

제6장 구조해석 및 안전성평가

6.1 개요

6.2 구조해석 및 안전성검토

6.3 내하력 평가

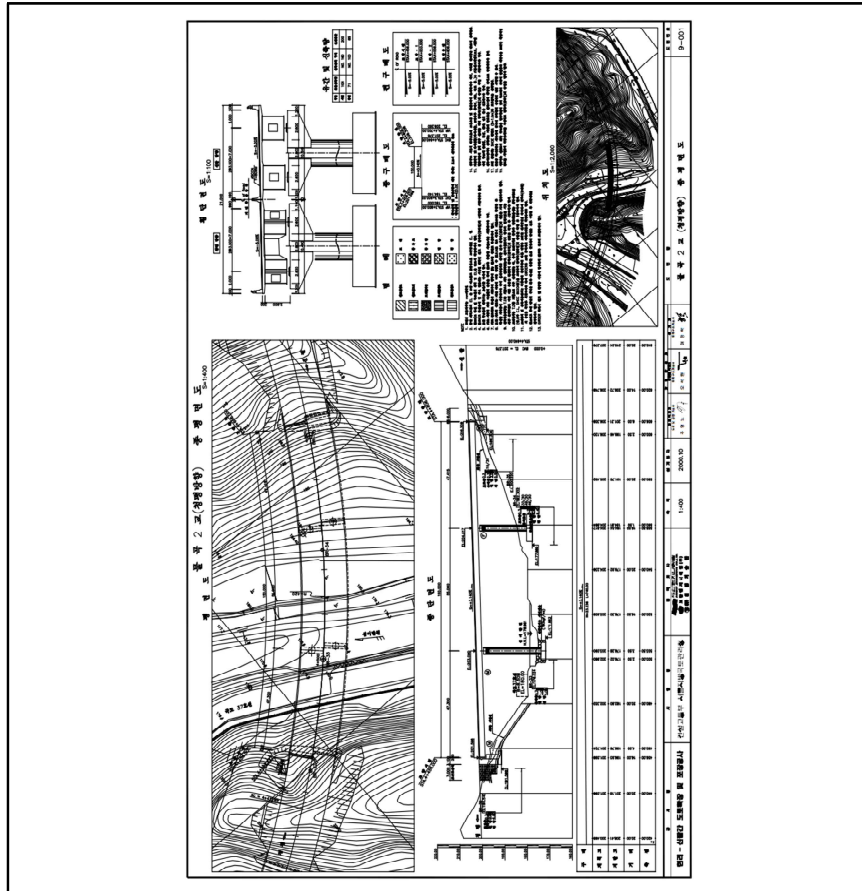
6.4 안전성 평가등급 산정

제6장 구조해석 및 안전성평가

6.1 개요

물곡2교(상, 청평방향)는 경기도 가평군 상면 읍길리에 위치한 국도 37호선 내의 교량으로 총 연장 150.0m, 폭 10.49m의 2차선으로서, 상부구조는 <그림 6.1>에 나타난 것과 같이 강박스 거더교(47.5+55+47.5)로 구성되어 있다.

본 교량의 설계하중은 DB-24, DL-24로 현재 보유하고 있는 내하력은 2010년 개정된 도로교 설계기준으로 평가하였다.

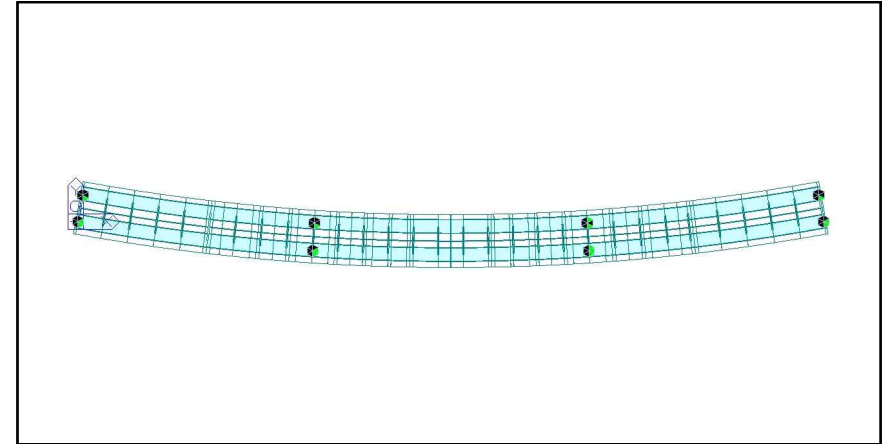


<그림 6.1> 물곡2교(상, 청평방향) 중평면도

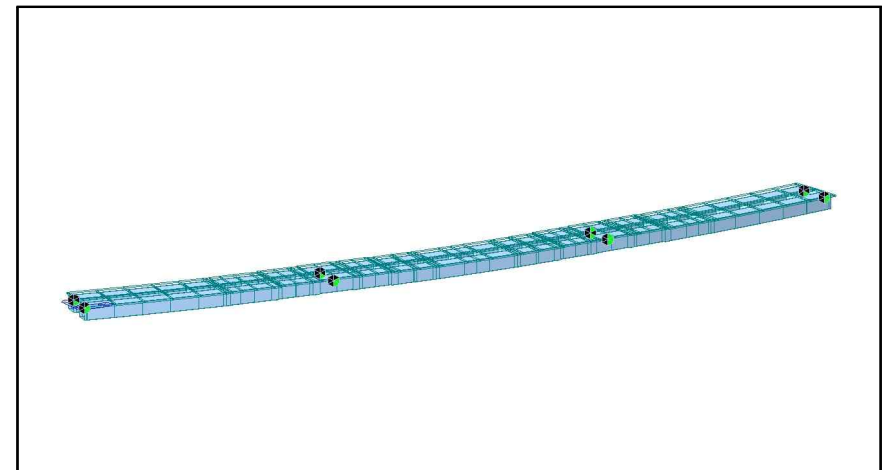
6.2 구조해석 및 안전성검토

6.2.1 구조해석 모델

대상교량에 대한 해석은 다음과 같이 주거더와 가로보 및 세로보를 보요소(Frame Element)를 사용하여 3차원으로 모델링하였고, 구조해석 모델은 강재 및 콘크리트의 자중을 하중으로 고려한 합성전 모델과 콘크리트와 강재가 일체로 거동하는 합성후 모델에 대하여 해석을 수행하였다.



<그림 6.2> 구조해석 모델링(중평면도)



<그림 6.3> 구조해석 모델링(중단면도)

6.2.2 구조해석 조건

가. 구조형식 및 제원

- (1) 교량형식 : 3경간 연속 Steel Box Girder
- (2) 연 장 : $L = 47.5\text{m} + 55\text{m} + 47.5\text{m} = 150.0\text{m}$
- (3) 폭 원 : $B = 10.49\text{m}$ (청평방향)
- (4) 교량등급 : 1등급(DB-24)

나. 사용재료

(1) 강재

- 종류 : 주부재 SM490, 부부재 SM400
- 탄성계수 : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{MPa}$
- 단위중량 : $\gamma_s = 78.5 \text{kN/m}^3$
- 허용응력 : 주부재 $f_{sa} = 190 \text{MPa}$, $\tau_a = 110 \text{MPa}$
부부재 $f_{sa} = 140 \text{MPa}$, $\tau_a = 80 \text{MPa}$

(2) 콘크리트

- 설계강도 : $f_{ck} = 27 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 26,702 \text{MPa}$ 여기서, $f_{cm} = f_{ck} + 4$
- 단위중량 : $\gamma_c = 25.0 \text{kN/m}^3$
- 허용응력 : $f_{ca} = 0.4 f_{ck} = 10.80 \text{MPa}$, $f_{ta} = 0.07 f_{ck} = 1.89 \text{MPa}$

(3) 철근

- 종 류 : SD40
- 항복응력 : $f_y = 400 \text{MPa}$
- 탄성계수 : $E_r = 2.0 \times 10^5 \text{MPa}$
- 허용응력 : $f_{ta} = 160 \text{MPa}$, $f_{ca} = 180 \text{MPa}$

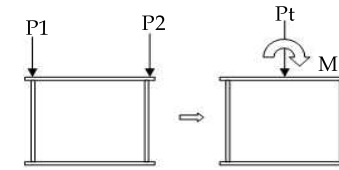
다. 하중조건

(1) 합성전 고정하중

① 강재자중

교량의 강재 자중은 각종 보강재 및 현장이음재 등의 부부재 하중을 포함하여 주부재 자중의 1.3배를 적용하였다.

② 바닥판 하중



구분	G1	G2	비고
연직하중 (kN)	-32.813	-32.750	
비틀림 (kN-m)	-4.102	4.258	

〈표 6.1〉 바닥판 하중

(2) 합성후 고정하중

구분	G1	G2	비고
연직하중 (kN)	-14.290	-12.320	
비틀림 (kN-m)	13.581	-7.560	

〈표 6.2〉 합성후 고정하중

(3) 활하중(DB-24, DL-24)

① 차량하중 (DB-24, DL-24)

- 프로그램내에서 Moving Load로 재하

② 충격계수

$$\cdot 1, 3\text{경간} : i = \frac{15}{40 + L_1} = \frac{15}{40 + 47.5} = 0.171$$

$$\cdot 2\text{경간} : i = \frac{15}{40 + L_1} = \frac{15}{40 + 55} = 0.158$$

(4) 재하시험 차량하중

대상교량의 내하력을 평가하기 위해 재하차량에 대한 해석을 수행하였다. 제원은 보고서 재하시험 편에 수록되어 있으며 각 하중경우에 해당하는 최대응답을 산정하였다.

(5) 온도하중

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

(6) 크리프

합성단면으로서의 바닥판 콘크리트에 지속하중이 작용하는 경우 크리프에 의한 응력은 도로교 설계기준에 제시되어 있는 $\phi_1=2.0$ 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)
- COMB 2 : 고정하중(합성전 + 합성후) + 활하중
- COMB 3 : 고정하중 + 활하중 + 크리프
- COMB 4 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축
- COMB 5 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(+10°C)
- COMB 6 : 고정하중 + 활하중 + 크리프 + 건조수축 + 온도변화(-10°C)

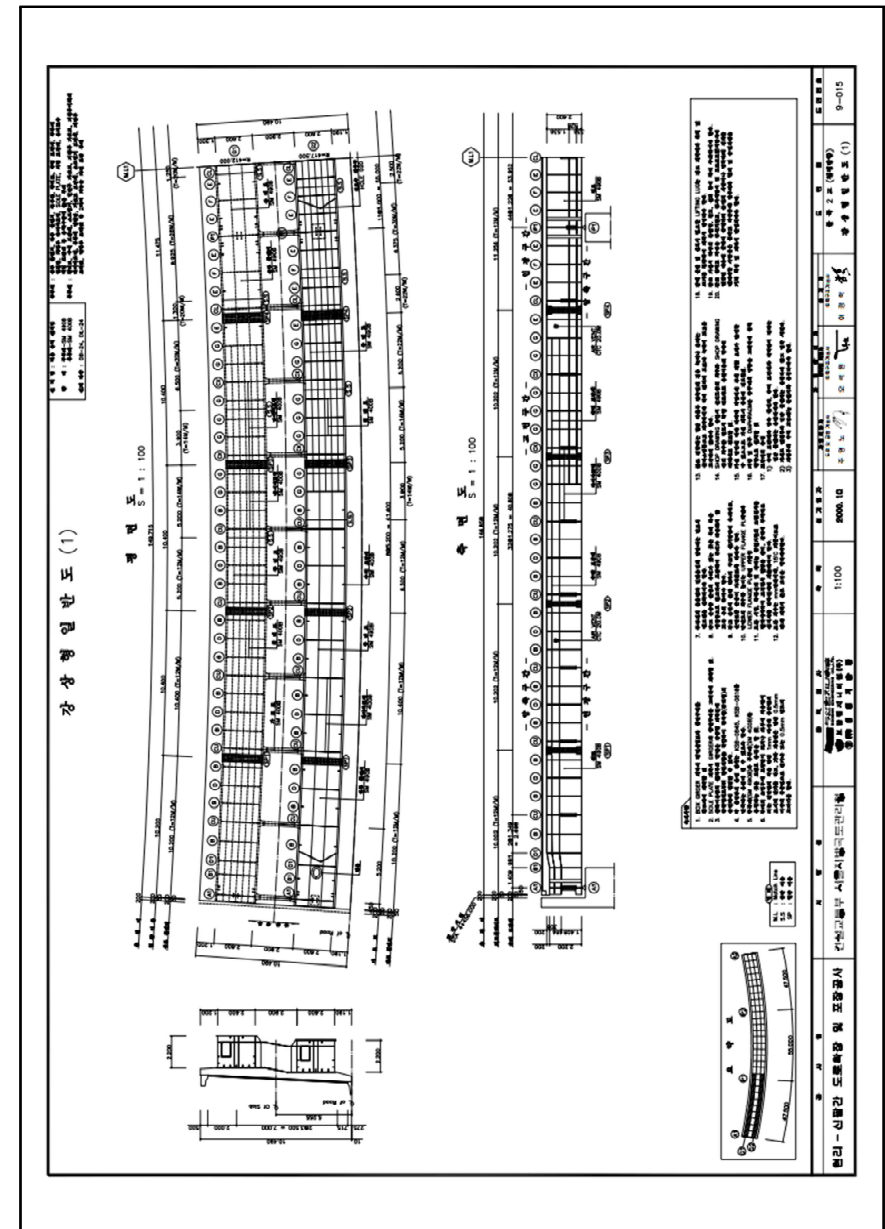
(9) 참고문헌

- 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2010)
- 콘크리트구조기준(한국콘크리트학회, 2012)
- 도로설계편람(제5편)(건설교통부, 2008)
- 도로설계요령(한국도로공사, 2009)

(10) 사용 Program

- 범용 구조해석 프로그램 MIDAS/CIVIL

6.2.3 검토단면



〈그림 6.4〉 검토단면

6.2.4 거더특성

가. 단면제원

	Bt =	2,840	mm
	Bb =	2,840	mm
	B1 =	120	mm
	Hw =	2,400	mm
	Bur, Bir =	150	mm
	Tur, Tlr =	14	mm
	바닥판 폭 =	4,658~5,250	mm
	바닥판 두께 =	250	mm

구 분			FLG.Th(mm)		Web Th (mm)	Nur (ea)	Nlr (ea)	단면적 A(mm ²)	중립축(mm)		단면2차모멘트 I _y (mm ⁴)
			T _u	T _l					Y _{su}	Y _{sl}	
좌측 거더	SEC -1	합성전	12	12	12	5	2	142,560.0	1,178.9	1,245.1	152,251,700,000
		합성후						307,685.3	452.3	1,971.7	536,859,300,000
	SEC -2	합성전	14	12	12	5	2	148,240.0	1,135.6	1,290.4	156,071,400,000
		합성후						313,365.3	445.0	1,540.4	540,760,900,000
	SEC -3	합성전	14	14	12	5	2	153,920.0	1,183.3	1,244.7	159,891,000,000
		합성후						319,045.3	480.3	1,947.7	544,659,500,000
	SEC -4	합성전	14	14	12	5	5	158,120.0	1,214.0	1,214.0	159,640,470,000
		합성후						323,453.0	504.4	1,923.6	543,720,100,000
	SEC -5	합성전	20	14	12	5	5	175,160.0	1,101.6	1,332.4	171,057,900,000
		합성후						340,285.3	482.1	1,951.9	555,427,000,000
	SEC -6	합성전	20	22	12	5	5	197,880.0	1,255.0	1,187.0	186,328,700,000
		합성후						363,005.3	604.5	1,837.5	570,999,200,000
	SEC -7	합성전	20	22	12	2	5	193,680.0	1,280.2	1,161.8	223,033,500,000
		합성후						358,805.3	610.5	1,831.5	571,878,100,000
	SEC -8	합성전	28	22	12	2	5	216,400.0	1,153.4	1,296.6	201,899,700,000
		합성후						381,525.3	578.4	1,871.6	587,385,300,000
	SEC -9	합성전	28	30	12	2	5	239,120.0	1,277.0	1,181.0	217,173,900,000
		합성후						404,245.3	683.9	1,774.1	602,866,000,000
	SEC -10	합성전	14	12	12	5	5	152,440.0	1,168.8	1,257.2	155,787,000,000
		합성후						317,565.3	470.1	1,956.0	305,443,300,000

〈표 6.3〉 강박스 거더의 단면성질

구 분			FLG.Th(mm)		Web Th (mm)	Nur (ea)	Nlr (ea)	단면적 A(mm ²)	중립축(mm)		단면2차모멘트 I _y (mm ⁴)
			T _u	T _l					Y _{su}	Y _{sl}	
우측 거더	SEC -1	합성전	12	12	12	5	2	142,560.0	1,178.9	1,245.1	152,251,700,000
		합성후						307,370.8	452.9	1,971.1	529,367,100,000
	SEC -2	합성전	14	12	12	5	2	148,240.0	1,135.6	1,290.4	156,071,400,000
		합성후						313,050.8	445.6	1,980.4	533,185,900,000
	SEC -3	합성전	14	14	12	5	2	153,920.0	1,183.3	1,244.7	159,891,000,000
		합성후						318,730.8	480.9	1,947.1	537,004,700,000
	SEC -4	합성전	14	14	12	5	5	158,120.0	1,214.0	1,214.0	159,604,700,000
		합성후						322,930.8	505.1	1,922.9	536,722,000,000
	SEC -5	합성전	20	14	12	5	5	175,160.0	1,101.6	1,332.4	171,057,900,000
		합성후						339,970.8	482.7	1,951.3	548,175,600,000
	SEC -6	합성전	20	22	12	5	5	197,880.0	1,255.0	1,187.0	186,328,700,000
		합성후						362,690.8	605.2	1,836.8	563,447,000,000
	SEC -7	합성전	20	22	12	2	5	193,680.0	1,280.2	1,161.8	186,624,900,000
		합성후						358,490.8	611.2	1,830.8	563,735,400,000
	SEC -8	합성전	28	22	12	2	5	216,400.0	1,407.4	1,296.6	201,899,700,000
		합성후						381,210.8	579.1	1,870.9	579,009,400,000
	SEC -9	합성전	28	30	12	2	5	239,120.0	1,277.0	1,181.0	217,173,900,000
		합성후						403,930.8	684.5	1,773.5	594,283,100,000
	SEC -10	합성전	14	12	12	5	5	152,440.0	1,168.8	1,257.2	155,787,000,000
		합성후						317,250.8	470.7	1,955.3	532,904,200,000

〈표 6.3〉 강박스 거더의 단면성질 (계속)

나. 플랜지 유효폭 산정

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

(1) 플랜지 유효폭

① 제1, 3지간 중앙부

$$\cdot l = 0.8 L_1 = 0.8 \times 47.5 = 38.00\text{m}$$

- 상부

$$\cdot b_1/l = 1.200 / 38.00 = 0.034 \therefore b_1/l \leq 0.05$$

- $\lambda_{L1} = b_1 = 1.300\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{L1} + b_e) = 2.840\text{m}$
- 하부
 - $b_2/l = 1.200 / 38.00 = 0.034 \quad \therefore b_2/l \leq 0.05$
 - $\lambda_{L1} = b_2 = 1.300\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{L1} + b_e) = 2.840\text{m}$
- ② 제1, 3지간 지점부
 - $l = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (47.50 + 55.00) = 20.50\text{m}$
 - 상부
 - $b_1/l = 1.300 / 20.50 = 0.063 \quad \therefore 0.05 < b_1/l \leq 0.30$
 - $\lambda_{S1} = [1.06 - 3.2(b_1/l) + 4.5(b_1/l)^2] \times b_1 = 1.138\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{S1} + b_e) = 2.515\text{m}$
 - 하부
 - $b_2/l = 1.300 / 20.50 = 0.063 \quad \therefore 0.05 < b_2/l \leq 0.30$
 - $\lambda_{S1} = [1.06 - 3.2(b_2/l) + 4.5(b_2/l)^2] \times b_2 = 1.138\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{S1} + b_e) = 2.515\text{m}$
- ③ 제2지간 중앙부
 - $l = 0.6L_2 = 0.6 \times 55.00 = 33.00\text{m}$
 - 상부
 - $b_1/l = 1.300 / 33.00 = 0.039 \quad \therefore b_1/l \leq 0.05$
 - $\lambda_{L2} = b_1 = 1.300\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{L2} + b_e) = 2.840\text{m}$
 - 하부
 - $b_2/l = 1.300 / 33.00 = 0.039 \quad \therefore b_2/l \leq 0.05$
 - $\lambda_{L2} = b_2 = 1.300\text{m}$
 - ※ 플랜지 유효폭 : $2(\lambda_{L2} + b_e) = 2.840\text{m}$

- (2) 바닥판 유효폭 (좌측거더)
 - $X_1 = 2.900\text{m}, X_2 = 1.200\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.120\text{m}$
 - $2b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)] = 2.560\text{m}, b_2 = X_2 - b_e = 1.080\text{m}$
- ① 제1, 3지간 중앙부
 - $l = 0.8L_1 = 0.8 \times 47.50 = 38.00\text{m}$
 - $b_1/l = 1.28 / 38.00 = 0.034 \quad \therefore b_1/l \leq 0.05$
 - $\lambda_1 = b_1 = 1.28\text{m}$
 - $b_2/l = 1.08 / 38.00 = 0.028 \quad \therefore b_2/l \leq 0.50$
 - $\lambda_2 = b_2 = 1.08\text{m}$
 - ※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭 + $\lambda_1 + \lambda_2 + h = 5.240\text{m}$
- ② 제1, 3지간 지점부
 - $l = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (47.50 + 55.00) = 20.50\text{m}$
 - $b_1/l = 1.28 / 20.50 = 0.062 \quad \therefore 0.02 < b_1/l \leq 0.30$
 - $\lambda_1 = [1.06 - 3.2(b_1/l) + 4.5(b_1/l)^2] \times b_1 = 1.124\text{m}$
 - $b_2/l = 1.08 / 20.50 = 0.053 \quad \therefore 0.02 < b_2/l \leq 0.30$
 - $\lambda_2 = [1.06 - 3.2(b_2/l) + 4.5(b_2/l)^2] \times b_2 = 0.976\text{m}$
 - ※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭 + $\lambda_1 + \lambda_2 + h = 4.665\text{m}$
- ③ 제2지간 중앙부
 - $l = 0.6L_2 = 0.6 \times 55.00 = 33.00\text{m}$
 - $b_1/l = 1.28 / 33.00 = 0.039 \quad \therefore 0.05 < b_1/l \leq 0.30$
 - $\lambda_1 = [1.1 - 2(b_1/l) \times b_1] = 1.28\text{m}$
 - $b_2/l = 1.08 / 33.00 = 0.033 \quad \therefore b_2/l \leq 0.05$
 - $\lambda_2 = b_2 = 1.08\text{m}$
 - ※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭 + $\lambda_1 + \lambda_2 + h = 5.250\text{m}$
- (3) 바닥판 유효폭 (우측거더)
 - $X_1 = 2.900\text{m}, X_2 = 1.190\text{m}, h = 0.050\text{m}, b_e = 0.120\text{m}$
 - $2b_1 = [X_1 - 2(b_e + H)] = 2.560\text{m}, b_2 = X_2 - b_e = 1.080\text{m}$

① 제1, 3지간 중앙부

$$\cdot l = 0.8L_1 = 0.8 \times 47.50 = 38.00\text{m}$$

$$\cdot b_1/l = 1.28 / 38.00 = 0.034 \quad \therefore b_1/l \leq 0.05$$

$$\cdot \lambda_1 = b_1 = 1.28\text{m}$$

$$\cdot b_2/l = 1.08 / 38.00 = 0.028 \quad \therefore b_2/l \leq 0.50$$

$$\cdot \lambda_2 = b_2 = 1.07\text{m}$$

$$\text{※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭} + \lambda_1 + \lambda_2 + h = 5.240\text{m}$$

② 제1, 3지간 지점부

$$\cdot l = 0.2(L_1 + L_2) = 0.2 \times (47.50 + 55.00) = 20.50\text{m}$$

$$\cdot b_1/l = 1.28 / 20.50 = 0.062 \quad \therefore 0.02 < b_1/l \leq 0.30$$

$$\cdot \lambda_1 = [1.06 - 3.2(b_1/l) + 4.5(b_1/l)^2] \times b_1 = 1.124\text{m}$$

$$\cdot b_2/l = 1.08 / 20.50 = 0.052 \quad \therefore 0.02 < b_2/l \leq 0.30$$

$$\cdot \lambda_2 = [1.06 - 3.2(b_2/l) + 4.5(b_2/l)^2] \times b_2 = 0.969\text{m}$$

$$\text{※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭} + \lambda_1 + \lambda_2 + h = 4.658\text{m}$$

③ 제2지간 중앙부

$$\cdot l = 0.6L_2 = 0.6 \times 55.00 = 33.00\text{m}$$

$$\cdot b_1/l = 1.28 / 33.00 = 0.039 \quad \therefore 0.05 < b_1/l \leq 0.30$$

$$\cdot \lambda_1 = [1.1 - 2(b_1/l) \times b_1] = 1.28\text{m}$$

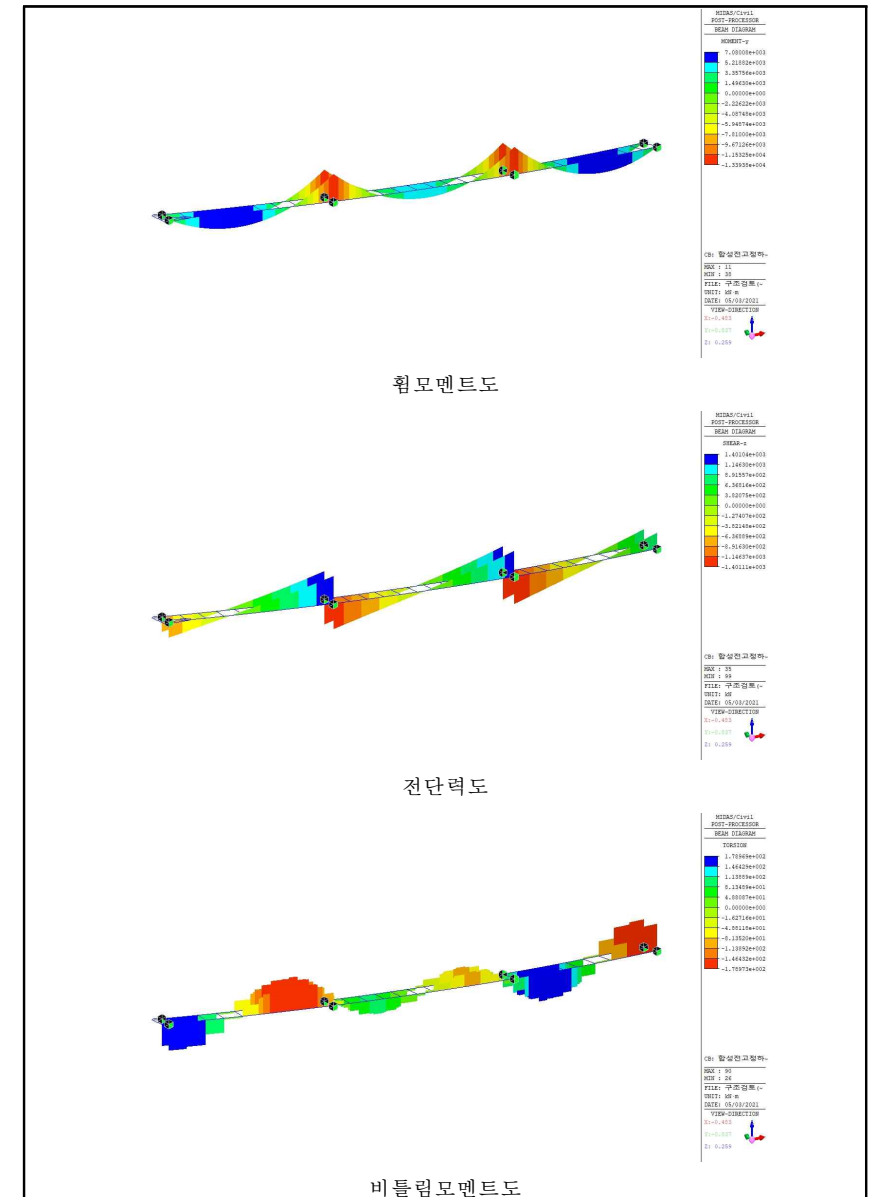
$$\cdot b_2/l = 1.08 / 33.00 = 0.032 \quad \therefore b_2/l \leq 0.05$$

$$\cdot \lambda_2 = b_2 = 1.07\text{m}$$

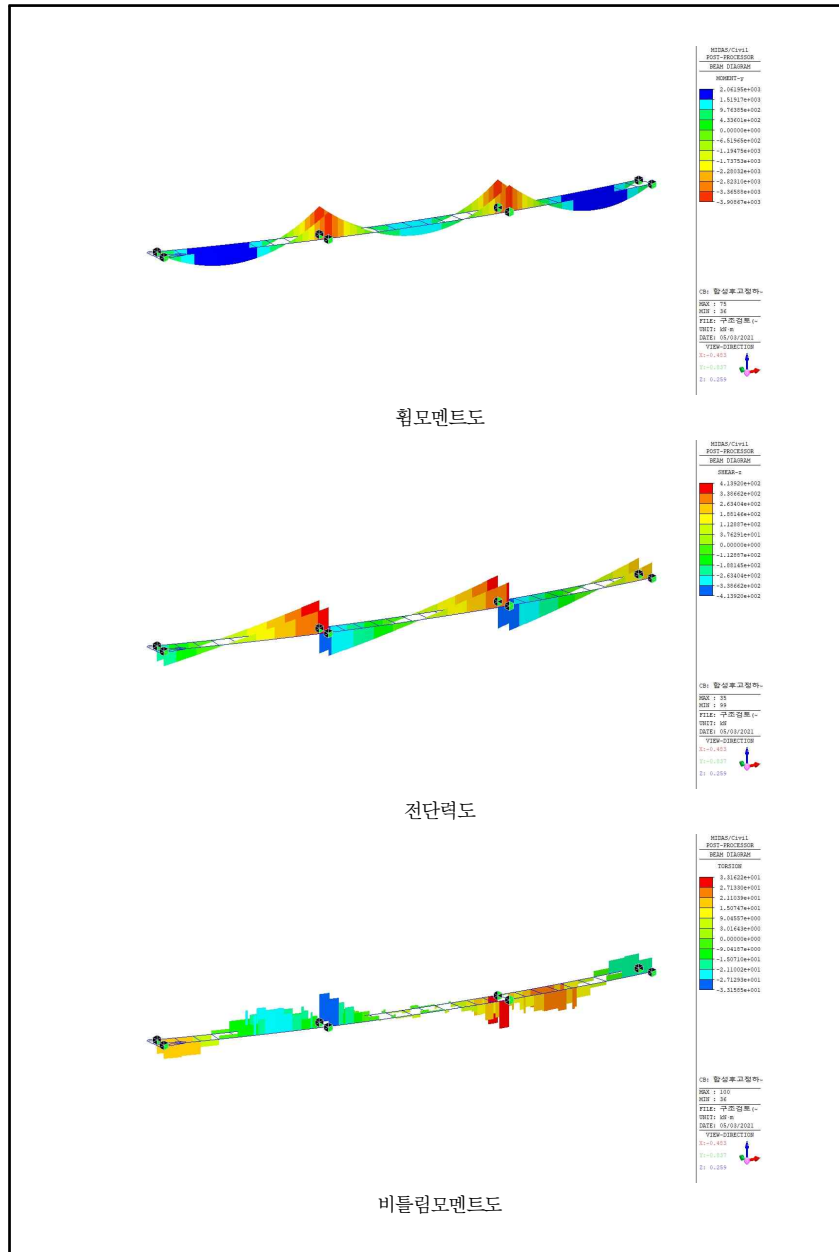
$$\text{※ 바닥판 유효폭 : 플랜지유효폭} + \lambda_1 + \lambda_2 + h = 5.240\text{m}$$

6.2.5 구조해석 결과

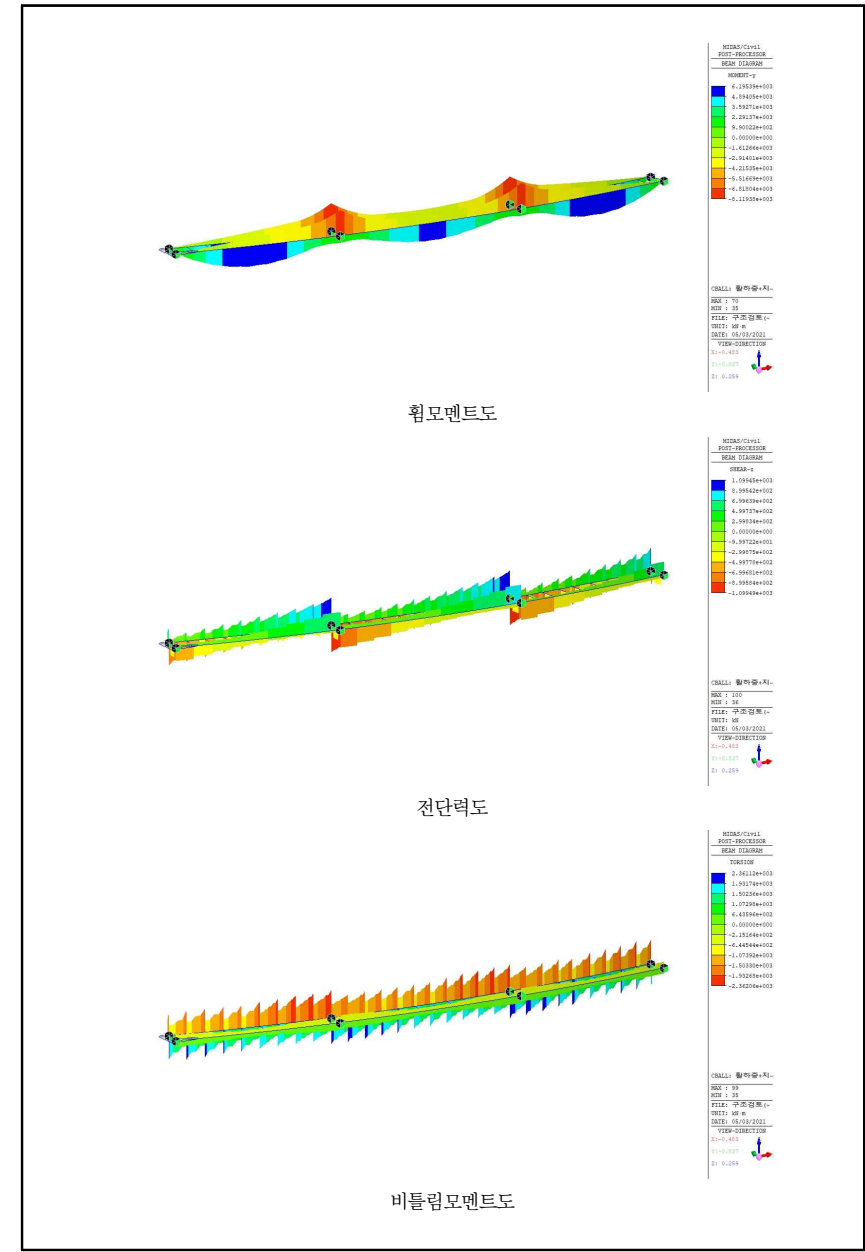
가. 단면력도



〈그림 6.5〉 합성전 고정하중에 의한 단면력도



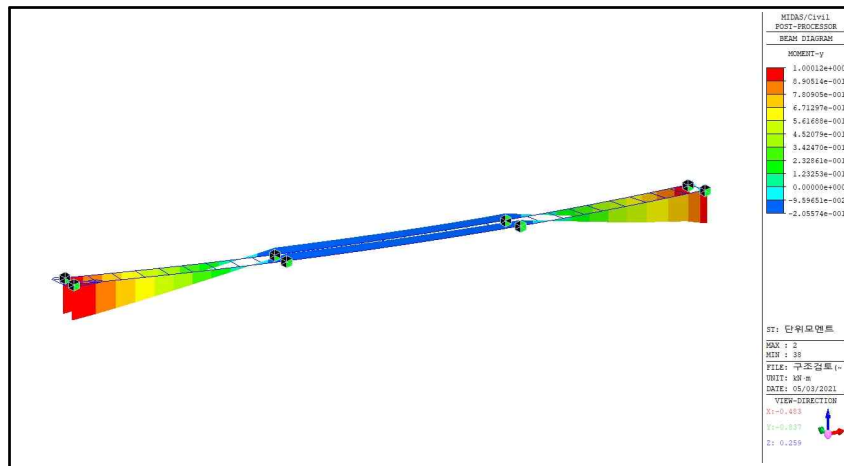
〈그림 6.6〉 합성후 고정하중에 의한 단면력도



〈그림 6.7〉 활하중+지점침하에 의한 단면력도

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

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



〈그림 6.8〉 단위모멘트 하중에 의한 모멘트도(영향계수 K)

나. 단면력 및 단면응력

거더에 대한 응력검토는 정, 부모멘트 및 모멘트 변화부위의 최대응력 발생부에 대한 검토결과를 수록하였다.

구 분		휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)	비틀림 (kN·m)
정모멘트부 (외측경간) SEC- 1	합성전 고정하중	6,628.080	346.040	66.885
	합성후 고정하중	1,980.820	106.639	12.810
	활하중+지점침하	6,195.390	639.248	1,959.940
정모멘트부 (내측경간) SEC- 1	합성전 고정하중	4,241.870	109.468	12.726
	합성후 고정하중	1,273.370	35.725	3.819
	활하중+지점침하	5,411.210	631.905	1,951.310
부모멘트부 SEC- 9	합성전 고정하중	-13,148.300	-1,401.110	-86.586
	합성후 고정하중	-3,908.670	-413.920	-33.159
	활하중+지점침하	-8,119.380	-1,099.490	-2,362.060

〈표 6.4〉 단면력집계

부호 : (+):인장, (-)압축

구분		합성전 고정하중 (MPa)	합성후 고정하중 (MPa)	활하중 (MPa)	크리프 (MPa)	건조수축 (MPa)	온도차 (MPa)
정모멘트부 (외측경간) SEC- 1	바닥판상면	-	0.662	2.070	-0.382	-0.939	-1.047
	바닥판하면	-	0.433	1.355	-0.173	-0.986	-1.186
	강거더상면	53.074	3.074	9.616	3.973	14.089	15.410
	강거더하면	-57.685	-14.017	-43.842	1.092	3.456	5.019
정모멘트부 (내측경간) SEC- 1	바닥판상면	-	0.415	1.762	-0.306	-1.236	-1.645
	바닥판하면	-	0.279	1.184	-0.165	-1.218	-1.592
	강거더상면	33.514	1.990	8.455	1.760	8.951	12.497
	강거더하면	-33.514	-8.189	-34.799	2.454	12.999	16.458
부모멘트부 SEC- 9	바닥판상면	-	-1.058	-2.198	0.879	-1.387	-2.131
	바닥판하면	-	-0.794	-1.649	0.605	-1.374	-2.087
	강거더상면	-58.686	-5.946	-12.351	-2.920	5.296	8.646
	강거더하면	53.365	14.107	29.305	-4.318	8.156	11.953

〈표 6.5〉 응력집계

부호 : (+):인장, (-)압축

다. 하중조합에 의한 응력집계

강박스거더의 구조안전성 검토시 고려된 하중조합에 대한 응력검토결과는 다음과 같으며, 허용응력 이내로 검토되었다.

구분		작 용 응 력(MPa)				허 용 응 력(MPa)				검토 결과
		바닥판 상 연	바닥판 하 연	강거더 상 연	강거더 하 연	바닥판 상 연	바닥판 하 연	강거더 상 연	강거더 하 연	
정 모 멘 트 부 (외측경간) SEC- 1	COMB 1	-	-	53.074	-57.685	10.800	10.800	142.767	190.000	O.K
	COMB 2	2.731	1.788	65.764	-115.545	10.800	10.800	142.767	190.000	O.K
	COMB 3	2.349	1.615	69.737	-114.452	10.800	10.800	164.182	190.000	O.K
	COMB 4	1.410	0.629	83.825	-110.996	10.800	10.800	164.182	190.000	O.K
	COMB 5	0.364	-0.556	99.235	-105.977	12.420	2.174	185.597	218.500	O.K
	COMB 6	2.457	1.815	68.416	-116.015	12.420	12.420	185.597	218.500	O.K
	항복응력	6.357	-	127.137	-192.493	16.200	-	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.456 < 1.2$								O.K
	전단응력	$v = 32.359 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$								O.K
정 모 멘 트 부 (내측경간) SEC- 1	COMB 1	-	-	33.514	-33.514	10.800	10.800	142.767	190.000	O.K
	COMB 2	2.177	1.462	43.959	-76.503	10.800	10.800	142.767	190.000	O.K
	COMB 3	1.871	1.297	45.718	-74.049	10.800	10.800	164.182	190.000	O.K
	COMB 4	0.635	0.079	54.669	-61.050	10.800	10.800	164.182	190.000	O.K
	COMB 5	-1.011	-1.513	67.166	-44.592	2.174	2.174	185.597	218.500	O.K
	COMB 6	2.280	1.671	42.171	-77.508	12.420	12.420	185.597	218.500	O.K
	항복응력	5.973	-	87.541	-145.491	16.200	-	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.058 < 1.2$								O.K
	전단응력	$v = 26.420 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$								O.K

구분		작 용 응 력(MPa)				허 용 응 력(MPa)			검토 결과
		RE-BAR 상 연	RE-BAR 하 연	강거더 상 연	강거더 하 연	RE-BAR	강거더 상 연	강거더 하 연	
부모멘트부 SEC- 9	COMB 1	-	-	-58.686	53.365	10.800	190.000	190.000	O.K
	COMB 2	-3.257	-2.443	-76.982	96.777	1.890	190.000	190.000	O.K
	COMB 3	-2.378	-1.838	-79.902	92.459	1.890	190.000	190.000	O.K
	COMB 4	-3.765	-3.212	-74.606	100.614	1.890	190.000	190.000	O.K
	COMB 5	-5.896	-5.299	-65.960	112.568	2.174	247.000	218.500	O.K
	COMB 6	-1.634	-1.125	-83.252	88.661	2.174	247.000	218.500	O.K
	항복응력	-2.730		-101.928	142.603	16.200	315.000	315.000	O.K
	합성응력	$(f/f_a)^2 + (v/v_a)^2 = 0.369 < 1.2$							O.K
	전단응력	$v = 66.794 \text{ MPa} < v_a = 110 \text{ MPa}$							O.K

〈표 6.6〉 하중조합에 의한 안전성 검토 부호 : (+):인장, (-)압축

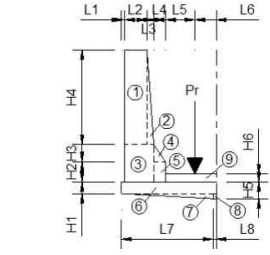
6.2.6 바닥판 안전성 검토

가. 좌측켄틸레버부

(1) 바닥판 최소두께

- $h_{\min} = (80L+230) = [(80 \times 0.4) + 230] = 262\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용
- 최소두께 검토 : $h_{\min} = 262\text{mm} \leq h_{use} = 300\text{mm} \therefore$ 최소슬래브 두께 만족

(2) 고정하중 모멘트

	· h1 =	0.250	m	· L1 =	0.030	m
	· h2 =	0.205	m	· L2 =	0.300	m
	· h3 =	0.175	m	· L3 =	0.050	m
	· h4 =	0.400	m	· L4 =	0.120	m
	· h5 =	0.300	m	· L5 =	0.300	m
	· h6 =	0.080	m	· L6 =	0.400	m
				· L7 =	1.140	m
				· L8 =	0.060	m
구분	작용하중			거리(m)	모멘트(kN·m)	
①	$0.4 \times 0.3 \times 25$			= 3.000	1.020	3.060
②	$0.4 \times 0.05 \times \frac{1}{2} \times 25$			= 0.250	0.853	0.213
③	$0.38 \times 0.35 \times 25$			= 3.325	0.995	3.308
④	$\frac{1}{2} \times 0.175 \times 0.12 \times 25$			= 0.263	0.780	0.205
⑤	$0.205 \times 0.12 \times 25$			= 0.615	0.760	0.467
⑥	$0.25 \times 1.2 \times 25$			= 7.500	0.600	4.500
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.05 \times 1.14 \times 25$			= 0.713	0.440	0.314
⑧	$0.05 \times 0.06 \times 25$			= 0.075	0.030	0.002
⑨	$0.08 \times 0.7 \times 23$			= 3.312	0.350	1.159
⑩	난간			= 1.000	1.020	1.020
M_d				= 20.052		14.249

(3) 활하중 모멘트

- 대상교량의 바닥판 지간 : $L=0.400\text{m}$
- 이론 충격계수 : $i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+1.20} = 0.364 > 0.300$
- 윤하중 분포폭 : $E = 0.8X+1.14 = 0.8 \times 0.400 + 1.14 = 1.460 \text{ m}$
- 활하중 모멘트 : $M_{+i} = P_r / E \cdot X = 96 / 1.46 \times 0.4 \times (1+0.3) = 34.192 \text{ kN·m/m}$

(4) 차량 충돌하중

$$\cdot H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833 \text{ kN/m} \quad (h=1.0\text{m})$$

$$M_{\omega 1} = 15.833 \times 1.000 = 15.833 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

· 직선부는 10kN/m , 곡선부($R \leq 200\text{m}$)는 20kN/m 를 적용

$$M_{\omega 2} = 0.780 \times 20.000 = 15.600 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(5) 풍하중

$$\cdot P_w = 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.7 \text{ m} = 2.100 \text{ kN/m}$$

$$\cdot M_w = 2.10 \text{ kN/m} \times 0.43 \text{ m} = 0.903 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(6) 원심하중

$$\cdot CF = 0.79 \times V^2 / R = 12.038 \%$$

$$\cdot P_{cf} = 96 \times 12.038 / 100 = 11.557 \text{ kN/m}$$

$$\cdot M_{cf} = 11.557 \times 1.8 = 20.802 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(7) 휨강도(M_u) 검토

$$\begin{aligned} \cdot \text{극한모멘트} : M_u &= 1.3 M_d + 2.15 M_{t+i} + 1.3 M_{cf} \\ &= 1.3 \times 14.249 + 2.15 \times 34.192 + 1.3 \times 20.802 = 119.079 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\cdot \text{사용철근량} : A_s = 2,292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{H19 C.T.C.125})$$

$$\cdot \text{유효깊이} : d = 240 \text{ mm}$$

$$\cdot \text{등가깊이} : a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{2,292 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 39.948 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \cdot \text{설계모멘트} : \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 2,292 \times 400 \times \left(240 - \frac{39.948}{2} \right) \\ &= 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} > 119.079 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

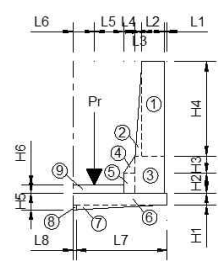
나. 우측켄틸레버부

(1) 바닥판 최소두께

$$\cdot h_{\min} = (80L+230) = [(80 \times 0.615) + 230] = 279\text{mm와 } 220\text{mm 중 큰 값 적용}$$

$$\cdot \text{최소두께 검토} : h_{\min} = 279\text{mm} \leq h_{use} = 300\text{mm} \quad \therefore \text{최소슬래브 두께 만족}$$

(2) 고정하중 모멘트

	· h1 =	0.250	m	· L1 =	0.000	m
	· h2 =	0.155	m	· L2 =	0.125	m
	· h3 =	0.175	m	· L3 =	0.060	m
	· h4 =	0.560	m	· L4 =	0.090	m
	· h5 =	0.300	m	· L5 =	0.300	m
	· h6 =	0.080	m	· L6 =	0.615	m
				· L7 =	1.130	m
				· L8 =	0.060	m
구분	작용하중			거리(m)	모멘트(kN·m)	
①	$0.56 \times 0.125 \times 25 = 1.750$			1.128	1.973	
②	$0.56 \times 0.06 \times \frac{1}{2} \times 25 = 0.420$			1.045	0.439	
③	$0.33 \times 0.185 \times 25 = 1.526$			1.098	1.675	
④	$\frac{1}{2} \times 0.175 \times 0.09 \times 25 = 0.197$			0.975	0.192	
⑤	$0.155 \times 0.09 \times 25 = 0.349$			0.960	0.335	
⑥	$0.25 \times 1.19 \times 25 = 7.438$			0.595	4.425	
⑦	$\frac{1}{2} \times 0.05 \times 1.13 \times 25 = 0.706$			0.437	0.308	
⑧	$0.05 \times 0.06 \times 25 = 0.075$			0.030	0.002	
⑨	$0.08 \times 0.915 \times 23 = 4.796$			0.458	2.194	
⑩	난간			1.000	1.128	
M_d	= 18.256				12.671	

(3) 활하중 모멘트

$$\cdot \text{대상교량의 바닥판 지간} : L=0.615\text{m}$$

$$\cdot \text{이론 충격계수} : i = \frac{15}{40+L} = \frac{15}{40+1.19} = 0.364 > 0.300$$

$$\cdot \text{윤하중 분포폭} : E = 0.8X+1.14 = 0.8 \times 0.615 + 1.14 = 1.632 \text{ m}$$

$$\cdot \text{활하중 모멘트} : M_{t+i} = P_r / E \cdot X = 96 / 1.632 \times 0.615 \times (1+0.3) = 47.029 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(4) 차량 충돌하중

$$\cdot H = (V/60)^2 \times 7.5 + 2.5 = 15.833 \text{ kN/m} \quad (h=1.0\text{m})$$

$$M_{\omega 1} = 15.833 \times 1.000 = 15.833 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

· 직선부는 10kN/m , 곡선부($R \leq 200\text{m}$)는 20kN/m 를 적용

$$M_{\omega 2} = 0.890 \times 20.000 = 17.800 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(5) 풍하중

$$\begin{aligned} \cdot P_w &= 3.0 \text{ kN/m}^2 \times 0.810 \text{ m} = 2.430 \text{ kN/m} \\ \cdot M_w &= 2.43 \text{ kN/m} \times 0.485 \text{ m} = 1.179 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(6) 원심하중

$$\begin{aligned} \cdot CF &= 0.79 \times V^2 / R = 12.038 \% \\ \cdot P_{cf} &= 96 \times 12.038 / 100 = 11.557 \text{ kN/m} \\ \cdot M_{cf} &= 11.557 \times 1.8 = 20.802 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(7) 휨강도(M_u) 검토

$$\begin{aligned} \cdot \text{극한모멘트} : M_u &= 1.3 M_d + 2.15 M_{t+i} + 1.3 M_{cf} \\ &= 1.3 \times 12.671 + 2.15 \times 47.029 + 1.3 \times 20.802 = 144.627 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \cdot \text{사용철근량} : A_s &= 2,292.0 \text{ mm}^2 \text{ (H19 C.T.C.125)} \\ \cdot \text{유효깊이} : d &= 240 \text{ mm} \\ \cdot \text{등가깊이} : a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{2,292 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 39.948 \text{ mm} \\ \cdot \text{설계모멘트} : \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 2,292 \times 400 \times \left(240 - \frac{39.948}{2} \right) \\ &= 171.462 \text{ kN}\cdot\text{m} > 144.627 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

다. 중앙부

(1) 바닥판 최소두께

$$\begin{aligned} \cdot h_{\min} &= (30L+130) = [(30 \times 1.600) + 130] = 178\text{mm와 } 220\text{mm 중 큰 값 적용} \\ \cdot \text{최소두께 검토} : h_{\min} &= 220\text{mm} \leq h_{use} = 250\text{mm} \quad \therefore \text{최소슬래브 두께 만족} \end{aligned}$$

(2) 고정하중 모멘트

$$\begin{aligned} \cdot w_d &= 0.250 \times 25.0 + 0.080 \times 23.0 = 8.090 \text{ kN/m (포장두께 80mm)} \\ \cdot M_d &= \frac{wl^2}{10} = \frac{8.090 \times 2.900^2}{10} = 6.804 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(3) 활하중 모멘트

$$\begin{aligned} \cdot i &= 15 / (40 + L) = (15 / 40 + 1.600) = 0.361 \geq 0.3 \quad \therefore i = 0.3 \text{ 적용} \\ \cdot M_{t+i} &= \frac{L+0.6}{9.6} (1+i) \times 0.8 = \frac{1.600+0.6}{9.6} \times 96 \times 1.3 \times 0.8 \\ &= 22.880 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(4) 원심하중

$$\begin{aligned} \cdot CF &= 0.79 \times V^2 / R = 12.038 \% \\ \cdot P_{cf} &= 96 \times 12.038 / 100 = 11.557 \text{ kN/m} \\ \cdot M_{cf} &= 11.557 \times 1.8 = 20.802 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(4) 휨강도(M_u) 검토

$$\begin{aligned} \cdot \text{극한모멘트} : M_u &= 1.3 M_d + 2.15 M_{t+i} + 1.3 M_{cf} \\ &= 1.3 \times 6.804 + 2.15 \times 36.400 + 1.3 \times 20.802 = 114.148 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \cdot \text{사용철근량} : A_s &= 2,292.0 \text{ mm}^2 \text{ (H19 C.T.C.125)} \\ \cdot \text{유효깊이} : d &= 210 \text{ mm} \\ \cdot \text{등가깊이} : a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{2,292.0 \times 400}{0.85 \times 27 \times 1,000} = 39.948 \text{ mm} \\ \cdot \text{설계모멘트} : \phi M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 2,292.0 \times 400 \times \left(210 - \frac{39.948}{2} \right) \\ &= 148.084 \text{ kN}\cdot\text{m} > 114.148 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

라. 검토결과

바닥판에 대한 안전성 검토결과는 <표 6.7>과 같다.

구분	휨모멘트($kN \cdot m$)		소요강도(M_u)	설계강도(ϕM_n)	안전율	안전성
	고정하중	활하중				
좌측켄틸레버판	14.249	34.192	119.079	171.462	1.440	O.K
우측켄틸레버판	12.671	47.029	144.627	171.462	1.186	O.K
중 양 부	6.804	36.400	114.148	148.084	1.297	O.K
· 좌측켄틸레버판 : $80L+230 = 80 \times 0.4 + 230 = 262\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $262\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = 300mm $\therefore$ O.K · 우측켄틸레버판 : $80L+230 = 80 \times 0.615 + 230 = 279\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $279\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = 300mm $\therefore$ O.K · 연속판 : $30L+130 = 30 \times 2.9 + 130 = 217\text{mm}$ 와 220mm 중 큰 값 적용 $\therefore$ 바닥판 최소두께 = $220\text{mm} \leq$ 현(설계) 바닥판 = 250mm $\therefore$ O.K						

<표 6.7> 바닥판의 안전성 검토결과 (단위: kN·m)

바닥판 최소두께의 규정은 현행 기준을 만족하고 있으며, 현행 도로교 설계기준에 의하여 강도설계법으로 검토한 결과, 강박스거더교 바닥판의 내하력이 설계하중인 DB-24를 만족하고 있어 바닥판의 안전성은 확보된 것으로 평가된다.

6.3 내하력 평가

6.3.1 개요

내하력 평가시 강박스 거더교의 강거더에 대해서는 허용응력법으로 내하력을 평가하며, 콘크리트 바닥판은 강도설계법으로 내하력을 평가하였다.

가. 허용응력법

허용 응력법에 의한 교량부재의 내하율 산정시에 하중조합으로는 D+L(1+i)를 사용하여 하중계수를 각각 1.0으로 하며, 사용재료의 허용응력은 강재의 경우 사용재료에 따른 항복응력, 콘크리트의 경우 실제 압축강도를 사용하여 도로교 설계기준에 의거 부재종류에 따라 결정한다.

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

허용응력법에 의한 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\bullet \text{ 내하율(RF)} = \frac{f_a - f_d}{f_1 (1+i)}$$

여기서, f_a : 허용응력

f_d : 고정하중에 의한 응력

f_1 : 활하중에 의한 응력

i : 시방규정에 의한 이론적 충격계수

이 내하율로 부터 교량부재의 공용내하력은 다음과 같다.

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

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

P_r : 설계활하중

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

$i_{\text{계산}} (i_{\text{실측}})$: 설계기준에 의한 이론적인 충격계수(실측 충격계수)

나. 강도설계법

강도설계법으로 내하율을 산정할 때의 하중조합으로는 $1.3D+2.15L(1+i)$ 을 사용하므로 하중계수는 각각 1.3, 2.15가 된다. 단면강도는 단면의 현재상태, 즉 재료강도와 단면손실 등을 고려하여 도로교설계기준의 공칭강도와 강도감소 계수를 적용하여 계산한다.

교량설계시의 부재강도 감소계수는 부재강도의 산정에 있어서 재료강도에 대한 불확실성, 설계와 시공단면의 오차등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용중에 부재단면의 손상정도에 따라 결정되어야 한다. 그러나 부재단면의 손상정도를 정량적으로 평가하기가 어려우므로 공칭강도의 산정시는 교량의 현재상태에 따른 단면감소와 재료강도를 고려하고 강도감소계수는 설계시의 값을 그대로 사용한다.

고정하중과 활하중에 의한 단면력은 현재 작용하고 있는 고정하중과 현행 도로교 표준시방서의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\cdot \text{내하율(RF)} = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_1 (1+i)}$$

여기서, ϕM_n : 설계모멘트 (RC-PC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d : 고정하중 모멘트

M_1 : 활하중 모멘트

γ_l : 활하중 계수 = 2.15

γ_d : 고정하중 계수 = 1.30

i : 이론상의 충격계수

이 내하율로 부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

$$\text{여기서, } K_s : \text{응력 보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{계산}}}{\epsilon_{\text{실측}}} \cdot \frac{1+i_{\text{계산}}}{1+i_{\text{실측}}}$$

P_r : 설계 활하중

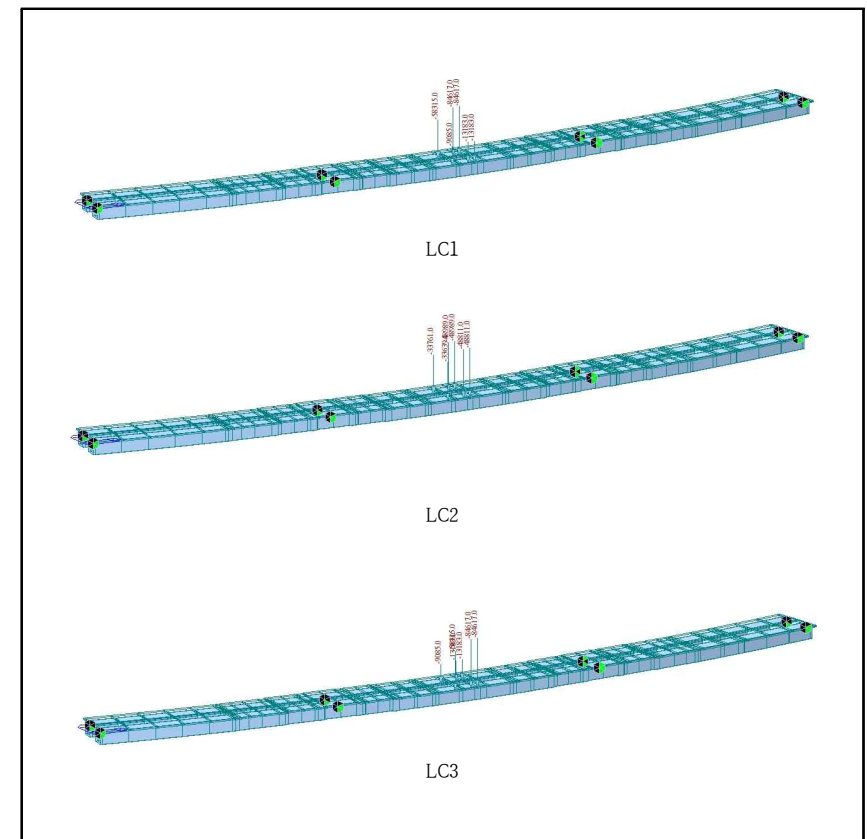
$\epsilon_{\text{계산}} (\epsilon_{\text{실측}})$: 이론적인 변형률(실측 변형률)

$i_{\text{계산}} (i_{\text{실측}})$: 설계기준에 의한 이론적인 충격계수(실측 충격계수)

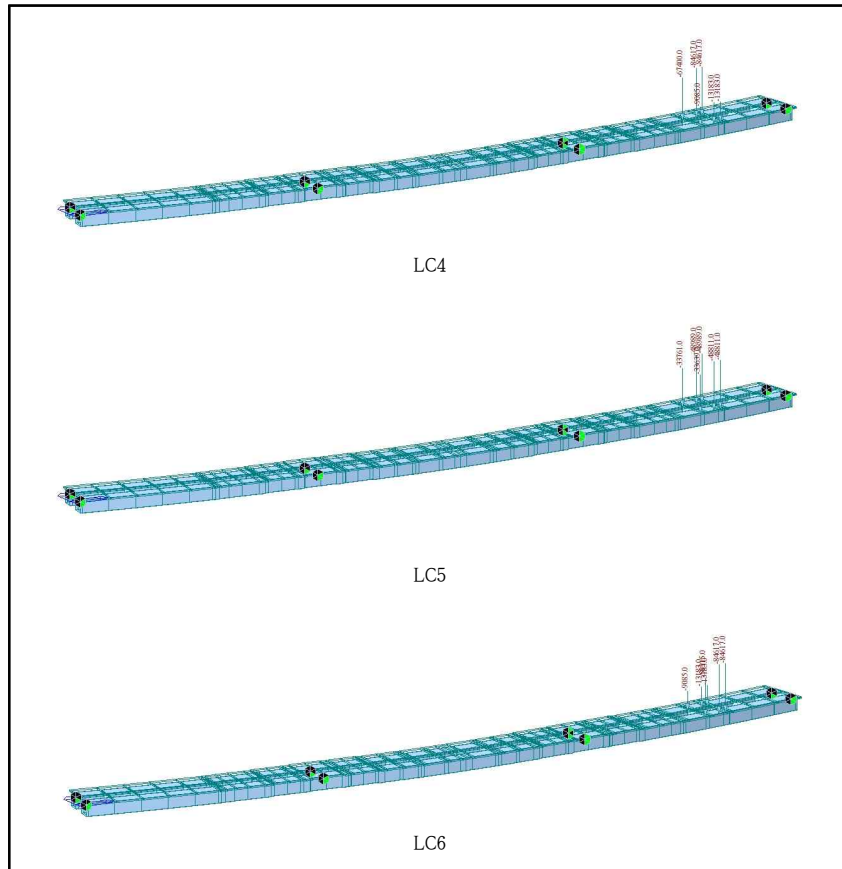
6.3.2 응답비

가. 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. <그림 6.9>은 Load Case별의 재하도를 나타낸 것이다.



<그림 6.9> Load Case별 재하도



〈그림 6.9〉 Load Case별 재하도 (계속)

나. 응답비 산정

일반적인 응답비 산정은 처짐 및 변형률에 대한 해석치/실측치로 구하며 이 결과를 상호 비교하여 구조물의 전체적인 거동을 대표할 수 있도록 도출한다. 본 교량은 대칭인 3경간 연속에 대하여 재하시험을 실시하였으므로 거동을 파악하기 위하여 응답비를 산정하였다.

구 분	재하경우	거더No.	GagueNo.	실측치(mm)	해석치(mm)	응답비
S2 정 모 멘 트	LC 1	G1	D1	2.093	4.388	2.097
		G2	D2	1.549	3.606	2.328
	LC 2	G1	D1	1.854	3.972	2.142
		G2	D2	2.007	4.166	2.076
	LC 3	G1	D1	1.394	3.553	2.549
		G2	D2	2.221	4.728	2.129
S3 정 모 멘 트	LC 4	G1	D3	2.282	3.789	1.660
		G2	D4	1.577	3.039	1.927
	LC 5	G1	D3	1.923	3.272	1.702
		G2	D4	2.100	3.460	1.648
	LC 6	G1	D3	1.635	2.886	1.765
		G2	D4	2.489	3.984	1.601

〈표 6.8〉 처짐에 대한 응답비

구 분	재하경우	거더No.	GagueNo.	실측치(MPa)	해석치(MPa)	응답비
S2 정 모 멘 트	LC 1	G1	S1,S2	6.805	8.828	1.297
		G2	S3,S4	4.029	6.064	1.505
	LC 2	G1	S1,S2	4.811	7.329	1.524
		G2	S3,S4	5.731	7.510	1.310
	LC 3	G1	S1,S2	3.761	5.822	1.548
		G2	S3,S4	6.834	8.964	1.312
S3 정 모 멘 트	LC 4	G1	S5,S6	6.892	9.517	1.381
		G2	S7,S8	3.949	6.623	1.677
	LC 5	G1	S5,S6	6.468	7.721	1.194
		G2	S7,S8	6.463	7.952	1.230
	LC 6	G1	S5,S6	3.961	6.213	1.568
		G2	S7,S8	7.543	9.490	1.258

〈표 6.9〉 변형률에 대한 응답비

주) 진한글자 : 시험차량 재하위치의 최대응답부로서 내하력평가에 사용된 응답비

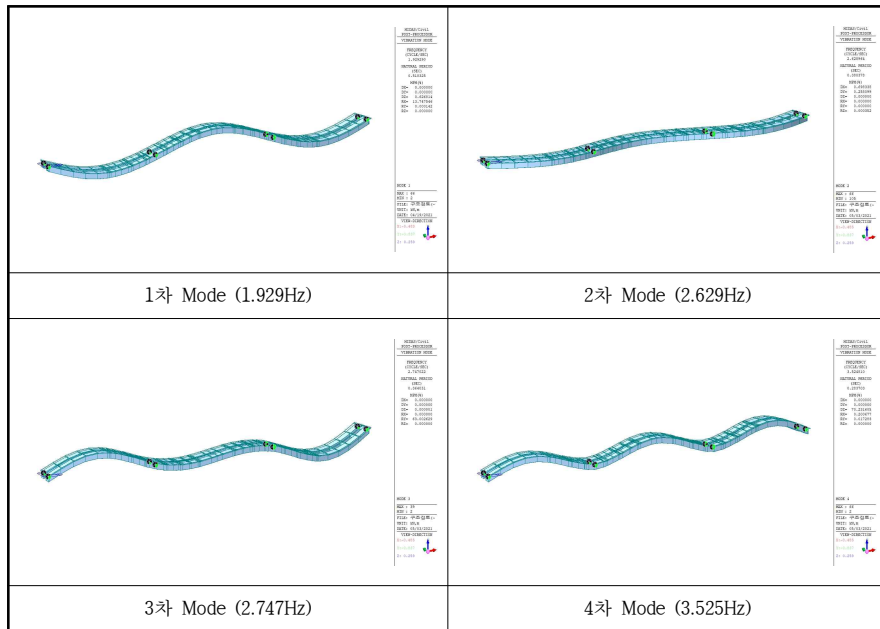
□ 응답비 산정결과

시험차량에 의한 거더의 처짐을 측정하여 이론치와 비교한 결과 정·동적 거동특성은 양호한 것으로 판단됨.

6.3.3 이론 고유진동수

대상교량의 고유진동수 평가는 외측경간 3L/8지점에 연직방향의 가속도계를 설치하여 동적응답을 획득하였으며, 재하차량이 대상경간을 벗어나 자유진동을 하고 있는 구간을 대상으로 FFT분석을 실시하였다.

고유치 해석결과 <그림 6.10>과 같이 각 모드별 해석 고유진동수를 나타내었으며, 계측된 가속도 파형 및 FFT 분석결과로서 대상교량의 연직방향의 고유진동수는 1.929~3.525Hz로 측정되었으며, 연직방향 모드의 계산 고유진동수 2.148Hz로 나타나 구조물에 대한 동적특성을 양호하게 반영된 것으로 판단된다.



<그림 6.10> Mode Shape

6.3.4 응답보정계수

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

재하시험시 측정된 변형은 계측장비 및 센서의 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.

재하시험에 의한 교량의 실제 거동을 반영한 공용내하력 산출을 위한 응력보정계수는 다음과 같이 산출하며, 본 교량의 경우 처짐에 대한 응답보정계수는 <표 6.10>과 같다.

$$K_s = \text{응력 보정계수} = \text{응답비} \cdot \frac{1 + i_{\text{계산}}}{1 + i_{\text{실측}}}$$

구 분	위 치	재하경우	응답비	실측 충격계수	이론 충격계수	응답 보정계수
내측경간	G1	LC1	1.297	0.158	0.115	1.347
	G2	LC2	1.310	0.158	0.121	1.353
외측경간	G1	LC3	1.194	0.171	0.114	1.255
	G2	LC4	1.23	0.171	0.136	1.268

<표 6.10> 응답보정계수

6.3.5 공용내하력 평가

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

구 분		기본 내하율	응답 보정계수	공용 내하율	공용 내하력	비 고
거 더	정모멘트부 (내측경간) SEC- 1	$\frac{190.000 - 71.703}{43.842} = 4.261$	1.347	137.75	DB-24 이상	허용 응력법
	정모멘트부 (외측경간) SEC- 1	$\frac{190.00 - 41.703}{34.799} = 2.698$	1.255	81.26	“	“
	정모멘트부 SEC- 9	$\frac{190.00 - 67.472}{29.305} = 4.207$	1.255	126.71	“	“
바 닥 판	좌측켄틸레버부	$\frac{171.462 - 1.3 \times 14.249}{2.15 \times 34.192} = 2.080$	1.000	49.92	“	강도 설계법
	우측켄틸레버부	$\frac{171.462 - 1.3 \times 12.671}{2.15 \times 47.029} = 1.533$	1.000	36.79	“	“
	중앙부	$\frac{148.084 - 1.3 \times 6.804}{2.15 \times 36.400} = 1.779$	1.000	42.70	“	“

〈표 6.11〉 공용내하력

6.3.6 고찰

구조해석 및 재하시험 결과를 이용한 공용내하력은 설계활하중 DB(DL)-24를 만족하는 것으로 평가된다.

6.4 안전성 평가등급 산정

6.4.1 구조해석에 따른 안전성 평가

구조해석 결과에 따른 각 부재의 최대 단면력을 계산 각 구조부재의 위험 단면을 결정하고 허용응력설계법(Steel Box Girder)을 적용하여 안전성을 평가하였다.

교량의 안전성 평가는 내하력 평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중 여유도로써 하중비에 따라 내하력의 변동 폭이 크게 변하므로 교량을 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다. 따라서, 안전성 평가는 교량을 안전율 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1사이에서 있어 재하시험에 의한 공용 내하력 평가를 실시한 경우 공용 내하력 산정결과에 따라 안전성 평가등급을 산정한다.

등 급	안전성 평가 기준	비 고
A	$SF > 1.0$	· 허용응력설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}}$
B	$0.9 \leq SF < 1$ 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	
C	$0.9 \leq SF < 1$	
D	$0.75 \leq SF < 0.9$	· 강도설계법 $SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
E	$SF < 0.75$	

〈표 6.12〉 구조물의 안전성 평가기준

6.4.2 안전성 평가결과

설계하중에 대한 안전율은 다음과 같이 계산되고, 강박스 거더교에서 구조해석과 재하시험에 의한 안전성 평가결과는 〈표 6.13〉와 같다.

가. 강거더 (허용응력법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_a}{f_{d+1}} = \frac{190.000}{115.545} = 1.644 \quad \text{『A』}$$

나. 콘크리트 바닥판 (강도설계법)

$$\cdot SF(\text{안전율}) = \frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{171.462}{144.627} = 1.186 \quad \text{『A』}$$

부 재	SF(안전율)	등 급
강 거 더	1.644	A
콘크리트 바닥판	1.186	A

〈표 6.13〉 안전성 평가결과