

구조안전성능 자료 _ 가천교

자료 _ 가천교(초기안전점검 보고서)

제 5 장 구조안전성 및 내하력평가

5.1 개 요

5.1.1 검토 조건

안전성평가에 사용한 구조해석 프로그램은 MIDAS/Civil 8.3.1을 사용하였으며, 구조개산서상에 정해진 교량제원, 사용재료 및 허용응력, CASE별 설계하중에 따른 응력 비교 결과를 정리하면 다음과 같다.

가. 구조물 제원

교량명	가천교		
형식	PCS Beam Girder	교량등급	1등급
연장	L = 35.245+35.199+35.252 = 105.696 m		
	교량폭면 B = 11.995 m		

나. 사용재료

1) 콘크리트

바닥판	fck = 27 MPa	PCS Beam	fck = 40 MPa
	Ec = 2.55E+04 MPa		Ec = 3.14E+04 MPa

2) P.S 강재

종류	KS D 7002, SWPC 7B $\phi 12.7$ mm 7연선 A = 1185mm ² (Strand 1개소당 단면적)
탄성계수	Ep = 2.00E+05 MPa
fpy	1600 MPa
fpu	1900 MPa
곡률 마찰계수	0.25/Radian
파상 마찰계수	0.005/m
슬립량	6.000 m

3) 철근

철근	fy = 400 MPa
	Ec = 2.00E+05 MPa

5.1.3 하중산정

가. 고정하중

구분	콘크리트	강재	포장
단위중량(kN/m ³)	25.00	78.50	23.50

: PSC 거더 자중은 프로그램내에서 자동으로 계산.

- 1) 합성전 바닥판 타설하중 (PSC 거더 적용)
- 2) 합성후 고정하중(방호벽, 포장하중)
 - ① 좌측방호벽+방음벽 = $(1.000 + 0.500 \times 25.00) / 0.59 = 22.902 \text{ kN/m}^2$
 - ② 우측방호벽 = $(0.322 \times 25.00) / 0.420 = 19.167 \text{ kN/m}^2$
 - ③ 중분대 = $(0.211 \times 25.00) / 0.305 = 17.263 \text{ kN/m}^2$
 - ④ 포장 = $0.050 \times 23.50 = 1.175 \text{ kN/m}^2$

나. 활 하중

1) 설계차로폭 및 차로수

- 일반구간 : 인석간 교폭 : Wc = 11.395 m

∴ 설계차로수, N = 3 (9.1m ≤ Wc < 12.8m)

설계차로폭 : W = Wc / N = 11.395 / 3 = 3.798 > 3.600m ∴ 3.600m

2) 하중강도와 충격계수

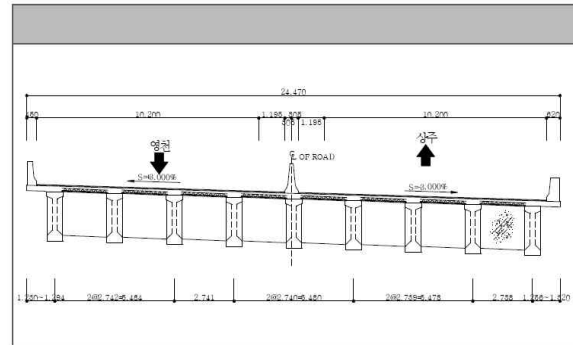
- ① 차선하중 (DL-24) : WL = 12.7 kN/m, Pm = 108 kN, Ps = 156 kN
- ② 차관하중 (DB-24) : 전관하중, Pf = 24.0kN, 후관하중, Pr = 96.0kN
- ③ 제하차량

④ 충격계수

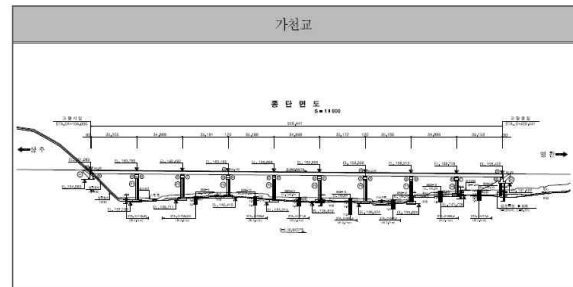
구분	직간장L(m)	충격계수 15/(40+L)
1경간	35.00	0.200
2경간	35.00	0.200
저점부	35.00	0.200

5.1.2 검토 단면

가. 횡단면도

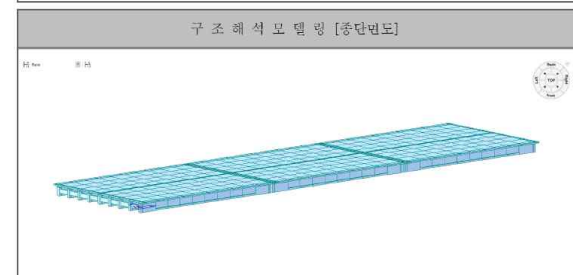
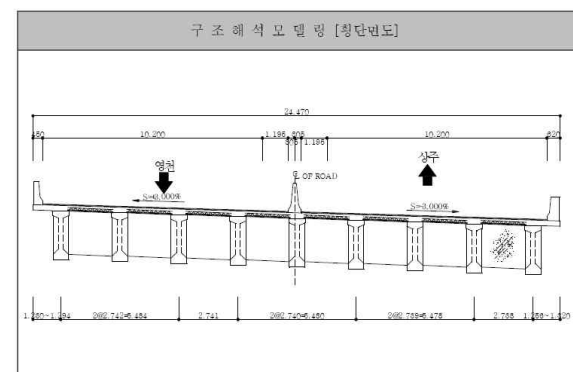


나. 종단면도



5.2 PCS Beam Girder 구조해석

5.2.1 모델링



※ 사용 구조해석 프로그램명 : MIDAS CIVIL

자료 _ 가천교(초기안전점검 보고서)

5.2.2 용력검토

가. 작용하중에 의한 용력(외측거더)

구 분		모멘트 (kN.m)	단면 계수 Z(m ³)	콘크리트단면 휨용력(MPa)				P.S강선 (MPa)
				슬래브	P.S.C BEAM			
					상 연	상 연	하 연	
고정하중	BEAM자중	3054.8	412792		7.401			
			-430423			-7.097		
			-488478				-6.254	
	합성전	2967.0	426653		6.954			
			-483761			-6.133		
			-552334				-5.372	36.668
	합성후	2910.5	1596960		1.823			
			-679976			-4.280		
			1169680	2.488				
			-741486				-3.925	26.794
활 하 중	2673.0	1596960		1.674				
		-679976			-3.931			
		1169680	2.285					
		-741486				-3.605	24.607	
합 계		11605.4		4.773	17.852	-21.441	-19.156	88.069

나. 허용용력 검토 결과(외측거더)

구 분		프리스트레스 도입작후					비 고
		PRESTRESS	BEAM자중	합 계	허용용력	인정여부	
주BEAM	상 연	-6.267	7.401	1.134	-1400	-O.K-	
	하 연	21.069	-7.097	13.972	17.600	-O.K-	
구 분		설계하중 작용시					비 고
		유효P.S	총 하 중	합 계	허용용력	인정여부	
주BEAM	상 연	-5.610	17.852	12.242	16.000	-O.K-	
	하 연	18.860	-21.441	-2.581	-3.200	-O.K-	
슬 래 브	-		4.773	4.733	11.000	-O.K-	

5.2.3 PSC 거더 부재검토

가. 외력에 의한 계수 모멘트

구 분	고정하중(D) (kN · m)	활하중(L+i) (kN · m)	비 고
외측거더	8932.412	2673.014	
내측거더	5867.694	2892.872	

나. 최대 계수 모멘트 계산 (외측거더)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 17359.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\phi M_n = \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}})) \\ = 19629.006 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 17359.116 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

다. 최대 계수 모멘트 계산 (내측거더)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 13847.677 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\phi M_n = \phi \times A_p \times f_{ps} \times d_p (1 - 0.59 \times (\frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_{ck}})) \\ = 19589.074 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_u = 13847.677 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K.}$$

위 치	ϕ (kN · m)	M_u (kN · m)	M_n (kN · m)	M_u (kN · m)	비 고
외측거더	19629.006	17359.116	8932.412	2673.014	
내측거더	19589.074	13847.677	5867.694	2892.872	

다. 작용하중에 의한 용력(내측거더)

구분		모멘트 (kN.m)	단면 계수 Z(m³)	콘크리트단면 휨용력(MPa)				P.S강선 (MPa)
				슬래브	P.S.C BEAM			
					상 연	하 연	강선 도심	
고정하중	BEA M자중	3054.8	412792		7.400			
			-430423			-7.100		
			-488478				-6.250	
	합성전	2605.0	426653		6.110			
			-483761			-5.380		
			-552334				-4.720	32.190
	합성후	207.7	1541520		0.130			
			-676494			-0.310		
			1135411	0.180				
			-738301				-0.280	1.920
활 하 중	2892.8	1541520		1.880				
		-676494			-4.280			
		1135411	2.550					
		-738301				-3.920	26.750	
합 계		8760.5		2.730	15.520	-17.070	-15.170	60.860

라. 허용용력 검토 결과(내측거더)

구 분		프리스트레스 도입작후					비 고
		PRESTRESS	BEAM자중	합 계	허용용력	인정여부	
주BEAM	상 연	-6.267	7.400	1.133	-1400	-O.K-	
	하 연	21.069	-7.100	13.969	17.600	-O.K-	
구 분		설계하중 작용시					비 고
		유효P.S	총 하 중	합 계	허용용력	인정여부	
주BEAM	상 연	-5.440	15.520	10.080	16.000	-O.K-	
	하 연	18.280	-17.070	1.210	16.000	-O.K-	
슬 래 브	-		2.730	2.730	11.000	-O.K-	

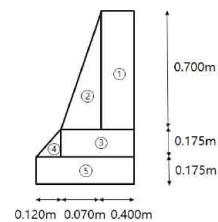
5.2.4 바닥판 부재검토

가. 캔틸레버부의 단면력 검토

1) 바닥판의 휨소 두께 : 바닥판의 휨소두께는 220mm < 240mm(사용두께) O.K.

2) 하중의 산정

- 고정하중 산정



구 분		고정하중(kN)	거리(m)	모멘트(kN·m)
연석	①	$0.400 \times 0.700 \times 1.00 \times 25.0 =$	7.000	0.790
	②	$1/2 \times 0.07 \times 0.700 \times 1.00 \times 25.0 =$	0.613	0.567
	③	$0.470 \times 0.175 \times 1.0 \times 25.0 =$	2.056	0.755
	④	$1/2 \times 0.120 \times 0.175 \times 1.0 \times 25.0 =$	0.263	0.480
	⑤	$0.590 \times 0.175 \times 1.0 \times 25.0 =$	2.581	0.695
포 장	⑥	$0.05 \times 0.400 \times 1.0 \times 23.5 =$	0.470	0.200
바닥판	⑦	$0.990 \times 0.240 \times 1.0 \times 25.0 =$	5.940	0.495
망음벽	⑧		1.152	0.695
계				13.185

- 활하중 산정

$$\cdot X = 0.070$$

$$\cdot i = 15 / (0.070 + 40) = 0.374 > 0.3 \text{ 이므로 } i = 0.3$$

$$\cdot E = 0.8X + 1.14 = 1.196$$

$$\cdot M_u = \frac{P}{E} X (1+i) = \frac{96}{1.196} \times 0.070 \times (1+0.3) = 7.304 \text{ kNm}$$

자료 _ 가천교(초기안전점검 보고서)

나. 최대 계수 모멘트 계산 (켄틸레버부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 32.844 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 1626.5 \times 400 \times (180.0 - \frac{28.349}{2}) \\ &= 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 32.844 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

다. 중앙부의 단면력 검토

1) 바닥판의 최소 두께 : 바닥판의 최소두께는 220mm < 240mm(사용두께) O.K.

2) 하중의 산정

- 고정하중에 의한 발생력 산정

$$\begin{aligned} \cdot \text{지 \quad \quad 간} &: 1.740\text{m} \\ \cdot \text{포 \quad \quad \quad 장} &: 0.050 \times 23.5 = 1.175 \text{ kN/m} \\ \cdot \text{콘크리트} &: 0.240 \times 25.0 = 6.000 \text{ kN/m} \\ \cdot \text{합 \quad \quad \quad 계} &: 7.175 \text{ kN/m} \\ \cdot M_d &= \frac{W_d l^2}{10} = \frac{7.175 \times 1.740^2}{10} = 2.172 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- 활하중 산정

$$\begin{aligned} \cdot i &= 15 / (1.74 + 40) = 0.359 > 0.3 \text{ 이므로 } i = 0.3 \\ \cdot M_{L+i} &= \frac{L + 0.6}{9.6} \times P_i (1+i) \times 0.8 = 24.336 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 최대 계수 모멘트 계산 (중앙부)

$$Mu1 = 1.3D + 2.15L = 55.146 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 단면검토

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times (d - \frac{a}{2}) \\ &= 0.85 \times 1626.5 \times 400 \times (180.0 - \frac{28.300}{2}) \\ &= 91.703 \text{ kN} \cdot \text{m} > Mu = 55.146 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{O.K} \end{aligned}$$

5.2.6 실측보정계수 산정

Load Case별 처짐량측 차량축하중이 직접적으로 재하되는 위치에서 계산치 처짐량과 실측처짐량에 충격계수를 고려하여 실측보정계수(Ks)를 다음과 같이 구하였다.

$$K_s = \frac{\varepsilon \text{ 계산}}{\varepsilon \text{ 실측}} \times \left(\frac{1+i \text{ 계산}}{1+i \text{ 실측}} \right) \quad \text{or} \quad \frac{\delta \text{ 계산}}{\delta \text{ 실측}} \times \left(\frac{1+i \text{ 계산}}{1+i \text{ 실측}} \right)$$

여기서, δ 계산 = 이론 처짐량 i 계산 = 이론 충격계수

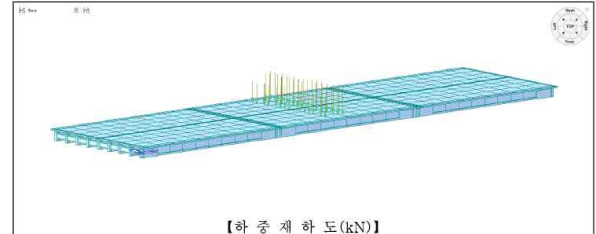
δ 실측 = 실측 처짐량 i 실측 = 실측 충격계수

【처짐량에 의한 실측보정계수】

구 분	재하 경우	변위계	계산처짐 (mm)	실측처짐 (mm)	δ 계산 δ 실측	$1+i$ 계산 $1+i$ 실측	실측보정계수 (Ks)
가천교	LC.1	Disp.1	-2.786	-2.035	1.336		1.372
		Disp.2	-1.777	-1.282	1.386		1.423
		Disp.3	-0.745	-0.240	3.104		3.188
		Disp.4	-0.190	0.013	-14.615		-15.010
		Disp.5	0.159	0.101	1.574		1.616
	LC.2	Disp.1	-1.554	-1.079	1.440		1.479
		Disp.2	-1.770	-1.719	1.030		1.058
		Disp.3	-1.183	-0.651	1.817		1.866
		Disp.4	-0.482	-0.138	3.493		3.587
		Disp.5	0.032	0.065	0.492		0.505
	LC.3	Disp.1	0.356	-0.060	-5.933		-6.093
		Disp.2	-1.053	-0.904	1.165		1.196
		Disp.3	-1.643	-1.564	1.051	1.027	1.079
		Disp.4	-1.209	-0.829	1.458		1.497
		Disp.5	-0.494	-0.098	5.041		5.177
	LC.4	Disp.1	0.356	0.100	3.560		3.656
		Disp.2	-1.053	-0.136	7.743		7.952
		Disp.3	-1.643	-0.661	2.486		2.553
		Disp.4	-1.209	-1.551	0.779		0.800
		Disp.5	-0.494	-1.054	0.469		0.482
	LC.5	Disp.1	0.161	0.153	1.052		1.080
		Disp.2	-0.16	0.054	-2.963		-3.043
		Disp.3	-0.691	-0.245	2.820		2.896
		Disp.4	-1.735	-1.275	1.361		1.393
		Disp.5	-2.881	-2.189	1.316		1.352

5.2.5 재하시험에 의한 구조해석

실용담보정계수(Ks)를 산정하기 위해 재하시험과 동일한 위치에 차량 하중을 재하하여 Plate 요소를 이용한 3D 구조해석을 실시하였으며, 그 결과는 다음과 같다.



【하중 재 하 도(kN)】

구 분	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5
D1(mm)	-2.786	-1.554	0.356	0.082	0.161
D2(mm)	-1.777	-1.770	-1.053	-0.339	-0.16
D3(mm)	-0.745	-1.183	-1.643	-0.963	-0.691
D4(mm)	-0.190	-0.482	-1.209	-1.787	-1.735
D5(mm)	0.159	0.032	-0.494	-2.042	-2.881

: 교량 좌, 우측은 교량 시점측(A1)에서 종점측(A2)을 바라봤을 경우에 해당함.

5.2.7 내하율(R.F)산정

가. 허용응력법에 의한 내하율 산정

$$R.F = \frac{f_a - f_d}{f_t} = \frac{f_a - (f_t - f_t)}{f_t}$$

여기서, f_a : 실측 허용 능력

f_t : 총하중에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력

f_d : 실측 고정하중에 의한 응력

f_t : 활하중(충격계수포함)에 의한 단면 상, 하연에서의 휨응력

【허용응력설계법에 의한 내하율(R.F)】

구 분		고정하중응력 (MPa)	활하중응력 (MPa)	유효프리스트레스 (MPa)	허용응력 (MPa)	R.F	
가천교	외측 거더	상연	16.178	1.674	5.610	16.000	3.245
		하연	17.510	3.931	18.86	16.000	3.727
	내측 거더	상연	13.640	1.880	5.440	16.000	4.149
		하연	12.790	4.280	18.28	16.000	2.456

나. 강도설계법에 의한 내하율 산정

$$R.F = \frac{\phi M_n - \gamma_d M_d}{\gamma_1 M(1+i)}$$

ϕM_n : 극한저항모멘트($\phi=0.85$)

M_n : 총하중에 의한 극한모멘트

$\gamma_d M$: 실측 고정하중모멘트(γ_d : 고정하중 계수 = 1.3)

$\gamma_1 M$: 활하중(충격계수포함)에 의한 휨모멘트(γ_1 : 활하중 계수 = 2.15)

【강도설계법에 의한 내하율 : 바닥판 (R.F)】

위 치	ϕM_n (kN · m)	M_d (kN · m)	M_n (kN · m)	$\gamma_d M_d$ (kN · m)	$\gamma_1 M(1+i)$ (kN · m)	R.F
켄틸레버부	91.703	13.185	7.304	17.141	15.704	4.748
중 양 부	91.703	2.172	24.336	2.824	52.322	1.699

자료 _ 가천교(초기안전점검 보고서)

【강도설계법에 의한 내하율 : 거더 (R.F)】

위 치	(kN · m)	M _d (kN · m)	M _i (kN · m)	γ _d M _d (kN · m)	γ _i M _i (1+i) (kN · m)	R.F
외측거더	19629.006	8932.412	2673.014	11,612.136	5,746.980	1.395
내측거더	19589.074	5867.694	2892.872	7,628.002	6,219.675	1.923

5.2.8 공용내하력 산정

가. 기본내하력

$$P_0 = R.F \times P_L$$

, P₀ : 기본내하력
R.F : 내하율
P_L : 설계활하중 (DB-24)

나. 공용내하력

$$P_0' = P_0 \times K_S$$

여기서, P₀' : 공용내하력
K_S : 실측보정계수 = $\frac{s}{s_{설측}} \times \left(\frac{1+i}{1+i_{설측}} \right)$

나. 공용내하력 산정 결과

구 분		R.F	기본내하력	K _s	공용내하력	비 고
가천교	거더 (허용응력)	2.456	DB- 58.944	1.441	DB- 84.938	DB-24 이상
	거더 (강도설계법)	1.395	DB- 33.480	1.441	DB- 48.245	DB-24 이상
	바닥판	1.699	DB- 40.776	-		DB-24 이상

나. 거더

구 분	φMn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
외측거더	19629.006	17359.116	1.131	SF = 1.0 이상
내측거더	19589.074	13847.677	1.415	SF = 1.0 이상

5.3.3 구조안전성 및 내하력에 의한 평가

【가천교 구조안전성 및 내하력에 의한 평가】

부 재 명		최소안전율(SF)	내하율(R.F)	공용내하력	평가	비 고
바닥판	켄틸레버	2.792	4.748	DB-24이상	A	강도설계법
	중 앙 부	1.663	1.699	DB-24이상	A	강도설계법
거 더	외측거더	1.307	3.245	DB-24이상	A	허용응력설계법
	내측거더	1.587	2.456	DB-24이상	A	허용응력설계법
결과분석		●강도설계법에 의한 바닥판 검토결과 최소 안전율은 1.663로 평가되었으며, 허용응력에 의한 거더 검토결과 최소 안전율은 1.307로 평가되어 구조적 안전성을 확보하고 있는 것으로 평가되었다. ●최소안전율 및 내하율에 의한 공용내하력 평가 결과 전구간에서 DB-24 이상을 확보하고 있는 것으로 검토되었다.				

5.3 PCS Beam Girder안전성평가

【구조물의 안전성평가 기준】

등급	안전성평가 기준	비 고
A	SF > 1.0	
B	0.9 ≤ SF < 1.0 이나, 공용내하력이 설계하중보다 크게 평가된 경우	*허용응력설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{허용응력}}{\text{발생응력}} = \frac{f_s}{f_{d+i}}$
C	0.9 ≤ SF < 1.0	
D	0.75 ≤ SF < 0.9	*강도설계법 SF(안전율) = $\frac{\text{설계강도}}{\text{소요강도}} = \frac{\phi M_n}{M_u}$
E	SF < 0.75	

5.3.1 허용응력설계법

구 분		허용응력 (MPa)	PRESTRESS (MPa)	고정하중 (MPa)	활하중(1+i) (MPa)	S.F	
가천교	외측 거더	상연	16.000	5.610	16.178	1.674	1.307
		하연	16.000	18.86	17.510	3.931	6.199
	내측 거더	상연	16.000	5.440	13.640	1.880	1.587
		하연	16.000	18.28	12.790	4.280	13.223

5.3.2 강도설계법

가. 바닥판

구 분	φMn (kN-m)	Mu (kN-m)	SF(안전율)	비 고
켄틸레버부	91.703	32.844	2.792	SF = 1.0 이상
중 앙 부	91.703	55.146	1.663	SF = 1.0 이상