,357	5,407
가 로 보			12	12	10	-	-	323	82	587,549	5,412

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

※ 변화구간은 직선보간 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. 등가시간장

[표 6.3] 등가시간장 산정 결과

구 분	외측경간 중앙부	외측 지점부	내측경간 중앙부	내측 지점부	중앙경간 중앙부	중앙 지점부
등가시간장 (m)	39.520	19.880	30.000	20.000	30.000	20.000

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	2.400	2.400	1.000	7.075	7.049	0.996
외측 지점부	3.400	2.864	0.842	2.400	2.378	0.991	7.075	5.811	0.821
내측경간 중앙부	3.400	3.380	0.994	2.400	2.400	1.000	7.075	6.949	0.982
내측 지점부	3.400	2.864	0.842	2.400	2.378	0.991	7.075	5.816	0.822
중앙경간 중앙부	3.400	3.380	0.994	2.400	2.400	1.000	7.075	6.949	0.872

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 1.4207 배를 적용하였다.

[표 6.5] 강재 자중 할증을 산정 결과

구 분	내 용
모델링 반력합계	6,207.976 kN
강재재료표 합계	8,819.686 kN
강재자중 할증율 (강재총중량/모델링반력합계)	$8,819.686 / 6,207.976 = 1.4207$

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.

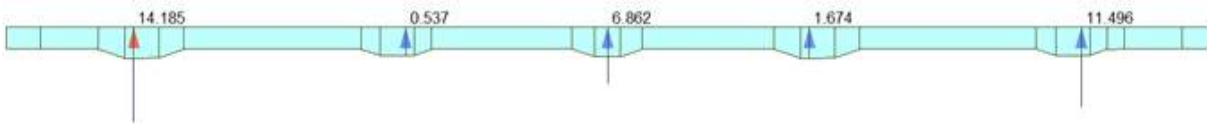
[표 6.6] 바닥판 하중 산정 결과

구 분	G1		Stringer	G2	
	L	R		L	R
복부판반력(kN)	-21.489	-18.377	-13.806	-19.206	-20.764
연직하중(kN)	-39.866		-13.806	-39.970	
비틀림하중(kN · m)	-4.979		-	2.493	

② 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 방호벽, 중분대, 포장 등을 고려하여 다음과 같이 적용하였다.

[표 6.7] 합성후 고정하중 산정 결과

구 분	내 용				
방호벽	$0.240131 \times 25.00 = 6.003 \text{ kN/m}$				
중분대	$0.161750 \times 25.00 = 4.044 \text{ kN/m}$				
포 장	$0.0800 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}$				
					
구 분	G1		Stringer	G2	
	L	R		L	R
복부판반력(kN)	-21.489	-18.377	-13.806	-19.206	-20.764
연직하중(kN)	-11.286			-11.165	
비틀림하중(kN · m)	1.812			-0.842	

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 : $W_c = 13.425 \text{ m}$ · 차선수 : $N = 4$
- 설계차선폭 : $W = W_c / N = 13.425 / 4 = 3.356 > 3.6 \text{ m} \quad \therefore W = 3.356 \text{ m}$
- 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

- $i = \frac{15}{40 + L_1} = \frac{15}{40 + 49.40} = 0.168$ (외측경간 중앙부)
- $i = \frac{15}{40 + (L_1 + L_2)/2} = \frac{15}{40 + 49.70} = 0.167$ (외측 지점부)
- $i = \frac{15}{40 + L_2} = \frac{15}{40 + 50.00} = 0.167$ (내측경간 및 중앙경간 중앙부)
- $i = \frac{15}{40 + (L_2 + L_3)/2} = \frac{15}{40 + 50.00} = 0.167$ (내측 지점부)

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 검토하였다.

⑧ 하중조합

대상교량의 구조안전성검토를 위해 고려된 하중조합은 다음과 같다.

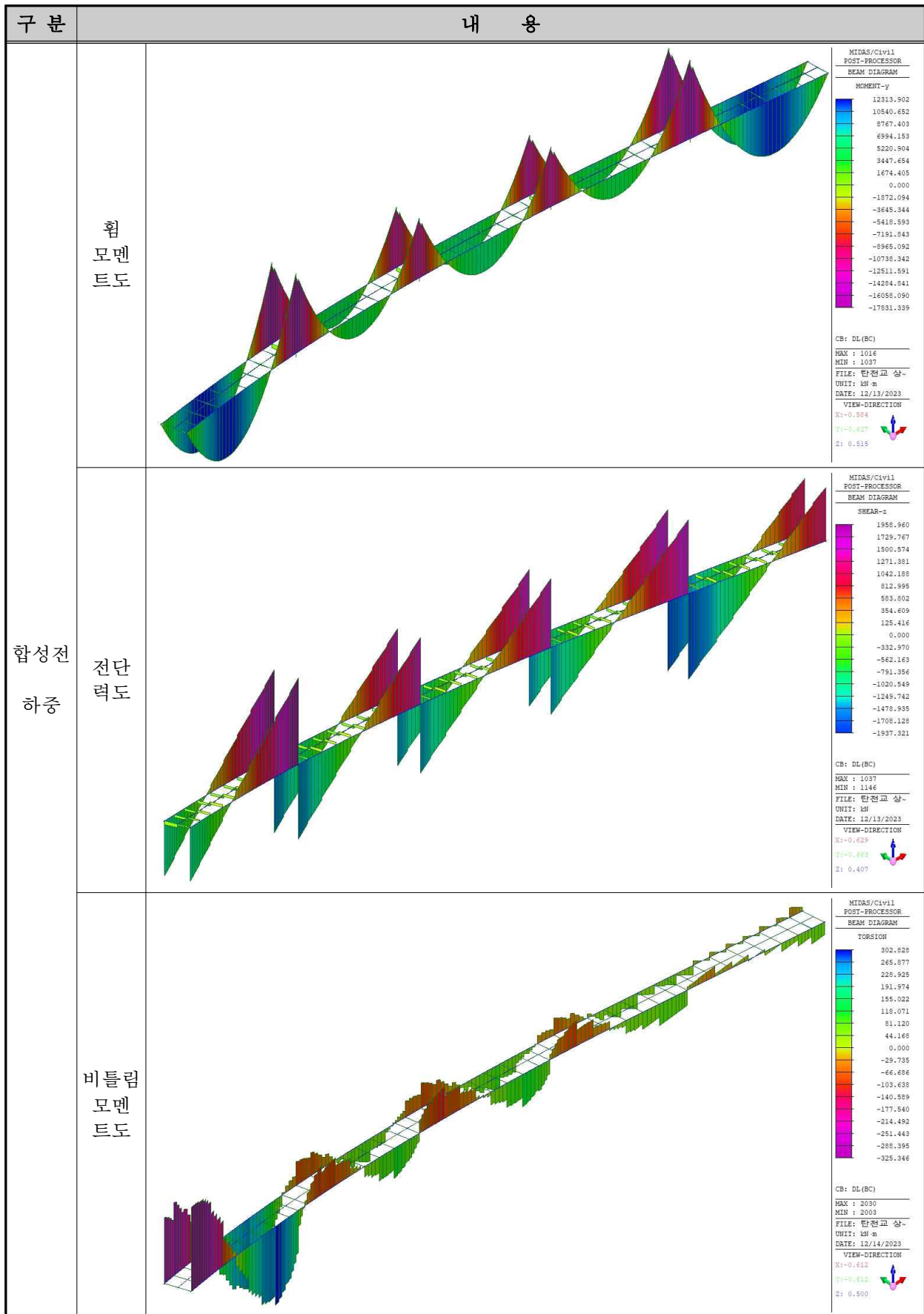
- COMB 1 : 고정하중(합성전 + 합성후) + 활하중
- COMB 2 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축
- COMB 3 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(+10℃)
- COMB 4 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(-10℃)

6.2.3 구조해석 결과

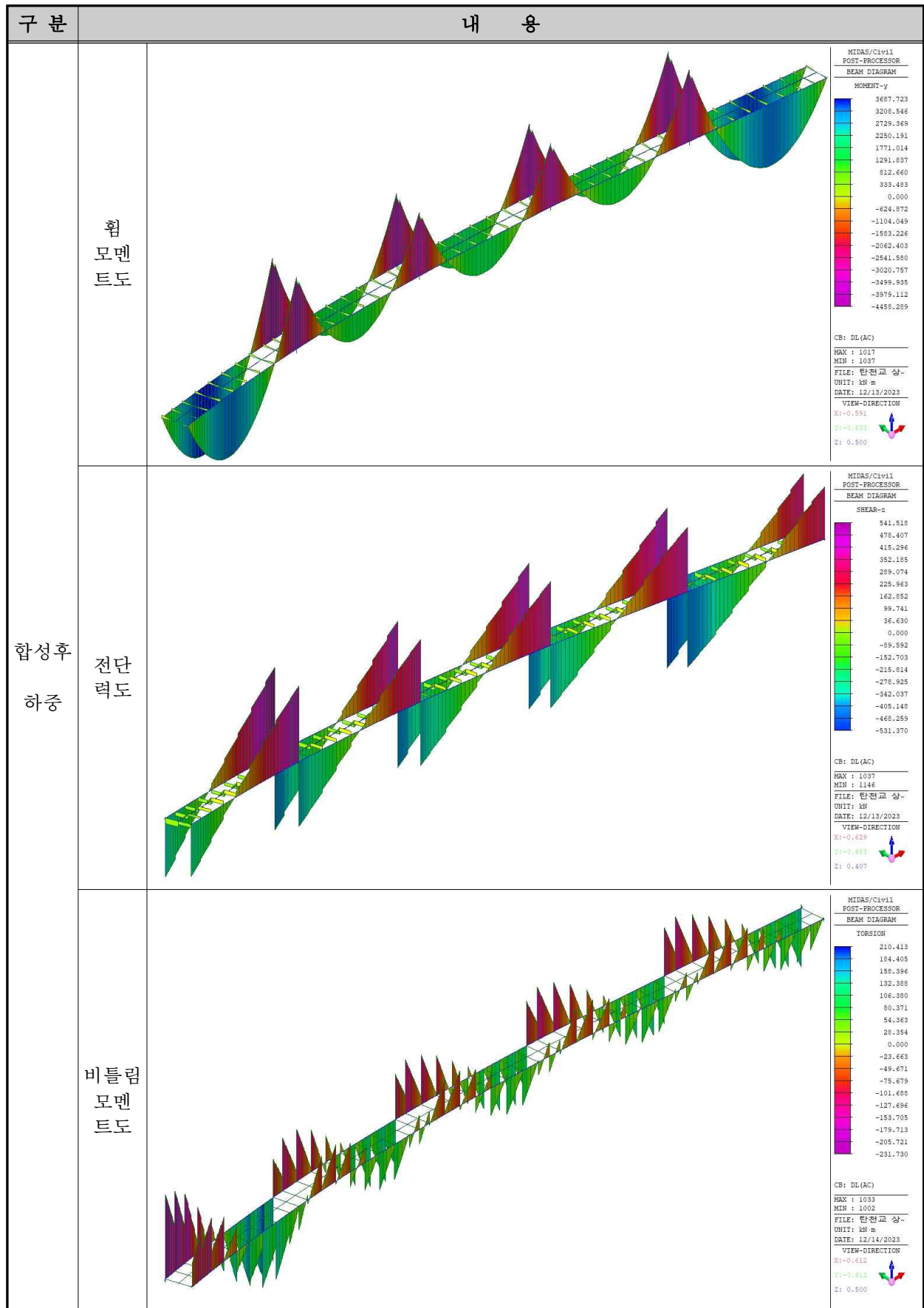
금회 구조해석은 범용 해석프로그램인 Midas Civil을 이용하여 실시하였으며, 해석결과는 다음과 같다.

1) 단면력도

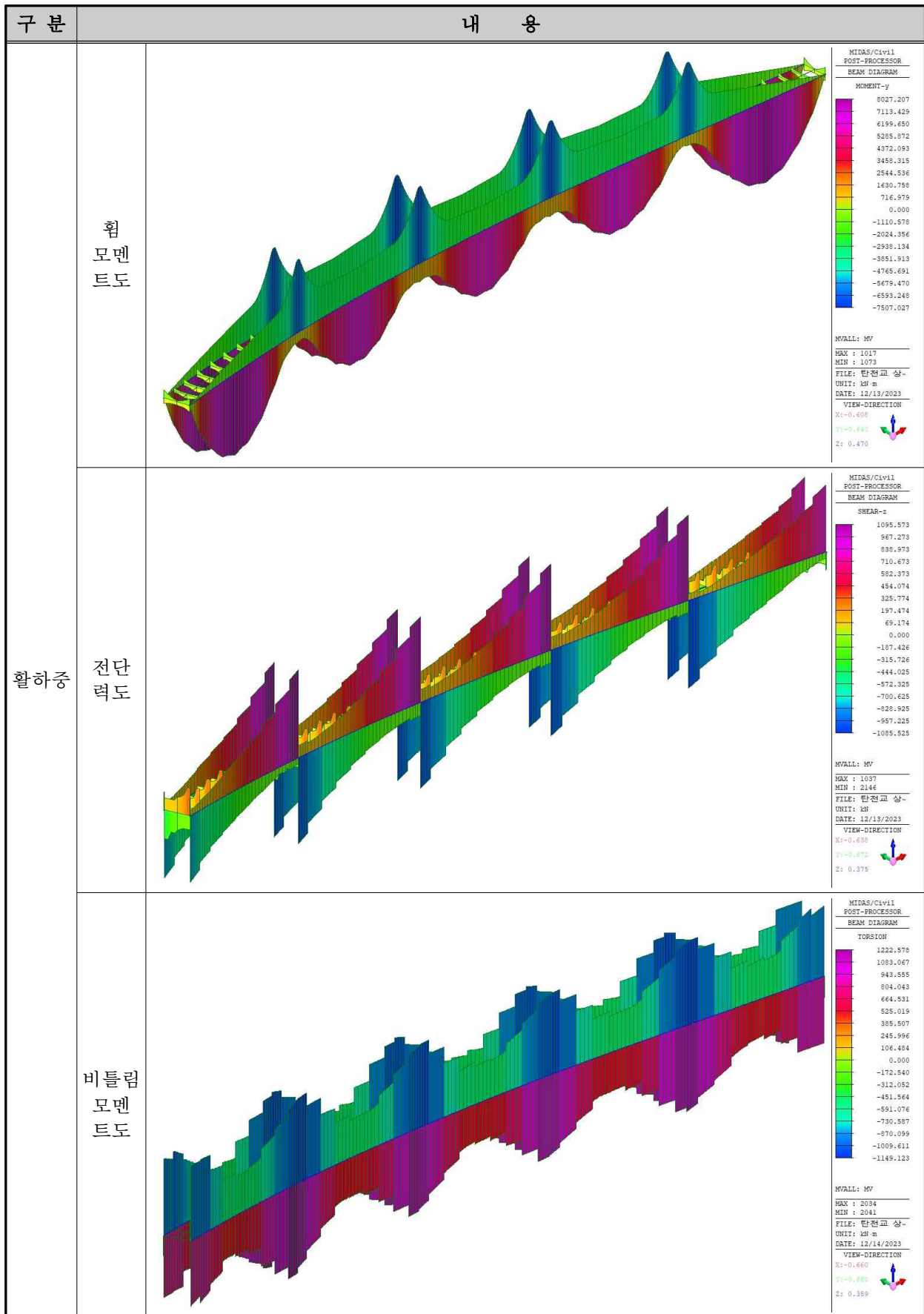
활하중은 DL하중이 더 불리한 하중으로서 4차선 재하의 경우가 강박스거더에 가장 큰 단면력을 발생시키는 것으로 검토되었으며, 각 하중별 정모멘트부와 부모멘트부에서 각각 발생한 부재력도 및 단면력도는 다음 그림과 같다.



[그림 6.5] 합성전 고정하중에 의한 단면력도 및 변형도

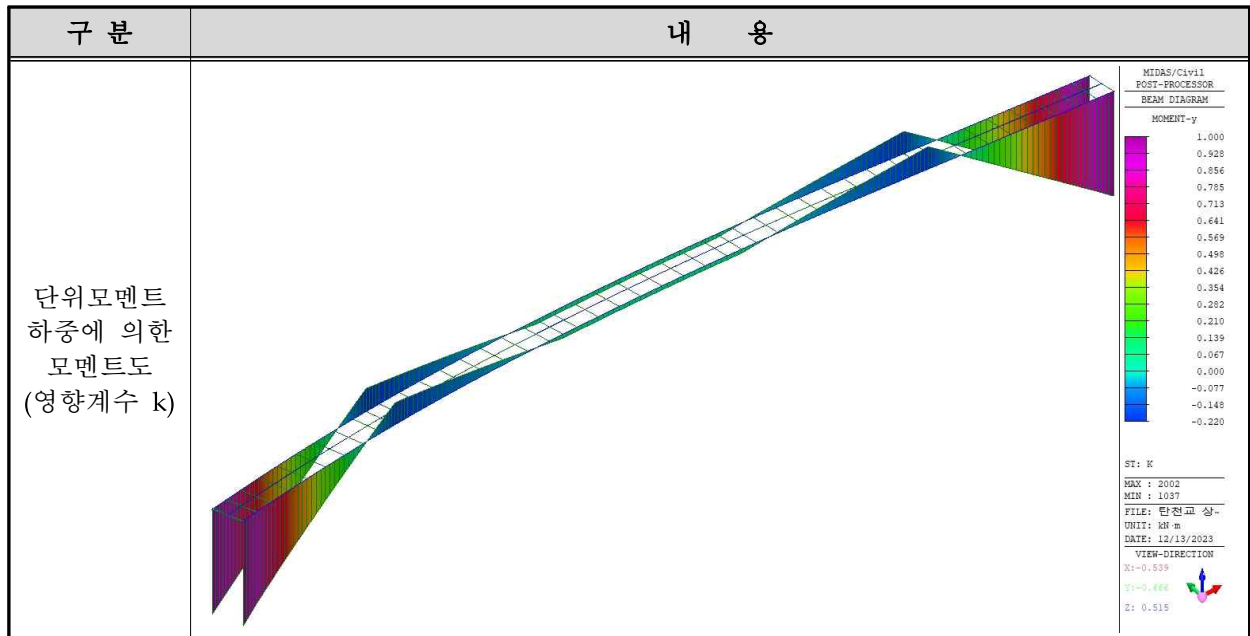


[그림 6.6] 합성후 고정하중에 의한 단면력도 및 변형도



[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	외측 지점부	내측경간 중앙부	내측 지점부	중앙경간 중앙부
영향계수(k)	0.501	-0.220	-0.082	0.041	0.039

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	12,272.336	68.244	8.220	-	-90.182	77.805	1.462
	합성후고정하중	3,685.584	7.949	18.364	-0.963	-4.440	19.239	0.281
	설계 활하중	7,952.680	356.032	531.806	-2.077	-9.580	41.514	10.750
	소 계	23,910.600	432.225	558.390	-3.040	-104.202	138.559	12.493
외측 지점부	합성전고정하중	-16,879.358	-1,699.578	97.029	-	100.431	-93.728	35.733
	합성후고정하중	-4,190.397	-471.059	-104.973	20.840	16.451	-21.823	10.400
	설계 활하중	-7,233.370	-1,065.716	-1,133.532	35.973	28.397	-37.671	29.231
	소 계	-28,303.125	-3,236.353	-1,141.476	56.813	145.279	-153.221	75.364
내측 경간 중앙부	합성전고정하중	4,893.426	-3.518	-0.568	-	-37.296	40.661	0.077
	합성후고정하중	1,649.473	13.578	35.158	-0.468	-1.928	11.238	0.506
	설계 활하중	6,246.399	388.942	510.108	-1.773	-7.299	42.556	11.296
	소 계	12,789.298	399.002	544.698	-2.241	-46.523	94.454	11.879
내측 지점부	합성전고정하중	-12,432.742	1,511.313	-2.808	-	80.349	-77.626	31.243
	합성후고정하중	-3,707.932	450.267	127.489	19.656	15.374	-21.577	10.115
	설계 활하중	-7,488.965	-169.352	-1,056.647	39.699	31.052	-43.579	10.231
	소 계	-23,629.639	1,792.228	-931.966	59.355	126.775	-142.782	51.589
중앙 경간 중앙부	합성전고정하중	6,480.010	-41.353	-8.039	-	-49.996	58.327	0.905
	합성후고정하중	1,860.712	-11.441	-18.101	-0.541	-2.141	13.694	0.120
	설계 활하중	5,997.002	361.892	497.226	-1.745	-6.901	44.136	10.656
	소 계	14,337.724	309.098	471.086	-2.286	-59.038	116.157	11.681

[표 6.10] 응력집계 (단위 : MPa)

구 분		합성전 고정하중	합성후 고정하중	설계 활하중	계	허용 응력	검토 결과
외측 경간 중앙부	바닥판상면	-	-0.963	-2.077	-3.040	-10.80	O.K
	강거더상면	-90.182	-4.440	-9.580	-104.202	-190.00	O.K
	강거더하면	77.805	19.239	41.514	138.559	190.00	O.K
	전단응력	1.462	0.281	10.750	12.493	110.00	O.K
외측 지점부	바닥판상면	-	20.840	35.973	56.813	160.00	O.K
	강거더상면	100.431	16.451	28.397	145.279	190.00	O.K
	강거더하면	-93.728	-21.823	-37.671	-153.221	-190.00	O.K
	전단응력	35.733	10.400	29.231	75.364	110.00	O.K
내측 경간 중앙부	바닥판상면	-	-0.468	-1.773	-2.241	-10.80	O.K
	강거더상면	-37.296	-1.928	-7.299	-46.523	-190.00	O.K
	강거더하면	40.661	11.238	42.556	94.454	190.00	O.K
	전단응력	0.077	0.506	11.296	11.879	110.00	O.K
내측 지점부	바닥판상면	-	19.656	39.699	59.355	160.00	O.K
	강거더상면	80.349	15.374	31.052	126.775	190.00	O.K
	강거더하면	-77.626	-21.577	-43.579	-142.782	-190.00	O.K
	전단응력	31.243	10.115	10.231	51.589	110.00	O.K
중앙 경간 중앙부	바닥판상면	-	-0.541	-1.745	-2.286	-10.80	O.K
	강거더상면	-49.996	-2.141	-6.901	-59.038	-190.00	O.K
	강거더하면	58.327	13.694	44.136	116.157	190.00	O.K
	전단응력	0.905	0.120	10.656	11.681	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)		
				바닥판상연	강거더상연	강거더하연
외측경간 중앙부	크 리 프	1,404.929	1,178.975	0.527	-6.346	-1.820
	건조수축	4,064.189	3,925.264	1.269	-22.586	-5.792
외측지점부	크 리 프	-1,434.307	-1,243.254	4.964	5.250	7.748
	건조수축	3,350.405	3,250.325	-11.215	-11.964	-18.496
내측경간 중앙부	크 리 프	653.190	472.851	0.319	-2.444	-2.806
	건조수축	4,006.533	3,373.592	1.282	-17.220	-20.069
내측지점부	크 리 프	-1,311.088	-1,088.084	6.433	6.382	5.937
	건조수축	3,353.288	3,136.093	-16.531	-16.382	-15.101
중앙경간 중앙부	크 리 프	747.431	517.158	0.352	-2.997	-2.798
	건조수축	4,006.533	3,234.487	1.513	-18.846	-17.472

[표 6.12] 온도하중으로 인한 거더의 단면력 및 휨응력

구 분		축 력 (kN)	휨모멘트 (kN · m)	휨응력(MPa)		
				바닥판상연	강거더상연	강거더하연
외측경간 중앙부	+10℃	5,418.919	3,263.558	1.038	-15.860	-5.355
	-10℃	-5,418.919	-3,263.558	-1.038	15.860	5.355
외측지점부	+10℃	4,467.206	2,934.480	8.115	-17.161	-23.058
	-10℃	-4,467.206	-2,934.480	-8.115	17.161	23.058
내측경간 중앙부	+10℃	5,342.044	2,721.790	1.444	-14.311	-16.093
	-10℃	-5,342.044	-2,721.790	-1.444	14.311	16.093
내측지점부	+10℃	4,471.050	2,773.548	2.865	-21.604	-20.471
	-10℃	-4,471.050	-2,773.548	-2.865	21.604	20.471
중앙경간 중앙부	+10℃	5,342.044	2,586.966	1.327	-14.881	-14.023
	-10℃	-5,342.044	-2,586.966	-1.327	14.881	14.023

3) 하중조합에 의한 응력집계

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

[표 6.13] 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

[표 6.14] 하중조합에 의한 안전성 검토

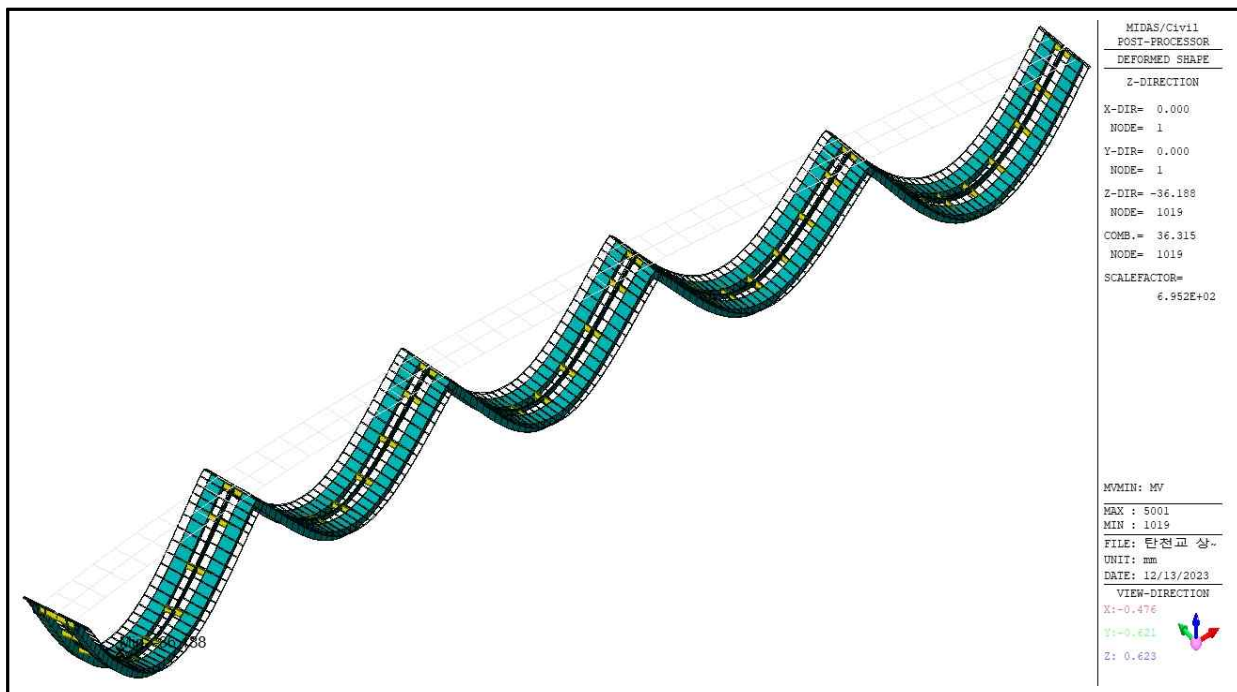
구 분		휨 응 력(MPa)			허용응력(MPa)			검토 결과
		바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	바닥판 상 연	강거더 상 연	강거더 하 연	
외측 경간 중앙부	COMB 1	-3.040	-104.202	138.559	-10.800	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	-1.244	-133.135	130.947	-10.800	218.500	190.000	O.K
	COMB 3	-0.206	-148.995	125.592	-12.420	247.000	218.500	O.K
	COMB 4	-2.282	-117.275	136.302	-12.420	247.000	218.500	O.K
	항복응력	-6.756	-188.399	220.769	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.545 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 12.493 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K
외측 지점부	COMB 1	56.813	145.279	-153.221	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	50.561	138.565	-163.969	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 3	58.676	121.404	-187.027	160.000	218.500	218.500	O.K
	COMB 4	42.446	155.726	-140.911	160.000	218.500	218.500	O.K
	항복응력	112.548	230.161	-265.013	400.000	-315.000	-315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 1.199 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 74.129 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.
내측 경간 중앙부	COMB 1	-2.241	-46.523	94.454	-10.800	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	-0.640	-66.187	71.580	-10.800	218.500	190.000	O.K
	COMB 3	0.803	-80.498	55.487	2.174	247.000	218.500	O.K
	COMB 4	-2.084	-51.875	87.672	-12.420	247.000	218.500	O.K
	항복응력	-5.865	-100.659	175.055	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.258 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 11.725 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.
내측 지점부	COMB 1	59.355	126.775	-142.782	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	49.257	116.774	-151.946	160.000	190.000	190.000	O.K
	COMB 3	52.122	95.170	-172.416	160.000	218.500	218.500	O.K
	COMB 4	46.392	138.378	-131.475	160.000	218.500	218.500	O.K
	항복응력	113.770	212.805	-252.293	400.000	-315.000	-315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.792 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 42.967 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.
중앙 경간 중앙부	COMB 1	-2.286	-59.038	116.157	-10.800	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	-0.421	-80.882	95.888	2.174	218.500	190.000	O.K
	COMB 3	0.906	-95.763	81.865	-12.420	247.000	218.500	O.K
	COMB 4	-1.747	-66.001	109.911	-10.800	247.000	218.500	O.K
	항복응력	-5.781	-119.341	202.543	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 = 0.381 < 1.2$						O.K
	전단응력	$v = 9.398 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$						O.K.

4) 거더의 처짐검토

충격하중을 포함한 활하중에 의한 강교 주거더의 처짐검토 결과, 해석 처짐값은 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)	36.188	$98.8 \left(\frac{L}{500} \right)$	O.K

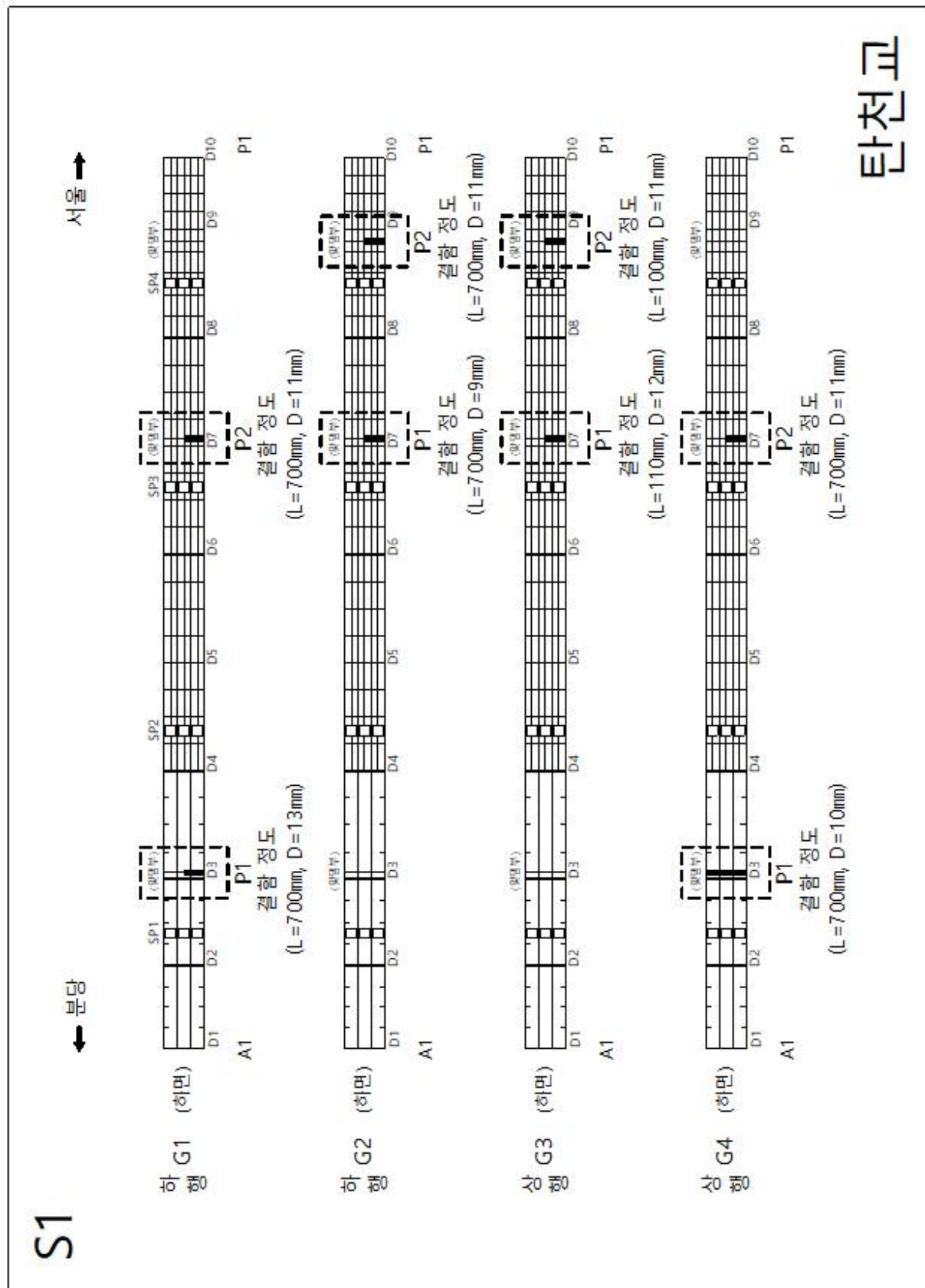


[그림 6.9] 활하중에 의한 처짐도

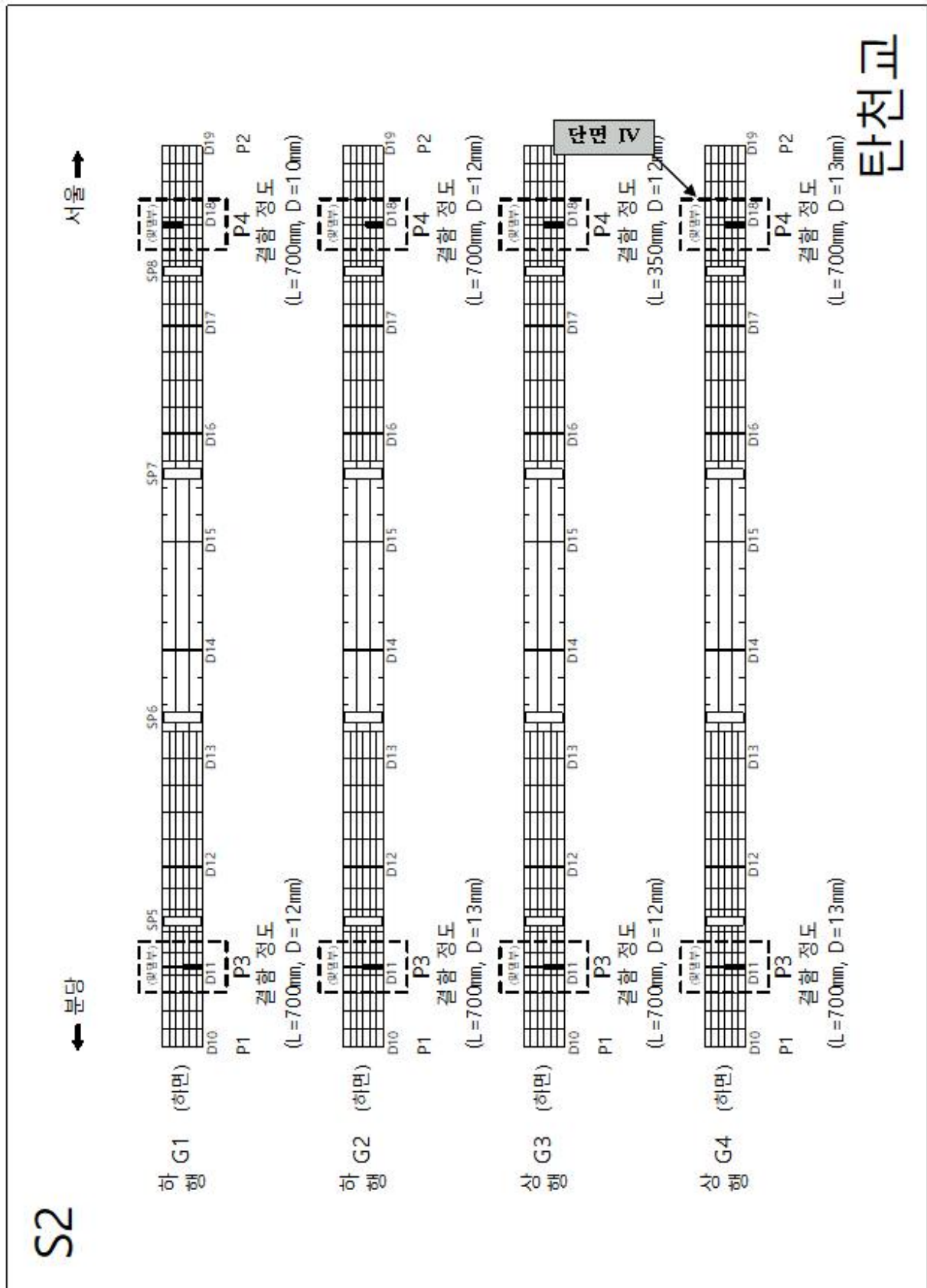
6.2.4 맞대기 용접부 안전성 검토

하부플랜지 맞대기 용접부 40개소에 대한 초음파탐상시험(UT) 결과, 전체 40개소에서 용접 결함이 검출되었고 대체로 조사길이 전체에 연속적으로 분포하여 단면감소량은 9~14 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.

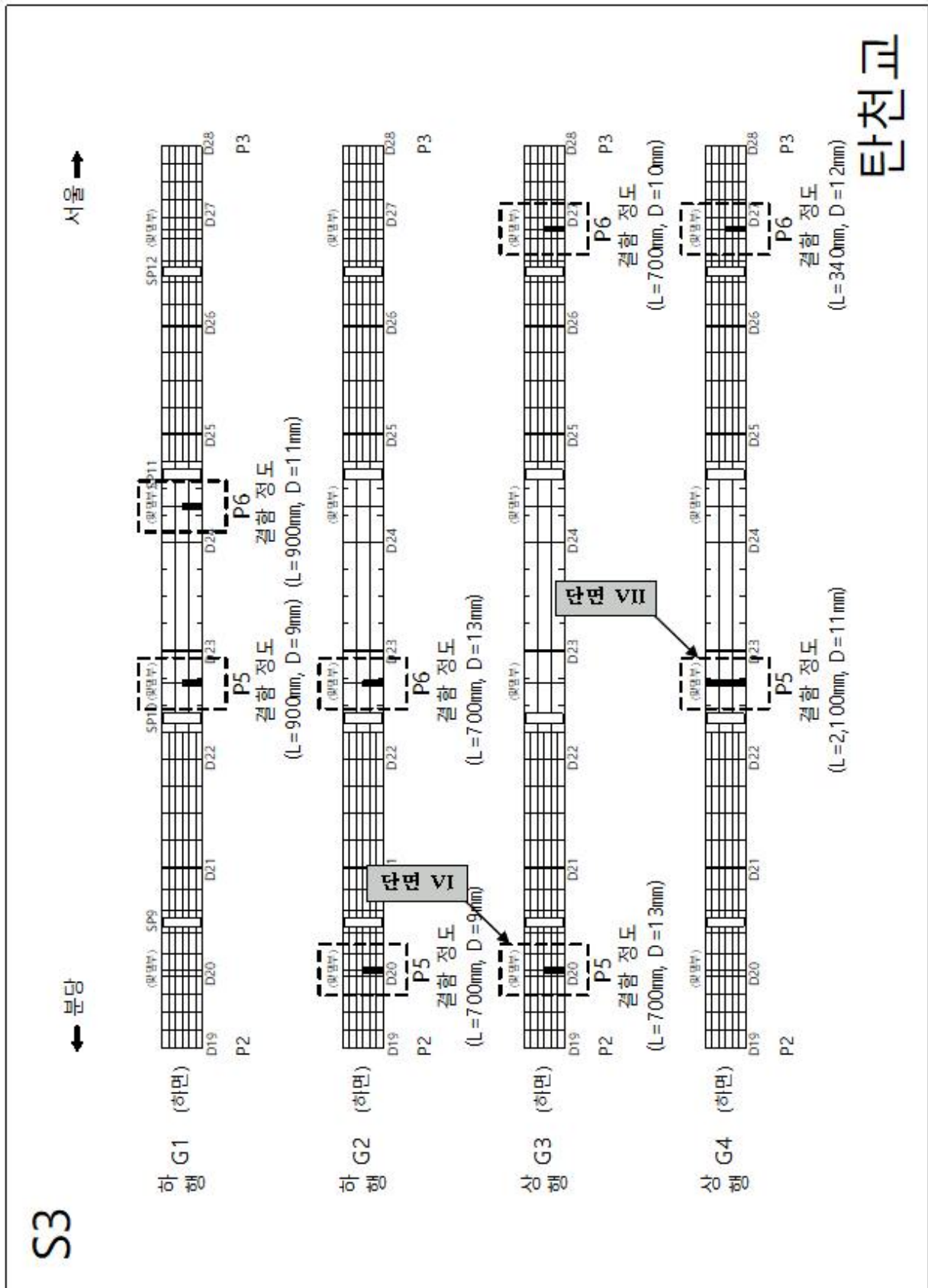
다음 그림의 맞대기 용접부에서 발생한 결함을 나타내었고, 주요한 결함에 대하여 안전성 검토를 수행하였다.



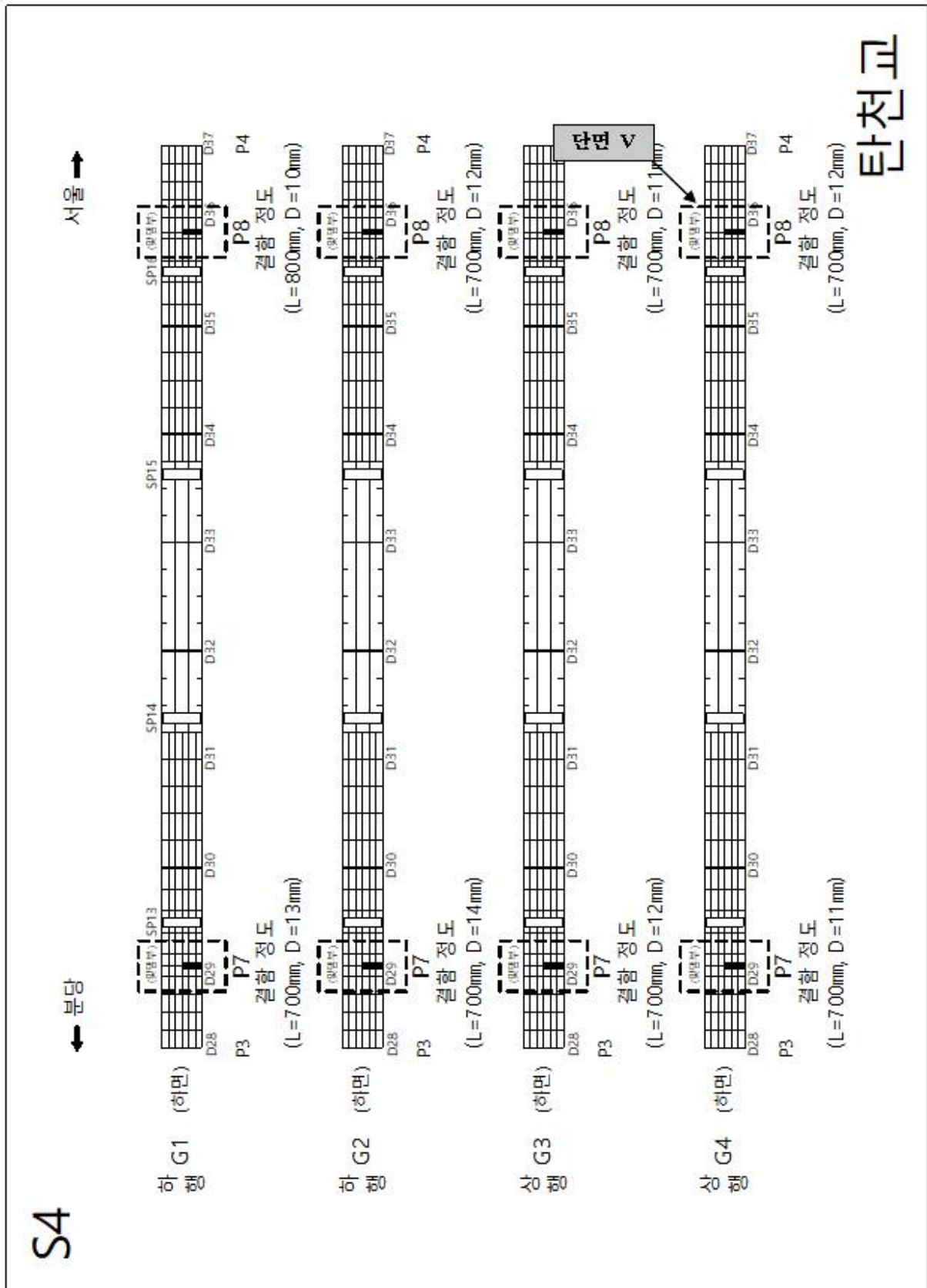
[그림 6.10] 맞대기 용접부 결함 및 검토단면-1



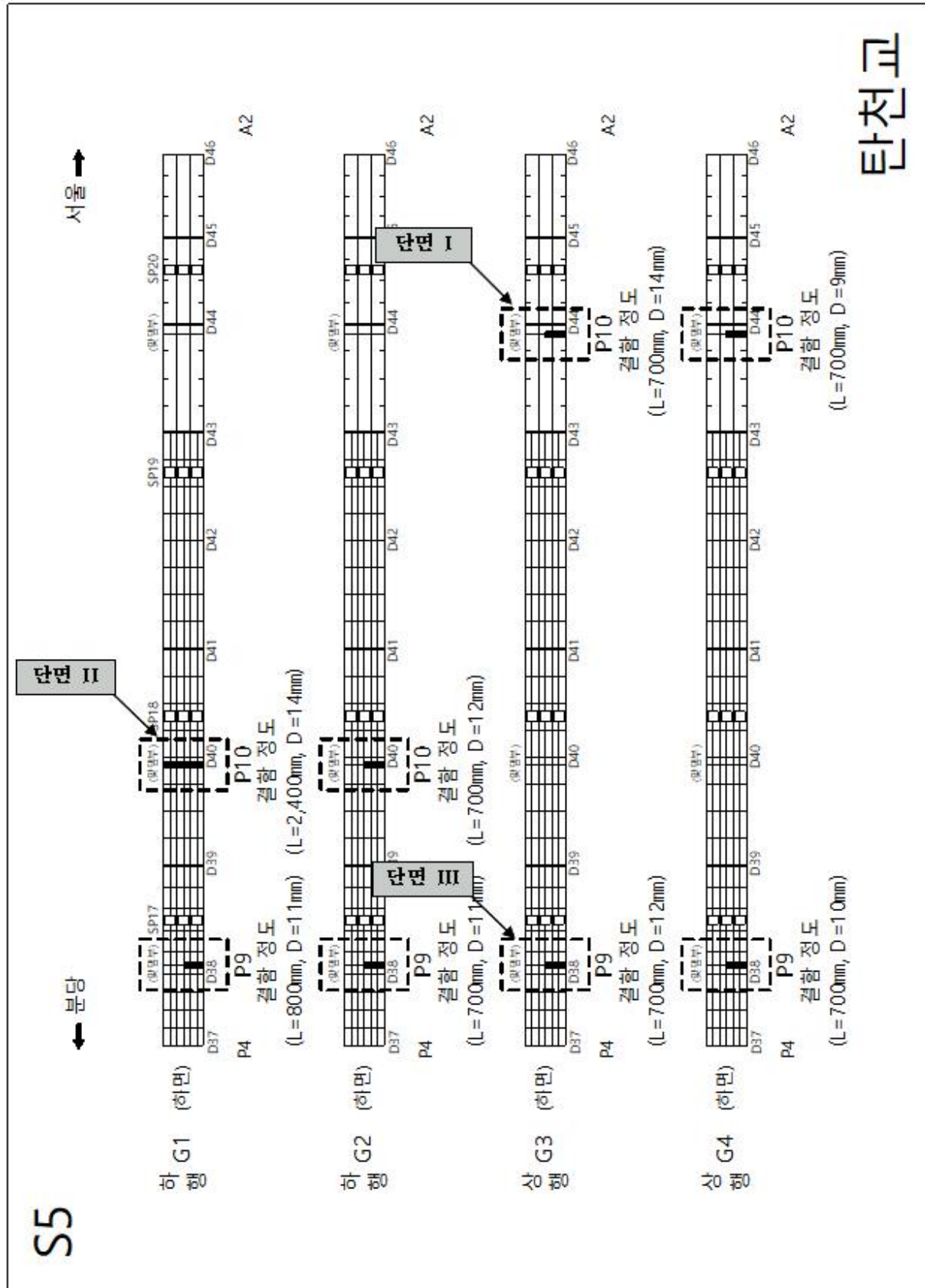
[그림 6.11] 맞대기 용접부 결함 및 검토단면-2



[그림 6.12] 맞대기 용접부 결함 및 검토단면-3



[그림 6.13] 맞대기 용접부 결함 및 검토단면-4



[그림 6.14] 맞대기 용접부 결함 및 검토단면-5

1) 맞대기 용접부 단면결손을 고려한 정적응력 검토

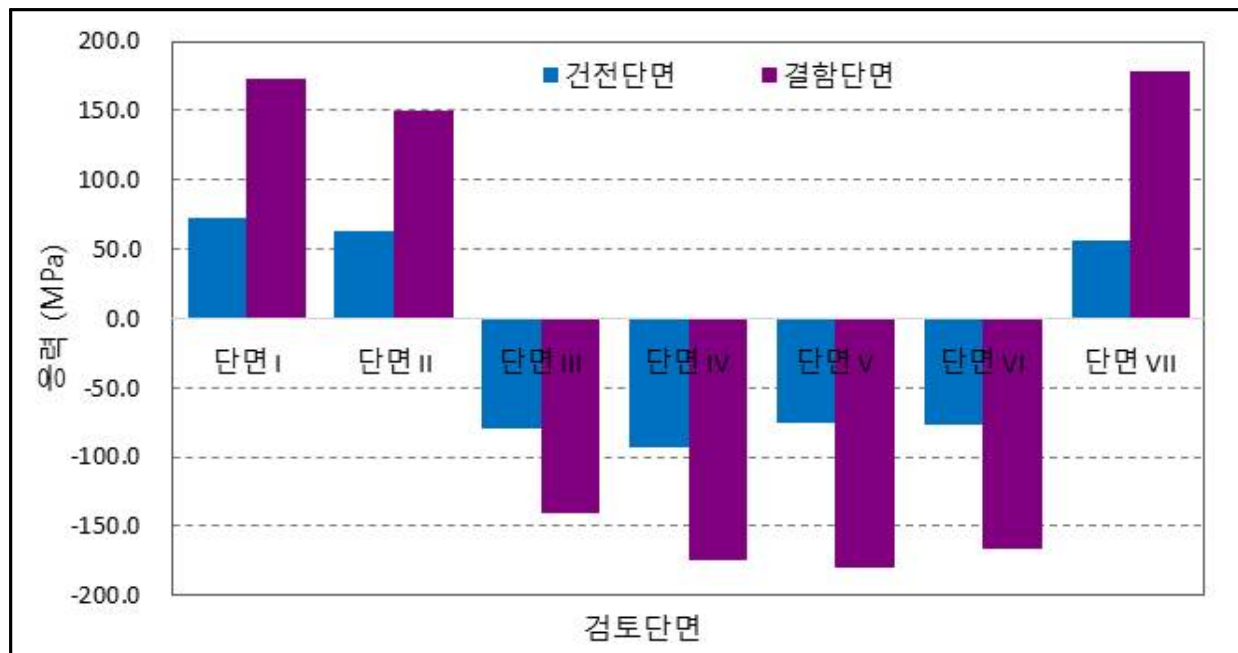
강재 비파괴 조사 결과를 토대로 맞대기 용접 결함의 단면손실을 고려한 정적응력 검토를 수행하였으며, 단면감소분은 강재 비파괴시험 결과 중 큰 값을 적용하였다.

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

응력검토 결과는 아래 표와 같으며, 결함부의 응력수준은 허용응력 이내로 안전성으로 확보하고 있는 것으로 나타났다.

[표 6.16] 맞대기 용접부 단면손실을 고려한 응력검토

검토단면		결합크기 (mm)	응력 (MPa)			합응력 (MPa)	허용응력 (MPa)	검토 결과
			고정하중	2차고정	활하중			
건전 단면	단면 I	0	41.864	9.346	21.019	72.230	190	O.K.
	단면 II	0	27.585	8.124	26.687	62.396	190	O.K.
	단면 III	0	-48.802	-9.357	-22.020	-80.179	190	O.K.
	단면 IV	0	-57.453	-12.335	-23.966	-93.754	190	O.K.
	단면 V	0	-39.130	-9.747	-26.095	-74.971	190	O.K.
	단면 VI	0	-39.605	-10.013	-26.602	-76.220	190	O.K.
	단면 VII	0	27.497	5.937	22.462	55.895	190	O.K.
결합 단면	단면 I	14	100.470	22.430	50.450	173.350	190	O.K.
	단면 II	14	66.200	19.500	64.050	149.750	190	O.K.
	단면 III	12	-85.400	-16.370	-38.540	-140.310	190	O.K.
	단면 IV	13	-107.260	-23.030	-44.740	-175.030	190	O.K.
	단면 V	14	-93.910	-23.390	-62.630	-179.930	190	O.K.
	단면 VI	13	-86.420	-21.850	-58.050	-166.320	190	O.K.
	단면 VII	11	87.990	19.000	71.880	178.870	190	N.G.



[그림 6.15] 맞대기 용접부 결함 및 건전부의 응력비교

2) 맞대기 용접부 결함을 고려한 피로안전성 검토

본 교량의 비파괴조사 결과, 거더 하부플랜지 맞대기용접부에 용입부족 등의 용접결함이 [그림 6.10]~[그림 6.14]와 같이 발생되어 결함이 발생된 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 도로교 설계기준의 허용피로응력에서 설계는 200만회를 기준으로 피로설계를 하도록 되어 있으므로 피로상세 범주별 기본허용응력 범위는 도로교 설계기준에 따라 다음 표를 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

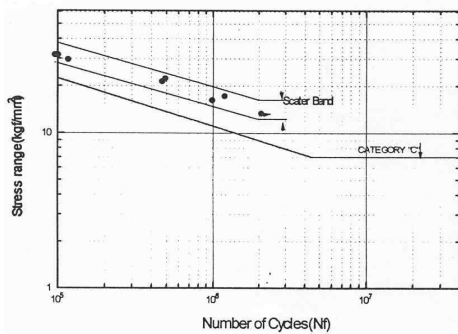
아래 표에 거더 하부플랜지 맞대기 용접부에 용입부족이 발생된 개소 중 크게 발생한 개소의 위치별 단면손실율을 나타내었고 손실율에 따라 응력범주를 결정하여 평가하였다.

[표 6.18] 맞대기 용접부 단면손실율

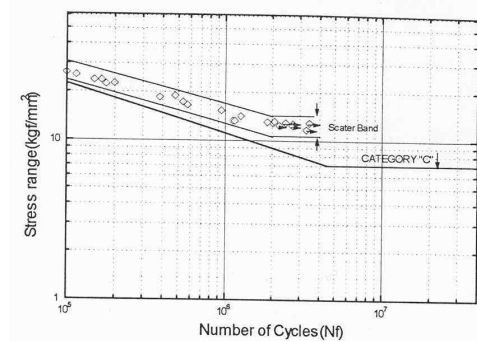
구 분	결함크기 (mm)	모재두께 (mm)	단면결손율 (%)	피로상세범주
단면 I	14	24	58.3	E'
단면 II	14	24	58.3	E'
단면 III	12	28	42.9	E'
단면 IV	13	28	46.4	E'
단면 V	14	24	58.3	E'
단면 VI	13	24	54.2	E'
단면 VII	11	16	68.8	E'

도로교 설계기준에 의한 맞대기 용접부의 허용피로응력 상세범주는 결함이 없는 경우 C로 분류할 수 있으나 용접부에 결함이 존재하는 경우는 상세범주가 다르게 분류되어야 한다.

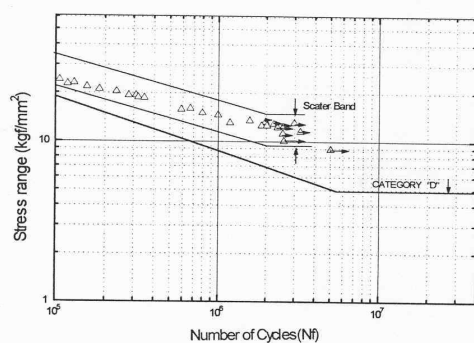
용입부족이 있는 맞대기 용접부는 도로교 설계기준에 해당 범주가 설정되어 있지 않으므로, 『맞대기 용접부 불완전용입 결함의 피로강도에 대한 연구, 시설안전기술공단, 1997.12』와 『강교의 피로평가 및 용접결함 허용기준 수립에 관한 연구, 시설안전기술공단, 1999.12』에서는 실험에 의한 피로강도 곡선의 저하를 아래 그림과 같이 제시하고 있다. 완전 용입된 맞대기 용접부의 피로응력범주는 C, 13% 불완전 용입시는 D, 25%와 34% 불완전 용입시는 E, 40.6% 불완전 용입시는 E'로 제시하였다. 따라서 맞대기 용접부 용입 불량율이 0~10%는 C, 10~25%는 D, 25~40%는 E, 40%이상은 E' 범주로 구분하여 검토하기로 한다.



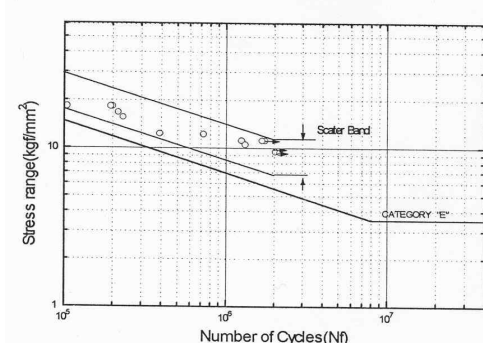
a) 완전용입 응력범주 비교



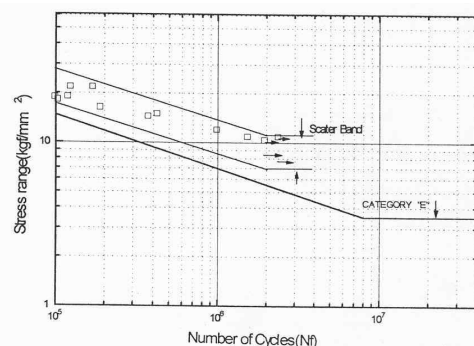
b) 6.6% 불완전용입 응력범주 비교



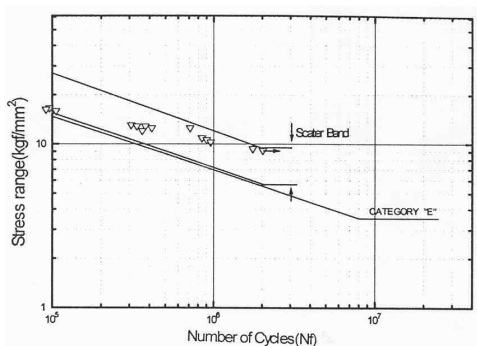
c) 13% 불완전용입 응력범주 비교



d) 25% 불완전용입 응력범주 비교



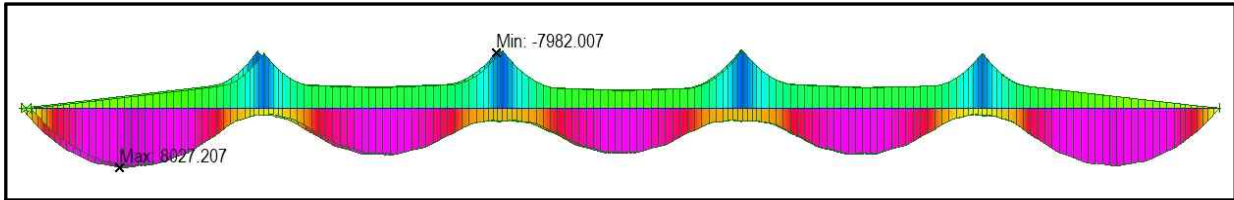
e) 34% 불완전용입 응력범주 비교



f) 40.6% 불완전용입 응력범주 비교

[그림 6.16] 맞대기 용접부 용입부족에 따른 응력범주

아래 그림은 설계활하중(DL-24)에 대한 모멘트 포락선도를 나타내었고, 아래 표는 맞대기 용접부 중 결함이 존재하는 곳의 설계활하중에 대한 변동응력을 나타내었다.



[그림 6.17] 설계활하중(DL-24)에 의한 포락선도

[표 6.19] 맞대기 용접부 변동응력

검토단면	모멘트 (kN·m)		응력 (MPa)		변동응력 (MPa)	허용피로응력 (MPa)
	$M_{\max}$	$M_{\min}$	$f_{\max}$	$f_{\min}$		
단면 I	3,776.938	-484.754	21.019	-2.698	23.717	40
단면 II	5,118.235	-2,277.993	26.687	-11.877	38.564	40
단면 III	1,482.763	-4,228.284	7.722	-22.020	29.742	40
단면 IV	1,386.646	-4,601.886	7.221	-23.966	31.187	40
단면 V	1,789.945	-4,484.242	10.202	-26.095	36.297	40
단면 VI	1,809.164	-4,571.528	10.528	-26.602	37.130	40
단면 VII	3,052.072	-1,374.239	22.462	-10.114	32.576	40

3) 검토 결과

제시된 피로응력범주(S-N선도)를 이용하여 용접부를 평가였고, 하부플랜지 맞대기 용접부 중 용입부족(단면결손율 68.8%)이 조사된 맞대기 용접부는 피로상세범주 『E』 범주로 평가하면, 설계하중 작용시 최대발생응력이 38.564 MPa로 허용응력범위가 $f_{sr} = 40 \text{ MPa}$ 이기 때문에 용입부족을 고려하더라도 피로안전성은 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

6.2.5 바닥판 안전성 평가

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

1) 캔틸레버부 (G1, 방호벽측)

① 바닥판 최소두께

- 바닥판 지간 : $L = 0.745 \text{ m}$
- $h_{\min} = 80L + 230 = 80 \times 0.745 + 230 = 290 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{\min} = 290 \text{ mm} \leq h_{use} = 388 \text{ mm} \quad \therefore$ 최소두께 만족

② 고정하중 모멘트

- h1 = 0.250 m
- h2 = 0.215 m
- h3 = 0.250 m
- h4 = 0.485 m
- h5 = 0.388 m
- h6 = 0.080 m
- L1 = 0.030 m
- L2 = 0.150 m
- L3 = 0.058 m
- L4 = 0.168 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	×	0.150	×	25.00	= 1.819	1.345	2.447
②	=	0.485	×	0.058/2	×	25.00	= 0.349	1.251	0.437
③	=	0.465	×	0.208	×	25.00	= 2.412	1.316	3.174
④	=	0.250	×	0.168/2	×	25.00	= 0.523	1.157	0.605
⑤	=	0.215	×	0.168	×	25.00	= 0.900	1.129	1.016
⑥	=	0.250	×	1.450	×	25.00	= 9.063	0.725	6.571
⑦	=	0.080	×	1.045	×	23.00	= 1.923	0.523	1.006
⑧	=	0.138	×	1.400/2	×	25.00	= 2.415	0.517	1.249
⑨	=	0.138	×	0.050	×	25.00	= 0.173	0.025	0.004
Md	19.577								16.509

③ 활하중 모멘트

$$\cdot \text{이론 충격계수} : i = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 0.745} = 0.368 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300$$

- 후륜하중 : $P_r = 96 \times (1 + 0.300) = 124.800 \text{ kN}$
- 윤하중 분포폭 : $E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.745 + 1.140 = 1.736 \text{ m}$
- 활하중 모멘트 : $M_{l+i} = P_r / E \cdot X = 124.800 / 1.736 \times 0.745 = 53.558 \text{ kN} \cdot \text{m}$

④ 차량 충돌하중

- 충돌하중 : $H_1 = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833 \text{ kN/m}$
- 작용높이 : $h = 1.080 \text{ m}$ (수평충돌력 H가 교면 위 1.0 m 높이에 작용)
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co1} = 15.833 \times 1.080 = 17.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- 충돌하중 : $H_2 = 20.0 \text{ kN/m}$ (직선구간 : 10.0 kN/m , 곡선구간 20.0 kN/m)
- 작용높이 : $h = 0.950 \text{ m}$ (방호울타리 상단부에 작용)
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co2} = 20.0 \times 0.950 = 19.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 19.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑤ 풍하중

- 풍하중 : $P_w = 3.000 \times 0.950 = 2.850 \text{ kN/m}$
- 작용높이 : $h = 0.950 \text{ m}$
- 풍하중 모멘트 : $M_w = 2.850 \times 0.950 / 2 = 1.354 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑥ 원심하중 : 교면상 1.8 m 높이에 작용

- 활하중의 백분율 : $CF = 0.79 \frac{V^2}{R} = 0.79 \times \frac{80^2}{607.085} = 8.328 (\%)$
- 원심하중 : $P_{cf} = (P_r / E) \times CF / 100 = 96.0 / 1.736 \times 8.328 / 100 = 4.605 \text{ kN/m}$
- 원심하중 모멘트 : $M_{cf} = 4.605 \times 1.800 = 8.290 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑦ 극한모멘트

- $M_{u1} = 1.30 M_d + 2.15 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} = 147.388 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
 - $M_{u2} = 1.30 M_d + 1.30 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} + 1.30 M_{co} = 126.564 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
 - $M_{u3} = 1.30 M_d + 1.30 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} + 0.65 M_w = 102.744 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
 - $M_{u4} = 1.20 M_d + 1.20 M_w + 1.20 M_{co} = 44.236 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
 - $M_{u5} = 1.30 M_d + 1.30 M_w = 23.222 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $\therefore M_u = \text{Max} [M_{u1}, M_{u2}, M_{u3}, M_{u4}, M_{u5}] = 147.388 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑧ 휨강도(M_u) 검토

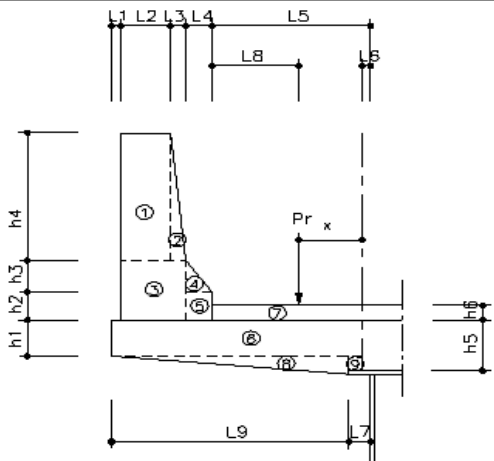
- 사용철근량 : $A_s = 1,588.8 \text{ mm}^2$ (H16 C.T.C. 125)
- 유효깊이 : $d = 348 \text{ mm}$
- 등가깊이 : $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm}$
- 설계모멘트 : $\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(348.0 - \frac{27.692}{2} \right)$
 $= 180.507 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 147.388 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

2) 캔틸레버부 (G2, 중분대측)

① 바닥판 최소두께

- 바닥판 지간 : $L = 0.750 \text{ m}$
- $h_{\min} = 80L + 230 = 80 \times 0.750 + 230 = 290 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{\min} = 290 \text{ mm} \leq h_{\text{use}} = 323 \text{ mm} \quad \therefore$ 최소두께 만족

② 고정하중 모멘트



· h1 = 0.250 m · L1 = 0.000 m

· h2 = 0.200 m · L2 = 0.070 m

· h3 = 0.250 m · L3 = 0.050 m

· h4 = 0.450 m · L4 = 0.200 m

· h5 = 0.323 m · L5 = 1.180 m

· h6 = 0.080 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	=	0.450	×	0.070	×	23.50 = 0.740	1.415	1.047
②	=	0.450	×	0.050/2	×	23.50 = 0.264	1.363	0.360
③	=	0.450	×	0.120	×	23.50 = 1.269	1.390	1.764
④	=	0.250	×	0.200/2	×	23.50 = 0.588	1.263	0.743
⑤	=	0.200	×	0.200	×	23.50 = 0.940	1.230	1.156
⑥	=	0.250	×	1.450	×	25.00 = 9.063	0.725	6.571
⑦	=	0.080	×	1.130	×	23.00 = 2.079	0.565	1.175
⑧	=	0.073	×	0.200/2	×	25.00 = 0.183	0.117	0.021
⑨	=	0.073	×	0.050	×	25.00 = 0.091	0.025	0.002
M _d						15.217		12.839

③ 활하중 모멘트

- 이론 충격계수 : $i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+0.750} = 0.368 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300$
- 후륜하중 : $P_r = 96 \times (1 + 0.300) = 124.800 \text{ kN}$
- 윤하중 분포폭 : $E = 0.8X + 1.14 = 0.8 \times 0.750 + 1.140 = 1.740 \text{ m}$
- 활하중 모멘트 : $M_{l+i} = P_r / E \cdot X = 124.800 / 1.740 \times 0.750 = 53.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$

④ 차량 충돌하중

- 충돌하중 : $H_1 = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = (80/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833 \text{ kN/m}$
- 작용높이 : $h = 1.080 \text{ m}$ (수평충돌력 H가 교면 위 1.0 m 높이에 작용)
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co1} = 15.833 \times 1.080 = 17.100 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- 충돌하중 : $H_2 = 20.0 \text{ kN/m}$ (직선구간 : 10.0 kN/m , 곡선구간 20.0 kN/m)
- 작용높이 : $h = 0.900 \text{ m}$ (방호울타리 상단부에 작용)
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co2} = 20.0 \times 0.900 = 18.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- 충돌하중 모멘트 : $M_{co} = \max(M_{co1}, M_{co2}) = 18.000 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑤ 풍하중

- 풍하중 : $P_w = 3.000 \times 0.900 = 2.700 \text{ kN/m}$
- 작용높이 : $h = 0.900 \text{ m}$
- 풍하중 모멘트 : $M_w = 2.700 \times 0.900 / 2 = 1.215 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑥ 원심하중 : 교면상 1.8 m 높이에 작용

- 활하중의 백분율 : $CF = 0.79 \frac{V^2}{R} = 0.79 \times \frac{80^2}{607.085} = 8.328 (\%)$
- 원심하중 : $P_{cf} = (P_r / E) \times CF / 100 = 96.0 / 1.740 \times 8.328 / 100 = 4.595 \text{ kN/m}$
- 원심하중 모멘트 : $M_{cf} = 4.595 \times 1.800 = 8.271 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

⑦ 극한모멘트

- $M_{u1} = 1.30 M_d + 2.15 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} = 143.098 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u2} = 1.30 M_d + 1.30 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} + 1.30 M_{co} = 120.774 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$
- $M_{u3} = 1.30 M_d + 1.30 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} + 0.65 M_w = 98.164 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$

$$\begin{aligned}
& \cdot M_{u4} = 1.20 M_d + 1.20 M_w + 1.20 M_{co} = 38.465 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
& \cdot M_{u5} = 1.30 M_d + 1.30 M_w = 18.270 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
& \therefore M_u = \text{Max} [M_{u1}, M_2, M_{u3}, M_{u4}, M_{u5}] = 143.098 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
\end{aligned}$$

⑧ 휨강도(M_u) 검토

$$\begin{aligned}
& \cdot \text{사용철근량} : A_s = 1,588.8 \text{ mm}^2 \text{ (H16 C.T.C. 125)} \\
& \cdot \text{유효깊이} : d = 283 \text{ mm} \\
& \cdot \text{등가깊이} : a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm} \\
& \cdot \text{설계모멘트} : \phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(283.0 - \frac{27.692}{2} \right) \\
& \quad = 145.395 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 143.098 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}
\end{aligned}$$

3) 연속판부

① 바닥판 최소두께

$$\begin{aligned}
& \cdot \text{바닥판 지간} : L = 2.375 \text{ m} \\
& \cdot h_{\min} = 30L + 130 = 30 \times 2.375 + 130 = 201 \text{ mm와 } 220 \text{ mm 중 큰 값 적용} \\
& \cdot \text{최소두께 검토} : h_{\min} = 220 \text{ mm} \leq h_{use} = 250 \text{ mm} \quad \therefore \text{최소두께 만족}
\end{aligned}$$

② 고정하중 모멘트

$$\begin{aligned}
& \cdot \text{바닥판} : 0.250 \times 25.00 = 6.250 \text{ kN/m}^2 \\
& \cdot \text{포장} : 0.080 \times 23.00 = 1.840 \text{ kN/m}^2 \\
& \cdot \text{고정하중 계} : W_d = 8.090 \text{ kN/m}^2 \\
& \cdot \text{고정하중 모멘트} : M_d = \frac{8.090 \times 2.375^2}{10} = 4.563 \text{ kN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

③ 활하중 모멘트

$$\begin{aligned}
& \cdot \text{DB-24} : (L+0.6)P_{24} / 9.6 \\
& \cdot \text{이론 충격계수} : i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+2.375} = 0.354 > 0.300 \quad \therefore i = 0.300 \\
& \cdot \text{후륜하중} : P_r = 96 \times (1 + 0.300) = 124.800 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{ 활하중모멘트 : } M_{l+i} &= \frac{L+0.6}{9.6} \times P_r \times 0.8 \\
 &= \frac{2.375+0.6}{9.6} \times 124.800 \times 0.8 = 30.940 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

(바닥판이 3개 이상의 지점을 가지므로 계산값의 80%를 취한다.)

④ 원심하중 : 교면상 1.8 m 높이에 작용

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{ 윤하중 분포폭 : } E &= 2.4 L / (L + 0.6) = 2.4 \times 2.375 / (2.375 + 0.6) = 1.916 \text{ m} \\
 \cdot \text{ 활하중의 백분율 : } CF &= 0.79 \frac{V^2}{R} = 0.79 \times \frac{80^2}{607.085} = 8.328 (\%) \\
 \cdot \text{ 원심하중 : } P_{cf} &= (P_r / E) \times CF / 100 = 96.0 / 1.916 \times 8.328 / 100 = 4.173 \text{ kN/m} \\
 \cdot \text{ 원심하중 모멘트 : } M_{cf} &= 4.173 \times 1.800 = 7.511 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

⑤ 극한모멘트

$$\cdot M_u = 1.30 M_d + 2.15 M_{l+i} + 1.30 M_{cf} = 82.217 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

⑥ 휨강도(M_u) 검토

$$\begin{aligned}
 \cdot \text{ 사용철근량 : } f_a &= 1,588.8 \text{ mm}^2 \text{ (H16 C.T.C. 125)} \\
 \cdot \text{ 유효깊이 : } d &= 210 \text{ mm} \\
 \cdot \text{ 등가깊이 : } a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,588.8 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 27.692 \text{ mm} \\
 \cdot \text{ 설계모멘트 : } \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 1,588.8 \times 400 \times \left(210.0 - \frac{27.692}{2} \right) \\
 &= 105.961 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_u = 82.217 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 검토 결과

바닥판에 대한 단면검토결과는 다음 표와 같다.

[표 6.20] 바닥판의 휨강도 검토결과 (단위 : kN·m)

구 분		작용 강도(M_u)	설계강도 (ϕM_n)	안전율 (SF)	안전성
		$1.30 D + 2.15 L(1+i) + 1.3 CO$			
캔틸레버부	G1 측	147.388	164.842	1.225	O.K
	G2 측	143.098	122.167	1.016	O.K
연속판부		82.217	127.389	1.289	O.K
· 캔틸레버판 : $80L+230 = 80 \times 0.750 + 230 = 290 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $290 \text{ mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $323 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$ · 연속판 : $30L+130 = 30 \times 2.375 + 130 = 201 \text{ mm}$ 와 220 mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $220 \text{ mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = $250 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$					

6.2.6 고 찰

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

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

6.2.7 기초안전성 검토

가. 세굴심 산정

1) 개요

교각 및 교대를 포함한 하부구조는 상부구조를 지지할 수 있는 최소한의 안전성능 확보 유무가 평가되어야 한다. 하천을 횡단하는 공용중인 교량에 대한 세굴을 포함한 기초 안전성 평가방법은 세굴심 검토와 기초지반의 안전성을 평가한다.

교량 세굴은 유수에 의한 침식유발능력과 지반의 침식저항능력의 상호관계에 따라 발생하는 현상이므로 수리학과 지반공학적인 측면을 모두 고려하여 주의 깊게 평가하여야 한다. 특히, 교량의 하상변화에 영향을 주는 구조물이 영향권 내에 설치될 경우 기존 교량의 세굴취약성을 평가하여야 한다. 또한 1단계 평가(세굴심 평가) 후 세굴이 발생할 수 있을 경우 2단계 평가(기초안전성) 여부를 결정하여야 하며, 기초의 변위량은 허용변위량을 초과하지 않아야 한다.

- ① 하상의 상승(Aggradation)과 저하(Degradation)는 자연적 혹은 인공적으로 하상이 장기간동안 변동하는 것이며 하상상승은 교량 상류부의 수로나 유역으로부터 침식된 물질의 퇴적을 의미하며, 반면에 하상저하는 상류로부터의 토사공급 부족에 기인한 하상의 저하나 세굴을 의미한다. 세굴평가에서는 하상저하만이 고려된다.
- ② 수축세굴(Contraction Scour)은 통수면적의 수축으로 하상에서의 유속이 증가될 때 전단응력이 증가하여 발생하며 정적세굴과 동적세굴로 구분할 수 있다. 일반적으로 정적세굴은 낮은 유속에서 발생하며 동적세굴은 높은 유속이나 홍수 시에 발생한다.
- ③ 국부세굴(Local Scour)은 흐름의 장애물인 교각, 교대, 제방 주위에서 흐름의 가속과 장애물에 의해 유발되는 와류(Vortex)가 원인이 되어 하상물질을 이동시키는 현상이며, 정적세굴과 동적세굴로 구분된다. 동적세굴은 주기적인 현상으로 수위상승 시에 생긴 세굴방지공은 수위하강 시에 다시 채워진다.

[표 6.21] 세굴의 종류

구 분	내 용
장기하상변동	장기간에 걸쳐 하천의 흐름에 의해 발생
단면축소세굴	교량의 건설에 의해 기존 흐름단면이 축소되면서 발생
국부 세굴	교량의 교대 혹은 교각 기초에 의해 발생
총 세굴	장기하상변동 + 단면축소세굴 + 국부세굴

2) 국부세굴에 영향을 미치는 요소

- ① 교각 폭 : 교각 폭의 증감은 세굴심에 직접적인 영향을 미친다.
- ② 교각길이 : 교각의 길이는 세굴의 직접적인 영향을 주지 않지만 각도의 변화에 따라 세굴에 커다란 영향을 미친다.
- ③ 수심 : 흐름 깊이의 증가는 세굴깊이를 증가시킨다.
- ④ 접근류의 유속 : 접근 속도의 증가는 세굴깊이를 증가시킨다.
- ⑤ 하상물질의 크기 : 모래입자 크기의 범위에서는 세굴깊이에 영향을 미치지 않으나, 정지상 세굴이나 이동상 세굴 상태에서는 세굴깊이에 영향을 미친다.
- ⑥ 교대, 교각의 접근각(임사각) : 교각이나 교대에 부딪히는 유수의 각도는 세굴에 큰 영향을 미친다.

3) 세굴심 산정

교각에 의한 국부 최대 세굴심 결정은 여러 가지 경험공식에 의존하고 있으나 경험식 산출에 사용된 하상입자와 교각의 크기, 유속범위의 제한성 등으로 각 경험식에 따라 세굴심 예측에 큰 차이를 보이고 있다.

따라서 본 검토에서는 교각설치 지점에서 세굴심 결정을 위하여 「하천설계기준·해설(2005, 한국수자원학회)」와 “U.S Department of Transportation Federal Highway Administration”에서 제안한 CSU 공식 및 Laursen, Neill, Froehlich 세굴공식 등을 비교·검토하였다.

① C.S.U(Colorado State University) 공식

$$\frac{y_s}{y} = 2.0 \times k_1 \times k_2 \times k_3 \times k_4 \times \left(\frac{b}{y}\right)^{0.65} \times Fr^{0.43}$$

여기서, y_s : 세굴심(m)

y : 구조물설치시 직상류부수심(m)

k_1 : 교각 형상에 대한 보정계수

k_2 : 흐름 입사각에 대한 보정계수

k_3 : 하상조건에 대한 보정계수

k_4 : 하상재료의 크기에 대한 보정계수

b : Pier 폭(m)

Fr : 구조물설치 직상류부의 Froude수($Fr = v / \sqrt{g \times y_1}$)

[표 6.22] 교각 형상에 따른 보정계수 (k_1)

교각 돌출부 형상	k_1
(a) 직사각형	1.1
(b) 반원형	1.0
(c) 원통형	1.0
(d) 날카로운 교각	0.9
(e) 원통그룹	1.0

[표 6.23] 흐름의 입사각에 따른 보정계수 (k_2)

각 도 (°)	보정계수 k_2		
	L/b=4	L/b=8	L/b=12
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

주) b = 교각의 폭(m)

L = 교각의 길이(m)

[표 6.24] 하상 조건에 따른 보정계수(k_3)

하 상 조 건	사 구 높 이 H(m)	k_3
정 적 세 굴	N / A	1.1
평탄 하상 및 역사구 흐름	N / A	1.1
작 은 사 구	3 > H > 0.6	1.1
중 간 사 구	9 > H > 3	1.1~1.2
큰 사 구	H > 9	1.3

[표 6.25] 하상재료의 크기에 대한 보정계수(k_4)

종 류	D ₅₀ (mm)	D ₉₀ /D ₅₀ ≥	최대유속 V	k_4
모 래	< 2.0	-	-	1.0
자 갈	2 ~ 32	-	-	1.0
자 갈	32 ~ 64	4 ~ 3	V ≤ 0.7VC	0.95
조약돌	64 ~ 250	3 ~ 2	V ≤ 0.8VC	0.90
조약돌	250 ~ 500	2 ~ 1	V ≤ 0.8VC	0.85
조약돌	> 500	1	V ≤ 0.9VC	0.80

② Laursen 공식

$$\frac{b}{Y} = 5.5 \frac{Y_s}{Y} \left[\left(\frac{Y_s}{11.5 Y} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right]$$

여기서, b : 교각의 폭(m)

Y : 구조물 설치 직상류부 수심(m)

Y_s : 세굴심(m)

③ Neil 공식

$$\frac{Y_s}{b} = 1.2 (Y/b)^{0.3}$$

여기서, Y_s : 세굴심(m)

b : 교각의 폭(m)

Y : 교각 전면의 수심(m)

④ Froehlich 공식

$$\frac{Y_s}{b} = 0.32 \phi \left(\frac{b'}{b} \right)^{0.62} \left(\frac{Y}{b} \right)^{0.46} Fr^{0.2} \left(\frac{b}{D_{50}} \right)^{0.08} + 1$$

여기서, Y_s : 세굴심(m)

b : 교각의 폭(m)

b' : 흐름의 접근각에 대한 직각방향의 투영교각 폭(m)

ϕ : 교각의 형상계수(사각형 1.3, 원형 1.0, 날카로운 교각 0.7)

Y : 구조물 설치 직상류부 수심(m)

Fr : 구조물 설치 직상류부의 Froud 수

D_{50} : 하상입자의 평균입경(m)

4) 세굴심 산정 결과

총 세굴심은 장기하상변동 및 단면축소세굴, 국부세굴로 구성된다. 하지만 장기하상변동의 경우 교량의 설치가 장기적인 하상변동에 미치는 영향이 미미할 것으로 판단되어 금회 검토시 고려하지 않았으며, 홍수사상으로 인하여 발생할 수 있는 비교적 단기적인 세굴현상의 고찰에 중점을 두어 실시하였다.

세굴심 산정결과는 다음과 같으며, 상기의 4가지 공식에 의한 세굴심 중 최대값인 C.S.U 값을 제외한 Laursen, Neill, Froehlich 공식에 의한 세굴심의 평균값을 본 교량의 세굴심으로 적용하였다.

[표 6.26] 세굴심 산정결과

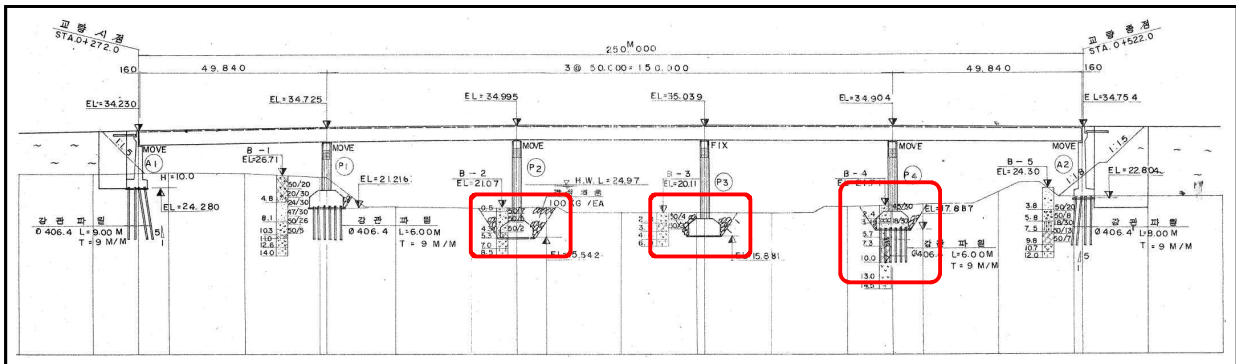
구 분	국부 세굴심(m)				적용세굴심(m)	비 고
	C.S.U	Laursen	Neill	Froehlich		
탄천교	4.6	3.6	3.9	3.4	3.63	C.S.U 제외

출처) 탄천 등 3개 하천기본계획(탄천, 양재천, 막계천) 보고서, 경기도, P.8-115, 2014.08

나. 기초안전성 평가

본 교량의 세굴심은 3.63m로 세굴심도는 기초상단과 지초저면 사이에 위치하는 것으로 산정되었으나 아래 그림과 같이 본 교량은 세굴보호공이 설치되어 있어 세굴심도는 기초상단보다 높을 것으로 판단된다.

따라서, 본 교량은 적정 세굴보호공이 설치되어 있으며 공용 중 세굴발생이 없는 것으로 조사되어 세굴심 검토를 포함한 기초의 안전성평가는 “a”로 평가하였다.



[그림 6.18] 탄천교 종단면도



P3 세굴방지공 시공현황

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.

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

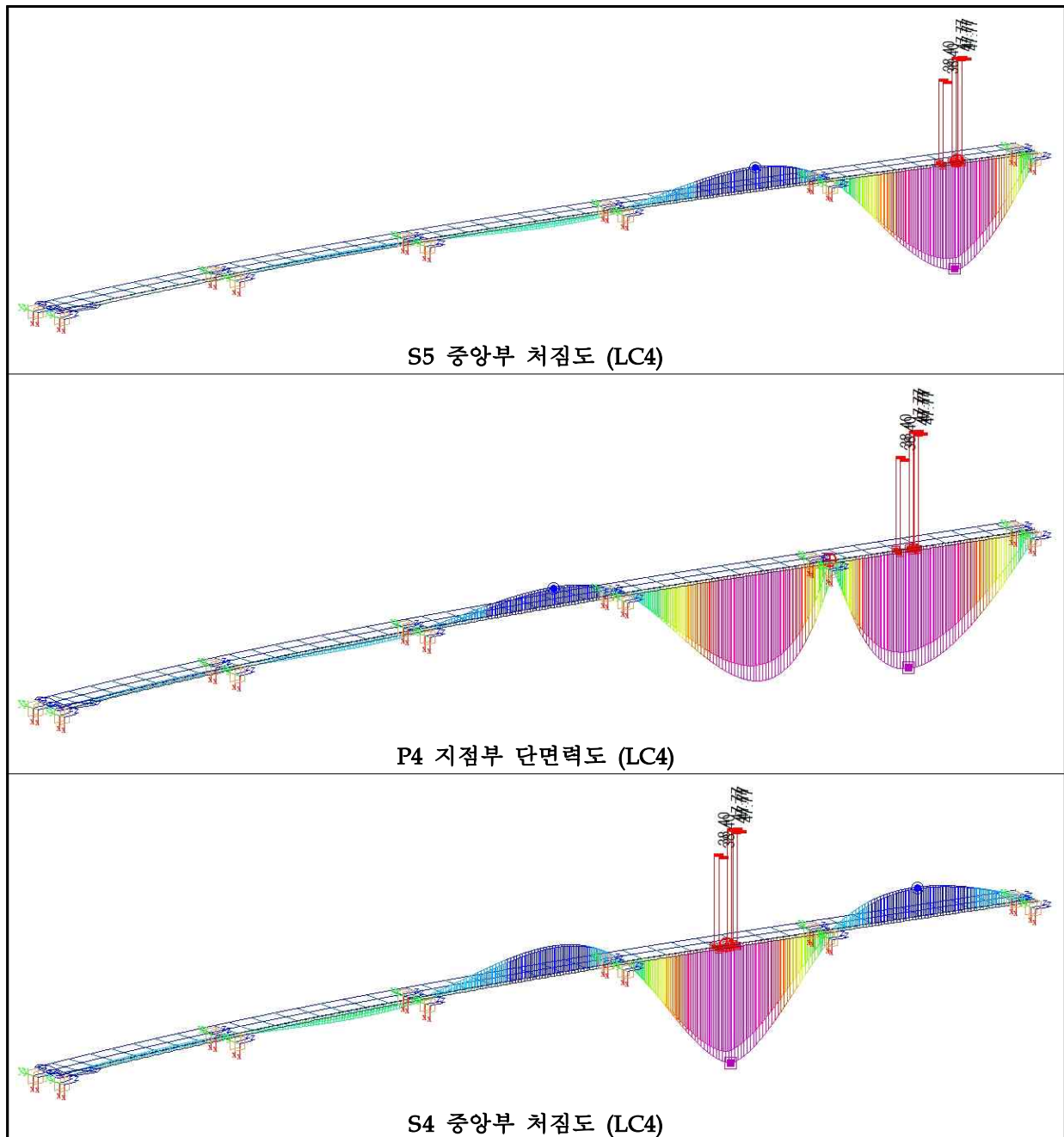
$$\text{여기서, } K_s = \text{응력보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}} \quad \text{또는} \quad K_s = \frac{\delta_{\text{계산}}}{\delta_{\text{실측}}} \times \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

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 6.19] 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 5경간 연속에 대하여 재하시험을 실시하였으므로 거동을 파악하기 위하여 정모멘트부(S5 3L/8지점, S4 중앙부)와 부모멘트부(P4)에 대하여 응답비를 산정하였다.

[표 6.27] 처짐에 대한 응답비 (S5 3L/8)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측(mm)	해석(mm)	응답비
LC 1	G1	DT1	-3.316	-5.624	1.696
	G2	DT2	-1.255	-2.530	2.016
LC 2	G1	DT1	-2.691	-4.426	1.645
	G2	DT2	-1.787	-3.512	1.965
LC 3	G1	DT1	-6.060	-10.050	1.658
	G2	DT2	-3.062	-6.041	1.973
LC 4	G1	DT1	-1.273	-2.505	1.968
	G2	DT2	-2.425	-5.646	2.328
LC 5	G1	DT1	-2.090	-3.484	1.667
	G2	DT2	-2.482	-4.453	1.794
LC 6	G1	DT1	-3.504	-5.989	1.709
	G2	DT2	-4.938	-10.099	2.045

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

[표 6.28] 처짐에 대한 응답비 (S4 1L/2)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측(mm)	해석(mm)	응답비
LC 1	G1	DT3	-3.174	-5.522	1.740
	G2	DT4	-1.416	-2.473	1.746
LC 2	G1	DT3	-2.566	-4.315	1.682
	G2	DT4	-1.872	-3.359	1.794
LC 3	G1	DT3	-5.822	-9.837	1.690
	G2	DT4	-3.241	-5.832	1.799
LC 4	G1	DT3	-1.390	-2.432	1.750
	G2	DT4	-2.936	-5.331	1.816
LC 5	G1	DT3	-1.901	-3.386	1.781
	G2	DT4	-2.463	-4.222	1.714
LC 6	G1	DT3	-3.378	-5.818	1.722
	G2	DT4	-5.273	-9.553	1.812

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

[표 6.29] 변형률에 대한 응답비 (S5 3L/8)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	ST2	37.95	37.40	47.47	1.269
		ST3	36.84			
	G2	ST5	10.65	11.41	17.35	1.521
		ST6	12.16			
LC 2	G1	ST2	25.39	29.72	33.27	1.119
		ST3	34.05			
	G2	ST5	17.34	17.59	25.26	1.436
		ST6	17.84			
LC 3	G1	ST2	64.67	68.30	80.75	1.182
		ST3	71.92			
	G2	ST5	28.88	29.94	42.61	1.423
		ST6	30.99			
LC 4	G1	ST2	12.57	11.78	17.16	1.457
		ST3	10.99			
	G2	ST5	28.92	30.20	47.65	1.578
		ST6	31.48			
LC 5	G1	ST2	19.48	19.81	25.01	1.262
		ST3	20.14			
	G2	ST5	31.61	28.45	33.52	1.178
		ST6	25.29			
LC 6	G1	ST2	35.11	34.38	42.17	1.227
		ST3	33.64			
	G2	ST5	59.37	57.78	81.18	1.405
		ST6	56.18			

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

[표 6.30] 변형률에 대한 응답비 (S4 1L/2)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	ST8	-12.90	-13.68	-25.62	1.873
		ST9	-14.45			
	G2	ST11	-6.51	-5.73	-6.99	1.220
		ST12	-4.94			
LC 2	G1	ST8	-11.02	-10.42	-18.61	1.786
		ST9	-9.82			
	G2	ST11	-10.66	-9.21	-13.06	1.418
		ST12	-7.75			
LC 3	G1	ST8	-23.58	-23.52	-44.23	1.881
		ST9	-23.45			
	G2	ST11	-14.13	-13.08	-20.05	1.533
		ST12	-12.03			
LC 4	G1	ST8	-5.78	-4.82	-6.75	1.400
		ST9	-3.85			
	G2	ST11	-13.47	-11.73	-25.93	2.211
		ST12	-9.99			
LC 5	G1	ST8	-8.72	-7.65	-12.79	1.672
		ST9	-6.57			
	G2	ST11	-13.83	-12.17	-18.90	1.553
		ST12	-10.51			
LC 6	G1	ST8	-14.22	-12.03	-19.54	1.624
		ST9	-9.83			
	G2	ST11	-25.78	-22.37	-44.83	2.004
		ST12	-18.96			

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

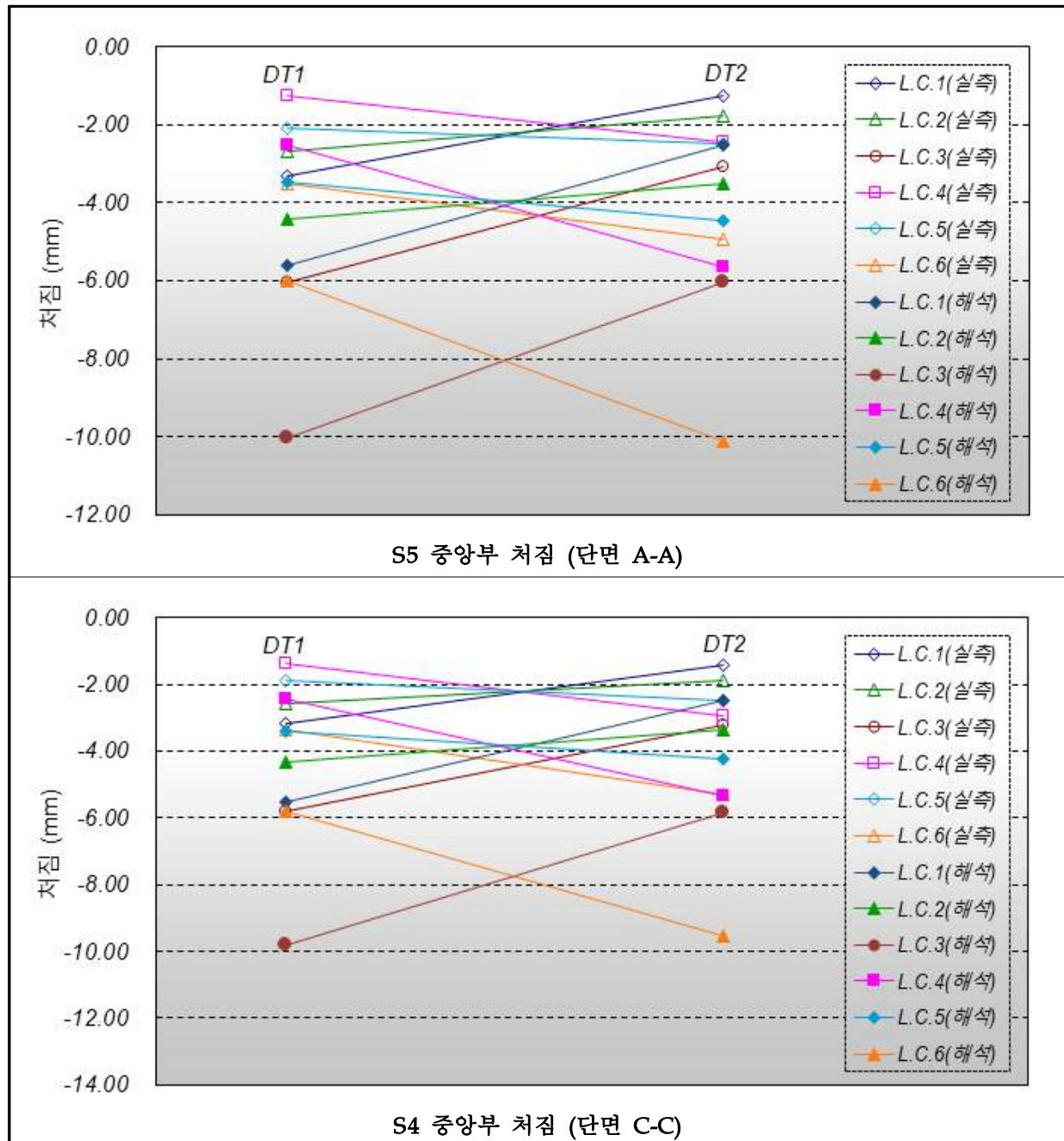
[표 6.31] 변형률에 대한 응답비 (P4)

재하 경우	거더 No.	Gage No.	실측($\mu\epsilon$)	실측 평균($\mu\epsilon$)	해석($\mu\epsilon$)	응답비
LC 1	G1	ST14	45.08	43.96	52.51	1.194
		ST15	42.84			
	G2	ST17	12.91	17.27	18.62	1.078
		ST18	21.62			
LC 2	G1	ST14	31.57	35.44	36.36	1.026
		ST15	39.30			
	G2	ST17	20.64	24.40	27.26	1.117
		ST18	28.15			
LC 3	G1	ST14	76.45	80.03	88.87	1.110
		ST15	83.61			
	G2	ST17	36.44	44.06	45.88	1.041
		ST18	51.68			
LC 4	G1	ST14	17.01	16.51	18.98	1.150
		ST15	16.01			
	G2	ST17	50.42	43.90	52.32	1.192
		ST18	37.37			
LC 5	G1	ST14	23.40	23.82	27.52	1.155
		ST15	24.23			
	G2	ST17	34.90	35.62	36.18	1.016
		ST18	36.33			
LC 6	G1	ST14	41.12	41.15	46.49	1.130
		ST15	41.17			
	G2	ST17	85.27	79.42	88.49	1.114
		ST18	73.57			

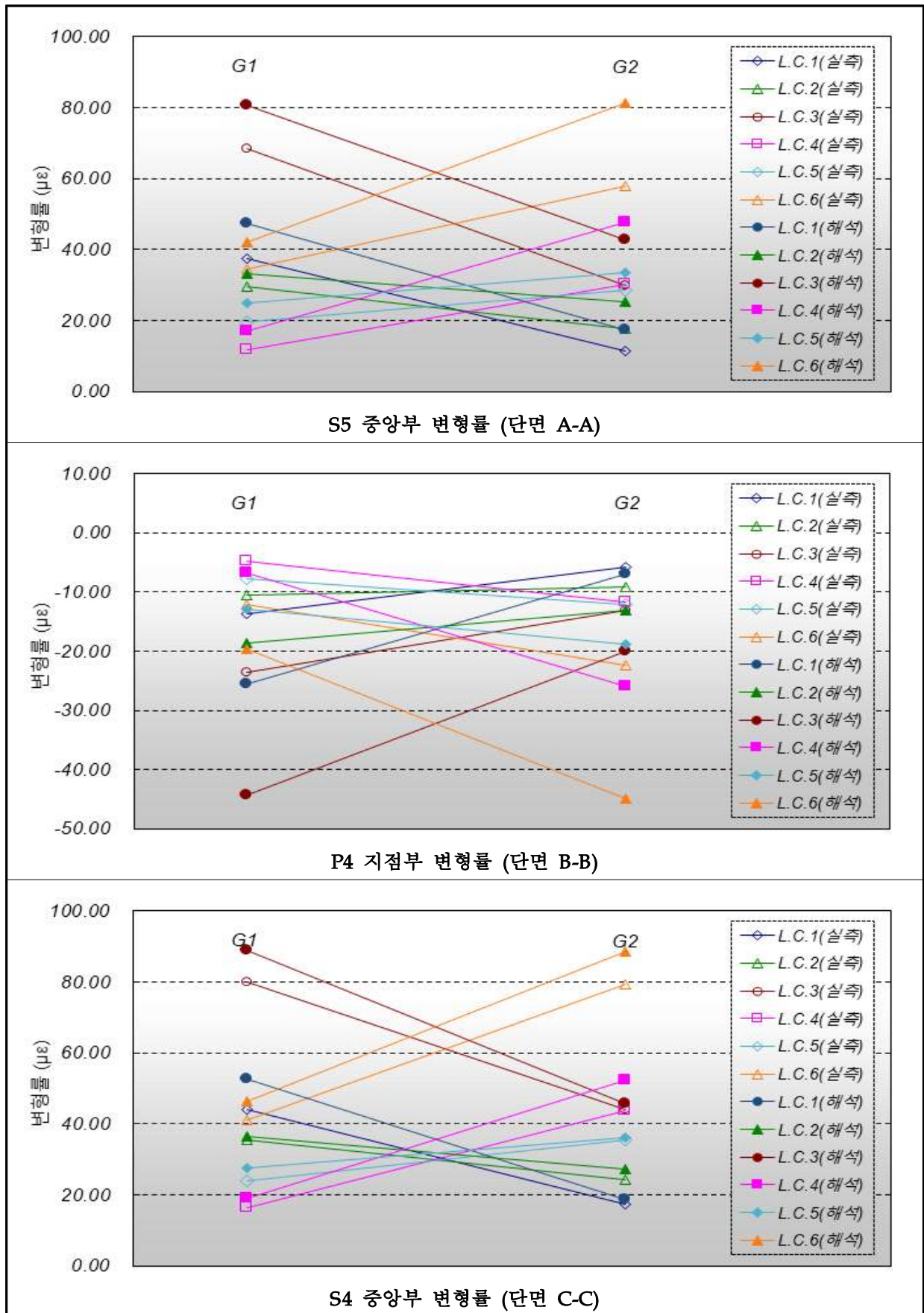
주) **진한글자** : 응답보정계수 산정에 사용된 응답비 (시험차량 직재하부의 최저응답비)

□ 응답비 산정결과

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



[그림 6.20] 실측처짐과 해석처짐 비교

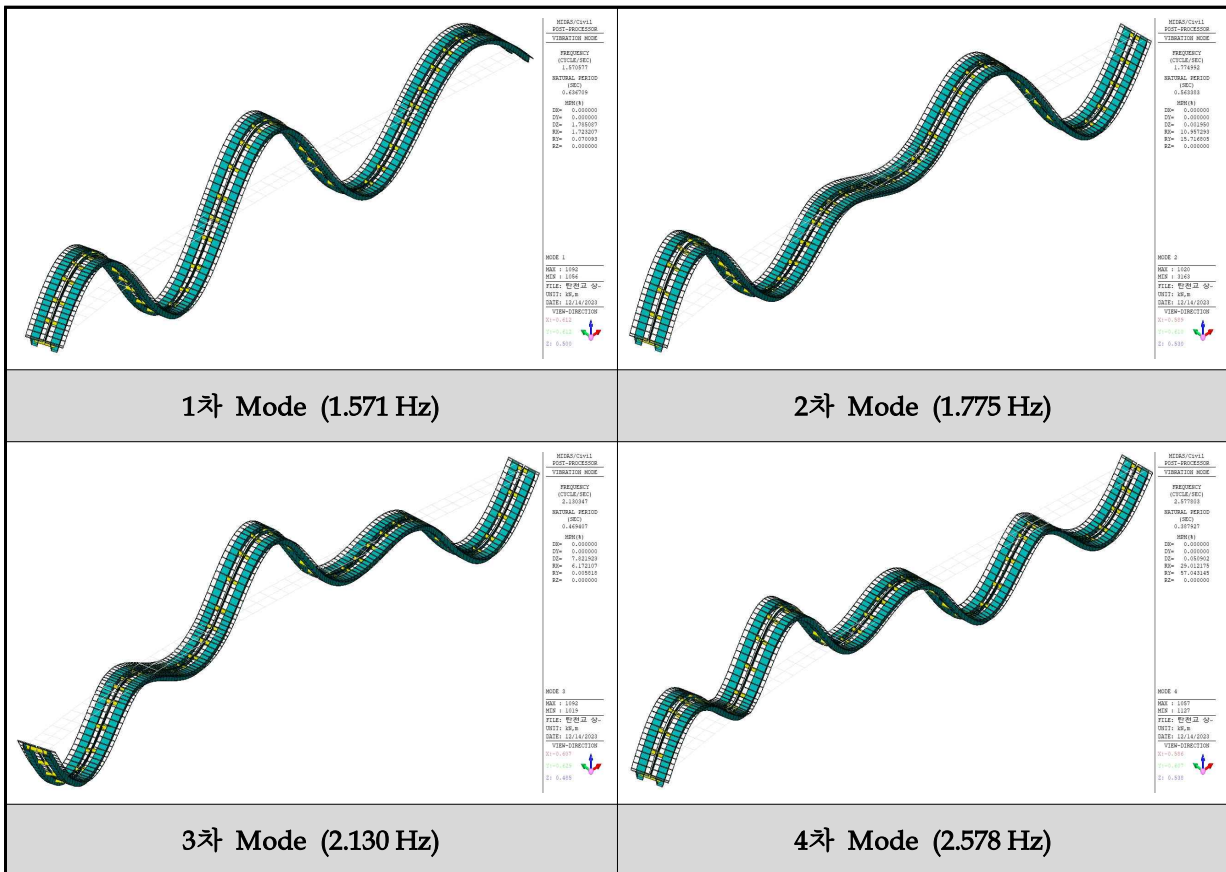


[그림 6.21] 실측변형률과 해석변형률 비교

3) 고유진동수 해석

대상교량의 고유진동수 평가는 S5 3L/8지점과 S4 1L/2 지점에 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, 계측된 가속도 파형 및 FFT 분석결과로서 대상교량의 연직방향의 고유진동수는 1.85 Hz로 측정되었으며, 연직방향 제1모드의 해석 고유진동수 1.571 Hz으로 나타나 구조물에 대한 동적 특성을 양호하게 반영된 것으로 판단된다.



[그림 6.22] 모드형상 해석결과

[표 6.32] 해석 고유진동수

모드	Mode			
	1	2	3	4
고유진동수(Hz)	1.571	1.775	2.130	2.578

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 6.33] 처짐에 대한 응답보정계수

구 분	재하경우	응답비	계산 충격계수	실측 충격계수	응답 보정계수
S5 정모멘트부	LC 2	1.645	0.168	0.156	1.662
S4 정모멘트부	LC 2	1.682	0.167	0.141	1.719

[표 6.34] 변형률에 대한 응답보정계수

구 분	재하경우	응답비	계산 충격계수	실측 충격계수	응답 보정계수
S5 정모멘트부	LC 2	1.119	0.168	0.156	1.131
P4 부모멘트부	LC 5	1.553	0.168	0.156	1.569
S 정모멘트부	LC 5	1.016	0.167	0.141	1.039

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 6.35] 공용내하력

구 분		기본 내하율	응답 보정계수	공용 내하율	공용 내하력	비 고
거더	외측경간 중앙부	$\frac{190.000 - 97.044}{41.514} = 2.239$	= 1.131	2.532	DL-24이상	허용 응력법
	외측 지점부	$\frac{-190.0 - (-115.551) - (-10.747)}{-37.671} = 1.691$	1.569	2.653	"	"
	내측경간 중앙부	$\frac{190.000 - 51.899}{42.556} = 3.245$	1.039	3.372	"	"
	내측 지점부	$\frac{-190.0 - (-93.265) - (-35.572)}{-43.579} = 1.403$	1.000	1.403	"	"
	중앙경간 중앙부	$\frac{190.000 - 72.021}{44.136} = 2.673$	1.000	2.673	"	"
바닥판	캔틸레버	$\frac{145.395 - 1.30 \times 12.839}{2.15 \times 53.793} = 1.113$	1.000	1.113	DB-24이상	강도 설계법
	연속판부	$\frac{105.961 - 1.30 \times 4.563}{2.15 \times 30.940} = 1.504$	1.000	1.504	"	"

주) 재하시험 실시하지 않은 경간은 기본내하력으로 평가함

6.3.5 고찰

본 교량에 대한 구조해석 및 재하시험 결과를 이용한 강박스 거더의 공용내하력은 설계활하중 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 6.36] 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	138.559	190.000	1.371	a
외측 지점부	-163.969	190.000	1.159	a
내측경간 중앙부	94.454	190.000	2.012	a
내측 지점부	-151.946	190.000	1.250	a
중앙경간 중앙부	116.157	190.000	1.636	a

2) 콘크리트 바닥판

검토위치	극한모멘트 Mu(kN.m)	설계모멘트 φMn(kN.m)	안전율 (SF)	안전성평가 결과
캔틸레버부	143.098	145.395	1.016	a
연속판부	82.217	105.961	1.289	a

3) 안전성 평가등급

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

[표 6.37] 안전성 평가 결과

부 재		SF(안전율)	안전성 평가등급		
강박스거더	정모멘트부	1.371	a	a	A
	부모멘트부	1.159	a		
바 닥 판	캔틸레버부	1.016	a	a	
기초안전성	세굴심 검토	-	a	a	

6.4.3 기 진단 결과와 비교

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

[표 6.38] 기 진단과의 안전성평가 결과 비교

부 재		안전율(SF)		안전성평가 결과
		전회 정밀안전진단	금회 정밀안전진단	
강박스 거더	외측경간 중앙부	2.05	1.371	a
	외측 지점부	1.54	1.159	a
	내측경간 중앙부	2.69	2.012	a
	내측 지점부	1.72	1.250	a
	중앙경간 중앙부	2.50	1.636	a
바닥판	캔틸레버부	1.77	1.016	a
	연속판부	1.26	1.289	a

[표 6.39] 기 진단과의 내하력평가 결과 비교

부 재		기본내하율(RF)		내하력평가 결과
		전회 정밀안전진단	금회 정밀안전진단	
강박스 거더	외측경간 중앙부	2.87	2.239	DL-24이상
	외측 지점부	1.84	1.691	"
	내측경간 중앙부	3.19	3.245	"
	내측 지점부	1.97	1.403	"
	중앙경간 중앙부	2.88	2.673	"
바닥판	중앙 지점부	1.91	1.113	DB-24이상
	연속판부	1.27	1.504	"

강박스 거더의 경우, 바닥판 하중산정의 차이(전회 안전성평가지 : 바닥판 하중 비교려, 금회 안전성평가지 : 바닥판과 상부플랜지 사이가 비어있는 것으로 하중 산정), 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, 전회 산정되지 않은 원심하중을 금회 안전성평가지 반영하여 금회 안전율이 전회 안전율 보다 작게 산정된 것으로 판단된다.

