

구조안전성능 자료 _ 장곡교

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

제 5 장 구조안전성 및 내하력 평가

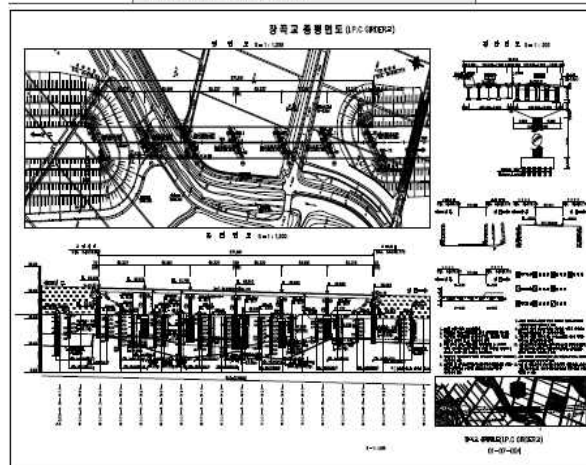
5.1 개요

5.1.1 검토개요

장곡교의 내하력 평가는 당 용역 협의 결과에 따라 설계시 구조해석을 준용하여 기본내하력을 산정토록 하며, 개시시험에서 얻어진 결과를 이용하여 대상교량의 공용내하력을 평가한다. 따라서 본 장에서는 설계검토서에서 대상 시설물의 기본적인 검토조건과 기본내하의 산정을 위한 결과 값을 발췌하여 수록하였다.

【상부구조 형식】

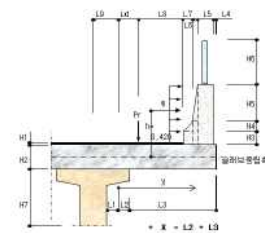
교량 형식	경간 구분	비고
I.P.C Girder교	☐ 연 장 : 3@45.000 = 135.000m ☐ 폭 원 : 12.625 m ☐ 포 장 : L.M.C (t=50mm) ☐ 활 하 중 : DB-24, DL-24	A1 ~ A2



5.2.2 바닥판 검토

가. 편일레버부(방음벽측)

1) 단면



Pt	96	kN	L1	250	mm
V	300	kn/h	L2	250	mm
H1	50	mm	L3	870	mm
H2	240	mm	L4	30	mm
H3	175	mm	L5	400	mm
H4	175	mm	L6	70	mm
H5	700	mm	L7	120	mm
H6	1,500	mm	L8	300	mm
H7	2,500	mm	L9	350	mm
B	12,625	mm	Ld	0.300	m

2) 바닥판의 유효지간장 산정

- 상부플랜지폭 / 바닥판두께 = 1,200 / 240 = 5 > 4

: 상부플랜지 돌출부 중앙점까지 편일레버 끝단 거리

3) 바닥판의 최소두께

- 활하중에 의한 지간 L = 0.200 m

- 바닥판의 최소두께 $T_{min} = 28L + 180 = 236mm > T_{min} = 220mm$

$T_c = 240mm > T_{min}$ O.K

4) 하중계산

① 고정하중

구분	Vol(kN)	X(m)	M(kN-m)
방음벽	L5 x (H3 + H4 + H5) x 25.0	= 10.500	0.830
	L6 x (H3 + H4) x 25.0	= 0.613	0.655
	L7 x H3 x 25.0	= 0.525	0.560
	L6 x H5 / 2 x 25.0	= 0.613	0.667
	L7 x H4 / 2 x 25.0	= 0.263	0.580
	방음벽	= 1.200	0.830
	소 계	= 13.713	11.698
슬래브	(L2 + L3) x H2 x 25.0	= 6.720	0.560
	소 계	= 6.720	3.763
포장	(L8 + Ld) x H1 x 23.0	= 0.588	0.250
	소 계	= 0.588	0.147
총 계		= 21.020	15.578

5.2 구조검토

5.2.1 검토조건

가. 검토조건

- 형 식 : I.P.C Girder교
- 연 장 : 3@45.000 = 135.000m
- 폭 원 : 12.625m
- 포 장 : L.M.C (t=50mm)
- 활 하 중 : DB-24, DL-24
- 사용재료 및 허용응력
 - 콘크리트(주형) : 40 MPa
 - 콘크리트(바닥판) : 27 MPa
 - 강 선 : SWPC 7B $\phi 15.2mm$
 - 철 근 : SD 40
 - 인장강도 : $f_u = 1,900 MPa$
 - 항복강도 : $f_y = 1,600 MPa$
- 허용응력
 - PS 강재의 허용응력

구분	실제기준	허용응력(MPa)
포스트텐션 부재	점하구에서의 응력	$0.70f_{py}$ 1,330 MPa
	순일부 사용하중 상태에서의 응력	$0.80f_{py}$ 1,280 MPa
	허용 최대인장응력	$0.90f_{py}$ 1,440 MPa

나. 검토방법

- 바닥판 : 강도설계법
- IPC 거더 : 허용응력설계법, 강도설계법

$$- M_d = 21.020 \times 0.741 = 15.578 kN-m$$

② 활하중

$$- \text{승객계수 } i = 15 / (40 + L) = 0.373 \geq 0.300 \quad i = 0.300$$

- 차량하중 분포폭

$$E = 0.800 \times 0.200 + 1.140 = 1.300m$$

$$- M_l = 96 \times 0.200 \times (1 + 0.300) / 1.300 = 19.200 kN-m$$

③ 충돌하중

- 작용높이 : 노면상 1.000m

$$P_o = (V / 60)^2 \times 75 + 25 = 23.33 kN-m$$

$$M_o = 1.0 \times 23.33 = 23.33 kN-m$$

④ 풍하중

- 1m당 작용하는 풍하중 3.00 kN/m²

$$P_w = 3.00 kN/m$$

$$M_w = 3.00 \times 2.50 \times 1.42 = 10.65 kN-m$$

5) 하중조합

$$- \text{Case 1 : } 1.3 M_d + 2.15 M_l = 61.529 kN-m$$

$$- \text{Case 2 : } 1.3 M_d + 1.3 M_w = 34.094 kN-m$$

$$- \text{Case 3 : } 1.3 M_d + 1.3 M_l + 0.65 M_w = 52.131 kN-m$$

$$- \text{Case 4 : } 1.25 M_d + 1.25 M_l + 0.625 M_w = 50.136 kN-m$$

$$- \text{Case 5 : } 1.3 M_d + 1.3 M_l + 1.3 M_o = 75.538 kN-m$$

$$- \text{Case 6 : } 1.2 M_d + 1.2 M_l + 1.2 M_w = 59.467 kN-m$$

6) 극한모멘트 검토

$$- f_{ck} = 27.0 MPa \quad f_y = 400.0 MPa$$

$$h = 240.0 mm \quad b = 1000.0 mm \quad d' = 60.0 mm \quad d = 180.0 mm$$

$$- \text{USE } A_s = 1,627 mm^2$$

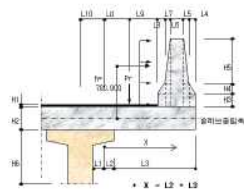
$$- a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_{ck} b} = \frac{1.627 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000} = 28 mm$$

$$- \phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 91.80 kN-m > M_u = 75.54 kN-m$$

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

나. 캔틸레버부(중분대)

1) 단 면



Py	96	kN	L1	250	mm
V	100	km/h	L2	250	mm
H1	50	mm	L3	589	mm
H2	240	mm	L4	125	mm
H3	125	mm	L5	106	mm
H4	175	mm	L6	150	mm
H5	1,020	mm	L7	106	mm
H6	2,500	mm	L8	125	mm
B	12,625	mm	L9	300	mm
L2	-0.071	m	L10	350	m

2) 바다관의 유효지간장 선정

- 상부플랜지폭 / 바닥판두께 = $1,200 / 240 = 5 > 4$
: 상부플랜지 돌출폭 중앙점 거리를 고정하중 유효지간으로 결정함

3) 바닥판의 최소두께

- 활하중에 의한 지간 $L_s = 0.000 \text{ m}$
- 바닥판의 최소두께 $T_{\min} = 280L_s + 180 = 180.0\text{mm} < T_{\max} = 220\text{mm}$
 $T_c = 240\text{mm} > T_{\min}$ OK

4) 하중계산

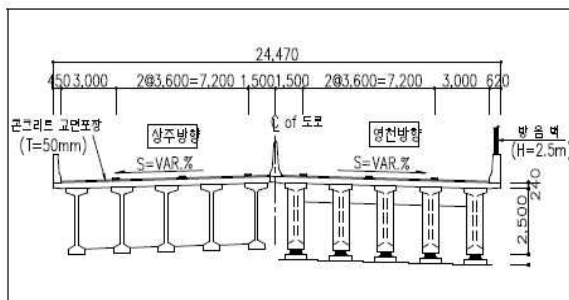
① 고정하중

구 분	Vo(kN)	X(m)	M(kN·m)
발음벽	L6 x (H3 + H4 + H5) x 25.0 = 4.930	0.534	2.643
	L5 x (H3 + H4) x 25.0 = 0.788	0.662	0.521
	L7 x (H3 + H4) x 25.0 = 0.788	0.407	0.320
	L4 x H3 x 25.0 = 0.391	0.777	0.304
	L8 x H3 x 25.0 = 0.391	0.232	0.114
	L5 x H5 / 2 x 25.0 = 1.339	0.644	0.852
	L7 x H5 / 2 x 25.0 = 1.339	0.424	0.568
	L4 x H4 / 2 x 25.0 = 0.273	0.736	0.206
	L8 x H4 / 2 x 25.0 = 0.273	0.312	0.085
	소 계	= 10.532	
승래트	(L2 + L3) x H2 x 25.0 = 5.034	0.420	2.112
	소 계	= 5.034	
모 질	(L9 + L4) x H1 x 23.0 = 0.269	0.115	0.031
	소 계	= 0.269	
총 계	= 15.835		7.766

$$-M_d = 15.835 \times 0.400 = 7.794 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

5.2.3 IPC 거더 검토결과

1) 해석단면



가. 유효폭 산정

합성단민의 바닥판 유효폭은 다음의 식으로 산정하였으며, 유효폭을 고려한 IPC 거더의 단면특성은 아래 표와 같다.

1) 외측거더

$$\begin{aligned} (6t + b_1) &= 2.976 \text{ mm} \\ = \min. of \begin{cases} \text{타 강간의 } 1/12 + b_1 = 5.196 \text{ mm} & b_1 = 2.624 \text{ mm} \\ \text{인접저와와의 순강간의 } 1/2 + b_1 = 2.636 \text{ mm} \end{cases} \end{aligned}$$

2) 내측거더

$$b_e = \min. of \begin{cases} 양쪽 거머의 중심간 거리 = 2,500mm \\ [지간의] 1/4 = 10,986mm \end{cases} \quad b_e = 2,450mm$$

② 활하중

- 승객계수 $i = 15 / (40 + 1) = 0.375 \geq 0.300$ $i = 0.300$

- 차량하중 분포곡

$$-M_l = 96 \times 0.000 \times (1 + 0.300) / 1.300 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

③ 송돌하중

- 작용높이 : 노면상 1,000mm

$$M_0 = 10 \times 23.33 = 233.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

④ 풍하중

- 1m당 작용하는 풍하중 3.00 kN/m^2

$$M_w = 3.00 \times 1.27 \times 0.78 = 2.972 \text{ kN-m}$$

5) 하중조합

- Case 1: 1.3 Md + 2.15 Ml = 10.087 kN-m
- Case 2: 1.3 Md + 1.3 Mw = 13.950 kN-m
- Case 3: 1.3 Md + 1.3 Ml + 0.65 Mw = 12.018 kN-m
- Case 4: 1.25 Md + 1.25 Ml + 0.625 Mw = 11.556 kN-m
- Case 5: 1.3 Md + 1.3 Ml + 1.3 Mo = 40.416 kN-m
- Case 6: 1.2 Md + 1.2 Mo + 1.2 Mw = 40.873 kN-m

6) 극한모멘트 검토

- $f_{ck} = 27.0 \text{ MPa}$ $f_y = 400.0 \text{ MPa}$
 - $h = 240.0 \text{ mm}$ $b = 1000.0 \text{ mm}$ $d' = 60.0 \text{ mm}$ $d = 180.0 \text{ mm}$
 - USE $A_s = 993 \text{ mm}^2$
 - $a = \frac{f_y A_s}{0.85 f_{ck} b} = \frac{993 \times 400.0}{0.85 \times 27.0 \times 1000} = 17.3 \text{ mm}$
 - $\alpha M_{in} = \alpha A_s f_y (d - a/2) = 57.85 \text{ kN m} > M_u = 40.87 \text{ kN m}$

구분	출단면	순단면	1차 강재가 완성단면	최 강재가 완성단면
A(mm)	900,000	869,856	919,117	932,379
I _x (mm ⁴)	166,676,388,888	166,664,331,288	166,806,549,253	166,990,063,729
y ₁ (mm)	1,224	1,186	1,249	1,261
y ₂ (mm)	1,276	1,314	1,251	1,239
e _y (mm)	-	1,127	1,121	1,052
Z _x (mm ³)	-	617,916,755	640,077,561	641,185,023
Z _y (mm ³)	-	557,723,951	639,054,235	652,570,068

구분	합성단면	
	내측지대	외측지대
$A(\text{mm}^2)$	1,454,379	1,403,216
$I_x(\text{mm}^4)$	169,405,693,729	169,682,110,369
$r_x(\text{mm})$	766	743
$y_k(\text{mm})$	1,734	1,757
$e_p(\text{mm})$	1,547	1,570
$Z_x(\text{mm}^3)$	1,800,061,002	1,990,863,128
$Z_y(\text{mm}^3)$	834,940,443	841,267,372
$Z_{xy}(\text{mm}^3)$	936,030,676	941,606,290

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

5.2.4 적용 하중 검토

가. 고정하중

합성진 고정하중은 거더 자중, 콘크리트 바닥판 및 가로보 자중을 고려하였으며, 합성후 고정하중은 방호벽 및 중분대 하중, 포장하중을 고려하였다

1) 합성진 고정하중

- 거더 자중(W_g)

: 거더 자중은 프로그램에서 자동산정하였다.

- 콘크리트 바닥판 자중(W_{dp})

: 콘크리트 바닥판 자중은 각 거더별 단위길이당 등분포하중으로 입력

단판 자중(외측거더) : $(1.189 + 2.5/2) \times 0.240 \times 25.0 = 14.634\text{kN/m}$

바닥판 자중(외측거더) : $(1.470 + 2.5/2) \times 0.24 \times 25.0 = 16.320\text{kN/m}$

바닥판 자중(내측거더) : $2.5 \times 0.240 \times 25.0 = 15.000\text{kN/m}$

- 가로보 자중(W_{gb})

: 가로보 자중은 절점하중으로 고려

부 :

외측거더 : $0.700 \times 0.300 \times 2.450 \times 25.0 = 6.431\text{kN}$

내측거더 : $6.431 \times 2 = 12.863\text{kN}$

중앙부 :

외측거더 : $2.300 \times 0.300 \times 2.450 \times 25.0 = 21.131\text{kN}$

내측거더 : $21.131 \times 2 = 42.263\text{kN}$

지점부 :

외측거더 : $2.300 \times 0.600 \times 2.450 \times 25.0 = 42.263\text{kN}$

내측거더 : $42.263 \times 2 = 84.526\text{kN}$

2) 합성후 고정하중

합성후 고정하중은 콘크리트 바닥판에 의한 횡분대 효과를 반영하기 위하여 2차원 프레임 모델을 사용하여 반력을 산출한 후 그 반력을 3차원 격자모델에 재하하였다.

■ 방호벽 캔틸레버 : 13.713kN/m ■ 중분대 캔틸레버 : 10.532kN/m

■ 포장 : $0.030 \times 23.0 = 1.150\text{kN/m}^2$

나. 활하중

설계활하중의 제하는 해석프로그램 내의 이동하중해석 옵션을 사용하였으며 도로 교설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다.

본 구조해석에 사용된 이동하중해석 옵션은 입력된 차로(Traffic Surface Lanes)를 기준으로 영향선(Influence Line)을 계산하고 이를 이용하여 차랑하중의 이동에 따른 해석결과를 산출하는 기능으로서 차선과 거더중심과의 위치차이에 따른 활하중의 편심 제하가 가능하고 한 개의 이동하중조건에 대해 최대와 최소의 두 가지 해석결과를 산출한다.

【활하중 검토】

구 분	활하중 검토			
• 교폭	12.625m			
• 해석지점(L)	3@45.000 = 135.000m			
• 연직간 교폭(Wc)	$12.625 - 0.620 - 0.610 = 11.395\text{m}$			
• 제하차로수(N)	$9.1 \leq Wc < 12.8\text{m} \quad \therefore 3\text{차로 제하}$			
• 설계차로폭(W)	$11.395/3 = 3.8\text{m} \quad \therefore 3.600\text{m}$ 마다 제하			
• 충격계수(i)	$15/(40+4385) = 0.179 < 0.300 \quad \therefore i = 0.179$ 적용			
• 활하중 모델	표준차로하중(DL-24)		표준트럭하중(DB-24)	
	Pm	108kN	전륜(1축)	48kN
	Ps	156kN	후륜(2축)	192kN
	Wn	12.7kN/m	후륜(3축)	192kN
• 제하방법			총 중량	432kN
	- 해석프로그램의 이동하중 해석기능 사용 - DB-24, DL-24 제하 - DB-24 또는 DL-24하중에 대하여 독립적으로 1~4개 차로에 경간별로 가장 불리한 부재력이 산출되도록 제하 - 최대 부재력이 3차로 이상의 활하중 동시 제하로 발생하는 경우에는 도로교설계기준(2005년)에 따라 백분율로 감소 - 3차로 동시 제하시 : 90%, 4차로 동시 제하시 : 75%			

5.2.5 모델링

해석모델은 3차원 격자모델을 적용하였으며 시공단계별로 대상교량의 실제 강성과 최대한 근접할 수 있도록 모델링하였다. 기타 세부내용은 다음과 같다.

1) 대상교량은 IPC 교량이므로 시공단계별 해석을 위하여 하부, 이를 감안하여 합성진과 합성후 단계로 나누어 모델링하였다.

2) 합성진 모델링 시 바닥판은 단면의 강성에 기여하는 바 없이 고정하중만을 추가시키는 역활만을 함으로 바닥판에 의한 횡분대 효과는 고려하지 않는 것으로 하였다. 설계활하중은 해석프로그램 내의 이동하중해석 기능을 사용하였으며 도로교설계기준을 참조하여 가장 불리한 하중조건이 되도록 설정하였다.

3) 경계조건은 원장조사 시 확인된 각 지점의 가동, 고정상태를 고려하여 설정하였다.

구 분	모 델 링	비 고
해석모델		■ 합성진 모델 • 단순보
		■ 합성후 모델 • 3경간 연속교
합성진 고정하중	 <바닥판 하중>	■ 합성진 고정하중 • 자중 • 바닥판, 가로보
	 <가로보 하중>	

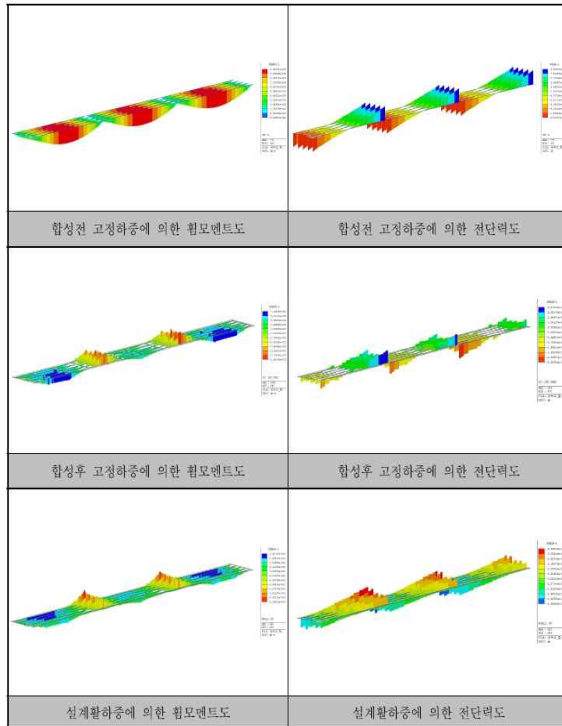
구 분	모 델 링	비 고
합성후 고정하중		■ 합성후 고정하중 • 방호벽 및 중분대 • 포장

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

5.2.6 구조해석 결과 및 검토

가. 부재력 산출

1) 허용조건별 부재력도



3) 외측경간(S4) 내측거더 응력산정 결과

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
부재의 자중	9.02	-9.99			9.02	-9.99
1차 긴장용력(초기)	-5.95	25.42				
바닥판의 자중	5.98	-5.99			5.98	-5.99
시공 도중 긴장력의 감소			0.21	0.08	0.09	-1.47
2차 긴장용력(초기)			-0.45	-0.03	-0.04	4.90
2차 긴장시 1차용력손실량			0.05	0.02	0.02	-0.37
2차 모멘트			0.33	0.25	0.29	-0.66
추가 고정하중			1.24	0.94	1.08	-2.45
최종 긴장력 감소			0.29	0.10	0.11	-2.21
활하중			1.52	1.16	1.33	-3.02

4) 내측경간(S5) 내측거더 응력산정 결과

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
부재의 자중	9.00	-9.97			9.00	-9.97
1차 긴장용력(초기)	-5.95	25.42				
바닥판의 자중	5.97	-5.98			5.97	-5.98
시공 도중 긴장력의 감소			0.21	0.08	0.09	-1.48
2차 긴장용력(초기)			-0.28	-0.02	-0.02	3.09
2차 긴장시 1차용력손실량			0.07	0.02	0.03	-0.48
2차 모멘트			0.67	0.51	0.59	-0.48
추가 고정하중			0.64	0.49	0.56	-1.25
최종 긴장력 감소			0.29	0.10	0.11	-2.21
활하중			1.25	0.96	1.10	-2.49

나. 거더 휨응력 검토

휨응력 검토는 최대 정모멘트가 작용하는 지간 중앙부의 내·외측 거더에 대해서 수행하였으며 압축을 정(+)으로 하고 인장을 부(-)로 하여 검토하였다.

1) 외측경간(S4) 외측거더 응력산정 결과

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
부재의 자중	9.02	-9.99			9.02	-9.99
1차 긴장용력(초기)	-5.95	25.42				
바닥판의 자중	6.24	-6.25			6.24	-6.25
시공 도중 긴장력의 감소			0.20	0.07	0.08	-1.47
2차 긴장용력(초기)			-0.43	-0.02	-0.03	4.90
2차 긴장시 1차용력손실량			0.05	0.02	0.02	-0.38
2차 모멘트			0.32	0.24	0.28	-0.66
추가 고정하중			0.97	0.74	0.85	-2.00
최종 긴장력 감소			0.28	0.09	0.10	-2.22
활하중			1.82	1.38	1.58	-3.75

2) 내측경간(S5) 외측거더 응력산정 결과

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
부재의 자중	9.00	-9.97			9.00	-9.97
1차 긴장용력(초기)	-5.95	25.42				
바닥판의 자중	6.23	-6.24			6.23	-6.24
시공 도중 긴장력의 감소			0.21	0.07	0.09	-1.51
2차 긴장용력(초기)			-0.27	-0.01	-0.02	3.08
2차 긴장시 1차용력손실량			0.07	0.02	0.03	-0.49
2차 모멘트			0.64	0.48	0.56	-1.32
추가 고정하중			0.19	0.14	0.16	-0.39
최종 긴장력 감소			0.29	0.09	0.11	-2.25
활하중			1.54	1.16	1.34	-3.16

5.2.7 안전성 평가 결과

가. IPC 거더의 안전성 검토

1) 허용응력설계법에 의한 검토

내·외측 거더의 응력 검토 결과는 다음의 표와 같으며, 검토 결과 거더응력은 허용응력 범위 이내로 충분한 안전율을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

【외측경간(S4) 외측거더 응력 검토 결과(단위:MPa)】

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1차 긴장시	3.07	15.43				
	OK	OK				
바닥판 타설시	9.31	9.18				
	OK	OK				
바닥판 경화 후			0.20	0.07	9.39	7.71
			OK	OK	OK	OK
2차 긴장력 도입 후			0.14	0.31	9.66	11.57
			OK	OK	OK	OK
방호벽, 포장, 연석 등			1.11	1.05	10.51	9.57
			OK	OK	OK	OK
최종 감소 손실 발생 후			1.39	1.14	10.61	7.35
			OK	OK	OK	OK
활하중 적용시			3.21	2.52	12.19	3.60
			OK	OK	OK	OK
허용 응력	인장	압축	인장	압축	인장	압축
	-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2

【내측경간(S5) 외측거더 응력 검토 결과(단위:MPa)】

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1차 긴장시	3.05	15.45				
	OK	OK				
바닥판 타설시	9.28	9.21				
	OK	OK				
바닥판 경화 후			0.21	0.07	9.37	7.70
			OK	OK	OK	OK
2차 긴장력 도입 후			0.65	0.56	9.94	8.97
			OK	OK	OK	OK
방호벽, 포장, 연석 등			0.84	0.70	10.10	8.58
			OK	OK	OK	OK
최종 감소 손실 발생 후			1.13	0.79	10.21	6.32
			OK	OK	OK	OK
활하중 적용시			2.67	1.95	11.55	3.16
			OK	OK	OK	OK
허용 응력	인장	압축	인장	압축	인장	압축
	-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

【외측경간(S4) 내측거더 용력 검토 결과(단위:MPa)】

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
1차 긴장시	3.07	15.43				
	OK	OK				
바닥판 타설시	9.05	9.44				
	OK	OK				
바닥판 경화 후			0.21	0.08	9.14	7.97
			OK	OK	OK	OK
2차 긴장력 도입 후			0.14	0.32	9.41	11.84
			OK	OK	OK	OK
방호벽, 포장, 연석 등			1.38	1.26	10.49	9.39
			OK	OK	OK	OK
최종 감소 손실 발생 후			1.67	1.36	10.60	7.18
			OK	OK	OK	OK
활하중 작용시			3.19	2.52	11.93	4.16
			OK	OK	OK	OK
허용 용력	인장	압축	인장	압축	인장	인장
	-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2

【내측경간(S5) 내측거더 용력 검토 결과(단위:MPa)】

구 분	비합성 단면		합성 단면			
	거 더		바닥판		거 더	
	상 연	하 연	상 연	하 연	상 연	하 연
내 측 거 더	1차 긴장시	3.05	15.45			
		OK	OK			
	바닥판 타설시	9.02	9.47			
		OK	OK			
	바닥판 경화 후			0.21	0.07	9.11
				OK	OK	OK
	2차 긴장력 도입 후			0.67	0.58	9.71
				OK	OK	OK
	방호벽, 포장, 연석 등			1.31	1.07	10.27
				OK	OK	OK
	최종 감소 손실 발생 후			1.60	1.17	10.38
				OK	OK	OK
	활하중 작용시			2.86	2.13	11.48
				OK	OK	OK
	허용 용력	인장	압축	인장	압축	인장
	-1.4	17.6	-2.6	10.8	16.0	-3.2

∴ 중심축이 슬래브에 있으므로 합성단면은 직사각형으로 가정한다.

$$\begin{aligned}\epsilon_p &= (d - x) / x \times \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} = 0.032 > 0.015 \\ x &= a / 0.76 = 250 \\ \epsilon_{cu} &= \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률} \\ \epsilon_{pe} &= f_{pe} / E_p = 0.00466 \\ \therefore f_{ps} &= 0.93 \times f_{pu} = 1,767\text{MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) = 0.85 \times 9,154 \times 1,767 \times (2,553 - 190/2) \\ &= 33,792\text{kN}\cdot\text{m} > M_u (21,435\text{kN}\cdot\text{m}, 18,037\text{kN}\cdot\text{m}) \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

나. 바닥판 안전성 검토

바닥판에 대한 안전성 검토는 강도설계법을 토대로 검토하였으며, 검토 결과 최소 안전율이 1.000 이상의 충분한 안전율을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

【바닥판 안전성 검토 결과】

구 분	계수모멘트 Mu(kN·m)	설계활강도 φMn(kN·m)	안전율 (φMn/Mu)	검토결과
켄틸레버부(방음벽측)	75.54	91.80	1.215	OK
켄틸레버부(중분대측)	40.87	57.85	1.415	OK

결
과
분
석

- 장곡교의 IPC 거더 및 바닥판에 대한 안전성 검토 결과 최소안전율이 모두 1.000 이상으로 검토되어 설계활하중(DB-24, DL-24)에 대하여 안전한 것으로 평가되었다.

2) 강도설계법에 의한 검토

내·외측 거더의 극한상태의 안전도를 검토하기 위해서 강도설계법을 토대로 안전성을 검토하였으며, 검토 결과 최소안전율이 1.000 이상의 충분한 안전율을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.

■ 외측거더

· 극한모멘트

$$\text{외측경간(S4)} : M_u = 1.3M_d + 2.15M_l = 21,412\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{내측경간(S5)} : M_u = 1.3M_d + 2.15M_l = 18,551\text{kN}\cdot\text{m}$$

· 극한저항모멘트

$$b = 2,686\text{mm} \quad d_p = 2,553\text{mm} \quad A_p = 9,154\text{mm}^2$$

$$f_{pe} = 933\text{MPa} \quad 0.5f_{pu} = 950\text{MPa}$$

$$f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 1,767\text{MPa} \text{ (가정치)}$$

$$A_p \times f_{ps} = 0.85 \times f_{ck} \times a \times B$$

$$a = A_p \times f_{ps} / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 177\text{mm} < 240\text{mm} \text{ (슬래브 높이)}$$

∴ 중심축이 슬래브에 있으므로 합성단면은 직사각형으로 가정한다.

$$\epsilon_p = (d - x) / x \times \epsilon_{cu} + \epsilon_{pe} = 0.0345 > 0.015$$

$$x = a / 0.76 = 233$$

$$\epsilon_{cu} = \text{콘크리트 압축연단에서의 최대변형률}$$

$$\epsilon_{pe} = f_{pe} / E_p = 0.00467$$

$$\therefore f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 1,767\text{MPa}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_p \times f_{ps} \times (d - a/2) = 0.85 \times 9,154 \times 1,767 \times (2,553 - 177/2) \\ &= 33,881\text{kN}\cdot\text{m} > M_u (21,412\text{kN}\cdot\text{m}, 18,551\text{kN}\cdot\text{m}) \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

■ 내측거더

· 극한모멘트

$$\text{외측경간(S4)} : M_u = 1.3M_d + 2.15M_l = 20,299\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{내측경간(S5)} : M_u = 1.3M_d + 2.15M_l = 18,037\text{kN}\cdot\text{m}$$

· 극한저항모멘트

$$b = 2,500\text{mm} \quad d_p = 2,553\text{mm} \quad A_p = 9,154\text{mm}^2$$

$$f_{pe} = 932\text{MPa} \quad 0.5f_{pu} = 950\text{MPa}$$

$$f_{ps} = 0.93 \times f_{pu} = 1,767\text{MPa} \text{ (가정치)}$$

$$A_p \times f_{ps} = 0.85 \times f_{ck} \times a \times B$$

$$a = A_p \times f_{ps} / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 194\text{mm} < 240\text{mm} \text{ (슬래브 높이)}$$

5.3 내하력평가

5.3.1 개요

내하력평가시 IPC 가다교의 거더에 대해서는 허용용력법 및 강도설계법으로 내하력을 평가하며, 바닥판은 강도설계법에 의하여 내하력을 평가한다.

가. 허용용력법

허용용력법에 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.

허용용력법에 의한 교량부재의 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\text{하율(RF)} = \frac{f_a - f_d + f_s}{f_i (1+i)}$$

여기서, f_a = 허용응력

f_d = 고정하중에 의한 응력

f_s = 유효프리스트레스에 의한 응력

f_i = 설계 활하중에 의한 응력

i = 시방규정에 의한 이론적 충격계수

상기 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음과 같다.

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

$$\text{여기서, } K_s = \text{응답 보정계수} = \frac{\epsilon_{\text{제1}} \cdot 1 + i_{\text{제1}}}{\epsilon_{\text{제2}} \cdot 1 + i_{\text{제2}}} \text{ or } \frac{\delta_{\text{제1}} \cdot 1 + i_{\text{제1}}}{\delta_{\text{제2}} \cdot 1 + i_{\text{제2}}}$$

$\epsilon_{\text{제1}}$ ($\epsilon_{\text{제2}}$) = 이론적인 변형률 (실측 변형률)

$\delta_{\text{제1}}$ ($\delta_{\text{제2}}$) = 이론적인 처짐 (실측 처짐)

$i_{\text{제1}}$ ($i_{\text{제2}}$) = 시방규정에 의한 이론적인 충격계수 (실측 충격계수)

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

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 오차 등을 고려하는 계수이나 내하력 평가시에는 그러한 불확실성은 상당히 감소하므로 오히려 공용 중에 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 도로교설계기준의 설계활하중(DB 또는 DL하중) 및 콘크리트 구조설계기준을 사용하여 구조해석을 통하여 구한다.

강도설계법에 의한 내하력 평가방법은 다음과 같다.

$$\bullet \text{ 하중 RF} = \frac{\phi M_u - \gamma_d M_d}{\gamma_l M_l (1+i)}$$

여기서, ϕM_u = 설계모멘트 (RC·PC구조물의 휨부재 $\phi=0.85$)

M_d = 고정하중 모멘트

M_l = 활하중 모멘트

γ_l = 활하중 계수 = 2.15

γ_d = 고정하중 계수 = 1.30

i = 이온상의 충격계수

상기 내하율로부터 교량부재의 공용내하력은 다음 식으로 계산한다.

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

여기서, K_s = 응답 보정계수 = $\frac{\epsilon_{\text{제단}} 1+i_{\text{제단}}}{\epsilon_{\text{측}} 1+i_{\text{측}}}$ or $\frac{\delta_{\text{제단}} 1+i_{\text{제단}}}{\delta_{\text{측}} 1+i_{\text{측}}}$

$\epsilon_{\text{제단}}$ ($\epsilon_{\text{측}}$) = 이온적인 변형률 (실측 변형률)

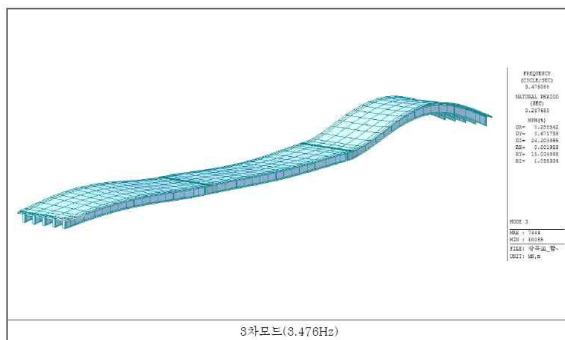
$\delta_{\text{제단}}$ ($\delta_{\text{측}}$) = 이온적인 치짐 (실측 치짐)

$i_{\text{제단}}$ ($i_{\text{측}}$) = 시방규정에 의한 이온적인 충격계수 (실측 충격계수)

5.3.3 고유진동수

대상교량의 고유진동수 평가는 중앙부 지점에 연직방향의 가속도계를 설치하여 동적응답을 획득하였으며, 제1차령이 대상 경간을 벗어나 좌우진동을 하고 있는 구간을 대상으로 FFT분석을 실시하였다. 고유치 해석결과 계측된 교량의 연직방향 고유진동수는 3.41Hz로 측정되었으며, 연직방향 모드의 계산 고유진동수는 3.47Hz로 나타나 구조물에 대한 동적 특성은 양호한 것으로 판단된다.

(1) 진동모드



【진동모드】

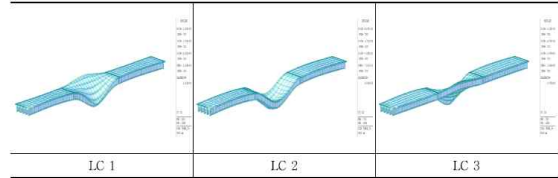
5.3.2 응답비

가. 제하시험에 대한 구조해석

공용내하력 산정시 구조제산상의 결과와 제하시험시 실측된 결과를 이용하여 응답보정계수를 구하기 위해 제하시험과 동일한 위치의 제하경우(LC 1~LC 3)에 대해 구조해석을 실시하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

나. 정적해석

(1) Load Case별 제하위치 및 치짐도



다. 응답비 산정

일반적인 응답비 산정은 치짐(또는 변형률)에 대한 해석치/실측치로 구하며 이 결과를 상호 비교하여 구조물의 전체적인 거동을 대표할 수 있도록 도출한다.

【치짐에 대한 응답비】

구 분		DT1(G1)	DT2(G2)	DT3(G3)	DT4(G4)	DT5(G5)
경간 (S5)	LC 1	이온(mm)	1.667	1.151	0.741	0.284
		실측(mm)	1.482	1.028	0.712	0.252
		응답비	1.125	1.120	1.041	1.127
	LC 2	이온(mm)	0.712	0.808	1.025	0.817
		실측(mm)	0.639	0.752	0.896	0.766
		응답비	1.114	1.074	1.145	1.067
	LC 3	이온(mm)	0.104	0.283	0.733	1.164
		실측(mm)	0.074	0.253	0.714	1.053
		응답비	1.405	1.119	1.027	1.105

시험차량에 의한 주부재의 치짐을 측정하여 이온치와 비교한 결과, 응답비가 1.0 이상으로 평가되어 정·동적 거동특성은 양호한 것으로 판단된다.

5.3.4 공용내하력 평가

가. IIC 거더

1) 허용응력법에 의한 공용내하력 산정

【허용응력법에 의한 내하율 및 기본내하력 검토결과】

구 분		응력(MPa)				내하율 (RF)	기본 내하력
		허용응력 (f_y)	유효프리 스트레스(f_{ps})	고정하중 (i_d)	활하중 (i_l)		
외측경간 (S4)	외측거더	16.000	-5.50	16.11	1.58	3.41	DB-24 이상
	내측거더	16.000	-5.48	16.08	1.33	4.06	DB-24 이상
내측경간 (S5)	외측거더	16.000	-5.18	15.37	1.34	4.32	DB-24 이상
	내측거더	16.000	-5.15	15.53	1.10	5.11	DB-24 이상

주) 1. 활하중은 충격계수가 고려된 값임.

2. (+) 압축, (-) 인장

【공용내하력 검토결과】

구 분		내하율	기본내하력	응답보정계수	공용내하력	비고
외측경간 (S4)	외측거더	3.41	DB-24 이상	1.125	DB-24 이상	
	내측거더	4.06	DB-24 이상	1.145	DB-24 이상	
내측경간 (S5)	외측거더	4.32	DB-24 이상	1.125	DB-24 이상	
	내측거더	5.11	DB-24 이상	1.145	DB-24 이상	

2) 강도설계법에 의한 공용내하력 산정

【강도설계법에 의한 내하율 및 기본내하력 검토결과】

구 분		휨모멘트(kN·m)			내하율 (RF)	기본 내하력
		설계휨강도 (ϕM_n)	고정하중 휨모멘트(M_d)	활하중 휨모멘트(M_l)		
외측경간 (S4)	외측거더	32,057	11,252.82	3,154.90	2.57	DB-24이상
	내측거더	33,792	11,468.93	2,518.56	3.49	DB-24이상
내측경간 (S5)	외측거더	32,057	9,870.73	2,660.20	3.36	DB-24이상
	내측거더	33,792	10,436.01	2,079.25	4.52	DB-24이상

【공용내하력 검토결과】

구 분		내하율	기본내하력	응답보정계수	공용내하력	비고
외측경간 (S4)	외측거더	2.57	DB-24이상	1.125	DB-24이상	
	내측거더	3.49	DB-24이상	1.145	DB-24이상	
내측경간 (S5)	외측거더	3.36	DB-24이상	1.125	DB-24이상	
	내측거더	4.52	DB-24이상	1.145	DB-24이상	

자료 _ 장곡교(초기안전점검 보고서)

나. 바닥판

【강도설계법에 의한 내하율 및 기본내하력 검토결과】

구 분	ϕM_n	M_d	M_{L+I}	내하율	기본 내하력	비 고
컨틸레버부(방음벽)	91.80	15.576	19.200	1.73	DB-24이상	

결
과
분
석

- 장곡교에 대한 구조해석 및 제하시험에 의해 분석된 IPC 거더의 공용내하력과 바닥판의 기본내하력은 설계하중 DB(DL)-24을 만족하는 것으로 평가되었다.