

Ⅱ. 시설물편

제 1장 중북교	제 14장 봉안교
제 2장 일신교	제 15장 옥산2교
제 3장 [구]산정교	제 16장 옥산교
제 4장 북리교	제 17장 두평교
제 5장 송전2교	제 18장 속골교
제 6장 제1천리교	제 19장 주리교(신)
제 7장 천리2교	제 20장 수정교
제 8장 샘골2교	제 21장 용천2교
제 9장 예지교	제 22장 가창1교
제 10장 어현교	제 23장 가창2교
제 11장 사암교	제 24장 주리교(구)
제 12장 가재울2교	제 25장 마두교
제 13장 성결교	

제 1 장 중복교

1.1 개요

1.2 현장조사

1.3 내진성능 상세평가

1.4 내진보강방안 검토

제 1 장 중복교

1.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

1.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		중복교		시설물번호		-	
준공년도		1991년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 남사면 방아리 894-2					
설계하중		DB-18		노선명		시도7호선	
제원	연장	L = 90.00m(9@10.0)					
	폭	B = 5.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RCS		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 반중력식 교각 - 벽식			교각	직접기초	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		진위천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

1.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

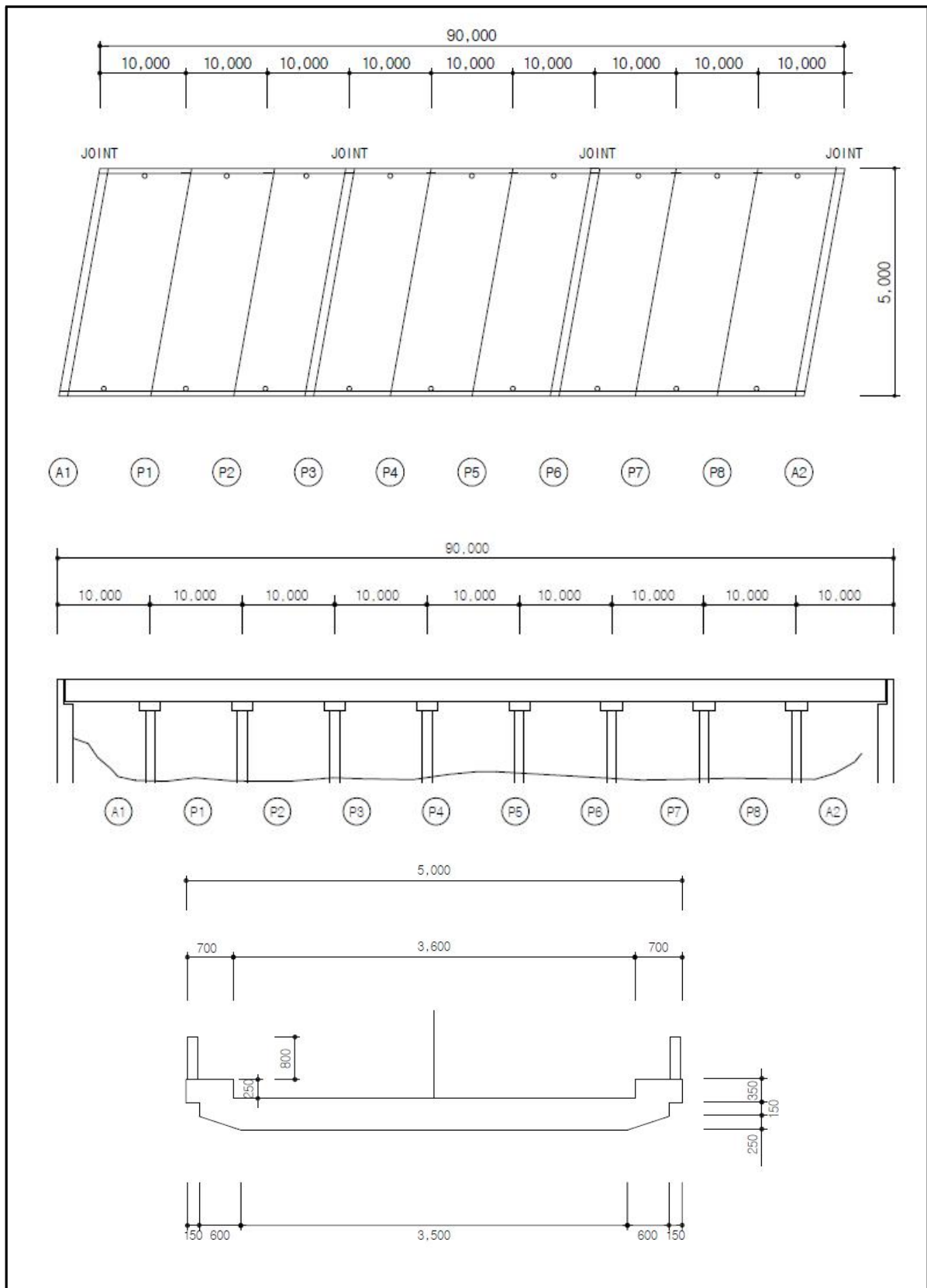


측면 전경

위 치 도



1.1.3 관련도면



<그림 1.1.1> 일반도

1.2 현장조사

1.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다. 다만, 하부구조의 경우 하천구간 교각 기둥부에서 침식에 의한 철근노출이 조사되었으며, 기 손상부의 경우 구조물의 내구성 증진 및 손상의 진전 방지를 위한 단면보수, 방청 등의 조치가 필요할 것으로 판단된다.



구분	내용	비고
하부구조	기둥부 침식 및 철근노출	 <교각 P1 기둥부 침식 및 철근노출>  <교각 P3 기둥부 침식 및 철근노출>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	난간	 <상부전경>  <난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 중북교 현장조사결과 교각(P1~P8)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

1.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	8	10
철근배근상태조사		2	8	10

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 21.8 ~ 22.5 MPa, 교각 21.2 ~ 23.2 MPa로 추정설계기준강도인 21.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	38.8	0°	0.63	19.8	23.7	21.8	21.0	양호
교각(P1)	39.1	0°	0.63	20.0	23.8	21.9	21.0	양호
교각(P2)	40.5	0°	0.63	21.1	24.4	22.8	21.0	양호
교각(P3)	38.0	0°	0.63	19.1	23.3	21.2	21.0	양호
교각(P4)	39.8	0°	0.63	20.6	24.1	22.4	21.0	양호
교각(P5)	39.3	0°	0.63	20.2	23.9	22.1	21.0	양호
교각(P6)	38.9	0°	0.63	19.9	23.7	21.8	21.0	양호
교각(P7)	41.1	0°	0.63	21.6	24.7	23.2	21.0	양호
교각(P8)	39.7	0°	0.63	20.5	24.1	22.3	21.0	양호
교대(A2)	40.0	0°	0.63	20.7	24.2	22.5	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	212.0	200.0	201.0	200.0	
교각(P2)	183.0	200.0	193.0	200.0	
교각(P3)	210.0	200.0	200.0	200.0	
교각(P4)	182.0	200.0	185.0	200.0	
교각(P5)	216.0	200.0	210.0	200.0	
교각(P6)	188.0	200.0	189.0	200.0	
교각(P7)	185.0	200.0	203.0	200.0	
교각(P8)	195.0	200.0	207.0	200.0	
교대(A1)	150.0	150.0	235.0	250.0	
교대(A2)	148.0	150.0	248.0	250.0	

1.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 104%와 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

1.3 내진성능 상세평가

1.3.1 개요

중복교의 내진성능 상세평가는 교각기둥 및 기초를 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 1.3.1>에 정리하였다.

<표 1.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.000	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	6,487.4	1,024.1	6.334	O.K
			교직	17,119.5	890.7	19.219	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,899.4	155.3	18.671	O.K
			교직	4,980.8	121.8	40.883	O.K
		활동 (kN)	교축	1,554.7	168.5	9.229	O.K
			교직	1,554.7	143.5	10.833	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	109.6	5.525	O.K
			교직	605.6	89.5	6.766	O.K
		전단력 (kN)	교축	961.1	101.6	9.462	O.K
			교직	961.1	82.3	11.671	O.K
교각받침부 평가							
받침지지길이 (mm)				800.0	1,393.3	0.574	N.G

1.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 중력식
- 3) 교량연장 : 9@10.0 = 90.0m
- 4) 교량폭원 : 5.0m
- 5) 준공연도 : 1991년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 10.0°

나. 설계기준강도

1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$ 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 25,811MPa$

라. 내진설계상수

1) 내진등급 : 내진1등급교

2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시

3) 위험도 계수 : $I = 1.4$ 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$ 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)

6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 1.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

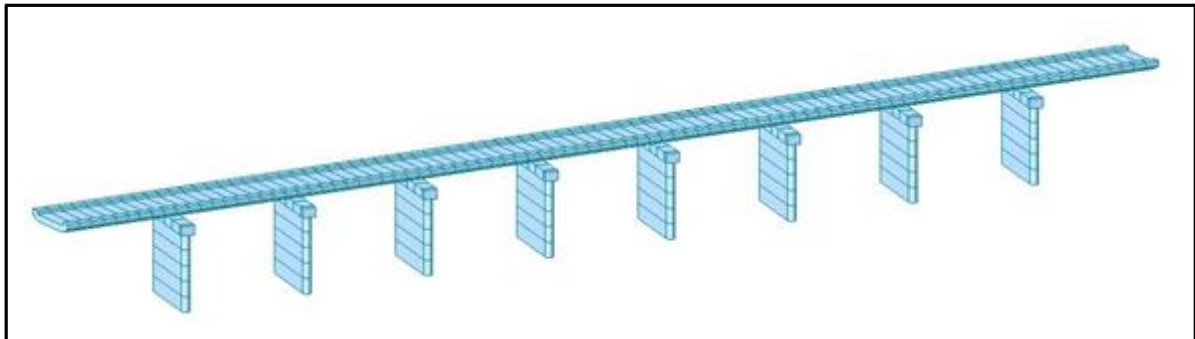
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

1.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 1.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $2.88\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 66.240\text{kN/m}$ (포장)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^2$ (난간)

1.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	2,099.300	

1.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0007	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0007	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	21	MPa	-

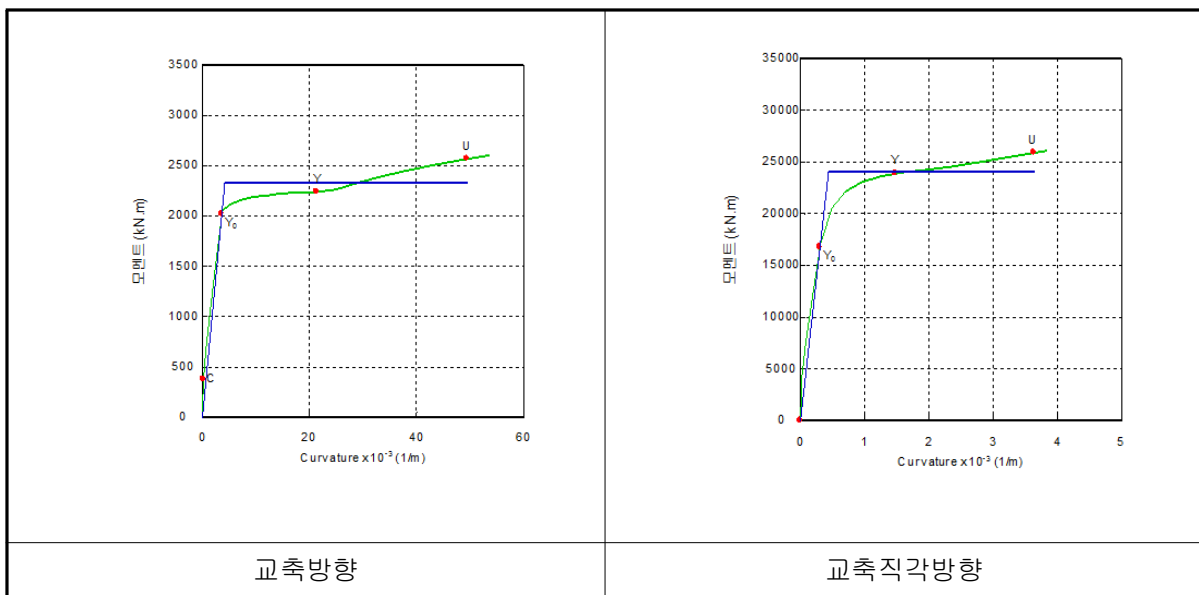
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D19	78	0.0055

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 1.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 1.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m^{-1})
교축방향	기둥하단	초기항복시	2,015.860	0.003623
		항복시	2,326.790	0.004182
		극한시	2,565.940	0.049489
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	16,746.10	0.000305
		항복시	24,037.00	0.000437
		극한시	25,887.20	0.003639

3) 교각의 유효강성

<표 1.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	2,326.8	0.004182	0.022388	0.113	0.199
교축직각방향	24,037.0	0.000437	2.212461	12.947	0.171

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
항복 변위(m)	0.05889	0.006763	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.646	0.671	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.029271	0.002149	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.18686	0.01444	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.24575	0.021201	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	4.173 (1.000제한)	3.135 (1.500제한)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

‘벽식 교각’의 전단강도(V_n)은 콘크리트 압축강도와 횡방향철근의 항복강도를 고려하여 산정하며, 공급변위연성도에 상관없이 일정한 값을 갖는다.

－ 교축방향

$$V_n^L = \min [V_{n1}^L, V_{n2}^L] = 4,687.2\text{kN}$$

$$V_{n1}^L = 0.66 \sqrt{fck} b^L d^L$$

$$= 0.66 \sqrt{21} \times 6,500 \times 500 = 9,829.6\text{kN}$$

$$V_{n2}^L = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^L d^L$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.002 \times 300) \times 6,500 \times 500 = 4,687.2\text{kN}$$

- 교축직각방향

$$V_n^T = \min [V_{n1}^T, V_{n2}^T] = 5,538.0\text{kN}$$

$$V_{n1}^T = 0.66 \sqrt{fck} b^T d^T$$

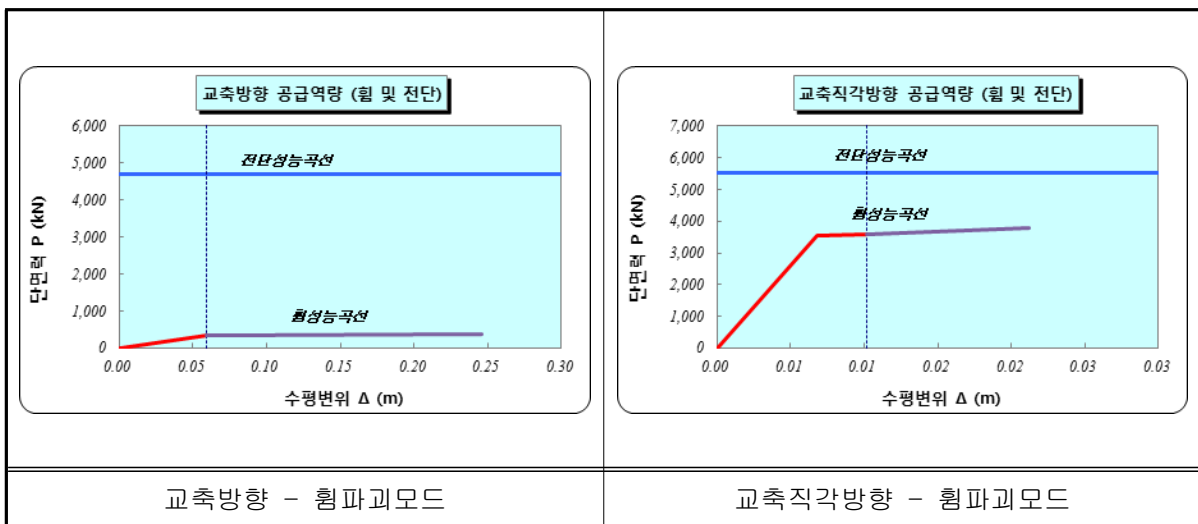
$$= 0.66 \sqrt{21} \times 600 \times 6400 = 11,614.1\text{kN}$$

$$V_{n2}^T = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^T d^T$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.002 \times 300) \times 600 \times 6400 = 5,538.0\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

‘벽식 교각’의 교각의 교축방향은 휨파괴모드, 교축직각방향은 전단파괴 모드 이다.



1.3.7 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

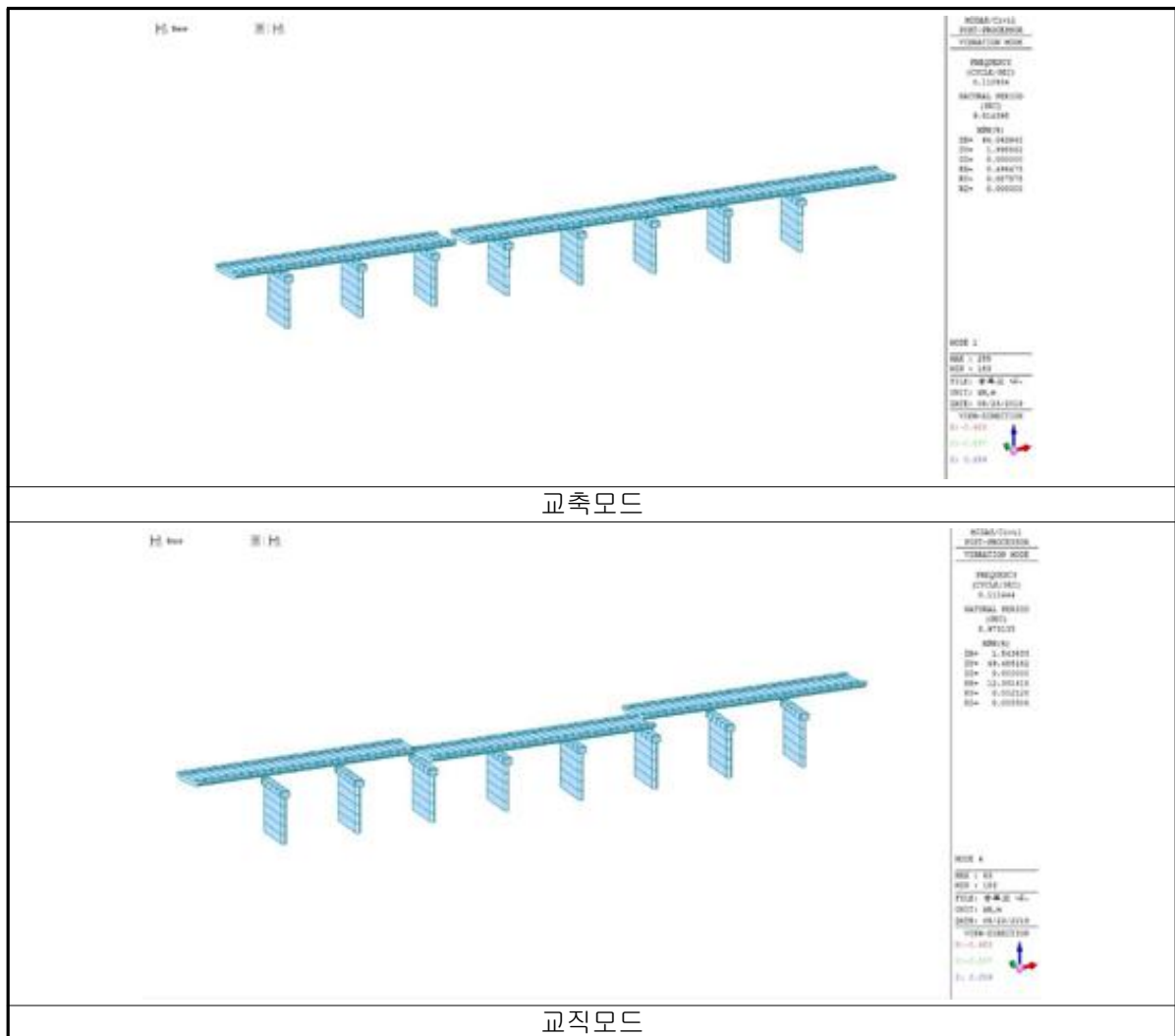
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	9.014	64.060	64.060	2.000	2.000	0.000	0.000
2	9.008	0.000	64.060	0.000	2.000	0.000	0.000
3	9.003	5.170	69.230	0.160	2.160	0.000	0.000
4	8.973	1.540	70.780	49.490	51.650	0.000	0.000
5	8.973	0.000	70.780	0.010	51.650	0.000	0.000
6	8.972	0.610	71.390	19.460	71.120	0.000	0.000
...	...	...	...	...	...	...	...
150	0.001	0.000	100.000	0.000	100.000	0.000	99.660

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 1.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	597.571	6.018	6.212	594.879	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	159.998	24.035	28.231	136.301	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	812.689	124.516	143.305	709.878	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	599.435	184.482	185.483	596.684	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	168.462	64.925	76.212	143.512	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	855.681	337.479	387.112	747.233	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	599.435	596.684	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	168.462	143.512	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	855.681	747.233	

1.3.8 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^L = F_u^L = 657.968 < V_n^L = 4,687.151 \text{ (휨파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^L = 0.0589\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^L = \Delta_u^L = 0.2458\text{m} \text{ (0.0589로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.000$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^L]_{comb,pd} = [M_E^L] + P \times \Delta_E^L = 855.7 + 1,671.9 \times 0.5994 = 1,857.9$$

여기서, $[M_E^L]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^L = 교축방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^L

$$M_y > [M_E^L]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^L = 1$$

$$M_y = 2,326.8 > [M_E^L]_{comb, pd} = 1,857.9$$

$$R_s^L = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{9.0144} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^L = 9.0144 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^L : 교축방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^L = \lambda_{DR}^L \times R_s^L = 1.000$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 3,591.718 < V_n^L = 4,687.151 \text{ (휨파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0068\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0212\text{m} \text{ (0.0101로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.500$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 747.2 + 1,671.9 \times 0.5967 = 1,744.8$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb,pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 24,037.0 > [M_E^T]_{comb,pd} = 1,744.8$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned}
 T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\
 &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{8.9731} + \frac{1}{1.0} = 1.000
 \end{aligned}$$

$$T^T = 8.9731 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

5) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
교각기둥	교 축 (휨파괴)	1.000	1.000	1.000 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각 (휨파괴)	1.000	1.500	1.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

1.3.9 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

중복교는 받침이 없는 교량이므로 받침부 평가는 생략한다.

나. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 800.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[1,393.29, 398.51] = 1,393.29\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
받침지지길이	1,393.3	800.0	0.574 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

1.3.10 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	1,024.1	6,487.4	6.334 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	890.7	17,119.5	19.219 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	155.3	2,899.4	18.671 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	121.8	4,980.8	40.833 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	168.5	1,554.7	9.229 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	143.5	1,554.7	10.833 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

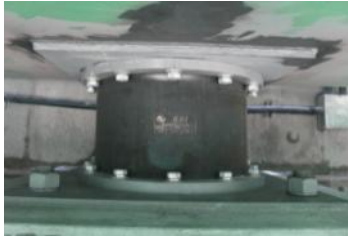
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	109.6	605.6	5.525 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	89.5	605.6	6.766 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	101.6	961.1	9.462 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	82.3	961.1	11.671 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

1.4 내진보강방안 검토

1.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각 교량받침 지지길이에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침이 없는 교량으로 지진이 발생할 경우 낙교의 위험이 매우 크므로 탄성받침 설치가 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 1.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 설치 (1안)	면진받침 설치 (2안)
개요도		
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력 분산과 소산이 가능한 지진격리받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통
예 상 공사비	3억9천만원	4억7천만원
선택안	●	

1.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P4	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.500	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	6,487.4	2,575.3	2.519	O.K
			교직	17,119.5	2,688.9	6.367	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,523.3	233.0	10.829	O.K
			교직	4,603.4	155.0	29.692	O.K
		활동 (kN)	교축	1,554.7	358.0	4.343	O.K
			교직	1,554.7	355.8	4.369	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	172.4	3.513	O.K
			교직	605.6	124.4	4.869	O.K
		전단력 (kN)	교축	961.1	159.0	6.044	O.K
			교직	961.1	114.2	8.413	O.K
교각받침부 평가							
P4 교각부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	66.1	2.044	O.K	
		교직	135.0	67.3	2.007	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	14.7	4.091	O.K	
		교직	60.0	26.9	2.229	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	66.1	6.575	O.K	
		교직	434.3	67.3	6.457	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	548.8	330.3	1.653	O.K	
		교직	92.4	67.3	1.374	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	66.1	2.554	O.K	
		교직	168.7	67.3	2.508	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	99.0	1.364	O.K	
		교직	135.0	61.3	2.201	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	44.0	1.364	O.K	
		교직	60.0	27.3	2.201	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	99.0	4.389	O.K	
		교직	434.3	61.3	7.082	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	570.4	494.8	1.153	O.K	
		교직	110.5	61.3	1.802	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	99.0	1.705	O.K	
		교직	159.4	61.3	2.599	O.K	
받침지지길이 (mm)			787.8	398.5	1.997	O.K	

제 2 장 일신교

2.1 개요

2.2 현장조사

2.3 내진성능 상세평가

2.4 내진보강방안 검토

제 2 장 일신교

2.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

2.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		일신교		시설물번호		-	
준공년도		1995년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 남사면 봉무리 96-4					
설계하중		DB-24		노선명		시도9호선접속	
제원	연장	L = 27.00m(3@9.0)					
	폭	B = 10.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		봉무천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

2.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

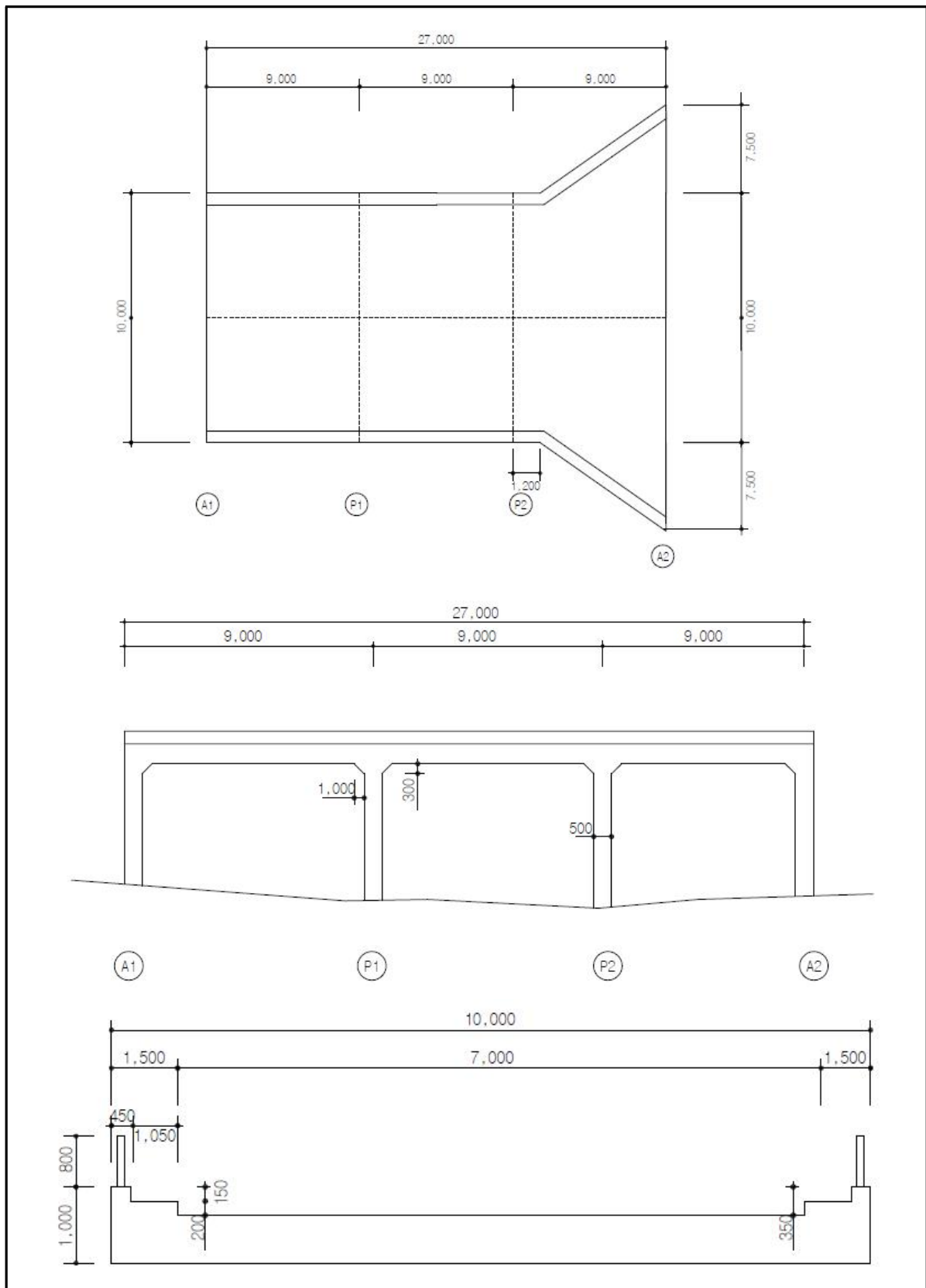


측면 전경

위 치 도



2.1.3 관련도면



<그림 2.1.1> 일반도

2.2 현장조사

2.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 망상균열, 하부구조 균열 및 파손 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P1 기둥부 균열 CW=0.2mm>  <교대 A2 벽체 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	확폭부 슬래브	 <상부전경>  <확폭부 슬래브>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 일신교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(확폭부 슬래브)이 반영된 것으로 조사되었다.		

2.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조 및 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		3	2	2	7

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 27.3 ~ 27.7 MPa, 교대 29.3 MPa, 교각 29.5 MPa로 추정설계기준강도인 27.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	47.7	90°	0.63	26.9	27.7	27.3	27.0	양호
바닥판(S2)	48.3	90°	0.63	27.4	27.9	27.7	27.0	양호
교대(A1)	50.8	0°	0.63	29.4	29.1	29.3	27.0	양호
교각(P1)	51.2	0°	0.63	29.7	29.2	29.5	27.0	양호
교대(A2)	50.8	0°	0.63	29.4	29.1	29.3	27.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	122.0	125.0	145.0	150.0	
바닥판하면(S2)	128.0	125.0	140.0	150.0	
바닥판하면(S3)	130.0	125.0	142.0	150.0	
교각(P1)	123.0	125.0	300.0	150.0	
교각(P2)	125.0	125.0	150.0	150.0	
교대(A1)	217.0	200.0	196.0	200.0	
교대(A2)	211.0	200.0	183.0	200.0	

2.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(확폭부 슬래브)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(27MPa)의 101%와 109%, 109%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

2.3 내진성능 상세평가

2.3.1 개요

일신교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 2.3.1>에 정리하였다.

<표 2.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	465.72	137.26	3.393	O.K
		중 양 부	465.72	110.55	4.213	O.K
		우측단부	465.72	201.76	2.308	O.K
	내측	좌측단부	465.72	178.78	2.605	O.K
		중 양 부	465.72	60.48	7.700	O.K
		우측단부	465.72	178.78	2.605	O.K
	외측2	좌측단부	465.72	201.76	2.308	O.K
		중 양 부	465.72	60.48	7.700	O.K
		우측단부	465.72	137.26	3.393	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	92.54	4.567	O.K
		우측단부	422.62	110.55	3.823	O.K
	내측	좌측단부	422.62	96.80	4.366	O.K
		우측단부	422.62	96.80	4.366	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	110.55	3.823	O.K
		우측단부	422.62	92.54	4.567	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	240.53	135.84	1.771	O.K
		배면	191.18	17.51	10.918	O.K
	중앙	전면	191.18	61.80	3.094	O.K
		배면	191.18	60.70	3.150	O.K
	하단	전면	191.18	113.95	1.678	O.K
		배면	191.18	107.79	1.774	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	277.13	94.98	2.918	O.K
		배면	277.13	94.98	2.918	O.K
	중앙	전면	277.13	70.09	3.954	O.K
		배면	277.13	70.09	3.954	O.K
	하단	전면	277.13	82.43	3.362	O.K
		배면	277.13	82.43	3.362	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		67,800.23	1,052.60	64.412	O.K
	Pmax		69,039.01	2,386.60	28.928	O.K
축력 (kN)	Mmax		67,800.23	1,015.90	66.739	O.K
	Pmax		69,037.01	2,394.80	28.828	O.K
전단력 (kN)			2,424.87	516.30	4.697	O.K

2.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 3@9.0 = 27.0m
- 4) 교량폭원 : 10.0m
- 5) 준공연도 : 1995년
- 6) 교량등급 : 1등급(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{35} = 27,804MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

2.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 2.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 178,500 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	1, 17
2	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	2, 3, 4
3	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	18, 19, 20
4	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	5, 8

- 2) 회전강성 : $K_r = 748,459 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$748,459 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 374,299$	1, 17
2	$748,459 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 748,459$	2, 3, 4
3	$748,459 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 748,459$	18, 19, 20
4	$748,459 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 374,299$	5, 8

1.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 18.4\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.65\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 162.5\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 1.0\text{m}) / 2 \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 27.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 8.3\text{kN/m}$
- 4) 확폭부 슬래브 : $(7.5\text{m} \times 7.8\text{m} \times 2\text{ea}) / 2 \times 25.0\text{kN/m}^3 / 27.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 35.2\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000112\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x) dx = 0.0001119$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x) dx = 0.025115$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000281$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.101\text{sec}$

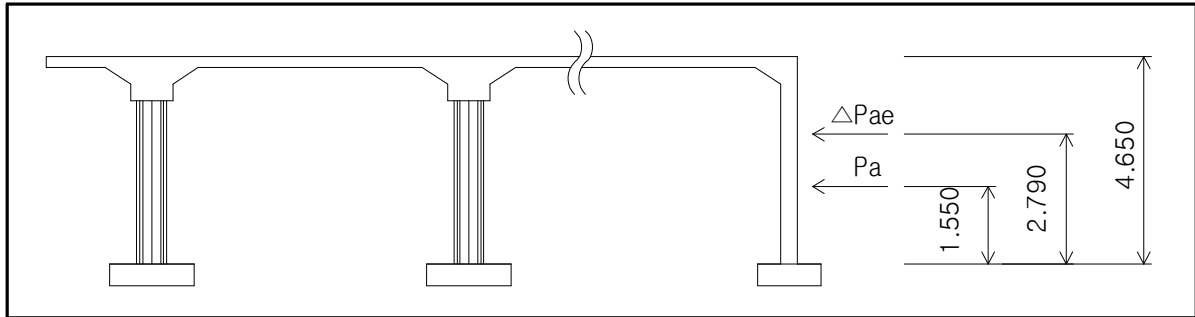
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.023, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 86.41\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 2.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

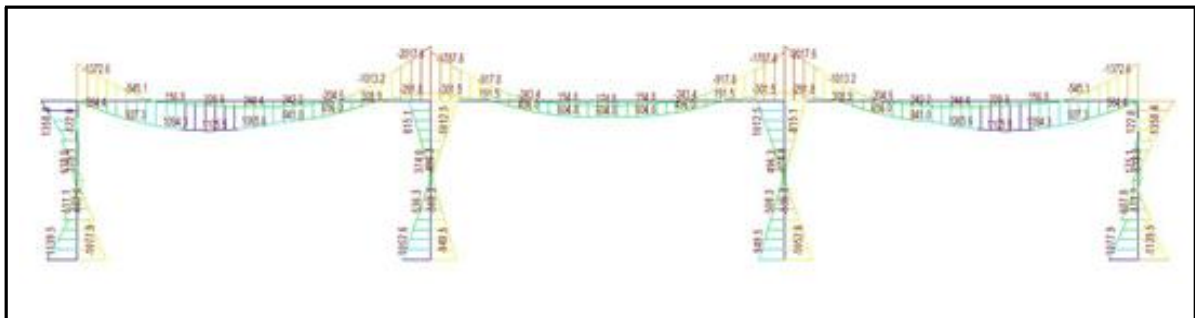
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 741.78\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 848.70\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 106.92\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.825\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

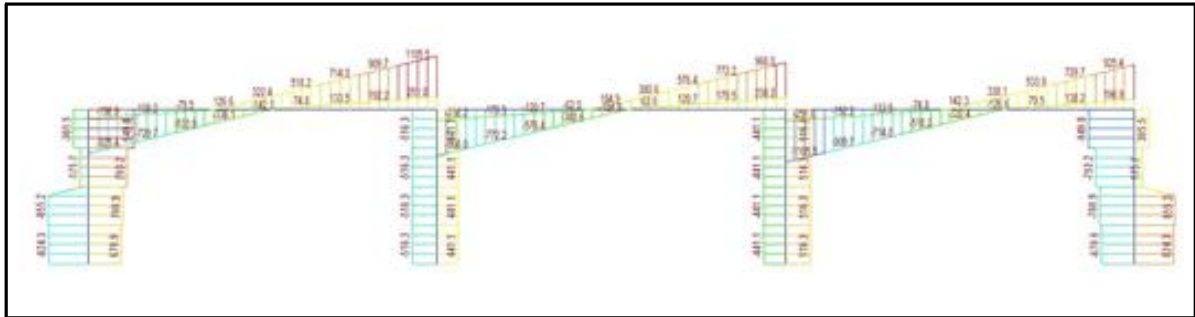
2.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 2.3.3> 일신교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 2.3.4> 일신교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1372.6	137.3	925.4	92.5
		중 앙 부	1105.5	110.6	—	—
		우측단부	2017.6	201.8	1105.5	110.6
	내측	좌측단부	1787.8	178.8	968.0	96.8
		중 앙 부	604.8	60.5	—	—
		우측단부	1787.8	178.8	968.0	96.8
	외측2	좌측단부	2017.6	201.8	1105.5	110.6
		중 앙 부	1105.5	110.6	—	—
		우측단부	1372.6	137.3	925.4	92.5
벽체	상단	전면	1358.4	135.8	949.8	95.0
		배면	175.1	17.5		
	중앙	전면	618.0	61.8	700.9	70.1
		배면	607.0	60.7		
	하단	전면	1139.5	114.0	824.3	82.4
		배면	1077.9	107.8		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	1,052.6	2,386.6	516.3
	Pmax	1,015.9	2,394.8	499.8

2.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	465.72	137.26	3.393	O.K
		중 앙 부	465.72	110.55	4.213	O.K
		우측단부	465.72	201.76	2.308	O.K
	내측	좌측단부	465.72	178.78	2.605	O.K
		중 앙 부	465.72	60.48	7.700	O.K
		우측단부	465.72	178.78	2.605	O.K
	외측2	좌측단부	465.72	201.76	2.308	O.K
		중 앙 부	465.72	60.48	7.700	O.K
		우측단부	465.72	137.26	3.393	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	92.54	4.567	O.K
		우측단부	422.62	110.55	3.823	O.K
	내측	좌측단부	422.62	96.80	4.366	O.K
		우측단부	422.62	96.80	4.366	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	110.55	3.823	O.K
		우측단부	422.62	92.54	4.567	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	240.53	135.84	1.771	O.K
		배면	191.18	17.51	10.918	O.K
	중양	전면	191.18	61.80	3.094	O.K
		배면	191.18	60.70	3.150	O.K
	하단	전면	191.18	113.95	1.678	O.K
		배면	191.18	107.79	1.774	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	277.13	94.98	2.918	O.K
		배면	277.13	94.98	2.918	O.K
	중양	전면	277.13	70.09	3.954	O.K
		배면	277.13	70.09	3.954	O.K
	하단	전면	277.13	82.43	3.362	O.K
		배면	277.13	82.43	3.362	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		67,800.23	1,052.60	64.412	O.K
	Pmax		69,039.01	2,386.60	28.928	O.K
축력 (kN)	Mmax		67,800.23	1,015.90	66.739	O.K
	Pmax		69,037.01	2,394.80	28.828	O.K
전단력 (kN)			2,424.87	516.30	4.697	O.K

2.4 내진보강방안 검토

일신교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 3 장 (구)산정교

3.1 개요

3.2 현장조사

3.3 내진성능 상세평가

3.4 내진보강방안 검토

제 3 장 (구)산정교

3.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

3.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		(구)산정교		시설물번호		-	
준공년도		1996년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 남사면 봉무리 112-3					
설계하중		DB-13.5		노선명		시도9호선	
제원	연장	L = 20.00m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		봉무천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

3.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

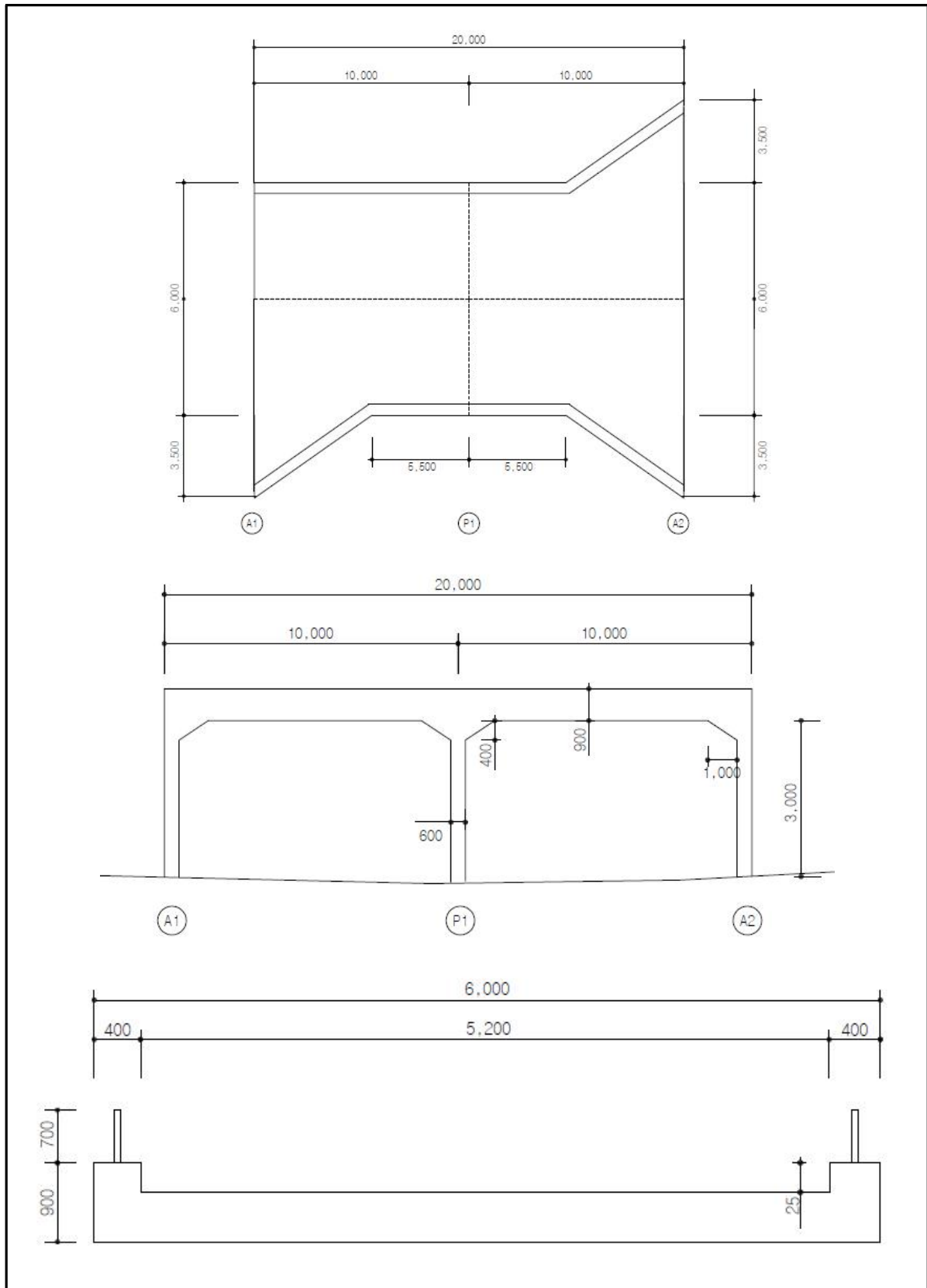


측면 전경

위 치 도



3.1.3 관련도면



<그림 3.1.1> 일반도

3.2 현장조사

3.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 하부구조 균열 및 백태 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P1 기둥부 균열 CW=0.2mm>  <교대 A1 벽체 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	확폭부 슬래브	 <상부전경>  <확폭부 슬래브>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : (구)산정교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(확폭부 슬래브)이 반영된 것으로 조사되었다.		

3.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조 및 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 27.7 ~ 27.8 MPa, 교대 27.3 ~ 27.5 MPa, 교각 27.1 MPa로 추정설계기준강도인 27.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	48.4	90°	0.63	27.5	28.0	27.8	27.0	양호
바닥판(S2)	48.3	90°	0.63	27.4	27.9	27.7	27.0	양호
교대(A1)	48.0	0°	0.63	27.2	27.8	27.5	27.0	양호
교각(P1)	47.3	0°	0.63	26.6	27.5	27.1	27.0	양호
교대(A2)	47.7	0°	0.63	26.9	27.7	27.3	27.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	202.0	200.0	102.0	100.0	
바닥판하면(S2)	190.0	200.0	91.0	100.0	
교각(P1)	210.0	200.0	290.0	300.0	
교대(A1)	195.0	200.0	292.0	300.0	
교대(A2)	193.0	200.0	301.0	300.0	

3.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(확폭부 슬래브)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(27MPa)의 103%와 101%, 100%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

3.3 내진성능 상세평가

3.3.1 개요

(구)산정교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 3.3.1>에 정리하였다.

<표 3.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	294.82	166.42	1.772	O.K
		중 앙 부	294.82	157.42	1.873	O.K
		우측단부	294.82	233.23	1.264	O.K
	외측2	좌측단부	294.82	233.23	1.264	O.K
		중 앙 부	294.82	107.42	2.745	O.K
		우측단부	294.82	166.42	1.772	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	96.95	4.359	O.K
		우측단부	422.62	112.42	3.759	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	112.42	3.759	O.K
		우측단부	422.62	96.95	4.359	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	306.34	165.93	1.846	O.K
		배면	240.53	11.05	21.767	O.K
	중앙	전면	240.53	62.38	3.856	O.K
		배면	240.53	78.00	3.084	O.K
	하단	전면	240.53	124.97	1.925	O.K
		배면	240.53	144.40	1.666	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	346.41	104.97	3.300	O.K
		배면	346.41	104.97	3.300	O.K
	중앙	전면	346.41	84.92	4.079	O.K
		배면	346.41	84.92	4.079	O.K
	하단	전면	346.41	82.48	4.200	O.K
		배면	346.41	82.48	4.200	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		27,636.51	774.70	35.674	O.K
	Pmax		46,420.01	1,561.20	29.734	O.K
축력 (kN)	Mmax		27,636.51	742.70	37.211	O.K
	Pmax		46,420.01	1,565.20	29.658	O.K
전단력 (kN)			1,454.92	353.60	4.115	O.K

3.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1996년
- 6) 교량등급 : 1등급(설계하중 : DB-13.5)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{35} = 27,804MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

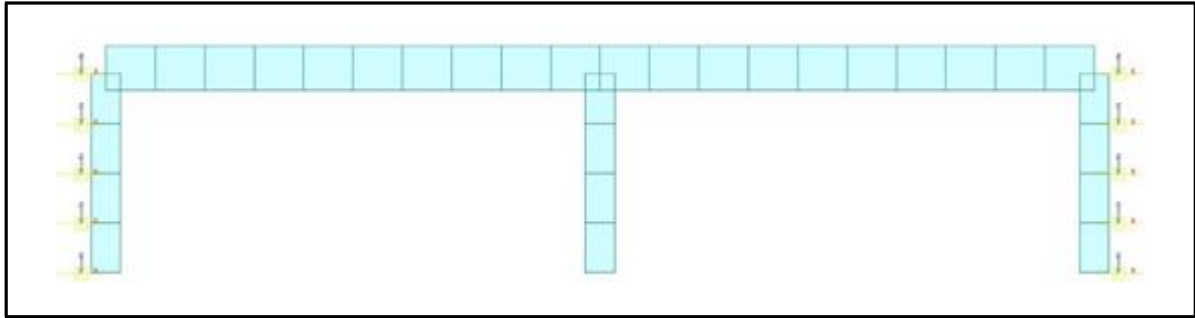
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

3.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 3.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 12
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	13, 14, 15
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 7

- 2) 회전강성 : $K_r = 449,075 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$449,075 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 224,538$	1, 12
2	$449,075 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 449,075$	2, 3, 4
3	$449,075 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 449,075$	13, 14, 15
4	$449,075 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 224,538$	5, 7

3.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.0\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.65\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 97.5\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.4\text{m} + 1.0\text{m}) / 2 \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 6.0\text{kN/m}$
- 4) 확폭부 슬래브 : $(3.5\text{m} \times 4.5\text{m} \times 3\text{ea}) / 2 \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 33.3\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000136\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x) dx = 0.00008154$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x) dx = 0.0120526$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000164$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.090\text{sec}$

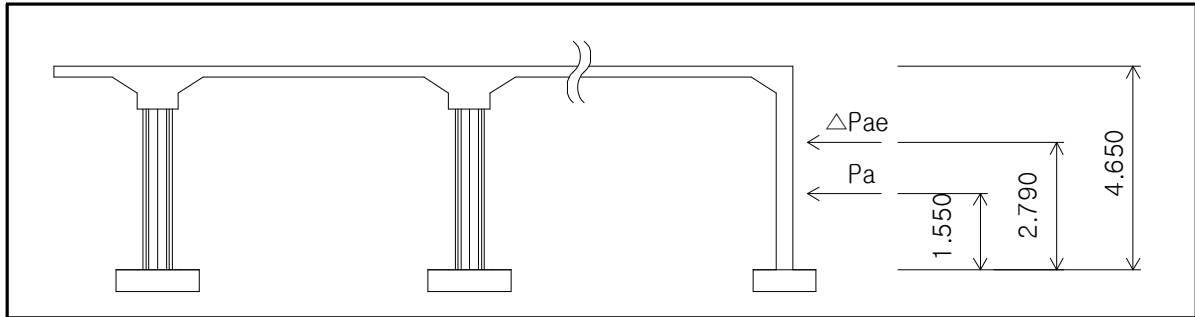
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.104, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 56.91\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 3.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

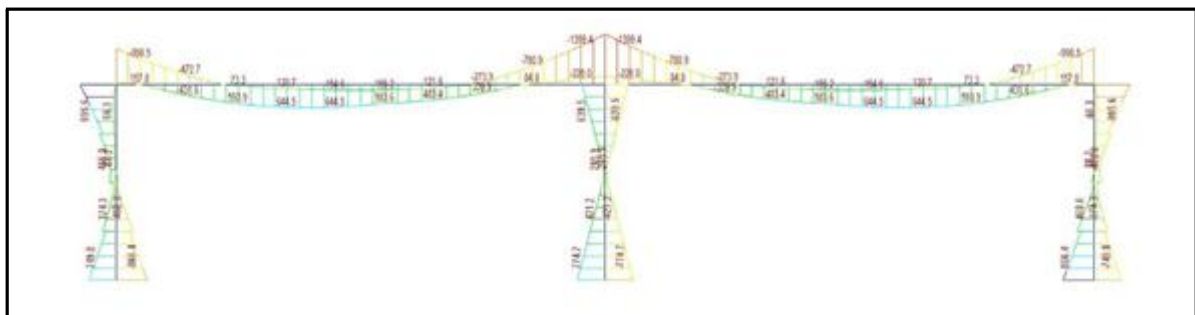
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 445.07\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 509.22\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 64.15\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.825\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

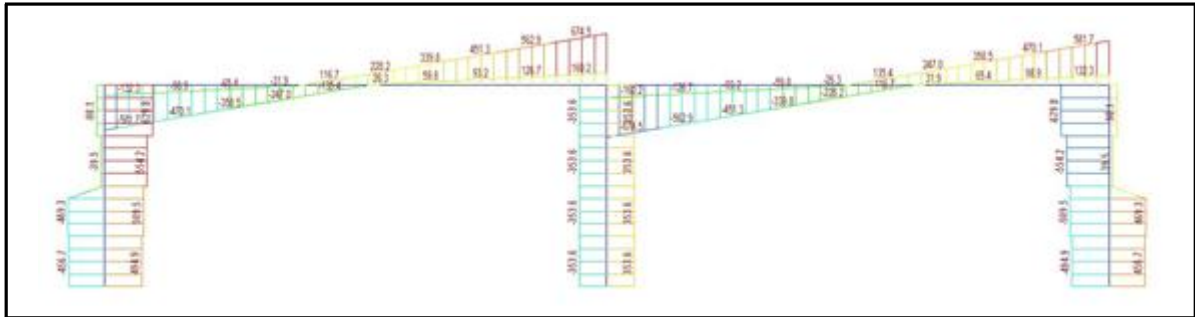
3.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 3.3.3> (구)산정교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 3.3.4> (구)산정교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	998.5	166.4	581.7	97.0
		중 앙 부	944.5	157.4	-	-
		우측단부	1399.4	233.2	674.5	112.4
	내측	좌측단부	1399.4	233.2	674.5	112.4
		중 앙 부	644.5	107.4	-	-
		우측단부	998.5	166.4	581.7	97.0
벽체	상단	전면	995.6	165.9	629.8	105.0
		배면	66.3	11.1		
	중앙	전면	374.3	62.4	509.5	84.9
		배면	468.0	78.0		
	하단	전면	749.8	125.0	494.9	82.5
		배면	866.4	144.4		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	774.7	1561.2	353.6
	Pmax	742.7	1565.2	339.7

3.3.6 내진 성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	294.82	166.42	1.772	O.K
		중 앙 부	294.82	157.42	1.873	O.K
		우측단부	294.82	233.23	1.264	O.K
	외측2	좌측단부	294.82	233.23	1.264	O.K
		중 앙 부	294.82	107.42	2.745	O.K
		우측단부	294.82	166.42	1.772	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	96.95	4.359	O.K
		우측단부	422.62	112.42	3.759	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	112.42	3.759	O.K
		우측단부	422.62	96.95	4.359	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	306.34	165.93	1.846	O.K
		배면	240.53	11.05	21.767	O.K
	중양	전면	240.53	62.38	3.856	O.K
		배면	240.53	78.00	3.084	O.K
	하단	전면	240.53	124.97	1.925	O.K
		배면	240.53	144.40	1.666	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	346.41	104.97	3.300	O.K
		배면	346.41	104.97	3.300	O.K
	중양	전면	346.41	84.92	4.079	O.K
		배면	346.41	84.92	4.079	O.K
	하단	전면	346.41	82.48	4.200	O.K
		배면	346.41	82.48	4.200	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		27,636.51	774.70	35.674	O.K
	Pmax		46,420.01	1,561.20	29.734	O.K
축력 (kN)	Mmax		27,636.51	742.70	37.211	O.K
	Pmax		46,420.01	1,565.20	29.658	O.K
전단력 (kN)			1,454.92	353.60	4.115	O.K

3.4 내진보강방안 검토

(구)산정교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 4 장 복리교

4.1 개요

4.2 현장조사

4.3 내진성능 상세평가

4.4 내진보강방안 검토

제 4 장 복리교

4.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

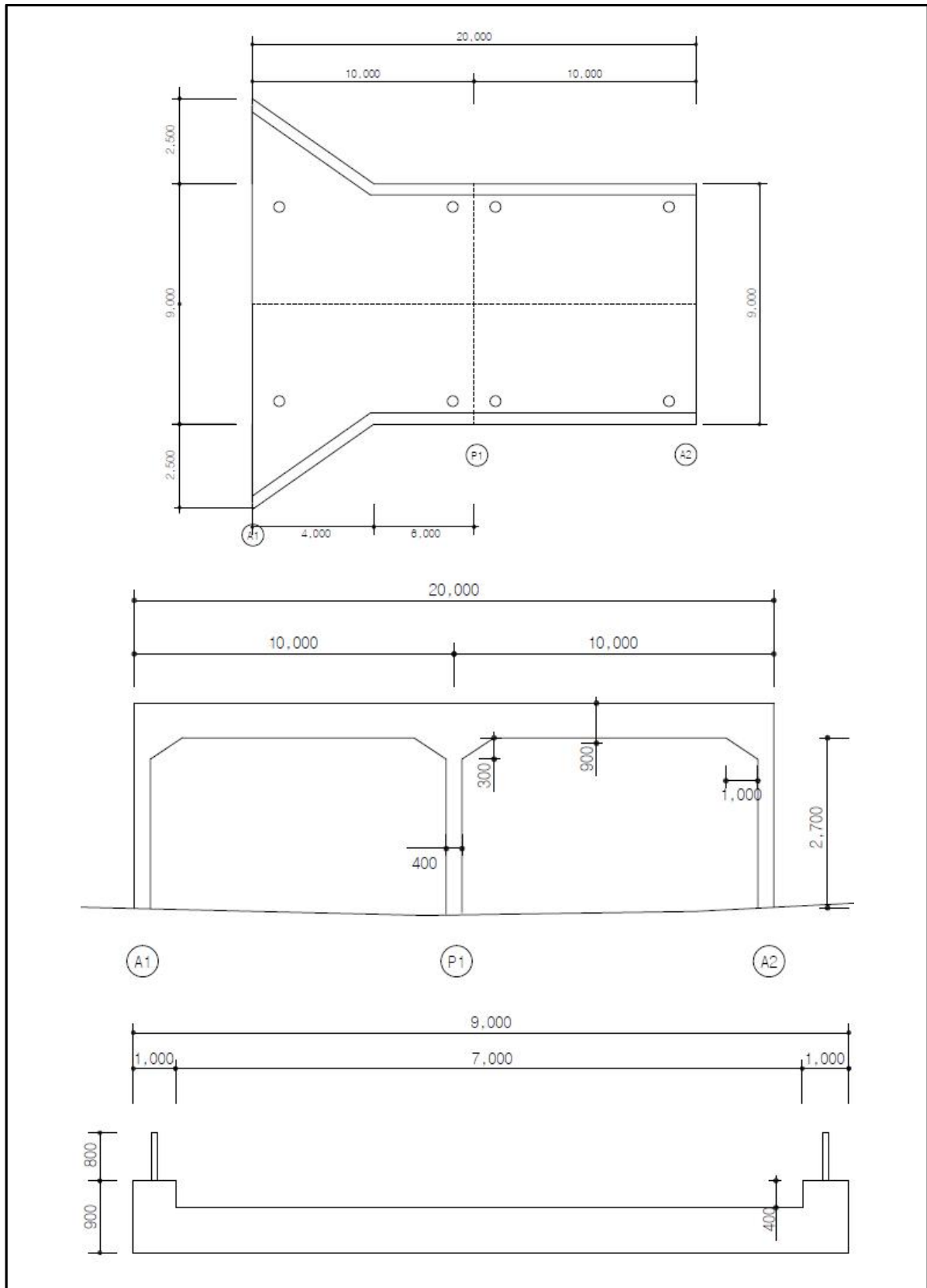
4.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		북리교		시설물번호		-	
준공년도		1998년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 남사면 북리 668					
설계하중		DB-24		노선명		리도204호선	
제원	연장	L = 20.00m(2@10.0)					
	폭	B = 9.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		봉무천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

4.1.2 전경 및 위치도



4.1.3 관련도면



<그림 4.1.1> 일반도

4.2 현장조사

4.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 파손 및 망상균열, 하부구조 균열 및 파손 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P1 기둥부 균열 CW=0.3mm>  <교대 A1 벽체 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	확폭부 슬래브	 <상부전경>  <확폭부 슬래브>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 복리교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(확폭부 슬래브)이 반영된 것으로 조사되었다.		

4.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 24.4 ~ 24.8 MPa, 교대 24.4 ~ 25.8 MPa, 교각 25.4 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	43.1	90°	0.63	23.2	25.6	24.4	24.0	양호
바닥판(S2)	43.7	90°	0.63	23.7	25.9	24.8	24.0	양호
교대(A1)	43.0	0°	0.63	23.2	25.6	24.4	24.0	양호
교각(P1)	44.6	0°	0.63	24.4	26.3	25.4	24.0	양호
교대(A2)	45.3	0°	0.63	25.0	26.6	25.8	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	143.0	150.0	280.0	300.0	
바닥판하면(S2)	153.0	150.0	300.0	300.0	
교각(P1)	156.0	150.0	131.0	125.0	
교대(A1)	281.0	300.0	300.0	300.0	
교대(A2)	270.0	300.0	292.0	300.0	

4.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(확폭부 슬래브)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 102%와 102%, 106%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

4.3 내진성능 상세평가

4.3.1 개요

복리교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 4.3.1>에 정리하였다.

<표 4.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	303.39	100.29	3.025	O.K
		중 앙 부	303.39	102.70	2.954	O.K
		우측단부	303.39	193.40	1.569	O.K
	외측2	좌측단부	303.39	193.40	1.569	O.K
		중 앙 부	303.39	102.70	2.954	O.K
		우측단부	303.39	100.29	3.025	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	313.54	77.12	4.066	O.K
		우측단부	313.54	98.17	3.194	O.K
	외측2	좌측단부	313.54	98.17	3.194	O.K
		우측단부	313.54	77.12	4.066	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	151.53	95.47	1.587	O.K
		배면	118.62	6.28	18.889	O.K
	중앙	전면	118.62	40.88	2.902	O.K
		배면	118.62	42.12	2.816	O.K
	하단	전면	118.62	61.60	1.926	O.K
		배면	118.62	62.94	1.885	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	241.68	71.03	3.403	O.K
		배면	241.68	71.03	3.403	O.K
	중앙	전면	241.68	48.50	4.983	O.K
		배면	241.68	48.50	4.983	O.K
	하단	전면	241.68	53.64	4.506	O.K
		배면	241.68	53.64	4.506	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		39,732.87	482.00	82.433	O.K
	Pmax		45,055.11	1,979.10	22.765	O.K
축력 (kN)	Mmax		39,732.87	457.90	86.772	O.K
	Pmax		45,055.11	1,985.10	22.697	O.K
전단력 (kN)			676.06	253.00	2.672	O.K

4.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 9.0m
- 5) 준공연도 : 1998년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

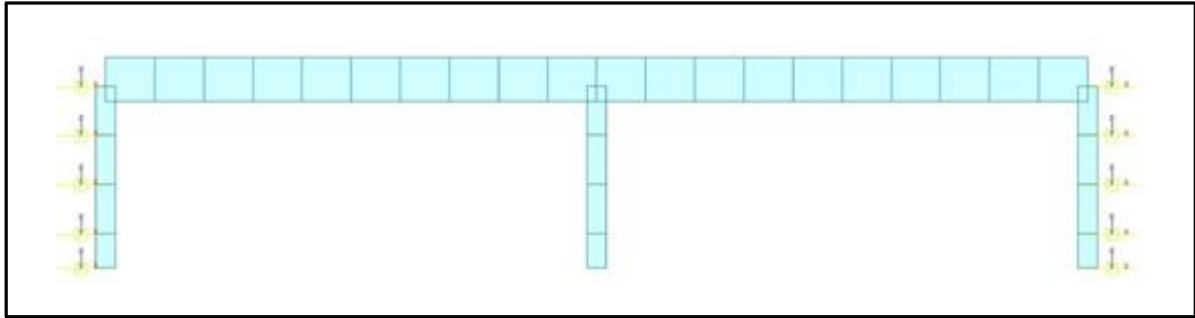
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

4.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 4.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 160,650 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$160,650 \times (0.7 + 0.0) / 2 = 56,228$	1, 12
2	$160,650 \times (0.7 + 1.0) / 2 = 136,553$	2, 13
3	$160,650 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 160,650$	3, 4, 14, 15
4	$160,650 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 80,325$	5, 7

- 2) 회전강성 : $K_r = 538,945 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$538,945 \times (0.7 + 0.0) / 2 = 188,631$	1, 12
2	$538,945 \times (0.7 + 1.0) / 2 = 458,103$	2, 13
3	$538,945 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 538,945$	3, 4, 14, 15
4	$538,945 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 269,472$	5, 7

4.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 9.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 16.56\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.50\text{m} \times 9.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 112.50\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 1.0\text{m}) / 2 \times 9.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 6.75\text{kN/m}$
- 4) 확폭부 슬래브 : $(2.5\text{m} \times 4.0\text{m} \times 2\text{ea}) / 2 \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장})$
 $= 6.25\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000150\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x) dx = 0.000134820$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x) dx = 0.019152529$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000287$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.093\text{sec}$

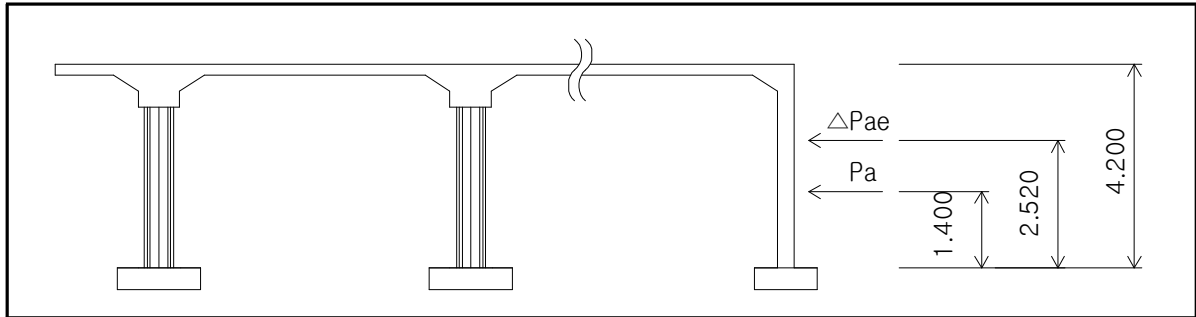
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.080, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 54.69\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 4.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

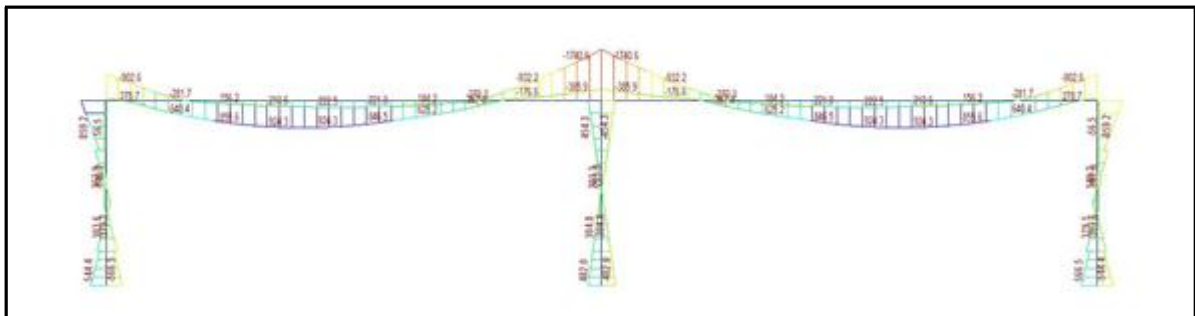
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 534.13\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 611.13\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 76.99\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.633\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

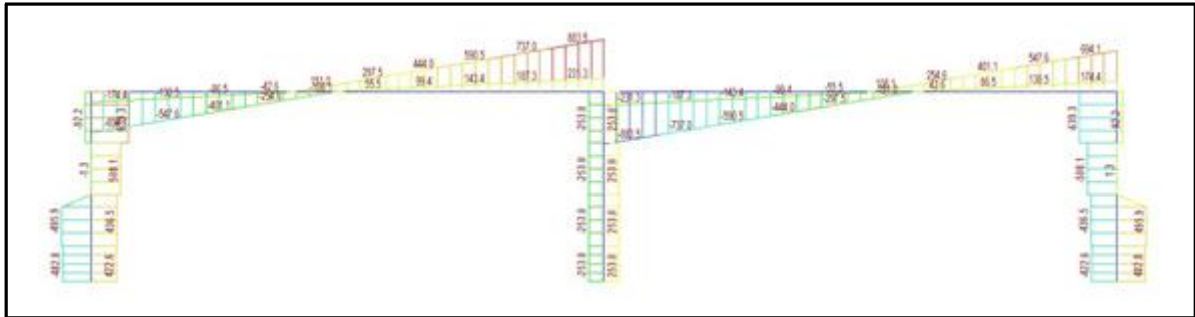
4.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 4.3.3> 복리교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 4.3.4> 복리교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	902.6	100.3	694.1	77.1
		중 앙 부	924.3	102.7	-	-
		우측단부	1740.6	193.4	883.5	98.2
	내측	좌측단부	1740.6	193.4	883.5	98.2
		중 앙 부	924.3	102.7	-	-
		우측단부	902.6	100.3	694.1	77.1
벽체	상단	전면	859.2	95.5	639.3	71.0
		배면	56.5	6.3		
	중앙	전면	367.9	40.9	436.5	48.5
		배면	379.1	42.1		
	하단	전면	554.4	61.6	482.8	53.6
		배면	566.5	62.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	482.0	1979.1	253.0
	Pmax	457.9	1985.1	241.0

4.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	303.39	100.29	3.025	O.K
		중 앙 부	303.39	102.70	2.954	O.K
		우측단부	303.39	193.40	1.569	O.K
	외측2	좌측단부	303.39	193.40	1.569	O.K
		중 앙 부	303.39	102.70	2.954	O.K
		우측단부	303.39	100.29	3.025	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	313.54	77.12	4.066	O.K
		우측단부	313.54	98.17	3.194	O.K
	외측2	좌측단부	313.54	98.17	3.194	O.K
		우측단부	313.54	77.12	4.066	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	151.53	95.47	1.587	O.K
		배면	118.62	6.28	18.889	O.K
	중양	전면	118.62	40.88	2.902	O.K
		배면	118.62	42.12	2.816	O.K
	하단	전면	118.62	61.60	1.926	O.K
		배면	118.62	62.94	1.885	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	241.68	71.03	3.403	O.K
		배면	241.68	71.03	3.403	O.K
	중양	전면	241.68	48.50	4.983	O.K
		배면	241.68	48.50	4.983	O.K
	하단	전면	241.68	53.64	4.506	O.K
		배면	241.68	53.64	4.506	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		39,732.87	482.00	82.433	O.K
	Pmax		45,055.11	1,979.10	22.765	O.K
축력 (kN)	Mmax		39,732.87	457.90	86.772	O.K
	Pmax		45,055.11	1,985.10	22.697	O.K
전단력 (kN)			676.06	253.00	2.672	O.K

4.4 내진보강방안 검토

북리교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 5 장 송전2교

5.1 개요

5.2 현장조사

5.3 내진성능 상세평가

5.4 내진보강방안 검토

제 5 장 송전2교

5.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

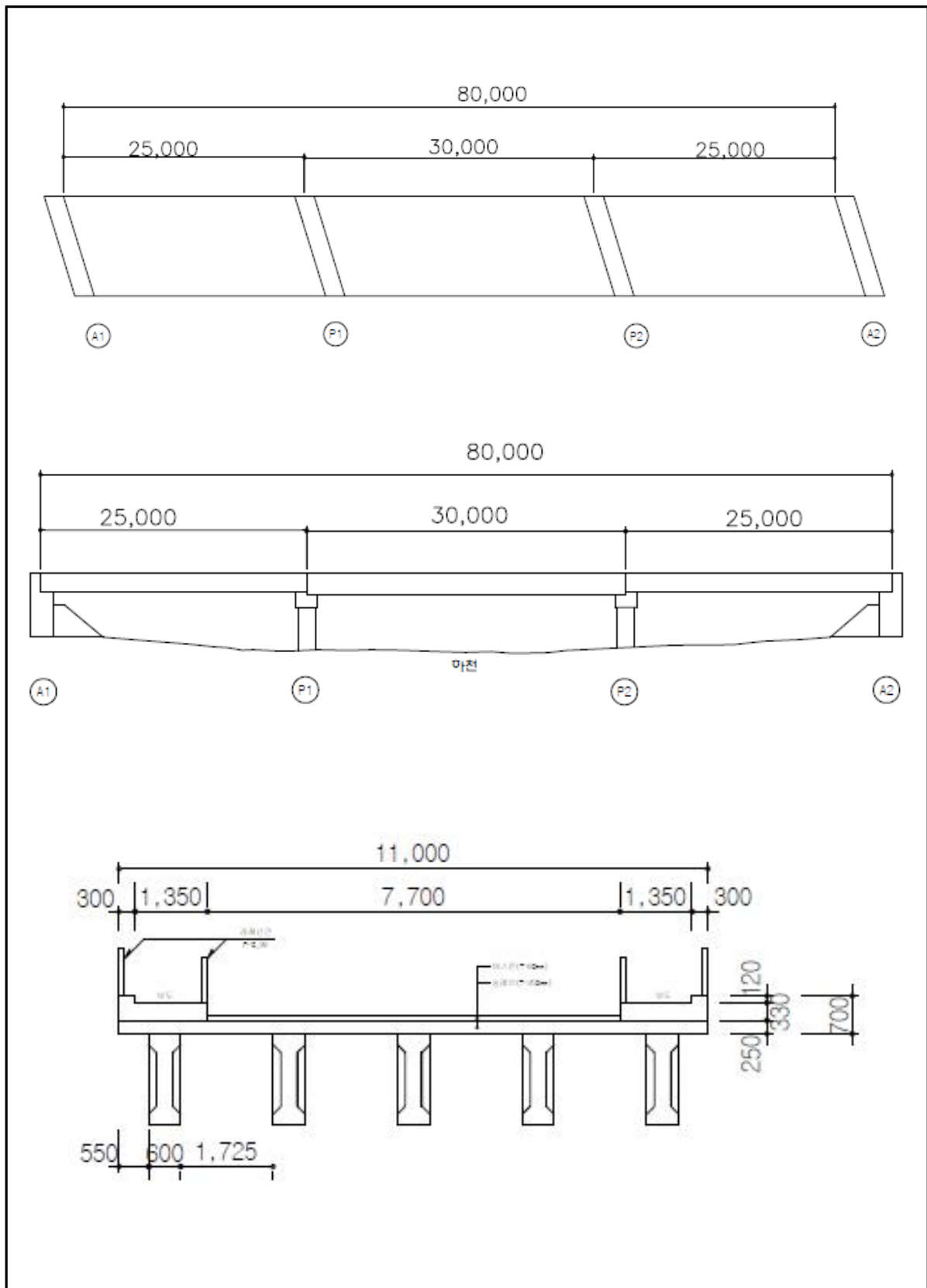
5.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		송전2교		시설물번호		-	
준공년도		1991년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 이동면 송전리 779-1					
설계하중		DB-18		노선명		대로 1-1-3	
제원	연장	L = 80.00m(25.0+30.0+25.0)					
	폭	B = 11.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	PSCI		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 역T형 교각 - π 형			교각	직접기초	
교량받침		포트받침		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		송전천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

5.1.2 전경 및 위치도



5.1.3 관련도면



<그림 5.1.1> 일반도

5.2 현장조사

5.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 상부구조 거더 들뜸 및 파손, 가로보 재료분리, 하부구조 균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	거더 들뜸 및 파손	 <거더 S1-G1 들뜸>
		 <거더 S1-G1 파손>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	보도부 및 난간	 <상부전경>  <보도부 및 난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 송전2교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(보도부 및 난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

5.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	4
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 24.1 ~ 25.7 MPa, 교각 24.3 ~ 30.0 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	42.5	0°	0.63	22.8	25.3	24.1	24.0	양호
교각(P1)	42.8	0°	0.63	23.0	25.5	24.3	24.0	양호
교각(P2)	51.9	0°	0.63	30.3	29.6	30.0	24.0	양호
교대(A2)	45.1	0°	0.63	24.8	26.5	25.7	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1) 코핑부	280.0	300.0	150.0	150.0	
교각(P2) 기둥부	130.0	125.0	147.0	150.0	
교대(A1)	116.0	125.0	131.0	125.0	
교대(A2)	130.0	125.0	121.0	125.0	

5.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(보도부 및 난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 100%와 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

5.3 내진성능 상세평가

5.3.1 개요

송전2교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 5.3.1>에 정리하였다.

<표 5.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.153, 교직하단 : 1.000, 교직상단 : 1.000)							
P1	전단파괴	교축하단	2,815.9	1,006.5	2.798	O.K	
	휨-전단파괴	교직하단	2.907	1.000	2.907	O.K	
	휨-전단파괴	교직상단	2.939	1.000	2.939	O.K	
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도	교축	22,202.3	11,351.3	1.956	O.K
		(kN·m)	교직	54,496.6	5,916.4	9.211	O.K
		지지력	교축	12,764.2	579.4	22.031	O.K
		(kN/m ²)	교직	17,417.9	281.5	61.866	O.K
		활동	교축	6,055.2	2,013.0	3.008	O.K
		(kN)	교직	6,055.2	1,681.3	3.602	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트	교축	951.1	534.4	1.780	O.K
		(kN·m)	교직	951.1	947.1	1.004	O.K
		전단력	교축	1,374.8	390.5	3.521	O.K
		(kN)	교직	1,374.8	680.9	2.019	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체	교축	650.0	2,003.0	0.325	N.G	
		교직	130.0	1,674.5	0.078	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	108.6	400.6	0.271	N.G	
		교직	108.6	1,674.5	0.065	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	692.4	2,003.0	0.346	N.G	
		교직	136.5	1,674.5	0.082	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	185.0	400.6	0.462	N.G	
		교직	185.0	1,674.5	0.110	N.G	
A1 교대부	받침본체	교축			가동단	O.K	
		교직	130.0	703.7	0.185	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축			가동단	O.K	
		교직	108.6	703.7	0.154	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축			가동단	O.K	
		교직	329.1	703.7	0.468	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축			가동단	O.K	
		교직	185.0	703.7	0.263	N.G	
받침지지길이 (mm)			800.0	1,393.3	0.574	N.G	

5.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : PSCI
- 2) 하부구조 : 교각 = π 형, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : $25.0+30.0+25.0 = 80.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 11.0m
- 5) 준공연도 : 1997년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 15.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 24.0\text{MPa}$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0\text{MPa}$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 25,811\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 5.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

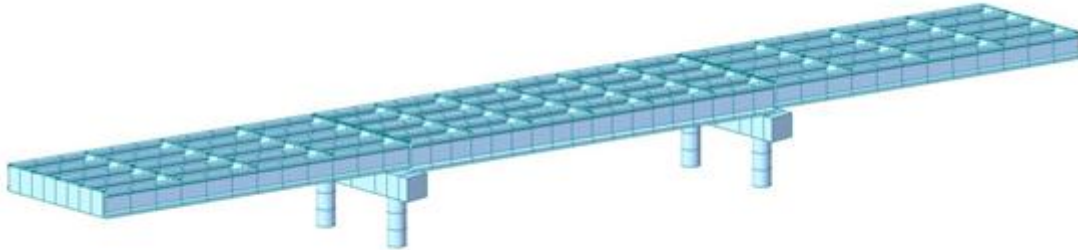
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

5.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 5.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.616\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 14.168\text{kN/m}$ (포장)
 $: 2.750\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 68.750\text{kN/m}$ (상부슬래브)
 $: 0.482\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 \times 2\text{ea} = 24.076\text{kN/m}$ (보도부)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^{\text{f}}$ (난간)

5.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1-1	3,690.241	
P1-2	3,703.543	

5.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 24\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0040	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	24	MPa	-

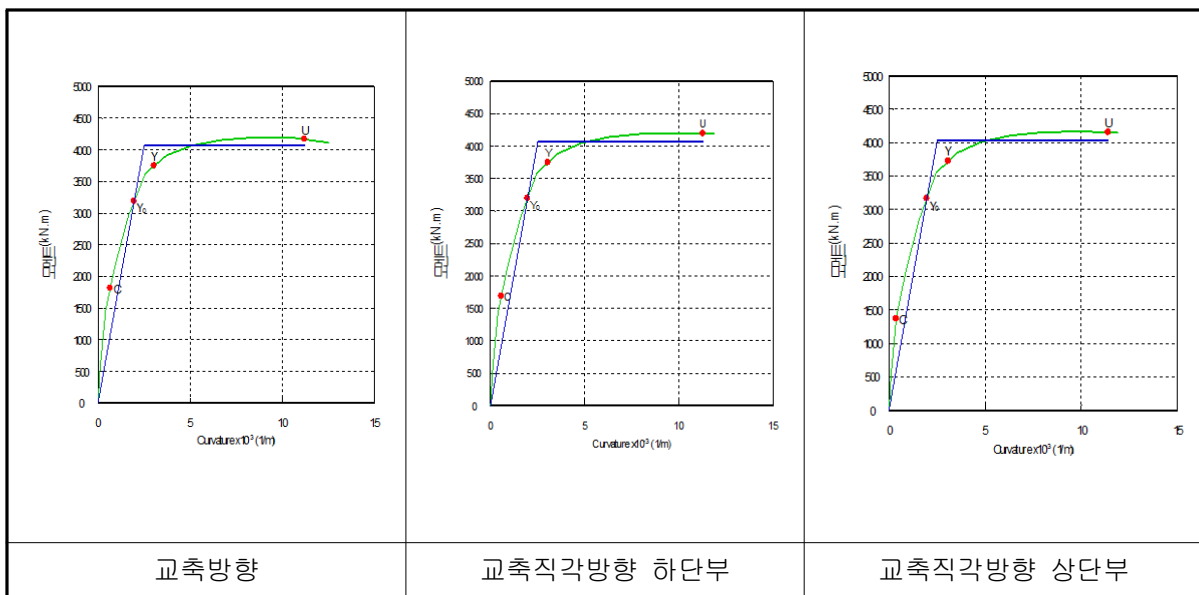
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D25	30	0.009875

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 5.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 5.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m-1)
교축방향	기둥하단	초기항복시	3,185.64	0.0019652
		항복시	4,067.09	0.00250896
		극한시	4,165.88	0.0112257
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	3,194.61	0.00197273
		항복시	4,070.21	0.00251344
		극한시	4,191.53	0.0112848
교축직각 방향	기둥상단	초기항복시	3,161.48	0.0019653
		항복시	4,038.34	0.00251039
		극한시	4,152.92	0.0113968

3) 교각의 유효강성

<표 5.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	4,067.1	0.002509	0.062804	0.189	0.333
교축직각방향	4,070.2	0.002513	0.062740	0.189	0.333

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교직방향 하단	교직방향 상단	비 고
항복 변위(m)	0.01699	0.002430	0.002409	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.282	0.304	0.303	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.002923	0.002941	0.02979	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.00379	0.00463	0.00467	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.005494	0.007065	0.007081	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	3.234	2.907	2.939	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

- 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,809.9 \text{ kN}$$

· 변위연성도 $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0 \text{ kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 472.9 \text{ kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 533.1 \text{ kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,815.9 \text{ kN}$$

· $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 1,006.0 \text{ kN}$$

– 교축직각방향 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,809.9 \text{ kN}$$

· 변위연성도 $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0 \text{ kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 472.9 \text{ kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 446.1 \text{ kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,728.9\text{kN}$$

· $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 919.0\text{kN}$$

- 교축직각방향 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,809.9\text{kN}$$

· 변위연성도 $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0\text{kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 472.9\text{kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 447.8\text{kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

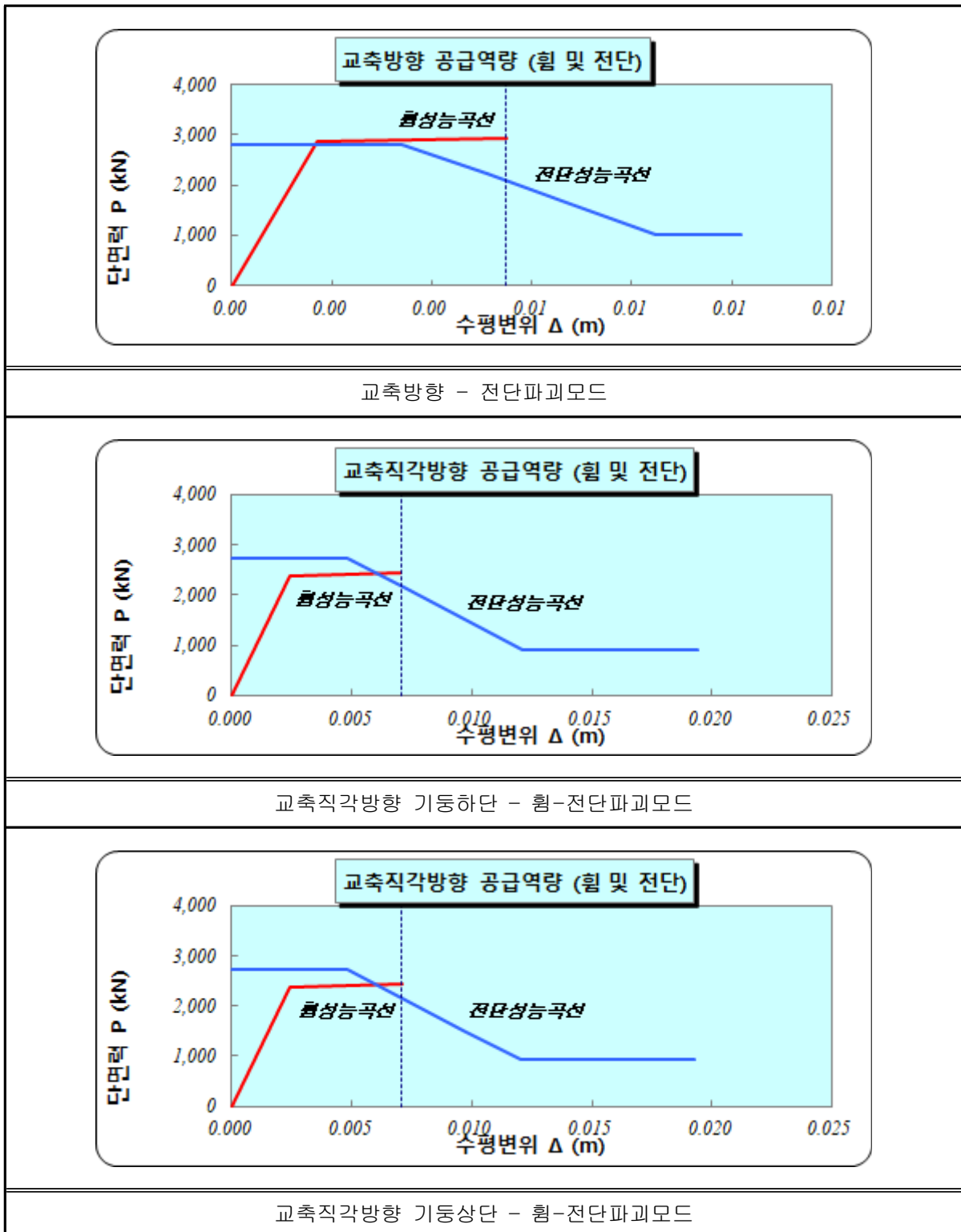
$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,730.6\text{kN}$$

· $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 920.7\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

교각 P1의 교축방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 ‘전단파괴 모드’이며, 교축직각방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 ‘휨-전단 파괴모드’로 지배된다.



5.3.7 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

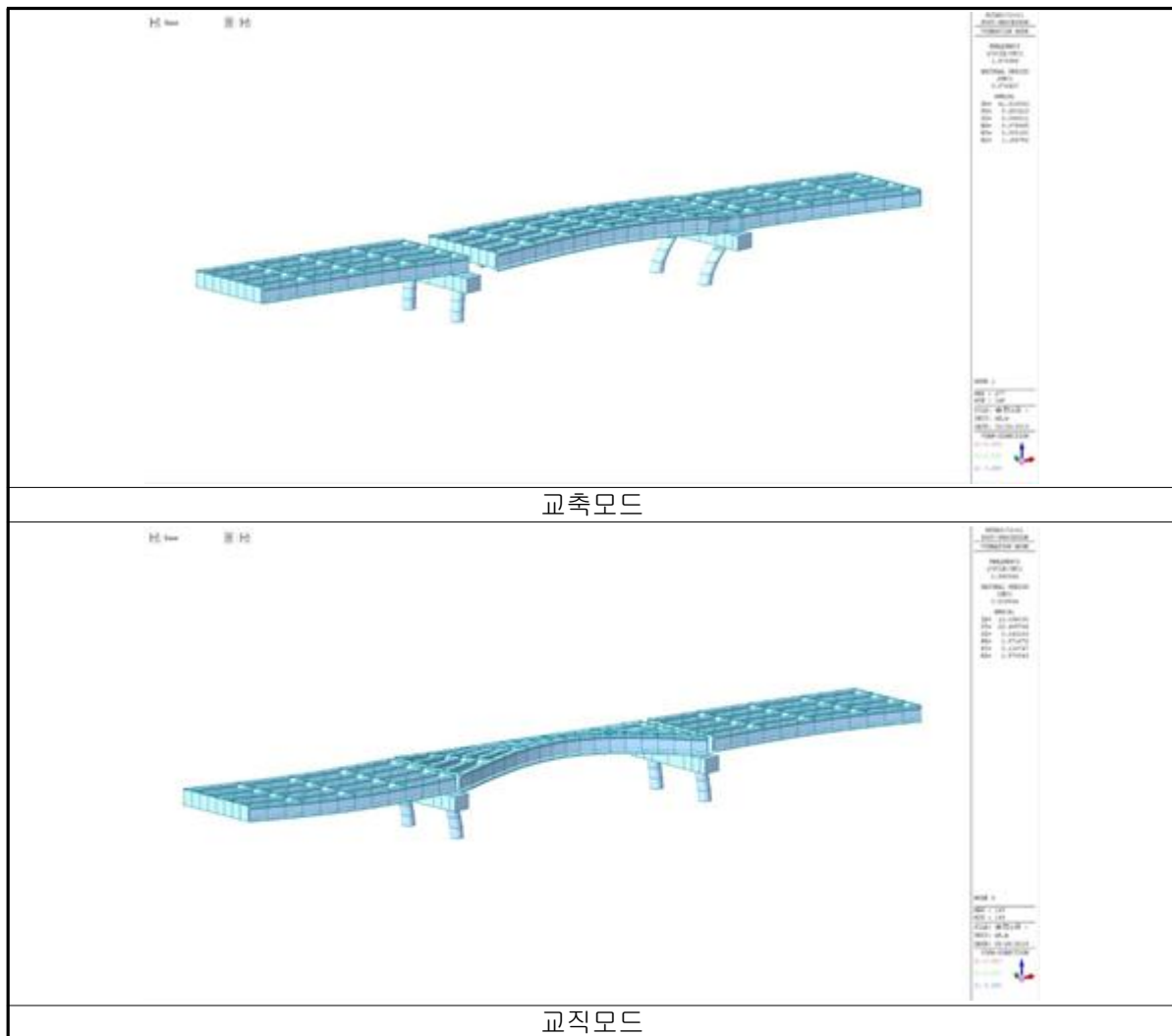
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.676	41.320	41.320	8.280	8.280	0.100	0.100
2	0.610	13.550	54.870	10.680	18.960	0.020	0.120
3	0.510	12.100	66.970	22.490	41.440	0.140	0.260
4	0.489	0.270	67.240	11.880	53.330	.0010	0.270
5	0.487	2.690	69.960	19.380	72.710	0.030	0.300
6	0.398	0.130	70.050	0.010	72.720	30.050	30.350
...	...	...	...	...	...	...	...
150	0.002	0.000	100.000	0.000	99.980	0.000	99.860

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 5.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	20.315	4.452	13.700	4.345	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	797.639	437.497	696.245	709.396	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	3,735.500	1,154.702	3,034.986	1,350.801	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	24.425	6.756	19.795	5.981	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	1,006.531	650.316	935.537	840.645	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	4,645.996	1,559.942	4,155.636	1,697.212	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	24.425	6.756	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	1,006.513	840.645	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	4,645.996	1,697.212	

5.3.8 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{공급역량} = F_C^L = 2,815.9kN$$

2) 교축방향 소요역량

$$\text{소요역량} = F_{pd}^L = V_{E,comb}^L = 1,006.5kN$$

3) 교축직각방향 기둥하단 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 2,460.96 < V_n^L = 2,728.93 \text{ (휨-전단파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0024m$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0071m$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 2.907$$

4) 교축직각방향 기동하단 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 1,697.2 + 3,618.0 \times 0.0034 = 1,709.4$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기동의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$M_y > [M_E^T]_{comb,pd}$ 일 경우 $R_s^T = 1$

$$M_y = 4,163.8 > [M_E^T]_{comb,pd} = 1,709.4$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$T \geq 1.25 T_s$ 일 경우 $\lambda_{DR} = 1$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.5100} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^T = 0.5100 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

5) 교축직각방향 기둥상단 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 2,447.51 < V_n^L = 2,730.62 \text{ (휨-전단파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0024\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0071\text{m}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 2.939$$

6) 교축직각방향 기둥상단 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 1,473.0 + 3,618.0 \times 0.0034 = 1,485.2$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb,pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 4,126.7 > [M_E^T]_{comb,pd} = 1,485.2$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.5100} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^T = 0.5100 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

7) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
교각 기둥	교 축 (전단파괴)	2,815.9	1,006.5	2.798 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각하단 (휨전단파괴)	2.907	1.000	2.907 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각상단 (휨전단파괴)	2.939	1.000	2.939 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

5.3.9 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

1) 받침본체

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	650.0	2,003.0	0.325	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
교축직각	130.0	1,674.5	0.078	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교 축	108.6	400.6	0.271	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	108.6	1,674.5	0.065	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교 축	692.4	2,003.0	0.346	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	136.5	1,674.5	0.082	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교 축	185.0	400.6	0.462	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	185.0	1,674.5	0.110	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교축직각	130.0	703.7	0.185	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교축직각	108.6	703.7	0.185	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교축직각	329.1	703.7	0.154	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교축직각	185.0	703.7	0.468	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 1,200.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[24.89, 375.85] = 375.85\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	1,200.0	375.89	3.193 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

5.3.10 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	22,202.3	11,351.3	1.956 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	54,496.6	5,916.4	9.211 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	12,764.2	579.4	22.031 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	17,417.9	281.5	61.866 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	6,055.2	2,013.0	3.008 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	6,055.2	1,681.3	3.602 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

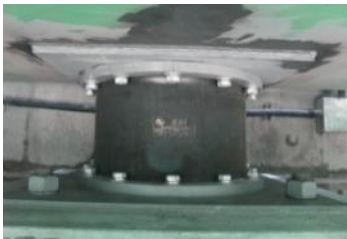
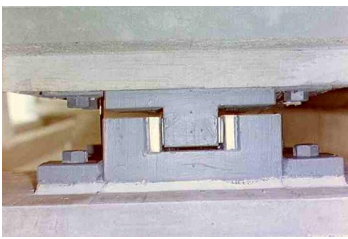
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	951.1	534.4	1.780 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	951.1	947.1	1.004 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	1,374.8	390.5	3.521 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	1,374.8	680.9	2.019 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

5.4 내진보강방안 검토

5.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각 및 교대 교량받침에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침부의 내진성능을 확보하지 못하고 있으며 공용기간이 오래되어 지진시 받침의 기능수행이 원활하지 못할 수 있으므로 받침교체를 실시하는 것이 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 5.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 교체 (1안)	면진받침 교체 (2안)	전단키 (3안)
개요도			
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력의 분산과 소산이 가능한 지진력리받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 받침부의 지진시 수평력에 대한 공급역량을 증대시켜 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통	· 기존교량 부재와의 간섭에 대한 검토 필요 · 받침부 이외의 부재에 대한 내진성능 효과 없음 · 상시 온도변화 및 지진시 이동량 확보 필요 · 공사비 저렴
예 상 공사비	2억3천만원	2억7천만원	1억7천만원
선택안	●		

5.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직하단 : 1.000, 교직상단 : 1.000)							
P1	전단파괴		교축	2,815.9	558.7	5.040	O.K
	휨-전단파괴		교직하단	2.907	1.000	2.907	O.K
	휨-전단파괴		교직상단	2,432.0	1,697.0	1.433	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	22,202.3	7,066.1	3.142	O.K
			교직	54,496.6	4,226.8	12.893	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	13,188.3	415.1	31.768	O.K
			교직	17,563.6	261.8	67.091	O.K
		활동 (kN)	교축	6,055.2	1,117.5	5.419	O.K
			교직	6,055.2	1,160.9	5.216	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	951.1	386.9	2.458	O.K
			교직	951.1	947.1	1.004	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,374.8	279.8	4.913	O.K
			교직	1,374.8	657.3	2.092	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	111.3	1.213	O.K	
		교직	135.0	115.2	1.172	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	29.7	2.022	O.K	
		교직	60.0	48.6	1.236	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	111.3	3.901	O.K	
		교직	434.3	115.2	3.770	O.K	
	앵커볼트 - Con`c 파괴강도	교축	936.1	556.6	1.682	O.K	
		교직	167.6	115.2	1.455	O.K	
앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	180.3	111.3	1.620	O.K		
	교직	179.4	115.2	1.558	O.K		
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	115.4	1.170	O.K	
		교직	135.0	111.4	1.212	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	51.3	1.170	O.K	
		교직	60.0	49.5	1.212	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	115.4	3.765	O.K	
		교직	434.3	111.4	3.898	O.K	
	앵커볼트 - Con`c 파괴강도	교축	1,104.3	576.8	1.914	O.K	
		교직	240.0	111.4	2.154	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	180.3	115.4	1.563	O.K	
		교직	180.3	111.4	1.619	O.K	
받침지지길이 (mm)			1,159.1	375.9	3.084	O.K	

제 6 장 제1천리교

6.1 개요

6.2 현장조사

6.3 내진성능 상세평가

6.4 내진보강방안 검토

제 6 장 제1천리교

6.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

6.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		제1천리교		시설물번호		-	
준공년도		1991년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 이동면 천리 141					
설계하중		DB-18		노선명		중1-62	
제원	연장	L = 53.00m(12.5+2@14.0+12.5)					
	폭	B = 10.50m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		용덕사천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

6.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

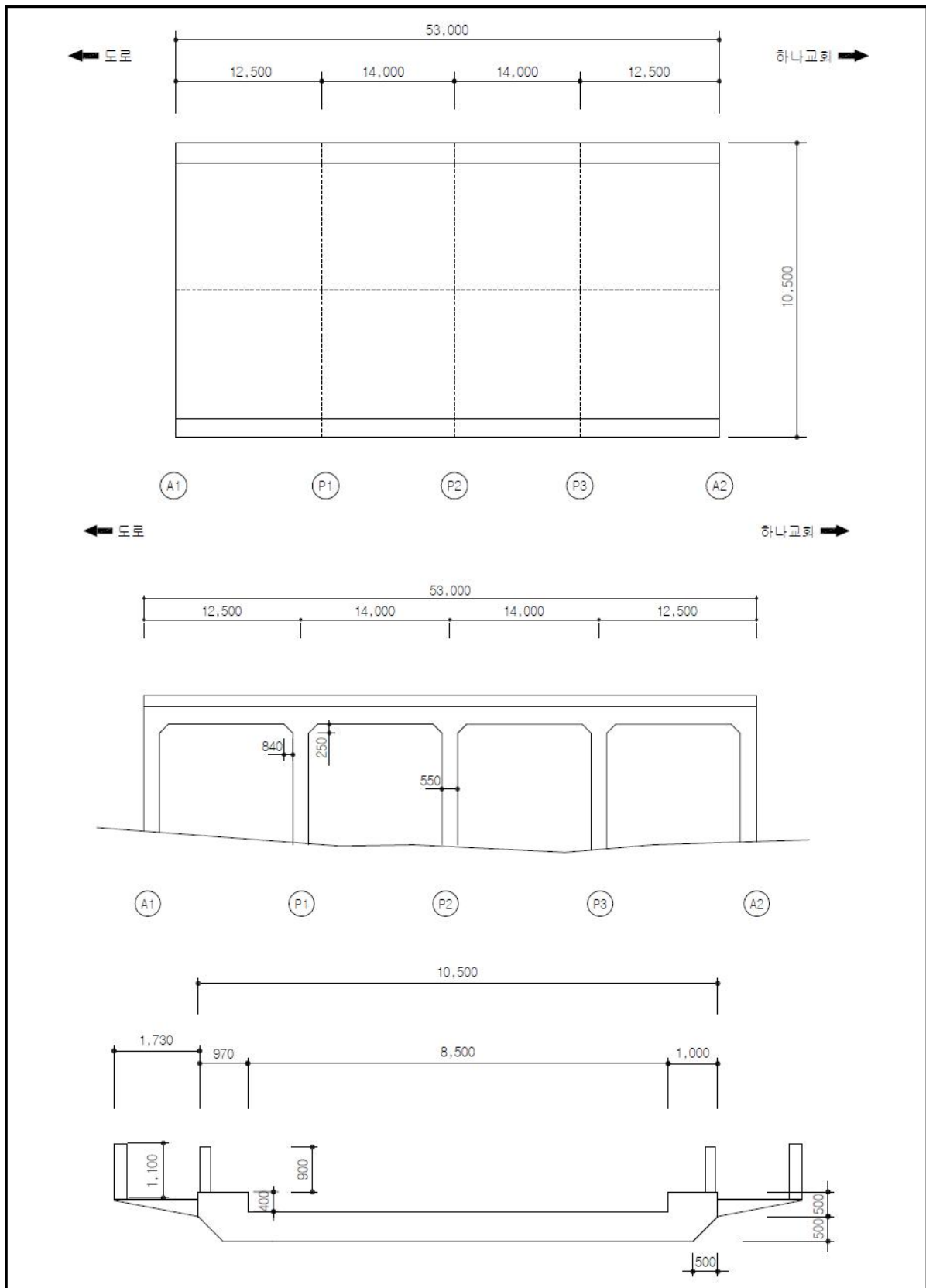


측면 전경

위 치 도



6.1.3 관련도면



<그림 6.1.1> 일반도

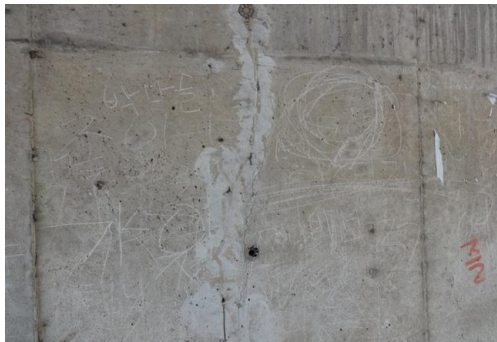
6.2 현장조사

6.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 라벨링, 바닥판하면 백태, 하부구조 균열 및 재료분리, 백태 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 기둥부 균열	 <교각 P2 기둥부 균열 CW=0.3mm>  <교각 P3 기둥부 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	보도부	 <상부전경>  <보도부>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 제1천리교 현장조사결과 교각(P1~P3)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(보도부)이 반영된 것으로 조사되었다.		

6.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	4	2	3	9
철근배근상태조사		4	0	3	7

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 28.0 ~ 29.0 MPa, 교대 21.4 MPa, 교각 21.2 ~ 21.6 MPa로 추정설계기준강도인 21.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	48.7	90°	0.63	27.8	28.1	28.0	21.0	양호
바닥판(S2)	48.8	90°	0.63	27.8	28.2	28.0	21.0	양호
바닥판(S3)	49.8	90°	0.63	28.6	28.6	28.6	21.0	양호
바닥판(S4)	50.5	90°	0.63	29.1	28.9	29.0	21.0	양호
교대(A1)	38.2	0°	0.63	19.3	23.4	21.4	21.0	양호
교각(P1)	38.0	0°	0.63	19.1	23.3	21.2	21.0	양호
교각(P2)	37.9	0°	0.63	19.1	233	21.2	21.0	양호
교각(P3)	38.6	0°	0.63	19.6	23.6	21.6	21.0	양호
교대(A2)	38.3	0°	0.63	19.4	23.4	21.4	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	150.0	150.0	175.0	200.0	
바닥판하면(S2)	160.0	150.0	173.0	200.0	
바닥판하면(S3)	149.0	150.0	180.0	200.0	
바닥판하면(S4)	144.0	150.0	179.0	200.0	
교각(P1)	249.0	250.0	202.0	200.0	
교각(P2)	232.0	250.0	170.0	200.0	
교각(P3)	250.0	250.0	196.0	200.0	

6.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(보도부)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 133%와 102%, 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

6.3 내진성능 상세평가

6.3.1 개요

제1천리교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 6.3.1>에 정리하였다.

<표 6.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	354.25	233.02	1.520	O.K
		중 앙 부	354.25	167.22	2.118	O.K
		우측단부	354.25	345.19	1.026	O.K
	내측	좌측단부	354.25	325.18	1.089	O.K
		중 앙 부	354.25	150.32	2.357	O.K
		우측단부	354.25	341.53	1.037	O.K
	외측2	좌측단부	354.25	345.19	1.026	O.K
		중 앙 부	354.25	150.32	2.357	O.K
		우측단부	354.25	233.02	1.520	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	342.17	112.80	3.033	O.K
		우측단부	342.17	135.14	2.532	O.K
	내측	좌측단부	342.17	130.35	2.625	O.K
		우측단부	342.17	131.90	2.594	O.K
	외측2	좌측단부	342.17	135.14	2.532	O.K
		우측단부	342.17	112.80	3.033	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	376.18	232.17	1.620	O.K
		배면	321.35	18.57	17.305	O.K
	중앙	전면	321.35	89.85	3.557	O.K
		배면	321.35	77.40	4.152	O.K
	하단	전면	321.35	145.37	2.211	O.K
		배면	321.35	211.82	1.517	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	311.62	170.26	1.830	O.K
		배면	311.62	170.26	1.830	O.K
	중앙	전면	311.62	157.26	1.982	O.K
		배면	311.62	157.26	1.982	O.K
	하단	전면	311.62	152.52	2.043	O.K
		배면	311.62	152.52	2.043	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		59,647.84	1,320.00	45.188	O.K
	Pmax		59,647.84	1,299.70	45.894	O.K
축력 (kN)	Mmax		57,218.53	3,222.10	17.758	O.K
	Pmax		57,218.53	3,223.20	17.752	O.K
전단력 (kN)			1,010.46	599.00	1.687	O.K

6.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : $12.5+2@14.0+12.5 = 53.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 10.5m
- 5) 준공연도 : 1991년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 21.0\text{MPa}$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0\text{MPa}$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,115\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

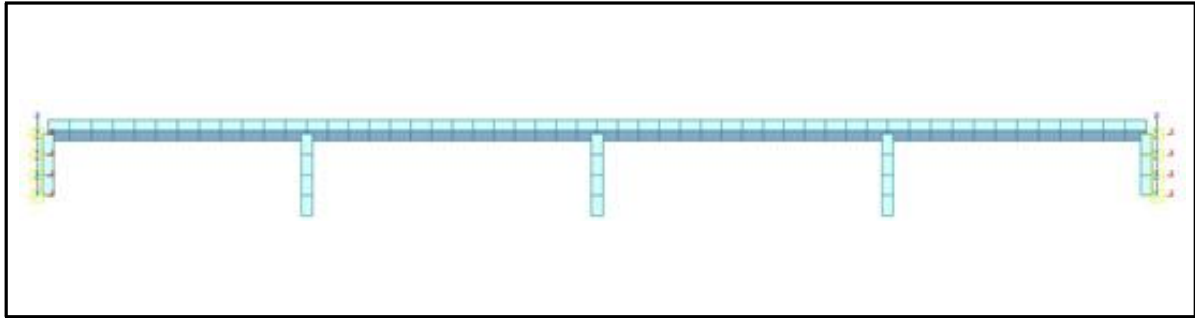
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

6.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 6.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 187,425 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$187,425 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 93,713$	1, 18
2	$187,425 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 187,425$	2, 19
3	$187,425 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 187,425$	3, 20
4	$187,425 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 93,713$	4, 8

- 2) 회전강성 : $K_r = 482,948 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$482,948 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 241,474$	1, 18
2	$482,948 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 482,948$	2, 19
3	$482,948 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 482,948$	3, 20
4	$482,948 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 241,474$	4, 8

6.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 10.5\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 19.32\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.60\text{m} \times 10.5\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 157.50\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.25\text{m} + 0.84\text{m}) / 2 \times 8\text{ea} \times 10.5\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 53.0\text{m}(\text{연장}) = 6.75\text{kN/m}$
- 4) 보도부 : $10.0\text{kN/m} \times 2\text{ea} = 20.00\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000145\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x) dx = 0.000151725$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x) dx = 0.030493748$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.0000000441$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.108\text{sec}$

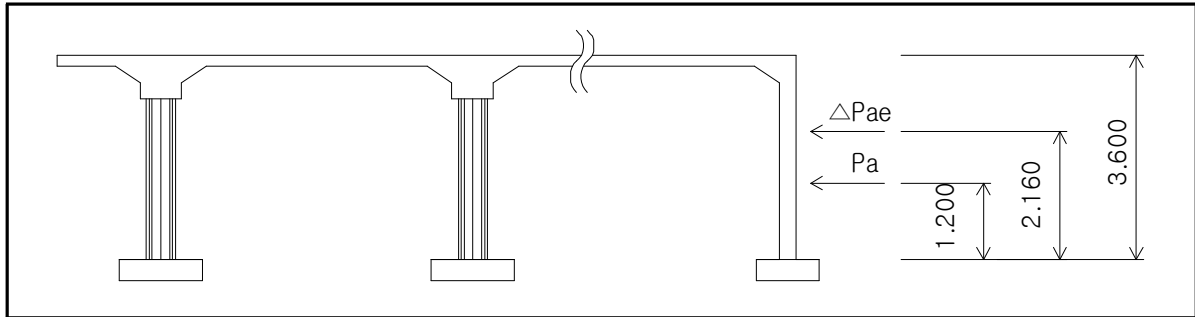
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [0.978, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 77.377\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 6.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

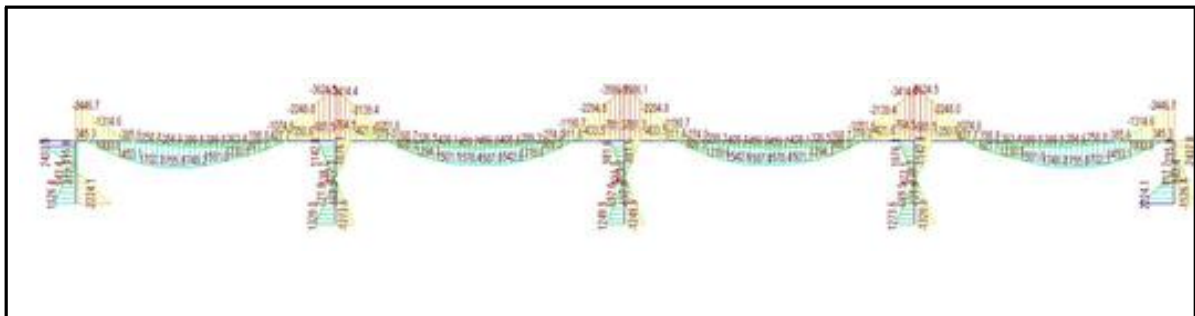
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 478.64\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 547.63\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 68.99\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.431\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

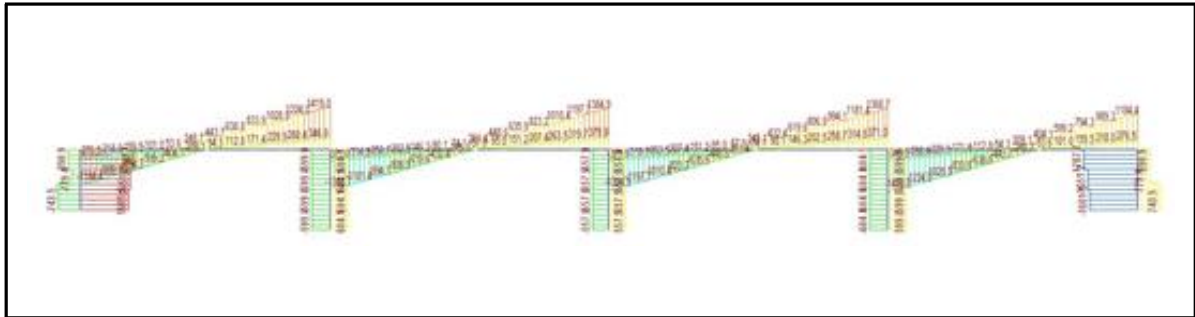
6.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 6.3.3> 제1천리교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 6.3.4> 제1천리교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	2446.7	233.0	1184.4	112.8
		중 앙 부	1755.8	167.2	-	-
		우측단부	3624.5	345.2	1419.0	135.1
	내측	좌측단부	3414.4	325.2	1368.7	130.4
		중 앙 부	1578.4	150.3	-	-
		우측단부	3586.1	341.5	1384.9	131.9
	외측2	좌측단부	3624.5	345.2	1419.0	135.1
		중 앙 부	1755.8	167.2	-	-
		우측단부	2446.7	233.0	1184.4	112.8
벽체	상단	전면	2437.8	232.2	1787.7	170.3
		배면	195.0	18.6		
	중앙	전면	943.4	89.8	1651.2	157.3
		배면	812.7	77.4		
	하단	전면	1526.4	145.4	1601.5	152.5
		배면	2224.1	211.8		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	1,320.0	3,222.1	599.0
	Pmax	1,299.7	3,223.2	590.2

6.3.6 내진 성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	354.25	233.02	1.520	O.K
		중 앙 부	354.25	167.22	2.118	O.K
		우측단부	354.25	345.19	1.026	O.K
	내측	좌측단부	354.25	325.18	1.089	O.K
		중 앙 부	354.25	150.32	2.357	O.K
		우측단부	354.25	341.53	1.037	O.K
	외측2	좌측단부	354.25	345.19	1.026	O.K
		중 앙 부	354.25	150.32	2.357	O.K
		우측단부	354.25	233.02	1.520	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	342.17	112.80	3.033	O.K
		우측단부	342.17	135.14	2.532	O.K
	내측	좌측단부	342.17	130.35	2.625	O.K
		우측단부	342.17	131.90	2.594	O.K
	외측2	좌측단부	342.17	135.14	2.532	O.K
		우측단부	342.17	112.80	3.033	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	376.18	232.17	1.620	O.K
		배면	321.35	18.57	17.305	O.K
	중앙	전면	321.35	89.85	3.557	O.K
		배면	321.35	77.40	4.152	O.K
	하단	전면	321.35	145.37	2.211	O.K
		배면	321.35	211.82	1.517	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	311.62	170.26	1.830	O.K
		배면	311.62	170.26	1.830	O.K
	중앙	전면	311.62	157.26	1.982	O.K
		배면	311.62	157.26	1.982	O.K
	하단	전면	311.62	152.52	2.043	O.K
		배면	311.62	152.52	2.043	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		59,647.84	1,320.00	45.188	O.K
	Pmax		59,647.84	1,299.70	45.894	O.K
축력 (kN)	Mmax		57,218.53	3,222.10	17.758	O.K
	Pmax		57,218.53	3,223.20	17.752	O.K
전단력 (kN)			1,010.46	599.00	1.687	O.K

6.4 내진보강방안 검토

제1천리교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 7 장 천리2교

7.1 개요

7.2 현장조사

7.3 내진성능 상세평가

7.4 내진보강방안 검토

제 7 장 천리2교

7.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

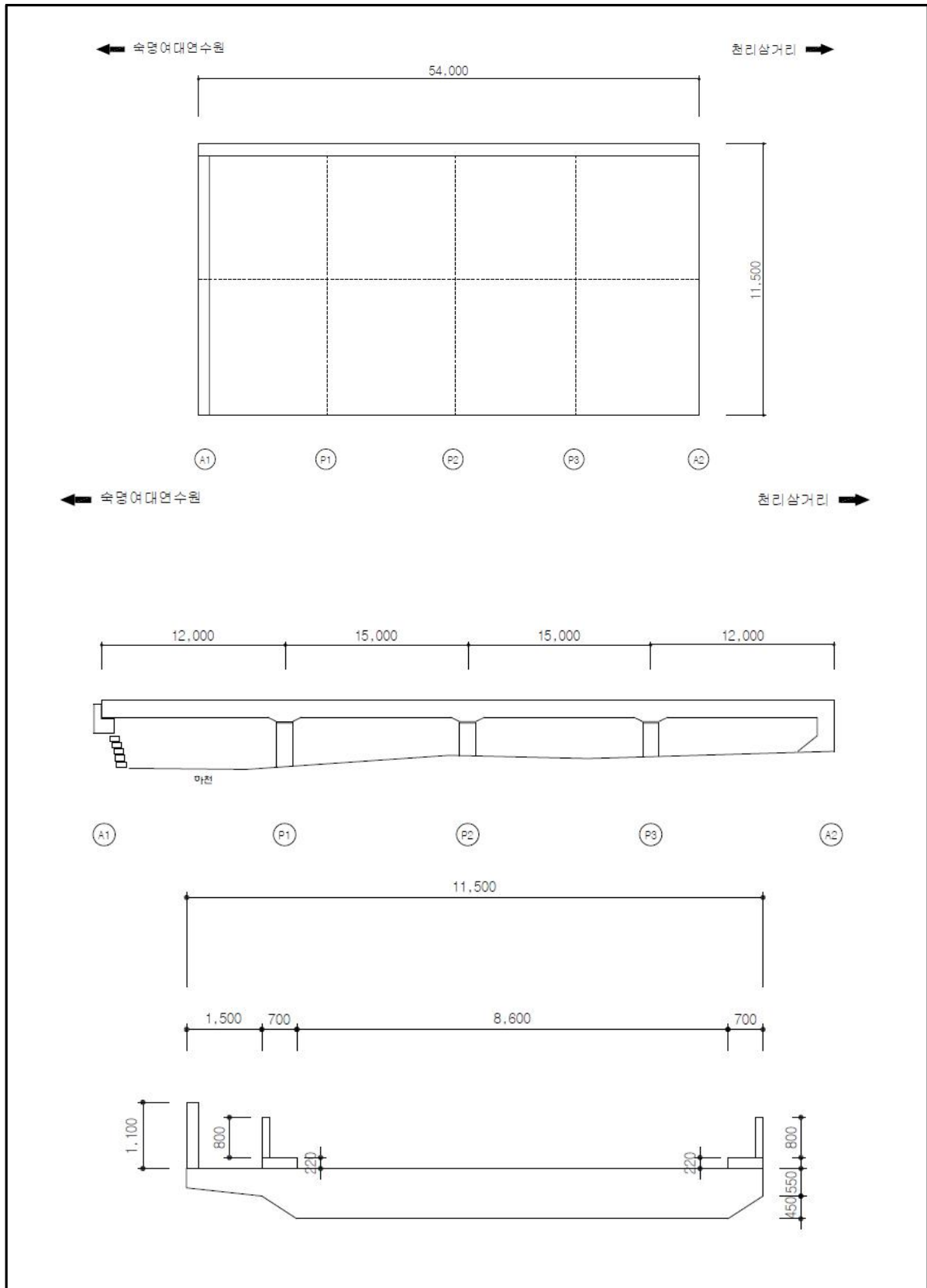
7.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용	구 분		내 용
시설물명		천리2교	시설물번호		-
준공년도		1983년	관리번호		-
위치		경기도 용인시 처인구 이동면 천리 701-1			
설계하중		DB-18	노선명		중1-62
제원	연장	L = 54.00m(12.0+2@15.0+12.0)			
	폭	B = 11.5m(왕복2차로-상1/하1)			
구조 형식	상부	RCS	기초 형식	교대	-
	하부	교대 - 역T형 교각 - 벽식		교각	직접기초
교량받침		탄성받침	교차시설물 (도로, 철도, 하천)		진위천
확폭여부		-	내진보강여부		-
부착시설내용		-			

7.1.2 전경 및 위치도



7.1.3 관련도면



<그림 7.1.1> 일반도

7.2 현장조사

7.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 아스콘 균열, 바닥판하면 파손 및 열화, 신축이음 후타재 파손, 하부구조 균열, 파손, 백태 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
신축이음	후타재 파손	 <신축이음 A1 후타재 파손>  <신축이음 A1 후타재 파손>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석 및 난간	 <상부전경>  <연석 및 난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 천리2교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석 및 난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

7.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	3	5
철근배근상태조사		1	3	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 24.5 ~ 25.6 MPa, 교각 27.6 ~ 28.2 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	44.9	0°	0.63	24.7	26.4	25.6	24.0	양호
교각(P1)	48.1	0°	0.63	27.2	27.9	27.6	24.0	양호
교각(P2)	49.0	0°	0.63	28.0	28.3	28.2	24.0	양호
교각(P3)	48.3	0°	0.63	27.4	27.9	27.7	24.0	양호
교대(A2)	43.2	0°	0.63	23.3	25.6	24.5	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	198.0	200.0	200.0	200.0	
교각(P2)	201.0	200.0	187.0	200.0	
교각(P3)	202.0	200.0	211.0	200.0	
교대(A2)	200.0	200.0	295.0	300.0	

7.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석 및 난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 102%와 115%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

7.3 내진성능 상세평가

7.3.1 개요

천리2교의 내진성능 상세평가는 교각기둥 및 기초를 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 7.3.1>에 정리하였다.

<표 7.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴		교직	13,233.4	822,9	16.069	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	8,392.4	2,971.7	2.824	O.K
			교직	45,189.9	3,927.4	11.506	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,339.2	366.1	6.389	O.K
			교직	6,409.6	223.6	28.666	O.K
		활동 (kN)	교축	2,784.7	712.7	3.907	O.K
			교직	2,784.7	822.9	3.384	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	607.3	136.8	4.438	O.K
			교직	607.3	94.8	6.405	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,330.6	155.2	8.575	O.K
			교직	2,075.4	103.8	19.998	O.K
교각받침부 평가							
P2 교각부	받침본체 수평력	교축	104.0	77.7	1.338	O.K	
		교직	104.0	90.1	1.154	O.K	
	받침본체 변위	교축	37.7	37.3	1.011	O.K	
		교직	37.7	37.2	1.012	O.K	
A1 교대부	받침본체 수평력	교축	104.0	102.9	1.011	O.K	
		교직	104.0	99.7	1.043	O.K	
	받침본체 변위	교축	37.7	37.2	1.011	O.K	
		교직	37.7	36.1	1.043	O.K	
받침지지길이 (mm)			1,080.1	373.8	2.890	O.K	

7.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : $12.0+2@15.0+12.0 = 54.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 11.5m
- 5) 준공연도 : 1983년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 40.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 24.0\text{MPa}$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0\text{MPa}$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 25,811\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 7.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

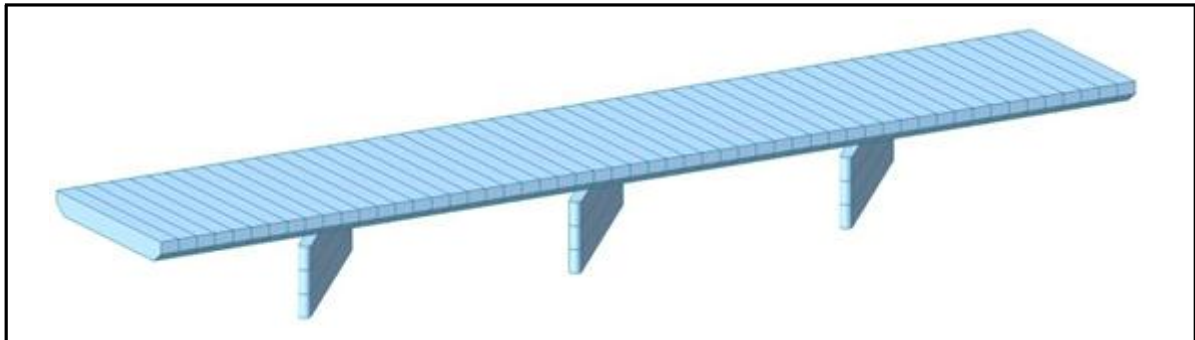
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

7.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 7.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.688\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 15.824\text{kN/m}$ (포장)
 $: 0.308\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 7.700\text{kN/m}$ (연석)
 $: 10.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 10.000\text{ kN/m}^2$ (보도부)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 3.0\text{ea} = 3.000\text{ kN/m}^2$ (난간)

7.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P2	4,854.099	

7.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0007	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0007	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	24	MPa	-

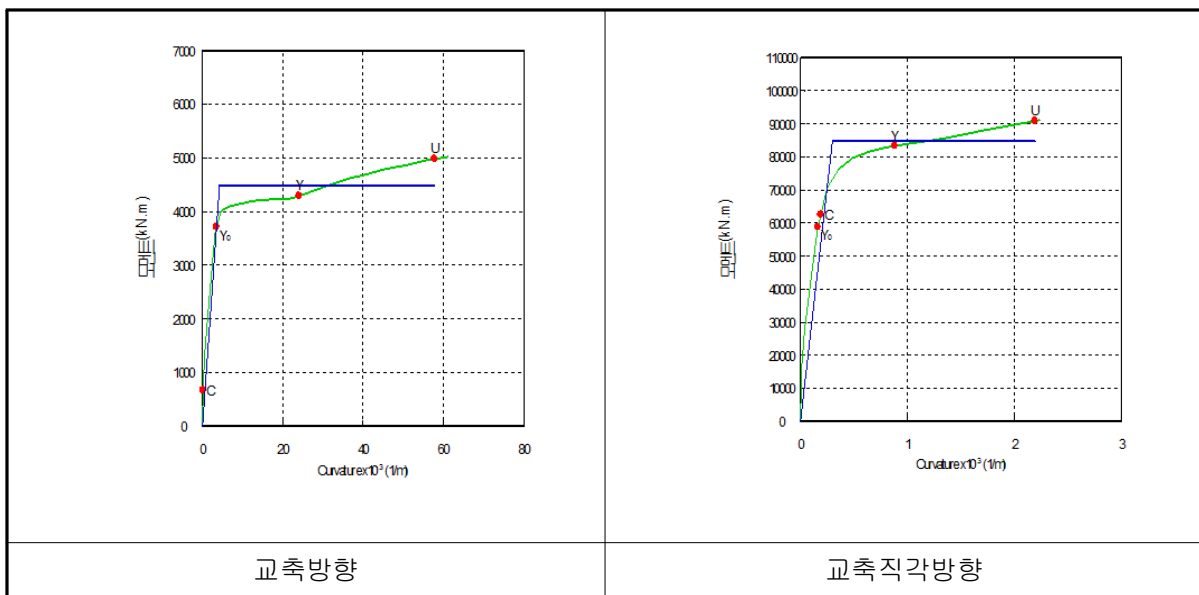
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D19	126	0.0051

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 7.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 7.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m^{-1})
교축방향	기둥하단	초기항복시	3,709.96	0.00351183
		항복시	4,490.33	0.00425053
		극한시	4,979.21	0.0578446
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	58,753.70	0.000163412
		항복시	84,727.70	0.000298107
		극한시	90,869.60	0.00219223

3) 교각의 유효강성

<표 7.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	4,490.3	0.004251	0.04093	0.212	0.19346
교축직각방향	84,727.7	0.000298	11.01155	83.680	0.13159

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
항복 변위(m)	0.014508	0.001679	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.382	0.455	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.020476	0.000862	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.06319	0.00347	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.07770	0.005148	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	5.356 (1.000제한)	3.065 (1.500제한)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

‘벽식 교각’의 전단강도(V_n)은 콘크리트 압축강도와 횡방향철근의 항복강도를 고려하여 산정하며, 공급변위연성도에 상관없이 일정한 값을 갖는다.

- 교축방향

$$V_n^L = \min [V_{n1}^L, V_{n2}^L] = 11,537.2\text{kN}$$

$$V_{n1}^L = 0.66 \sqrt{fck} b^L d^L$$

$$= 0.66 \sqrt{24} \times 12,000 \times 520 = 20,176.0\text{kN}$$

$$V_{n2}^L = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^L d^L$$

$$= (0.165 \sqrt{24} + 0.003 \times 300) \times 12,000 \times 520 = 11,537.2\text{kN}$$

- 교축직각방향

$$V_n^T = \min [V_{n1}^T, V_{n2}^T] = 13,233.4\text{kN}$$

$$V_{n1}^T = 0.66 \sqrt{fck} b^T d^T$$

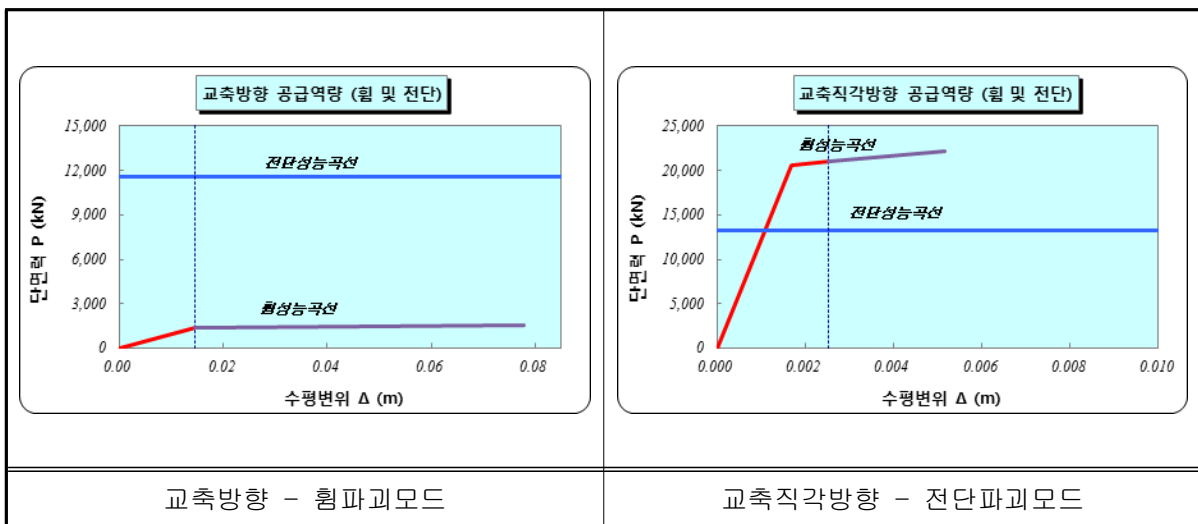
$$= 0.66 \sqrt{24} \times 600 \times 11,920 = 23,124.8\text{kN}$$

$$V_{n2}^T = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^T d^T$$

$$= (0.165 \sqrt{24} + 0.003 \times 300) \times 600 \times 11,920 = 13,233.4\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

‘벽식 교각’의 교각의 교축방향은 휨파괴모드, 교축직각방향은 전단파괴 모드 이다.



7.3.7 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

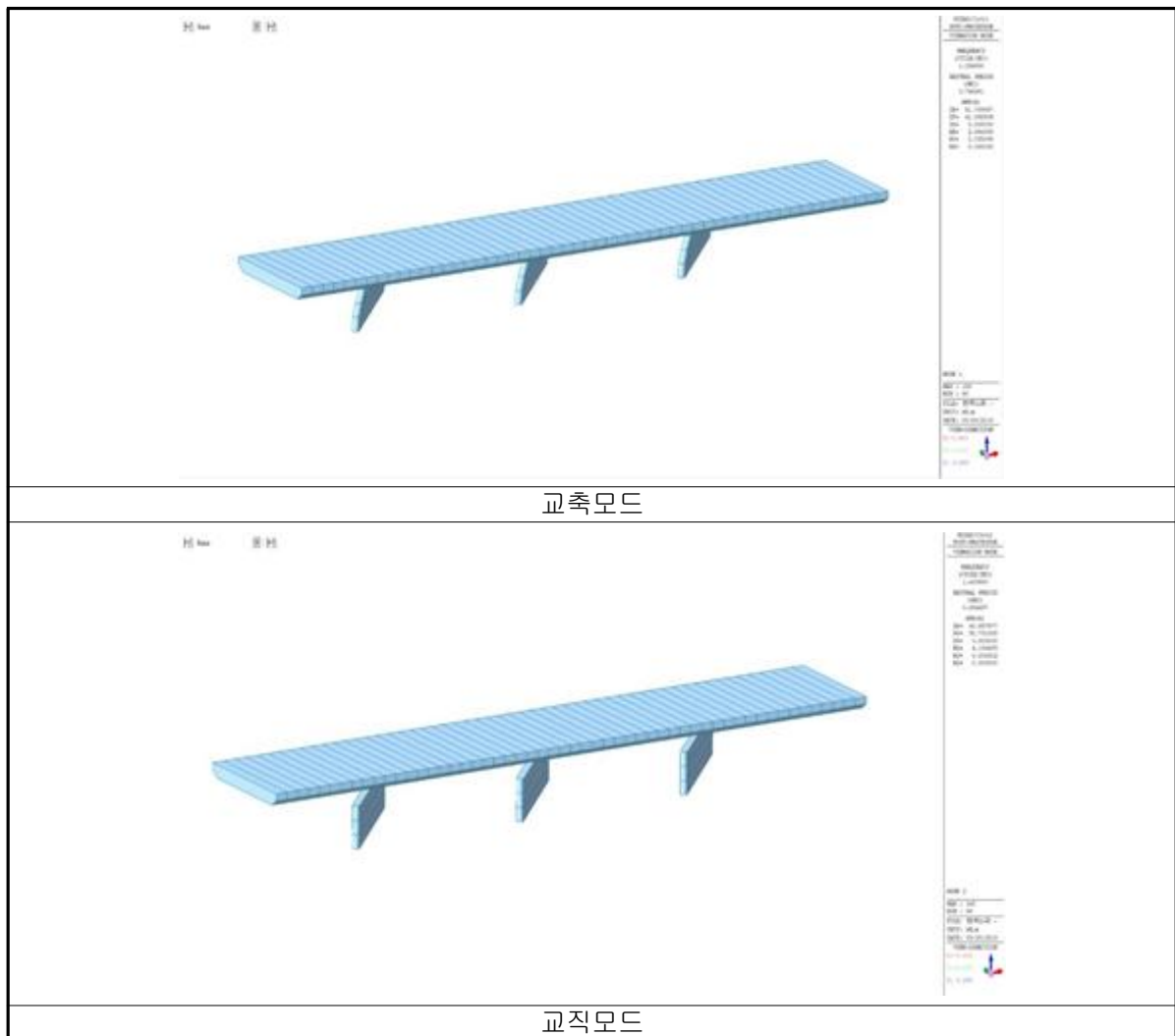
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.746	51.710	51.710	41.340	41.340	0.000	0.000
2	0.694	40.660	92.370	50.730	92.070	0.000	0.000
3	0.511	0.000	92.370	0.000	92.070	0.000	0.000
4	0.168	0.000	92.370	0.000	92.070	64.540	64.540
5	0.161	0.000	92.370	0.000	92.070	0.000	64.540
6	0.130	0.000	92.370	0.000	92.070	23.820	88.370
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.002	0.000	100.000	0.000	100.000	0.000	99.960

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 7.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	32.815	14.991	14.803	32.723	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	565.761	555.910	489.920	656.150	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	1,793.010	1,870.450	1,553.070	2,543.370	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	37.256	24.808	24.648	37.220	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	712.737	752.755	659.648	822.923	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	2,258.931	2,633.461	2,090.973	3,104.505	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P2	37.256	37.220	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P2	712.737	822.923	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P2	2,258.931	3,104.505	

7.3.8 교각의 내진성능평가

가. 교각(P2)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^L = F_u^L = 1,403.23 < V_n^L = 11,537.18 \text{ (휨 파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^L = 0.0145\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^L = \Delta_u^L = 0.0777\text{m} \text{ (0.0145로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.000$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^L]_{comb,pd} = [M_E^L] + P \times \Delta_E^L = 2,258.9 + 4,481.6 \times 0.0373 = 2,425.9$$

여기서, $[M_E^L]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^L = 교축방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^L

$$M_y > [M_E^L]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^L = 1$$

$$M_y = 4,490.3 > [M_E^L]_{comb, pd} = 2,425.9$$

$$R_s^L = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.7465} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^L = 0.7465 \text{sec} > 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^L : 교축방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^L = \lambda_{DR}^L \times R_s^L = 1.000$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 20,971.71 < V_n^L = 13,233.38 \text{ (전단파괴모드)}$$

$$\text{공급역량} = F_C^L = 13,233.4$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$\text{소요역량} = F_{pd}^T = V_{E.comb}^T = 822.9kN$$

5) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
교각 기둥	교 축 (휨파괴)	1.000	1.000	1.000 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각 (전단파괴)	822.9	13,233.4	16.069 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

7.3.9 받침의 내진성능평가

가. 교각(P2) 받침평가

1) 받침본체

P2	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	104.0	77.7	1.338	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	104.0	90.1	1.154	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 받침본체 변위

P2	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	37.7	37.3	1.011	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	37.7	37.2	1.012	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

P2	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	104.0	102.9	1.011	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	104.0	99.7	1.043	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 받침본체 변위

P2	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	37.7	37.2	1.011	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	37.7	36.1	1.043	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 1,200.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[40.01, 373.79] = 373.79\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	공급역량 N_C	소요역량 N_D	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	1,080.0	373.79	2.890 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

7.3.10 기초의 내진성능평가

가. 교각 P2 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	8,392.4	2,971.7	2.824 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	45,189.9	3,927.4	11.506 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	2,339.2	366.1	6.389 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	6,409.6	223.6	28.666 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	2,784.7	712.7	3.907 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	2,784.7	822.9	3.384 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	607.3	136.8	4.438 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	607.3	94.8	6.405 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	1,330.6	155.2	8.575 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	2,075.4	103.8	19.998 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

7.4 내진보강방안 검토

7.4.1 내진보강공법의 선정

천리2교는 내진성능 상세평가 결과 교각, 기초 및 받침부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어 있는 것으로 평가되었다.

제 8 장 샘골2교

8.1 개요

8.2 현장조사

8.3 내진성능 상세평가

8.4 내진보강방안 검토

제 8 장 샘골2교

8.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

8.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		샘골2교		시설물번호		-	
준공년도		1988년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 이동면 천리 200-3					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 60.00m(3@20.0)					
	폭	B = 10.9m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	PSCI		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 역T형 교각 - 벽식			교각	직접기초	
교량받침		스페리칼 받침		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		송전천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

8.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

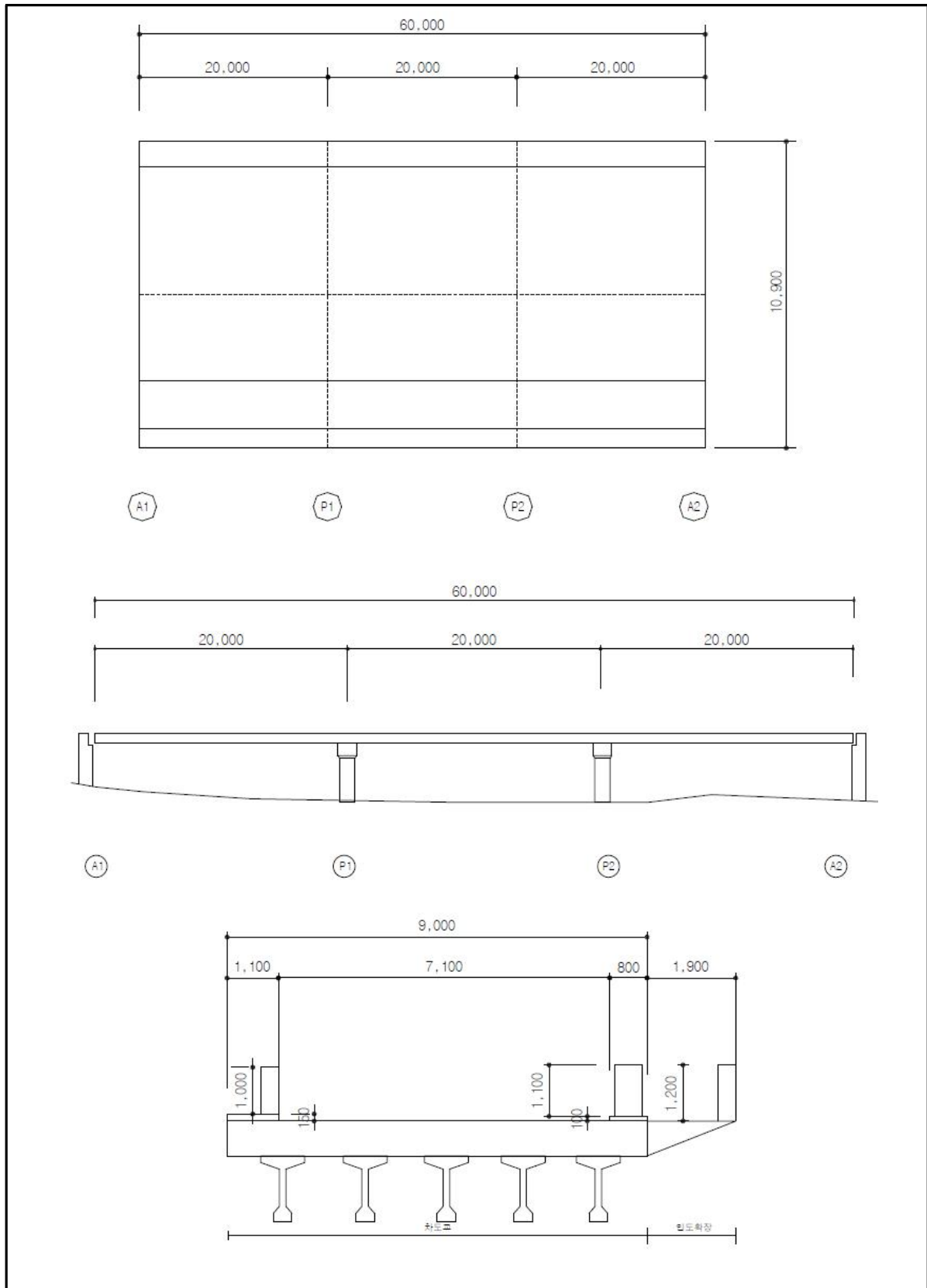


측면 전경

위 치 도



8.1.3 관련도면



<그림 8.1.1> 일반도

8.2 현장조사

8.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 바닥판하면 들뜸 및 백태, 가로보 재료분리, 열화, 하부구조 균열 및 파손 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 코핑부 균열 및 파손	 <교각 P1 코핑부 파손>  <교각 P3 코핑부 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	보도부 및 난간	 <상부전경>  <보도부 및 난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 샘골2교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(보도부 및 난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

8.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	4
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 18.3 ~ 19.0 MPa, 교각 18.4 ~ 19.8 MPa로 추정설계기준강도인 18.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	34.4	0°	0.63	16.2	21.7	19.0	18.0	양호
교각(P1)	35.7	0°	0.63	17.3	22.3	19.8	18.0	양호
교각(P2)	33.5	0°	0.63	15.5	21.3	18.4	18.0	양호
교대(A2)	33.4	0°	0.63	15.4	21.2	18.3	18.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	-	무근	-	무근	중력식
교각(P2)	-	무근	-	무근	중력식
교대(A1)	230.0	250.0	측정불가	300.0	
교대(A2)	248.0	250.0	측정불가	300.0	

8.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(보도부 및 난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(18MPa)의 102%와 102%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

8.3 내진성능 상세평가

8.3.1 개요

샘골2교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 8.3.1>에 정리하였다.

<표 8.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
교각부 평가						
P1	전단력 (kN)	교축상단	2,472.7	4,739.1	0.522	N.G
		교축하단	3,627.4	4,759.4	0.762	N.G
	전단력 (kN)	교직상단	2,472.7	1,228.3	2.013	O.K
		교직하단	3,627.4	1,235.8	2.935	O.K
교각받침부 평가						
P1 교각부	받침본체	교축	850.0	924.3	0.920	N.G
		교직	170.0	677.8	0.251	N.G
	앵커볼트 - 강재강도	교축	108.6	184.9	0.587	N.G
		교직	108.6	677.8	0.160	N.G
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	379.4	924.3	0.410	N.G
		교직	91.6	677.8	0.135	N.G
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	192.8	184.9	1.043	O.K
		교직	154.3	677.8	0.228	N.G
A1 교대부	받침본체	교축			가동단	O.K
		교직	170.0	586.6	0.290	N.G
	앵커볼트 - 강재강도	교축			가동단	O.K
		교직	108.6	586.6	0.185	N.G
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축			가동단	O.K
		교직	133.6	586.6	0.228	N.G
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축			가동단	O.K
		교직	192.8	586.6	0.329	N.G
받침지지길이 (mm)			800.0	329.5	2.428	O.K

8.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : PSCI
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : 3@20.0 = 60.0m
- 4) 교량폭원 : 10.9m
- 5) 준공연도 : 1988년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 18.0MPa$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{26} = 24,854MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 8.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

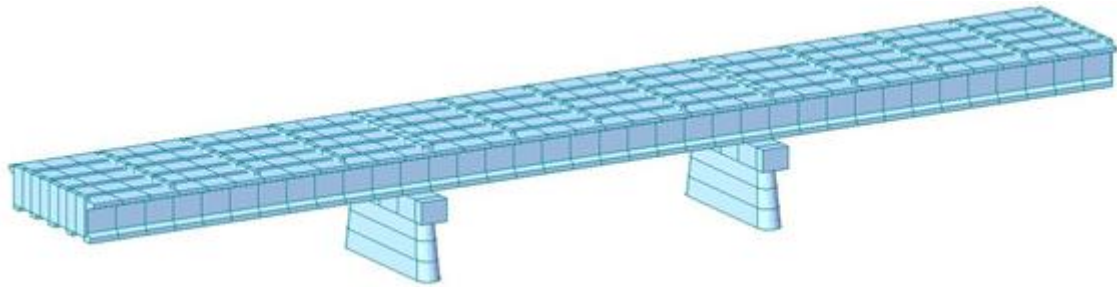
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

8.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 8.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.568\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 13.064\text{kN/m}$ (포장)
 $: 2.250\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 56.250\text{kN/m}$ (상부슬래브)
 $: 0.245\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 6.125\text{kN/m}$ (연석)
 $: 10.0\text{kN/m} \times 1.0\text{ea} = 10.000\text{ kN/m}^2$ (보도부)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 3.0\text{ea} = 3.000\text{ kN/m}^2$ (난간)

8.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	5,895.173	

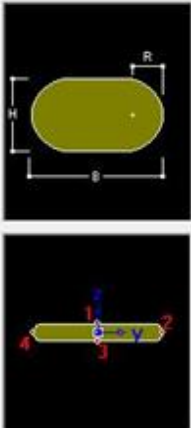
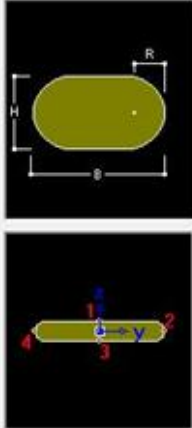
8.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 교각은 무근으로 전단력에 의한 평가를 실시하였으며, 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준」에 제시되어 있는 $\min[0.08\sqrt{f_{ck}}, 0.33\sqrt{f_{ck}}]$ 적용하여 허용 전단력을 산정하였다.

나. 교각(P1) 전단력 산정

1) 기둥 물성치

Name 교각-상 ☒ Built-Up Section  <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Size</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H</td> <td>1.0000 m</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>7.5000 m</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Section Properties</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Calc. Section Properties</td> </tr> <tr> <td>Area</td> <td>7.28540e+000 m²</td> </tr> <tr> <td>Asy</td> <td>7.20686e+000 m²</td> </tr> <tr> <td>Asz</td> <td>6.12353e+000 m²</td> </tr> <tr> <td>Ixx</td> <td>2.21847e+000 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Iyy</td> <td>5.90754e-001 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Izz</td> <td>3.23136e+001 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Cyp</td> <td>3.7500 m</td> </tr> <tr> <td>Cym</td> <td>3.7500 m</td> </tr> <tr> <td>Czp</td> <td>0.5000 m</td> </tr> <tr> <td>Czm</td> <td>0.5000 m</td> </tr> <tr> <td>Qyb</td> <td>0.1194 m²</td> </tr> <tr> <td>Qzb</td> <td>6.6409 m²</td> </tr> <tr> <td>Peri.O</td> <td>1.61416e+001 m</td> </tr> </tbody> </table> ☒ Consider Shear Deformation. ☐ Consider Warping Effect(7th DOF) Offset : Center-Center Change Offset ...	Size		H	1.0000 m	B	7.5000 m	Section Properties		Calc. Section Properties		Area	7.28540e+000 m²	Asy	7.20686e+000 m²	Asz	6.12353e+000 m²	Ixx	2.21847e+000 m⁴	Iyy	5.90754e-001 m⁴	Izz	3.23136e+001 m⁴	Cyp	3.7500 m	Cym	3.7500 m	Czp	0.5000 m	Czm	0.5000 m	Qyb	0.1194 m²	Qzb	6.6409 m²	Peri.O	1.61416e+001 m	Name 교각-하 ☒ Built-Up Section  <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Size</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H</td> <td>1.3000 m</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>8.5000 m</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Section Properties</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Calc. Section Properties</td> </tr> <tr> <td>Area</td> <td>1.06873e+001 m²</td> </tr> <tr> <td>Asy</td> <td>1.05546e+001 m²</td> </tr> <tr> <td>Asz</td> <td>8.99459e+000 m²</td> </tr> <tr> <td>Ixx</td> <td>5.42078e+000 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Iyy</td> <td>1.45840e+000 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Izz</td> <td>6.04139e+001 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Cyp</td> <td>4.2500 m</td> </tr> <tr> <td>Cym</td> <td>4.2500 m</td> </tr> <tr> <td>Czp</td> <td>0.6500 m</td> </tr> <tr> <td>Czm</td> <td>0.6500 m</td> </tr> <tr> <td>Qyb</td> <td>0.2005 m²</td> </tr> <tr> <td>Qzb</td> <td>8.4587 m²</td> </tr> <tr> <td>Peri.O</td> <td>1.84841e+001 m</td> </tr> </tbody> </table> ☒ Consider Shear Deformation. ☐ Consider Warping Effect(7th DOF) Offset : Center-Center Change Offset ...	Size		H	1.3000 m	B	8.5000 m	Section Properties		Calc. Section Properties		Area	1.06873e+001 m²	Asy	1.05546e+001 m²	Asz	8.99459e+000 m²	Ixx	5.42078e+000 m⁴	Iyy	1.45840e+000 m⁴	Izz	6.04139e+001 m⁴	Cyp	4.2500 m	Cym	4.2500 m	Czp	0.6500 m	Czm	0.6500 m	Qyb	0.2005 m²	Qzb	8.4587 m²	Peri.O	1.84841e+001 m
Size																																																																									
H	1.0000 m																																																																								
B	7.5000 m																																																																								
Section Properties																																																																									
Calc. Section Properties																																																																									
Area	7.28540e+000 m²																																																																								
Asy	7.20686e+000 m²																																																																								
Asz	6.12353e+000 m²																																																																								
Ixx	2.21847e+000 m⁴																																																																								
Iyy	5.90754e-001 m⁴																																																																								
Izz	3.23136e+001 m⁴																																																																								
Cyp	3.7500 m																																																																								
Cym	3.7500 m																																																																								
Czp	0.5000 m																																																																								
Czm	0.5000 m																																																																								
Qyb	0.1194 m²																																																																								
Qzb	6.6409 m²																																																																								
Peri.O	1.61416e+001 m																																																																								
Size																																																																									
H	1.3000 m																																																																								
B	8.5000 m																																																																								
Section Properties																																																																									
Calc. Section Properties																																																																									
Area	1.06873e+001 m²																																																																								
Asy	1.05546e+001 m²																																																																								
Asz	8.99459e+000 m²																																																																								
Ixx	5.42078e+000 m⁴																																																																								
Iyy	1.45840e+000 m⁴																																																																								
Izz	6.04139e+001 m⁴																																																																								
Cyp	4.2500 m																																																																								
Cym	4.2500 m																																																																								
Czp	0.6500 m																																																																								
Czm	0.6500 m																																																																								
Qyb	0.2005 m²																																																																								
Qzb	8.4587 m²																																																																								
Peri.O	1.84841e+001 m																																																																								
교각상단	교각하단																																																																								

2) 교축방향

- 기둥상단

$$V_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{18} = 0.339MPa$$

$$V_n = 0.339 \times 7.285 \times 1000 = 2,472.7kN$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{18} = 0.339 MPa$$

$$V_n = 0.339 \times 10.687 \times 1000 = 3,627.4 kN$$

3) 교축직각방향

- 기동상단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{18} = 0.339 MPa$$

$$V_n = 0.339 \times 7.285 \times 1000 = 2,472.7 kN$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{18} = 0.339 MPa$$

$$V_n = 0.339 \times 10.687 \times 1000 = 3,627.4 kN$$

8.3.6 탄성지진력 산정

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

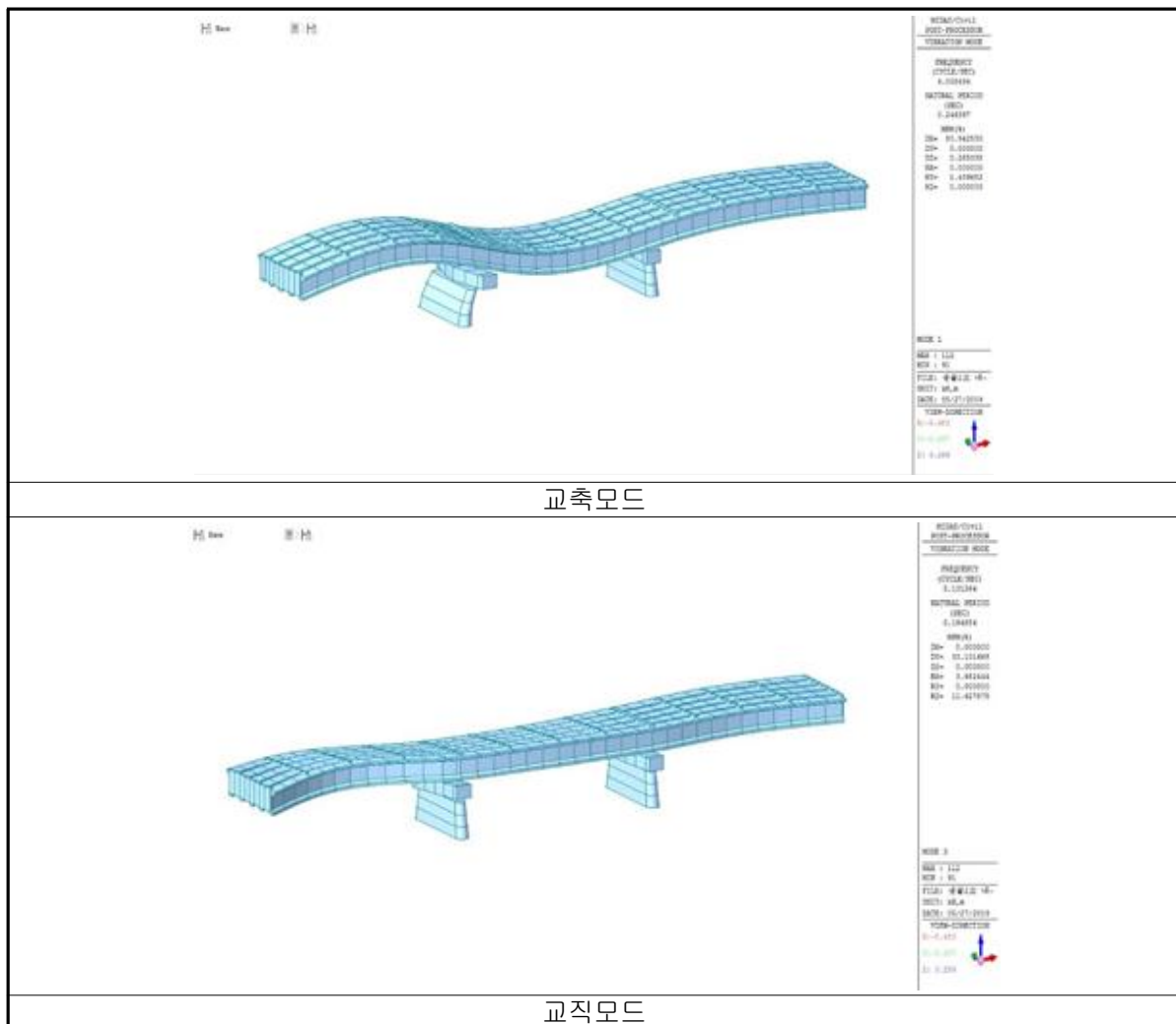
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.246	80.940	80.940	0.000	0.000	0.270	0.270
2	0.195	0.000	80.940	6.860	6.860	0.000	0.270
3	0.195	0.000	80.940	33.100	39.960	0.000	0.270
4	0.180	0.000	80.940	24.620	64.580	0.000	0.270
5	0.141	0.000	80.940	0.000	64.580	0.000	0.270
6	0.138	3.070	84.010	0.000	64.580	9.350	9.610
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.004	0.000	99.250	1.390	99.400	0.000	95.380

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 8.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	4.790	0.027	0.114	0.302	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	4,757.250	4.100	7.330	1,234.530	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	14,460.940	8.220	7.070	7,757.590	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	4.824	0.118	1.551	0.310	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	4,759.449	374.459	1,434.505	1,235.760	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com2}$	$[F^L_E]_{com2}$	
P1	14,463.061	2,335.497	4,345.352	7,760.056	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	4.824	0.310	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	4,759.449	1,235.760	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	14,463.061	7,760.056	

8.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

기둥상단 : $V_{nt}^L = 2,472.7kN$

기둥하단 : $V_{nb}^L = 3,627.4kN$

2) 교축방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^L = 4,739.1kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^L = 4,759.4kN$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{기둥상단 : } V_{nt}^T = 2,472.7kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{nb}^T = 3,627.4kN$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^T = 1,228.3kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^T = 1,235.8kN$$

5) 평가결과

구분			소요역량 V_u	공급역량 V_n	$\frac{V_n}{V_u}$	판정
교각 기둥	교축 방향	상단	4,739.1	2,472.7	0.522 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
		하단	4,759.4	3,627.4	0.762 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교직 방향	상단	1,228.3	2,472.7	2.013 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		하단	1,235.8	3,627.4	2.935 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

8.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

1) 받침본체

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	850.0	924.3	0.920	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
교축직각	170.0	677.8	0.251	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교 축	108.6	184.9	0.587	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	108.6	677.8	0.160	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교 축	379.4	924.3	0.410	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	91.6	677.8	0.135	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교 축	192.8	184.9	1.043	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	154.3	677.8	0.228	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교축직각	170.0	586.6	0.290	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교축직각	108.6	586.6	0.185	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교축직각	133.6	586.6	0.228	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교축직각	192.8	586.6	0.329	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 800.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[4.83, 329.50] = 329.50\text{mm}$$

3) 평가결과

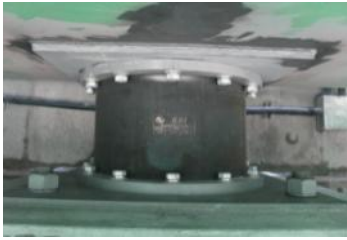
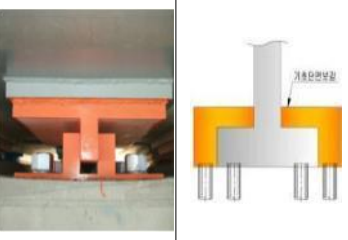
구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	800.0	329.5	2.428 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

8.4 내진보강방안 검토

8.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 기둥, 기초 및 교량받침에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 교각이 하천에 위치하여 기초 및 기둥을 직접보강하는 것은 현장여건상 적합하지 않는 것으로 판단된다. 또한, 받침부의 내진성능을 확보하지 못하고 있으며 공용기간이 오래되어 부식이 많이 발생하였으므로 받침교체를 실시하는 것이 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 8.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 교체 (1안)	면진받침 교체 (2안)	전단키 + 직접보강 (3안)
개요도			
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력의 분산과 소산이 가능한 지진격리받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 받침부의 지진시 수평력에 대한 공급역량을 증대시켜 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통	· 기존교량 부재와의 간섭에 대한 검토 필요 · 받침부 이외의 부재에 대한 내진성능 효과 없음 · 상시 온도변화 및 지진시 이동량 확보 필요 · 공사비 고가
예 상 공사비	2억4천만원	2억9천만원	2억7천만원
선택안	●		

8.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P1	전단력		교축상단	2,472.7	1,062.9	2.326	O.K
	전단력		교축하단	3,627.4	1,071.4	3.386	O.K
	전단력		교직상단	2,472.7	1,075.2	2.300	O.K
	전단력		교직하단	3,627.4	1,086.0	3.340	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	11,156.3	4,698.8	2.374	O.K
			교직	35,497.5	4,713.4	7.531	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	1,633.6	449.5	3.634	O.K
			교직	4,231.4	272.9	15.507	O.K
		활동 (kN)	교축	2,916.6	1,071.4	2.722	O.K
			교직	2,916.6	1,086.0	2.686	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	603.4	186.1	3.242	O.K
			교직	603.4	139.9	4.314	O.K
		전단력 (kN)	교축	3,373.1	209.7	16.082	O.K
			교직	773.2	151.8	5.095	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	162.0	92.4	1.753	O.K	
		교직	162.0	67.8	2.390	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	72.0	47.0	1.531	O.K	
		교직	72.0	47.4	1.517	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	92.4	4.698	O.K	
		교직	434.3	67.8	6.407	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	501.9	462.2	1.086	O.K	
		교직	94.8	67.8	1.398	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	192.0	92.4	2.078	O.K	
		교직	179.8	67.8	2.653	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	162.0	108.3	1.495	O.K	
		교직	162.0	102.3	1.584	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	72.0	48.1	1.495	O.K	
		교직	72.0	45.5	1.584	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	108.3	4.009	O.K	
		교직	434.3	102.3	4.245	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	663.9	541.6	1.226	O.K	
		교직	112.4	102.3	1.099	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	218.2	108.3	2.015	O.K	
		교직	215.8	102.3	2.110	O.K	
받침지지길이 (mm)			800.0	329.5	2.428	O.K	

제 9 장 예지교

9.1 개요

9.2 현장조사

9.3 내진성능 상세평가

9.4 내진보강방안 검토

제 9 장 예지교

9.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

9.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		예지교		시설물번호		-	
준공년도		1980년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 이동면 화산리 531-5					
설계하중		-		노선명		현황도로(시도2호선 접속)	
제원	연장	L = 20.00m(2@10.0)					
	폭	B = 3.5m(왕복1차로)					
구조 형식	상부	RCS		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 반중력식 교각 - 벽식			교각	직접기초	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		화산천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

9.1.2 전경 및 위치도



상부 전경

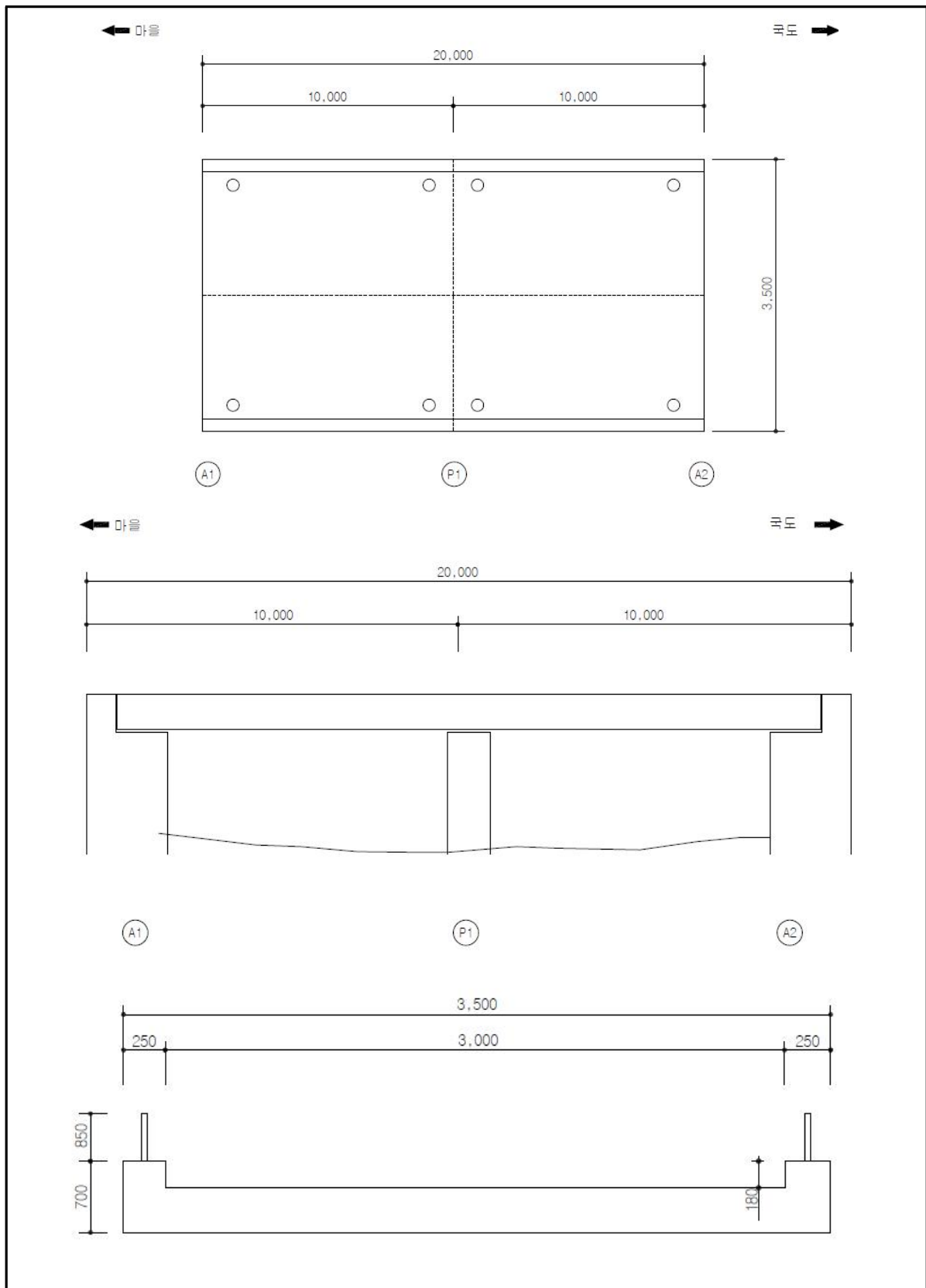


측면 전경

위 치 도



9.1.3 관련도면



<그림 9.1.1> 일반도

9.2 현장조사

9.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 교면포장 아스콘 망상균열, 배수구 막힘, 하부구조 열화 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 기둥부 열화	 <교각 P1 기둥부 열화>  <교각 P1 기둥부 열화>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	난간	 <상부전경>  <난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 예지교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

9.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	1	3
철근배근상태조사		2	1	3

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 21.2 ~ 21.8 MPa, 교각 22.4 MPa로 추정설계기준강도인 21.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	38.0	0°	0.63	19.1	23.3	21.2	21.0	양호
교각(P1)	39.8	0°	0.63	20.6	24.1	22.4	21.0	양호
교대(A2)	38.8	0°	0.63	19.8	23.7	21.8	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	180.0	200.0	207.0	200.0	
교대(A1)	160.0	150.0	255.0	250.0	
교대(A2)	158.0	150.0	260.0	250.0	

9.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 101%와 107%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

9.3 내진성능 상세평가

9.3.1 개요

예지교의 내진성능 상세평가는 교각기둥 및 기초를 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 9.3.1>에 정리하였다.

<표 9.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.000	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	4,150.7	216.8	19.142	O.K
			교직	6,917.8	200.2	34.559	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,994.2	123.5	24.247	O.K
			교직	3,778.4	116.0	32.565	O.K
		활동 (kN)	교축	994.7	53.5	18.588	O.K
			교직	994.7	49.0	20.301	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	84.2	7.193	O.K
			교직	605.6	82.9	7.305	O.K
		전단력 (kN)	교축	961.1	78.3	12.268	O.K
			교직	961.1	76.3	12.601	O.K
교각받침부 평가							
받침지지길이 (mm)				1,200.0	3,604.1	0.333	N.G

9.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 중력식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 3.5m
- 5) 준공연도 : 1980년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$ 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 25,811MPa$

라. 내진설계상수

1) 내진등급 : 내진1등급교

2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시

3) 위험도 계수 : $I = 1.4$ 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$ 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)

6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 9.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

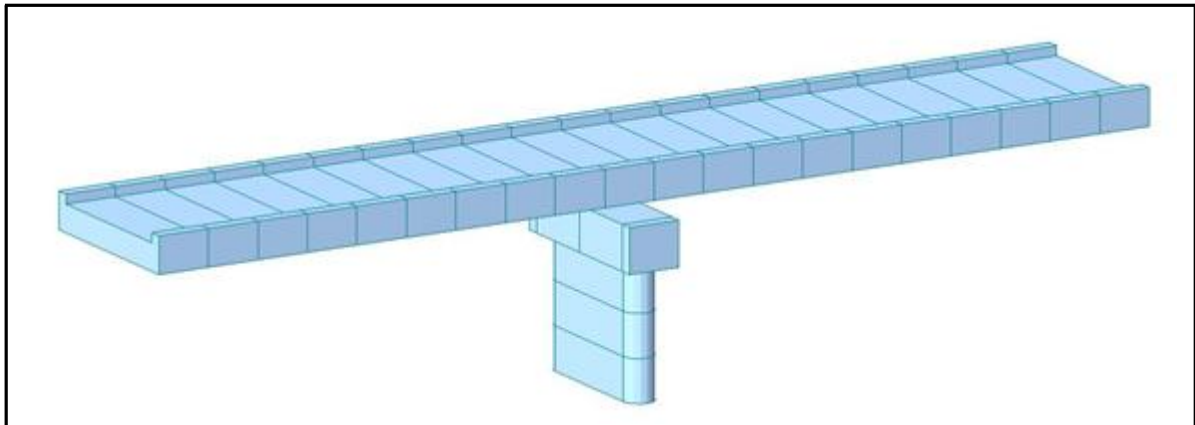
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

9.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 9.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $2.40\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 55.20\text{kN/m}$ (포장)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^{\text{f}}$ (난간)

9.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	1,355.540	

9.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0007	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0007	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	21	MPa	-

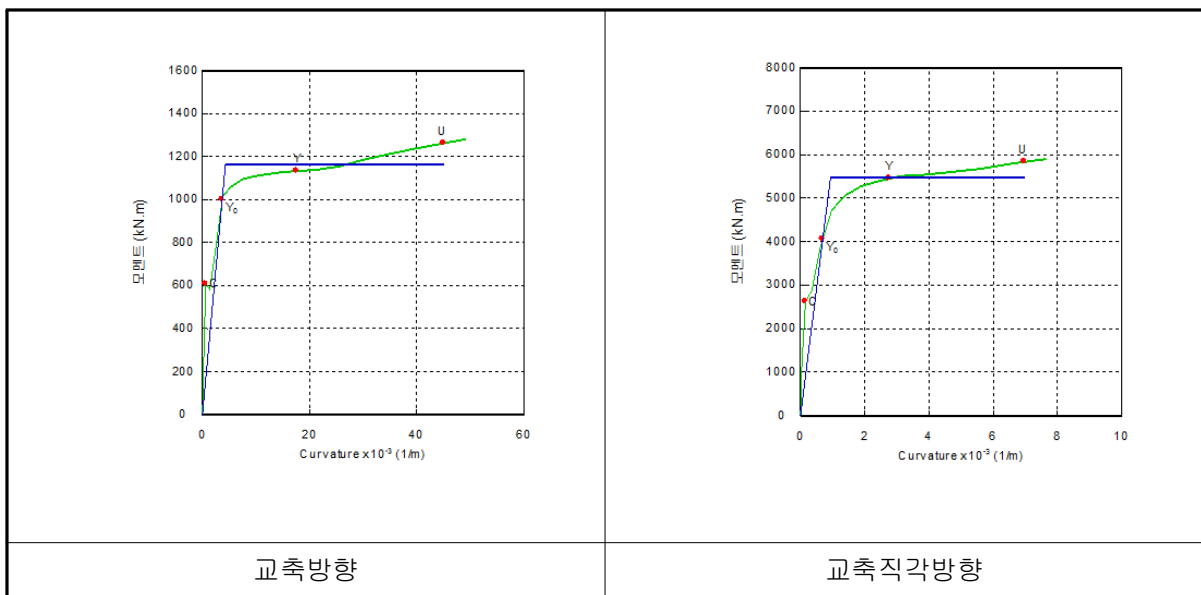
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D19	34	0.0057

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 9.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 9.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m^{-1})
교축방향	기둥하단	초기항복시	998.357	0.00368724
		항복시	1,162.280	0.00429265
		극한시	1,261.180	0.0450449
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	4,049.950	0.000691825
		항복시	5,479.850	0.000936084
		극한시	5,833.300	0.00696737

3) 교각의 유효강성

<표 9.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	1,162.3	0.004293	0.010894	0.050	0.220
교축직각방향	5,479.9	0.000936	0.235535	1.191	0.198

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
항복 변위(m)	0.015582	0.003955	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.390	0.411	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.015896	0.002478	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.05068	0.00857	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.066264	0.012522	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	4.253 (1.000제한)	3.167 (1.500제한)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

‘벽식 교각’의 전단강도(V_n)은 콘크리트 압축강도와 횡방향철근의 항복강도를 고려하여 산정하며, 공급변위연성도에 상관없이 일정한 값을 갖는다.

－ 교축방향

$$V_n^L = \min [V_{n1}^L, V_{n2}^L] = 3,035.5\text{kN}$$

$$V_{n1}^L = 0.66 \sqrt{fck} b^L d^L$$

$$= 0.66 \sqrt{21} \times 3,000 \times 520 = 4,718.2\text{kN}$$

$$V_{n2}^L = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^L d^L$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.004 \times 300) \times 3,000 \times 520 = 3,035.5\text{kN}$$

- 교축직각방향

$$V_n^T = \min [V_{n1}^T, V_{n2}^T] = 3,409.1\text{kN}$$

$$V_{n1}^T = 0.66 \sqrt{f_c k} b^T d^T$$

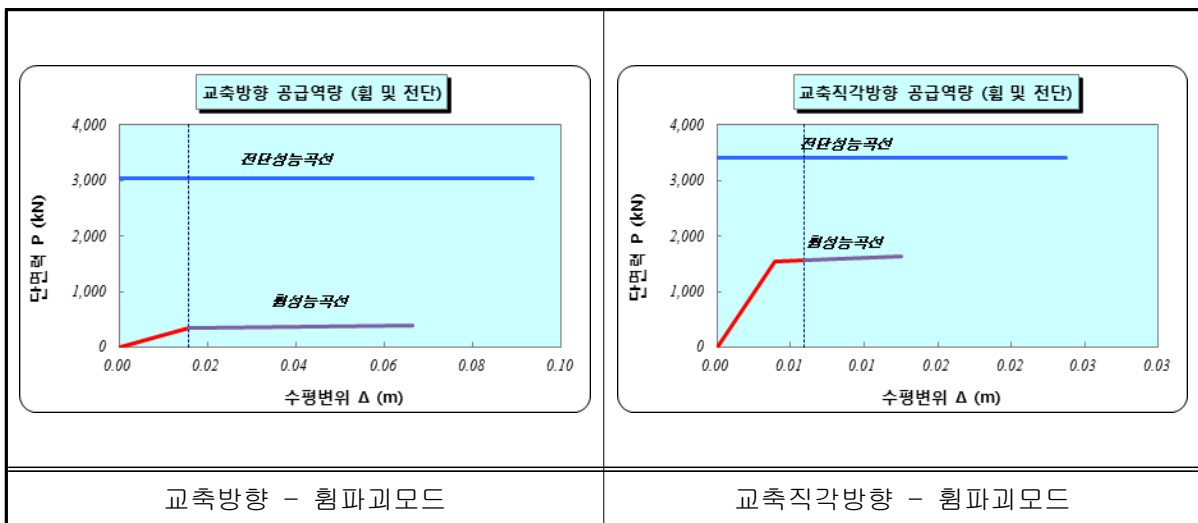
$$= 0.66 \sqrt{21} \times 600 \times 2920 = 5,298.9\text{kN}$$

$$V_{n2}^T = (0.165 \sqrt{f_c k} + \rho_{sh} f_{yh}) b^T d^T$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.004 \times 300) \times 600 \times 2920 = 3,409.1\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

교각 P1의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 ‘휨파괴 모드’에 의해 지배된다.



9.3.6 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

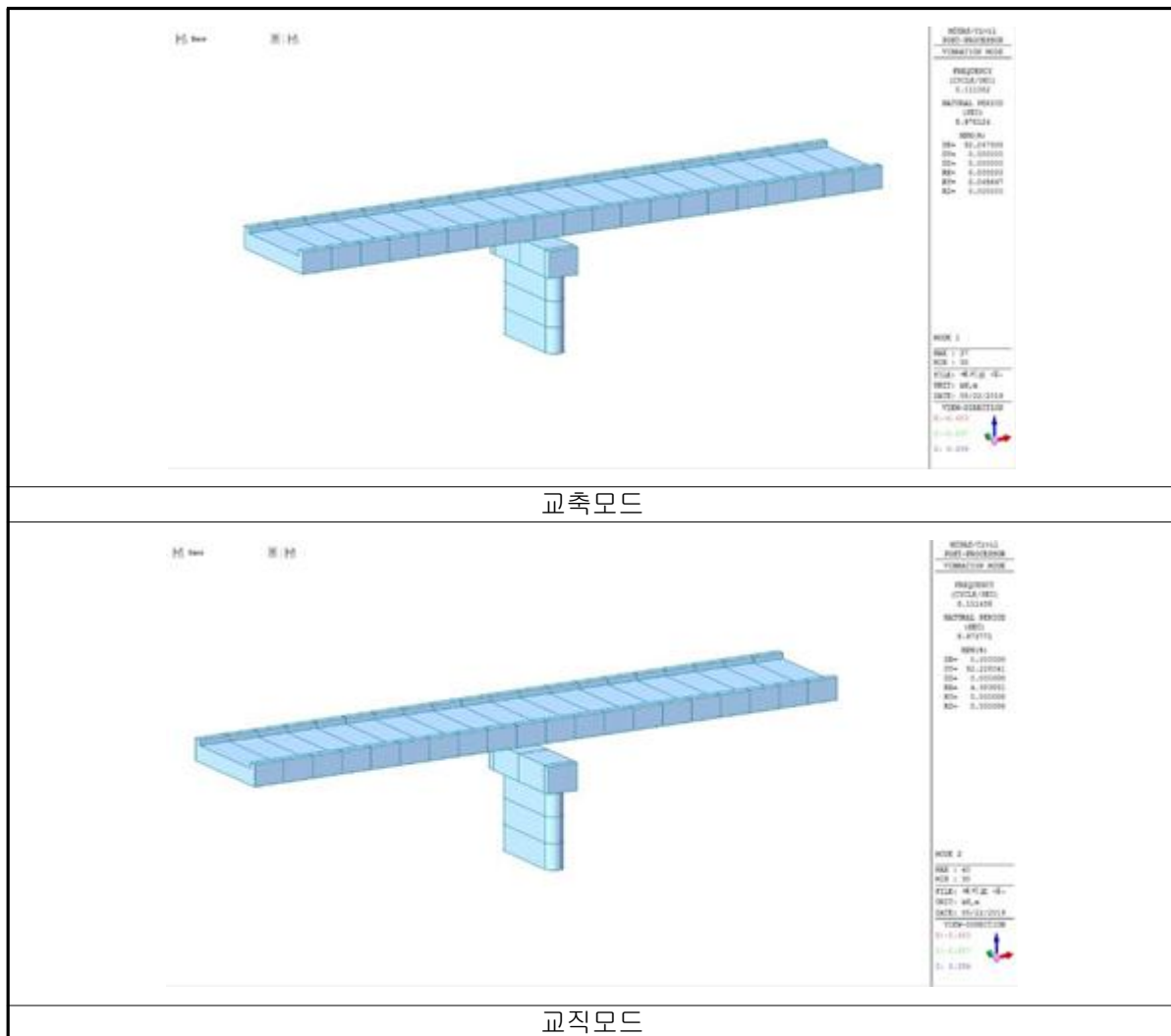
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	8.978	92.250	92.250	0.000	0.000	0.000	0.000
2	8.974	0.000	92.250	92.230	92.230	0.000	0.000
3	7.238	0.000	92.250	0.000	92.230	0.000	0.000
4	0.181	0.000	92.250	0.000	92.230	0.000	0.000
5	0.130	5.480	97.730	0.000	92.230	0.000	0.000
6	0.117	0.000	97.730	0.000	92.230	68.340	68.340
...	...	...	...	...	...	...	...
60	0.000	0.000	100.000	0.000	100.000	4.600	100.000

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 9.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	594.922	0.000	0.000	594.666	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 [F^L_E] _L	교직 [F^T_E] _L	교축 [F^L_E] _T	교직 [F^T_E] _T	
P1	53.512	0.000	0.000	48.997	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	163.320	0.000	0.000	151.177	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	594.922	178.400	178.477	594.666	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	53.512	14.699	16.054	48.997	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	163.320	45.353	48.996	151.177	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	594.922	594.666	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	53.512	48.997	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	163.320	151.177	

9.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^L = F_u^L = 352.21 < V_n^L = 3,035.49 \text{ (휨 파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^L = 0.0156\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^L = \Delta_u^L = 0.0663\text{m} \text{ (0.0156로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.000$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^L]_{comb,pd} = [M_E^L] + P \times \Delta_E^L = 163.3 + 1,286.6 \times 0.5949 = 928.7$$

여기서, $[M_E^L]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^L = 교축방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^L

$$M_y > [M_E^L]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^L = 1$$

$$M_y = 1,162.3 > [M_E^L]_{comb, pd} = 928.7$$

$$R_s^L = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{8.9781} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^L = 8.9781 \text{sec} > 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^L : 교축방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^L = \lambda_{DR}^L \times R_s^L = 1.000$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 1,562.20 < V_n^L = 3,409.09 \text{ (휨파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0040\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0125\text{m} \text{ (0.0040로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.500$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 151.2 + 1,286.6 \times 0.5947 = 916.2$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb,pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 5,479.9 > [M_E^T]_{comb,pd} = 916.2$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{8.9738} + \frac{1}{1.0} = 1.000$$

$$T^T = 8.9738 \text{sec} > 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

5) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
교각기둥	교 축 (횡파괴)	1.000	1.000	1.000 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각 (횡파괴)	1.000	1.500	1.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

9.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

예지교는 받침이 없는 교량이므로 받침부 평가는 생략한다.

나. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 1,200.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[3,604.12, 255.38] = 3,604.12\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
받침지지길이	3,604.1	1,200.0	0.333 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

9.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	216.8	4,150.7	19.142 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	200.2	6,917.8	34.559 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	123.5	2,994.2	24.247 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	116.0	3,778.4	32.565 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	53.5	994.7	18.588 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	49.0	994.7	20.301 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

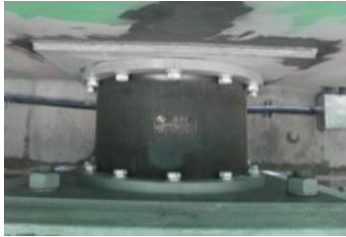
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	84.2	605.6	7.193 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	82.9	605.6	7.305 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	78.3	961.1	12.268 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	76.3	961.1	12.601 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

9.4 내진보강방안 검토

9.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각 교량받침 지지길이에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침이 없는 교량으로 지진이 발생할 경우 낙교의 위험이 매우 크므로 탄성받침 설치가 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 9.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 설치 (1안)	면진받침 설치 (2안)
개요도		
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력 분산과 소산이 가능한 지진격리받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통
예 상 공사비	6천만원	7천만원
선택안	●	

9.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P1	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.500	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	4,150.7	718.3	5.778	O.K
			교직	6,917.8	855.5	8.086	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,813.3	162.2	17.346	O.K
			교직	3,563.4	146.4	24.346	O.K
		활동 (kN)	교축	994.7	168.1	5.918	O.K
			교직	994.7	197.7	5.030	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	115.6	5.237	O.K
			교직	605.6	112.5	5.382	O.K
		전단력 (kN)	교축	961.1	107.1	8.972	O.K
			교직	961.1	103.2	9.311	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	55.3	2.442	O.K	
		교직	135.0	65.4	2.063	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	24.3	2.464	O.K	
		교직	60.0	28.7	2.094	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	55.3	7.857	O.K	
		교직	434.3	65.4	6.636	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	422.5	165.8	2.548	O.K	
		교직	118.7	65.4	1.814	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	55.3	3.052	O.K	
		교직	168.7	65.4	2.577	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	68.8	1.961	O.K	
		교직	135.0	64.2	2.103	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	600.0	30.6	19.609	O.K	
		교직	600.0	28.5	21.035	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	68.8	6.308	O.K	
		교직	434.3	64.2	6.767	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	536.9	206.5	2.599	O.K	
		교직	154.8	64.2	2.412	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	68.8	2.450	O.K	
		교직	168.7	64.2	2.628	O.K	
받침지지길이 (mm)			1,200.0	255.4	4.699	O.K	

제 10 장 어현교

10.1 개요

10.2 현장조사

10.3 내진성능 상세평가

10.4 내진보강방안 검토

제 10 장 어현교

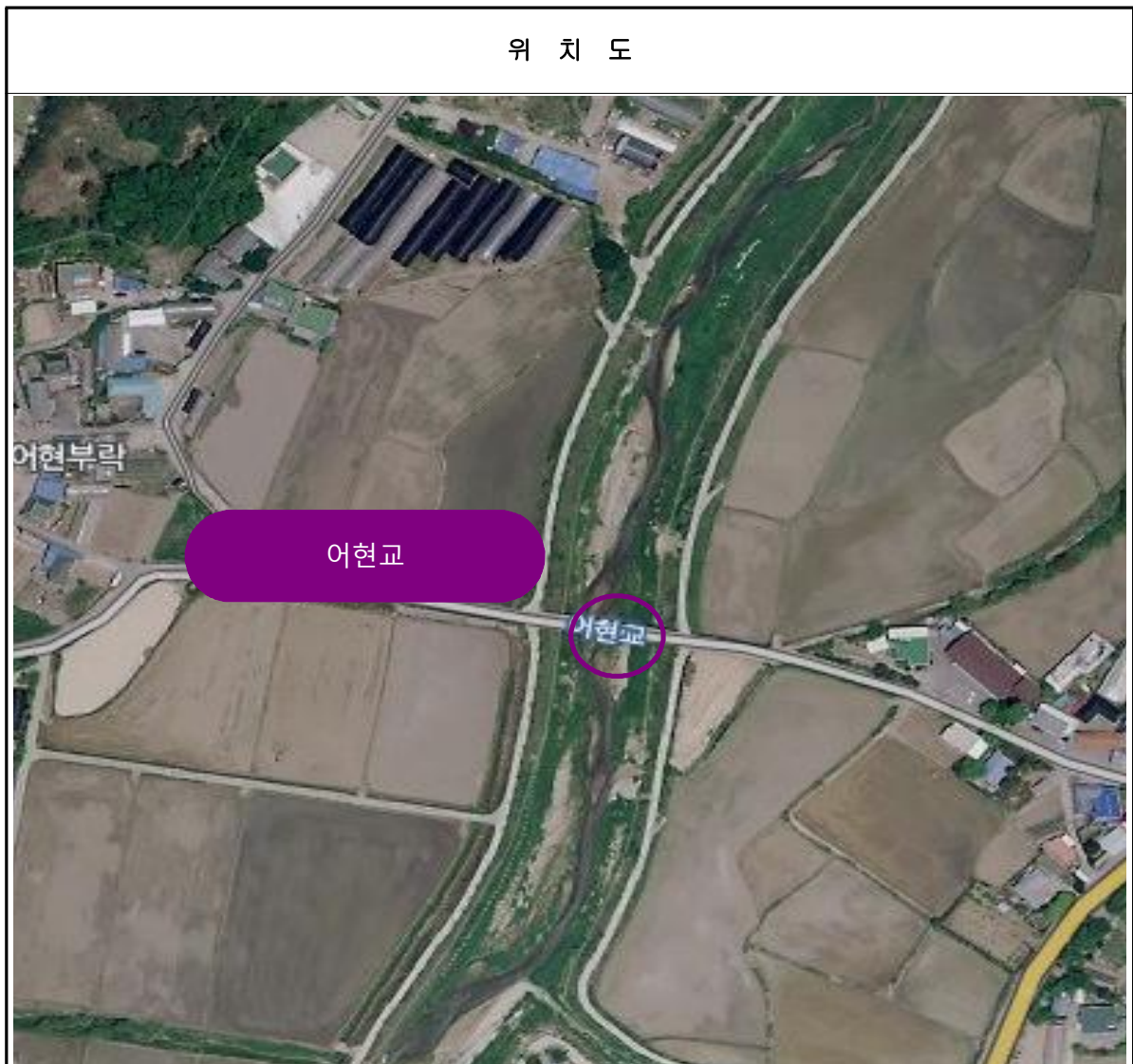
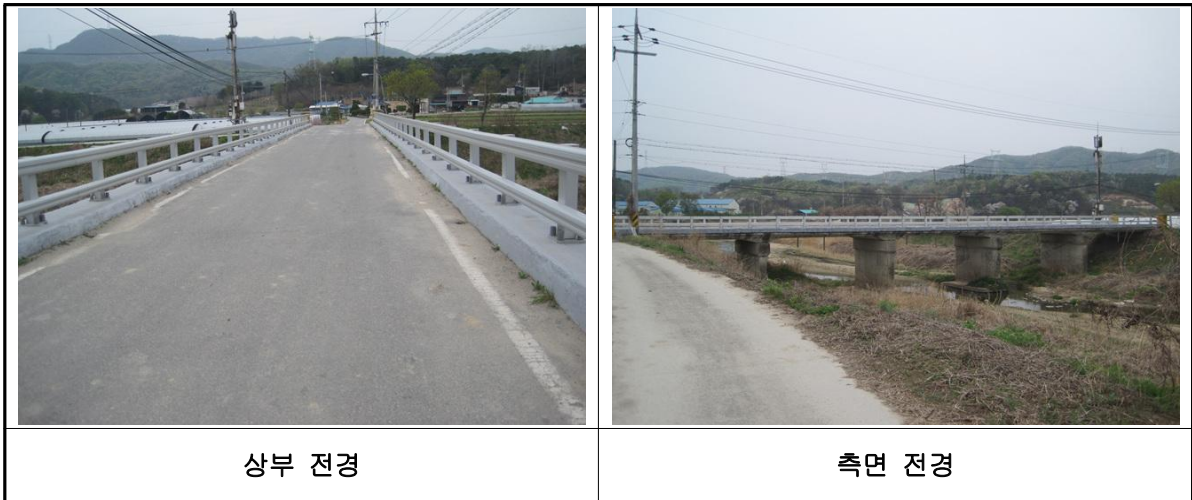
10.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

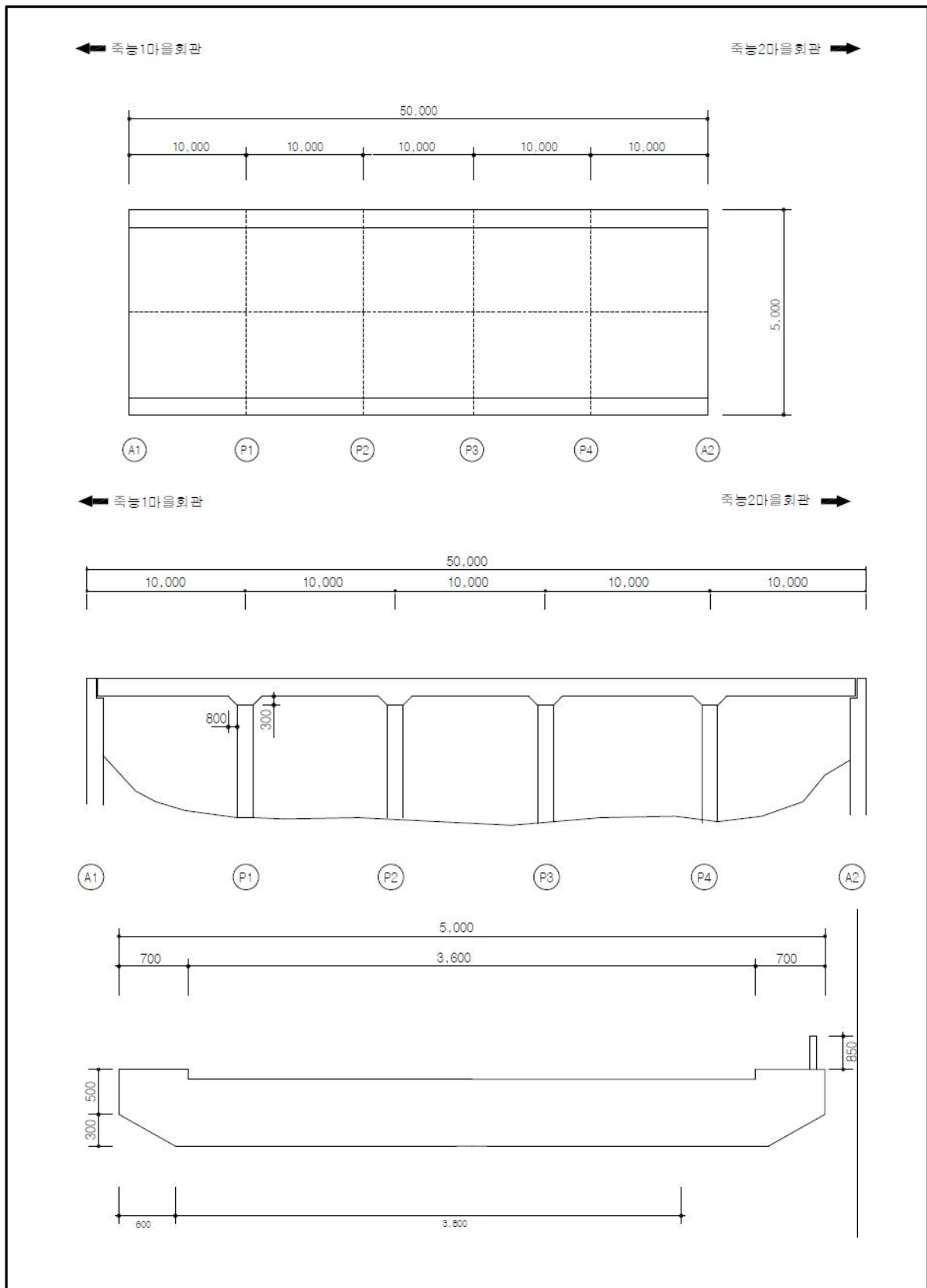
10.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		어현교		시설물번호		-	
준공년도		1991년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 원삼면 죽능리 772-5					
설계하중		DB-18		노선명		시도15호선	
제원	연장	L = 50.00m(5@10.0)					
	폭	B = 5.0m(왕복1차로)					
구조 형식	상부	RCS		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 중력식 교각 - 벽식			교각	직접기초	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		하천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

10.1.2 전경 및 위치도



10.1.3 관련도면



<그림 10.1.1> 일반도

10.2 현장조사

10.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다. 다만, 교각 P2 기초부의 경우 공용년수 증가 및 하천의 유속으로 인한 기초 파손 및 재료분리가 발생된 것으로 확인되었으며, 구조물의 내구성 증진 및 손상의 진전 방지를 위한 보수가 필요한 상태이다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 기초부 파손 및 재료분리	 <하부전경>  <교각 P2 기초 파손 및 재료분리>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	난간	 <상부전경>  <난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 어현교 현장조사결과 교각(P1~P4)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

10.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	4	6
철근배근상태조사		2	4	6

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 25.6 ~ 26.0 MPa, 교각 21.2 ~ 23.6 MPa로 추정설계기준강도인 21.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	44.9	0°	0.63	24.7	26.4	25.6	21.0	양호
교각(P1)	40.3	0°	0.63	21.0	24.3	22.7	21.0	양호
교각(P2)	40.5	0°	0.63	21.1	24.4	22.8	21.0	양호
교각(P3)	37.9	0°	0.63	19.1	23.3	21.2	21.0	양호
교각(P4)	41.7	0°	0.63	22.1	25.0	23.6	21.0	양호
교대(A2)	45.5	0°	0.63	25.2	26.7	26.0	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	202.0	200.0	204.0	200.0	
교각(P2)	201.0	200.0	195.0	200.0	
교각(P3)	204.0	200.0	180.0	200.0	
교각(P4)	208.0	200.0	206.0	200.0	
교대(A1)	210.0	200.0	213.0	200.0	
교대(A2)	184.0	200.0	215.0	200.0	

10.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 122%와 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

10.3 내진성능 상세평가

10.3.1 개요

어현교의 내진성능 상세평가는 교각기둥 및 기초를 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 10.3.1>에 정리하였다.

<표 10.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.000	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	1,401.5	356.7	3.929	O.K
			교직	5,713.7	321.6	17.768	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,010.4	551.9	3.643	O.K
			교직	3,466.5	365.8	9.477	O.K
		활동 (kN)	교축	930.1	70.8	13.135	O.K
			교직	930.1	62.4	14.902	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	28.5	21.262	O.K
			교직	605.6	23.5	25.802	O.K
교각받침부 평가							
받침지지길이 (mm)				800.0	2,989.7	0.268	N.G

10.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 중력식
- 3) 교량연장 : 5@10.0 = 50.0m
- 4) 교량폭원 : 5.0m
- 5) 준공연도 : 1991년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$ 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 25,811MPa$

라. 내진설계상수

1) 내진등급 : 내진1등급교

2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시

3) 위험도 계수 : $I = 1.4$ 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$ 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)

6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis

7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 10.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

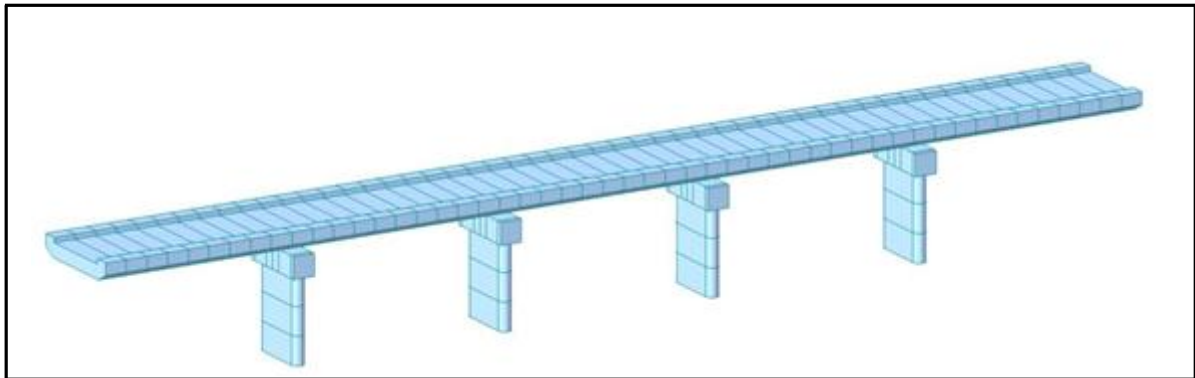
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

10.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 10.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $2.88\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 66.24\text{kN/m}$ (포장)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.00\text{ kN/m}^2$ (난간)

10.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	1,852.971	

10.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0007	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0007	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	21	MPa	-

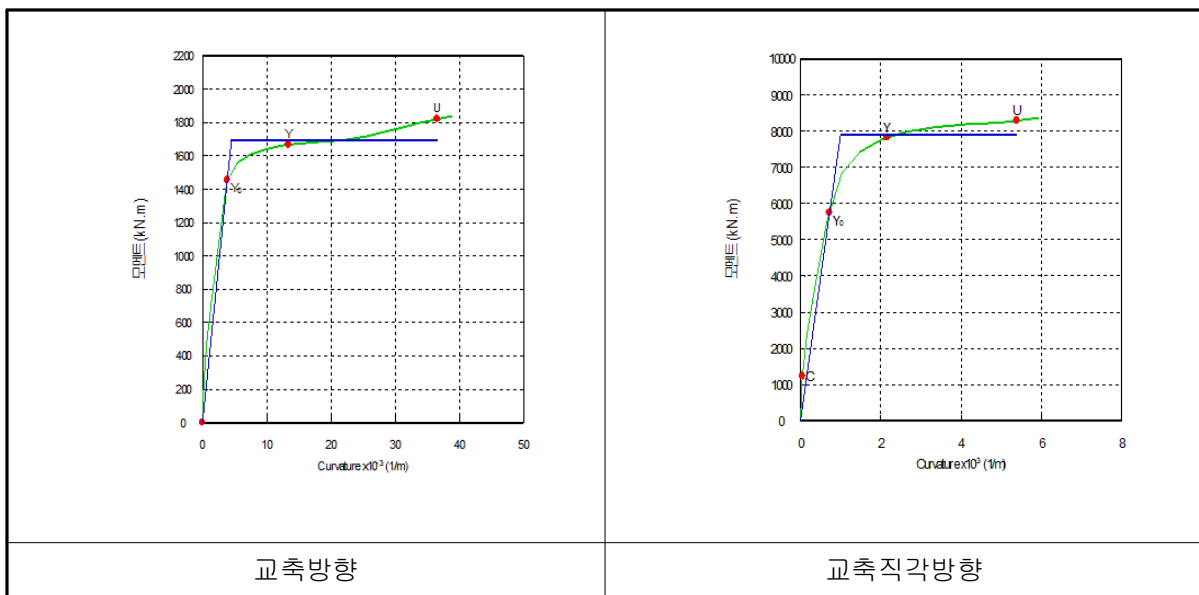
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D22	40	0.0090

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 10.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 10.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m^{-1})
교축방향	기둥하단	초기항복시	1,453.90	0.00387076
		항복시	1,695.19	0.00451316
		극한시	1,820.93	0.0365733
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	5,743.22	0.000724178
		항복시	7,895.15	0.000996357
		극한시	8,287.77	0.00539275

3) 교각의 유효강성

<표 10.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	1,695.2	0.004513	0.015113	0.050	0.305
교축직각방향	7,895.2	0.000996	0.318821	1.191	0.268

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
항복 변위(m)	0.030464	0.007806	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.507	0.534	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.01624	0.002349	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.07122	0.01115	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.101687	0.018956	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	3.338 (1.000제한)	2.428 (1.500제한)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

‘벽식 교각’의 전단강도(V_n)은 콘크리트 압축강도와 횡방향철근의 항복강도를 고려하여 산정하며, 공급변위연성도에 상관없이 일정한 값을 갖는다.

－ 교축방향

$$V_n^L = \min [V_{n1}^L, V_{n2}^L] = 2,363.6\text{kN}$$

$$V_{n1}^L = 0.66 \sqrt{fck} b^L d^L$$

$$= 0.66 \sqrt{21} \times 3,000 \times 520 = 4,718.2\text{kN}$$

$$V_{n2}^L = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^L d^L$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.003 \times 300) \times 3,000 \times 520 = 2,363.6\text{kN}$$

- 교축직각방향

$$V_n^T = \min [V_{n1}^T, V_{n2}^T] = 2,654.5\text{kN}$$

$$V_{n1}^T = 0.66 \sqrt{f_{ck}} b^T d^T$$

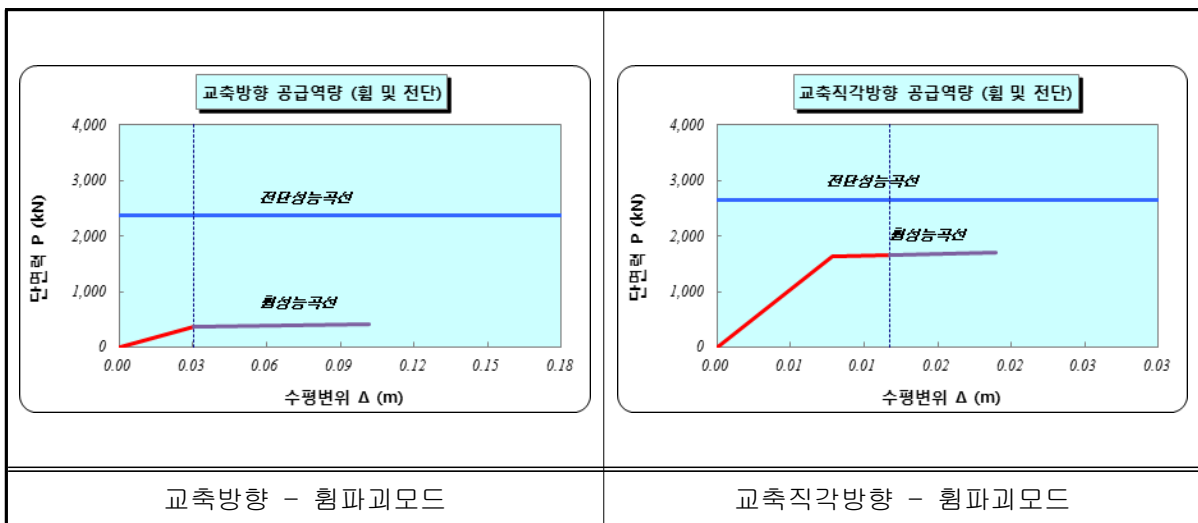
$$= 0.66 \sqrt{21} \times 600 \times 2920 = 5,298.9\text{kN}$$

$$V_{n2}^T = (0.165 \sqrt{f_{ck}} + \rho_{sh} f_{yh}) b^T d^T$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.003 \times 300) \times 600 \times 2920 = 2,654.5\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

교각 P1의 교축 및 교축직각방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않으므로 해당교각은 ‘휨파괴 모드’에 의해 지배된다.



10.3.6 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

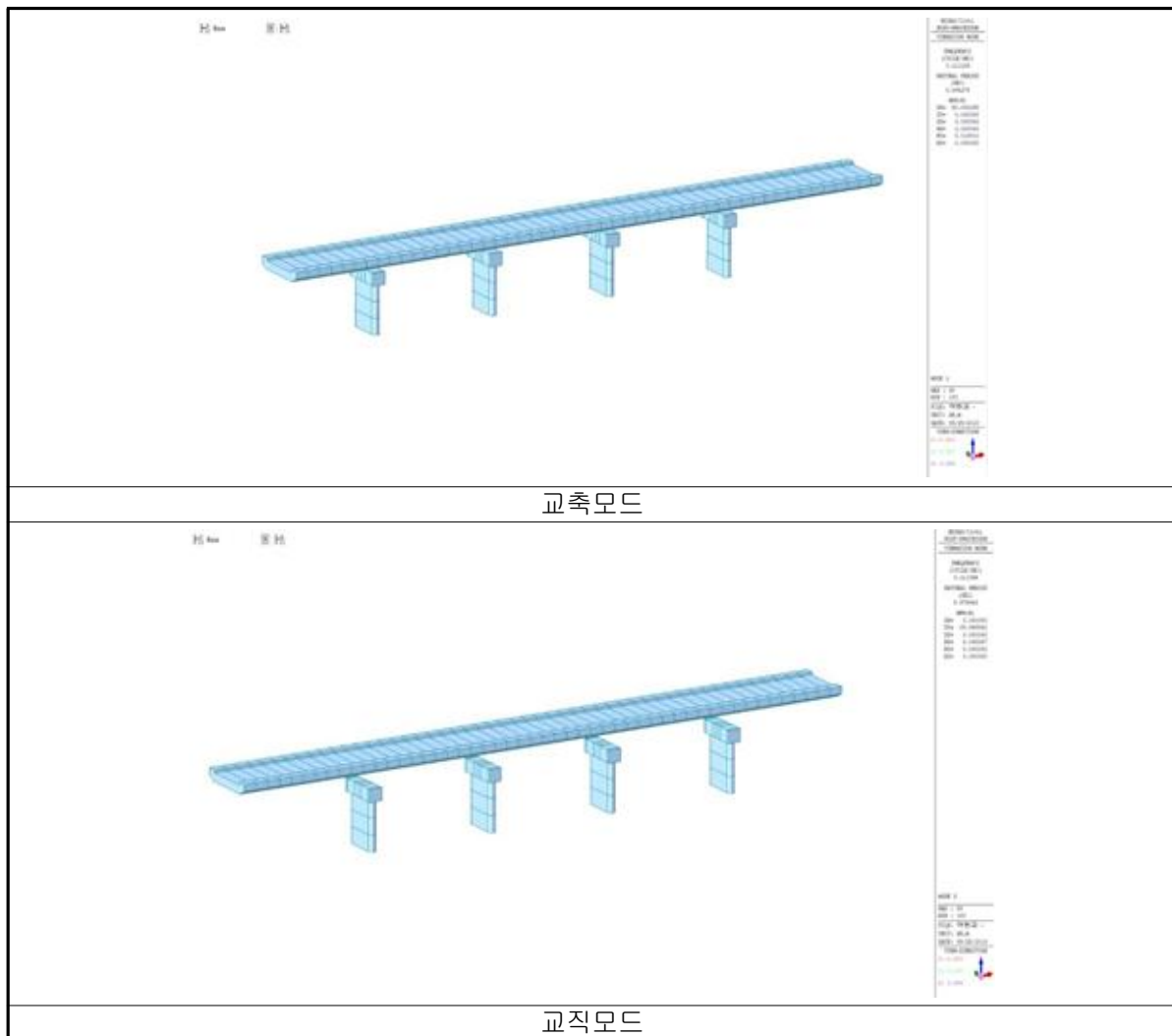
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	8.995	90.060	90.060	0.000	0.000	0.000	0.000
2	8.977	0.000	90.060	90.000	90.000	0.000	0.000
3	8.615	0.000	90.060	0.000	90.000	0.000	0.000
4	0.221	0.000	90.060	0.000	90.000	0.000	0.000
5	0.183	0.000	90.060	0.000	90.000	0.000	0.000
6	0.183	0.000	90.060	0.000	90.000	0.000	0.000
...	...	...	...	...	...	...	...
90	0.001	0.000	100.000	0.000	100.000	1.790	99.990

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 10.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F_{\epsilon}^L]_L$	교직 $[F_{\epsilon}^T]_L$	교축 $[F_{\epsilon}^L]_T$	교직 $[F_{\epsilon}^T]_T$	
P1	595.832	0.000	0.000	594.794	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F_{\epsilon}^L]_L$	교직 $[F_{\epsilon}^T]_L$	교축 $[F_{\epsilon}^L]_T$	교직 $[F_{\epsilon}^T]_T$	
P1	70.807	0.012	0.000	62.408	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	285.923	0.008	0.000	259.167	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	595.832	178.438	178.750	594.794	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	70.807	18.734	21.242	62.412	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	285.923	77.758	85.777	259.169	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	595.832	594.794	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	128.884	116.492	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	285.923	259.169	

10.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^L = F_u^L = 376.71 < V_n^L = 2,363.58 \text{ (휨 파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^L = 0.0305\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^L = \Delta_u^L = 0.1017\text{m} \text{ (0.0305로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.000$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^L]_{comb,pd} = [M_E^L] + P \times \Delta_E^L = 285.9 + 1,754.4 \times 0.5958 = 1,331.3$$

여기서, $[M_E^L]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^L = 교축방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^L

$$M_y > [M_E^L]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^L = 1$$

$$M_y = 1,695.2 > [M_E^L]_{comb, pd} = 1,331.3$$

$$R_s^L = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{8.9953} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^L = 8.9953 \text{sec} > 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^L : 교축방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^L = \lambda_{DR}^L \times R_s^L = 1.000$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 1,656.89 < V_n^L = 2,654.48 \text{ (휨파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0078\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0190\text{m} \text{ (0.0117로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.500$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 259.2 + 1,754.4 \times 0.5948 = 1,302.7$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb,pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 7,895.2 > [M_E^T]_{comb,pd} = 1,302.7$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s}$$

$$= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{8.9769} + \frac{1}{1.0} = 1.000$$

$$T^T = 8.9769\text{sec} > 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464\text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

5) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
교각기둥	교 축 (횡파괴)	1.000	1.000	1.000 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각 (횡파괴)	1.000	1.500	1.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

10.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

어현교는 받침이 없는 교량이므로 받침부 평가는 생략한다.

나. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 800.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[2,989.67, 313.47] = 2,989.67\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	2,989.7	800.0	0.268 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

10.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판정
전도	교 축	356.7	1,401.5	3.929 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	321.6	5,713.7	17.768 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	551.9	2,010.4	3.643 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	365.8	3,466.5	9.477 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	70.8	930.1	13.135 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	62.4	930.1	14.902 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

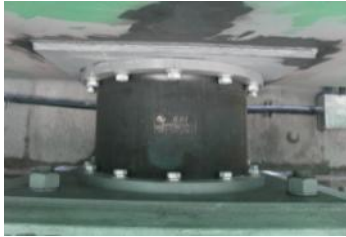
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판정
휨모멘트	교 축	28.5	605.6	21.262 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	23.5	605.6	25.802 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

10.4 내진보강방안 검토

10.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각 교량받침 지지길이에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침이 없는 교량으로 지진이 발생할 경우 낙교의 위험이 매우 크므로 탄성받침 설치가 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 10.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 설치 (1안)	면진받침 설치 (2안)
개요도		
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력 분산과 소산이 가능한 지진격리받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통
예 상 공사비	1억6천만원	1억9천만원
선택안	●	

10.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P1	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	휨 파괴		교직	1.500	1.000	1.500	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	3,152.5	1,377.3	2.289	O.K
			교직	6,062.4	1,781.6	3.403	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,194.9	441.7	4.970	O.K
			교직	2,910.1	351.0	8.291	O.K
		활동 (kN)	교축	1,046.0	256.6	4.076	O.K
			교직	1,046.0	327.5	3.194	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	165.3	3.663	O.K
			교직	605.6	152.0	3.983	O.K
		전단력 (kN)	교축	961.1	188.3	5.104	O.K
			교직	961.1	168.1	5.717	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	134.0	84.4	1.587	O.K	
		교직	134.0	108.6	1.233	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	59.6	26.9	2.213	O.K	
		교직	59.6	35.9	1.660	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	84.4	5.145	O.K	
		교직	434.3	108.6	3.998	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	397.7	253.2	1.570	O.K	
		교직	111.7	108.6	1.028	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	84.4	1.998	O.K	
		교직	168.7	108.6	1.553	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	134.0	103.7	1.292	O.K	
		교직	134.0	78.4	1.709	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	59.6	46.1	1.293	O.K	
		교직	59.6	34.8	1.709	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	103.7	4.189	O.K	
		교직	434.3	78.4	5.539	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	837.0	311.1	2.691	O.K	
		교직	207.4	78.4	2.646	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	103.7	1.627	O.K	
		교직	168.7	78.4	2.151	O.K	
받침지지길이 (mm)			800.0	313.5	2.552	O.K	

제 11 장 사암교

11.1 개요

11.2 현장조사

11.3 내진성능 상세평가

11.4 내진보강방안 검토

제 11 장 사암교

11.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

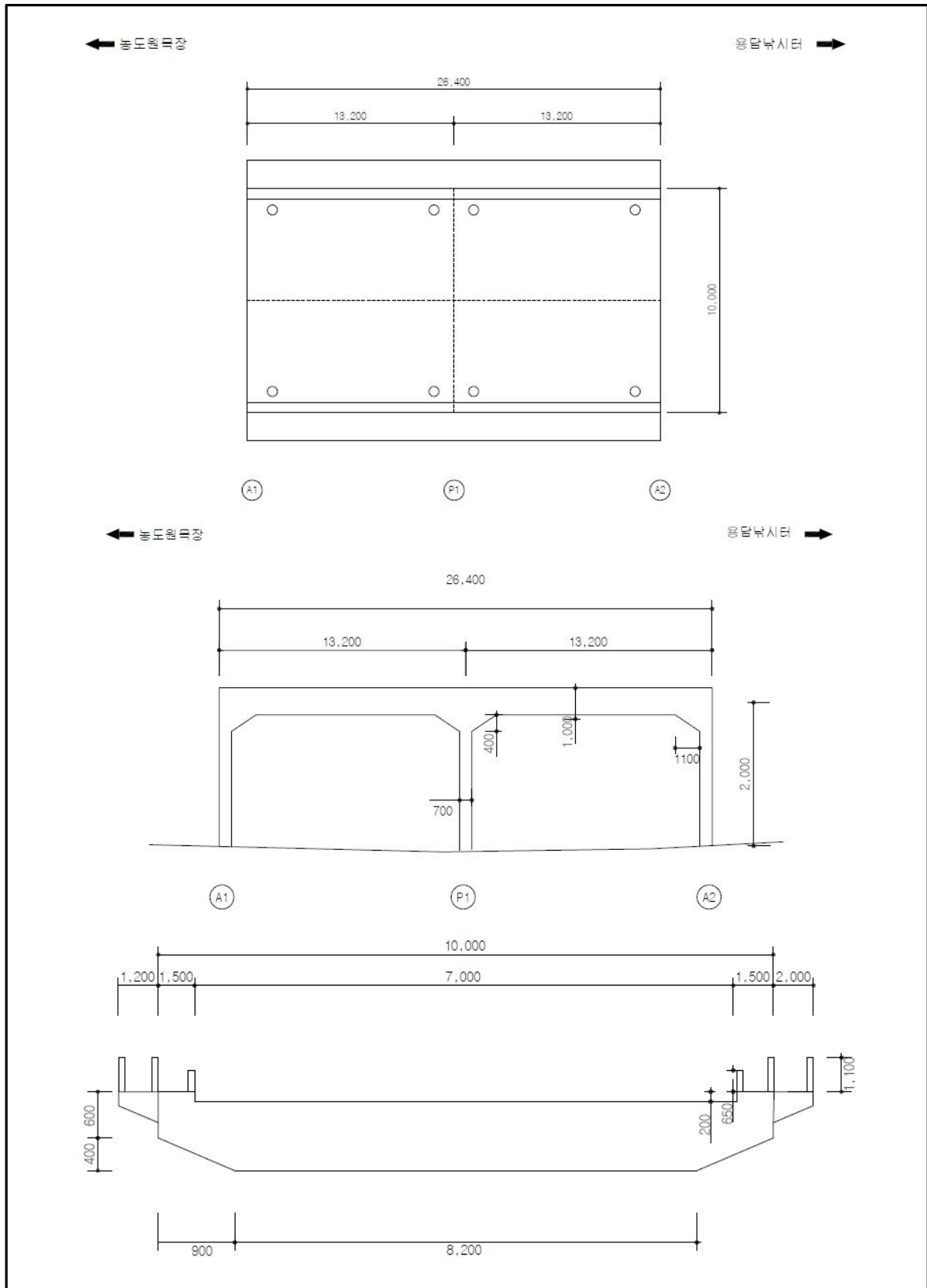
11.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		사암교		시설물번호		-	
준공년도		2001년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 원삼면 사암리 344-5					
설계하중		DB-24		노선명		시도17호선	
제원	연장	L = 26.40m(2@13.25)					
	폭	B = 10.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		사암천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

11.1.2 전경 및 위치도



11.1.3 관련도면



<그림 11.1.1> 일반도

11.2 현장조사

11.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 교대 백태 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 균열	 <바닥판하면 전경>  <바닥판하면 S1 균열 CW=0.2mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	보도부	 <상부전경>  <보도부>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 사암교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(보도부)이 반영된 것으로 조사되었다.		

11.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 30.7 ~ 32.0 MPa, 교대 26.3 ~ 26.8 MPa, 교각 25.4 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	55.1	90°	0.63	32.9	31.0	32.0	24.0	양호
바닥판(S2)	53.1	90°	0.63	31.2	30.1	30.7	24.0	양호
교대(A1)	46.0	0°	0.63	25.6	26.9	26.3	24.0	양호
교각(P1)	44.7	0°	0.63	24.5	26.3	25.4	24.0	양호
교대(A2)	46.8	0°	0.63	26.2	27.3	26.8	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	120.0	125.0	345.0	300.0	
바닥판하면(S2)	124.0	125.0	300.0	300.0	
교각(P1)	130.0	125.0	141.0	150.0	
교대(A1)	112.0	125.0	150.0	150.0	
교대(A2)	124.0	125.0	150.0	150.0	

11.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(보도부)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 128%와 110%, 106%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

11.3 내진성능 상세평가

11.3.1 개요

사암교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 11.3.1>에 정리하였다.

<표 11.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	754.78	278.73	2.708	O.K
		중 앙 부	754.78	206.54	3.654	O.K
		우측단부	754.78	439.57	1.717	O.K
	외측2	좌측단부	754.78	439.57	1.717	O.K
		중 앙 부	754.78	206.54	3.654	O.K
		우측단부	754.78	278.73	2.708	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	496.43	143.06	3.470	O.K
		우측단부	496.43	168.71	2.943	O.K
	외측2	좌측단부	496.43	168.71	2.943	O.K
		우측단부	496.43	143.06	3.470	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	727.21	274.70	2.647	O.K
		배면	589.39	36.49	16.152	O.K
	중앙	전면	589.39	110.71	5.324	O.K
		배면	589.39	54.79	10.757	O.K
	하단	전면	589.39	91.08	6.471	O.K
		배면	589.39	206.44	2.855	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	391.92	172.56	2.271	O.K
		배면	391.92	172.56	2.271	O.K
	중앙	전면	391.92	165.50	2.368	O.K
		배면	391.92	165.50	2.368	O.K
	하단	전면	391.92	162.70	2.409	O.K
		배면	391.92	162.70	2.409	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		57,116.12	1,709.30	33.415	O.K
	Pmax		57,116.12	1,660.40	34.399	O.K
축력 (kN)	Mmax		70,909.06	3,634.50	19.510	O.K
	Pmax		70,909.06	3,637.00	19.497	O.K
전단력 (kN)			1,205.15	999.70	1.206	O.K

11.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@13.2 = 26.4m
- 4) 교량폭원 : 10.0m
- 5) 준공연도 : 2001년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

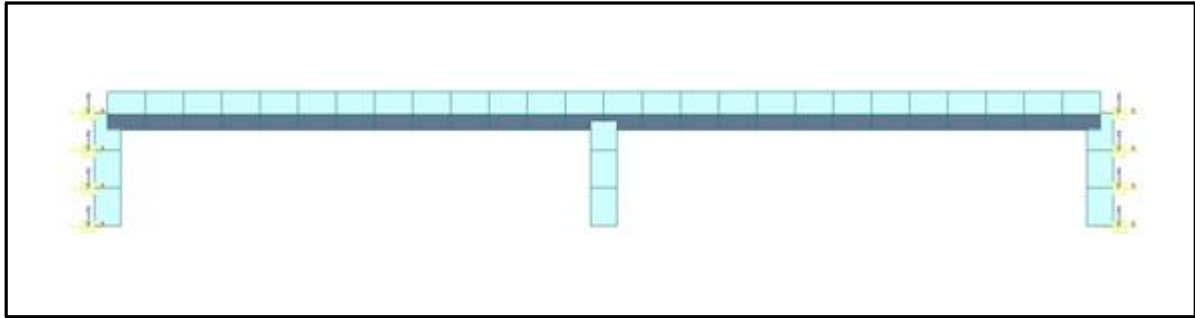
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

11.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 11.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 178,500 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	1, 10
2	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	2, 3
3	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	11, 12
4	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	4, 6

- 2) 회전강성 : $K_r = 533,434 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$533,434 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 266,717$	1, 10
2	$533,434 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 533,434$	2, 3
3	$533,434 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 533,434$	11, 12
4	$533,434 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 266,717$	4, 6

11.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 18.40\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.80\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 200.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.4\text{m} + 1.1\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 26.4\text{m}(\text{연장}) = 8.33\text{kN/m}$
- 4) 보도부 : $10.0\text{kN/m} \times 2\text{ea} = 20.00\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000051\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x) dx = 0.00005132$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x) dx = 0.012662355$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000065$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.071\text{sec}$

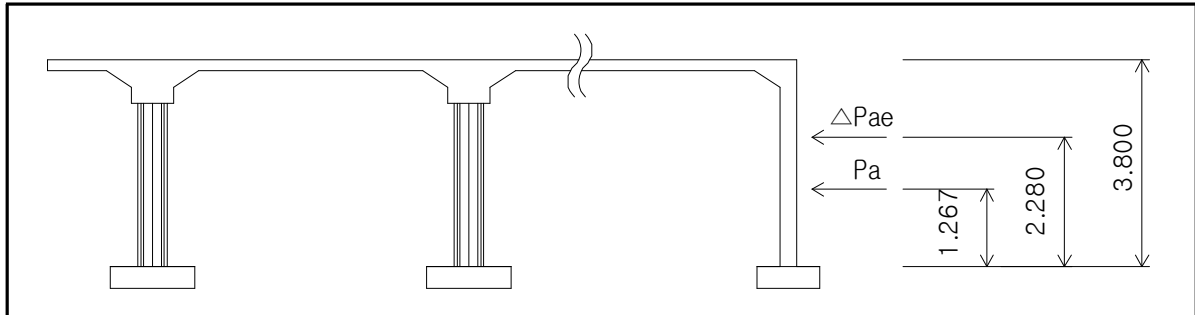
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.293, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 94.992\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 11.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

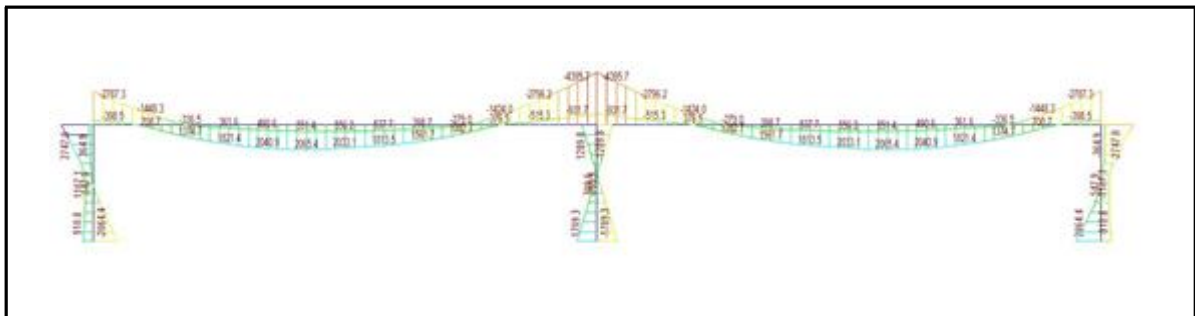
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 528.67\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 604.88\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 76.21\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.541\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

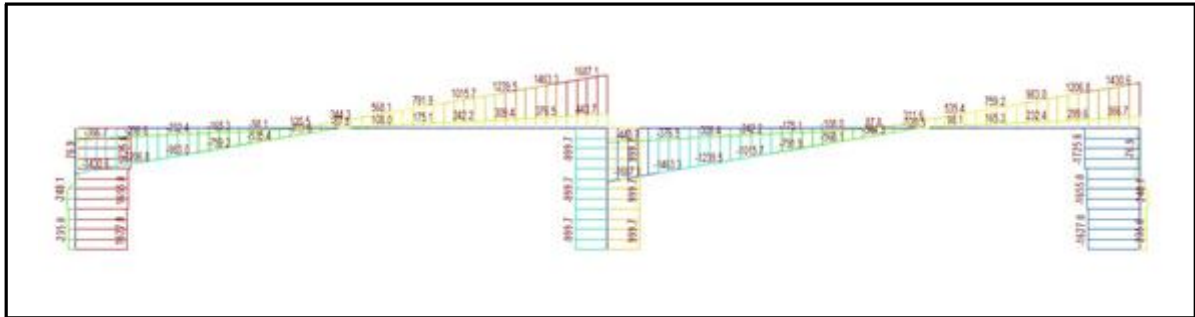
11.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 11.3.3> 사암교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 11.3.4> 사암교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	2787.3	278.7	1430.6	143.1
		중 앙 부	2065.4	206.5	-	-
		우측단부	4395.7	439.6	1687.1	168.7
	외측2	좌측단부	4395.7	439.6	1687.1	168.7
		중 앙 부	2065.4	206.5	-	-
		우측단부	2787.3	278.7	1430.6	143.1
벽체	상단	전면	2747.0	274.7	1725.6	172.6
		배면	364.9	36.5		
	중앙	전면	1107.1	110.7	1655.0	165.5
		배면	547.9	54.8		
	하단	전면	910.8	91.1	1627.0	162.7
		배면	2064.4	206.4		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	1709.3	3634.5	999.7
	Pmax	1660.4	3637.0	972.4

11.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	754.78	278.73	2.708	O.K
		중 앙 부	754.78	206.54	3.654	O.K
		우측단부	754.78	439.57	1.717	O.K
	외측2	좌측단부	754.78	439.57	1.717	O.K
		중 앙 부	754.78	206.54	3.654	O.K
		우측단부	754.78	278.73	2.708	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	496.43	143.06	3.470	O.K
		우측단부	496.43	168.71	2.943	O.K
	외측2	좌측단부	496.43	168.71	2.943	O.K
		우측단부	496.43	143.06	3.470	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	727.21	274.70	2.647	O.K
		배면	589.39	36.49	16.152	O.K
	중앙	전면	589.39	110.71	5.324	O.K
		배면	589.39	54.79	10.757	O.K
	하단	전면	589.39	91.08	6.471	O.K
		배면	589.39	206.44	2.855	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	391.92	172.56	2.271	O.K
		배면	391.92	172.56	2.271	O.K
	중앙	전면	391.92	165.50	2.368	O.K
		배면	391.92	165.50	2.368	O.K
	하단	전면	391.92	162.70	2.409	O.K
		배면	391.92	162.70	2.409	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		57,116.12	1,709.30	33.415	O.K
	Pmax		57,116.12	1,660.40	34.399	O.K
축력 (kN)	Mmax		70,909.06	3,634.50	19.510	O.K
	Pmax		70,909.06	3,637.00	19.497	O.K
전단력 (kN)			1,205.15	999.70	1.206	O.K

11.4 내진보강방안 검토

사암교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 12 장 가재월2교

12.1 개요

12.2 현장조사

12.3 내진성능 상세평가

12.4 내진보강방안 검토

제 12 장 가재월2교

12.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

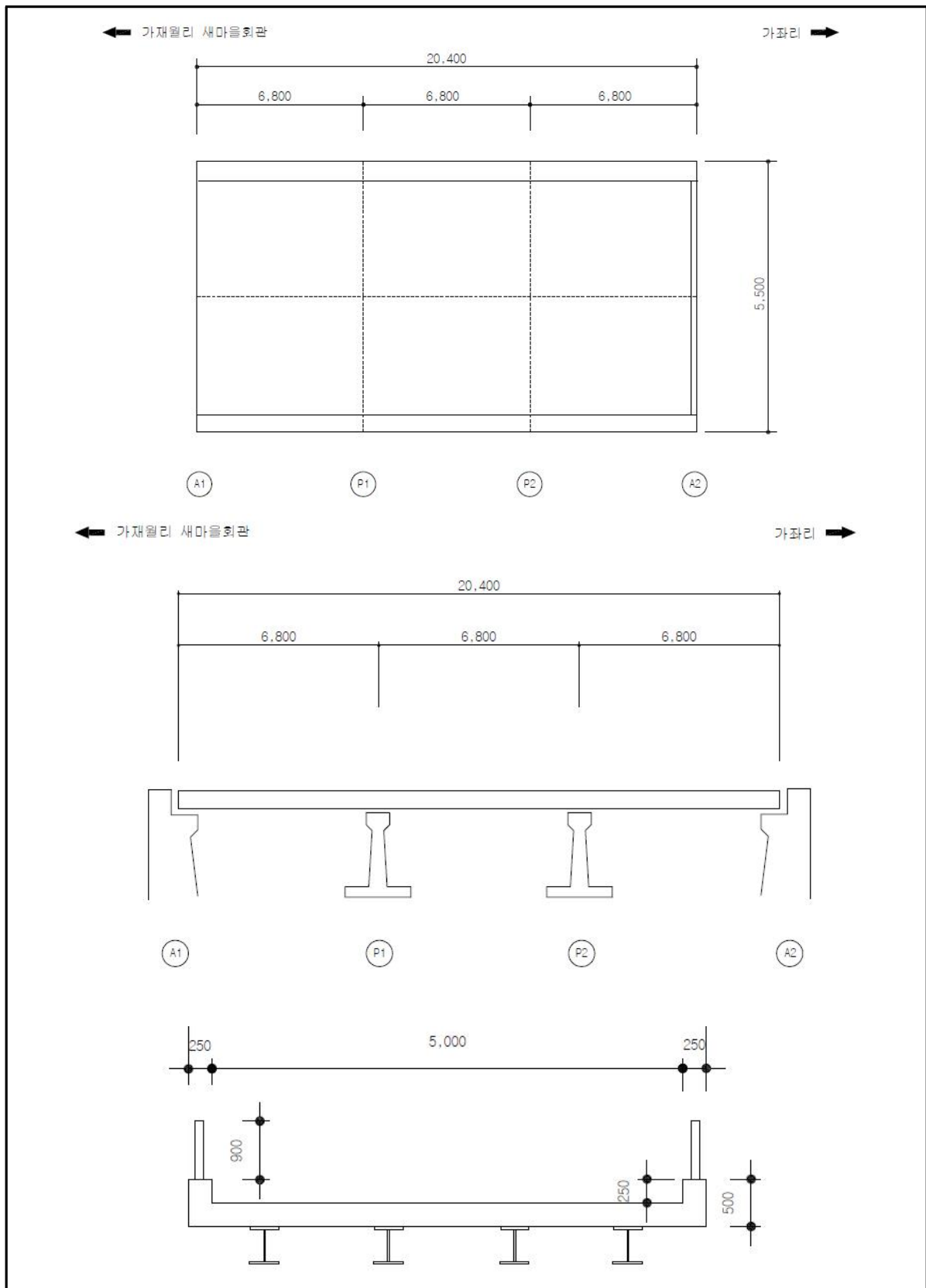
12.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		가재월2교		시설물번호		-	
준공년도		1988년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 원삼면 가재월리 974-1					
설계하중		DB-18		노선명		리도213호선	
제원	연장	L = 20.40m(3@6.8)					
	폭	B = 5.5m(왕복1차로)					
구조 형식	상부	STI		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 역T형 교각 - 벽식			교각	직접기초	
교량받침		탄성받침		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		청미천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

12.1.2 전경 및 위치도



12.1.3 관련도면



<그림 12.1.1> 일반도

12.2 현장조사

12.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 토사퇴적, 신축이음 후타재 파손 및 열화 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
신축이음	후타재 파손	 <신축이음 A1 후타재 파손>  <신축이음 A1 후타재 파손>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	방호책 및 난간	 <상부전경>  <방호책 및 난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 가재월2교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(방호책 및 난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

12.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	4
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 22.8 ~ 23.4 MPa, 교각 21.9 ~ 22.2 MPa로 추정설계기준강도인 21.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	41.5	0°	0.63	21.9	24.9	23.4	21.0	양호
교각(P1)	39.0	0°	0.63	19.9	23.8	21.9	21.0	양호
교각(P2)	39.5	0°	0.63	20.3	24.0	22.2	21.0	양호
교대(A2)	40.5	0°	0.63	21.1	24.4	22.8	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과, 하부구조의 경우 중력식(무근)으로 시공된 것으로 확인되었다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	-	무근	-	무근	중력식
교각(P2)	-	무근	-	무근	중력식
교대(A1)	-	무근	-	무근	중력식
교대(A2)	-	무근	-	무근	중력식

12.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(방호책 및 난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 109%와 104%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

12.3 내진성능 상세평가

12.3.1 개요

가재월2교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 12.3.1>에 정리하였다.

<표 12.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가							
P1	전단력 (kN)	교축상단	661.9	109.7	6.035	O.K	
		교축하단	1,416.1	112.2	12.620	O.K	
	전단력 (kN)	교직상단	661.9	128.3	5.159	O.K	
		교직하단	1,416.1	132.0	10.732	O.K	
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도	교축	1,508.2	376.3	4.008	O.K
		(kN·m)	교직	3,959.1	460.9	8.589	O.K
		지지력	교축	2,361.4	145.3	16.247	O.K
		(kN/m ²)	교직	3,680.1	112.2	32.812	O.K
		활동	교축	542.1	112.2	4.832	O.K
		(kN)	교직	542.1	132.0	4.109	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체	교축	67.5	27.4	2.462	O.K	
		교직	67.5	32.1	2.104	O.K	
	받침본체 변위	교축	48.0	19.2	2.500	O.K	
		교직	48.0	22.3	2.151	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	301.6	27.4	10.998	O.K	
		교직	301.6	32.1	9.401	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	315.5	109.7	2.877	O.K	
		교직	120.4	32.1	3.753	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	115.1	27.4	4.197	O.K	
		교직	86.1	32.1	2.685	O.K	
A1 교대부	받침본체	교축	67.5	27.0	2.500	O.K	
		교직	67.5	18.6	3.627	O.K	
	받침본체 변위	교축	48.0	19.2	2.500	O.K	
		교직	48.0	13.2	3.626	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	301.6	27.0	11.172	O.K	
		교직	301.6	18.6	16.206	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	512.5	108.0	4.746	O.K	
		교직	246.2	18.6	13.232	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	204.1	27.0	7.562	O.K	
		교직	220.9	18.6	11.869	O.K	
받침지지길이 (mm)			900.0	250.7	3.590	O.K	

12.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : STI
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : 3@6.8 = 20.4m
- 4) 교량폭원 : 5.5m
- 5) 준공연도 : 1970년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-18)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$

- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 24,854MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 12.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

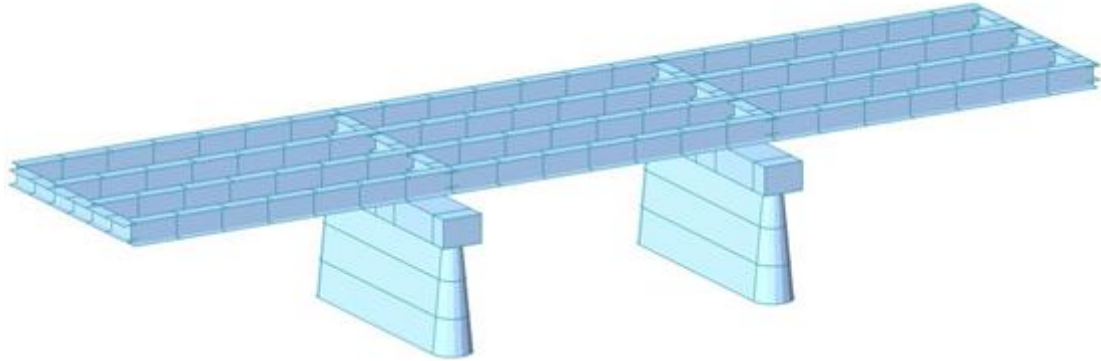
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

12.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 12.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.400\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 9.200\text{kN/m}$ (포장)
 $: 1.375\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 34.375\text{kN/m}$ (상부슬래브)
 $: 0.125\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 3.125\text{kN/m}$ (방호책)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^2$ (난간)

12.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	591.563	

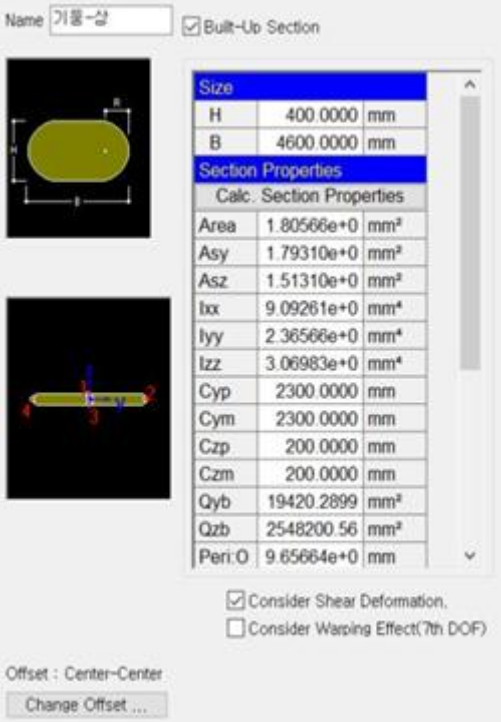
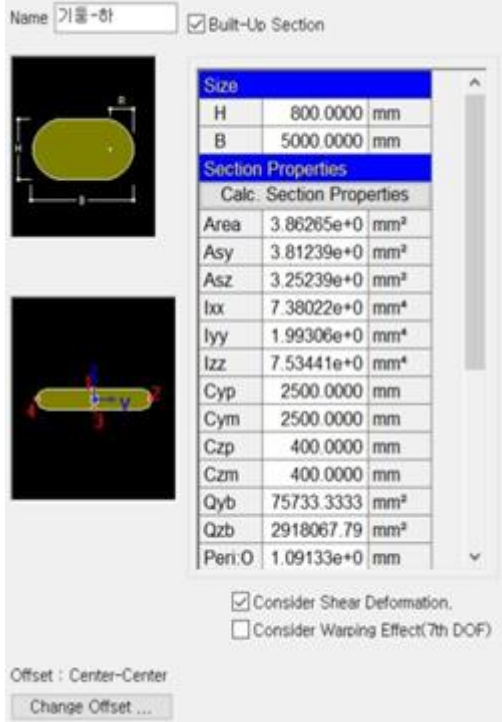
12.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 교각은 무근으로 전단력에 의한 평가를 실시하였으며, 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준」에 제시되어 있는 $\min[0.08\sqrt{f_{ck}}, 0.33\sqrt{f_{ck}}]$ 적용하여 허용 전단력을 산정하였다.

나. 교각(P1) 전단력 산정

1) 기둥 물성치

	
교각상단	교각하단

2) 교축방향

- 기둥상단

$$V_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 \text{ MPa}$$

$$V_n = 0.367 \times 1.806 \times 1000 = 662.0 \text{ kN}$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 3.863 \times 1000 = 1,416.1 kN$$

3) 교축직각방향

- 기동상단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 1.806 \times 1000 = 662.0 kN$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 3.863 \times 1000 = 1,416.1 kN$$

12.3.6 탄성지진력 산정

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

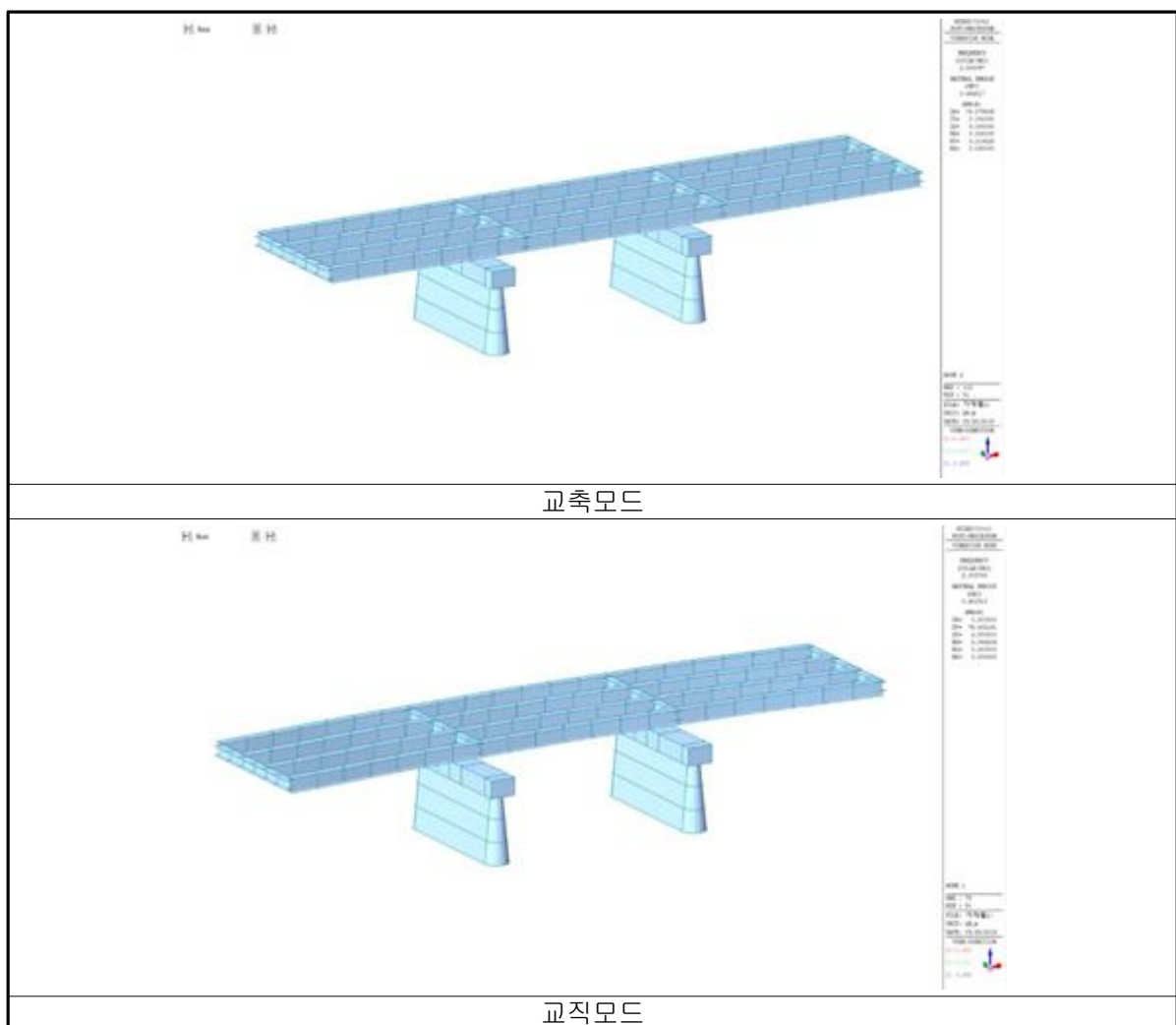
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.482	0.000	0.000	76.430	76.430	0.000	0.000
2	0.453	79.080	79.080	0.000	76.430	0.000	0.000
3	0.387	0.000	79.080	0.000	76.430	0.000	0.000
4	0.254	0.000	79.080	2.250	78.680	0.000	0.000
5	0.218	0.000	79.080	0.000	78.680	0.000	0.000
6	0.178	0.000	79.080	0.000	78.680	0.000	0.000
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.003	0.000	97.950	2.800	97.020	0.010	85.840

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 12.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	19.186	0.001	0.050	22.294	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	112.040	0.610	0.560	131.770	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	264.030	0.420	0.190	328.840	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	19.201	6.689	5.806	22.294	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	112.208	40.141	34.172	131.953	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com2}$	$[F^L_E]_{com2}$	
P1	264.087	99.072	79.399	328.966	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	19.201	22.294	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	112.208	131.953	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	264.087	328.966	

12.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

기둥상단 : $V_{nt}^L = 662.0kN$

기둥하단 : $V_{nb}^L = 1,416.1kN$

2) 교축방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^L = 109.7kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^L = 112.2kN$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{기둥상단 : } V_{nt}^T = 662.0kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{nb}^T = 1,416.1kN$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^T = 128.3kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^T = 132.0kN$$

5) 평가결과

구분			소요역량 V_u	공급역량 V_n	$\frac{V_n}{V_u}$	판정
교각 기둥	교축 방향	상단	109.7	662.0	6.035 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		하단	112.0	1,416.1	12.620 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교직 방향	상단	128.3	662.0	5.159 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		하단	132.0	1,416.1	10.732 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

12.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

1) 받침본체

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$	판 정
교 축	67.5	27.4	2.462 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	67.5	32.1	2.104 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 받침본체 변위

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$	판 정
교 축	48.0	19.2	2.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	48.0	22.3	2.151 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

3) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량	판 정
강재파괴	교 축	301.6	27.4	10.998 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	301.6	32.1	9.401 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
콘크리트 파괴	교 축	315.5	109.7	2.877 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	120.4	32.1	3.753 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
프라이아웃 파괴	교 축	115.1	27.4	4.197 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	86.1	32.1	2.685 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$	판 정
교 축	67.5	27.0	2.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	67.5	18.6	3.627 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 받침본체 변위

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$	판 정
교 축	48.0	19.2	2.500 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
교축직각	48.0	13.2	3.626 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

3) 앵커볼트

A1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량	판 정
강재파괴	교 축	301.6	27.0	11.172 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	301.6	18.6	16.206 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
콘크리트 파괴	교 축	512.5	108.0	4.746 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	246.2	18.6	13.232 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
프라이아웃 파괴	교 축	204.1	27.0	7.562 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	220.9	18.6	11.869 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 900.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[19.21, 250.72] = 250.72\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	공급역량 N_C	소요역량 N_D	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
받침지지길이	250.7	900.0	3.590 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

12.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량		판 정
전도	교 축	376.3	1,508.2	4.008	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	460.9	3,959.1	8.589	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	145.3	2,361.4	16.247	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	112.2	3,680.1	32.812	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	112.2	542.1	4.832	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	132.0	542.1	4.109	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

12.4 내진보강방안 검토

가재월2교는 내진성능 상세평가 결과 기둥부, 기초부 및 받침부에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 13 장 성결교

13.1 개요

13.2 현장조사

13.3 내진성능 상세평가

13.4 내진보강방안 검토

제 13 장 성결교

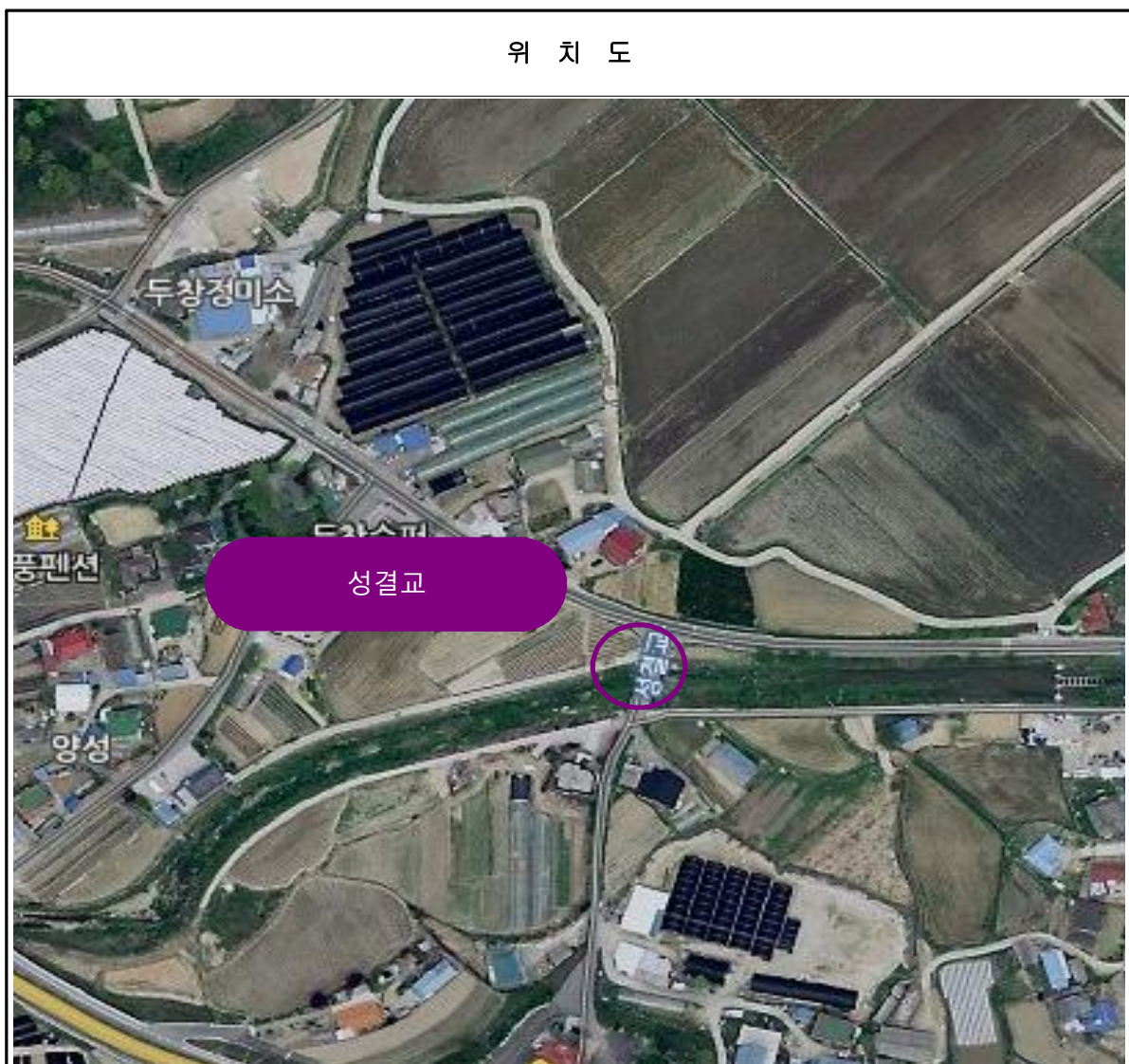
13.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

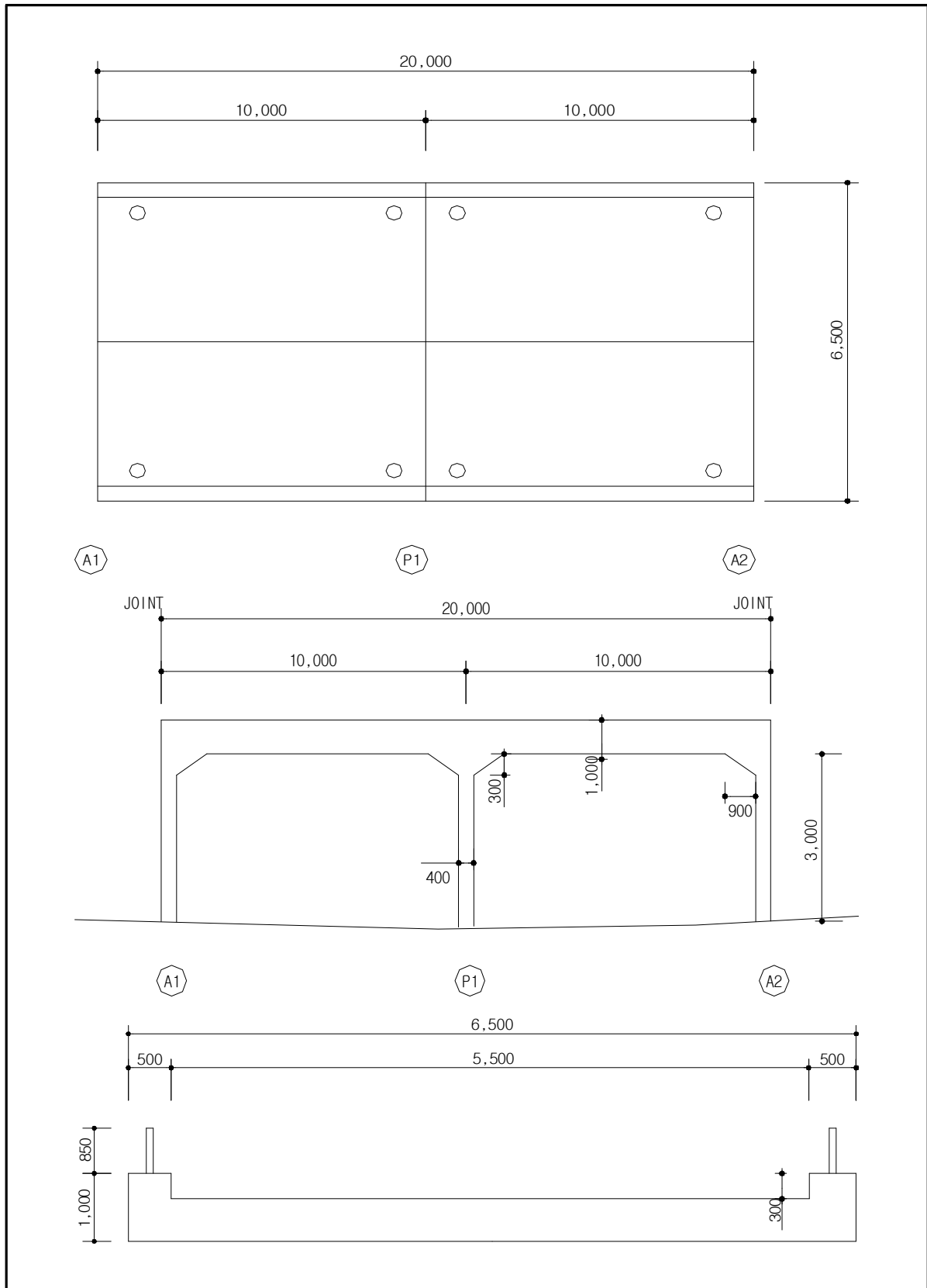
13.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		성결교		시설물번호		-	
준공년도		1999년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 원삼면 두창리 1070-3					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 8.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		청미천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

13.1.2 전경 및 위치도



13.1.3 관련도면



<그림 13.1.1> 일반도

13.2 현장조사

13.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 하부구조 균열, 재료분리 및 철근노출 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 균열 및 철근노출	 <교대 A1 벽체 균열 CW=0.3mm>  <교대 A1 벽체 철근노출>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 성결교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

13.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 27.8 ~ 29.4 MPa, 교대 27.2 ~ 27.6 MPa, 교각 30.1 MPa로 추정설계기준강도인 27.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (Ro)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	51.0	90°	0.63	29.6	29.2	29.4	27.0	양호
바닥판(S2)	48.5	90°	0.63	27.6	28.0	27.8	27.0	양호
교대(A1)	47.5	0°	0.63	26.8	27.6	27.2	27.0	양호
교각(P1)	52.2	0°	0.63	30.5	29.7	30.1	27.0	양호
교대(A2)	48.2	0°	0.63	27.3	27.9	27.6	27.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	127.0	125.0	150.0	150.0	
바닥판하면(S2)	125.0	125.0	145.0	150.0	
교각(P1)	130.0	125.0	200.0	200.0	
교대(A1)	202.0	200.0	230.0	250.0	
교대(A2)	203.0	200.0	240.0	250.0	

13.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(27MPa)의 103%와 101%, 111%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

13.3 내진성능 상세평가

13.3.1 개요

성결교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 13.3.1>에 정리하였다.

<표 13.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	426.24	81.46	5.233	O.K
		중 앙 부	426.24	83.29	5.118	O.K
		우측단부	426.24	157.99	2.698	O.K
	외측2	좌측단부	426.24	157.99	2.698	O.K
		중 앙 부	426.24	83.29	5.118	O.K
		우측단부	426.24	81.46	5.233	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	387.98	62.51	6.207	O.K
		우측단부	387.98	79.94	4.853	O.K
	외측2	좌측단부	387.98	79.94	4.853	O.K
		우측단부	387.98	62.51	6.207	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	220.79	76.94	2.870	O.K
		배면	171.44	5.31	32.286	O.K
	중앙	전면	171.44	21.89	7.832	O.K
		배면	171.44	29.16	5.879	O.K
	하단	전면	171.44	53.81	3.186	O.K
		배면	171.44	48.64	3.525	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	249.42	59.23	4.211	O.K
		배면	249.42	59.23	4.211	O.K
	중앙	전면	249.42	50.43	4.946	O.K
		배면	249.42	50.43	4.946	O.K
	하단	전면	249.42	47.74	5.225	O.K
		배면	249.42	47.74	5.225	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			623.54	161.90	3.851	O.K

13.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 8.0m
- 5) 준공연도 : 1999년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986 MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

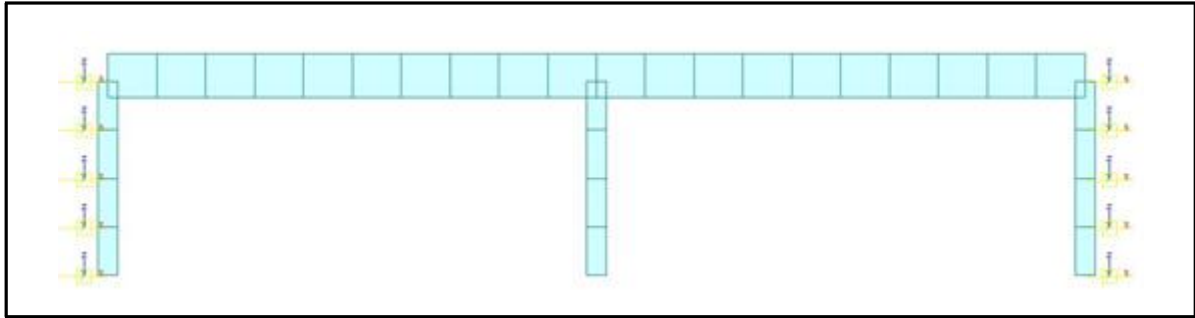
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

13.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 13.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

13.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 8.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 14.72\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.60\text{m} \times 8.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 120.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.9\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 8.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 5.400\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000188560$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.026421027$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000623$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.115\text{sec}$

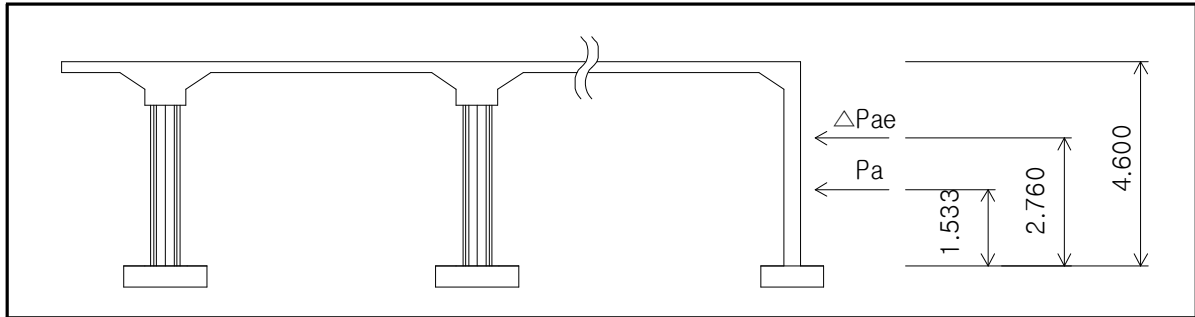
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 53.946\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 13.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

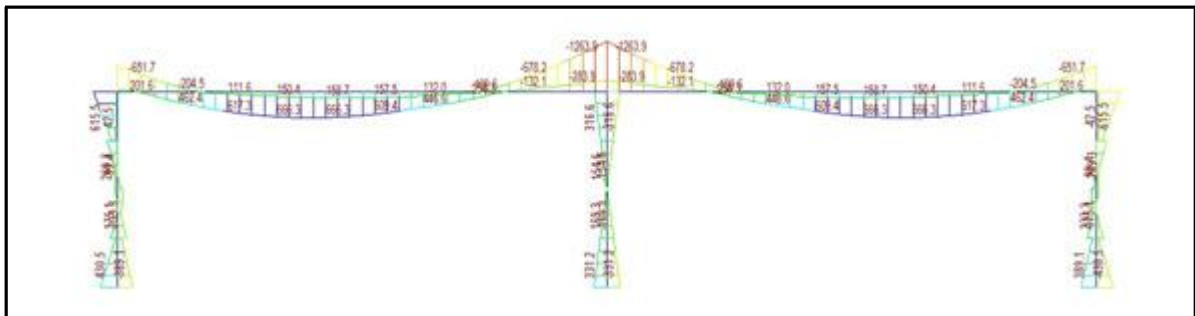
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 575.66\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 658.64\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 82.978\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.798\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

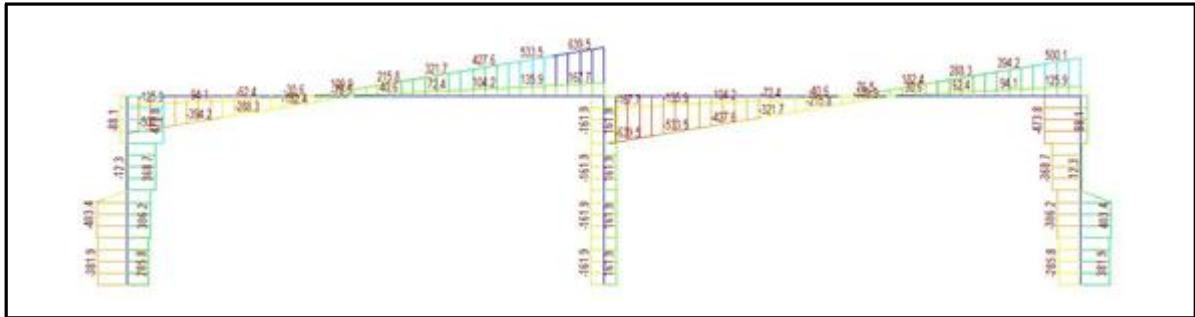
13.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 13.3.3> 성결교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 13.3.4> 성결교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	81.5	500.1	62.5
		중 앙 부	666.3	83.3	-	-
		우측단부	1,263.9	158.0	639.5	79.9
	외측2	좌측단부	1,263.9	158.0	639.5	79.9
		중 앙 부	666.3	83.3	-	-
		우측단부	651.7	81.5	500.1	62.5
벽체	상단	전면	615.5	76.9	473.8	59.2
		배면	42.5	5.3		
	중앙	전면	175.1	21.9	403.4	50.4
		배면	233.3	29.2		
	하단	전면	430.5	53.8	381.9	47.7
		배면	389.1	48.6		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

13.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	426.24	81.46	5.233	O.K
		중 앙 부	426.24	83.29	5.118	O.K
		우측단부	426.24	157.99	2.698	O.K
	외측2	좌측단부	426.24	157.99	2.698	O.K
		중 앙 부	426.24	83.29	5.118	O.K
		우측단부	426.24	81.46	5.233	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	387.98	62.51	6.207	O.K
		우측단부	387.98	79.94	4.853	O.K
	외측2	좌측단부	387.98	79.94	4.853	O.K
		우측단부	387.98	62.51	6.207	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	220.79	76.94	2.870	O.K
		배면	171.44	5.31	32.286	O.K
	중앙	전면	171.44	21.89	7.832	O.K
		배면	171.44	29.16	5.879	O.K
	하단	전면	171.44	53.81	3.186	O.K
		배면	171.44	48.64	3.525	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	249.42	59.23	4.211	O.K
		배면	249.42	59.23	4.211	O.K
	중앙	전면	249.42	50.43	4.946	O.K
		배면	249.42	50.43	4.946	O.K
	하단	전면	249.42	47.74	5.225	O.K
		배면	249.42	47.74	5.225	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			623.54	161.90	3.851	O.K

13.4 내진보강방안 검토

성결교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 14 장 봉안교

14.1 개요

14.2 현장조사

14.3 내진성능 상세평가

14.4 내진보강방안 검토

제 14 장 봉안교

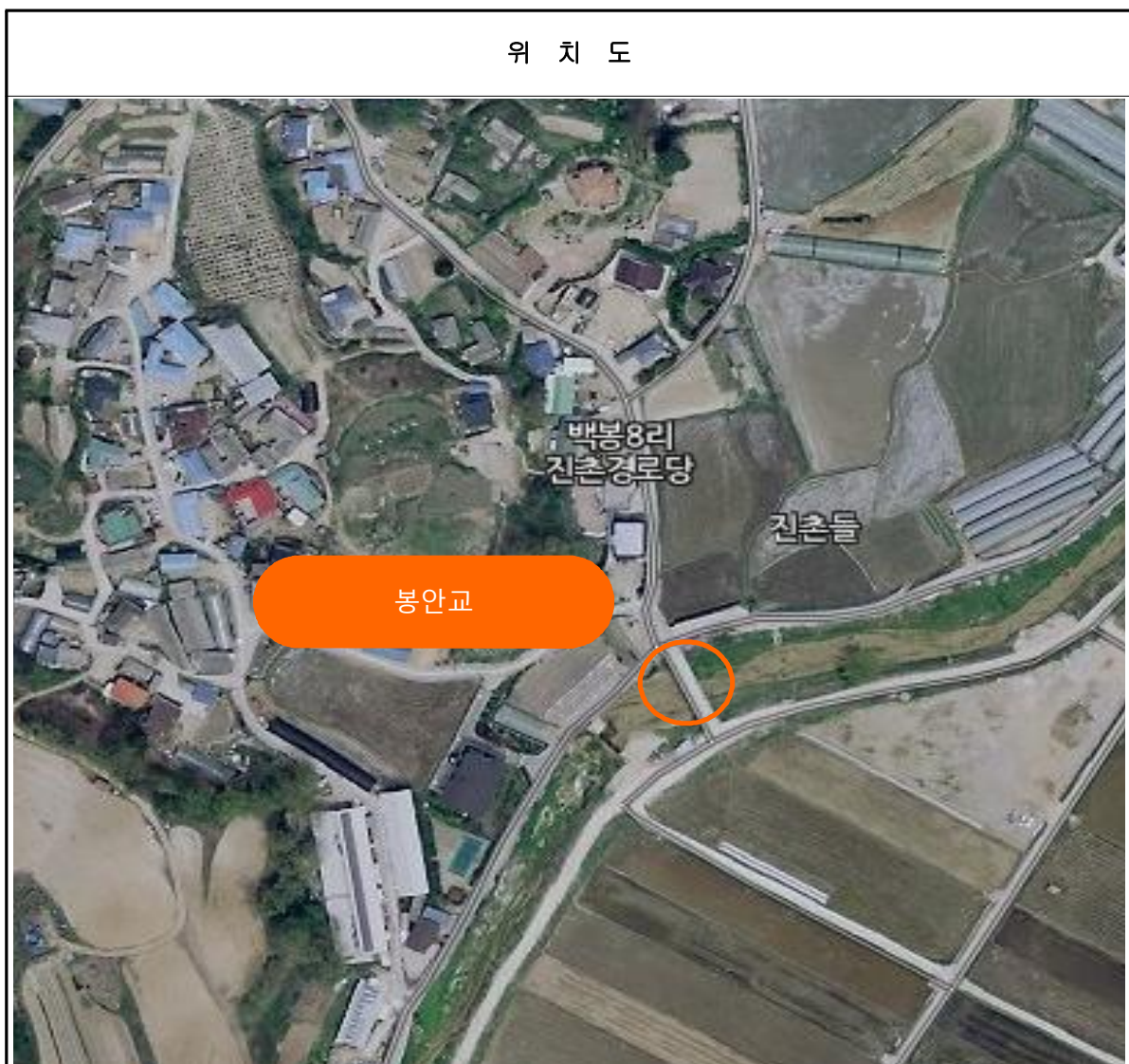
14.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

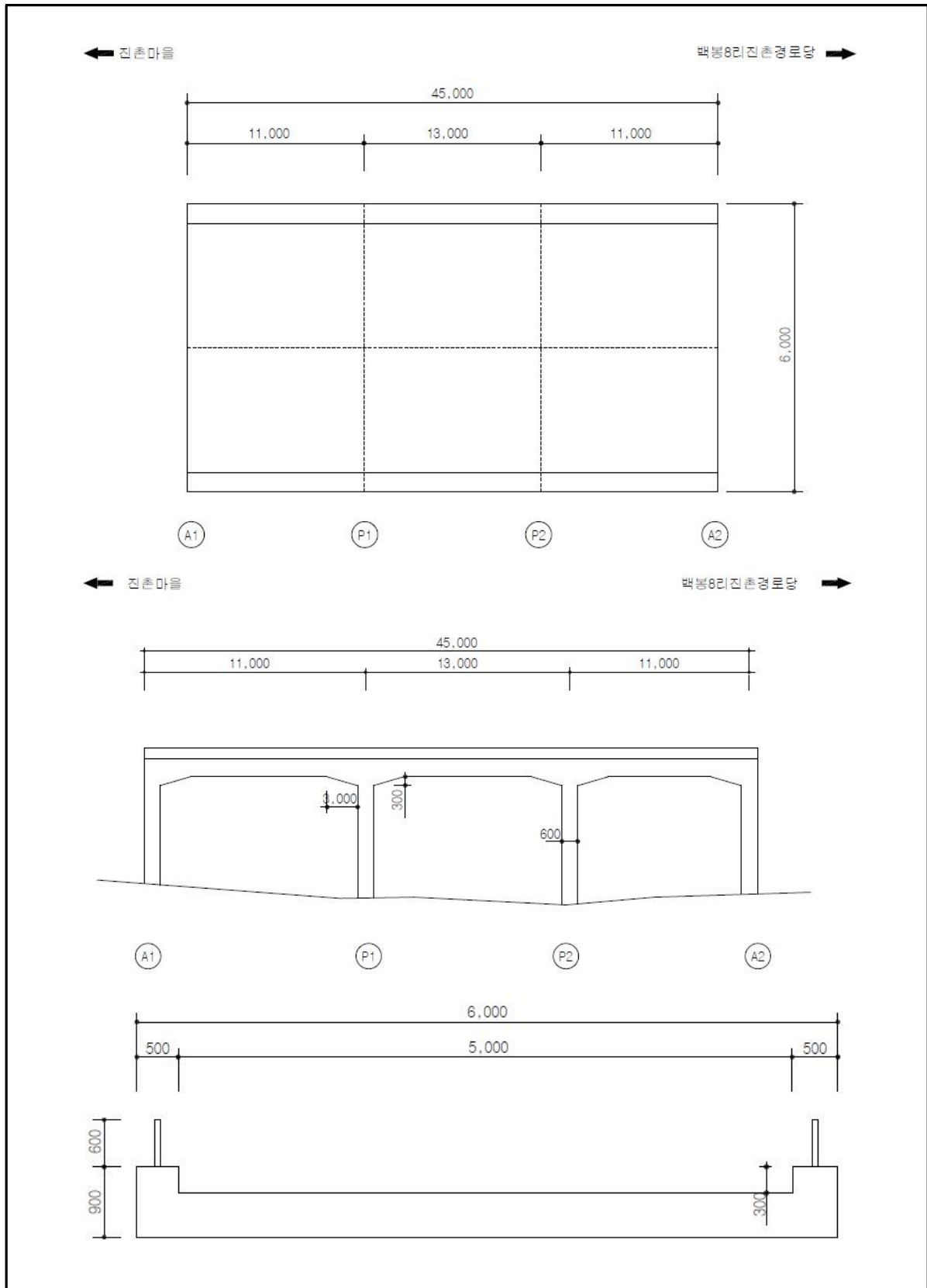
14.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용	구 분		내 용
시설물명		봉안교	시설물번호		-
준공년도		1990년	관리번호		-
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 백봉리 297			
설계하중		-	노선명		시도305호선
제원	연장	L = 45.0m(11.0+13.0+11.0)			
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)			
구조 형식	상부	RA	기초 형식	교대	-
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식		교각	-
교량받침		-	교차시설물 (도로, 철도, 하천)		백봉천
확폭여부		-	내진보강여부		-
부착시설내용		-			

14.1.2 전경 및 위치도



14.1.3 관련도면



<그림 14.1.1> 일반도

14.2 현장조사

14.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 하부구조 균열 및 파손 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 기둥부 균열	 <교각 P1 기둥부 균열 CW=0.3mm>  <교각 P2 기둥부 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 봉안교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

14.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	3	2	2	7
철근배근상태조사		3	2	2	7

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 28.6 ~ 28.9 MPa, 교대 22.9 ~ 23.0 MPa, 교각 25.9 ~ 26.0 MPa로 추정설계기준강도인 21.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	49.8	90°	0.63	28.6	28.6	28.6	21.0	양호
바닥판(S2)	50.1	90°	0.63	28.9	28.8	28.9	21.0	양호
바닥판(S3)	50.0	90°	0.63	28.8	28.7	28.8	21.0	양호
교대(A1)	40.8	0°	0.63	21.4	24.6	23.0	21.0	양호
교각(P1)	45.4	0°	0.63	25.1	26.6	25.9	21.0	양호
교각(P2)	56.6	0°	0.63	25.2	26.7	26.0	21.0	양호
교대(A2)	40.6	0°	0.63	21.2	24.5	22.9	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	123.0	125.0	153.0	150.0	
바닥판하면(S2)	127.0	125.0	143.0	150.0	
바닥판하면(S3)	127.0	125.0	148.0	150.0	
교각(P1)	161.0	150.0	229.0	200.0	
교각(P2)	153.0	150.0	188.0	200.0	
교대(A1)	152.0	150.0	153.0	150.0	
교대(A2)	149.0	150.0	151.0	150.0	

14.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 136%와 109%, 123%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

14.3 내진성능 상세평가

14.3.1 개요

봉안교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 14.3.1>에 정리하였다.

<표 14.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	316.04	178.40	1.772	O.K
		중 앙 부	316.04	115.28	2.741	O.K
		우측단부	316.04	275.62	1.147	O.K
	내측	좌측단부	316.04	285.32	1.108	O.K
		중 앙 부	316.04	132.82	2.379	O.K
		우측단부	316.04	285.32	1.108	O.K
	외측2	좌측단부	316.04	275.62	1.147	O.K
		중 앙 부	316.04	132.82	2.379	O.K
		우측단부	316.04	173.45	1.822	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	342.17	98.90	3.460	O.K
		우측단부	342.17	117.82	2.904	O.K
	내측	좌측단부	342.17	121.93	2.806	O.K
		우측단부	342.17	121.93	2.806	O.K
	외측2	좌측단부	342.17	117.82	2.904	O.K
		우측단부	342.17	98.90	3.460	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	374.49	176.87	2.117	O.K
		배면	221.47	14.93	14.834	O.K
	중앙	전면	316.04	83.70	3.776	O.K
		배면	221.47	12.63	17.535	O.K
	하단	전면	316.04	120.27	2.628	O.K
		배면	221.47	147.02	1.506	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	342.17	109.88	3.114	O.K
		배면	342.17	109.88	3.114	O.K
	중앙	전면	342.17	88.23	3.878	O.K
		배면	342.17	88.23	3.878	O.K
	하단	전면	342.17	85.57	3.999	O.K
		배면	342.17	85.57	3.999	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		21,313.64	811.10	26.277	O.K
	Pmax		21,313.64	787.20	27.075	O.K
축력 (kN)	Mmax		35,804.53	1,664.50	21.511	O.K
	Pmax		35,804.53	1,716.30	20.861	O.K
전단력 (kN)			733.21	381.90	1.920	O.K

14.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : $11.0+13.0+11.0 = 45.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1990년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 21.0\text{MPa}$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0\text{MPa}$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 26,115\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

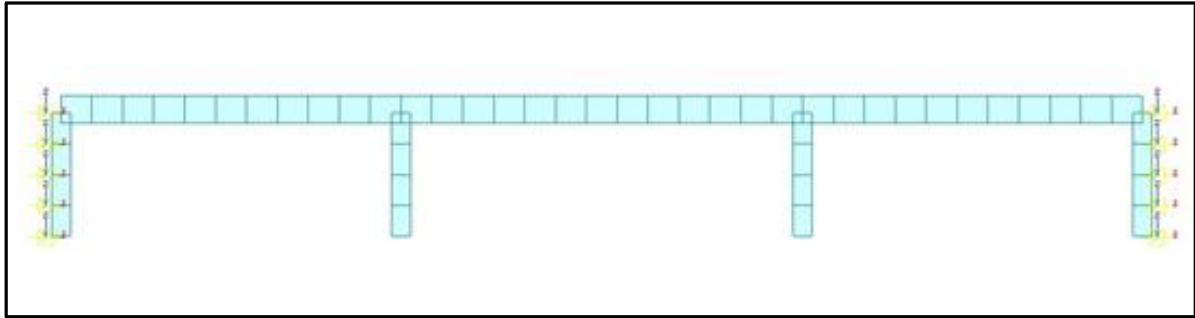
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

14.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 14.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 16
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	17, 18, 19
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 20

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 16
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	17, 18, 19
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 20

14.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.60\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 90.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 3.0\text{m}) / 2 \times 6\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 45.0\text{m}(\text{연장}) = 9.00\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000210\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000126120$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.013878245$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000292$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.096\text{sec}$

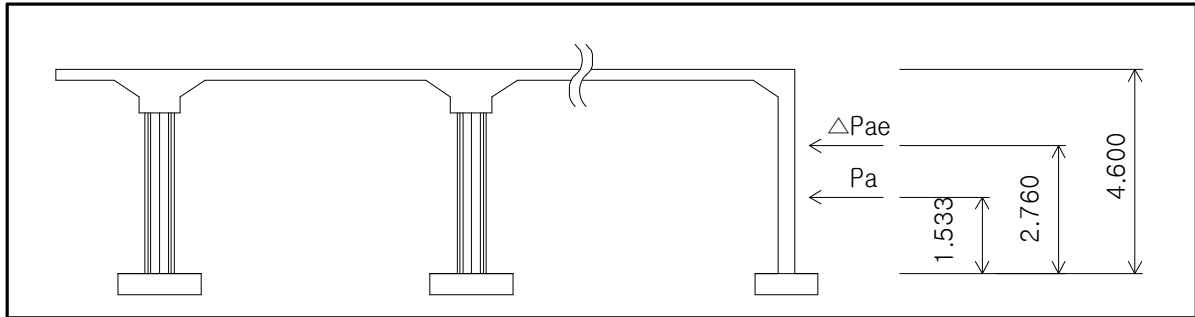
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.058, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 42.365\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 14.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

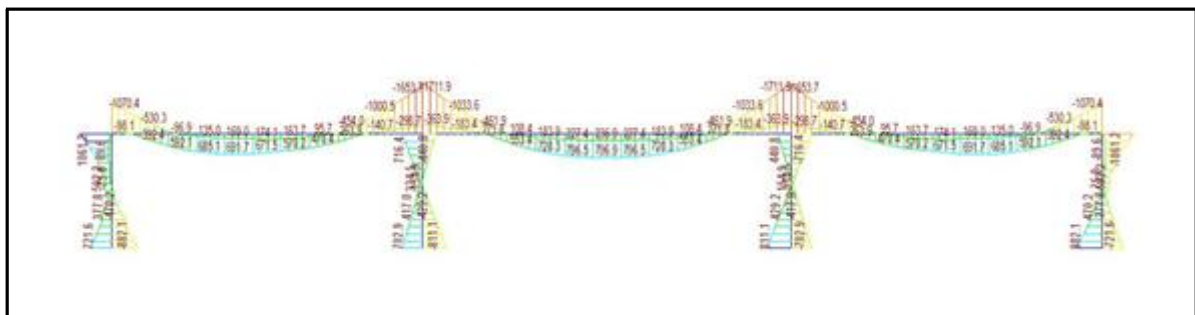
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 431.75\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 493.98\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 62.23\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.798\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

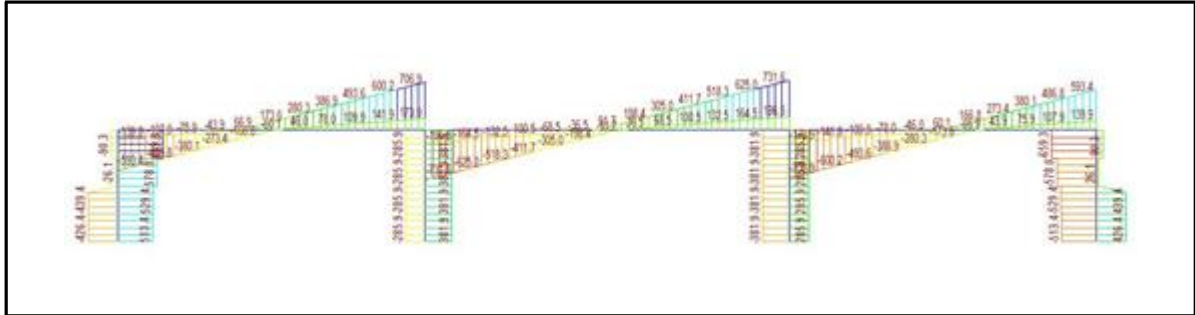
14.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 14.3.3> 봉안교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 14.3.4> 사암교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1070.4	178.4	593.4	98.9
		중 앙 부	691.7	115.3	-	-
		우측단부	1653.7	275.6	706.9	117.8
	내측	좌측단부	1711.9	285.3	731.6	121.9
		중 앙 부	796.9	132.8	-	-
		우측단부	1711.9	285.3	731.6	121.9
	외측2	좌측단부	1653.7	275.6	706.9	117.8
		중 앙 부	691.7	115.3	-	-
		우측단부	1040.7	173.5	593.4	98.9
벽체	상단	전면	1061.2	176.9	659.3	109.9
		배면	89.6	14.9		
	중앙	전면	502.2	83.7	529.4	88.2
		배면	75.8	12.6		
	하단	전면	721.6	120.3	513.4	85.6
		배면	882.1	147.0		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	811.10	1664.50	381.90
	Pmax	787.20	1716.30	371.20

14.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	316.04	178.40	1.772	O.K
		중 앙 부	316.04	115.28	2.741	O.K
		우측단부	316.04	275.62	1.147	O.K
	내측	좌측단부	316.04	285.32	1.108	O.K
		중 앙 부	316.04	132.82	2.379	O.K
		우측단부	316.04	285.32	1.108	O.K
	외측2	좌측단부	316.04	275.62	1.147	O.K
		중 앙 부	316.04	132.82	2.379	O.K
		우측단부	316.04	173.45	1.822	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	342.17	98.90	3.460	O.K
		우측단부	342.17	117.82	2.904	O.K
	내측	좌측단부	342.17	121.93	2.806	O.K
		우측단부	342.17	121.93	2.806	O.K
	외측2	좌측단부	342.17	117.82	2.904	O.K
		우측단부	342.17	98.90	3.460	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	374.49	176.87	2.117	O.K
		배면	221.47	14.93	14.834	O.K
	중앙	전면	316.04	83.70	3.776	O.K
		배면	221.47	12.63	17.535	O.K
	하단	전면	316.04	120.27	2.628	O.K
		배면	221.47	147.02	1.506	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	342.17	109.88	3.114	O.K
		배면	342.17	109.88	3.114	O.K
	중앙	전면	342.17	88.23	3.878	O.K
		배면	342.17	88.23	3.878	O.K
	하단	전면	342.17	85.57	3.999	O.K
		배면	342.17	85.57	3.999	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		21,313.64	811.10	26.277	O.K
	Pmax		21,313.64	787.20	27.075	O.K
축력 (kN)	Mmax		35,804.53	1,664.50	21.511	O.K
	Pmax		35,804.53	1,716.30	20.861	O.K
전단력 (kN)			733.21	381.90	1.920	O.K

14.4 내진보강방안 검토

봉안교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 15 장 옥산2교

15.1 개요

15.2 현장조사

15.3 내진성능 상세평가

15.4 내진보강방안 검토

제 15 장 옥산2교

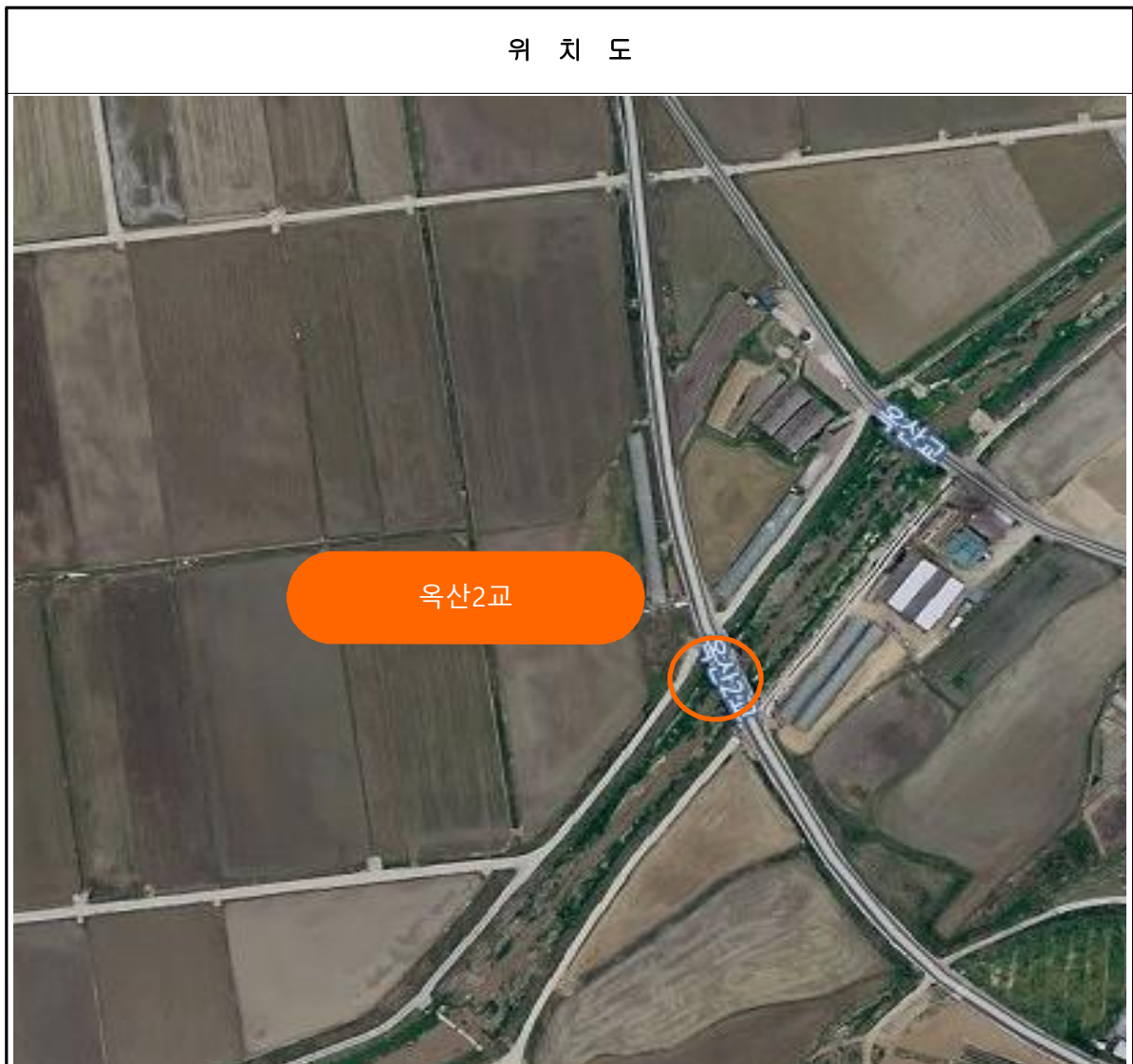
15.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

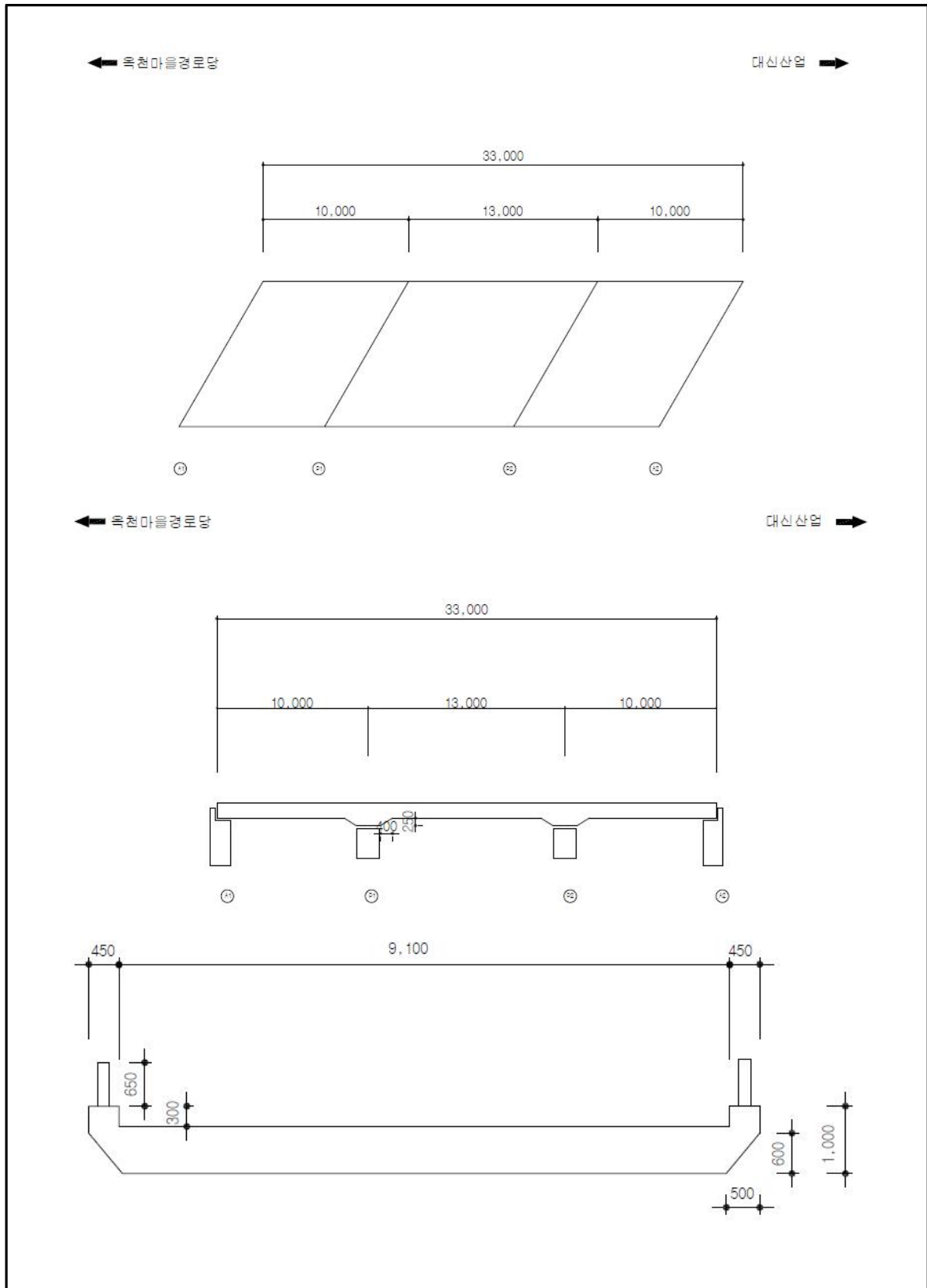
15.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용	구 분		내 용
시설물명		옥산2교	시설물번호		-
준공년도		1990년	관리번호		-
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095-2			
설계하중		-	노선명		시도25호선
제원	연장	L = 33.00m(10.0+13.0+10.0)			
	폭	B = 10.0m(왕복2차로-상1/하1)			
구조 형식	상부	RCS	기초 형식	교대	-
	하부	교대 - 역T형 교각 - 벽식		교각	직접기초
교량받침		포트받침	교차시설물 (도로, 철도, 하천)		용곡천
확폭여부		-	내진보강여부		-
부착시설내용		-			

15.1.2 전경 및 위치도



15.1.3 관련도면



<그림 15.1.1> 일반도

15.2 현장조사

15.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 아스콘 균열 및 파손, 신축이음 후타재 열화, 파손, 하부구조 균열 및 망상균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열 및 망상균열	 <교각 P1 기둥부 망상균열>  <교대 A1 벽체 균열 CW=0.2mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	난간	 <상부전경>  <난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 옥산2교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

15.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	4
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 24.3 ~ 25.9 MPa, 교각 22.5 ~ 22.9 MPa로 추정설계기준강도인 21.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	45.4	0°	0.63	25.1	26.6	25.9	21.0	양호
교각(P1)	40.0	0°	0.63	20.7	24.2	22.5	21.0	양호
교각(P2)	40.7	0°	0.63	21.3	24.5	22.9	21.0	양호
교대(A2)	42.9	0°	0.63	23.1	25.5	24.3	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	195.0	200.0	187.0	200.0	
교각(P2)	205.0	200.0	187.0	200.0	
교대(A1)	203.0	200.0	205.0	200.0	
교대(A2)	190.0	200.0	205.0	200.0	

15.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 116%와 107%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

15.3 내진성능 상세평가

15.3.1 개요

옥산2교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 15.3.1>에 정리하였다.

<표 15.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴		교직	17,938.5	2,672.7	6.712	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	10,231.8	6,300.5	1.624	O.K
			교직	39,465.7	11,465.5	3.442	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,177.5	429.4	5.071	O.K
			교직	5,197.3	231.6	22.442	O.K
		활동 (kN)	교축	2,522.0	1,610.4	1.566	O.K
			교직	2,522.0	2,672.7	0.944	N.G
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	157.2	3.852	O.K
			교직	605.6	107.1	5.656	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,283.1	179.8	7.137	O.K
			교직	2,027.9	116.0	17.489	O.K
교각받침부 평가							
P2 교각부	받침본체	교축	780.0	1,500.5	0.520	N.G	
		교직	130.0	2,648.1	0.049	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	108.6	250.1	0.434	N.G	
		교직	108.6	2,648.1	0.041	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	1,130.1	1,500.5	0.753	N.G	
		교직	355.6	2,648.1	0.134	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	173.0	250.1	0.692	N.G	
		교직	173.0	2,648.1	0.065	N.G	
A1 교대부	받침본체	교축			가동단	O.K	
		교직	130.0	500.4	0.260	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축			가동단	O.K	
		교직	108.6	500.4	0.217	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축			가동단	O.K	
		교직	191.5	500.4	0.383	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축			가동단	O.K	
		교직	173.0	500.4	0.346	N.G	
받침지지길이 (mm)			1,200.0	306.0	3.921	O.K	

15.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = 벽식, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : $10.0+13.0+10.0 = 33.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 10.0m
- 5) 준공연도 : 1990년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 30.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0\text{MPa}$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0\text{MPa}$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 25,811\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 15.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

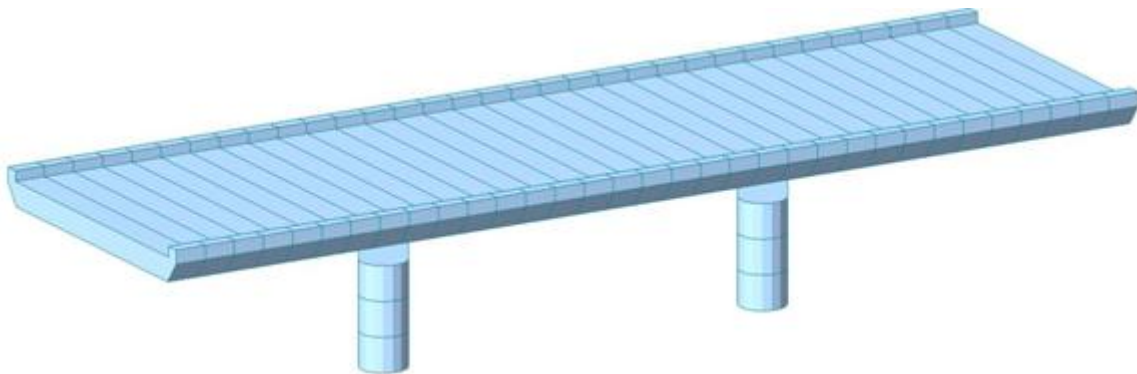
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

15.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 15.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.728\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 16.744\text{kN/m}$ (포장)
 : $4.323\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 108.063\text{kN/m}$ (현치부)
 : $1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^{\circ}$ (난간)

15.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P2	3,767.769	

15.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0007	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0007	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	21	MPa	-

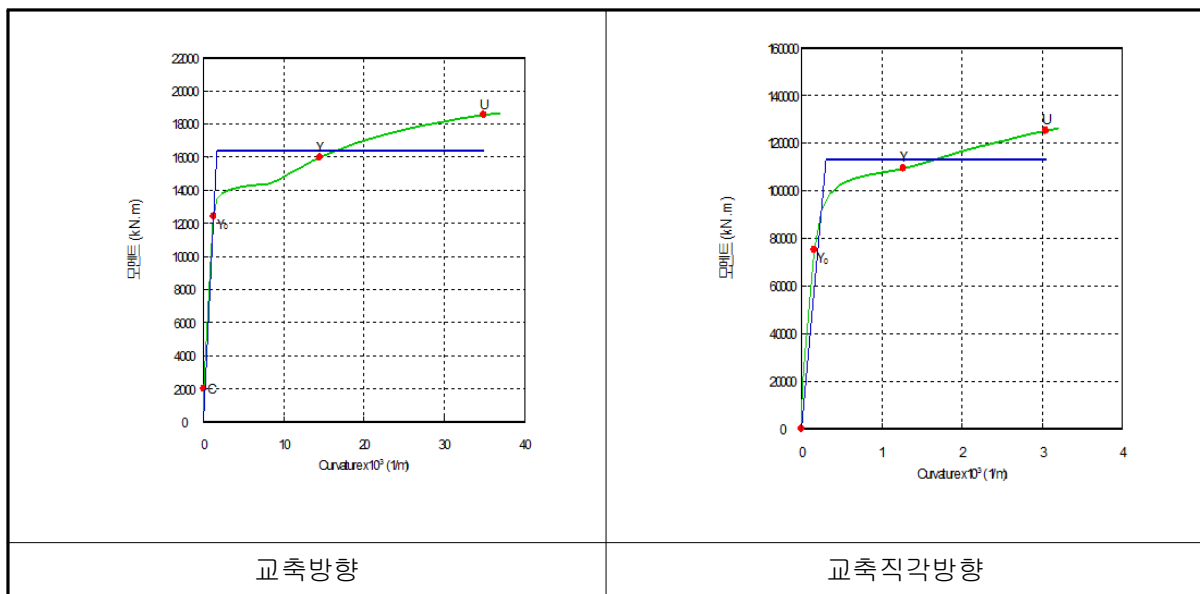
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D22	132	0.00335

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 15.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 15.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분		모멘트(kN·m)	곡률(m-1)
교축방향	초기항복시	12,418.4	0.00127123
	항복시	16,386.8	0.00167746
	극한시	18,543.6	0.0349135
교축직각방향	초기항복시	75,088.9	0.00016078
	항복시	113,115.0	0.000305163
	극한시	125,154.0	0.00304613

3) 교각의 유효강성

<표 15.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	16,386.8	0.001677	0.39305	3.061	0.128
교축직각방향	113,115.0	0.000305	14.9138	175.052	0.085

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교축직각방향	비 고
항복 변위(m)	0.005032	0.001450	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.387	0.449	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.012846	0.001230	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.03672	0.00452	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.041751	0.05972	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	8.297 (1.000제한)	4.118 (1.500제한)	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

‘벽식 교각’의 전단강도(V_n)은 콘크리트 압축강도와 횡방향철근의 항복강도를 고려하여 산정하며, 공급변위연성도에 상관없이 일정한 값을 갖는다.

– 교축방향

$$V_n^L = \min [V_{n1}^L, V_{n2}^L] = 17,100.8\text{kN}$$

$$V_{n1}^L = 0.66 \sqrt{fck} b^L d^L$$

$$= 0.66 \sqrt{21} \times 11,500 \times 1,420 = 49,390.1\text{kN}$$

$$V_{n2}^L = (0.165 \sqrt{fck} + \rho_{sh} f_{yh}) b^L d^L$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.001 \times 300) \times 11,500 \times 1,420 = 17,100.8\text{kN}$$

- 교축직각방향

$$V_n^T = \min [V_{n1}^T, V_{n2}^T] = 17,938.5\text{kN}$$

$$V_{n1}^T = 0.66 \sqrt{f_c k} b^T d^T$$

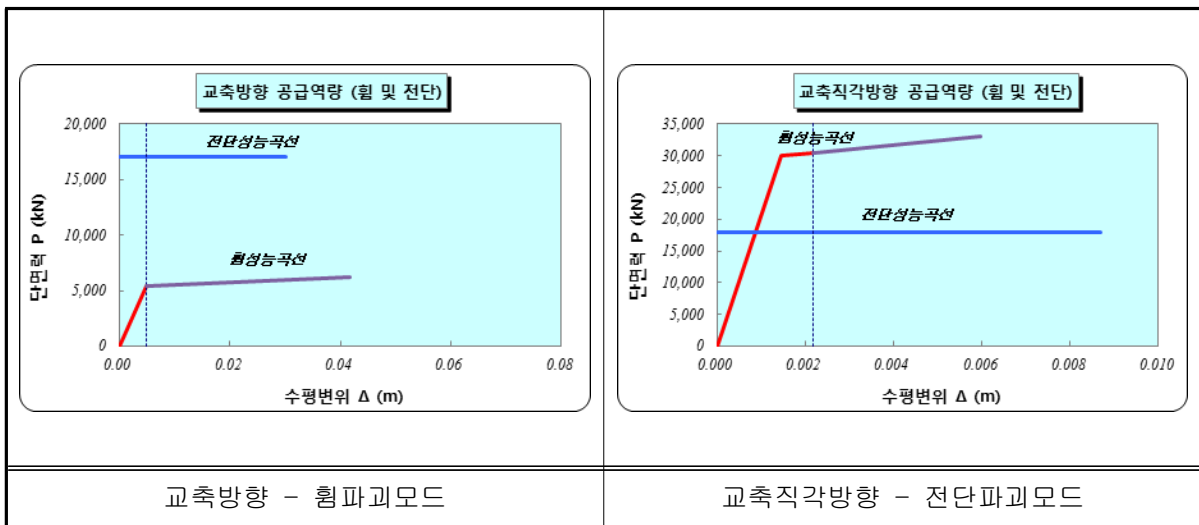
$$= 0.66 \sqrt{21} \times 1,500 \times 11,420 = 51,809.7\text{kN}$$

$$V_{n2}^T = (0.165 \sqrt{f_c k} + \rho_{sh} f_{yh}) b^T d^T$$

$$= (0.165 \sqrt{21} + 0.001 \times 300) \times 1,500 \times 11,420 = 17,938.5\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

교각 P2의 교축방향은 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 ‘휨파괴 모드’이며, 교축직각방향은 교각의 연성거동 이전에 전단파괴가 먼저 발생하는 ‘전단파괴 모드’로 지배된다.



15.3.6 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

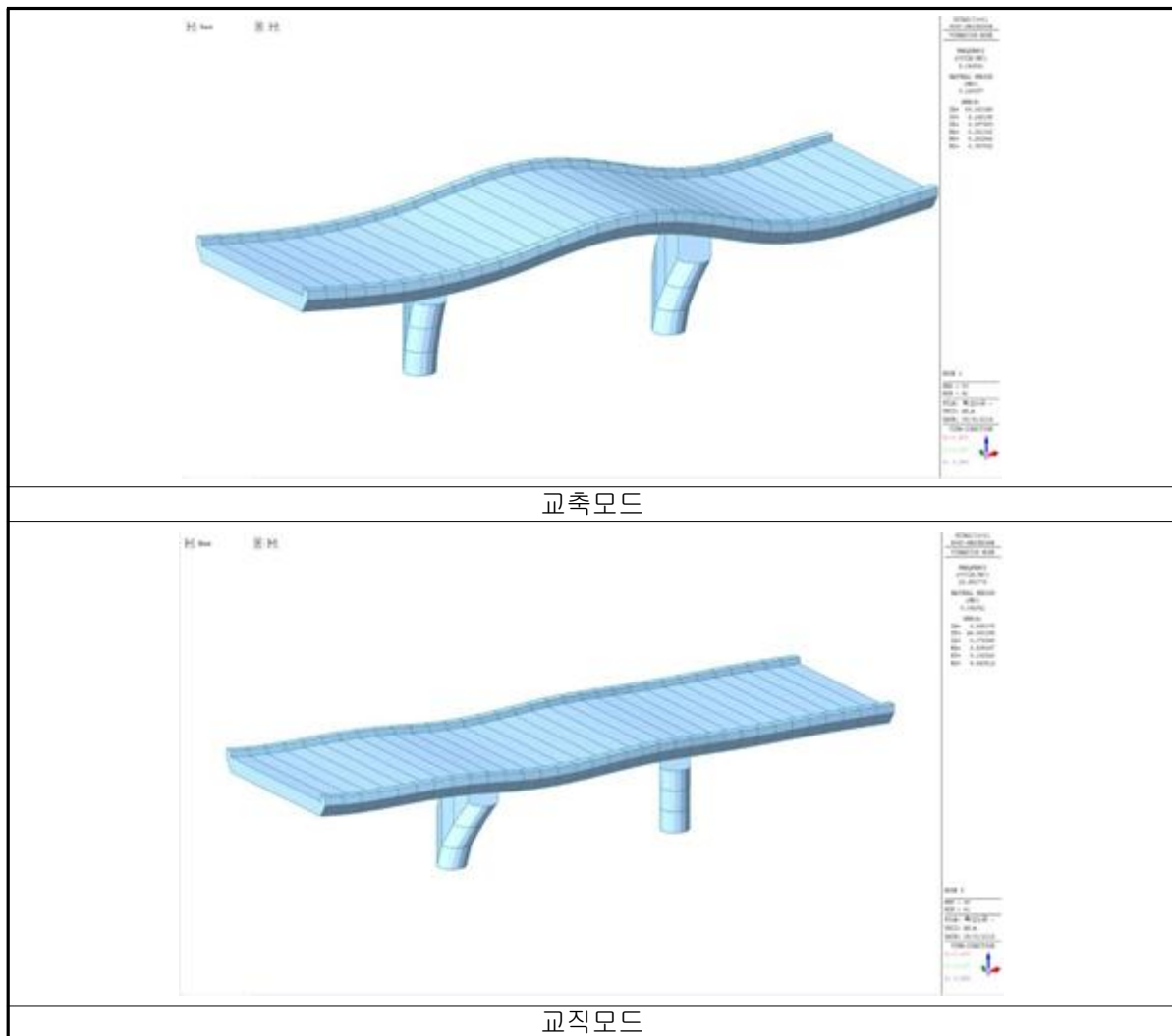
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.124	69.060	69.060	5.150	5.150	0.390	0.390
2	0.115	9.430	78.490	0.970	6.110	2.130	2.520
3	0.077	0.140	78.640	0.250	6.360	0.000	2.520
4	0.069	0.010	78.650	0.030	6.390	51.050	53.570
5	0.043	0.570	79.220	46.800	53.190	0.080	53.640
6	0.037	0.090	79.310	0.100	53.290	0.000	53.640
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.001	0.000	100.000	0.000	99.990	0.000	97.870

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 15.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	1.151	0.545	0.324	0.155	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	1,485.166	2,313.526	417.368	1,197.347	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P2	4,327.833	7,620.496	1,207.746	3,907.418	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	1.248	0.592	0.669	0.319	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	1,610.376	2,672.730	862.918	1,891.405	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P2	4,690.157	8,792.721	2,506.096	6,193.567	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	1.248	0.592	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	1,610.376	2,672.730	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_E^L]_{comb}$	$[F_E^T]_{comb}$	비고
P1	4,690.157	8,792.721	

15.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P2)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^L = F_u^L = 5,462.27 < V_n^L = 17,100.76 \text{ (휨 파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^L = 0.0050\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^L = \Delta_u^L = 0.0418\text{m} \text{ (0.0050로 제한)}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 1.000$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^L]_{comb,pd} = [M_E^L] + P \times \Delta_E^L = 4,690.2 + 2,945.6 \times 0.0012 = 4,693.8$$

여기서, $[M_E^L]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^L = 교축방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^L

$$M_y > [M_E^L]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^L = 1$$

$$M_y = 16,386.8 > [M_E^L]_{comb, pd} = 4,693.8$$

$$R_s^L = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.1243} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^L = 0.1243 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^L : 교축방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^L = \lambda_{DR}^L \times R_s^L = 1.000$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{공급역량} = F_C^T = 17,938.5 \text{kN}$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$\text{소요역량} = F_{pd}^T = V_{E.comb}^T = 2,672.7kN$$

5) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
교각 기둥	교 축 (휨파괴)	1,000	1,000	1.000 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각 (전단파괴)	2,672.7	17,938.5	6.712 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

15.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P2) 받침평가

1) 받침본체

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	780.0	1,500.5	0.520	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
교축직각	130.0	2,648.1	0.049	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교 축	108.6	250.1	0.434	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	108.6	2,648.1	0.041	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교 축	1,130.1	1,500.5	0.753	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	355.6	2,648.1	0.134	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교 축	173.0	250.1	0.692	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	173.0	2,648.1	0.065	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교축직각	130.0	500.4	0.260	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교축직각	108.6	500.4	0.217	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교축직각	191.5	500.4	0.383	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교축직각	173.0	500.4	0.346	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 1,200.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[1.25, 306.04] = 306.04\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	1,200.0	306.0	3.921 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

15.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	6,300.5	10,231.8	1.624 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	11,465.5	39,465.7	3.442 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	429.4	2,177.5	5.071 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	231.6	5,197.3	22.442 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	1,610.4	2,522.0	1.566 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	2,672.7	2,522.0	0.944 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 기초 단면검토

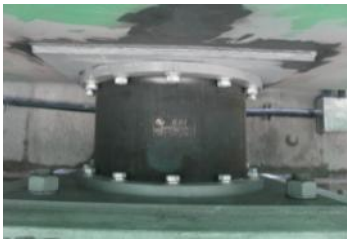
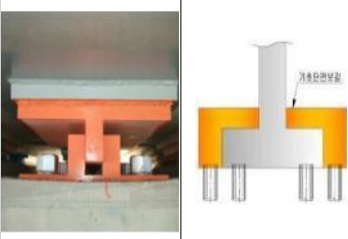
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	157.2	605.6	3.852 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	107.1	605.6	5.656 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	179.8	1,283.1	7.137 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	116.0	2,027.9	17.489 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

15.4 내진보강방안 검토

15.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 기초부 및 교량받침부에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침부의 내진성능을 확보하지 못하고 있으며 공용기간이 오래되어 지진시 받침의 기능수행이 원활하지 못할 수 있으므로 받침교체를 실시하는 것이 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 15.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 교체 (1안)	면진받침 교체 (2안)	전단키 + 직접보강 (3안)
개요도			
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력의 분산과 소산이 가능한 지진격리받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 받침부의 지진시 수평력에 대한 공급역량을 증대시켜 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통	· 기존교량 부재와의 간섭에 대한 검토 필요 · 받침부 이외의 부재에 대한 내진성능 효과 없음 · 상시 온도변화 및 지진시 이동량 확보 필요 · 공사비 저렴
예 상 공사비	1억8천만원	2억1천만원	2억4천만원
선택안	●		

15.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P2	휨 파괴		교축	1.000	1.000	1.000	O.K
	전단파괴		교직	17,938.5	577.8	31.044	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	10,231.8	1,963.6	5.211	O.K
			교직	39,465.7	2,324.2	16.980	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,842.5	195.0	14.578	O.K
			교직	6,380.0	145.6	43.818	O.K
		활동 (kN)	교축	2,522.0	551.7	4.571	O.K
			교직	2,522.0	577.8	4.365	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	68.7	8.814	O.K
			교직	605.6	59.2	10.238	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,283.1	76.9	16.689	O.K
			교직	2,027.9	63.9	31.737	O.K
교각받침부 평가							
P2 교각부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	79.9	1.690	O.K	
		교직	135.0	80.2	1.683	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	34.3	1.751	O.K	
		교직	60.0	34.3	1.751	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	79.9	5.435	O.K	
		교직	434.3	80.2	5.413	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	1,481.0	479.4	3.089	O.K	
		교직	322.2	80.2	4.016	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	79.9	2.111	O.K	
		교직	168.7	80.2	2.102	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	135.0	77.0	1.752	O.K	
		교직	135.0	76.6	1.761	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	34.2	1.752	O.K	
		교직	60.0	34.1	1.761	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	77.0	5.638	O.K	
		교직	434.3	76.6	5.667	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	1,047.6	462.2	2.266	O.K	
		교직	185.4	76.6	2.420	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	77.0	2.190	O.K	
		교직	168.7	76.6	2.201	O.K	
받침지지길이 (mm)			1,000.0	306.0	3.268	O.K	

제 16 장 옥산교

16.1 개요

16.2 현장조사

16.3 내진성능 상세평가

16.4 내진보강방안 검토

제 16 장 옥산교

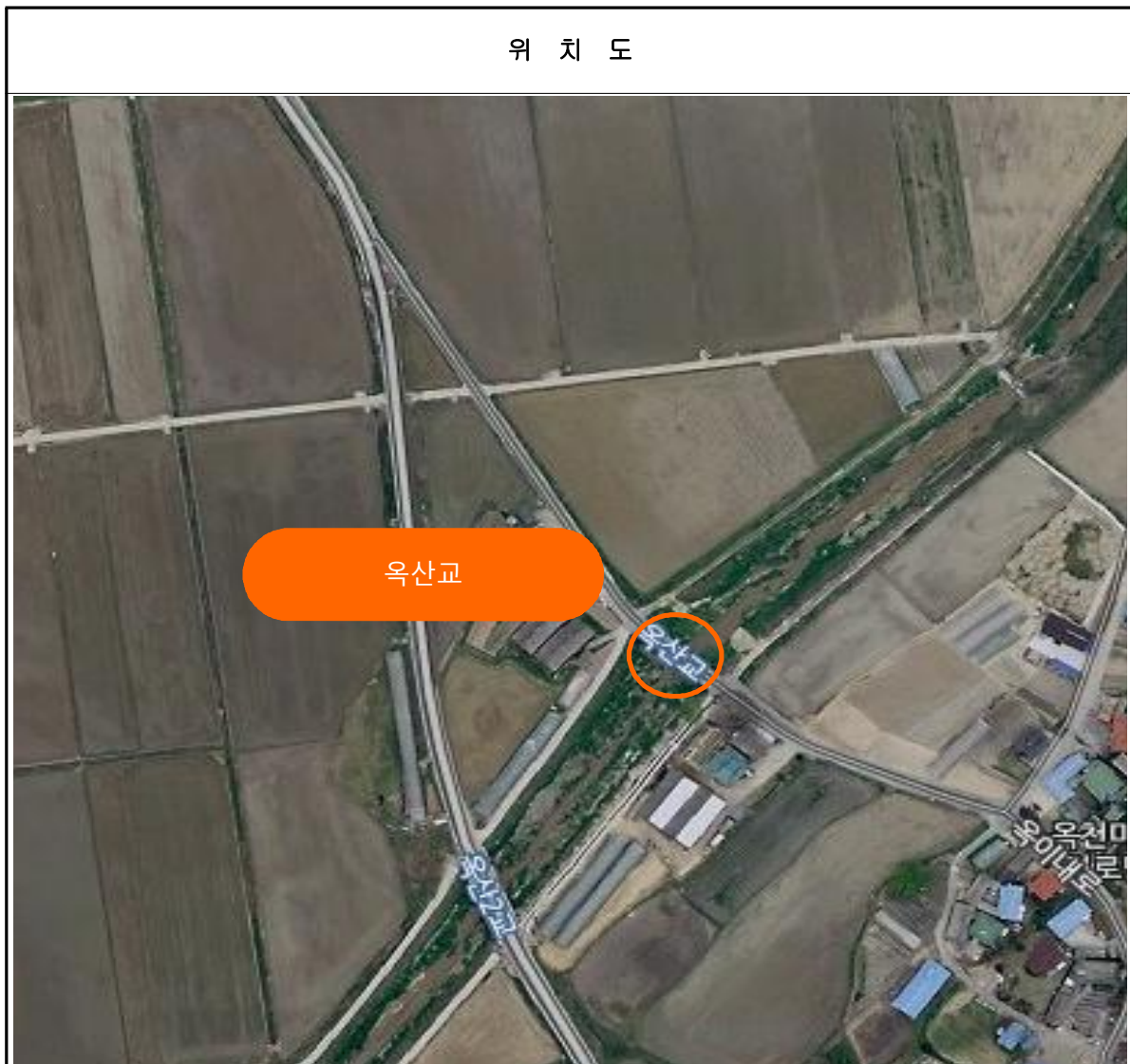
16.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

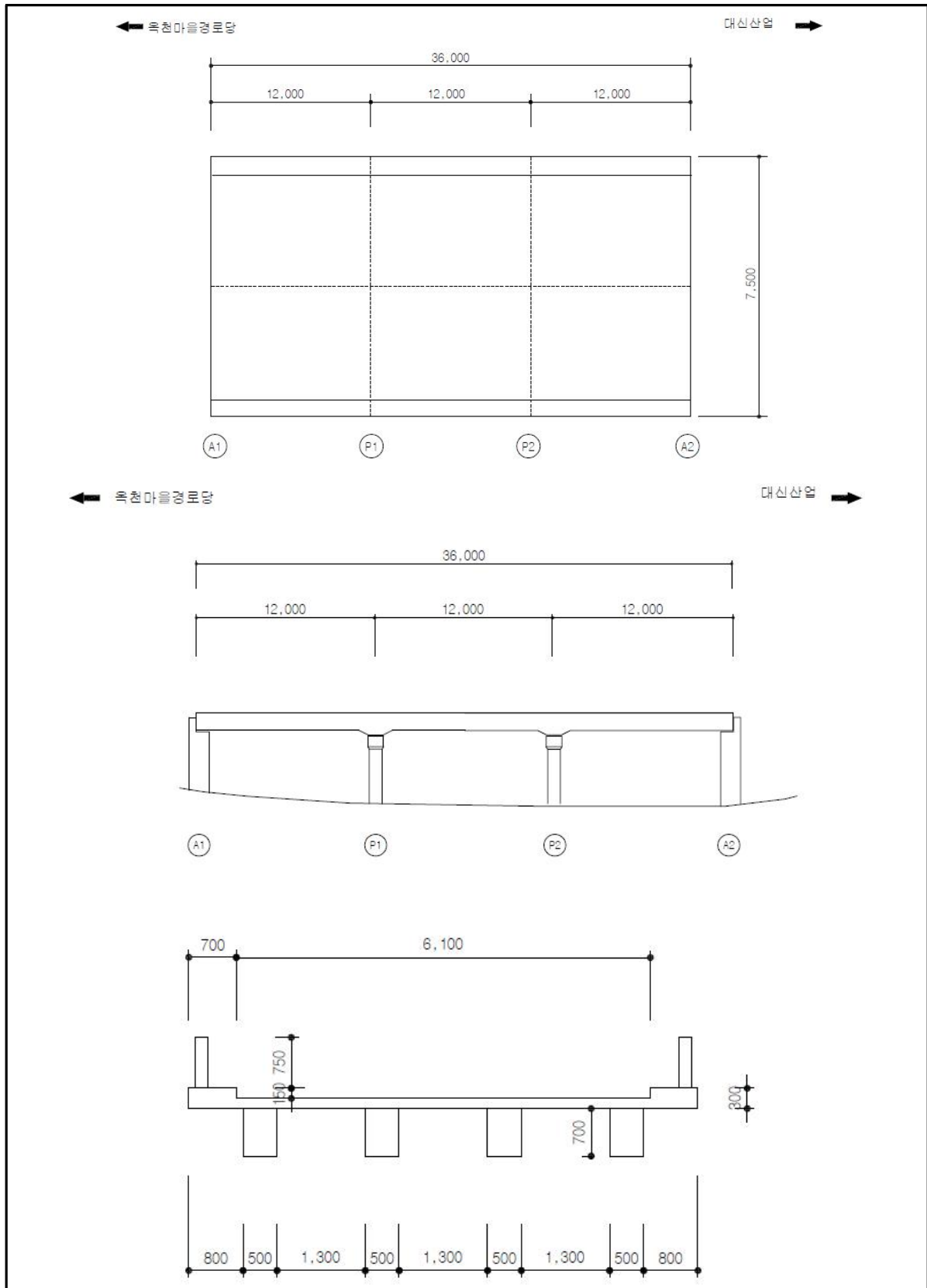
16.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		옥산교		시설물번호		-	
준공년도		1968년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 옥산리 1095					
설계하중		-		노선명		농도307호선	
제원	연장	L = 36.00m(3@12.0)					
	폭	B = 7.5m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RCT		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 중력식 교각 - 중력식			교각	직접기초	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		용곡천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

16.1.2 전경 및 위치도



16.1.3 관련도면



<그림 16.1.1> 일반도

16.2 현장조사

16.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 교면포장 아스콘 균열, 바닥판하면 파손, 거더 들뜸 및 철근노출, 하부구조 재료분리, 침식 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	거더 들뜸 및 철근노출	 <거더 S1-G2 철근노출>  <거더 S1-G3 들뜸>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 옥산교 현장조사결과 교각(P1, P2)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(보도부 및 난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

16.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	4
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 21.2 ~ 23.1 MPa, 교각 22.4 ~ 22.5 MPa로 추정설계기준강도인 21.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	38.0	0°	0.63	19.1	23.3	21.2	21.0	양호
교각(P1)	39.9	0°	0.63	20.7	24.2	22.5	21.0	양호
교각(P2)	39.8	0°	0.63	20.6	24.1	22.4	21.0	양호
교대(A2)	40.9	0°	0.63	21.5	24.6	23.1	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과, 하부구조의 경우 중력식(무근)으로 시공된 것으로 확인되었다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1)	-	무근	-	무근	중력식
교각(P2)	-	무근	-	무근	중력식
교대(A1)	-	무근	-	무근	중력식
교대(A2)	-	무근	-	무근	중력식

16.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(보도부 및 난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 101%와 107%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

16.3 내진성능 상세평가

16.3.1 개요

옥산교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 16.3.1>에 정리하였다.

<표 16.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가							
P1	전단력 (kN)	교축상단	2,090.6	92.8	22.537	O.K	
		교축하단	2,670.9	132.4	20.166	O.K	
	전단력 (kN)	교직상단	2,090.6	98.9	21.139	O.K	
		교직하단	2,670.9	163.2	16.369	O.K	
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	4,300.3	530.0	8.114	O.K
			교직	13,617.6	607.4	22.419	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,739.7	137.8	19.884	O.K
			교직	5,007.5	114.1	43.905	O.K
		활동 (kN)	교축	1,236.6	132.4	9.337	O.K
			교직	1,236.6	163.2	7.579	O.K
교각받침부 평가							
받침지지길이 (mm)			600.0	2,028.5	0.296	N.G	

16.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCT
- 2) 하부구조 : 교각 = 중력식, 교대 = 중력식
- 3) 교량연장 : 3@12.0 = 36.0m
- 4) 교량폭원 : 7.5m
- 5) 준공연도 : 1968년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 24,854MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 16.4.2> 사용 프로그램 및 해석모델

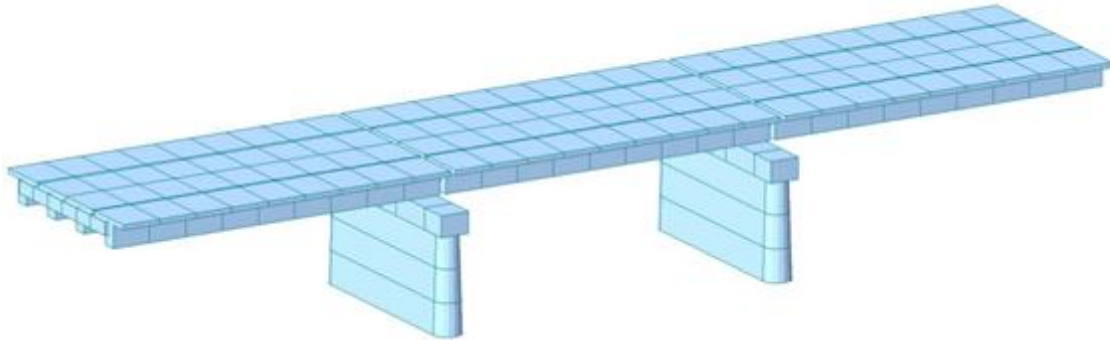
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

16.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 16.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.488\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.224\text{kN/m}$ (포장)
 : $0.210\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 5.250\text{kN/m}$ (보도부)
 : $1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000\text{ kN/m}^2$ (난간)

16.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1	1,612.9	

16.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 교각은 무근으로 전단력에 의한 평가를 실시하였으며, 전단에 의한 균열발생 기준은 「철도설계기준」에 제시되어 있는 $\min[0.08\sqrt{f_{ck}}, 0.33\sqrt{f_{ck}}]$ 적용하여 허용 전단력을 산정하였다.

나. 교각(P1) 전단력 산정

1) 기둥 물성치

교각상단	교각하단

2) 교축방향

- 기둥상단

$$V_{ca} = 0.08\sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 \text{ MPa}$$

$$V_n = 0.367 \times 5.703 \times 1000 = 2,090.6 \text{ kN}$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 7.285 \times 1000 = 2,670.9 kN$$

3) 교축직각방향

- 기동상단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 5.703 \times 1000 = 2,090.6 kN$$

- 기동하단

$$V_{ca} = 0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \times \sqrt{21} = 0.367 MPa$$

$$V_n = 0.367 \times 7.285 \times 1000 = 2,670.9 kN$$

16.3.6 탄성지진력 산정

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

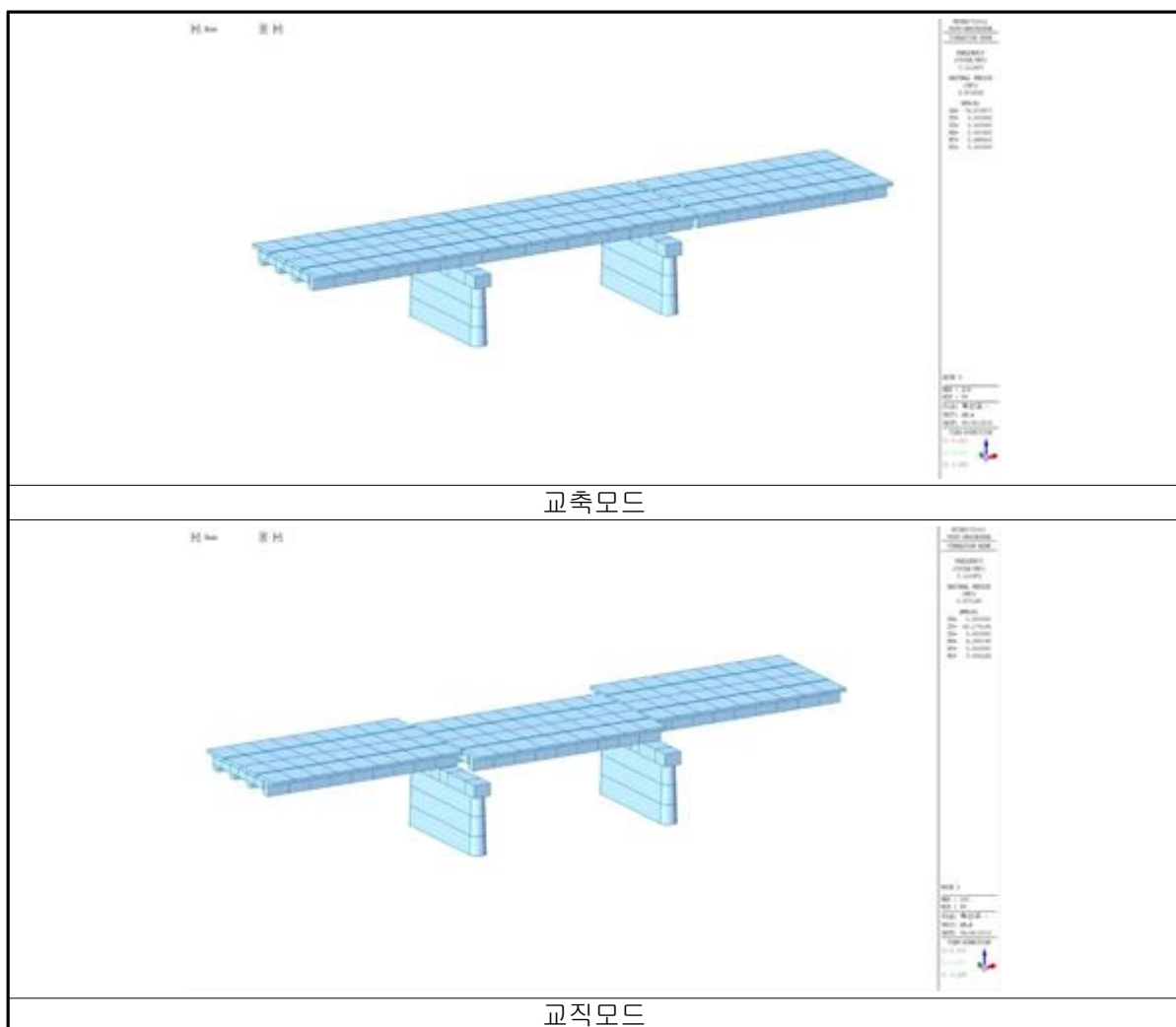
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	8.970	0.000	0.000	60.180	60.180	0.000	0.000
2	8.970	0.000	0.000	0.000	60.180	0.000	0.000
3	8.970	74.870	74.870	0.000	60.180	0.000	0.000
4	8.970	0.000	74.870	14.740	74.920	0.000	0.000
5	8.970	0.000	74.870	0.000	74.920	0.000	0.000
6	8.970	0.050	74.930	0.000	74.920	0.000	0.000
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.003	1.870	99.990	0.000	98.850	0.000	95.400

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 16.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	594.500	0.000	0.000	594.500	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	132.440	0.010	0.010	163.160	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	397.520	0.170	0.010	444.210	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	594.500	178.350	178.350	594.500	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	132.443	48.958	39.742	163.163	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com2}$	$[F^L_E]_{com2}$	
P1	397.523	133.433	119.266	444.261	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

● 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	594.500	594.500	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	132.443	163.163	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F^L_E]_{comb}$	$[F^T_E]_{comb}$	비고
P1	397.523	444.261	

16.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

기둥상단 : $V_{nt}^L = 2,090.6kN$

기둥하단 : $V_{nb}^L = 2,670.9kN$

2) 교축방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^L = 92.8kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^L = 132.4kN$$

3) 교축직각방향 공급역량

$$\text{기둥상단 : } V_{nt}^T = 2,090.6kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{nb}^T = 2,670.9kN$$

4) 교축직각방향 소요역량

$$\text{기둥상단 : } V_{ut}^T = 98.9kN$$

$$\text{기둥하단 : } V_{ub}^T = 163.2kN$$

5) 평가결과

구분			소요역량 V_u	공급역량 V_n	$\frac{V_n}{V_u}$	판정
교각 기둥	교축 방향	상단	92.7	2,090.6	22.537 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		하단	132.4	2,670.9	20.166 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교직 방향	상단	98.9	2,090.6	21.139 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		하단	163.2	2,670.9	16.369 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

16.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

옥산교는 받침이 없는 교량이므로 받침부 평가는 생략한다.

나. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 600.0\text{mm (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[2,028.47, 284.76] = 2,028.47\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	2,028.5	600.0	0.296 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

16.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

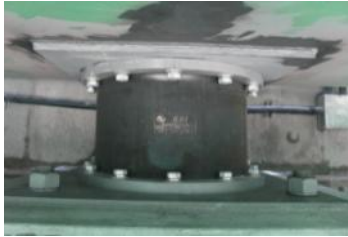
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량		판 정
전도	교 축	530.0	4,300.3	8.114	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	607.4	13,617.6	22.419	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	137.8	2,739.7	19.884	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	114.1	5,007.5	43.905	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	132.4	1,236.6	9.337	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	163.2	1,236.6	7.579	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

16.4 내진보강방안 검토

16.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각 교량받침 지지길이에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침이 없는 교량으로 지진이 발생할 경우 낙교의 위험이 매우 크므로 탄성받침 설치가 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 16.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 설치 (1안)	면진받침 설치 (2안)
개요도		
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력 분산과 소산이 가능한 지진격리받침을 설치하여 받침과 교각, 기초의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통
예 상 공사비	1억4천만원	1억7천만원
선택안	●	

16.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직 : 1.000)							
P1	전단력		교축상단	2,090.6	322.4	6.485	O.K
	전단력		교축하단	2,670.9	336.3	7.941	O.K
	전단력		교직상단	2,090.6	323.2	6.468	O.K
	전단력		교직하단	2,670.9	348.1	7.673	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	4,300.3	1,528.4	2.814	O.K
			교직	13,617.6	1,709.7	7.965	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	2,431.2	208.1	11.684	O.K
			교직	4,716.7	138.5	34.061	O.K
		활동 (kN)	교축	1,236.6	336.3	3.677	O.K
			교직	1,236.6	348.1	3.553	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	605.6	70.1	8.641	O.K
			교직	605.6	51.2	11.829	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,283.1	79.4	16.162	O.K
			교직	2,027.9	55.9	36.298	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	81.0	40.3	2.010	O.K	
		교직	81.0	40.4	2.005	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	28.7	2.094	O.K	
		교직	60.0	28.6	2.099	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	301.6	40.3	7.484	O.K	
		교직	301.6	40.4	7.465	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	182.0	40.3	4.516	O.K	
		교직	44.0	40.4	1.090	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	168.7	40.3	4.186	O.K	
		교직	126.5	40.4	3.131	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	81.0	39.3	2.059	O.K	
		교직	81.0	38.8	2.085	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	60.0	29.1	2.059	O.K	
		교직	60.0	28.8	2.086	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	301.6	39.3	7.667	O.K	
		교직	301.6	38.8	7.765	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	232.3	39.3	5.906	O.K	
		교직	93.1	38.8	2.397	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	151.3	39.3	3.846	O.K	
		교직	128.8	38.8	3.317	O.K	
받침지지길이 (mm)			600.0	284.8	2.107	O.K	

제 17 장 두평교

1.1 개요

1.2 현장조사

1.3 내진성능 상세평가

1.4 내진보강방안 검토

제 17 장 두평교

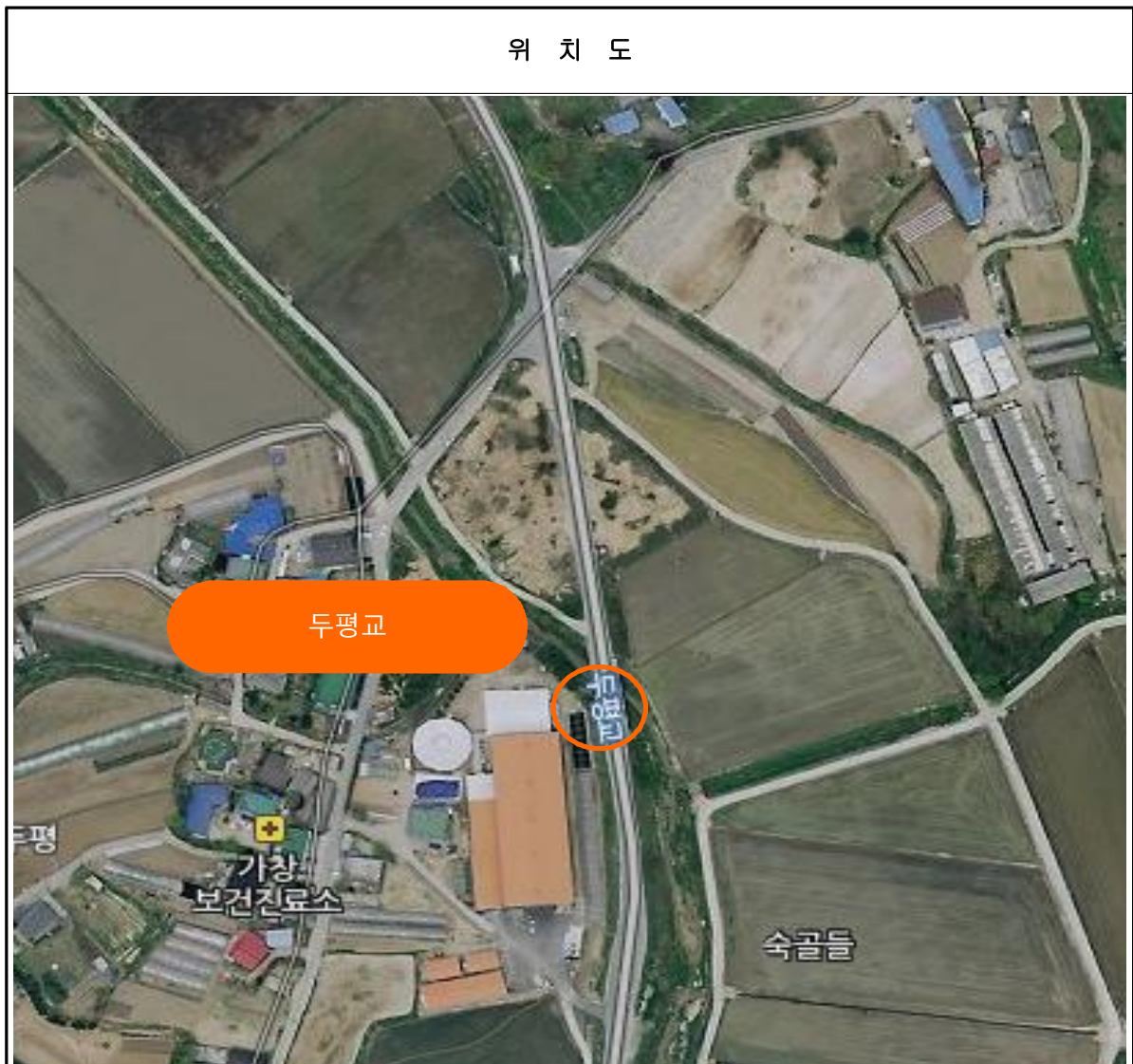
17.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

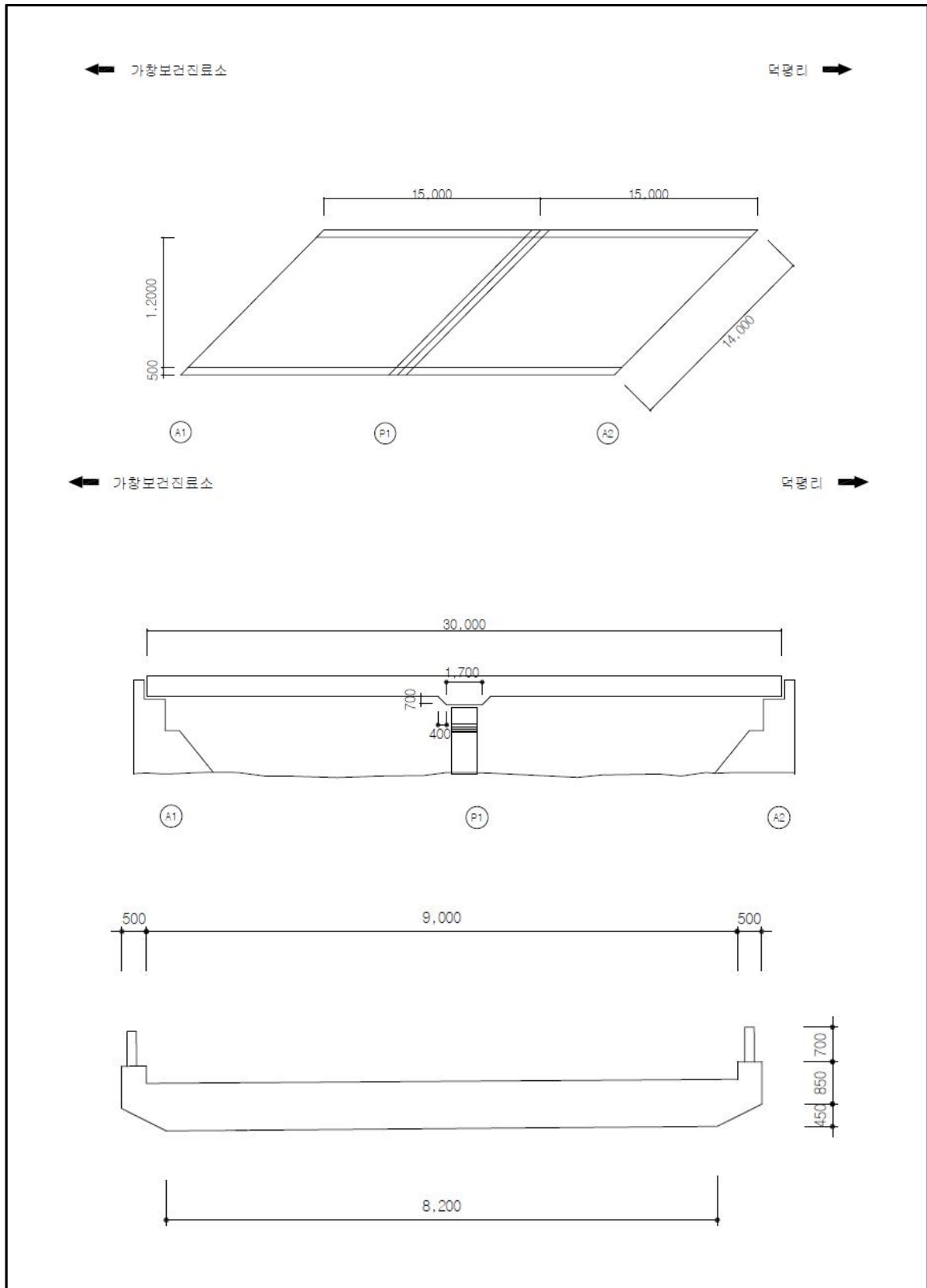
17.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		두평교		시설물번호		-	
준공년도		1990년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 234-1					
설계하중		-		노선명		시도19호선	
제원	연장	L = 30.00m(2@15.0)					
	폭	B = 10.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RCS		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 역T형 교각 - π 형			교각	직접기초	
교량받침		포트받침		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

17.1.2 전경 및 위치도



17.1.3 관련도면



<그림 17.1.1> 일반도

17.2 현장조사

17.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 파손, 바닥판하면 균열, 교량받침 부식, 하부구조 균열 및 누수흔적 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P1 코핑부 균열 CW=0.2mm>  <교대 A1 벽체 균열 CW=0.2mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	난간	 <상부전경>  <난간>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 두평교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(난간)이 반영된 것으로 조사되었다.		

17.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	1	3
철근배근상태조사		2	2	4

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 교대 22.6 ~ 23.7 MPa, 교각 23.6 MPa로 추정설계기준강도인 21.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
교대(A1)	41.9	0°	0.63	22.3	25.1	23.7	21.0	양호
교각(P1)	41.8	0°	0.63	22.2	25.0	23.6	21.0	양호
교대(A2)	40.2	0°	0.63	20.9	24.3	22.6	21.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
교각(P1) 기둥부	126.0	125.0	255.0	250.0	
교각(P1) 코핑부	103.0	100.0	260.0	250.0	
교대(A1)	211.0	200.0	310.0	300.0	
교대(A2)	202.0	200.0	287.0	300.0	

17.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(난간)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(21MPa)의 108%와 112%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

17.3 내진성능 상세평가

17.3.1 개요

두평교의 내진성능 상세평가는 교각기둥, 기초 및 받침을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 17.3.1>에 정리하였다.

<표 17.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직하단 : 1.174, 교직상단 : 1.027)							
P1	횡-전단파괴	교축하단	3.351	1.000	3.351	O.K	
	횡-전단파괴	교직하단	1,917.5	2,109.0	0.909	N.G	
	횡-전단파괴	교직상단	1,912.9	1,697.0	1.127	O.K	
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도	교축	17,765.7	4,279.8	4.151	O.K
		(kN·m)	교직	52,874.2	10,581.0	4.997	O.K
		지지력	교축	13,121.6	277.6	47.269	O.K
		(kN/m ²)	교직	17,579.3	257.9	68.168	O.K
		활동	교축	5,075.9	828.9	6.123	O.K
		(kN)	교직	5,075.9	3,853.3	1.317	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트	교축	949.4	236.2	4.019	O.K
		(kN·m)	교직	949.4	675.0	1.407	O.K
		전단력	교축	1,301.0	171.1	7.605	O.K
		(kN)	교직	1,301.0	571.8	2.275	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체	교축	680.0	822.5	0.827	N.G	
		교직	170.0	3,853.3	0.044	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	108.6	205.6	0.528	N.G	
		교직	108.6	3,853.3	0.028	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	952.7	822.5	1.158	N.G	
		교직	155.8	3,853.3	0.040	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	179.4	205.6	0.873	N.G	
		교직	179.4	3,853.3	0.047	N.G	
A1 교대부	받침본체	교축			가동단	O.K	
		교직	170.0	1,639.4	0.104	N.G	
	앵커볼트 - 강재강도	교축			가동단	O.K	
		교직	108.6	1,639.4	0.066	N.G	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축			가동단	O.K	
		교직	242.6	1,639.4	0.148	N.G	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축			가동단	O.K	
		교직	179.4	1,639.4	0.109	N.G	
받침지지길이 (mm)			1,200.0	320.1	3.749	O.K	

17.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RCS
- 2) 하부구조 : 교각 = π 형, 교대 = 역T형
- 3) 교량연장 : 2@15.0 = 30.0m
- 4) 교량폭원 : 10.0m
- 5) 준공연도 : 1999년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 40.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트

$$f_{ck} = 21.0MPa$$

- 2) 철근

$$f_y = 300.0MPa$$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$

- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{29} = 25,811MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 고유치 해석방법 : Ritz Vectors Analysis
- 7) MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

마. 사용 프로그램 및 해석모델

<표 17.3.2> 사용 프로그램 및 해석모델

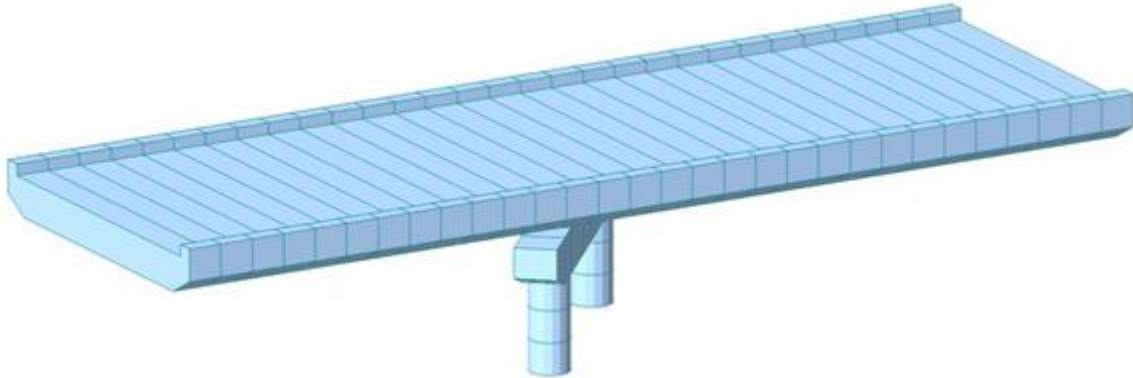
구 분		적용내용	비 고
기둥 단면 강도 산정	해석방법	모멘트-곡률 해석법	내진성능 평가요령
	콘크리트 모델	MANDER 모델	내진성능 평가요령
	철근 모델	PARK 모델	내진성능 평가요령
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성 지진력 산정	모델	격자 해석 모델	
	상부와 하부의 연결부 상세	Elastic Link 스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상·하부 고정하중을 분포질량으로 입력	
	탄성지진력 산정 프로그램	MIDAS CIVIL	

사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)
- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
- 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

17.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 17.3.1> 구조해석 모델링

나. 하중산정

- 1) 1차고정하중 : 구조해석 프로그램에서 자동적용
- 2) 2차고정하중 : $0.720\text{m}^2 \times 23.0\text{kN/m}^3 = 16.560\text{kN/m}$ (포장)
 $: 12.054\text{m}^2 \times 25.0\text{kN/m}^3 = 301.350\text{kN/m}$ (헌치부)
 $: 1.0\text{kN/m} \times 2.0\text{ea} = 2.000 \text{ kN/m}$ (난간)

17.3.4 고정하중에 의한 축력 산정

가. 교각 축력

구 분	교각	비 고
P1-1	2,746.810	
P1-2	2,728.908	

17.3.5 교각의 단면해석

가. 개요

대상 부재의 모멘트-곡률 곡선을 바탕으로 Bilinear의 이상화된 모멘트-곡률 곡선을 산정하고 초기 항복시 곡률은 인장철근이 항복하는 점에서, 항복시 곡률은 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 변곡점에서, 극한시 곡률은 콘크리트 압축연단의 변형률이 극한변형률에 도달할 때의 곡률로 산정한다. 단면강도를 평가하기 위한 공칭 모멘트는 이상화된 모멘트-곡률 곡선의 항복시 및 극한시 곡률에 해당하는 모멘트로 산정하였다.

나. 콘크리트 및 철근모델

1) 콘크리트 모델 - Mander Concrete Model

설계기준강도 f_{ck} (MPa)	항 목	적 용	단 위	비 고
$f_{ck} = 21\text{MPa}$	ϵ_{c0} :콘크리트의 초기변형률	0.0040	-	-
	ϵ_{cu} :콘크리트의 극한변형률	0.0040	-	-
	$f'_c=f'_{cc}$:콘크리트압축강도	21	MPa	-

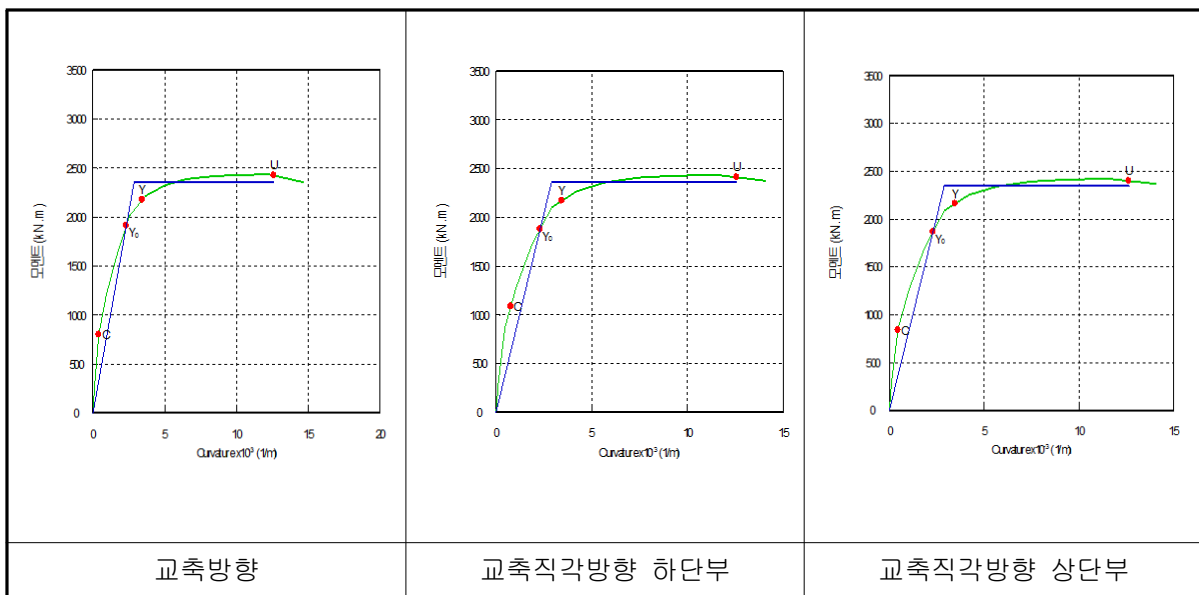
2) 철근 모델 - Park Steel Model

설계기준강도	항 목	적 용	근거 및 단위	비 고
$f_y=300\text{MPa}$	ϵ_y : 철근의 항복변형률	0.0015	$f_y/E_s=300/200000$	도로교설계기준
	ϵ_{sh} : 철근의 경화시 변형률	0.0115	D19	CALTRANS
	ϵ_{su} : 철근의 극한시 변형률	0.125	D32이하	CALTRANS
	f_{sy} : 철근의 항복강도	300	$f_y(\text{MPa})$	도로교설계기준
	f_{su} : 철근의 극한강도	440	SD300	Priestley

다. 교각기둥 단면해석

1) 철근의 단면적 계산

구 분	축방향 철근		
	주철근 직경	주철근 개수	철근비
교각	D22	25	0.00864

2) 모멘트-곡률(M- ϕ) 해석결과

<그림 17.3.2> 모멘트-곡률 곡선

<표 17.3.3> 모멘트-곡률 해석결과

구 분			모멘트(kN·m)	곡률(m ⁻¹)
교축방향	기둥하단	초기항복시	1,913.21	0.00232369
		항복시	2,361.71	0.00286842
		극한시	2,425.44	0.0126052
교축직각 방향	기둥하단	초기항복시	1,879.32	0.00230888
		항복시	2,359.94	0.00289935
		극한시	2,411.92	0.0125804
교축직각 방향	기둥상단	초기항복시	1,864.63	0.00230195
		항복시	2,345.65	0.0028958
		극한시	2,399.45	0.012637

3) 교각의 유효강성

<표 17.3.4> 모멘트 곡률 곡선에 의한 유효강성비

구 분	M_y (kN·m)	Φ_y (1/m)	항복유효 단면2차모멘트 (I_{eff}, m^4)	단면2차모멘트 (I_g, m^4)	유효강성비
교축방향	2,361.7	0.002868	0.033127	0.102	0.325
교축직각방향	2,359.9	0.002899	0.032749	0.102	0.322

4) 교각의 수평변위, 공급 변위연성도 산정

구 분	교축방향	교직방향 하단	교직방향 상단	비 고
항복 변위(m)	0.001267	0.001515	0.001504	$\Delta_y = \frac{\Phi_{yi} \times H^2}{3}$
등가소성길이(m)	0.239	0.247	0.246	$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_{bl}$
소성회전각(θ)	0.002853	0.002837	0.002855	$\theta_p = (\Phi_u - \Phi_{yi}) \times L_p$
소성 변위(m)	0.00298	0.00323	0.00325	$\Delta_p = \theta_p (H - \frac{L_p}{2})$
극한 변위(m)	0.004245	0.004750	0.004749	$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$
공급 변위연성도	3.351	3.136	3.158	$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

5) 교각의 전단강도

- 교축방향

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,243.9 \text{ kN}$$

· 변위연성도 $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0 \text{ kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 562.3 \text{ kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 422.3 \text{ kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,228.5 \text{ kN}$$

· $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 984.6 \text{ kN}$$

– 교축직각방향 기둥하단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_\Delta \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,243.9 \text{ kN}$$

· 변위연성도 $\mu_\Delta > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0 \text{ kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 562.3 \text{ kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 388.3 \text{ kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,194.5\text{kN}$$

· $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 950.6\text{kN}$$

- 교축직각방향 기둥상단

① 콘크리트가 부담하는 전단강도

· 변위연성도 $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 1,243.9\text{kN}$$

· 변위연성도 $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_c = K \sqrt{f_{ck}} A_e = 0.0\text{kN}$$

② 전단철근이 부담하는 전단강도

$$V_s = \left(\frac{\pi A_{v1} f_y D'}{2S} \right) + \left(\frac{A_{v2} f_y D'}{S} \right) = 562.3\text{kN}$$

③ 축력에 의한 전단강도

$$V_p = 0.15 \times \frac{Ph}{L_s} = 389.5\text{kN}$$

④ 교각의 전단강도

· $\mu_{\Delta} \leq 2.0$ 인 경우

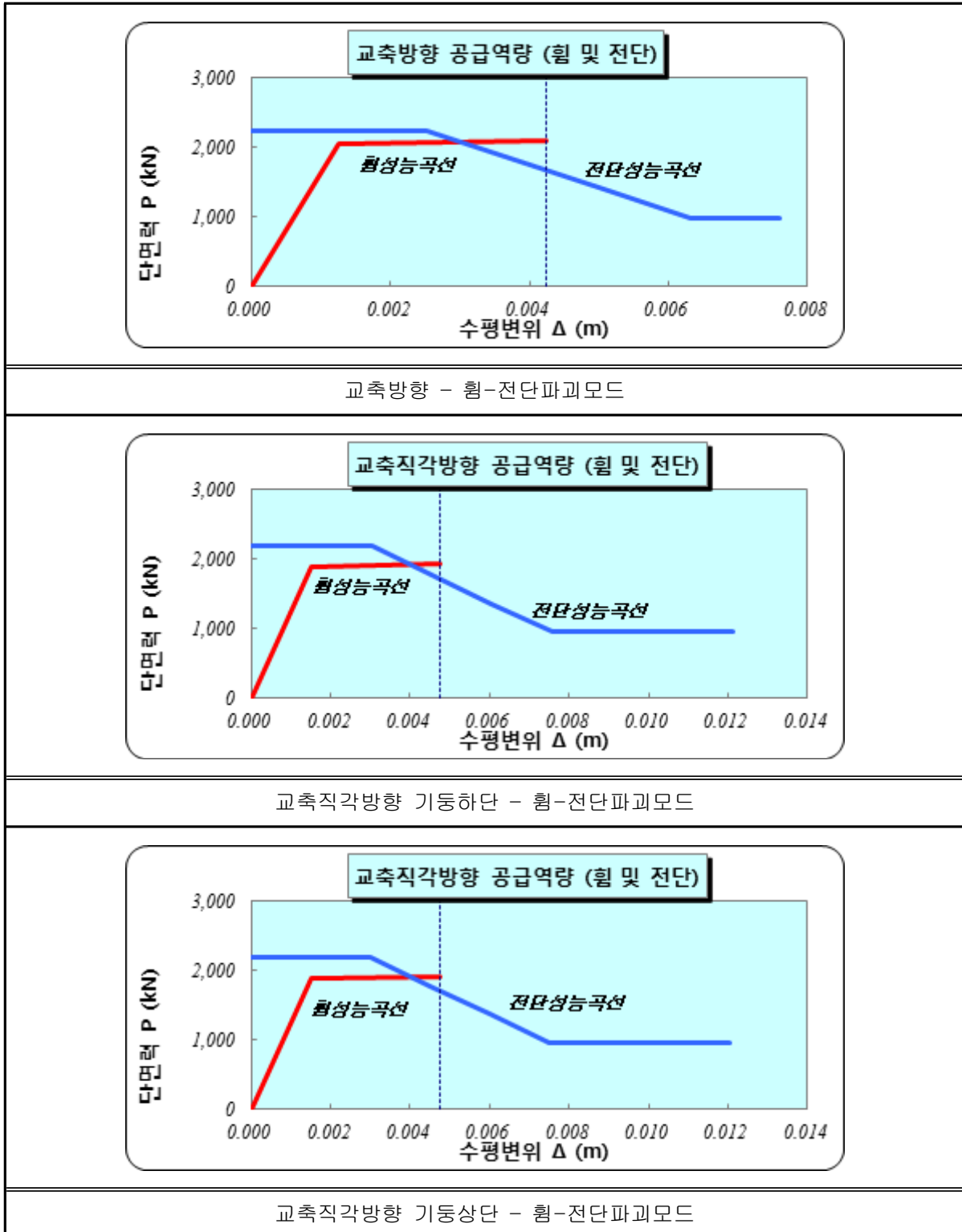
$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2,195.7\text{kN}$$

· $\mu_{\Delta} > 5.0$ 인 경우

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 951.8\text{kN}$$

6) 교각의 휨-전단 성능곡선

교각 P1의 교축방향 및 교축직각방향은 휨항복 후 연성파괴 이전에 전단파괴가 발생하는 ‘휨-전단파괴 모드’로 지배된다.



17.3.6 탄성지진력 산정

교각의 단면해석에서 산정된 유효강성을 구조해석 모델에 적용, 지진해석을 수행하여 탄성지진력을 산정한다.

가. 입력지진하중

1) 탄성지진 응답계수 산정

① 가속도계수(A)

구 분	적용 계수	비 고
내진 등급	1	내진등급 1등급
지진 구역계수(Z)	0.11	지진구역 I
지진 위험도계수(I)	1.4	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수(A)	0.154	$A = Z \times I$

② 지반계수(A)

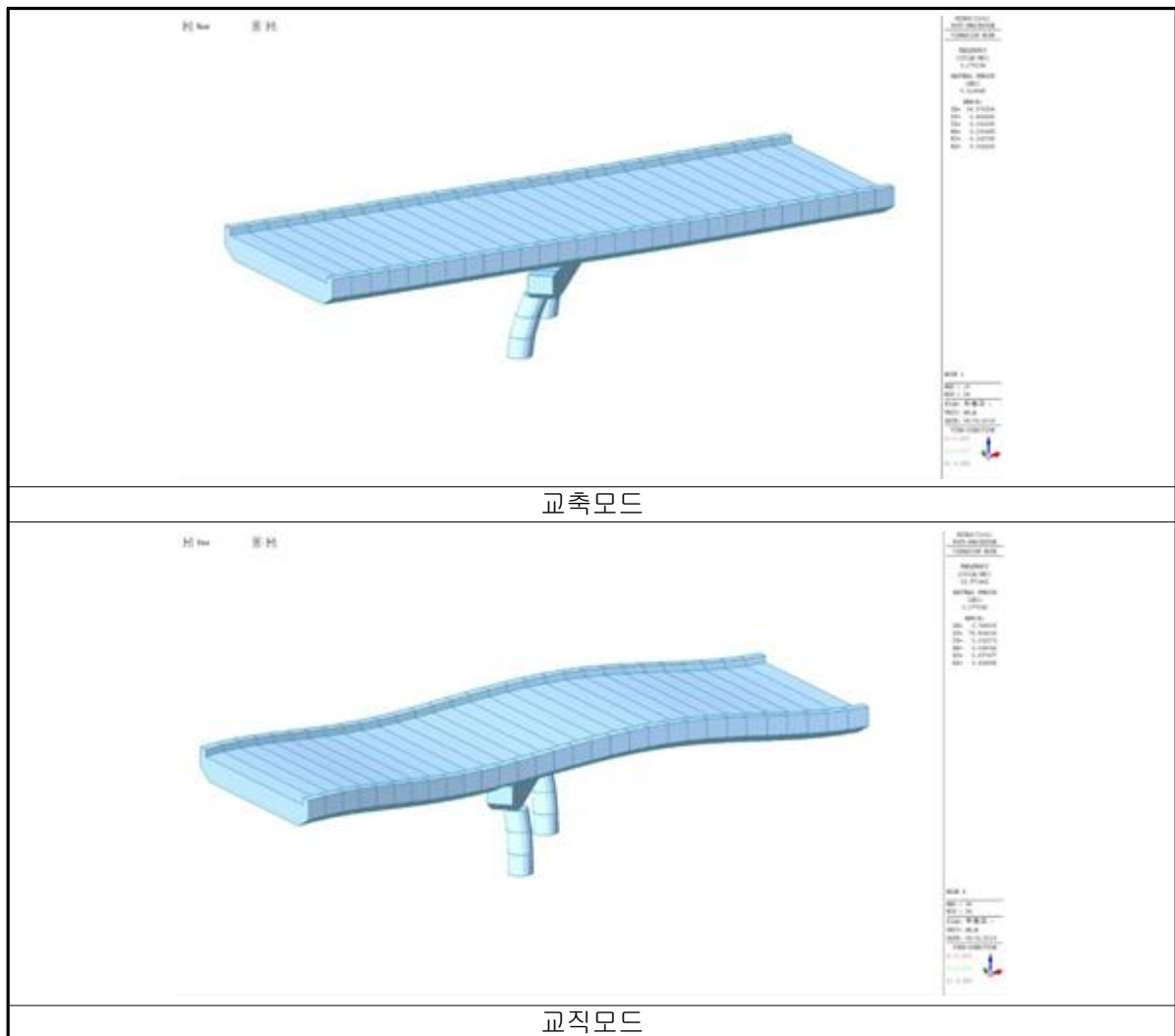
구 분	적용 계수	비 고
지반계수(S)	1.2	지반종류 II

나. 지진해석결과

1) 고유치 해석 결과(Modal Periods & Modal Participating Mass Ratios)

MODE	PERIOD (SEC)	UX		UY		UZ	
		Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)	Mass(%)	SUM(%)
1	0.315	98.580	98.580	0.580	0.580	0.000	0.000
2	0.129	0.010	98.590	2.630	3.210	0.000	0.000
3	0.105	0.000	98.590	0.020	3.230	73.290	73.290
4	0.077	0.750	99.340	79.580	82.810	0.000	73.290
5	0.042	0.000	99.340	0.050	82.860	0.000	73.290
6	0.040	0.000	99.340	0.010	82.880	5.120	78.410
...	...	...	...	...	...	...	...
100	0.001	0.000	100.000	0.000	100.000	0.000	99.970

2) 모드형상(Mode Shape)



<그림 17.3.3> 모드형상

3) 내진해석결과

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	9.336	1.260	0.721	0.646	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	403.617	2,028.211	36.182	269.340	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	교축 $[F^L_E]_L$	교직 $[F^T_E]_L$	교축 $[F^L_E]_T$	교직 $[F^T_E]_T$	
P1	1,478.732	2,709.557	131.489	358.461	

4) 내진해석결과(탄성지진력 조합 30%규정적용)

○ 하중경우별(30% 규정 적용) 조합

- $[F^L_E]_{com1} = 1.0 \times [F^L_E]_L + 0.3 \times [F^L_E]_T$
- $[F^L_E]_{com2} = 0.3 \times [F^L_E]_L + 1.0 \times [F^L_E]_T$
- $[F^T_E]_{com1} = 1.0 \times [F^T_E]_L + 0.3 \times [F^T_E]_T$
- $[F^T_E]_{com2} = 0.3 \times [F^T_E]_L + 1.0 \times [F^T_E]_T$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	9.552	1.454	3.522	1.024	

· 교각 전단력(kN)

구분	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	414.472	2,109.013	157.267	877.803	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

상단 변위	교축 해석결과 (X-dir)		교축직각 해석결과 (Y-dir)		비고
	$[F^L_E]_{com1}$	$[F^T_E]_{com1}$	$[F^L_E]_{com2}$	$[F^T_E]_{com2}$	
P1	1,518.179	2,817.095	575.109	1,171.328	

5) 내진해석결과(조합 지진력)

- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$
- 교축방향 조합지진력 : $[F^L_E]_{comb} = \max\{ [F^L_E]_{com1}, [F^L_E]_{com2} \}$

· 교각 상단 변위(mm)

구분	$[F_{\epsilon}^L]_{\text{comb}}$	$[F_{\epsilon}^T]_{\text{comb}}$	비고
P1	9.552	1.454	

· 교각 전단력(kN)

구분	$[F_{\epsilon}^L]_{\text{comb}}$	$[F_{\epsilon}^T]_{\text{comb}}$	비고
P1	414.472	2,109.013	

· 교각 하단 모멘트(kN·m)

구분	$[F_{\epsilon}^L]_{\text{comb}}$	$[F_{\epsilon}^T]_{\text{comb}}$	비고
P1	1,518.179	2,817.095	

17.3.7 교각의 내진성능평가

가. 교각(P1)의 내진성능평가 결과

1) 교축방향 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 2,107.07 < V_n^L = 2,228.51 \text{ (휨-전단파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0013\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0042\text{m}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 3.351$$

2) 교축방향 소요역량

$$[M_E^T]_{\text{comb},pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 1,518.2 + 2,700.6 \times 0.0048 = 1,531.1$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb, pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 2,398.3 > [M_E^T]_{comb, pd} = 1,531.1$$

$$R_s^T = 1.000$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.3149} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^T = 0.3149 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.0$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.000$$

3) 교축직각방향 기둥하단 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 1,926.64 < V_n^L = 2,194.51 \text{ (휨-전단파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0015 \text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0047 \text{m}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 3.136$$

4) 교축직각방향 기동하단 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 2,817.1 + 2,700.6 \times 0.0007 = 2,819.1$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기동의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$M_y > [M_E^T]_{comb,pd}$ 일 경우 $R_s^T = 1$

$$M_y = 2,400.5 < [M_E^T]_{comb,pd} = 2,819.1$$

$$R_s^T = 1.174$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$T \geq 1.25 T_s$ 일 경우 $\lambda_{DR} = 1$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.0771} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^T = 0.0771 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.911$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 2.244$$

5) 교축직각방향 기둥상단 공급역량

$$\text{단면강도} = F_n^T = F_u^T = 1,922.45 < V_n^L = 2,195.68 \text{ (휨-전단파괴모드)}$$

$$\text{항복변위} = \Delta_y^T = 0.0015\text{m}$$

$$\text{공급변위} = \Delta_c^T = \Delta_u^T = 0.0047\text{m}$$

$$\text{공급역량} = F_{P,C}^L = \mu_{\Delta_c}^L = \frac{\Delta_c^L}{\Delta_y^L} = 3.158$$

6) 교축직각방향 기둥상단 소요역량

$$[M_E^T]_{comb,pd} = [M_E^T] + P \times \Delta_E^T = 2,449.5 + 2,700.6 \times 0.0007 = 2,451.5$$

여기서, $[M_E^T]$ = 지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트

P = 교각 축력

Δ_E^T = 교축직각방향 탄성지진 변위

- 단면강도비, R_s^T

$$M_y > [M_E^T]_{comb,pd} \text{ 일 경우 } R_s^T = 1$$

$$M_y = 2,387.6 < [M_E^T]_{comb,pd} = 2,451.5$$

$$R_s^T = 1.027$$

- 소요변위연성도-단면강도비 상관계수, λ_{DR}

$$T \geq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} = 1$$

$$\begin{aligned} T \leq 1.25 T_s \text{ 일 경우 } \lambda_{DR} &= \left(1 - \frac{1}{R_s}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \\ &= \left(1 - \frac{1}{1.0}\right) \frac{0.5464}{0.0771} + \frac{1}{1.0} = 1.000 \end{aligned}$$

$$T^T = 0.0771 \text{sec} < 1.25 T_s = 1.25 \times 0.44 = 0.5464 \text{sec}$$

여기서, T_s : 탄성지진응답계수 C_s 가 제한값 2.5A와 같아지는 주기 = 0.44

T^T : 교축직각방향 모드 주기

$$\therefore \lambda_{DR} = 1.160$$

-소요역량

$$F_{P,D}^T = \lambda_{DR}^T \times R_s^T = 1.191$$

7) 평가결과

구분		소요역량 $F_{P,D}$	공급역량 $F_{P,C}$	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판 정
교각 기둥	교 축 (횡전단파괴)	1.000	3.351	3.351 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각하단 (횡전단파괴)	2.244	3.136	1.398 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		2,109.0	1,917.5	0.909 < 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각상단 (횡전단파괴)	1.191	3.159	2.652 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
		1,697.0	1,912.9	1.127 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

17.3.8 받침의 내진성능평가

가. 교각(P1) 받침평가

1) 받침본체

P1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교 축	680.0	822.5	0.827	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
교축직각	170.0	3,853.3	0.044	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교 축	108.6	205.6	0.528	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	108.6	3,853.3	0.028	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교 축	952.7	822.5	1.158	> 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	155.8	3,853.3	0.040	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교 축	179.4	205.6	0.873	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
	교축직각	179.4	3,853.3	0.047	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

나. 교대(A1) 받침평가

1) 받침본체

A1	공급역량($F_{B,C}$)	소요역량($F_{B,D}$)	$F_{B,C}/F_{B,D}$		판 정
교축직각	170.0	1,639.4	0.104	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

2) 앵커볼트

P1		공급역량	소요역량	공급역량/소요역량		판 정
강재파괴	교축직각	108.6	1,639.4	0.104	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
콘크리트 파괴	교축직각	242.6	1,639.4	0.066	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!
프라이아웃 파괴	교축직각	179.4	1,639.4	0.148	< 1.0	내진성능 불만족 ..NG!!

다. 받침지지길이 평가

1) 공급역량

$$N_C = 1,200.0\text{mm} \text{ (현장 실측값)}$$

2) 소요역량

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{\min}] = \max[9.71, 320.10] = 320.10\text{mm}$$

3) 평가결과

구분	소요역량 N_D	공급역량 N_C	$\frac{F_{P,C}}{F_{P,D}}$	판정
받침지지길이	1,200.0	320.10	3.749 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

17.3.9 기초의 내진성능평가

가. 교각 P1 기초평가

1) 기초 안정성

구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
전도	교 축	4,279.8	17,765.7	4.151 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	10,581.0	52,874.2	4.997 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
지지력	교 축	277.6	13,121.6	47.269 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	257.9	17,579.3	68.168 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
활동	교 축	828.9	5,075.9	6.123 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	3,853.3	5,075.9	1.317 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

2) 기초 단면검토

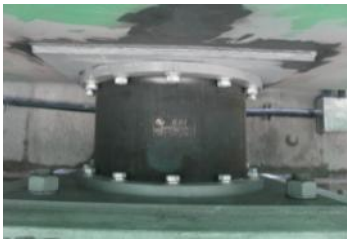
구분		소요역량	공급역량	공급역량/소요역량	판 정
휨모멘트	교 축	236.2	949.4	4.019 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	675.0	949.4	1.407 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
전단력	교 축	171.1	1,301.0	7.605 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!
	교축직각	571.8	1,301.0	2.275 > 1.0	내진성능 만족 ..OK!!

17.4 내진보강방안 검토

17.4.1 내진보강공법의 선정

내진보강방법의 선정에 있어서 내진성능 상세평가 결과 및 현장여건을 고려하였다. 내진성능 상세평가 결과 교각부 및 교량받침부에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하지 못하는 것으로 검토되었다. 받침부의 내진성능을 확보하지 못하고 있으며 공용기간이 오래되어 지진시 받침의 기능수행이 원활하지 못할 수 있으므로 받침교체를 실시하는 것이 타당할 것으로 판단되며 이를 통하여 부족한 내진성능을 향상시키는 방안을 검토하였다.

<표 17.4.1> 내진 보강방안 비교표

종 류	탄성받침 교체 (1안)	면진받침 교체 (2안)	전단키 + 기둥보강 (3안)
개요도			
보강 공법 내용	· 지진력의 분산이 가능한 탄성받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 지진력의 분산과 소산이 가능한 지진격리받침으로 교체하여 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법	· 받침부의 지진시 수평력에 대한 공급역량을 증대시켜 받침의 내진성능을 향상시키는 보강방법
장·단점	· 중소규모 교량에 일반적으로 적용 · 전단변형에 의한 하중분배 효과 우수 · 고무판의 부식 및 과도한 전단변형에 대한 점검필요 · 공사비 저렴	· 상부질량이 비교적 큰 교량에 적용 · 받침재료의 소성거동에 의한 지진하중 감소효과 우수 · 정기점검 이외의 별도의 유지관리 불필요 · 공사비 보통	· 기존교량 부재와의 간섭에 대한 검토 필요 · 받침부 이외의 부재에 대한 내진성능 효과 없음 · 상시 온도변화 및 지진시 이동량 확보 필요 · 공사비 저렴
예 상 공사비	1억원	1억2천만원	1억2천만원
선택안	●		

17.4.2 보강후 결과요약

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가	
교각부 평가 (Rs = 교축 : 1.000, 교직하단 : 1.000, 교직상단 : 1.000)							
P1	횡-전단파괴		교축	3.351	1.000	3.351	O.K
	횡-전단파괴		교직하단	3.136	1.000	3.136	O.K
	횡-전단파괴		교직상단	1,912.9	1,697.0	1.127	O.K
교각기초부 평가							
직접기초	안정성	전도 (kN·m)	교축	17,765.7	2,756.3	6.445	O.K
			교직	52,874.2	1,640.3	32.235	O.K
		지지력 (kN/m ²)	교축	13,304.3	236.1	56.340	O.K
			교직	18,498.6	176.1	105.024	O.K
		활동 (kN)	교축	5,075.9	530.8	9.563	O.K
			교직	5,075.9	559.8	9.068	O.K
	확대기초 단면검토	휨모멘트 (kN·m)	교축	949.4	197.9	4.796	O.K
			교직	949.4	675.0	1.407	O.K
		전단력 (kN)	교축	1,301.0	142.5	9.129	O.K
			교직	1,301.0	458.1	2.840	O.K
교각받침부 평가							
P1 교각부	받침본체 - 수평력	교축	162.0	132.2	1.225	O.K	
		교직	162.0	139.1	1.165	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	72.0	60.7	1.186	O.K	
		교직	72.0	61.4	1.173	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	132.2	3.285	O.K	
		교직	434.3	139.1	3.123	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	949.9	528.8	1.796	O.K	
		교직	162.8	139.1	1.171	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	235.7	132.2	1.783	O.K	
		교직	235.7	139.1	1.695	O.K	
A1 교대부	받침본체 - 수평력	교축	162.0	146.2	1.108	O.K	
		교직	162.0	145.7	1.112	O.K	
	받침본체 - 변위	교축	72.0	65.0	1.108	O.K	
		교직	72.0	64.8	1.112	O.K	
	앵커볼트 - 강재강도	교축	434.3	146.2	2.970	O.K	
		교직	434.3	145.7	2.981	O.K	
	앵커볼트 - Con'c 파괴강도	교축	1,151.8	585.0	1.969	O.K	
		교직	266.8	145.7	1.832	O.K	
	앵커볼트 - 프라이아웃강도	교축	235.7	146.2	1.612	O.K	
		교직	235.7	145.7	1.618	O.K	
	받침지지길이 (mm)			919.3	320.1	2.872	O.K

제 18 장 속골교

18.1 개요

18.2 현장조사

18.3 내진성능 상세평가

18.4 내진보강방안 검토

제 18 장 속골교

18.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

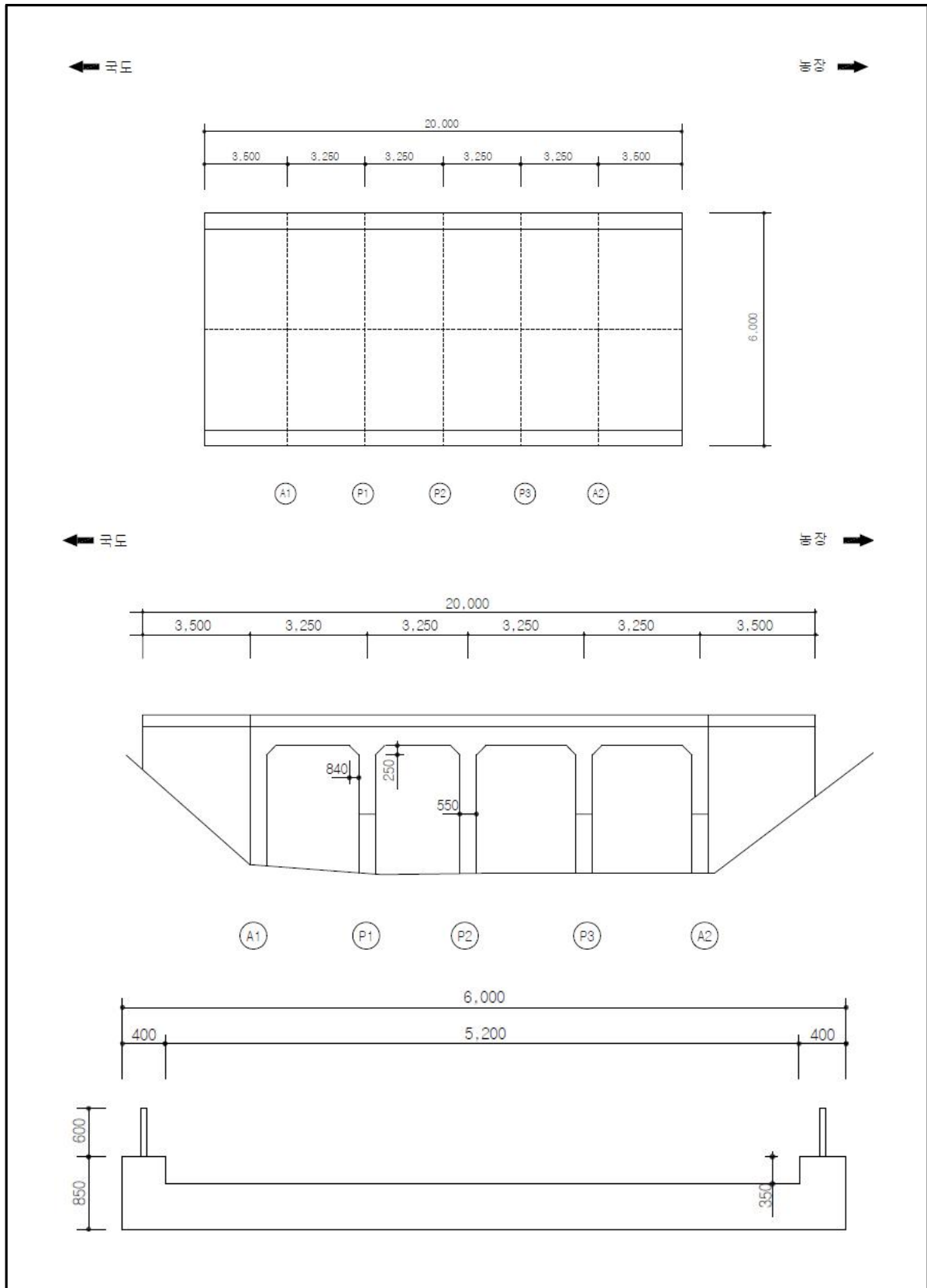
18.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용	구 분		내 용
시설물명		속골교	시설물번호		-
준공년도		1990년	관리번호		-
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1017-6			
설계하중		-	노선명		현황도로
제원	연장	L = 20.0m(3.5+4@3.25+3.5)			
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)			
구조 형식	상부	BOX	기초 형식	교대	-
	하부	-		교각	-
교량받침		-	교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천
확폭여부		-	내진보강여부		-
부착시설내용		-			

18.1.2 전경 및 위치도



18.1.3 관련도면



<그림 18.1.1> 일반도

18.2 현장조사

18.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 아스콘 파손 및 열화, 하부구조 균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P3 현치부 균열 CW=0.2mm>  <교대 A2 벽체 균열 CW=0.1mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 속골교 현장조사결과 교각(P1~P3)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

18.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	4	2	3	9
철근배근상태조사		4	2	3	9

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 31.6 ~ 31.9 MPa, 교대 24.4 ~ 24.5 MPa, 교각 24.8 ~ 25.0 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R ₀)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	54.6	90°	0.63	32.4	30.8	31.6	24.0	양호
바닥판(S2)	55.0	90°	0.63	32.8	31.0	31.9	24.0	양호
바닥판(S3)	54.8	90°	0.63	32.6	30.9	31.8	24.0	양호
바닥판(S4)	54.9	90°	0.63	32.7	30.9	31.8	24.0	양호
교대(A1)	43.2	0°	0.63	23.3	25.6	24.5	24.0	양호
교각(P1)	43.9	0°	0.63	23.9	26.0	25.0	24.0	양호
교각(P2)	43.8	0°	0.63	23.8	25.9	24.9	24.0	양호
교각(P3)	43.7	0°	0.63	23.7	25.9	24.8	24.0	양호
교대(A2)	43.0	0°	0.63	23.2	25.6	24.4	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	240.0	250.0	280.0	300.0	
바닥판하면(S2)	235.0	250.0	282.0	300.0	
바닥판하면(S3)	245.0	250.0	295.0	300.0	
바닥판하면(S4)	240.0	250.0	285.0	300.0	
교각(P1)	225.0	250.0	228.0	250.0	
교각(P2)	218.0	250.0	221.0	250.0	
교각(P3)	231.0	250.0	241.0	250.0	
교대(A1)	235.0	250.0	248.0	250.0	
교대(A2)	250.0	250.0	242.0	250.0	

18.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 132%와 102%, 103%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

18.3 내진성능 상세평가

18.3.1 개요

속골교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 하부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 18.3.1>에 정리하였다.

<표 18.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	152.77	125.37	1.219	O.K
		중 앙 부	152.77	50.95	2.998	O.K
		우측단부	152.77	12.73	12.001	O.K
	내측	좌측단부	152.77	50.08	3.051	O.K
		중 앙 부	152.77	57.50	2.657	O.K
		우측단부	152.77	12.80	11.935	O.K
	외측2	좌측단부	152.77	12.73	12.001	O.K
		중 앙 부	152.77	57.50	2.657	O.K
		우측단부	152.77	125.37	1.219	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	496.43	118.65	4.184	O.K
		우측단부	496.43	59.52	8.341	O.K
	내측	좌측단부	496.43	47.35	10.484	O.K
		우측단부	496.43	72.23	6.873	O.K
	외측2	좌측단부	496.43	59.52	8.341	O.K
		우측단부	496.43	118.65	4.184	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	106.86	102.58	1.042	O.K
		배면	89.97	9.30	9.674	O.K
	중앙	전면	89.97	35.08	2.565	O.K
		배면	89.97	22.73	3.958	O.K
	하단	전면	89.97	9.70	9.275	O.K
		배면	89.97	61.88	1.454	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	293.94	91.10	3.227	O.K
		배면	293.94	91.10	3.227	O.K
	중앙	전면	293.94	47.62	6.173	O.K
		배면	293.94	47.62	6.173	O.K
	하단	전면	293.94	29.20	10.066	O.K
		배면	293.94	29.20	10.066	O.K

<표 18.3.1> 내진성능 상세평가 결과(계속)

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
하부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	551.23	61.88	8.908	O.K
		중 앙 부	551.23	48.80	11.296	O.K
		우측단부	551.23	126.68	4.351	O.K
	내측	좌측단부	551.23	116.82	4.719	O.K
		중 앙 부	551.23	16.27	33.880	O.K
		우측단부	551.23	146.53	3.762	O.K
	외측2	좌측단부	551.23	126.68	4.351	O.K
		중 앙 부	551.23	48.80	11.296	O.K
		우측단부	551.23	61.88	8.908	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	4,060.78	27.32	148.638	O.K
		우측단부	3,267.45	117.47	27.815	O.K
	내측	좌측단부	1,794.74	63.42	28.299	O.K
		우측단부	1,794.74	95.38	18.817	O.K
	외측2	좌측단부	1,794.74	117.47	15.278	O.K
		우측단부	1,794.74	27.32	65.693	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		21,777.18	571.10	38.132	O.K
	Pmax		21,777.18	12.60	1,728.348	O.K
축력 (kN)	Mmax		36,450.14	975.30	37.373	O.K
	Pmax		36,450.14	1,045.00	34.881	O.K
전단력 (kN)			734.85	284.10	2.587	O.K

18.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : BOX
- 2) 하부구조 : BOX
- 3) 교량연장 : $3.5+4@3.25+3.5 = 20.0\text{m}$
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1990년
- 6) 교량등급 : 1등급(설계하중 : -)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0\text{MPa}$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0\text{MPa}$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000\text{MPa}$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986\text{MPa}$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

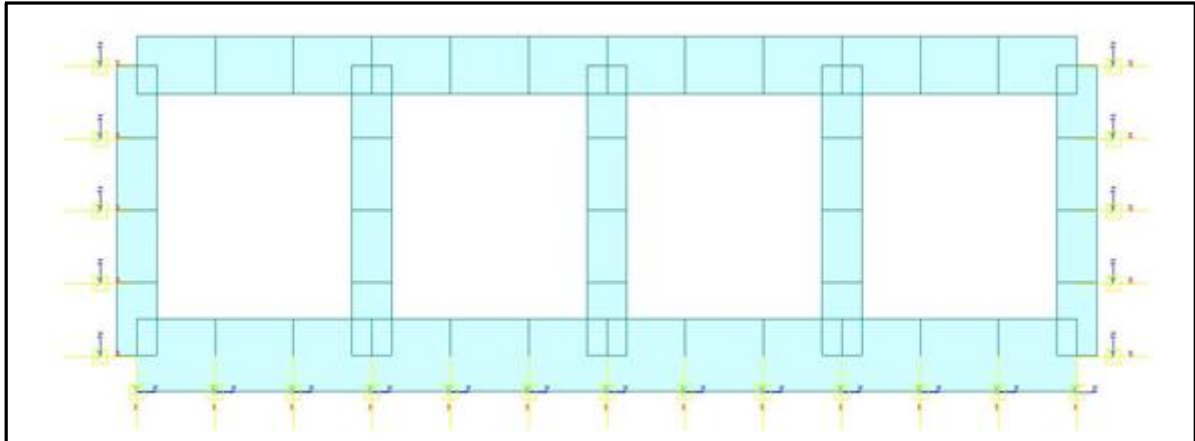
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

18.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 18.3.1> 구조해석 모델링

나. 벽체 지반 Spring계수 산정

1) 연직 지반반력계수 : $K_v = 147,852 \text{ kN/m}$

구 분	K_v	절점번호
1	$147,852 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 73,926$	1, 21
2	$147,852 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 147,852$	2,3,4,22,23,24
3	$147,852 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 73,926$	5, 25

2) 전단 지반반력계수 : $K_{sb} = 42,243 \text{ kN/m}$

구 분	K_v	절점번호
1	$42,243 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 21,122$	1, 21
2	$42,243 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 42,243$	2,3,4,22,23,24
3	$42,243 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 21,122$	5, 25

다. 하부슬래브 지반 Spring계수 산정

1) 연직 지반반력계수 : $K_v = 73,847\text{kN/m}$

구 분	K_v	절점번호
1	$73,847 \times (0.275 + 1.083) / 2 = 50,142$	1
2	$73,847 \times (1.083 + 1.083) / 2 = 79,976$	31~41
3	$73,847 \times (1.083 + 1.083) / 2 = 79,976$	6, 11, 16
4	$73,847 \times (1.083 + 0.275) / 2 = 50,142$	21

2) 전단 지반반력계수 : $K_{sb} = 21,099\text{kN/m}$

구 분	K_v	절점번호
1	$21,099 \times (0.275 + 1.083) / 2 = 14,326$	1
2	$21,099 \times (1.083 + 1.083) / 2 = 22,850$	31~41
3	$21,099 \times (1.083 + 1.083) / 2 = 22,850$	6, 11, 16
4	$21,099 \times (1.083 + 0.275) / 2 = 14,326$	21

18.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 슬래브1자중 : $0.850\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 127.50\text{kN/m}$
- 2) 슬래브2자중 : $0.80\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 120.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.25\text{m} + 0.84\text{m}) / 2 \times 8\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 13.0\text{m}(\text{연장}) = 9.69\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000139\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000083520$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.021480702$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000299$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.120\text{sec}$

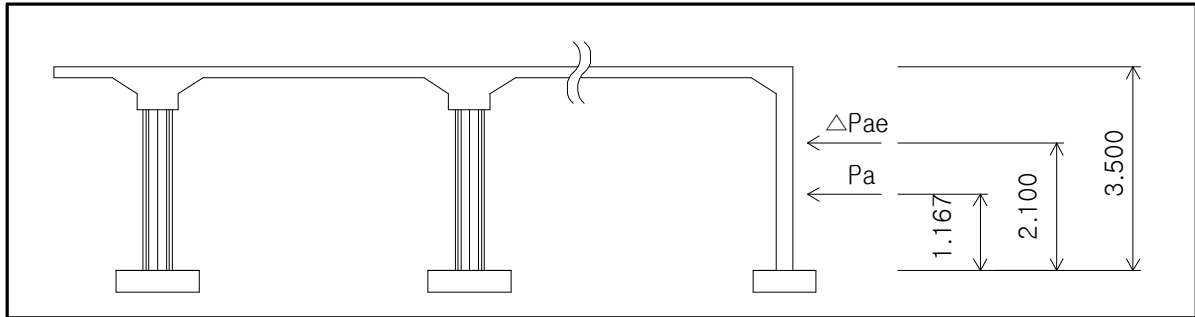
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [0.912, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 99.019\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 18.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

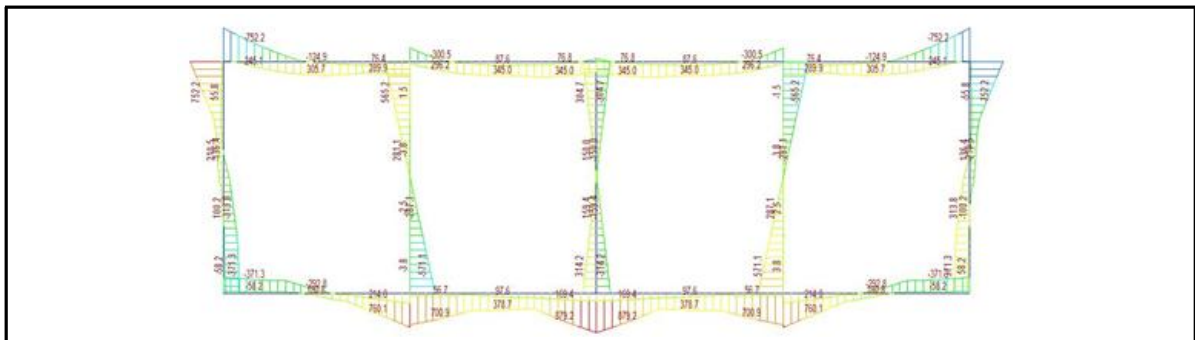
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 273.51\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 312.93\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 39.43\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H)/P_{ae} = 1.431\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

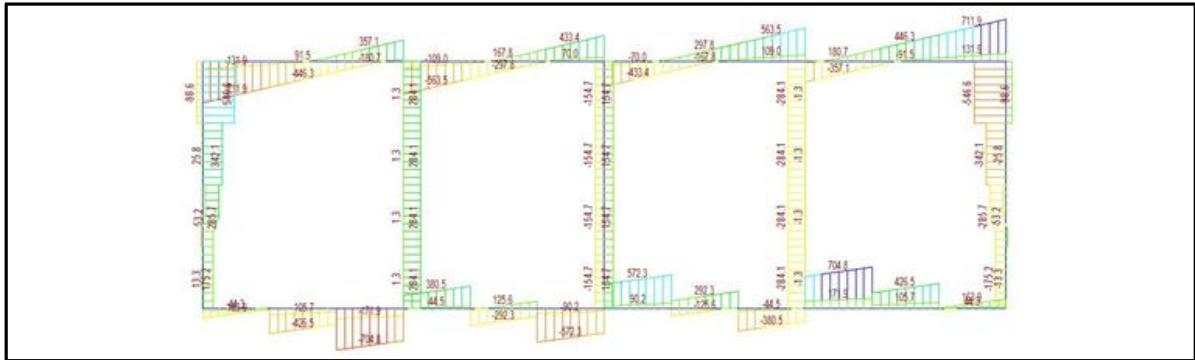
18.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 18.3.3> 속골교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 18.3.4> 속골교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	752.2	125.4	711.9	118.7
		중 앙 부	305.7	51.0	-	-
		우측단부	76.4	12.7	357.1	59.5
	내측	좌측단부	300.5	50.1	284.1	47.4
		중 앙 부	345.0	57.5	-	-
		우측단부	76.8	12.8	433.4	72.2
	외측2	좌측단부	76.4	12.7	357.1	59.5
		중 앙 부	305.7	51.0	-	-
		우측단부	752.2	125.4	711.9	118.7
벽체	상단	전면	615.5	102.6	546.6	91.1
		배면	55.8	9.3		
	중앙	전면	210.5	35.1	285.7	47.6
		배면	136.4	22.7		
	하단	전면	58.2	9.7	175.2	29.2
		배면	371.3	61.9		
하부 슬래브	외측1	좌측단부	371.3	61.9	163.9	27.3
		중 앙 부	292.8	48.8	-	-
		우측단부	760.1	126.7	704.8	117.5
	내측	좌측단부	700.9	116.8	380.5	63.4
		중 앙 부	97.6	16.3	-	-
		우측단부	879.2	146.5	572.3	95.4
	외측2	좌측단부	760.1	126.7	704.8	117.5
		중 앙 부	292.8	48.8	-	-
		우측단부	371.3	61.9	163.9	27.3

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	571.1	975.3	284.1
	Pmax	12.6	1045.0	4.4

18.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	152.77	125.37	1.219	O.K
		중 앙 부	152.77	50.95	2.998	O.K
		우측단부	152.77	12.73	12.001	O.K
	내측	좌측단부	152.77	50.08	3.051	O.K
		중 앙 부	152.77	57.50	2.657	O.K
		우측단부	152.77	12.80	11.935	O.K
	외측2	좌측단부	152.77	12.73	12.001	O.K
		중 앙 부	152.77	57.50	2.657	O.K
		우측단부	152.77	125.37	1.219	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	496.43	118.65	4.184	O.K
		우측단부	496.43	59.52	8.341	O.K
	내측	좌측단부	496.43	47.35	10.484	O.K
		우측단부	496.43	72.23	6.873	O.K
	외측2	좌측단부	496.43	59.52	8.341	O.K
		우측단부	496.43	118.65	4.184	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	106.86	102.58	1.042	O.K
		배면	89.97	9.30	9.674	O.K
	중앙	전면	89.97	35.08	2.565	O.K
		배면	89.97	22.73	3.958	O.K
	하단	전면	89.97	9.70	9.275	O.K
		배면	89.97	61.88	1.454	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	293.94	91.10	3.227	O.K
		배면	293.94	91.10	3.227	O.K
	중앙	전면	293.94	47.62	6.173	O.K
		배면	293.94	47.62	6.173	O.K
	하단	전면	293.94	29.20	10.066	O.K
		배면	293.94	29.20	10.066	O.K

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
하부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	551.23	61.88	8.908	O.K
		중 앙 부	551.23	48.80	11.296	O.K
		우측단부	551.23	126.68	4.351	O.K
	내측	좌측단부	551.23	116.82	4.719	O.K
		중 앙 부	551.23	16.27	33.880	O.K
		우측단부	551.23	146.53	3.762	O.K
	외측2	좌측단부	551.23	126.68	4.351	O.K
		중 앙 부	551.23	48.80	11.296	O.K
		우측단부	551.23	61.88	8.908	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	4,060.78	27.32	148.638	O.K
		우측단부	3,267.45	117.47	27.815	O.K
	내측	좌측단부	1,794.74	63.42	28.299	O.K
		우측단부	1,794.74	95.38	18.817	O.K
	외측2	좌측단부	1,794.74	117.47	15.278	O.K
		우측단부	1,794.74	27.32	65.693	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		21,777.18	571.10	38.132	O.K
	Pmax		21,777.18	12.60	1,728.348	O.K
축력 (kN)	Mmax		36,450.14	975.30	37.373	O.K
	Pmax		36,450.14	1,045.00	34.881	O.K
전단력 (kN)			734.85	284.10	2.587	O.K

18.4 내진보강방안 검토

숙골교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 하부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 19 장 주리교(신)

19.1 개요

19.2 현장조사

19.3 내진성능 상세평가

19.4 내진보강방안 검토

제 19 장 주리교(신)

19.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

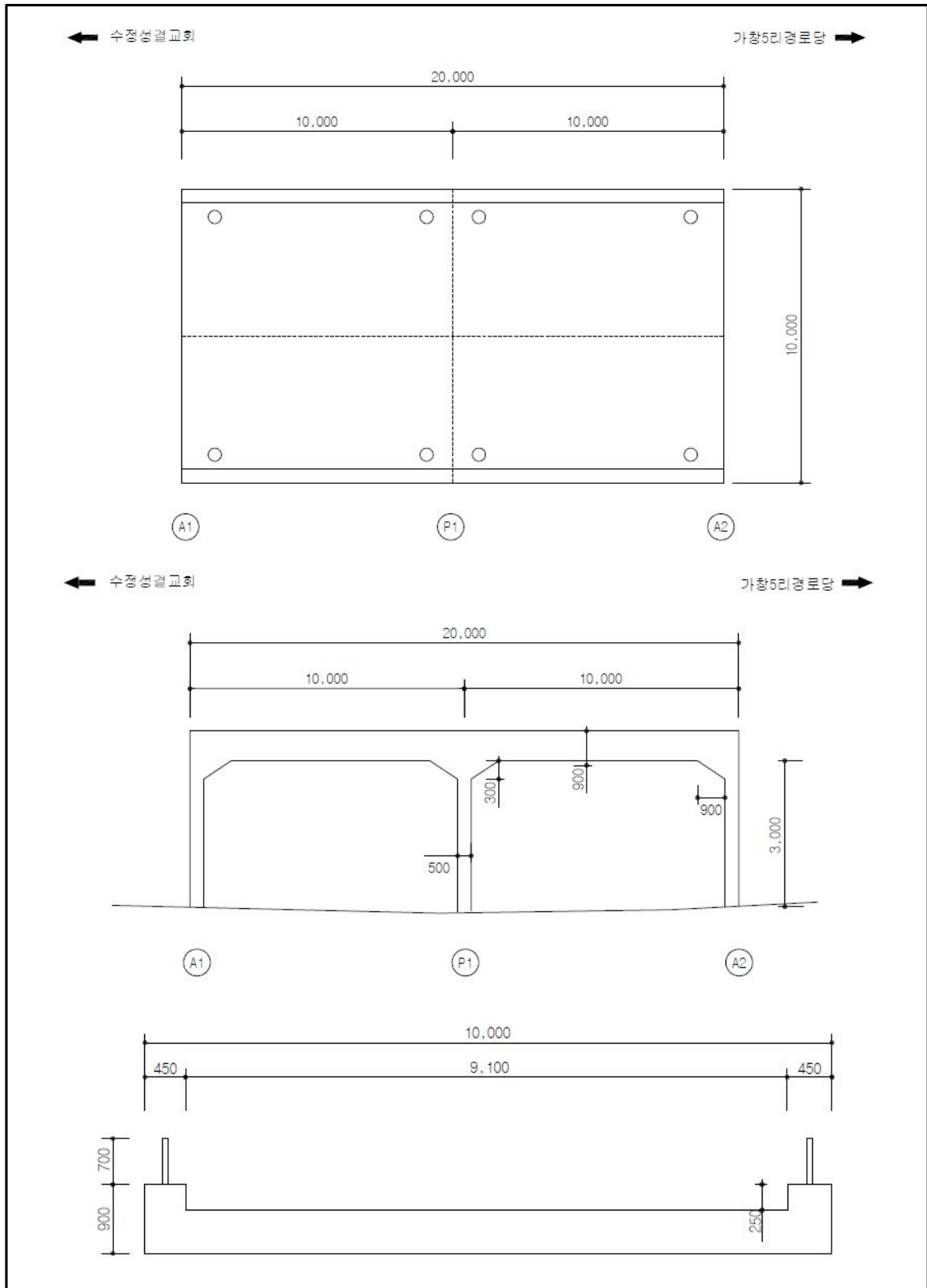
19.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		주리교(신)		시설물번호		-	
준공년도		1998년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 281-1					
설계하중		DB-24		노선명		시도19호선	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 10.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

19.1.2 전경 및 위치도



19.1.3 관련도면



<그림 19.1.1> 일반도

19.2 현장조사

19.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 아스콘 균열, 바닥판하면 망상균열, 하부구조 균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교대 및 교각 균열	 <교각 P1 벽체 균열 CW=0.3mm>  <교대 A2 벽체 균열 CW=0.2mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 주리교(신) 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

19.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 27.3 ~ 27.5 MPa, 교대 28.2 ~ 28.5 MPa, 교각 27.4 MPa로 추정설계기준강도인 27.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (Ro)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	47.7	0°	0.63	26.9	27.7	27.3	27.0	양호
바닥판(S2)	48.0	0°	0.63	27.1	27.8	27.5	27.0	양호
교대(A1)	49.0	0°	0.63	28.0	28.3	28.2	27.0	양호
교각(P1)	47.8	0°	0.63	27.0	27.7	27.4	27.0	양호
교대(A2)	49.6	0°	0.63	28.4	28.5	28.5	27.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	310.0	300.0	256.0	250.0	
바닥판하면(S2)	301.0	300.0	225.0	250.0	
교각(P1)	100.0	100.0	272.0	250.0	
교대(A1)	122.0	125.0	150.0	150.0	
교대(A2)	125.0	125.0	154.0	150.0	

19.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(27MPa)의 101%와 104%, 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

19.3 내진성능 상세평가

19.3.1 개요

주리교(신)의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 19.3.1>에 정리하였다.

<표 19.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	390.32	135.90	2.872	O.K
		중 앙 부	197.94	108.05	1.832	O.K
		우측단부	390.32	220.28	1.772	O.K
	외측2	좌측단부	390.32	220.28	1.772	O.K
		중 앙 부	197.94	108.05	1.832	O.K
		우측단부	390.32	135.90	2.872	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	90.59	4.665	O.K
		우측단부	422.62	109.63	3.855	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	109.63	3.855	O.K
		우측단부	422.62	90.59	4.665	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	426.24	132.35	3.221	O.K
		배면	347.27	9.14	37.995	O.K
	중앙	전면	347.27	36.35	9.554	O.K
		배면	347.27	53.39	6.504	O.K
	하단	전면	347.27	90.39	3.842	O.K
		배면	347.27	97.98	3.544	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	318.70	87.28	3.651	O.K
		배면	318.70	87.28	3.651	O.K
	중앙	전면	318.70	65.27	4.883	O.K
		배면	318.70	65.27	4.883	O.K
	하단	전면	318.70	66.44	4.797	O.K
		배면	318.70	66.44	4.797	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		69,041.91	827.60	83.424	O.K
	Pmax		69,041.91	783.70	88.097	O.K
축력 (kN)	Mmax		70,823.59	2,511.90	28.195	O.K
	Pmax		70,823.59	2,519.90	28.106	O.K
전단력 (kN)			1,299.04	391.70	3.316	O.K

19.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 10.0m
- 5) 준공연도 : 1999년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{35} = 27,804MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

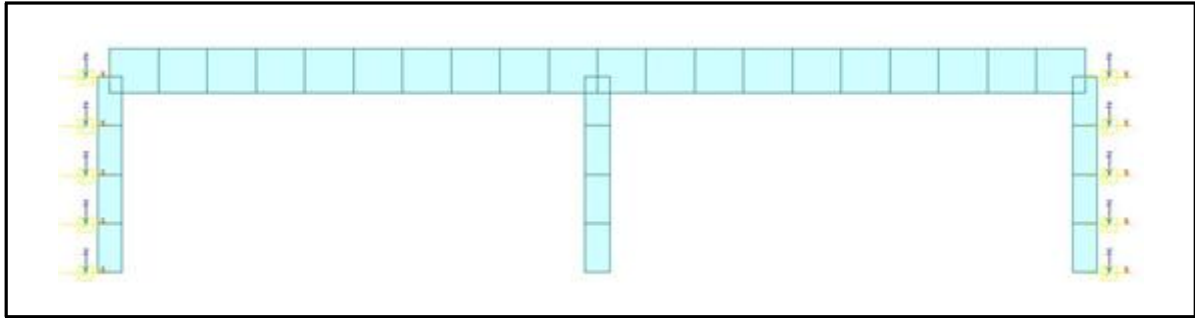
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

19.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 19.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 178,500 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	1, 11
2	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	2, 3, 4
3	$178,500 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 178,500$	12, 13, 14
4	$178,500 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 89,250$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 748,459 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$748,459 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 374,229$	1, 11
2	$748,459 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 748,459$	2, 3, 4
3	$748,459 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 748,459$	12, 13, 14
4	$748,459 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 374,229$	5, 15

19.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 18.40\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.65\text{m} \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 162.50\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.9\text{m}) / 2 \times 4ea \times 10.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3$
 $/20.0\text{m}(\text{연장}) = 6.75\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000106\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000105600$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.019815840$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000209$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.089\text{sec}$

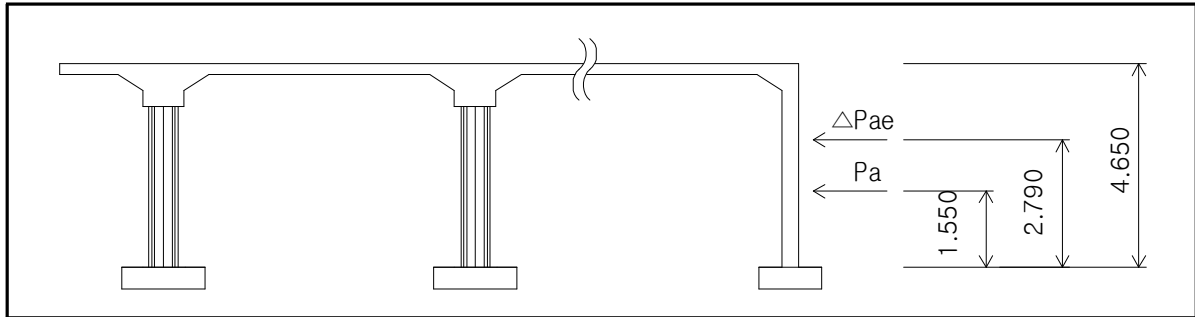
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS/T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.112, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 72.245\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



〈그림 19.3.2〉 지진시 토압 작용 개념도

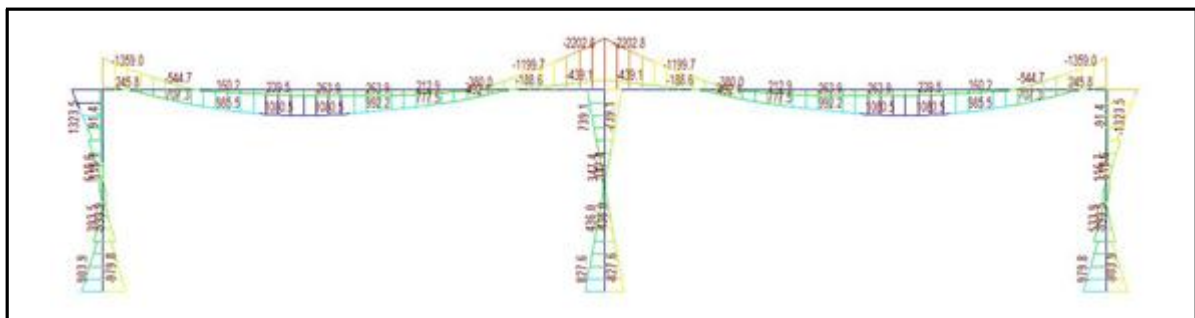
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 741.78\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 848.70\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 106.92\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H)/P_{ae} = 1.8258\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

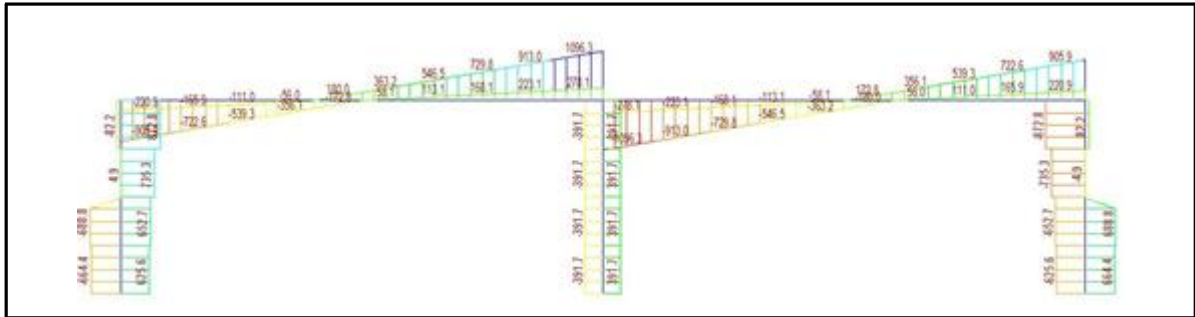
19.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



〈그림 19.3.3〉 주리교(신) 모멘트도

나. 전단력도



<그림 19.3.4> 주리교(신) 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	1359.0	135.9	905.9	90.6
		중 앙 부	1080.5	108.1	-	-
		우측단부	2202.8	220.3	1096.3	109.6
	외측2	좌측단부	2202.8	220.3	1096.3	109.6
		중 앙 부	1080.5	108.1	-	-
		우측단부	1359.0	135.9	905.9	90.6
벽체	상단	전면	1323.5	132.4	872.8	87.3
		배면	91.4	9.1		
	중앙	전면	363.5	36.4	652.7	65.3
		배면	533.9	53.4		
	하단	전면	903.9	90.4	664.4	66.4
		배면	979.8	98.0		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	827.6	2511.9	291.7
	Pmax	783.7	2519.9	372.0

19.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	390.32	135.90	2.872	O.K
		중 앙 부	197.94	108.05	1.832	O.K
		우측단부	390.32	220.28	1.772	O.K
	외측2	좌측단부	390.32	220.28	1.772	O.K
		중 앙 부	197.94	108.05	1.832	O.K
		우측단부	390.32	135.90	2.872	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	422.62	90.59	4.665	O.K
		우측단부	422.62	109.63	3.855	O.K
	외측2	좌측단부	422.62	109.63	3.855	O.K
		우측단부	422.62	90.59	4.665	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	426.24	132.35	3.221	O.K
		배면	347.27	9.14	37.995	O.K
	중앙	전면	347.27	36.35	9.554	O.K
		배면	347.27	53.39	6.504	O.K
	하단	전면	347.27	90.39	3.842	O.K
		배면	347.27	97.98	3.544	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	318.70	87.28	3.651	O.K
		배면	318.70	87.28	3.651	O.K
	중앙	전면	318.70	65.27	4.883	O.K
		배면	318.70	65.27	4.883	O.K
	하단	전면	318.70	66.44	4.797	O.K
		배면	318.70	66.44	4.797	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		69,041.91	827.60	83.424	O.K
	Pmax		69,041.91	783.70	88.097	O.K
축력 (kN)	Mmax		70,823.59	2,511.90	28.195	O.K
	Pmax		70,823.59	2,519.90	28.106	O.K
전단력 (kN)			1,299.04	391.70	3.316	O.K

19.4 내진보강방안 검토

주리교(신)는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 20 장 수정교

20.1 개요

20.2 현장조사

20.3 내진성능 상세평가

20.4 내진보강방안 검토

제 20 장 수정교

20.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

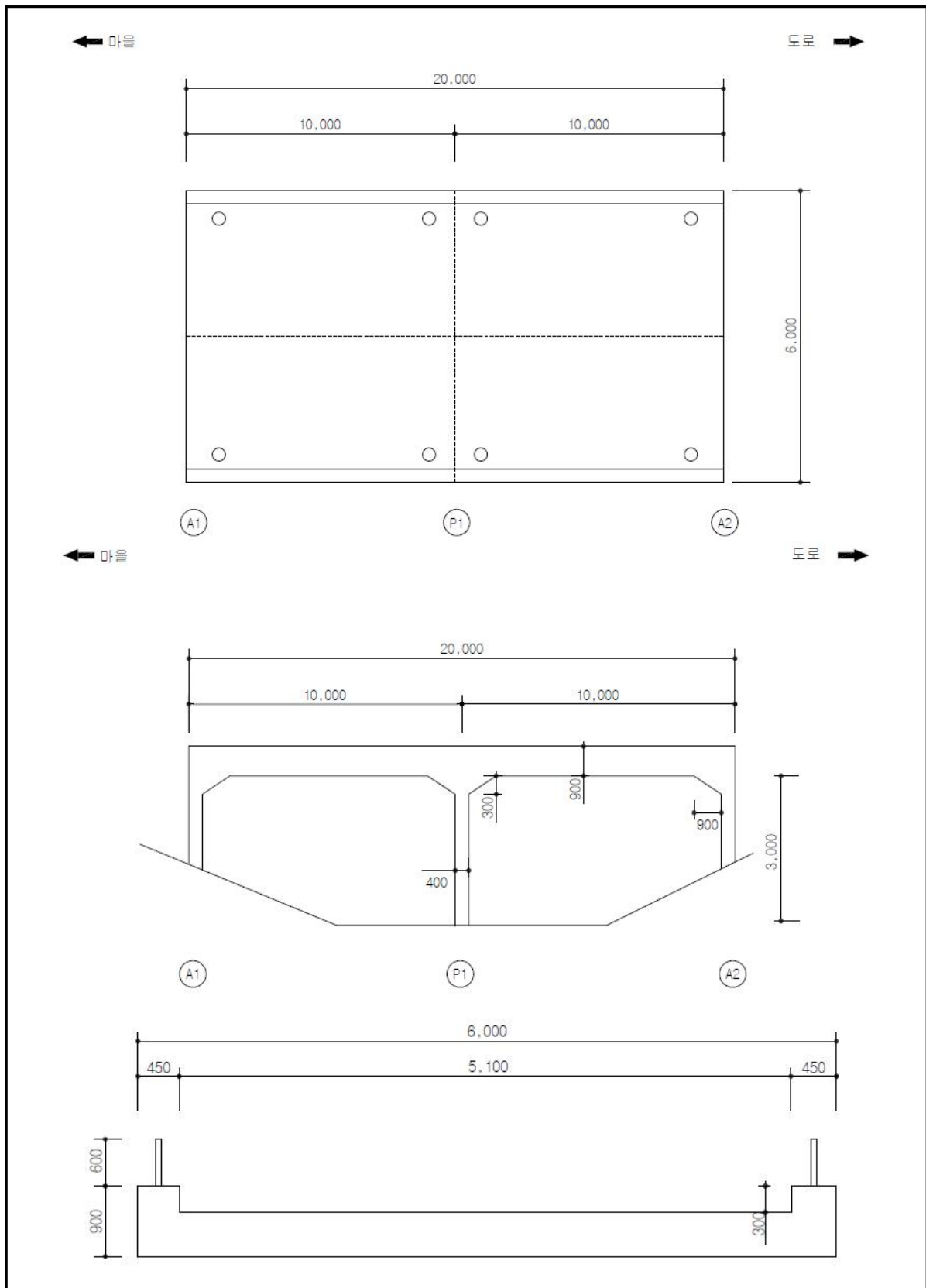
20.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		수정교		시설물번호		-	
준공년도		1995년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1025-7					
설계하중		DB-24		노선명		리도202호선	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

20.1.2 전경 및 위치도



20.1.3 관련도면



<그림 20.1.1> 일반도

20.2 현장조사

20.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 아스콘 균열 및 파손, 바닥판하면 균열, 망상균열, 하부구조 균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
하부구조	교각 벽체 균열	 <교각 P1 벽체 균열 CW=0.2mm>  <교각 P1 벽체 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 수정교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

20.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 26.8 ~ 26.9 MPa, 교대 24.1 ~ 24.3 MPa, 교각 24.7 MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R _o)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	46.8	90°	0.63	26.2	27.3	26.8	24.0	양호
바닥판(S2)	47.0	90°	0.63	26.4	27.4	26.9	24.0	양호
교대(A1)	42.8	0°	0.63	23.0	25.5	24.3	24.0	양호
교각(P1)	43.5	0°	0.63	23.6	25.8	24.7	24.0	양호
교대(A2)	42.5	0°	0.63	22.8	25.3	24.1	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	127.0	125.0	150.0	150.0	
바닥판하면(S2)	125.0	125.0	145.0	150.0	
교각(P1)	130.0	125.0	200.0	200.0	
교대(A1)	202.0	200.0	230.0	250.0	
교대(A2)	203.0	200.0	240.0	250.0	

20.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 112%와 100%, 103%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

20.3 내진성능 상세평가

20.3.1 개요

수정교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 20.3.1>에 정리하였다.

<표 20.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
		우측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
	외측2	좌측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
		우측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	114.63	102.58	1.117	O.K
		배면	89.31	7.08	12.614	O.K
	중앙	전면	89.31	29.18	3.061	O.K
		배면	89.31	38.88	2.297	O.K
	하단	전면	89.31	71.75	1.245	O.K
		배면	89.31	64.85	1.377	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			587.88	161.90	3.631	O.K

20.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1995년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

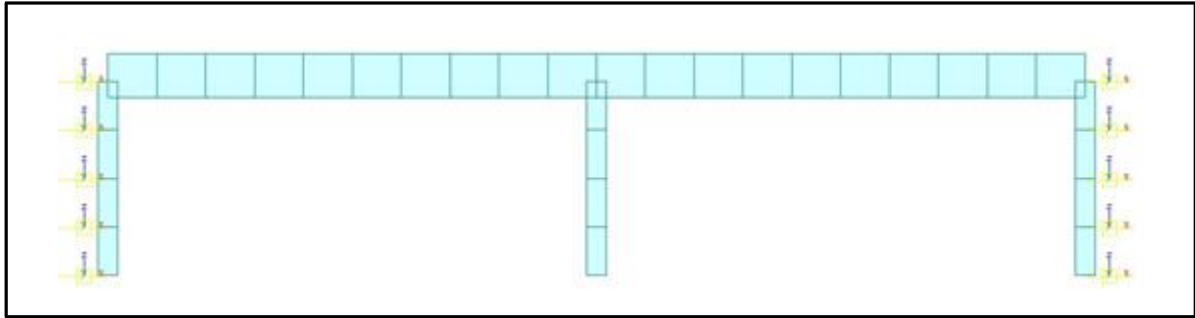
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

20.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 20.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100\text{kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637\text{kN}\cdot\text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

20.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.60\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 90.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.9\text{m}) / 2 \times 4ea \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3$
 $/20.0\text{m}(\text{연장}) = 4.05\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000141420$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.014861828$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000350$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.100\text{sec}$

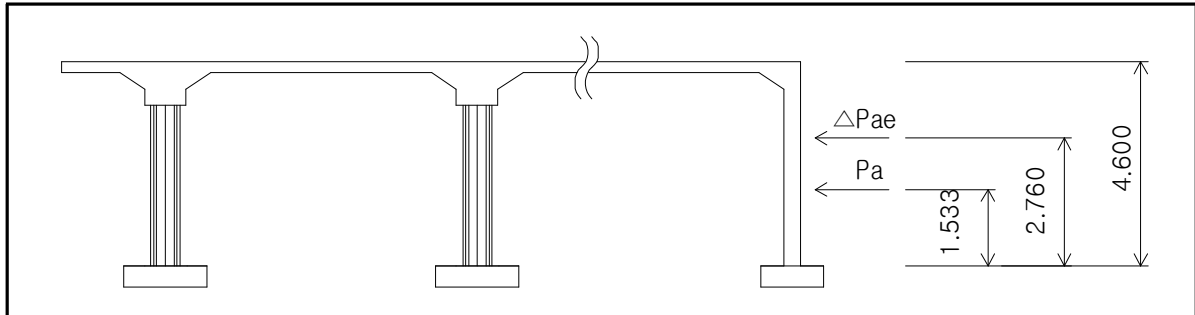
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS/T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 40.460\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 20.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

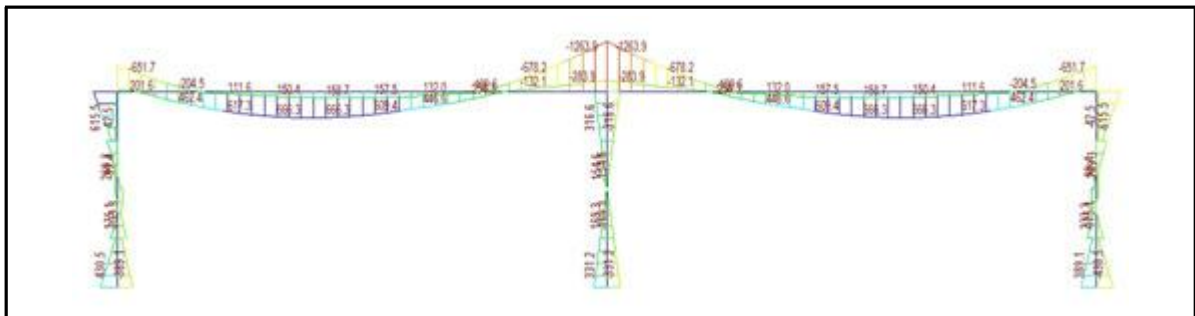
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 431.75\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 493.98\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 62.23\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.798\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

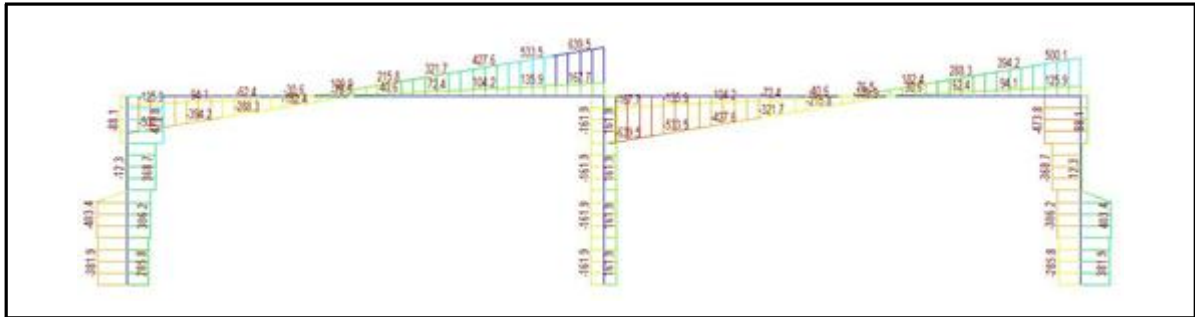
20.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 20.3.3> 수정교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 20.3.4> 수정교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
벽체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0
		배면	42.5	7.1		
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2
		배면	233.3	38.9		
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7
		배면	389.1	64.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

20.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
		우측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
	외측2	좌측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
		우측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	114.63	102.58	1.117	O.K
		배면	89.31	7.08	12.614	O.K
	중앙	전면	89.31	29.18	3.061	O.K
		배면	89.31	38.88	2.297	O.K
	하단	전면	89.31	71.75	1.245	O.K
		배면	89.31	64.85	1.377	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			587.88	161.90	3.631	O.K

20.4 내진보강방안 검토

수정교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 21 장 용천2교

21.1 개요

21.2 현장조사

21.3 내진성능 상세평가

21.4 내진보강방안 검토

제 21 장 용천2교

21.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

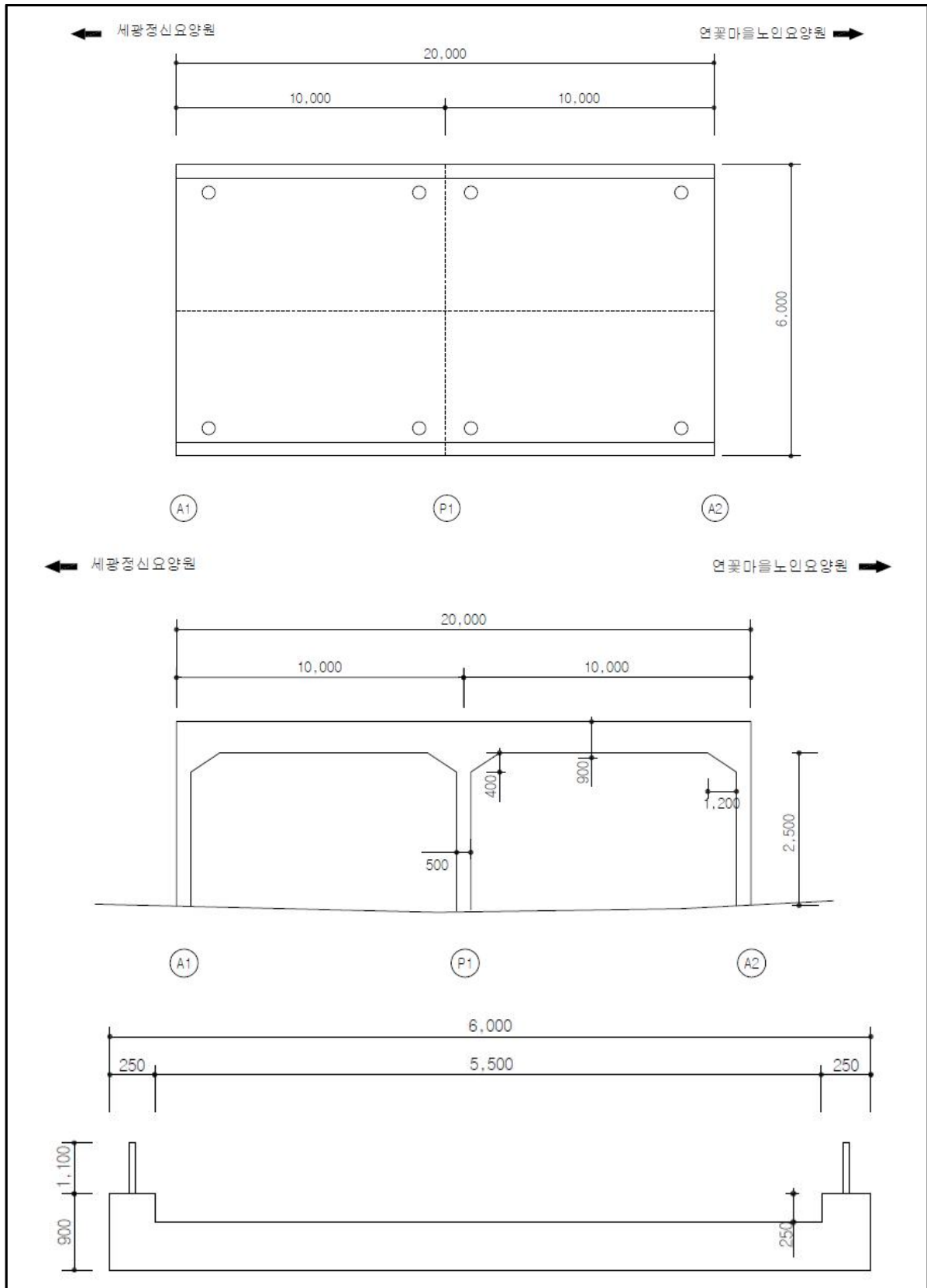
21.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		용천2교		시설물번호		-	
준공년도		2001년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 용천리 860-1					
설계하중		DB-24		노선명		리도210호선	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		용천천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

21.1.2 전경 및 위치도



21.1.3 관련도면



<그림 21.1.1> 일반도

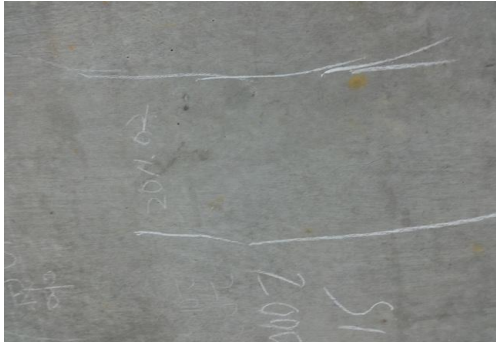
21.2 현장조사

21.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교면포장 토사퇴적, 난간 파손, 바닥판하면 망상균열 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 망상균열	 <바닥판하면 S1 망상균열>  <바닥판하면 S2 망상균열>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 용천2교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

21.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 29.3 ~ 29.4 MPa, 교대 26.4 ~ 26.5 MPa, 교각 24.3MPa로 추정설계기준강도인 24.0MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (Ro)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	50.8	90°	0.63	29.4	29.1	29.3	24.0	양호
바닥판(S2)	51.0	90°	0.63	29.6	29.2	29.4	24.0	양호
교대(A1)	46.4	0°	0.63	25.9	27.1	26.5	24.0	양호
교각(P1)	42.8	0°	0.63	23.0	25.5	24.3	24.0	양호
교대(A2)	46.3	0°	0.63	25.8	27.0	26.4	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	128.0	125.0	218.0	200.0	
바닥판하면(S2)	142.0	125.0	197.0	200.0	
교각(P1)	132.0	125.0	158.0	150.0	
교대(A1)	136.0	150.0	203.0	200.0	
교대(A2)	140.0	150.0	195.0	200.0	

21.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 122%와 110%, 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

21.3 내진성능 상세평가

21.3.1 개요

용천2교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 21.3.1>에 정리하였다.

<표 21.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	463.73	136.17	3.406	O.K
		중 앙 부	463.73	106.97	4.335	O.K
		우측단부	463.73	220.93	2.099	O.K
	외측2	좌측단부	463.73	220.93	2.099	O.K
		중 앙 부	463.73	106.97	4.335	O.K
		우측단부	463.73	136.17	3.406	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	398.45	90.53	4.401	O.K
		우측단부	398.45	109.42	3.641	O.K
	외측2	좌측단부	398.45	109.42	3.641	O.K
		우측단부	398.45	90.53	4.401	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	338.48	133.20	2.541	O.K
		배면	250.74	9.07	27.645	O.K
	중앙	전면	250.74	57.85	4.334	O.K
		배면	250.74	20.33	12.333	O.K
	하단	전면	250.74	77.42	3.239	O.K
		배면	250.74	103.27	2.428	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	261.28	89.38	2.923	O.K
		배면	261.28	89.38	2.923	O.K
	중앙	전면	261.28	72.50	3.604	O.K
		배면	261.28	72.50	3.604	O.K
	하단	전면	261.28	71.82	3.638	O.K
		배면	261.28	71.82	3.638	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		20,498.72	519.30	39.474	O.K
	Pmax		20,498.72	495.60	41.361	O.K
축력 (kN)	Mmax		34,595.99	1,467.50	23.575	O.K
	Pmax		34,595.99	1,471.00	23.519	O.K
전단력 (kN)			685.86	278.30	2.464	O.K

21.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 2001년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

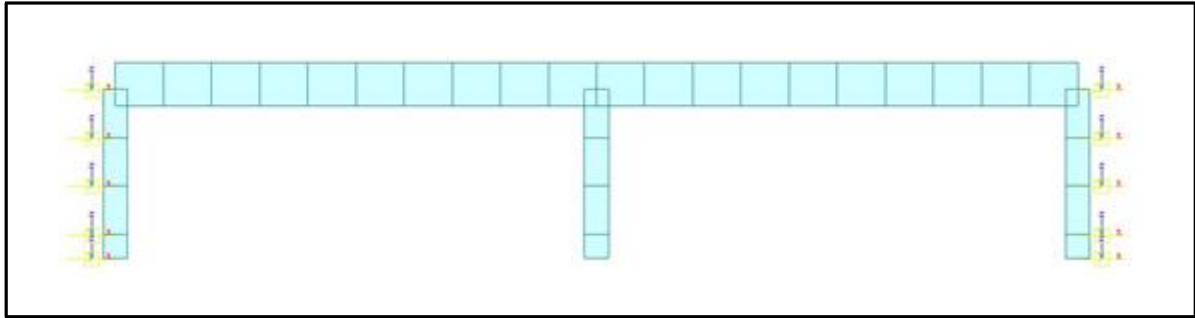
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

21.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 21.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100 \text{ kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (0.5 + 0.0) / 2 = 26,775$	1, 11
2	$107,100 \times (0.5 + 1.0) / 2 = 80,325$	2, 12
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	3, 4, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 363,345 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$363,345 \times (0.5 + 0.0) / 2 = 90,836$	1, 11
2	$363,345 \times (0.5 + 1.0) / 2 = 272,509$	2, 12
3	$363,345 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 363,345$	3, 4, 13, 14
4	$363,345 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 181,672$	5, 15

21.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.65\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 97.50\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.4\text{m} + 1.2\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 7.20\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000150\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000089940$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.010409656$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000156$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.084\text{sec}$

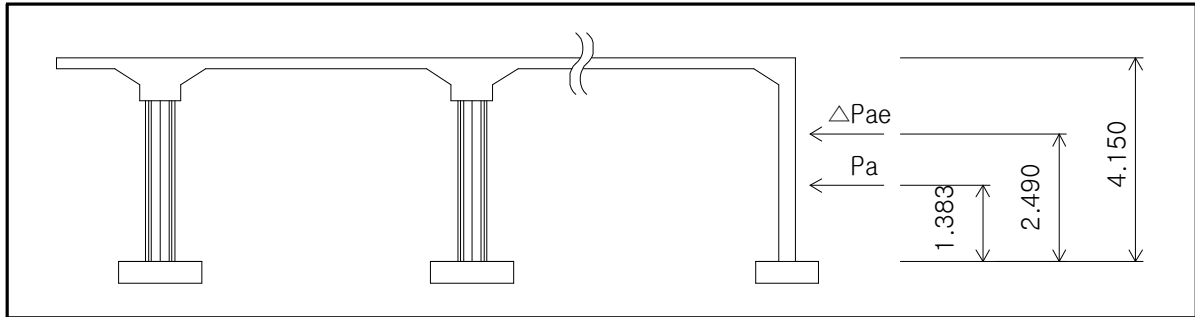
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.156, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 44.560\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 21.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

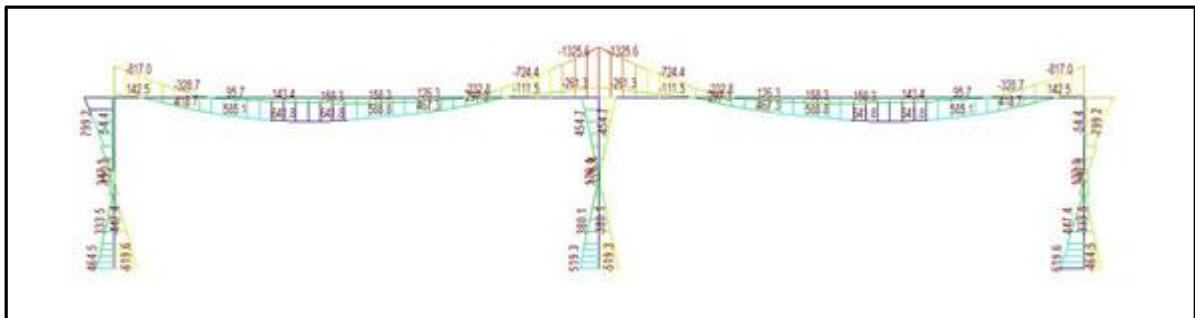
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 360.10\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 412.01\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 51.91\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.642\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

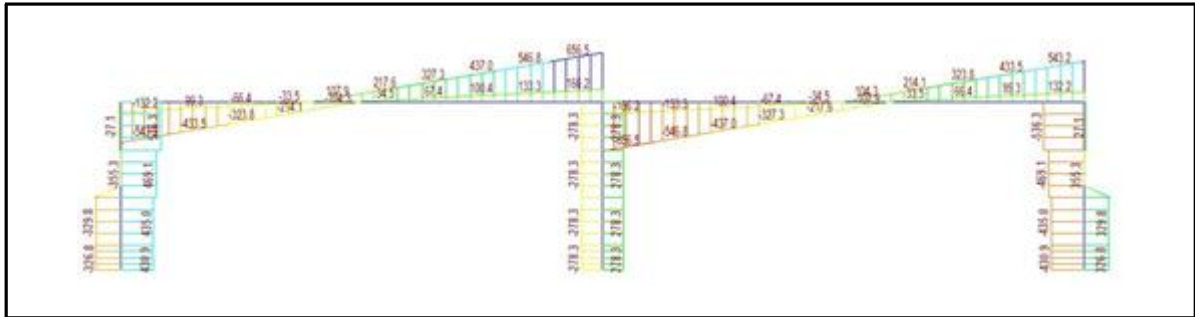
21.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 21.3.3> 용천2교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 21.3.4> 용천2교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	817.0	136.2	543.2	90.5
		중 앙 부	641.8	107.0	-	-
		우측단부	1325.6	220.9	656.5	109.4
	외측2	좌측단부	1325.6	220.9	656.5	109.4
		중 앙 부	641.8	107.0	-	-
		우측단부	817.0	136.2	543.2	90.5
벽체	상단	전면	799.2	133.2	536.3	89.4
		배면	54.4	9.1		
	중앙	전면	347.1	57.9	435.0	72.5
		배면	122.0	20.3		
	하단	전면	464.5	77.4	430.9	71.8
		배면	619.6	103.3		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	519.3	1467.5	278.3
	Pmax	495.6	1471.0	266.2

21.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	463.73	136.17	3.406	O.K
		중 앙 부	463.73	106.97	4.335	O.K
		우측단부	463.73	220.93	2.099	O.K
	외측2	좌측단부	463.73	220.93	2.099	O.K
		중 앙 부	463.73	106.97	4.335	O.K
		우측단부	463.73	136.17	3.406	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	398.45	90.53	4.401	O.K
		우측단부	398.45	109.42	3.641	O.K
	외측2	좌측단부	398.45	109.42	3.641	O.K
		우측단부	398.45	90.53	4.401	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	338.48	133.20	2.541	O.K
		배면	250.74	9.07	27.645	O.K
	중앙	전면	250.74	57.85	4.334	O.K
		배면	250.74	20.33	12.333	O.K
	하단	전면	250.74	77.42	3.239	O.K
		배면	250.74	103.27	2.428	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	261.28	89.38	2.923	O.K
		배면	261.28	89.38	2.923	O.K
	중앙	전면	261.28	72.50	3.604	O.K
		배면	261.28	72.50	3.604	O.K
	하단	전면	261.28	71.82	3.638	O.K
		배면	261.28	71.82	3.638	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		20,498.72	519.30	39.474	O.K
	Pmax		20,498.72	495.60	41.361	O.K
축력 (kN)	Mmax		34,595.99	1,467.50	23.575	O.K
	Pmax		34,595.99	1,471.00	23.519	O.K
전단력 (kN)			685.86	278.30	2.464	O.K

21.4 내진보강방안 검토

용천2교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 22 장 가창1교

22.1 개요

22.2 현장조사

22.3 내진성능 상세평가

22.4 내진보강방안 검토

제 22 장 가창1교

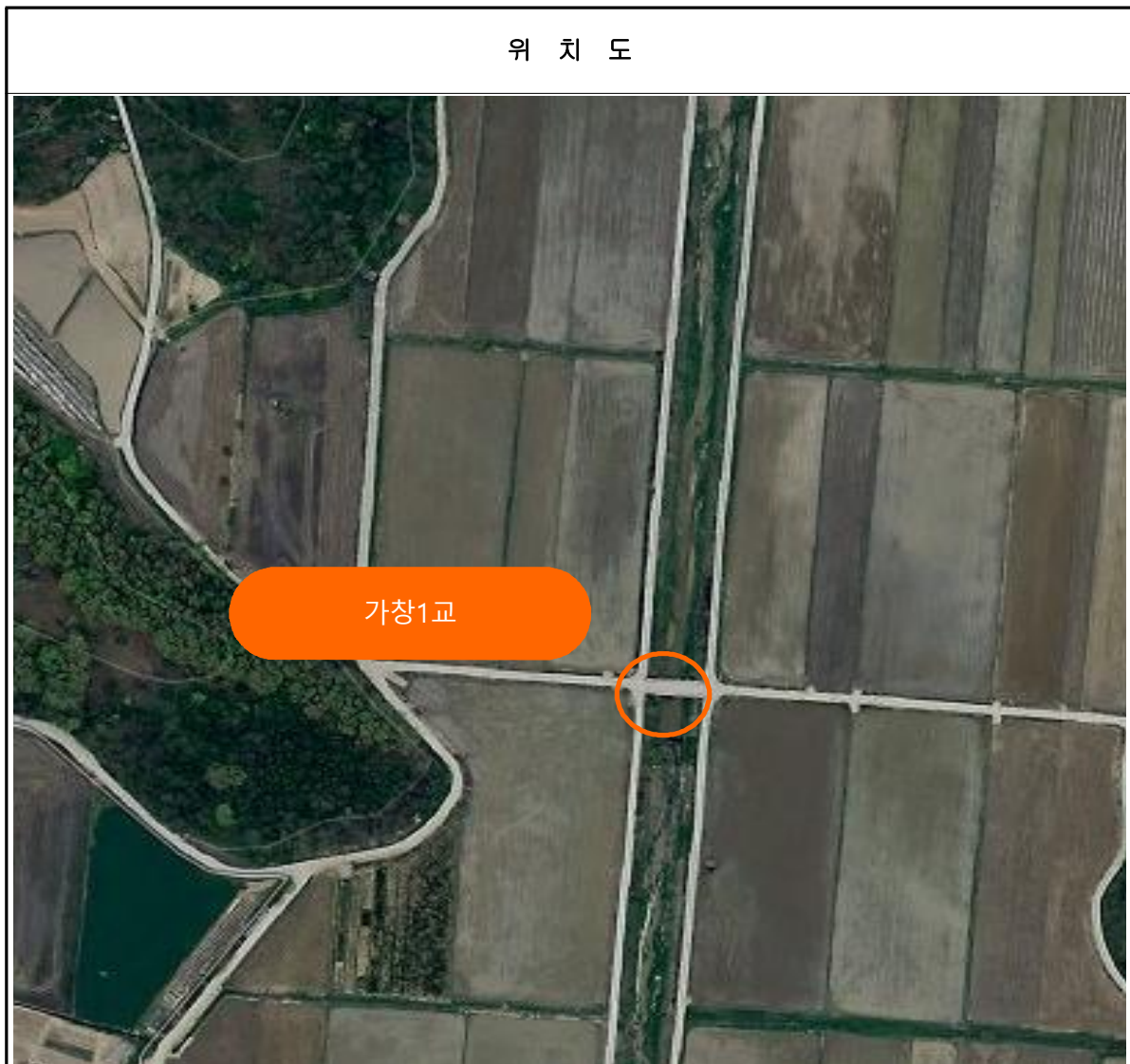
22.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

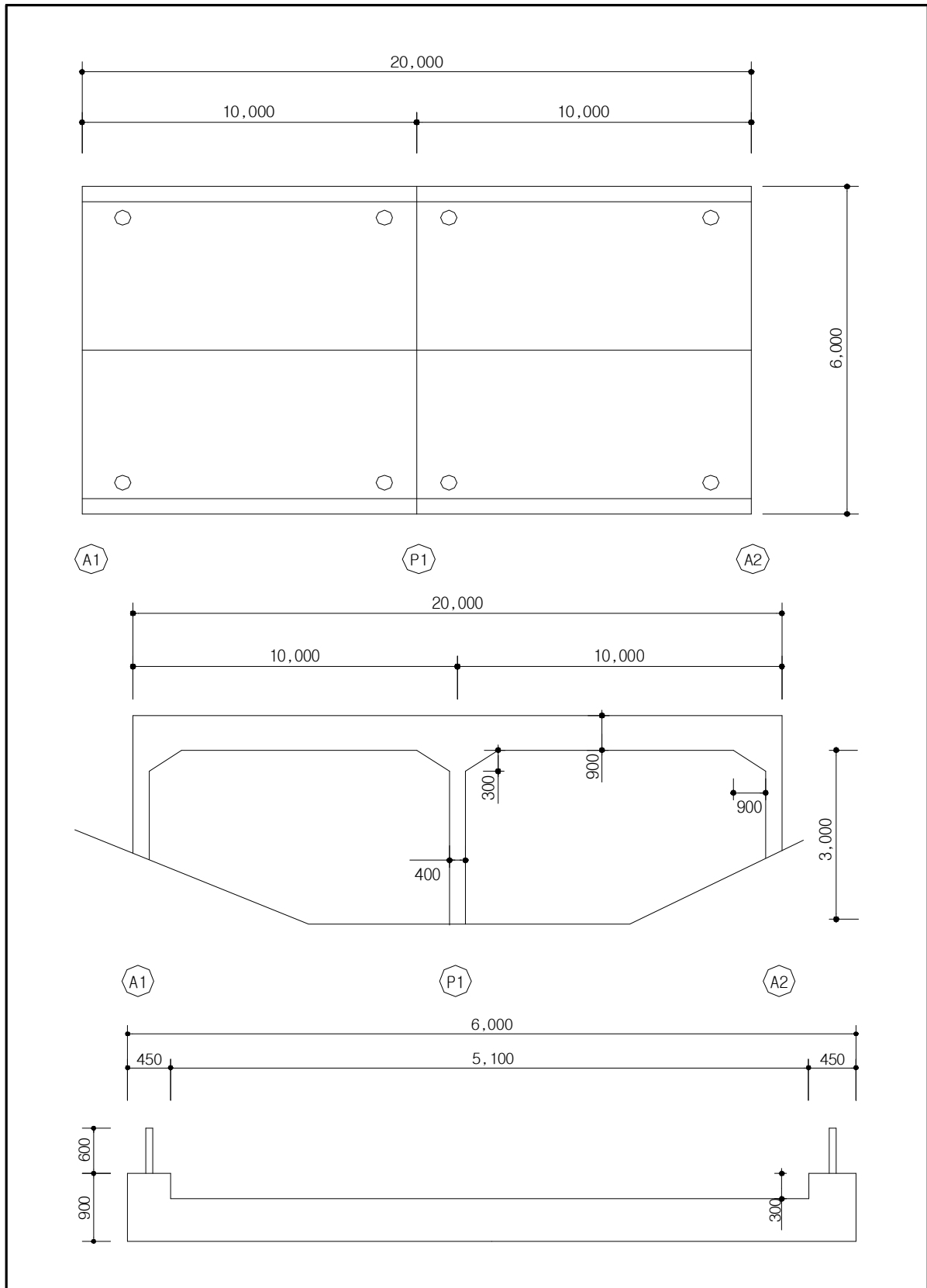
22.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		가창1교		시설물번호		-	
준공년도		1995년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 1031-8					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

22.1.2 전경 및 위치도



22.1.3 관련도면



<그림 22.1.1> 일반도

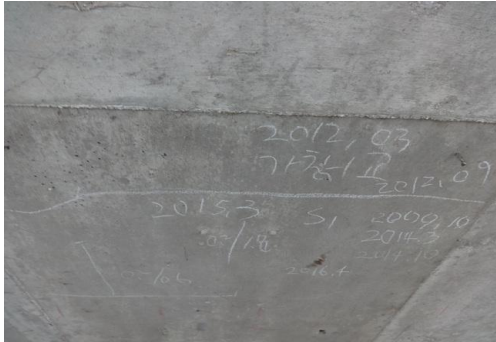
22.2 현장조사

22.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 하부구조 균열 및 누수흔적 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 균열	 <바닥판하면 S1 균열 CW=0.2mm>  <바닥판하면 S1 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 가창1교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

22.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 28.8 ~ 28.9 MPa, 교대 25.3 ~ 25.4 MPa, 교각 29.3 MPa로 추정설계기준강도인 24.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R _o)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	50.0	90°	0.63	28.8	28.7	28.8	24.0	양호
바닥판(S2)	50.1	90°	0.63	28.9	28.8	28.9	24.0	양호
교대(A1)	44.6	0°	0.63	24.4	26.3	25.4	24.0	양호
교각(P1)	50.8	0°	0.63	29.4	29.1	29.3	24.0	양호
교대(A2)	44.5	0°	0.63	24.4	26.2	25.3	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	125.0	125.0	153.0	150.0	
바닥판하면(S2)	122.0	125.0	150.0	150.0	
교각(P1)	138.0	150.0	215.0	200.0	
교대(A1)	262.0	250.0	255.0	250.0	
교대(A2)	267.0	250.0	250.0	250.0	

22.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 120%와 105%, 122%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

22.3 내진성능 상세평가

22.3.1 개요

가창1교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 22.3.1>에 정리하였다.

<표 22.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
		우측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
	외측2	좌측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
		우측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	114.63	102.58	1.117	O.K
		배면	89.31	7.08	12.614	O.K
	중앙	전면	89.31	29.18	3.061	O.K
		배면	89.31	38.88	2.297	O.K
	하단	전면	89.31	71.75	1.245	O.K
		배면	89.31	64.85	1.377	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			587.88	161.90	3.631	O.K

22.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1995년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986 MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

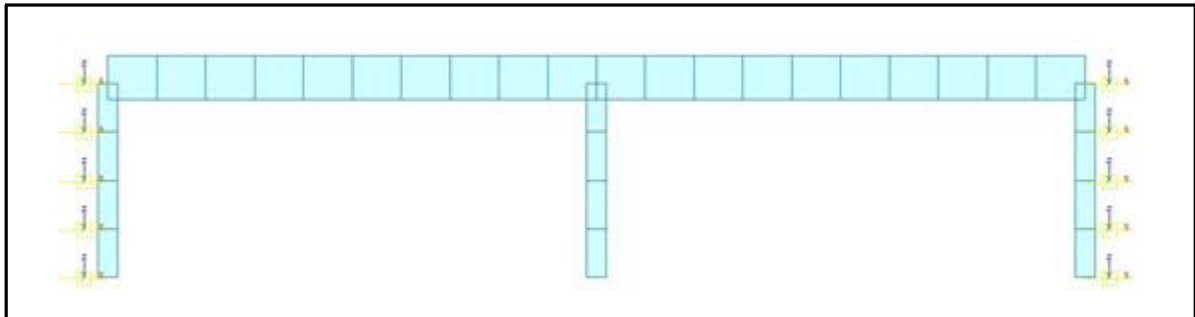
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

22.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 22.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100\text{kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637\text{kN}\cdot\text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

22.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.60\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 90.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.9\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 4.05\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000141420$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.014861828$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000350$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.100\text{sec}$

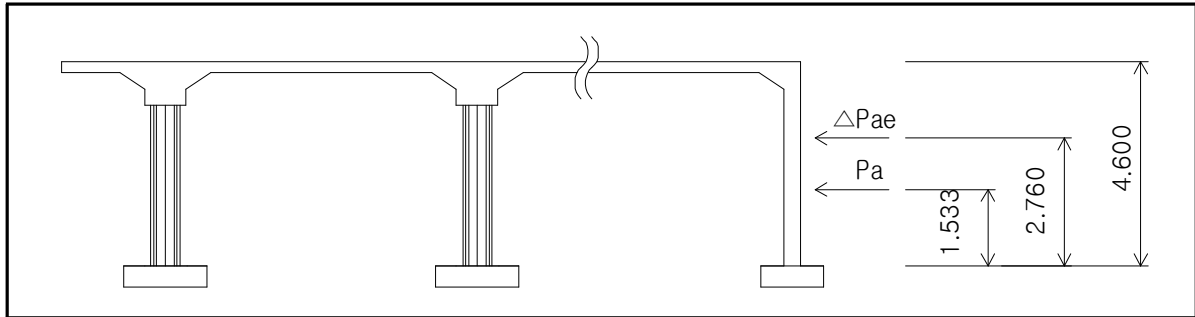
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 40.460\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 22.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

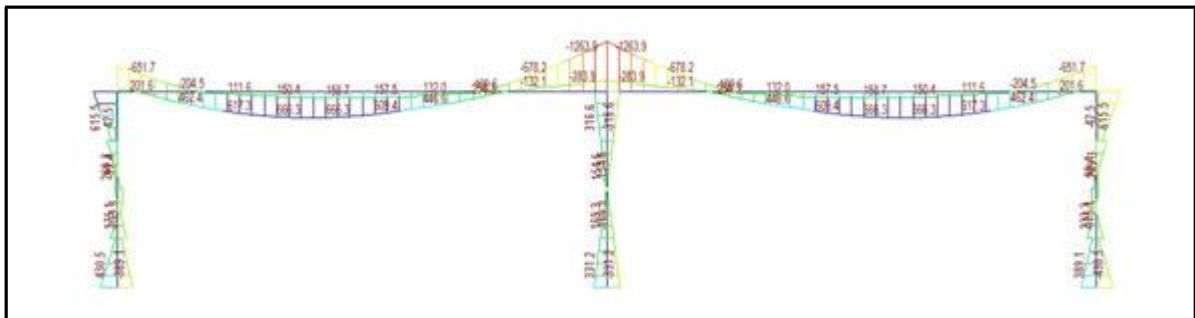
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 431.75\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 493.98\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 62.234\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.798\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

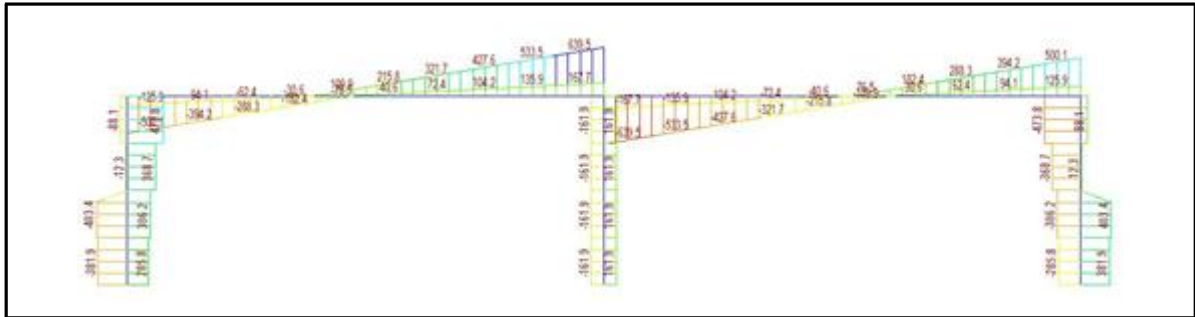
22.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 22.3.3> 가창1교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 22.3.4> 가창1교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
벽체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0
		배면	42.5	7.1		
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2
		배면	233.3	38.9		
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7
		배면	387.1	64.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

22.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
	외측2	좌측단부	222.15	210.65	1.055	O.K
		중 앙 부	222.15	111.05	2.000	O.K
		우측단부	222.15	108.62	2.045	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
		우측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
	외측2	좌측단부	365.79	106.58	3.432	O.K
		우측단부	365.79	83.35	4.389	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	114.63	102.58	1.117	O.K
		배면	89.31	7.08	12.614	O.K
	중앙	전면	89.31	29.18	3.061	O.K
		배면	89.31	38.88	2.297	O.K
	하단	전면	89.31	71.75	1.245	O.K
		배면	89.31	64.85	1.377	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			587.88	161.90	3.631	O.K

22.4 내진보강방안 검토

가창1교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 23 장 가창2교

23.1 개요

23.2 현장조사

23.3 내진성능 상세평가

23.4 내진보강방안 검토

제 23 장 가창2교

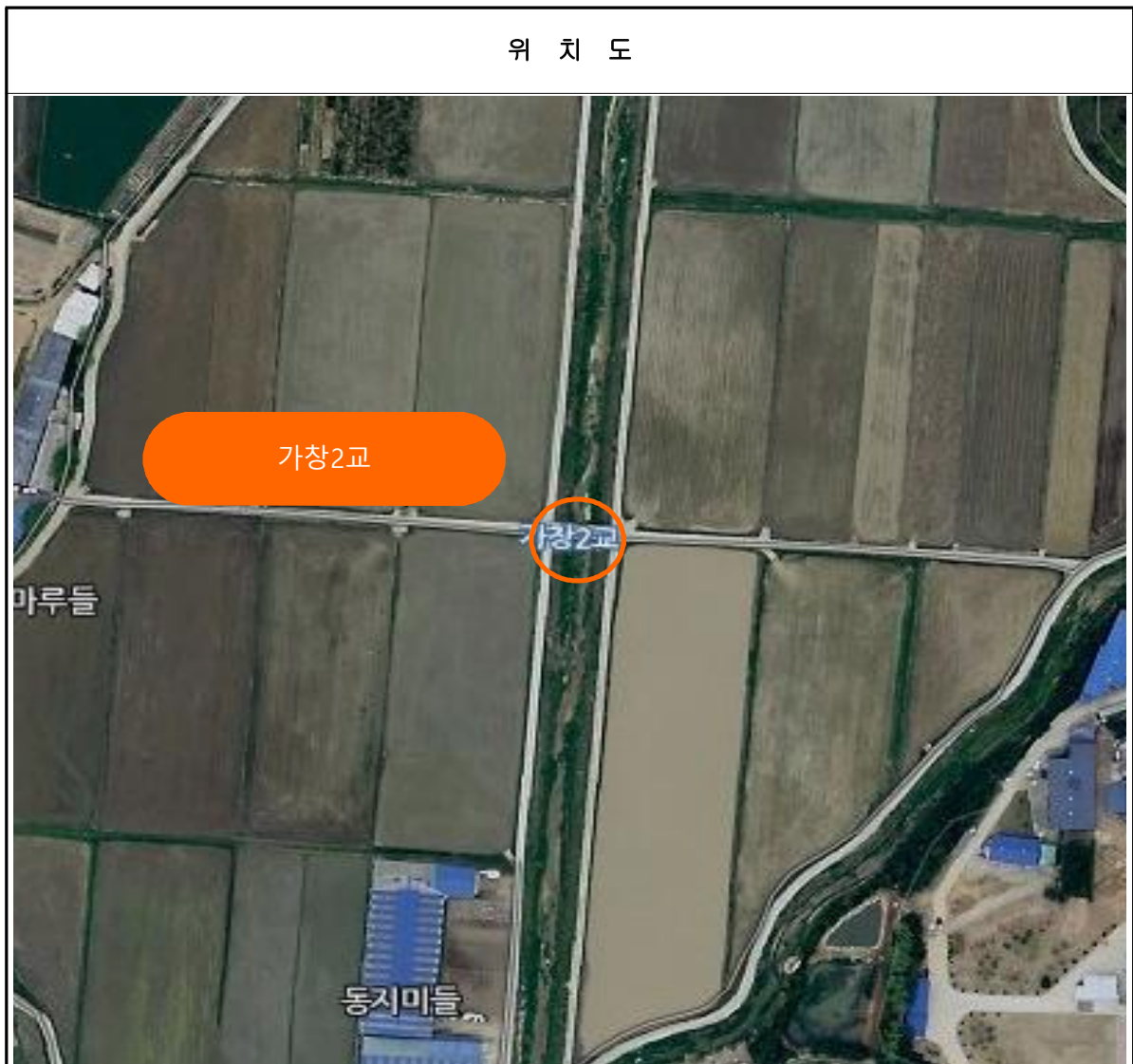
23.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

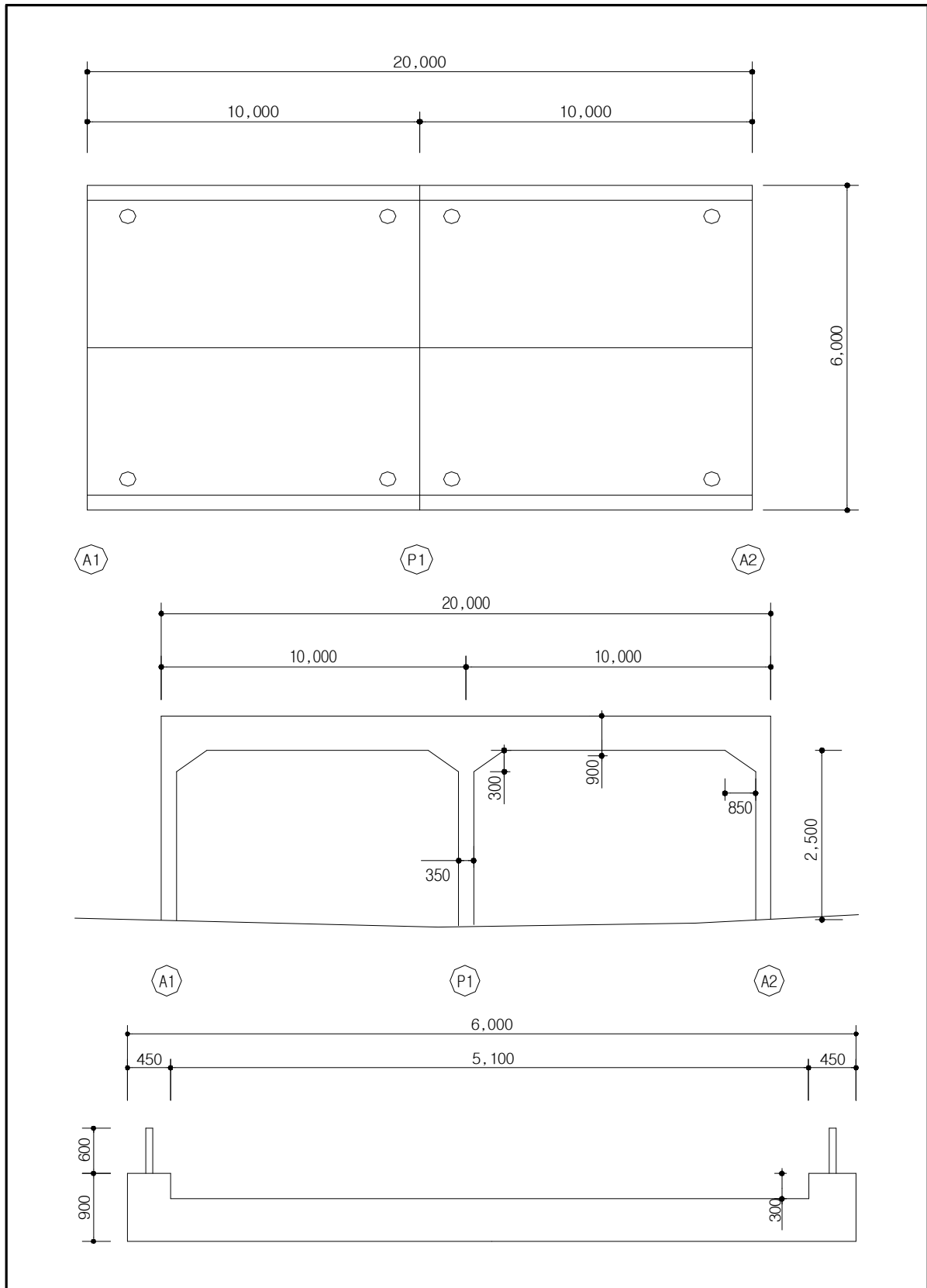
23.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		가창2교		시설물번호		-	
준공년도		1995년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 103					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

23.1.2 전경 및 위치도



23.1.3 관련도면



<그림 23.1.1> 일반도

23.2 현장조사

23.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 하부구조 기둥 굽힘 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진 성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 균열	 <바닥판하면 S2 균열 CW=0.1mm>  <바닥판하면 S2 균열 CW=0.1mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 가창2교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

23.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 24.5 ~ 25.2 MPa, 교대 25.2 ~ 26.5 MPa, 교각 25.0 MPa로 추정설계기준강도인 24.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R _o)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	44.3	90°	0.63	24.2	26.1	25.2	24.0	양호
바닥판(S2)	43.2	90°	0.63	23.3	25.7	24.5	24.0	양호
교대(A1)	46.4	0°	0.63	25.9	27.1	26.5	24.0	양호
교각(P1)	43.9	0°	0.63	23.9	26.0	25.0	24.0	양호
교대(A2)	44.3	0°	0.63	24.2	26.1	25.2	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	125.0	125.0	153.0	150.0	
바닥판하면(S2)	125.0	125.0	147.0	150.0	
교각(P1)	119.0	125.0	246.0	250.0	
교대(A1)	235.0	250.0	260.0	250.0	
교대(A2)	280.0	250.0	250.0	250.0	

23.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 102%와 105%, 104%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

23.3 내진성능 상세평가

23.3.1 개요

가창2교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 23.3.1>에 정리하였다.

<표 23.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	661.15	108.62	6.087	O.K
		중 앙 부	661.15	111.05	5.954	O.K
		우측단부	661.15	210.65	3.139	O.K
	외측2	좌측단부	661.15	210.65	3.139	O.K
		중 앙 부	661.15	111.05	5.954	O.K
		우측단부	661.15	108.62	6.087	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
		우측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
	외측2	좌측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
		우측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	195.33	102.58	1.904	O.K
		배면	145.98	7.08	20.619	O.K
	중앙	전면	145.98	29.18	5.003	O.K
		배면	145.98	38.88	3.755	O.K
	하단	전면	145.98	71.75	2.035	O.K
		배면	145.98	64.85	2.251	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	202.49	78.97	2.564	O.K
		배면	202.49	78.97	2.564	O.K
	중앙	전면	202.49	67.23	3.012	O.K
		배면	202.49	67.23	3.012	O.K
	하단	전면	202.49	63.65	3.181	O.K
		배면	202.49	63.65	3.181	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			538.88	161.90	3.328	O.K

23.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1995년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986 MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

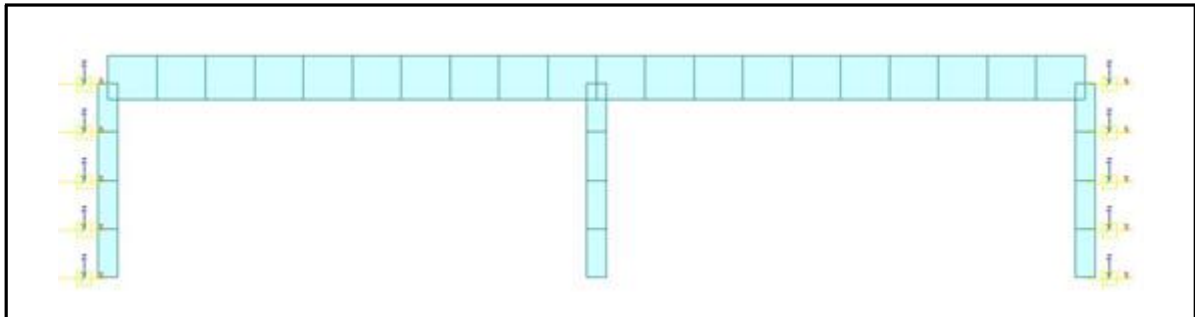
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

23.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 23.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100\text{kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637\text{kN}\cdot\text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

23.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.90\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 135.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.85\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 3.825\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000141420$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.021193908$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000500$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.119\text{sec}$

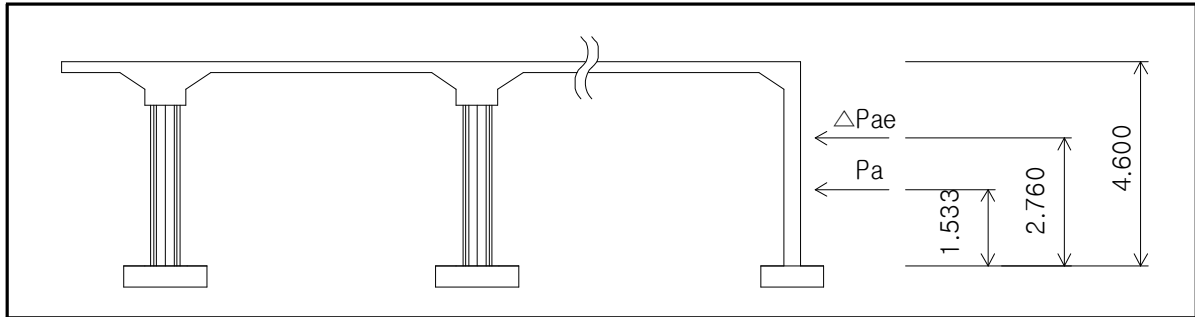
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 57.698\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 23.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

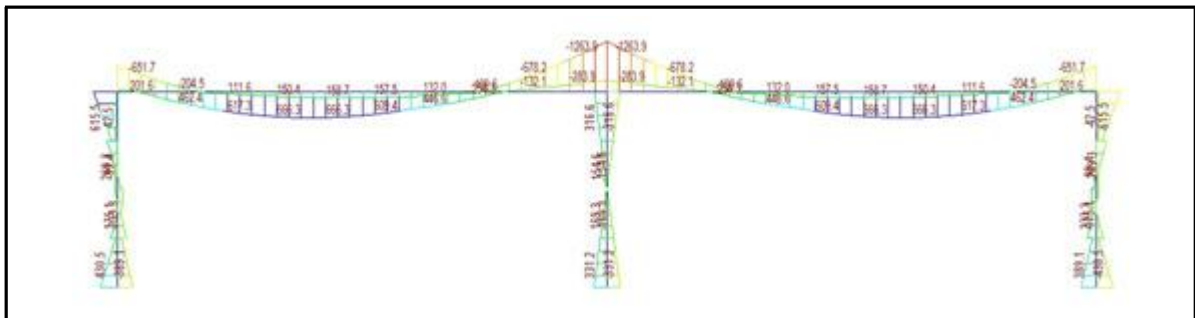
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 266.54\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 304.96\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 38.420\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.413\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

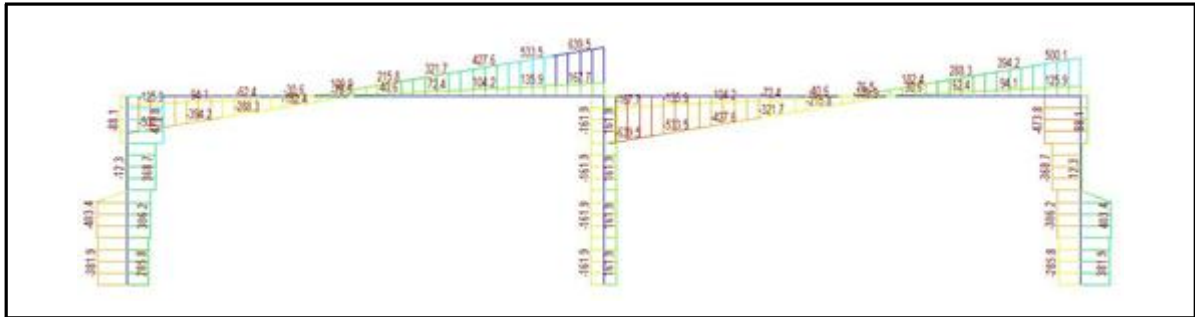
23.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 23.3.3> 가창2교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 23.3.4> 가창2교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
벽체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0
		배면	42.5	7.1		
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2
		배면	233.3	38.9		
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7
		배면	387.1	64.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

23.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	661.15	108.62	6.087	O.K
		중 앙 부	661.15	111.05	5.954	O.K
		우측단부	661.15	210.65	3.139	O.K
	외측2	좌측단부	661.15	210.65	3.139	O.K
		중 앙 부	661.15	111.05	5.954	O.K
		우측단부	661.15	108.62	6.087	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
		우측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
	외측2	좌측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
		우측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	195.33	102.58	1.904	O.K
		배면	145.98	7.08	20.619	O.K
	중앙	전면	145.98	29.18	5.003	O.K
		배면	145.98	38.88	3.755	O.K
	하단	전면	145.98	71.75	2.035	O.K
		배면	145.98	64.85	2.251	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	202.49	78.97	2.564	O.K
		배면	202.49	78.97	2.564	O.K
	중앙	전면	202.49	67.23	3.012	O.K
		배면	202.49	67.23	3.012	O.K
	하단	전면	202.49	63.65	3.181	O.K
		배면	202.49	63.65	3.181	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			538.88	161.90	3.328	O.K

23.4 내진보강방안 검토

가창2교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 24 장 주리교(구)

24.1 개요

24.2 현장조사

24.3 내진성능 상세평가

24.4 내진보강방안 검토

제 24 장 주리교(구)

24.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

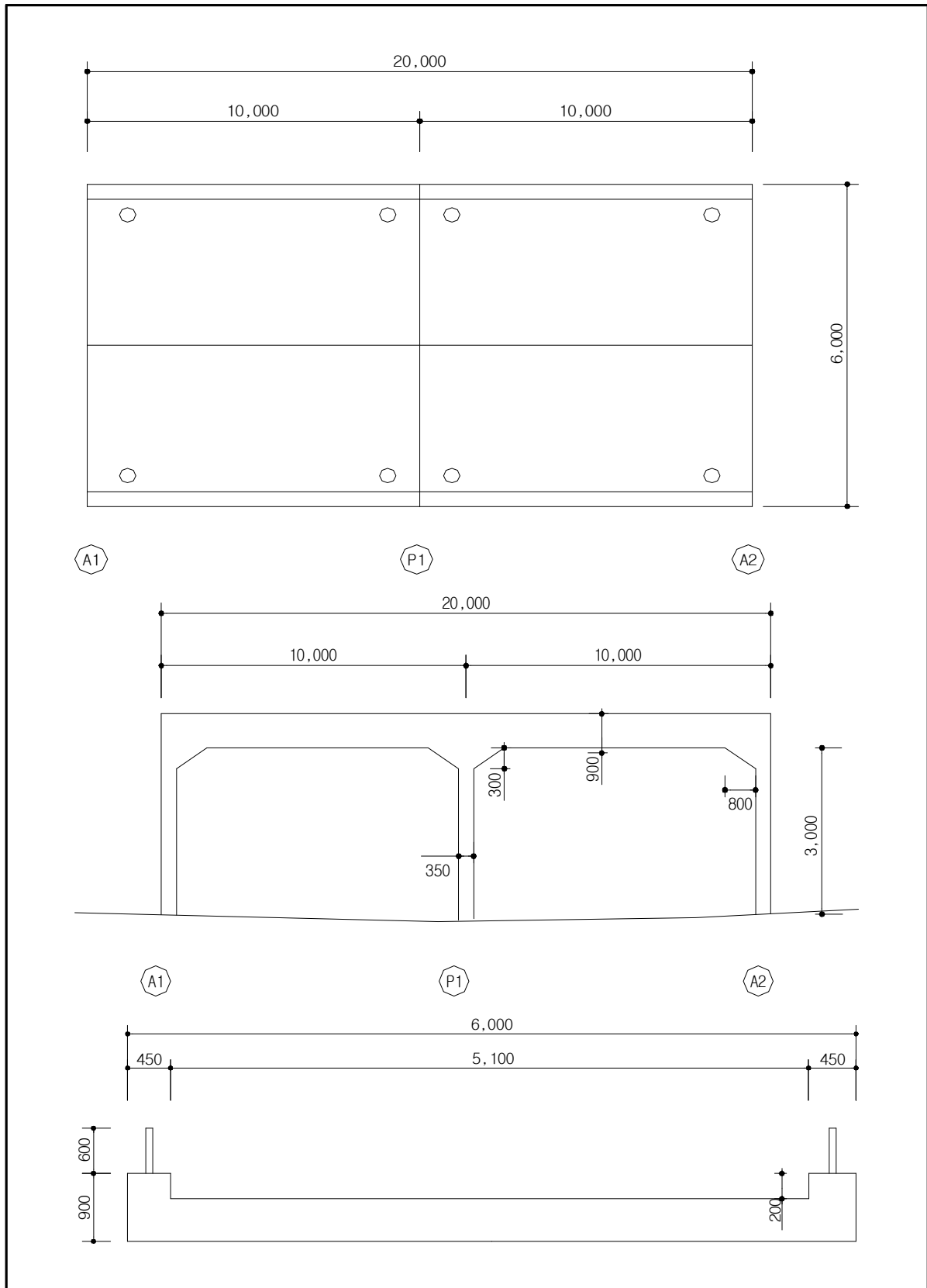
24.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		주리교(구)		시설물번호		-	
준공년도		1995년		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 가창리 313-1					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

24.1.2 전경 및 위치도



24.1.3 관련도면



<그림 24.1.1> 일반도

24.2 현장조사

24.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용연수 증가로 인한 바닥판하면 균열, 망상균열, 들뜸, 박락, 하부구조 교각 균열, 교대 누수 및 오염 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 균열	 <교각 P1 벽체 균열 CW=0.3mm>  <교각 P1 벽체 균열 CW=0.3mm>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 주리교(구) 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

24.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 27.5 ~ 28.0 MPa, 교대 27.2 ~ 27.5 MPa, 교각 27.5 MPa로 추정설계기준강도인 27.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R _o)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	48.7	90°	0.63	27.8	28.1	28.0	27.0	양호
바닥판(S2)	48.0	90°	0.63	27.1	27.8	27.5	27.0	양호
교대(A1)	48.0	0°	0.63	27.2	27.8	27.5	27.0	양호
교각(P1)	48.0	0°	0.63	27.2	27.8	27.5	27.0	양호
교대(A2)	47.6	0°	0.63	26.8	27.6	27.2	27.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	118.0	125.0	145.0	150.0	
바닥판하면(S2)	126.0	125.0	147.0	150.0	
교각(P1)	185.0	200.0	190.0	200.0	
교대(A1)	180.0	200.0	195.0	200.0	
교대(A2)	117.0	125.0	217.0	200.0	

24.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(27MPa)의 102%와 101%, 102%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

24.3 내진성능 상세평가

24.3.1 개요

주리교(구)의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 24.3.1>에 정리하였다.

<표 24.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	344.22	108.62	3.169	O.K
		중 앙 부	344.22	111.05	3.100	O.K
		우측단부	344.22	210.65	1.634	O.K
	외측2	좌측단부	344.22	210.65	1.634	O.K
		중 앙 부	344.22	111.05	3.100	O.K
		우측단부	344.22	108.62	3.169	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	595.83	83.35	7.149	O.K
		우측단부	595.83	106.58	5.590	O.K
	외측2	좌측단부	595.83	106.58	5.590	O.K
		우측단부	595.83	83.35	7.149	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	161.90	102.58	1.578	O.K
		배면	121.39	7.08	17.145	O.K
	중앙	전면	121.39	29.18	4.160	O.K
		배면	121.39	38.88	3.122	O.K
	하단	전면	121.39	71.75	1.692	O.K
		배면	121.39	64.85	1.872	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	214.77	78.97	2.720	O.K
		배면	214.77	78.97	2.720	O.K
	중앙	전면	214.77	67.23	3.195	O.K
		배면	214.77	67.23	3.195	O.K
	하단	전면	214.77	63.65	3.374	O.K
		배면	214.77	63.65	3.374	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			571.58	161.90	3.530	O.K

24.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : 1995년
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 27.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986 MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

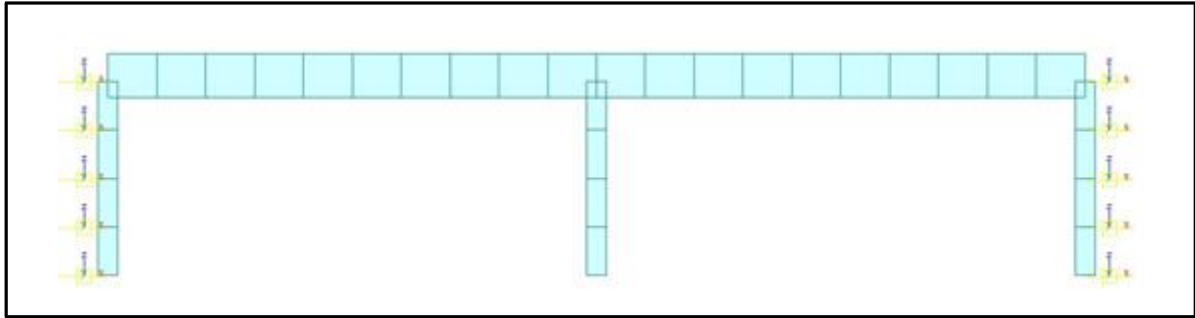
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

24.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 24.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100\text{kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637\text{kN}\cdot\text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

24.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.90\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 135.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.8\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 3.600\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000141420$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.021162089$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000499$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.119\text{sec}$

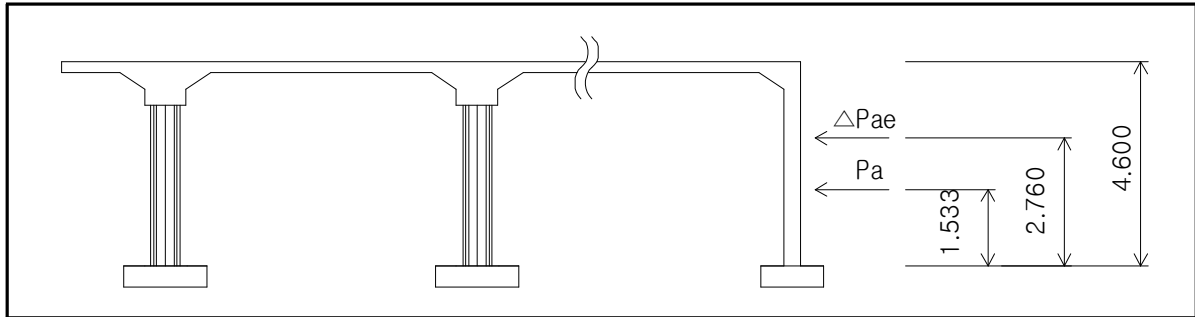
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 57.611\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 24.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

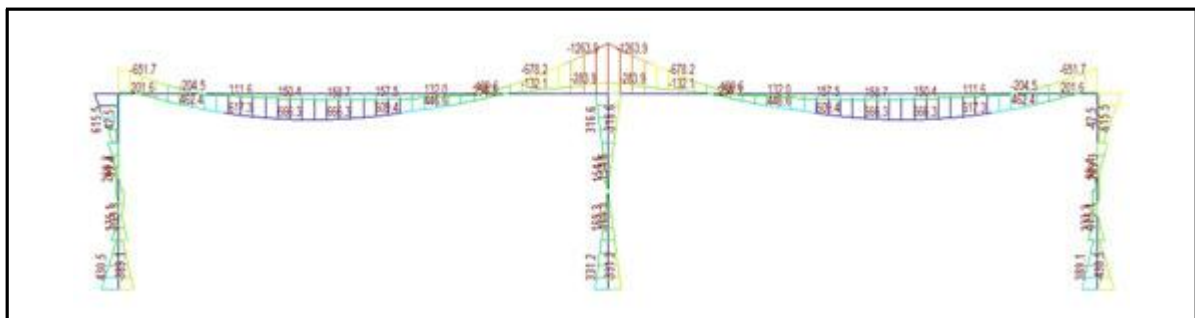
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 340.26\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 389.31\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 49.048\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H)/P_{ae} = 1.596\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

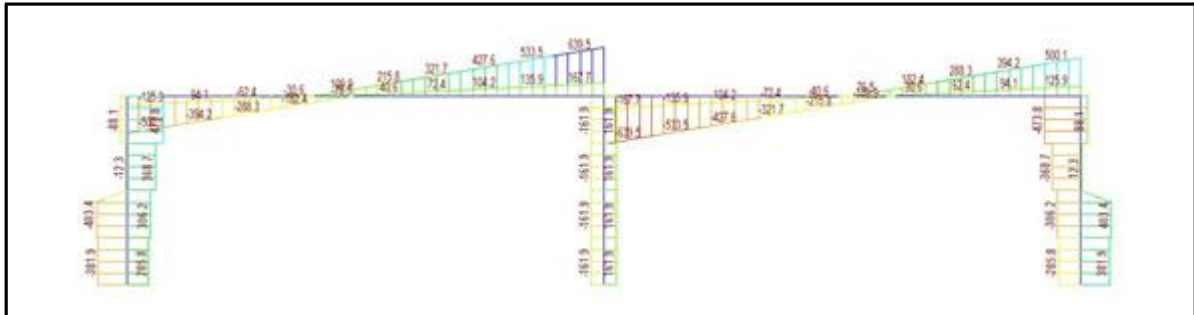
24.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 24.3.3> 주리교(구) 모멘트도

나. 전단력도



<그림 24.3.4> 주리교(구) 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
벽체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0
		배면	42.5	7.1		
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2
		배면	233.3	38.9		
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7
		배면	387.1	64.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

24.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	344.22	108.62	3.169	O.K
		중 앙 부	344.22	111.05	3.100	O.K
		우측단부	344.22	210.65	1.634	O.K
	외측2	좌측단부	344.22	210.65	1.634	O.K
		중 앙 부	344.22	111.05	3.100	O.K
		우측단부	344.22	108.62	3.169	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	595.83	83.35	7.149	O.K
		우측단부	595.83	106.58	5.590	O.K
	외측2	좌측단부	595.83	106.58	5.590	O.K
		우측단부	595.83	83.35	7.149	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	161.90	102.58	1.578	O.K
		배면	121.39	7.08	17.145	O.K
	중앙	전면	121.39	29.18	4.160	O.K
		배면	121.39	38.88	3.122	O.K
	하단	전면	121.39	71.75	1.692	O.K
		배면	121.39	64.85	1.872	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	214.77	78.97	2.720	O.K
		배면	214.77	78.97	2.720	O.K
	중앙	전면	214.77	67.23	3.195	O.K
		배면	214.77	67.23	3.195	O.K
	하단	전면	214.77	63.65	3.374	O.K
		배면	214.77	63.65	3.374	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
	전단력 (kN)		571.58	161.90	3.530	O.K

24.4 내진보강방안 검토

주리교(구)는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

제 25 장 마두교

25.1 개요

25.2 현장조사

25.3 내진성능 상세평가

25.4 내진보강방안 검토

제 25 장 마두교

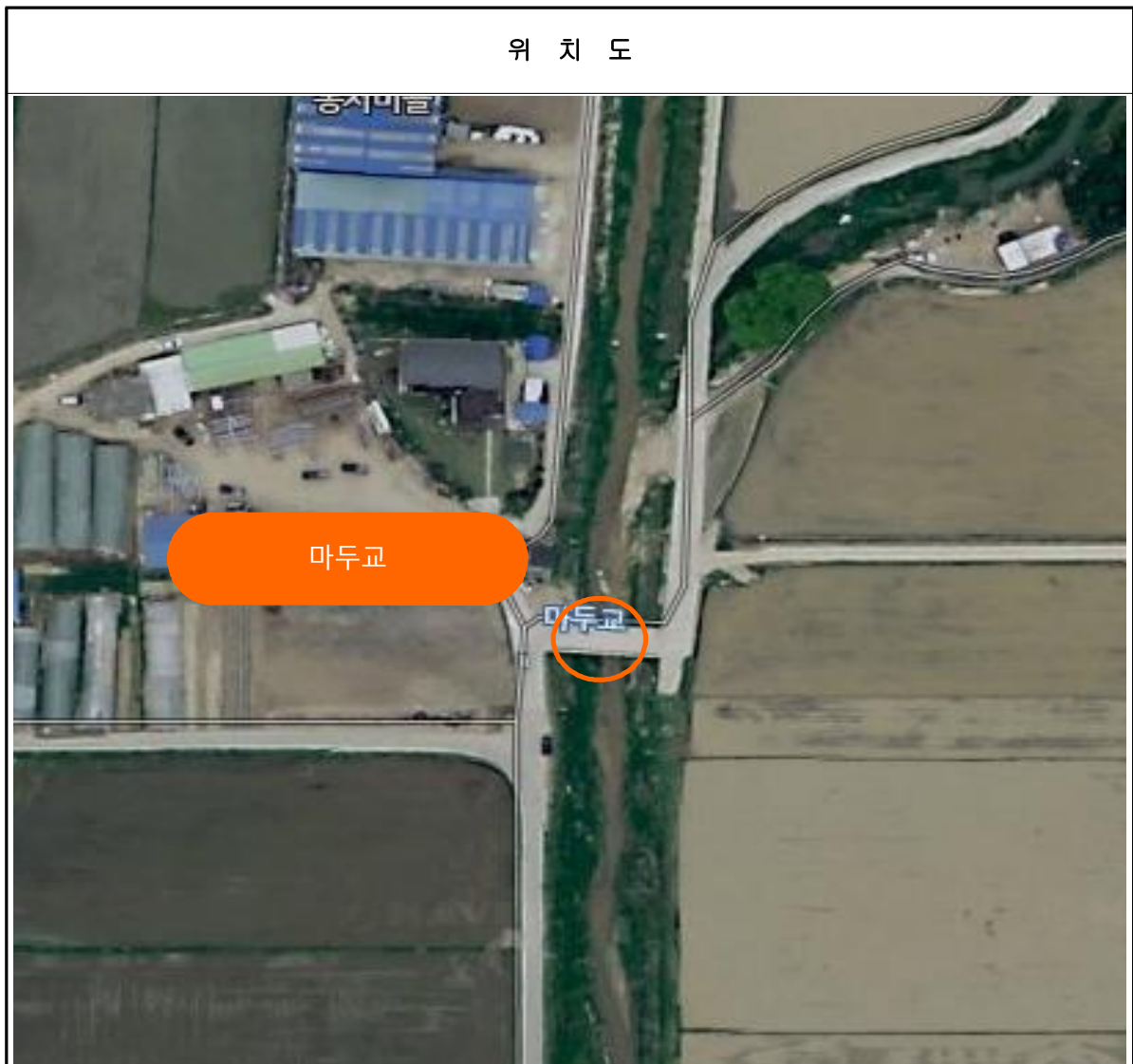
25.1 개요

도로교는 현재 법적으로 유효한 도로교설계기준에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있어야 한다는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 도로교설계기준에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답 스펙트럼 등을 사용하였고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서, 내진성능 평가는 내진성능 예비평가 결과 및 내진성능 상세평가 결과가 이러한 목표성능을 확보하고 있는지를 평가하였다.

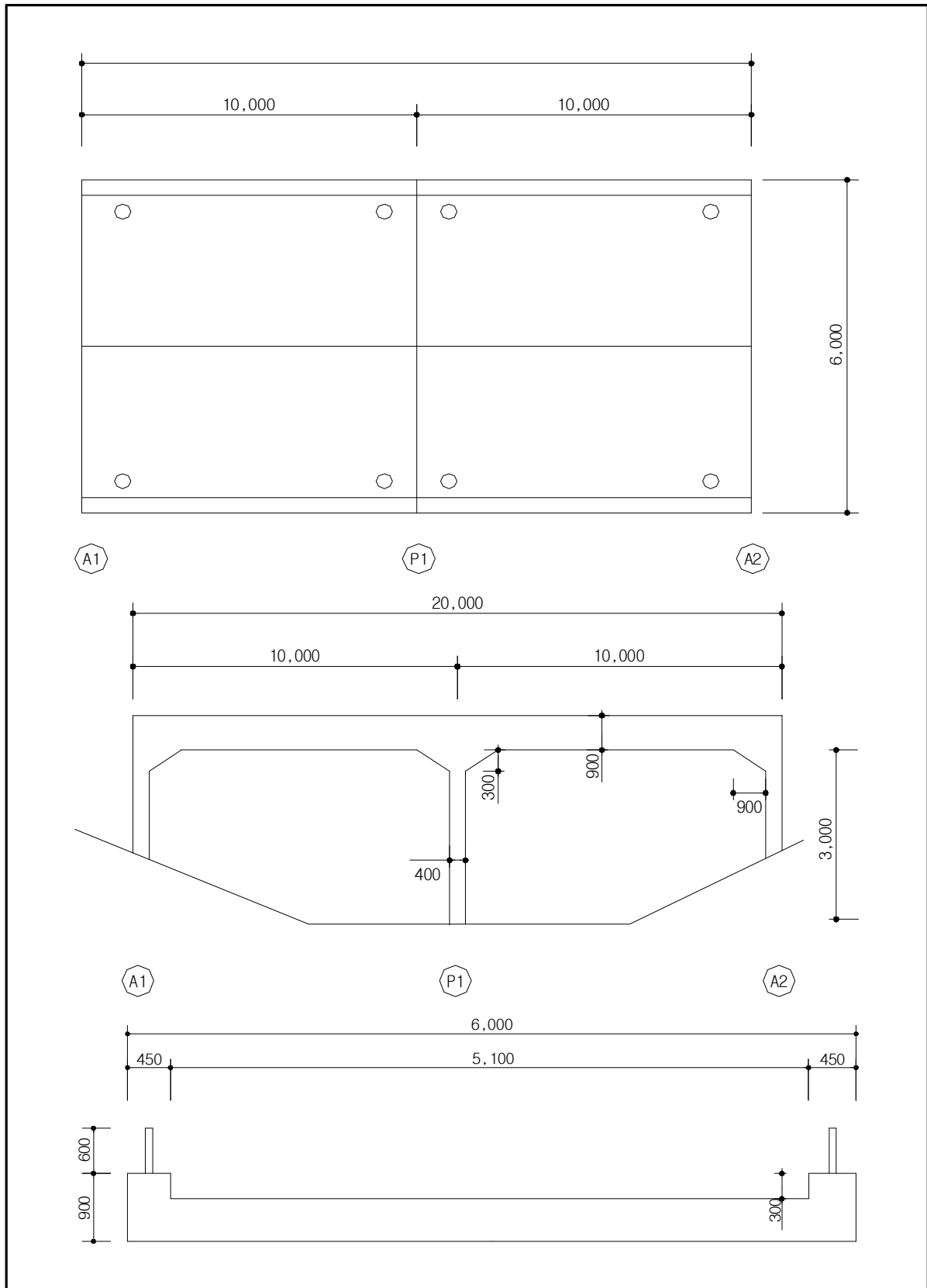
25.1.1 대상시설물의 제원

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		마두교		시설물번호		-	
준공년도		-		관리번호		-	
위치		경기도 용인시 처인구 백암면 근곡리 800					
설계하중		DB-24		노선명		현황도로	
제원	연장	L = 20.0m(2@10.0)					
	폭	B = 6.0m(왕복2차로-상1/하1)					
구조 형식	상부	RA		기초 형식	교대	-	
	하부	교대 - 라멘식 교각 - 라멘식			교각	-	
교량받침		-		교차시설물 (도로, 철도, 하천)		가창천	
확폭여부		-		내진보강여부		-	
부착시설내용		-					

25.1.2 전경 및 위치도



25.1.3 관련도면



<그림 25.1.1> 일반도

25.2 현장조사

25.2.1 현장조사

가. 상·하부구조 조사

상·하부구조의 현장조사결과 재료특성, 외부하중, 공용년수 증가로 인한 교명주 탈락, 바닥판하면 굴힘 등의 비구조적 손상이 일부 발견되었으나, 구조물의 내진성능을 저해할 구조적 손상은 없는 것으로 조사되었다.



구분	내용	비고
상부구조	바닥판하면 굴힘	 <바닥판하면 전경>  <바닥판하면 S1 굴힘>

나. 지장물 조사

구분	내용	비고
추가고정하중 (부착시설물)	연석	 <상부전경>  <연석>

구분	내용	비고
지장물 현황	없음	-
교각부 구조적 손상여부	없음	-
기초시공여건	-	-
※검토의견 및 특이사항 : 마두교 현장조사결과 교각(P1)은 하천구간에 위치하고 있으며, 설계도서 부재로 인하여 현장조사 실측값과의 비교는 불가한 상태이다. 상·하부구조물에 손상 및 결함의 구조적 문제는 없는 것으로 관찰되었으며, 내진성능평가시 고정하중(연석)이 반영된 것으로 조사되었다.		

25.2.2 재료특성 조사

본 과업에서는 주요부재에 대한 콘크리트 강도, 철근배근상태를 평가하기 위하여 상부구조, 교대와 고정단 부재를 기준으로 시험위치를 선정하고 각 부재에 콘크리트 강도시험(반발경도법)과 철근배근상태를 조사하였다. 각 부재별 시험 개소는 다음과 같다.

시험항목		상부구조(개소)	교대(개소)	교각(개소)	계
콘크리트 강도시험	반발경도법	2	2	1	5
철근배근상태조사		2	2	1	5

가. 콘크리트 강도시험(반발경도법)

대상 교량의 강도추정을 위하여 반발경도법을 이용한 시험결과, 상부구조 26.6 ~ 26.8 MPa, 교대 27.1 ~ 27.2 MPa, 교각 24.3 MPa로 추정설계기준강도인 24.0 MPa를 상회하는 것으로 평가되었다.

구분	반발경도 (R _o)	타격 각도	재령 보정 계수	압축강도(MPa)		추정 압축강도 (MPa)	추정설계 기준강도 (MPa)	평가
				일본재료 학회	일본건축 학회식			
바닥판(S1)	46.8	90°	0.63	26.2	27.3	26.8	24.0	양호
바닥판(S2)	46.6	90°	0.63	26.0	27.2	26.6	24.0	양호
교대(A1)	47.3	0°	0.63	26.6	27.5	27.1	24.0	양호
교각(P1)	42.9	0°	0.63	23.1	25.5	24.3	24.0	양호
교대(A2)	47.5	0°	0.63	26.8	27.6	27.2	24.0	양호

나. 철근배근상태조사

대상 교량의 배근상태를 확인하기 위해 RC-RADAR를 이용한 철근탐사를 실시한 결과는 다음과 같으며, 설계도서 부재로 인하여 비교 및 평가는 불가한 상태이다.

구분	배근간격(mm)				평가
	수직철근		수평철근(띠철근)		
	측정치	설계치(추정)	측정치	설계치(추정)	
바닥판하면(S1)	123.0	125.0	148.0	150.0	
바닥판하면(S2)	126.0	125.0	156.0	150.0	
교각(P1)	115.0	125.0	200.0	200.0	
교대(A1)	125.0	125.0	217.0	200.0	
교대(A2)	126.0	125.0	200.0	200.0	

25.2.3 현장조사결과

가. 상·하부구조 조사결과

- 상·하부구조 조사결과 상부구조물에 추가고정하중(연석)이 조사되었으며, 기타 지장물은 발견되지 않았음.
- 손상 및 결함으로 인한 구조적 문제는 없는 것으로 조사되어 내진성능 발휘가 가능한 상태로 판단됨.

나. 비파괴 시험결과

- 상부구조, 교대 및 교각의 콘크리트 강도는 추정설계강도(24MPa)의 111%와 113%, 101%의 강도비를 갖는 것으로 검토되어 양호한 상태인 것으로 평가됨.

25.3 내진성능 상세평가

25.3.1 개요

마두교의 내진성능 상세평가는 상부슬래브, 벽체 및 기둥을 대상으로 하였으며, 구성 요소가 보유하고 있는 공급역량과 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가하였다. 내진성능 상세평가 결과는 다음 <표 25.3.1>에 정리하였다.

<표 25.3.1> 내진성능 상세평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	343.69	108.62	3.164	O.K
		중 앙 부	343.69	111.05	3.095	O.K
		우측단부	343.69	210.65	1.632	O.K
	외측2	좌측단부	343.69	210.65	1.632	O.K
		중 앙 부	343.69	111.05	3.095	O.K
		우측단부	343.69	108.62	3.164	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
		우측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
	외측2	좌측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
		우측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	181.63	102.58	1.771	O.K
		배면	141.12	7.08	19.932	O.K
	중앙	전면	141.12	29.18	4.836	O.K
		배면	141.12	38.88	3.630	O.K
	하단	전면	141.12	71.75	1.967	O.K
		배면	141.12	64.85	2.176	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			538.89	161.90	3.329	O.K

25.3.2 해석 조건

가. 교량 현황

- 1) 상부구조 : RA
- 2) 하부구조 : 교각 = 라멘식, 교대 = 라멘식
- 3) 교량연장 : 2@10.0 = 20.0m
- 4) 교량폭원 : 6.0m
- 5) 준공연도 : -
- 6) 교량등급 : 1등교(설계하중 : DB-24)
- 7) 교량사각 : 0.0°

나. 설계기준강도

- 1) 콘크리트 : $f_{ck} = 24.0MPa$
- 2) 철근 : $f_y = 300.0MPa$

다. 탄성계수

- 1) 철 근 : $E_{sr} = 200,000MPa$
- 2) 콘크리트 : $E_{cs} = 8500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{32} = 26,986 MPa$

라. 내진설계상수

- 1) 내진등급 : 내진1등급교
- 2) 지진구역계수 : 0.11 - 경기도 용인시
- 3) 위험도 계수 : $I = 1.4$
- 4) 가속도 계수 : $A = 0.154$
- 5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 : II)
- 6) 해석방법 : Single Mode Spectrum Analysis

마. 사용 프로그램

- 1) MIDAS Civil 2019

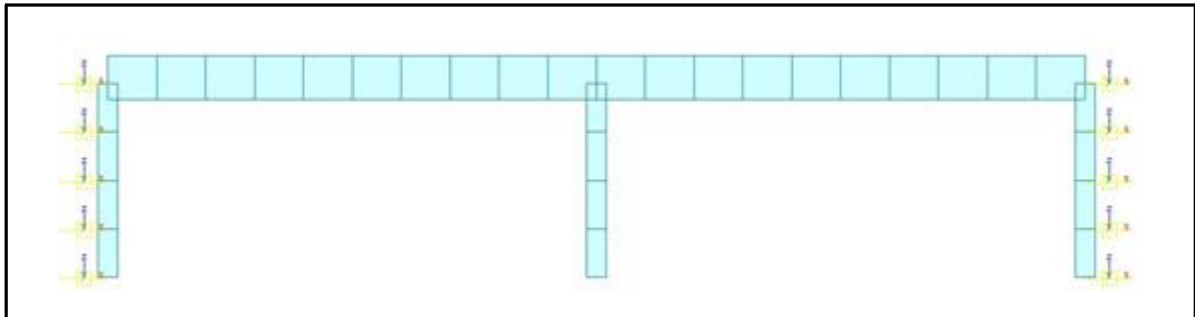
사. 참고문헌

- 1) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)
- 2) 콘크리트 구조기준 : 한국콘크리트 학회 (2012)

- 3) 기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집 : 한국시설안전공단 (2015)
 4) Seismic Design Criteria : CALTRANS (2010)

25.3.3 구조해석 모델

가. 구조해석모델



<그림 25.3.1> 구조해석 모델링

나. 지반 Spring계수 산정

- 1) 수평변위강성 : $K_s = 107,100\text{kN/m}$

구 분	Kv	절점번호
1	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	1, 11
2	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	2, 3, 4
3	$107,100 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 107,100$	12, 13, 14
4	$107,100 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 53,550$	5, 15

- 2) 회전강성 : $K_r = 435,637\text{kN}\cdot\text{m/rad}$

구 분	Kv	절점번호
1	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	1, 11
2	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	2, 3, 4
3	$435,637 \times (1.0 + 1.0) / 2 = 435,637$	12, 13, 14
4	$435,637 \times (1.0 + 0.0) / 2 = 217,819$	5, 15

25.3.4 종방향 지진하중 산정

가. 연직하중 산정

- 1) 포장하중 : $0.08\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 23.0\text{kN/m}^3 = 11.04\text{kN/m}$
- 2) 슬래브자중 : $0.90\text{m} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 = 135.00\text{kN/m}$
- 3) 현차자중 : $(0.3\text{m} + 0.9\text{m}) / 2 \times 4\text{ea} \times 6.0\text{m}(\text{계산폭}) \times 25.0\text{kN/m}^3 / 20.0\text{m}(\text{연장}) = 4.050\text{kN/m}$

나. 단위하중(1.0kN/m) 재하시 발생변위

- 1) $V_s = 0.0000236\text{m}$

다. 계수산정

- 1) $\alpha = \int V_s(x)dx = 0.000141420$
- 2) $\beta = \int w(x) V_s(x)dx = 0.021225728$
- 3) $\gamma = \int w(x) V_s(x)^2 dx = 0.000000500$

라. 교량주기 산정

- 1) $T = \sqrt{\frac{\gamma}{P_0 g \alpha}} \times 2\pi = 0.119\text{sec}$

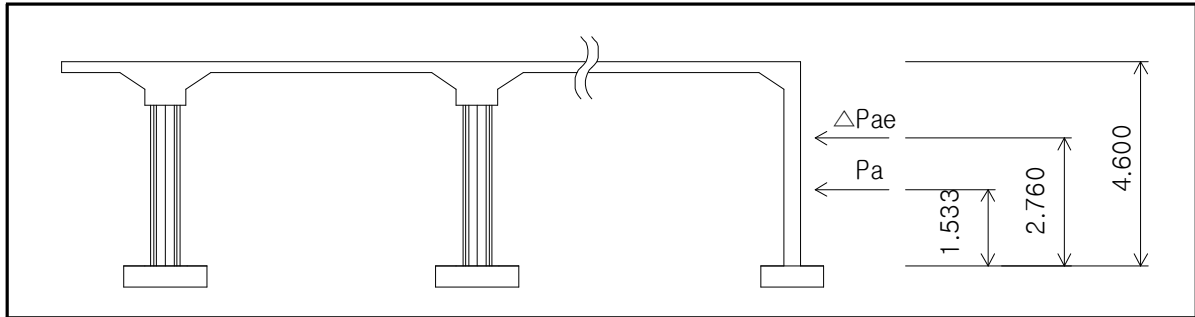
마. 탄성지진 응답계수 산정

- 1) $C_s = \min [1.2AS / T^{2/3}, 2.5A] = \min [1.029, 0.385] = 0.385$

바. 등가정적 지진하중 산정

- 1) $P_{ey} = (\beta C_s / \gamma) \times (w_x V_x) = 57.785\text{kN/m}$

사. 지진시 토압 산정



<그림 25.3.2> 지진시 토압 작용 개념도

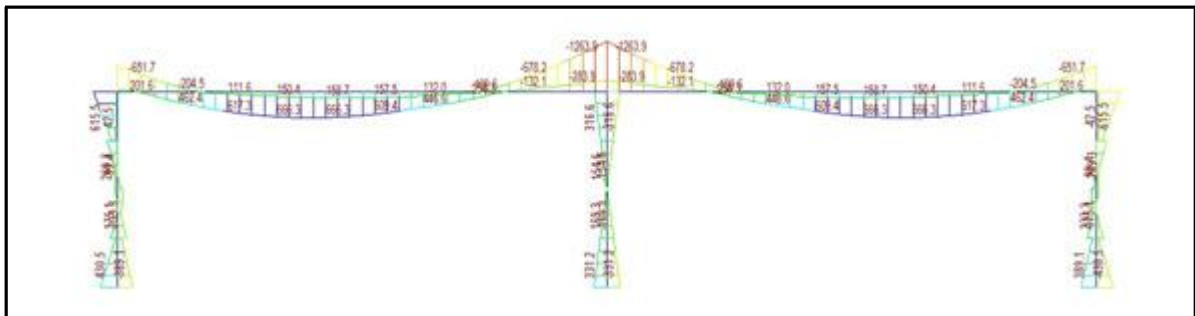
- 1) $P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times H^2 \times B = 340.26\text{kN}$ (상시 주동토압)
- 2) $P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma_s \times H^2 \times B = 389.31\text{kN}$ (지진시 주동토압)
- 3) $\Delta P_{ae} = P_{ae} - P_a = 49.048\text{kN}$ (평상시 주동토압)
- 4) 지진시 주동토압 작용점 $H = (P_a \times H/3) + (\Delta P_{ae} \times 0.6H) / P_{ae} = 1.596\text{m}$

아. 하중조합

구 분	종방향 등가정적 지진하중	고정하중	지진시 토압
Comb1	1.000	1.000	1.000
Comb2	1.000	1.000	0.650
Comb3	0.300	0.300	0.300
Comb4	0.300	0.300	0.195

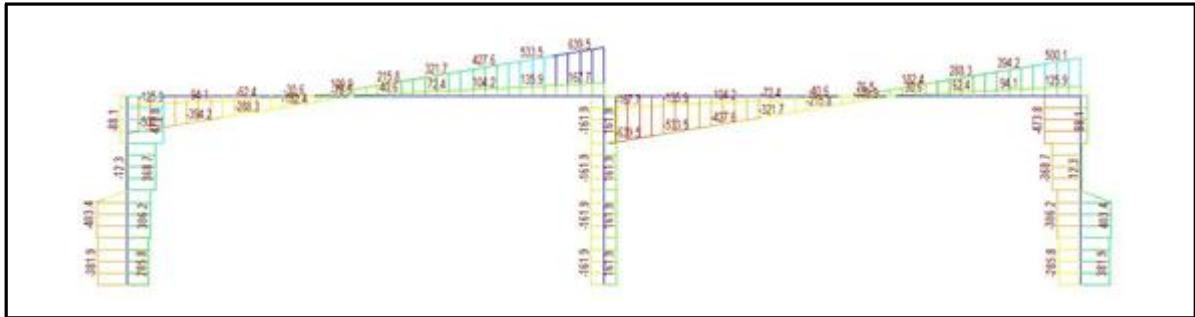
25.3.5 구조해석 결과

가. 모멘트도



<그림 25.3.3> 마두교 모멘트도

나. 전단력도



<그림 25.3.4> 마두교 전단력도

다. 부재력 집계

구 분			휨모멘트 (kN·m)		전단력 (kN)	
			전폭	단위폭	전폭	단위폭
상부 슬래브	외측1	좌측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
	외측2	좌측단부	1263.9	210.7	639.5	106.6
		중 앙 부	666.3	111.1	-	-
		우측단부	651.7	108.6	500.1	83.4
벽체	상단	전면	615.5	102.6	473.8	79.0
		배면	42.5	7.1		
	중앙	전면	175.1	29.2	403.4	67.2
		배면	233.3	38.9		
	하단	전면	430.5	71.8	381.9	63.7
		배면	387.1	64.9		

구 분		휨모멘트 (kN·m)	축력 (kN)	전단력 (kN)
기둥	Mmax	331.2	1432.0	161.9
	Pmax	313.2	1437.3	153.6

25.3.6 내진성능평가 결과

구 분			공급역량	소요역량	공급/소요	평가
상부슬래브 평가						
휨모멘트 (kN·m)	외측1	좌측단부	343.69	108.62	3.164	O.K
		중 앙 부	343.69	111.05	3.095	O.K
		우측단부	343.69	210.65	1.632	O.K
	외측2	좌측단부	343.69	210.65	1.632	O.K
		중 앙 부	343.69	111.05	3.095	O.K
		우측단부	343.69	108.62	3.164	O.K
전단력 (kN)	외측1	좌측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
		우측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
	외측2	좌측단부	561.75	106.58	5.271	O.K
		우측단부	561.75	83.35	6.740	O.K
벽체 평가						
휨모멘트 (kN·m)	상단	전면	181.63	102.58	1.771	O.K
		배면	141.12	7.08	19.932	O.K
	중앙	전면	141.12	29.18	4.836	O.K
		배면	141.12	38.88	3.630	O.K
	하단	전면	141.12	71.75	1.967	O.K
		배면	141.12	64.85	2.176	O.K
전단력 (kN)	상단	전면	235.15	78.97	2.978	O.K
		배면	235.15	78.97	2.978	O.K
	중앙	전면	235.15	67.23	3.498	O.K
		배면	235.15	67.23	3.498	O.K
	하단	전면	235.15	63.65	3.694	O.K
		배면	235.15	63.65	3.694	O.K
기둥부 평가						
휨모멘트 (kN·m)	Mmax		16,679.49	331.20	50.361	O.K
	Pmax		16,679.49	313.20	53.255	O.K
축력 (kN)	Mmax		28,231.19	1,432.00	19.715	O.K
	Pmax		28,231.19	1,437.30	19.642	O.K
전단력 (kN)			538.89	161.90	3.329	O.K

25.4 내진보강방안 검토

마두교는 내진성능 상세평가 결과 상부슬래브, 벽체 및 교각부 평가에 대하여 공급역량이 소요역량을 만족하는 것으로 검토되었다. 따라서, 본 교량은 내진성능이 확보되어있는 것으로 평가되었다.

