

제6장 내진성능 평가

6.1 내진성능평가 기준

6.2 내진성능평가

6.3 내진성능평가 결과요약

제6장 내진성능 평가

6.1 내진성능평가 기준

6.1.1 개요

1980년대 중반까지만 해도 원전구조물과 같은 특수구조물을 제외하고는 토목 및 건축구조물의 설계 시 내진설계의 개념이 도입되지 않았었다. 그러나 1980년 후반 건축물에 대한 내진설계기준이 제정되어 건축물의 설계 시 지진하중에 해당하는 등가 횡방향력을 고려하기 시작하였으며 1990년에 들어서면서 토목구조물에도 내진설계의 개념이 도입되어 신설교량의 설계 시에 내진설계를 수행하도록 설계기준에 명시되었다.

최근의 국내 교량 설계시에는 내진설계를 필수적으로 수행하므로 내진설계에 대한 기준과 사례가 풍부하지만 기존교량에 대한 내진성능평가와 내진보강에 대한 사례는 그다지 많지 않다. 1999년도부터 시설안전기술공단에서 일반교량에 대한 내진성능 평가방법과 내진보강 방법에 대한 연구가 수행되었으며 2004년도에 기존교량의 내진성능 평가요령으로 한국시설안전기술공단이 내진성능평가에 대한 기준을 작성하였다.

본 과업에서는 교량 내진성능평가 수행 시 변경된 내진설계기준(2018. 내진설계 일반 : KDS 17 10 00→지진하중변경)을 적용하여 내진성능평가를 수행하였다. 또한 기존시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집(2015. 국토교통부, 한국시설안전공단)에 근거하여 내진성능평가를 수행하였으며, 평가지침에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 다음과 같은 설계기준 및 지침 등을 참고하였다.

- (1) 기존시설물(교량) 내진성능 평가요령·해설 및 예제집
(2015. 국토교통부, 한국시설안전공단)
- (2) 콘크리트 구조설계기준(한국콘크리트학회, 2012)
- (3) KDS 17 10 00 : 2018 (내진설계 일반)
- (4) Guide Specification for Seismic Isolation Design(AASHTO)
- (5) 도로교 설계기준(한국도로교통협회)
- (6) 도로공사 표준시방서(국토교통부)
- (7) 도로의 구조 및 시설기준에 관한 규칙(국토교통부)
- (8) 고속도로공사 전문시방서(한국도로공사)

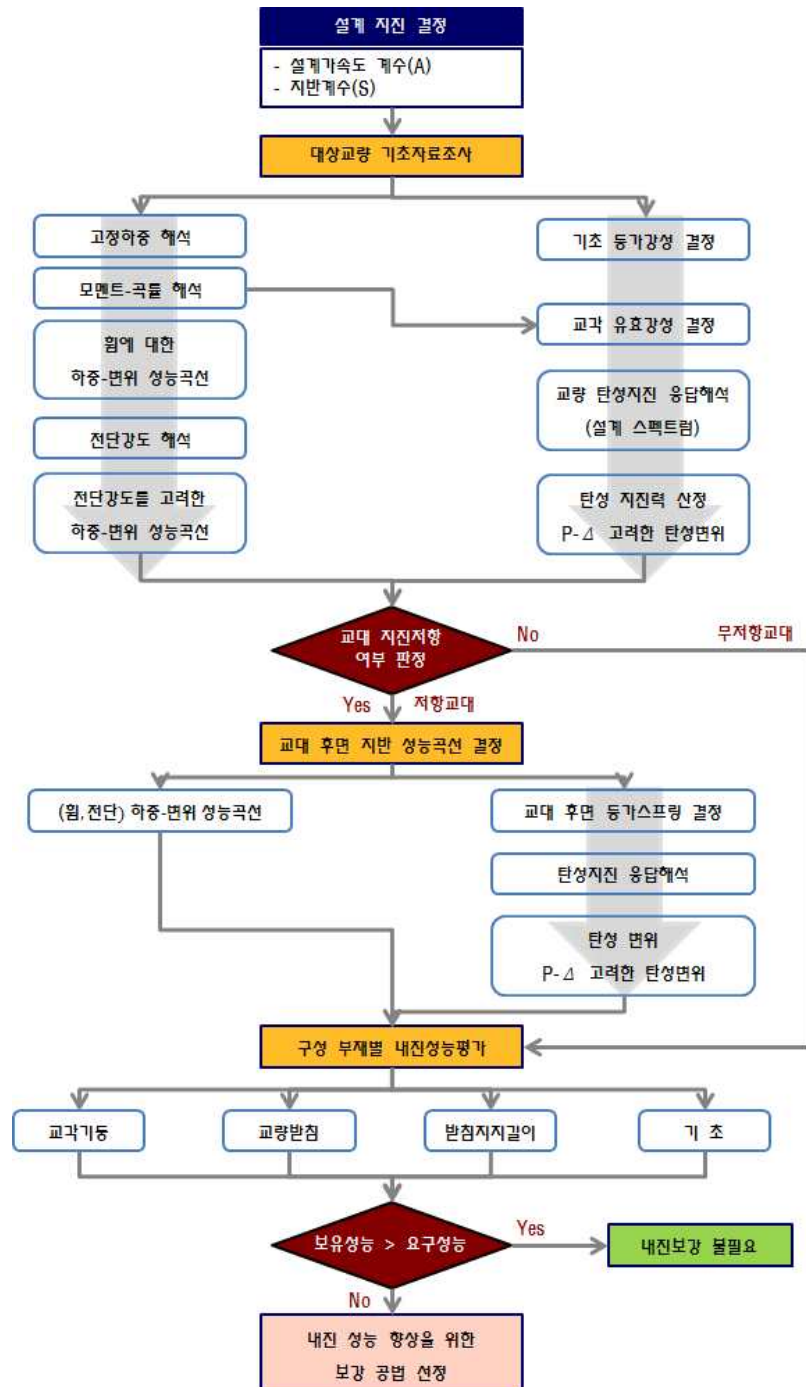
6.1.2 내진성능평가 지침 분석

본 과업의 내진성능에 대한 평가기준은 기본적으로 국토해양부 평가요령을 준용하였으며, 다음 표에 일반적으로 내진성능평가에 관한 평가요령에 대해서 정리하였다.

구 분	국토해양부 평가요령 [국토해양부, 2015.12]
교대 해석모델링 추가	교대 및 교대 후면 지반의 거동특성 미반영
기초 해석모델링 방법	지진시 구조물의 동적거동을보다 정확히 예측하기 위해서 스프링으로 치환하여 기초와 지반의 상호작용을 고려하여 해석한다.
겹침이음 된 교각의 콘크리트 극한변형률 및 최대 변위연성도	소성힌지 위치내 축방향철근의 겹침이음 비율이 0%에 0.004로 정의하고 있고 나머지는 지침과 동일 겹침이음 50% : 0.003~0.004 (2단 이상 배근) 겹침이음 100% : 0.0007~0.002
사각 보정 방법 (제한적)	3차원 모델링을 전제조건으로 하기 때문에 특별한 언급 없음
단경간 교량의 내진성능 평가	단간경 교량의 내진성능 평가에 대한 언급 없음.
받침부 및 교각 평가시 지진력	보강 전 및 보강 후의 설계용 지진력은 동일하게 탄성지진력과 교각의 휨강도 중 작은 값

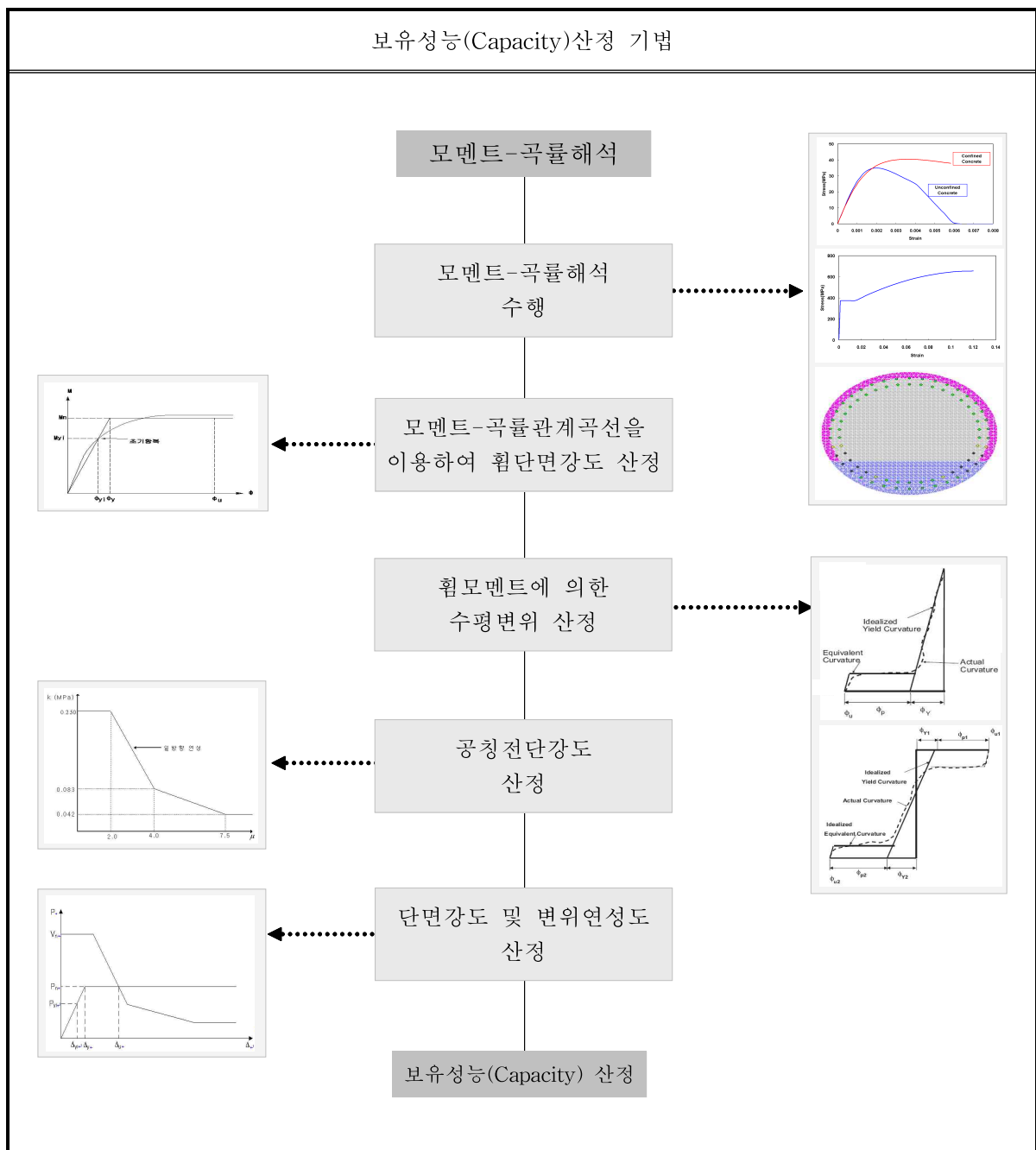
6.1.3 내진성능평가 절차

기존교량의 내진성능평가는 구성부재의 내진성능을 파악하기 위해서 실시하는 것이며 구성부재가 보유하고 있는 보유성능(Capacity)과 지진에 의해 요구되는 요구성능(Demand)을 비교하여 평가한다. 주요한 구성부재는 교각기둥, 교량받침, 받침지지갈이, 기초이다.



<그림 6.1>내진성능평가 흐름도

- 1) 보유성능(Capacity)을 산정하기 위해 지침에서 제공한 요령에 따라 모멘트-곡률해석(Moment-Curvature Analysis)을 수행하고 기존교각의 모멘트-곡률곡선을 산정하였다.
- 2) 기존교각의 철근콘크리트 단면을 비선형의 구속단면, 비구속단면 및 주철근으로 모델링하여 모멘트-곡률해석을 수행
- 3) 초기항복휨강도 및 공칭휨강도에서의 모멘트-곡률을 분석하여 부재의 등가탄성강도(공급역량)를 산정



6.1.4 지진해석방법

일반적인 교량형태에 따른 지진해석방법에는 크게 단일모드 스펙트럼 해석법과 다중모드 스펙트럼 해석법 중에서 설계자의 판단에 따라 타당한 방법을 사용하여 선형 탄성해석을 하는 것을 원칙으로 한다. 보다 정밀한 해석을 필요하다고 판단되는 교량에 대해서는 시간이력해석법 또는 발주처가 인정하는 검증된 해석법을 사용하여 선형 혹은 비선형해석을 수행할 수 있다.

<표 6.1>지진해석방법

해석방법	적용교량 형식	적용
단일모드 스펙트럼해석법	- 질량분포가 일정하고 경간 사이의 강성비가 거의 일정한 정형구조형태를 가진 교량 - 첫번째 진동모드가 대부분의 동적응답을 지배하는 교량	
다중모드 스펙트럼해석법	- 비정형 교량으로 진동모드간의 연계효과가 큰 교량이나 내부 중심각이 있는 곡선교량 - 고차의 진동모드가 동적응답에 기여할 것 같은 교량 - 본 과업에서는 다중모드 스펙트럼해석으로 평가하는 것이 바람직한 여 다중모드 스펙트럼해석방법으로 실행	○
시간이력해석법	- 기하학적 형태가 복잡한 구조를 가진 교량 - 지진격리받침의 비선형특성을 고려한 지진격리교량 - 사장교, 현수교 등 예상하지 못하는 구간에 소성현상이 발생할 가능성이 충분히 있는 교량	

6.1.5 지진력의 조합

① 교량의 각 구성부재에 작용하는 지진력의 크기는 교각에 의하여 전달되는 지진하중을 기본으로 하며 이는 내진성능 평가기준 지진에 대한 응답스펙트럼에서 구한 지진력의 크기와 교각의 단면강도 중 작은 값으로 한다.

② 탄성지진력의 조합은 30% 규칙을 따른다.

$$\text{COM1} \quad [F_E^L]_{\text{com1}} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T$$

$$[F_E^T]_{\text{com1}} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T$$

$$\text{COM2} \quad [F_E^L]_{\text{com2}} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T$$

$$[F_E^T]_{\text{com2}} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T$$

$$[F_E^L]_{\text{comb}} = \max \langle [F_E^L]_{\text{com1}}, [F_E^L]_{\text{com2}} \rangle$$

$$[F_E^T]_{\text{comb}} = \max \langle [F_E^T]_{\text{com1}}, [F_E^T]_{\text{com2}} \rangle$$

여기서, $[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_L$: 교축방향 입력지반운동에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_L$: 교축방향 입력지반운동에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

$[F_E^L]_T$: 교축직각방향 입력지반운동에 대한 교축방향의 탄성지진력

$[F_E^T]_T$: 교축직각방향 입력지반운동에 대한 교축직각방향의 탄성지진력

F 는 변위(Δ), 전단력(V), 모멘트(M)를 말하며, 위첨자는 응답방향, 아래첨자는 입력지반운동의 방향을 말한다.

③ 스펙트럼해석의 경우는 응답가속도(탄성지진응답계수, C_s)의 크기를 결정하여 계산한다. 단경간 교량 또는 일점고정 연속교의 교축방향과 같이 단자유도로 모델링 가능한 구조의 탄성지진력은 다음과 같이 간략하게 계산이 가능하다. 그러나, 다경간 연속교의 상부구조는 일반적으로 교축직각방향에 대해서는 모든 교각에서 적어도 하나 이상의 고정받침에 의해 지지되므로 지진시 관성력은 고정받침에 의해 지지된 모든 교각으로 분담된다.

$$F_E = W \times C_s$$

④ 교축 및 교축직각방향의 지진하중은 탄성지진력(FEQ)과 단면강도(Fn)를 비교하여 작은 것으로 한다. 이 하중을 기본으로 하여 교량의 각 구성부재에 요구되는 소요역량을 계산한다.

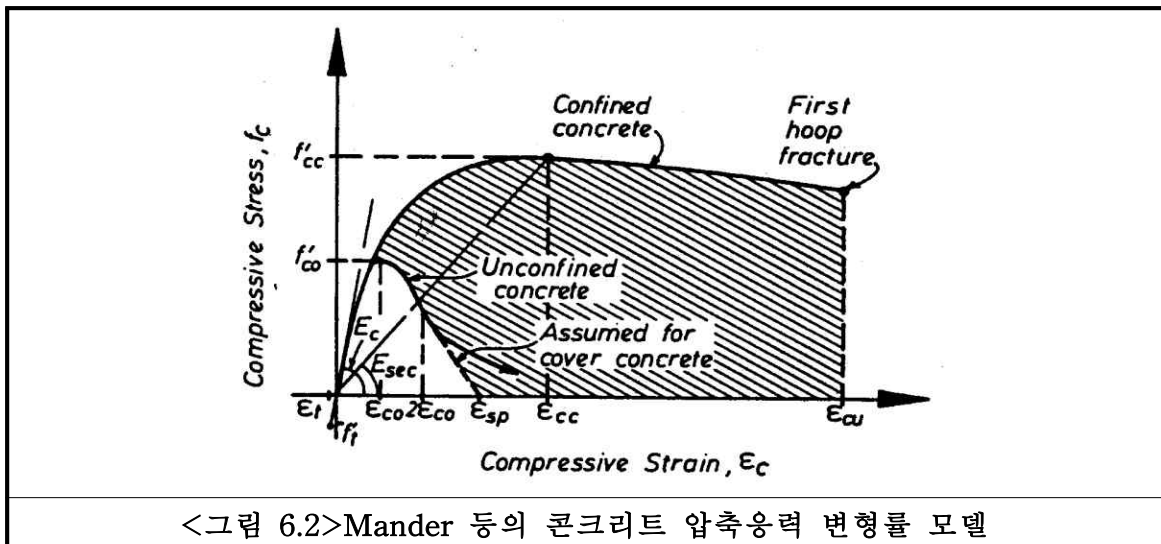
$$F_{EQ}^L = \text{Min} [F_n^L, F_E^L] \quad \text{교축방향}$$

$$F_{EQ}^T = \text{Min} [F_n^T, F_E^T] \quad \text{교축직각방향}$$

6.1.6 콘크리트의 재료모델

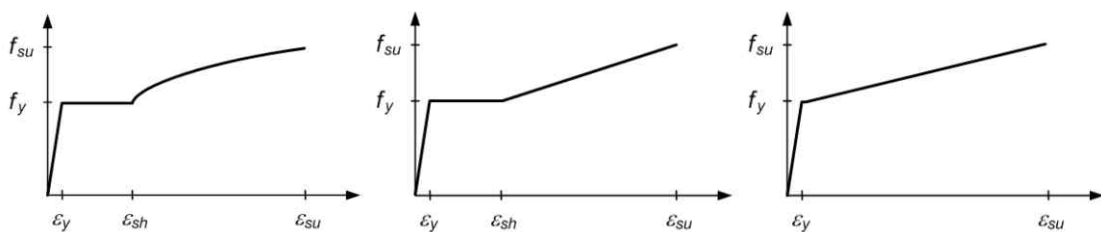
평가지침에서는 교각의 모멘트-곡률해석에서 콘크리트 재료 해석모델은 횡방향철근의 구속효과를 고려한 횡구속 압축 응력-변형률 모델과 횡방향철근의 구속효과를 무시한 비횡구속 압축 응력-변형률 모델을 선택적으로 적용하며 철근 재료 해석모델은 변형경화를 고려한 응력-변형률 모델을 적용하게끔 되어 있다.

콘크리트 재료모델은 콘크리트 압축응력 변형률 관계를 실제 거동과 유사하게 예측할 수 있는 적절한 모델로 Mander 등의 제안식을 제시하고 있어 본 과업에서도 콘크리트 재료모델로 Mander Model을 사용하였다.



6.1.7 철근재료모델

평가지침에서는 교각의 모멘트-곡률해석에서의 교각의 모멘트-곡률 해석에 적용되는 철근 모델은 실제 거동을 예측할 수 있는 적절한 모델을 사용하여야 한다. 적절한 모델은 변형경화를 고려한 응력-변형률 모델을 의미하며 아래그림과 같은 세 가지 형태의 모델 중 하나를 선택하여 사용할 수 있다.



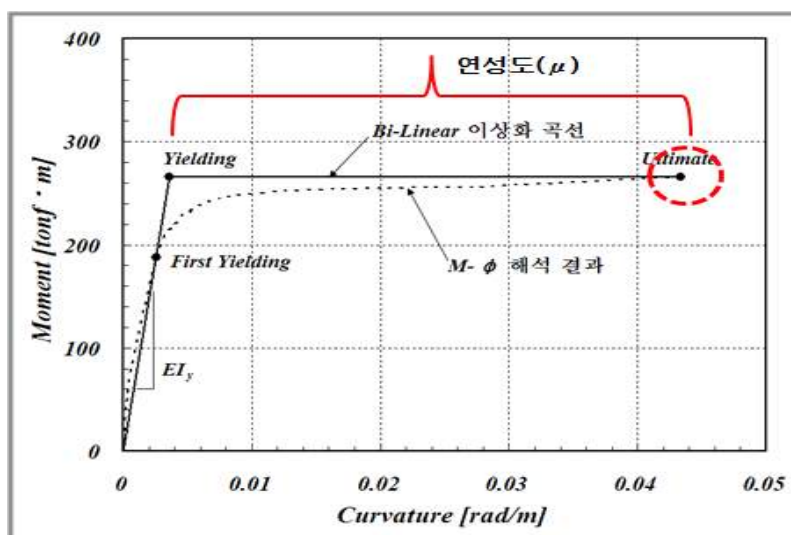
<표 6.2>철근의 강도 및 변형률

철근 종류	f_y	f_{su}	ε_y	ε_{sh}	ε_{su}
SD240	240 MPa	390 MPa	0.0012	0.0115	0.128
SD300	300 MPa	440 MPa	0.0015	0.022	0.125
SD350	350 MPa	490 MPa	0.00175	0.022	0.122
SD400	400 MPa	560 MPa	0.002	0.022	0.120
SD500	500 MPa	620 MPa	0.003	0.012	0.080

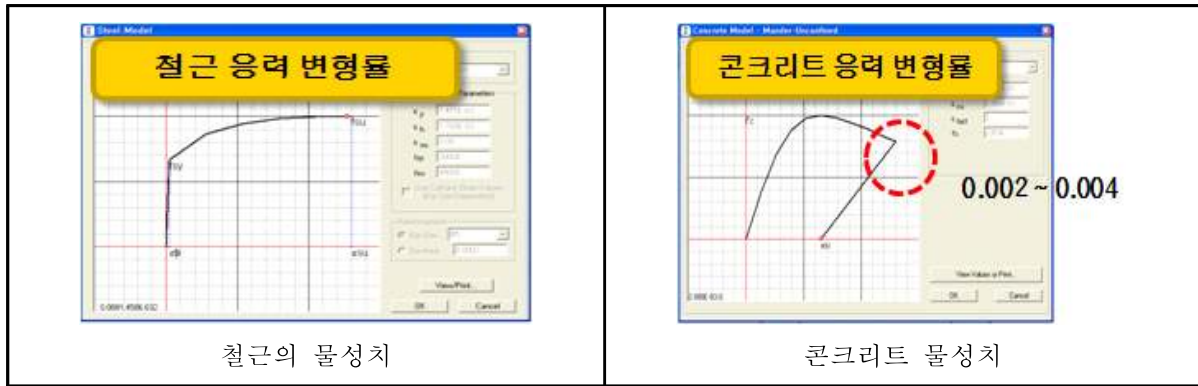
6.1.8 소성힌지부의 축방향 철근 겹침이음 적용

(1) 검토의 필요성

- ① 교각의 내진성능평가에서는 단순히 강도만의 평가가 아니라 연성능력을 고려한 연성에 대한 검토가 필요함.
- ② 연성에 대한 검토는 최대 휨모멘트가 발생하는 소성힌지부에서의 모멘트 곡률해석을 통하여 실시함.
- ③ 모멘트 곡률해석에 필요한 항목으로는 콘크리트와 철근의 재료 물성치로 연성능력을 좌우하는 항목은 콘크리트의 극한변형률이며 극한변형률은 겹침이음의 유무에 따라 상이함.
- ④ 따라서 겹침이음의 유무로 교각의 연성에 대한 능력이 상이하며 결과적으로 내진성능이 다르게 평가되므로 소성힌지부에 겹침이음의 유무에 대한 판단이 필요함.



모멘트 곡률 해석



(2) 모멘트 곡률해석 기준

① 철근콘크리트 교각의 모멘트 곡률해석에는 콘크리트와 철근에 대한 적절한 재료 모델을 적용해야 하며 축방향 철근의 이음상세와 횡방향 철근에 의한 횡구속 정도를 고려하여 극한상태를 정의하여야 함. (교량 내진성능평가 지침)

② 소성힌지영역에서 축방향철근의 겹침이음이 있는 경우에는 축방향 철근 겹침이음 부의 부착파괴에 의하여 극한변형률이 감소되어 공급연성도는 작아지므로 극한변형률을 감소시켜 공칭휨강도를 계산하여야 함. (기존교량 내진성능 평가요령)

③ 겹침이음의 정도에 따라 콘크리트 극한변형률을 3단계로 나누어 적용하도록 함.

④ 겹침이음 유무에 따른 기준별 콘크리트 극한변형률

(3) 문제점 및 검토방안

문제점	검토방안
1. 기존설계도서에 의한 축방향철근 겹이음 위치 파악은 설계도서 상에서 판단하기 어려운 상태임. 2. 코어채취를 통한 현장조사로 겹이음 위치를 확인할 수 있으나 코어채취로 인한 구조물의 손상이 발생하므로 지양토록 함.	1. 기존 설계도서를 분석하여 활용하는 방안으로 철근상세 도면의 철근길이 등을 가지고 추정하여 판단함. 2. 소성힌지 구역 내에 축방향철근 겹이음의 유무를 준공 당시의 시공방법 및 유사 설계 사례를 참조로 판단하여 상식적이고 합리적인 축방향 철근 겹이음의 유무를 판단함. 3. 철근탐사는 일반적으로 장비 진행방향에 직교한 철근의 간격을 탐지하는 것으로 철근의 두께 및 겹이음의 유무를 추정할 수 없으므로 계산결과와의 비교분석 자료로 사용함. 4. 철근의 길이 8.0m를 가지고 기초 하단에서부터의 높이를 계산하여 소성힌지 구역 내에 겹이음 유무를 판단함.

(4) 철근 접이음 적용 결과 예시

소성힌지 구간 산정식	접이음 여부 판단
소성힌지 길이 계산은 교각높이, 주철근 직경, 교각 직경을 가지고 산정하는 방법이 있으며 이 중에서 최대값을 해당 교각의 소성힌지 구역 높이로 결정함. ① $0.08H_e + 0.022f_y \text{ dbl}$ H_e : 교각높이, f_y : 철근강도, dbl:철근직경 ② $0.44f_y \text{ dbl}$ ③ D (교각직경) ④ $H_e/6$ (H_e : 교각높이) ⑤ 450mm	여기서 $H_e = 10,256 \text{ m}$ $f_y = 300 \text{ Mpa}$ $\text{dbl} = D25$ 교각 기둥의 소성구역내 겹침이음이 없음.

6.1.9 지진구역 및 지진위험도

① 지진구역

지진구역	행정구역	
I	시	서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종
	도	경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부1
II	도	강원 북부2, 제주
1 강원 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백 2 강원 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초		

② 지진구역계수

지진구역	I	II
지진구역계수, Z	0.11	0.07

③ 위험도계수

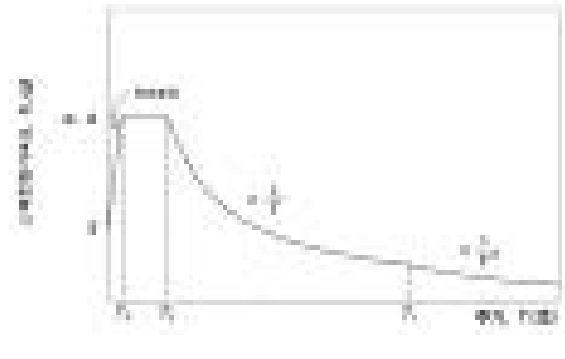
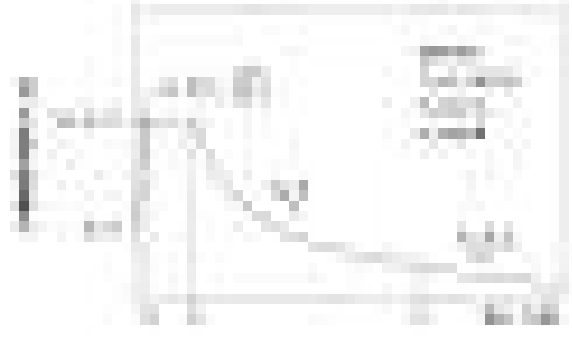
평균재현주기 (년)	50	100	200	500	1,000	2,400	4,800
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0	2.6

④ 지반의 분류

국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 다음과 같이 S_1 , S_2 , S_3 , S_4 , S_5 , S_6 의 6종으로 분류한다. 다만, 기반암은 전단파속도가 760 m/s 이상인 지층으로 정의한다.

지반종류	지반종류의 호칭	분류기준	
		기반암 깊이, H (m)	토층평균전단파속도, $V_{s,soil}$ (m/s)
S_1	암반 지반	1 미만	-
S_2	얕고 단단한 지반	1~20 이하	260 이상
S_3	얕고 연약한 지반		260 미만
S_4	깊고 단단한 지반	20 초과	180 이상
S_5	깊고 연약한 지반		180 미만
S_6	부지 고유의 특성평가 및 지반응답해석이 필요한 지반		

⑤ 설계지반운동의 특성 표현

	
<표 6.3>가속도표준설계응답스펙트럼 (암반지반 S_1)	<표 6.4>가속도표준설계응답스펙트럼 (토사지반 $S_2 \sim S_5$)

구분	α_A (단주기스펙트럼 증폭계수)	전이주기(sec)		
		T_o	T_s	T_L
수 평	2.8	0.06	0.3	3

지반종류	단주기지반증폭계수, F_a			장주기지반증폭계수, F_v		
	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$	$S \leq 0.1$	$S = 0.2$	$S = 0.3$
S_2	1.4	1.4	1.3	1.5	1.4	1.3
S_3	1.7	1.5	1.3	1.7	1.6	1.5
S_4	1.6	1.4	1.2	2.2	2.0	1.8
S_5	1.8	1.3	1.3	3.0	2.7	2.4

6.2 내진성능평가

6.2.1 교량제원

교 량 명 : 연호고가교

교량등급 : 1등급(DB-24)

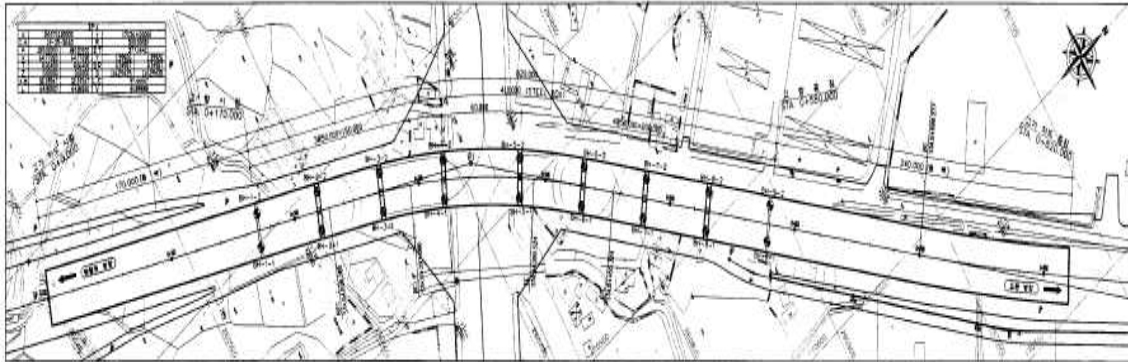
교량형식 : Steel Box Girder교

교 장 : $3@50.0+60.0+4@50.0=410.0\text{m}$

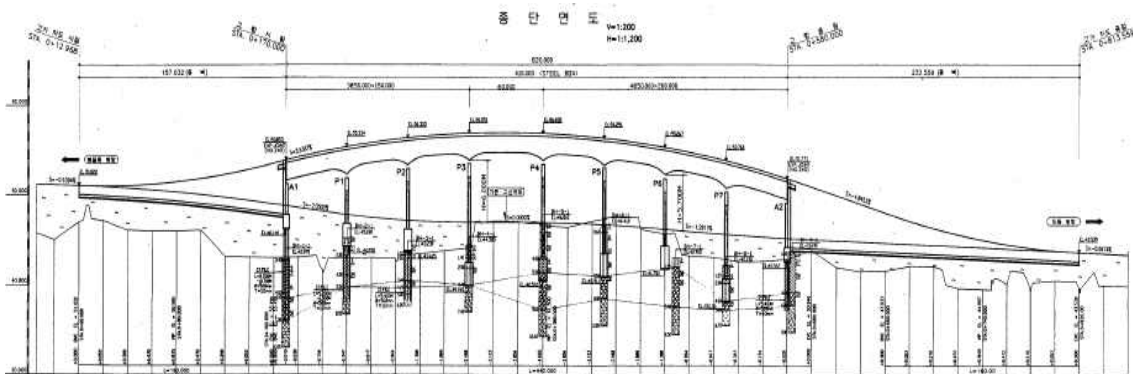
교 량 폭 : $B = 28.900\text{m}$

하부콘크리트강도 : 24 MPa

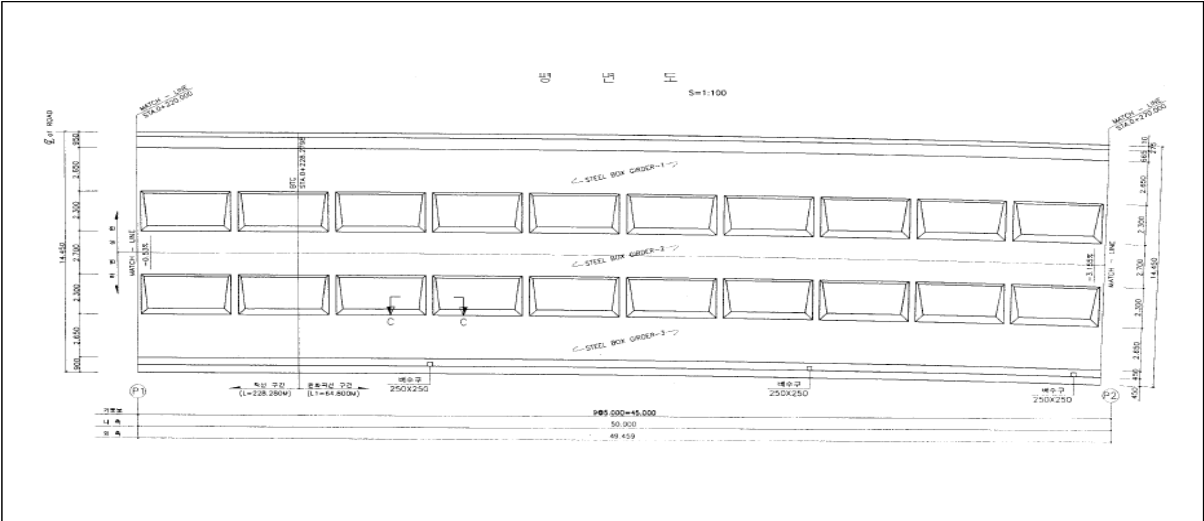
하부철근강도 : 300 MPa



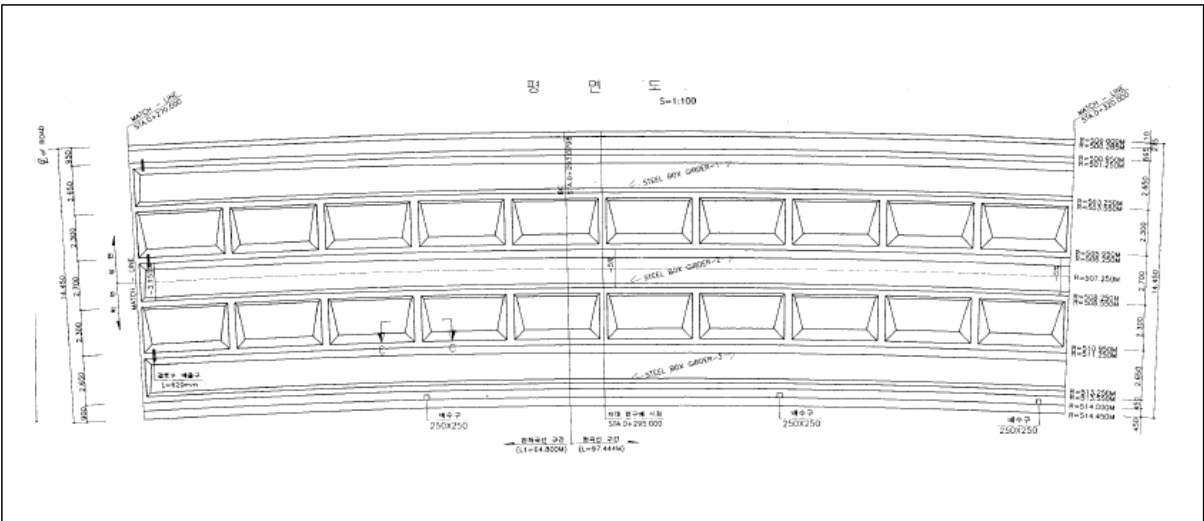
<그림 6.4>연호고가교 평면도



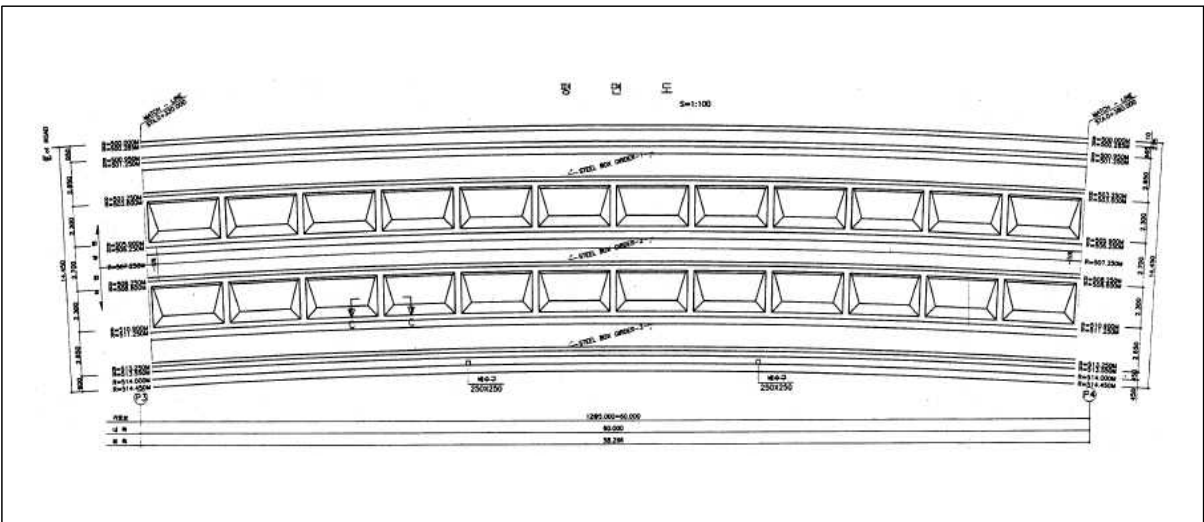
<그림 6.5>연호고가교 종단면도



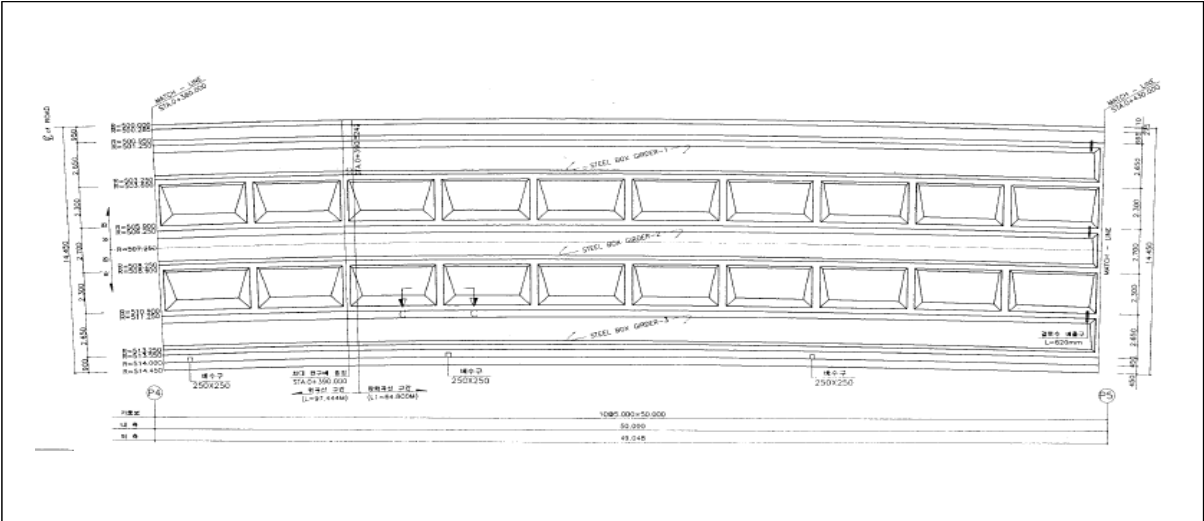
<그림 6.8>연호고가교 상부 일반도(2)



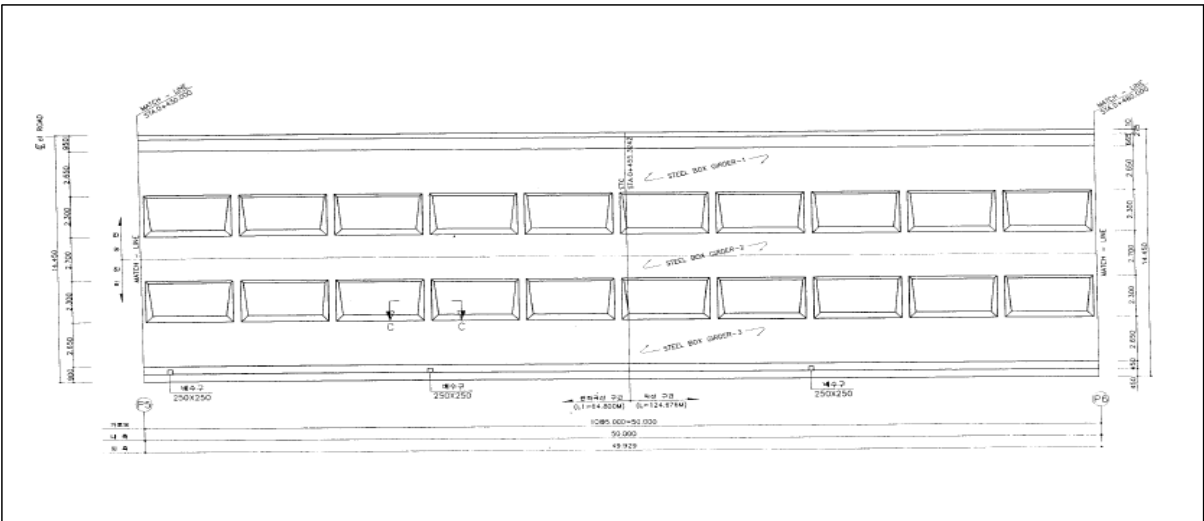
<그림 6.9>연호고가교 상부 일반도(3)



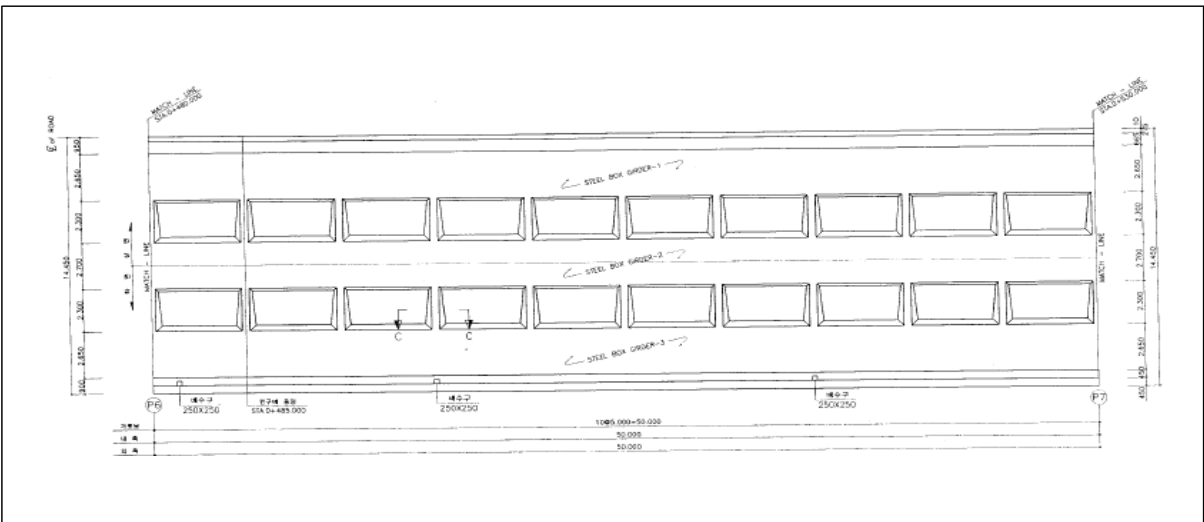
<그림 6.10>연호고가교 상부 일반도(4)



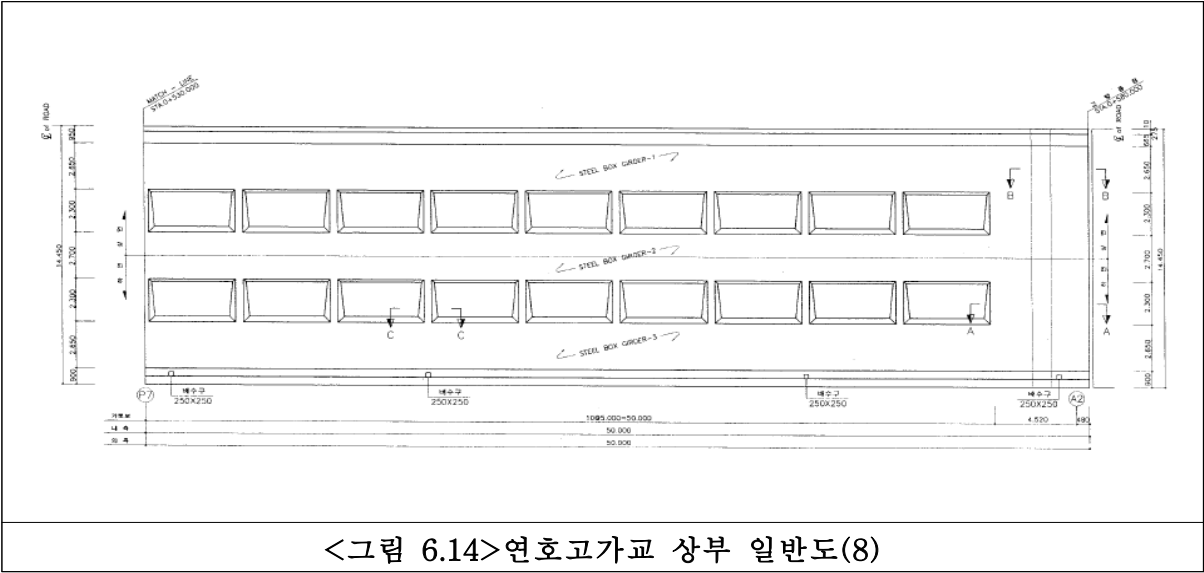
<그림 6.11>연호고가교 상부 일반도(5)

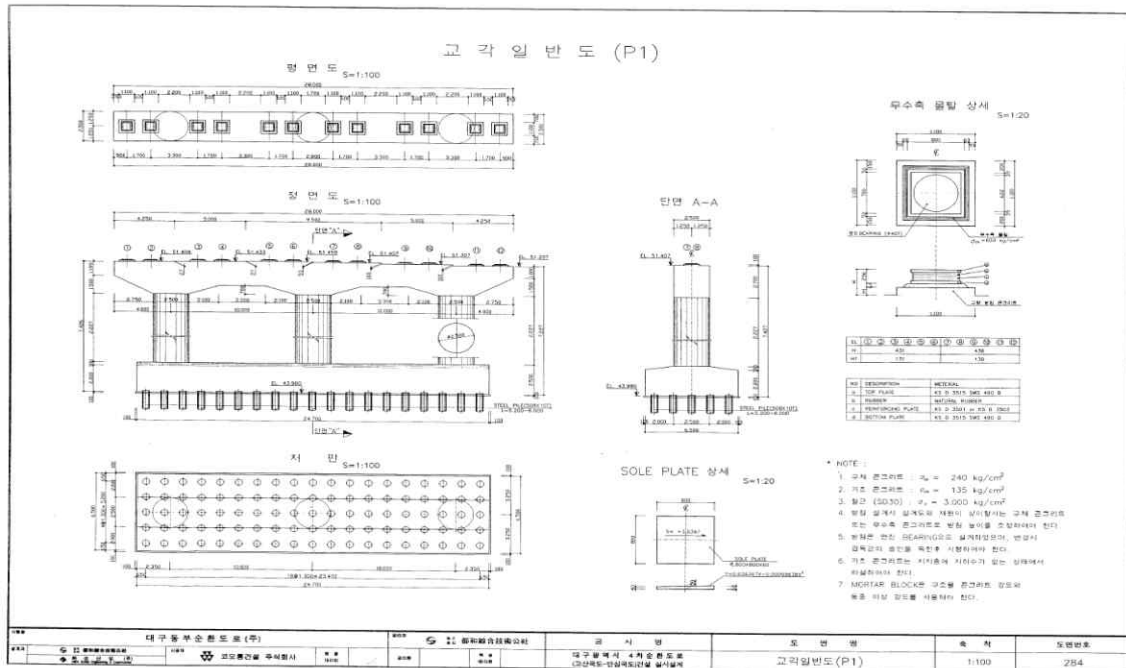


<그림 6.12>연호고가교 상부 일반도(6)

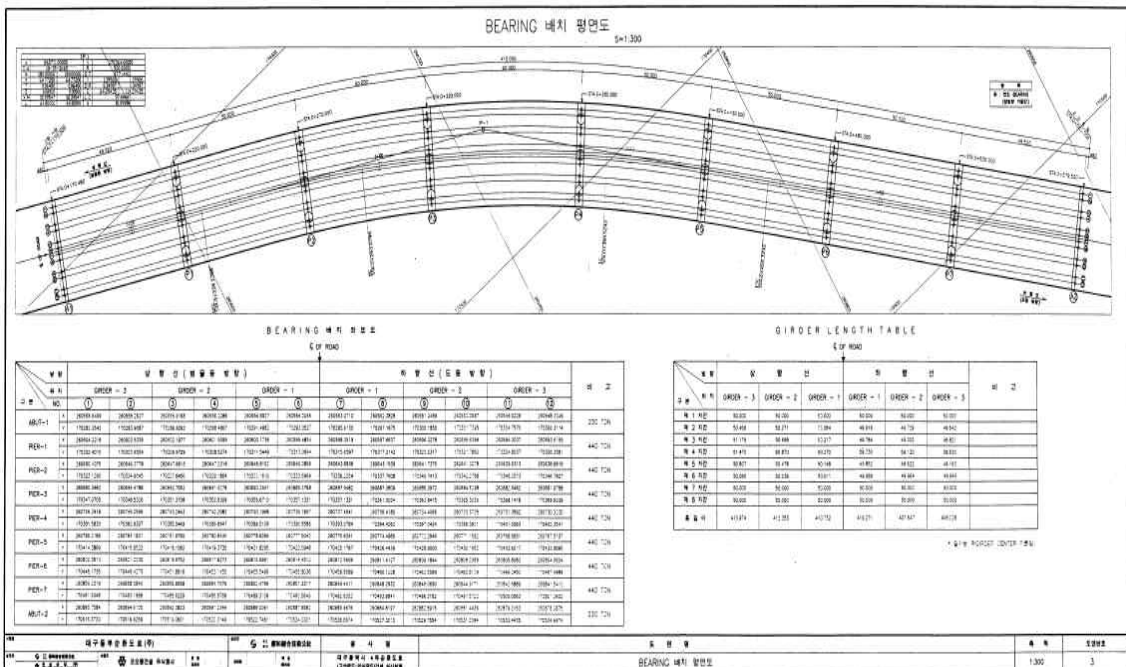


<그림 6.13>연호고가교 상부 일반도(7)





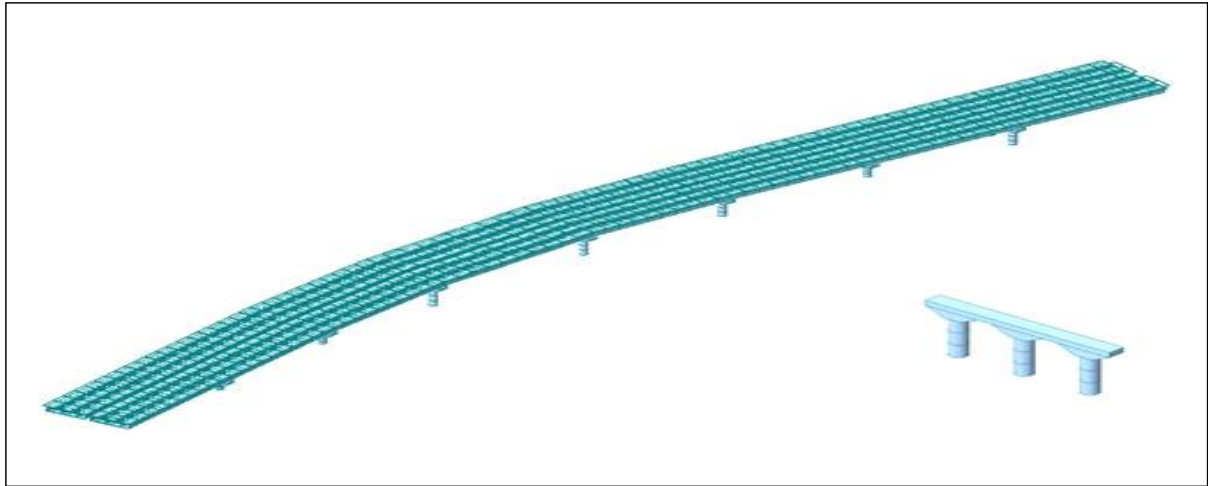
<그림 6.15>연호고가교 교각 일반도



<그림 6.16>연호고가교 교량받침 배치도

6.2.2 구조해석 모델

교량 상부구조의 모델링은 상부구조의 도심과 주형하단까지는 강체연결(Rigid link)로 주형하단에서 교각상단까지는 교량받침의 배치를 고려하여 변위에 대한 자유도를 연결한다. 또한, 받침종류에 따라서 적절한 내진저항 능력을 반영할 수 있도록 탄성연결 또는 비선형 강성연결 기능을 적용 한다. 해석프로그램은 MIDAS Civil을 이용하였다.



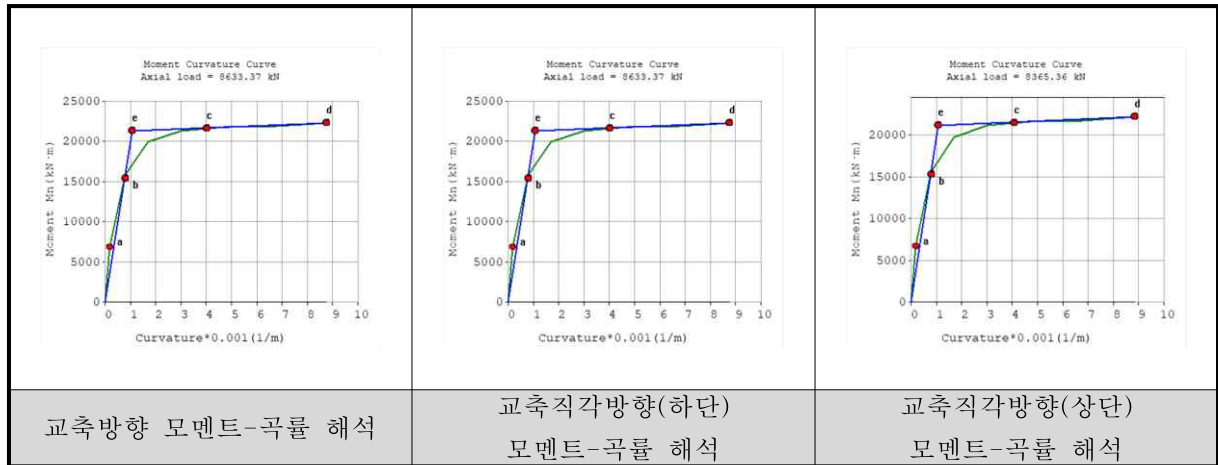
<그림 6.17>연호고가교 교량 구조해석 모델링

6.2.3 모멘트-곡률 해석

교각의 최대 휨모멘트가 발생하는 단부구역(소성힌지구역)에 축방향 철근의 겹침이음 상태에 따라 연성능력이 크게 변화한다. 이를 모멘트-곡률 해석에서 반영하기 위해서는 겹침여부를 판정하여 겹침이음 비율에 따라 콘크리트 극한변형률 및 이에 따른 변위연성도를 제한하여야 한다.

구 분	특 성	단 면 형 상
ϵ_{co} : 콘크리트의 최대변형률	0.002	
ϵ_{cu} : 콘크리트의 극한변형률	0.004	
$f'_c = f'_{cc}$: 콘크리트 압축 강도	24	
ϵ_y : 항복변형률	0.00150	
ϵ_{sh} : 경화시 변형률	0.0115	
ϵ_{su} : 극한시 변형률	0.125	
f_{sy} : 항복강도	300	
f_{su} : 극한강도	440	

① P1 교각의 모멘트-곡률 곡선



▪ 교축방향 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,376	0.000807	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,303	0.001085	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,314	0.008736	M_u^L, ϕ_u^L

▪ 교축직각방향(하단) 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,376	0.000807	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,303	0.001085	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,314	0.008736	M_u^L, ϕ_u^L

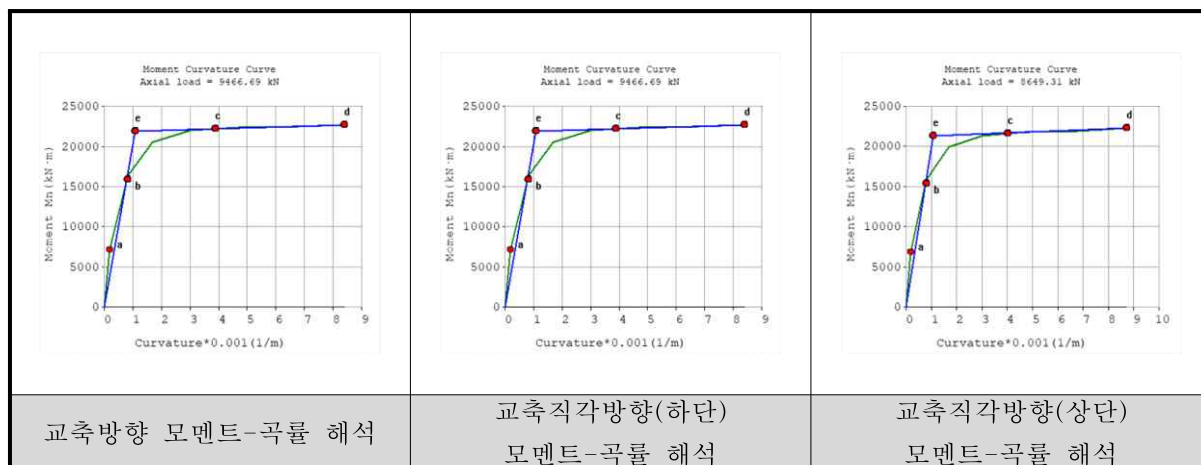
▪ 교축직각방향(상단) 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,218	0.000803	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,115	0.001084	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,132	0.008843	M_u^L, ϕ_u^L

▪ 유효강성 산정

구 분	Scale	Ig (m4)	적용 유효강성 (m4)
교축방향	0.397	1.917	0.761
교축직각방향	0.397	1.917	0.761

② P4 교각의 모멘트-곡률 곡선



▪ 교축방향 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,872	0.000816	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,861	0.001089	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,696	0.008399	M_u^L, ϕ_u^L

▪ 교축직각방향(하단) 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,872	0.000816	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,861	0.001089	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,696	0.008399	M_u^L, ϕ_u^L

▪ 교축직각방향(상단) 모멘트-해석 결과값

구 분	모멘트($kN \cdot m$)	곡률(m^{-1})	비 고
초기항복시	15,386	0.000807	M_{yi}^L, ϕ_{yi}^L
항복시	21,314	0.001085	M_y^L, ϕ_y^L
극한시	22,324	0.008729	M_u^L, ϕ_u^L

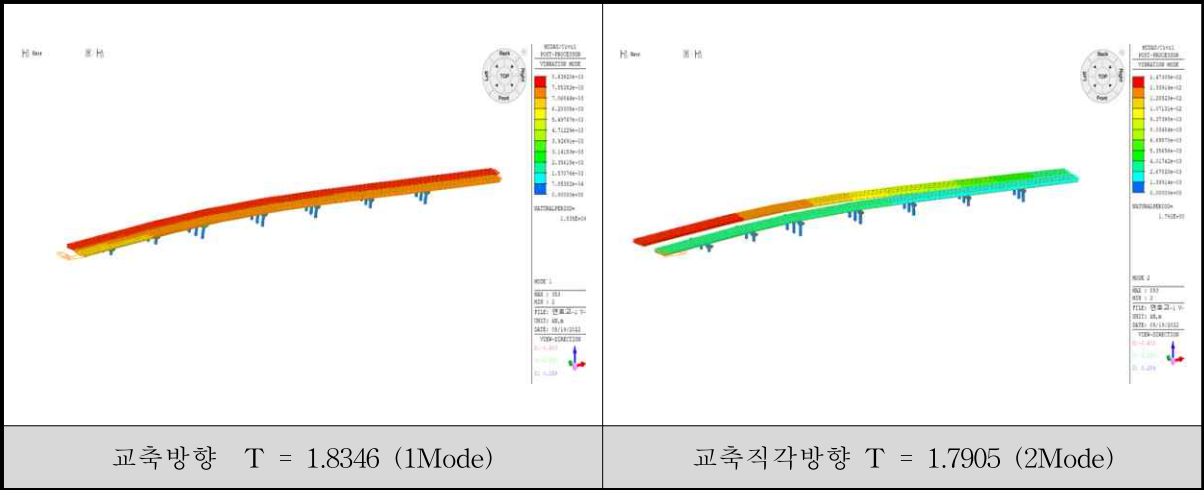
▪ 유효강성 산정

구 분	Scale	Ig (m4)	적용 유효강성 (m4)
교축방향	0.406	1.917	0.778
교축직각방향	0.406	1.917	0.778

6.2.4 지진 해석결과



① 주요 모드 형상 (Mode Shape)



② 대표 검토 교각 부재력 집계

▪ 교각 1

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,365.4	
하단축력(kN)	8,633.4	
상단변위(mm)	3.3	0.7
상단전단력(kN)	1,738.9	1,182.6
하단전단력(kN)	1,736.4	1,273.1
상단모멘트(kN·m)	5,163.9	1,301.3
하단모멘트(kN·m)	9,723.3	1,689.2

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,365.4	
하단축력(kN)	8,633.4	
상단변위(mm)	0.0	0.0
상단전단력(kN)	14.2	0.2
하단전단력(kN)	14.2	0.2
상단모멘트(kN·m)	34.6	0.4
하단모멘트(kN·m)	66.0	0.8

3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,365.4	8,365.4	P
하단축력(kN)	8,633.4	8,633.4	Pbot
상단변위(mm)	3.3	0.7	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,753.1	1,182.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,750.6	1,273.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	5,198.6	1,301.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	9,789.2	1,690.0	[ME]comb

▪ 교각 4

1) 해석결과

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,649.3	
하단축력(kN)	9,466.7	
상단변위(mm)	24.9	3.0
상단전단력(kN)	1,927.3	1,865.5
하단전단력(kN)	1,794.1	2,231.1
상단모멘트(kN·m)	3,975.6	6,690.5
하단모멘트(kN·m)	17,752.9	7,614.0

2) 하중경우별 해석결과 (고정하중)

부재력	지진시	
	교축력	교직력
상단축력(kN)	8,649.3	
하단축력(kN)	9,466.7	
상단변위(mm)	0.2	0.0
상단전단력(kN)	17.4	2.3
하단전단력(kN)	17.4	2.3
상단모멘트(kN·m)	51.2	14.2
하단모멘트(kN·m)	164.5	1.3

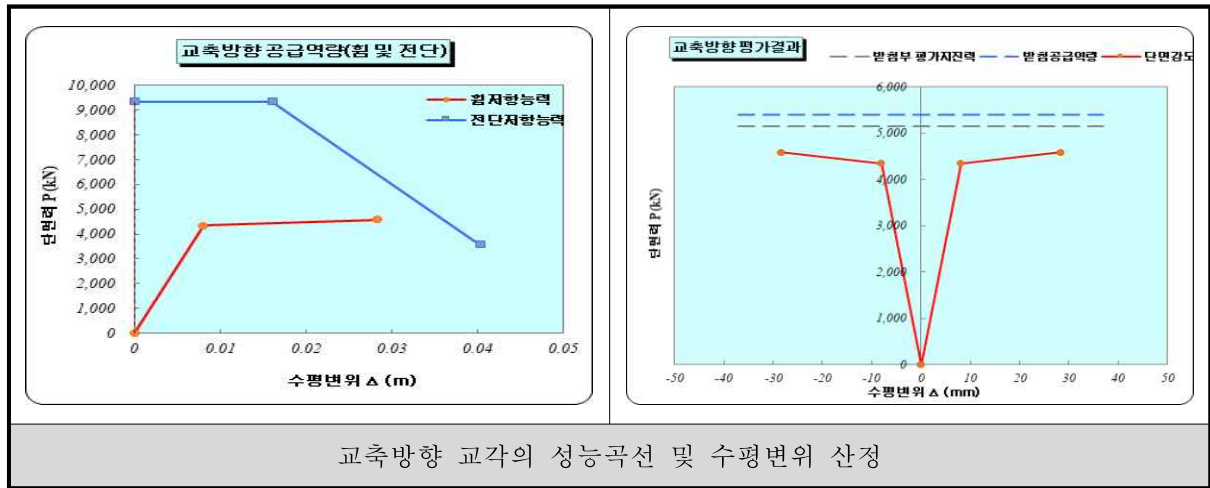
3) 방향별 하중조합

부재력	교축방향	교직방향	기호
	교축 조합력	교직 조합력	
상단축력(kN)	8,649.3	8,649.3	P
하단축력(kN)	9,466.7	9,466.7	Pbot
상단변위(mm)	25.1	3.0	[ΔE]comb
상단전단력(kN)	1,944.7	1,867.8	[VE]comb,Top
하단전단력(kN)	1,811.6	2,233.3	[VE]comb,Bot
상단모멘트(kN·m)	4,026.9	6,704.7	[ME]comb
하단모멘트(kN·m)	17,917.4	7,615.2	[ME]comb

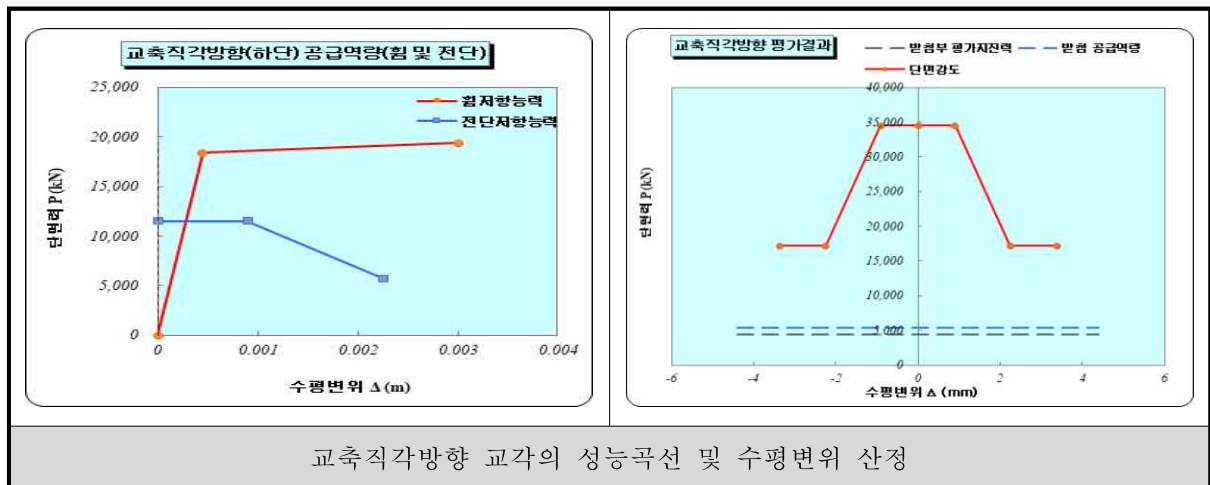
6.2.5 교각 기둥부 내진성능평가

① 교각 1 공급역량 및 평가결과

▪ 교축방향 교각 공급역량



▪ 교축직각방향 교각 공급역량



▪ 변위성능평가 결과

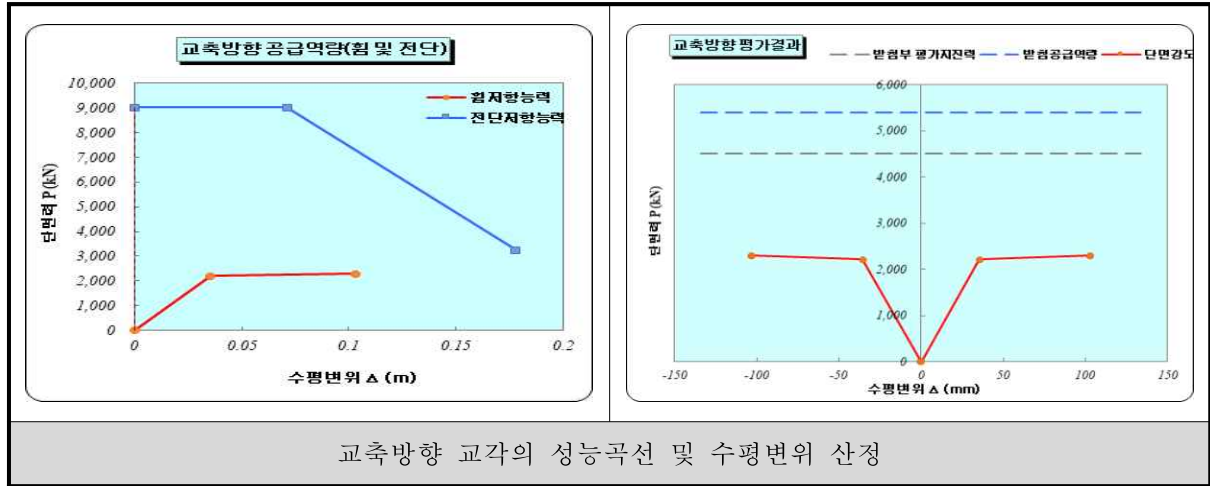
구 분		공급역량 (m)	소요역량 (m)	판 정
교각1	교축방향	3.526	1.000	O.K
	교축직각방향	1.000	1.000	O.K

▪ 전단성능평가 결과

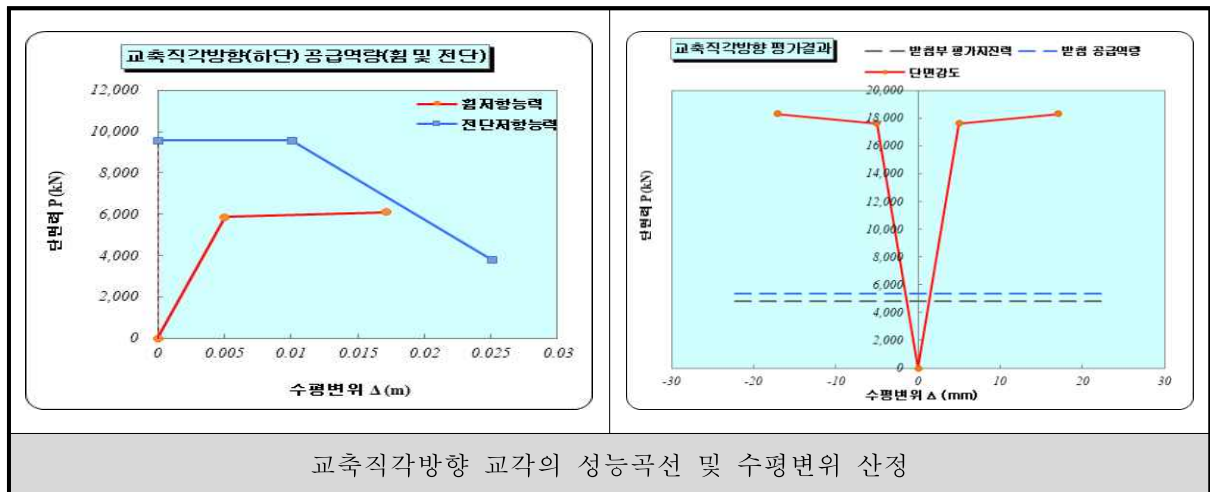
구 분		공급역량 (kN)	소요역량 (kN)	판 정
교각1	교축방향	9,357	1,751	O.K
	교축직각방향	11,501	1,273	O.K

② 교각 4 공급역량 및 평가결과

교축방향 교각 공급역량



교축직각방향 교각 공급역량



변위성능평가 결과

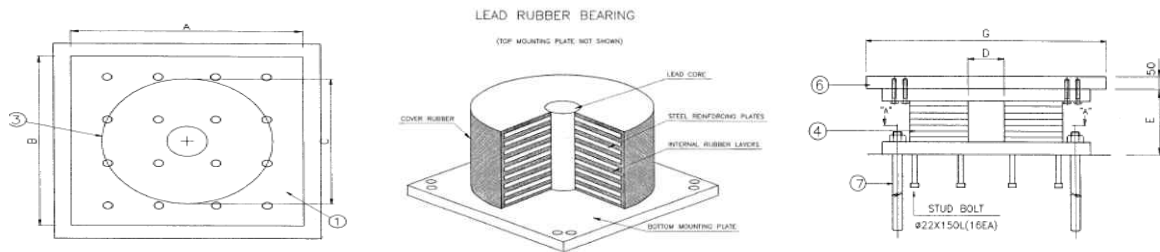
구 분		공급역량 (m)	소요역량 (m)	판 정
교각2	교축방향	2.897	1.000	O.K
	교축직각방향	3.403	1.000	O.K

전단성능평가 결과

구 분		공급역량 (kN)	소요역량 (kN)	판 정
교각2	교축방향	9,021	1,812	O.K
	교축직각방향	9,565	2,233	O.K

6.2.6 받침부 내진성능평가

① 교대 1 받침본체 규격



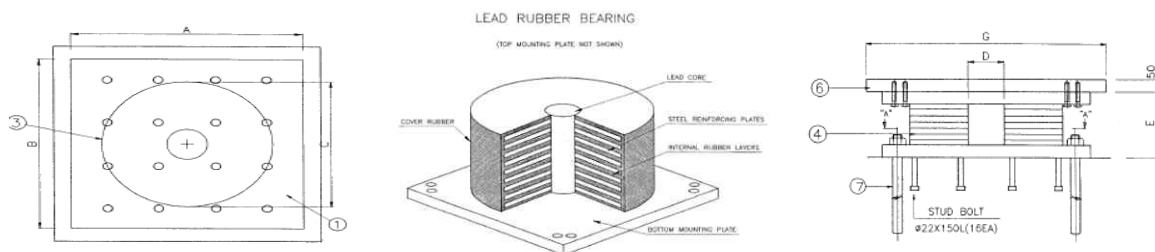
구분 (구조계산서 기준)		길이	단위	
C	=	520	mm	받침 교축방향 폭 (하판)
B	=	520	mm	받침 교축직각방향 폭 (하판)
da	=	60	mm	받침부 앵커소켓 직경
db	=	24	mm	받침부 앵커볼트 직경
hef	=	200	mm	받침부 앵커근입 깊이
SL	=	420	mm	받침 교축방향 앵커간격
ST	=	420	mm	받침 교축직각방향 앵커간격
앵커개수	=	2 X 2	EA	

▪ 교대 1 받침부 내진성능평가 결과

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	3,084	2,494	1.237	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	1,556	208	7.488	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	12,073	2,494	4.841	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,001	208	4.817	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	3,084	2,057	1.499	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	1,556	171	9.080	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	1,063	171	6.203	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,001	171	5.841	O.K

② 교각 1 받침본체 규격



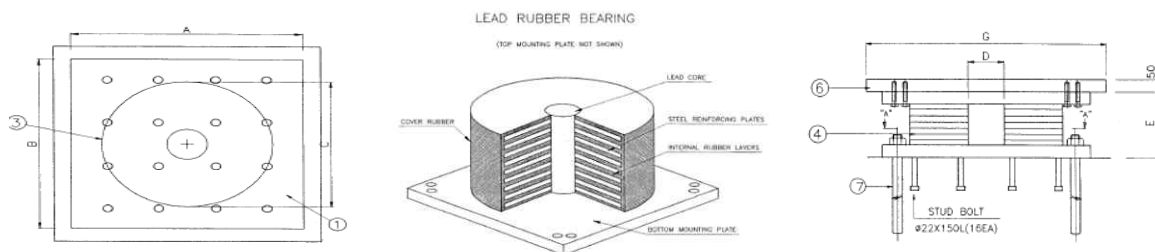
구분 (구조계산서 기준)		길이	단위	
C	=	700	mm	받침 교축방향 폭 (하판)
B	=	700	mm	받침 교축직각방향 폭 (하판)
da	=	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
db	=	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
hef	=	200	mm	받침부 앵커근입 깊이
SL	=	600	mm	받침 교축방향 앵커간격
ST	=	600	mm	받침 교축직각방향 앵커간격
앵커개수	=	2 X 2	EA	

▪ 교각 1 받침부 내진성능평가 결과

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	5,400	5,151	1.048	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	3,501	429	8.158	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	13,083	5,151	2.540	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,386	429	3.228	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	5,400	4,339	1.244	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	3,501	362	9.683	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	1,135	362	3.138	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,386	362	3.832	O.K

③ 교각 4 받침본체 규격



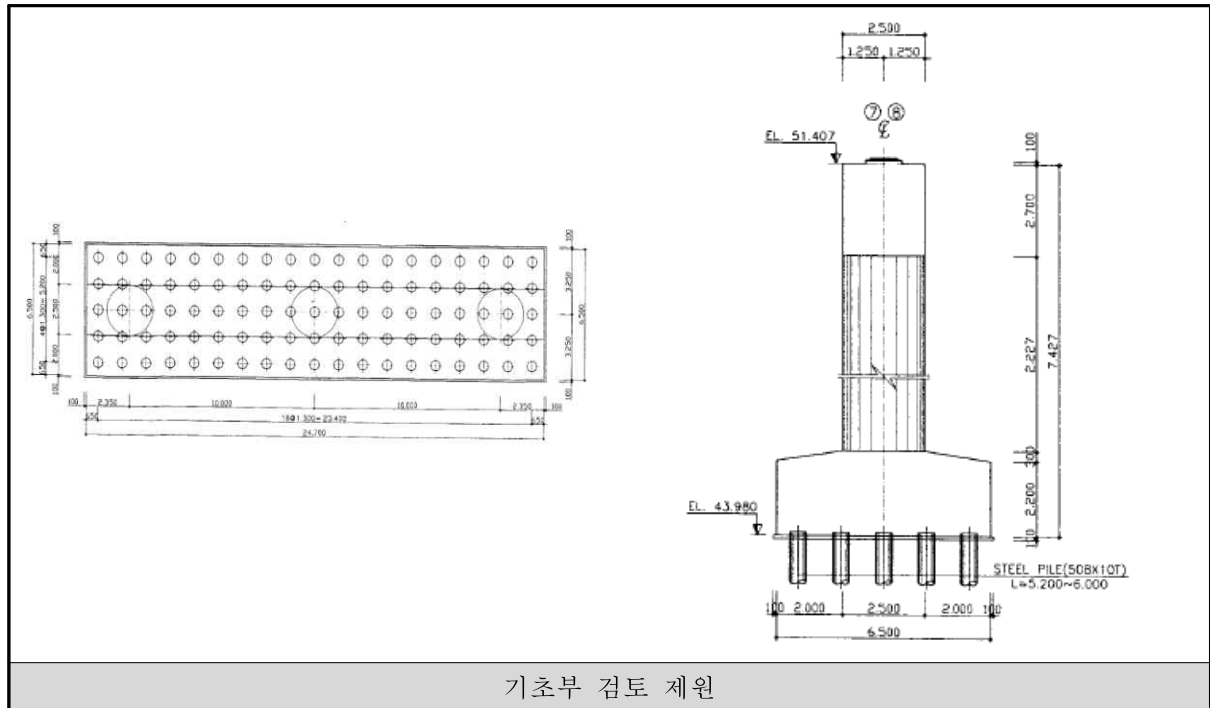
구분 (구조계산서 기준)		길이	단위	
C	=	700	mm	받침 교축방향 폭 (하판)
B	=	700	mm	받침 교축직각방향 폭 (하판)
da	=	90	mm	받침부 앵커소켓 직경
db	=	36	mm	받침부 앵커볼트 직경
hef	=	200	mm	받침부 앵커근입 깊이
SL	=	600	mm	받침 교축방향 앵커간격
ST	=	600	mm	받침 교축직각방향 앵커간격
앵커개수	=	2 X 2	EA	

▪ 교각 4 받침부 내진성능평가 결과

구분	교축방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	5,400	4,509	1.198	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	3,501	376	9.318	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	13,083	4,509	2.901	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,386	376	3.687	O.K

구분	교축직각방향			
	공급역량	소요역량	판정	
받침본체	5,400	4,792	1.127	O.K
앵커볼트-앵커강재파괴	3,501	399	8.768	O.K
앵커볼트-콘크리트파괴	1,135	399	2.842	O.K
앵커볼트-프라이아웃파괴	1,386	399	3.470	O.K

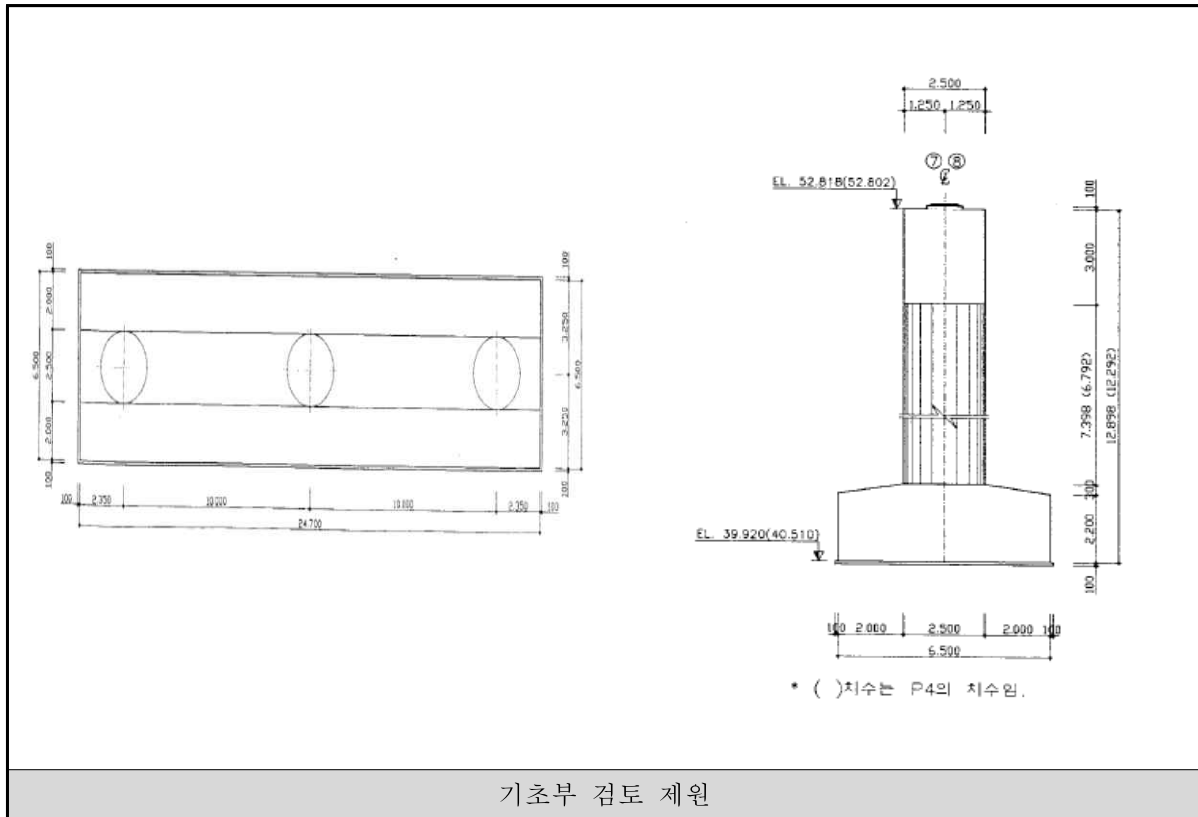
6.2.7 기초부 내진성능평가



① 교각 1 기초부 검토

▪ 기초부 내진성능평가 결과

구분		방향	공급역량	소요역량	판정	
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.545	27.536	O.K
		교직	15.000	0.174	86.428	O.K
	연직 압축지지력	교축	4,344.9	815.2	5.330	O.K
		교직	4,344.9	520.6	8.346	O.K
	연직 인발지지력	교축	592.8	0.0	-	O.K
		교직	592.8	0.0	-	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.0	52.6	3.989	O.K
		교직	210.0	22.2	9.478	O.K
	휨압축응력	교축	210.0	78.1	2.687	O.K
		교직	210.0	61.4	3.422	O.K
	휨전단응력	교축	120.0	4.4	27.060	O.K
		교직	120.0	3.2	37.203	O.K
단면 검토	휨	교축	66,552	18,169	3.663	O.K
		교직	23,168	6,611	3.505	O.K
	전단	교축	46,385	12,328	3.763	O.K
		교직	12,207	3,612	3.379	O.K



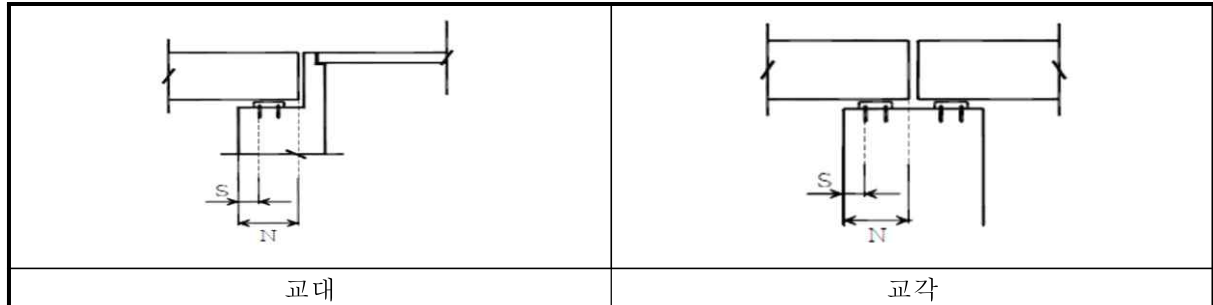
② 교각 4 기초부 검토

▪ 기초부 내진성능평가 결과

구분		방향	공급역량	소요역량	판정	
안정성 검토	전도	교축	2.600	1.375	1.890	O.K
		교직	9.880	0.809	12.217	O.K
	지지력	교축	8.249	2.000	4.124	O.K
		교직	46.179	2.000	23.089	O.K
	활동	교축	5.406	1.200	4.505	O.K
		교직	4.385	1.200	3.654	O.K
단면 검토	휨	교축	69,482	27,246	2.550	O.K
		교직	24,193	11,164	2.167	O.K
	전단	교축	48,402	11,897	4.069	O.K
		교직	12,737	7,257	1.755	O.K

6.2.8 받침 지지길이 평가 결과

낙교방지를 위한 받침지지 길이는 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리로서 현장조사 및 설계도면을 통해 산정하였다.



구 분		공급역량	소요역량	안전율	평가	내진보강
교 대 1	N(mm)	1,485	315	4.715	O.K	불필요

6.2.9 종합결론

본 내진성능평가의 경우 “ 기존시설물(교량) 내진성능평가 요령·해설(2019. 국토교통부, 한국시설안전공단)”및 “KDS 17 10 00 : 2018 (내진설계 일반)”따라 수행하였으며, 금회 내진성능평가 수행 시 강화된 내진설계기준에 미달된 기존 공공시설물의 내진보강을 통한 주요 시설의 내진성능 확보로 지진발생시 피해를 저감하는 등 공공의 안전을 확보하고자 하는데 있다.

본 교량의 경우 상부는 Steel Box Girder교, 하부는 다주식교각, 교좌장치로는 L.R.B 받침이 적용되어 있다. 현재 시행 되고 있는 내진성능평가 요령에 따라 내진성능평가를 수행하였으며, 이에 따른 결과는 다음과 같다.

내진성능 검토 대상으로는 교각기둥, 교량받침부, 교각기초부, 지지길이를 평가하였으며 평가 결과, 교각 및 교대의 받침부에서 내진성능이 모두 만족한 것으로 검토되었다. 따라서 추후 보강방안은 필요 없을 것으로 판단된다.

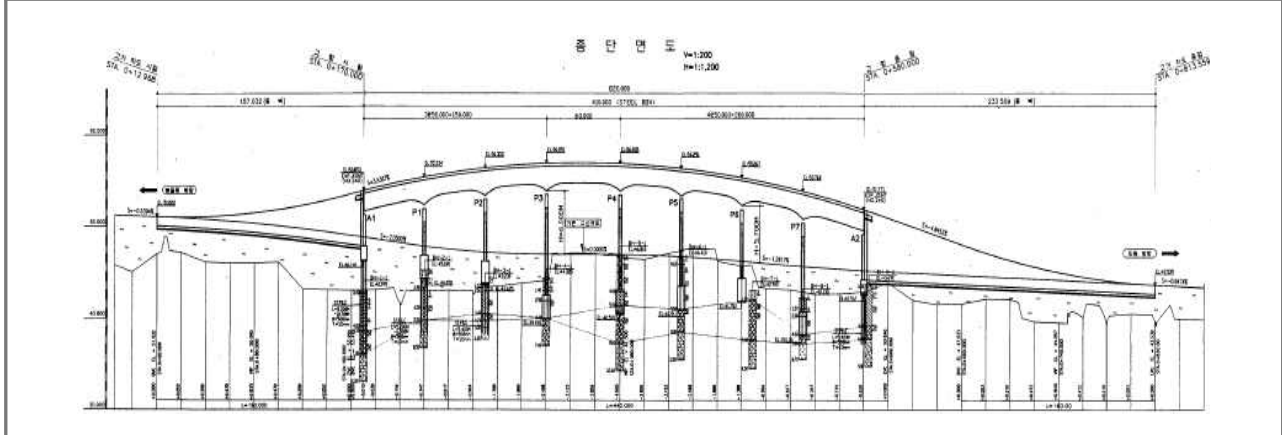
6.3 내진성능평가 결과 요약

교량 현황

구분	교량현황
관리주체	대구동부순환도로(주)
이정	-
선형/선형	직선 / -
연장/폭원	L=410.0m / B=28.9m
상부형식	STB
받침종류	L.R.B받침
하부 교대	역T형 교대
형식 교각	다주식 교각
기초	직접기초, 말뚝기초



종단면도



내진성능평가 분석

교량 모델링

준공년도	2002
지진구역계수	0.11
위험도계수	1.4
가속도계수	0.154

- STB 단면을 구현, 상부 총중량 질량으로 산정
- 기존 교량 받침 배치의 경계조건에 따른 방향성 적용
- 소성힌지부에 겹 이음 없는 것으로 모멘트 곡률 해석

설계응답스펙트럼(기존)

설계응답스펙트럼(내진성능평가)

모멘트 곡률 해석 (P2)

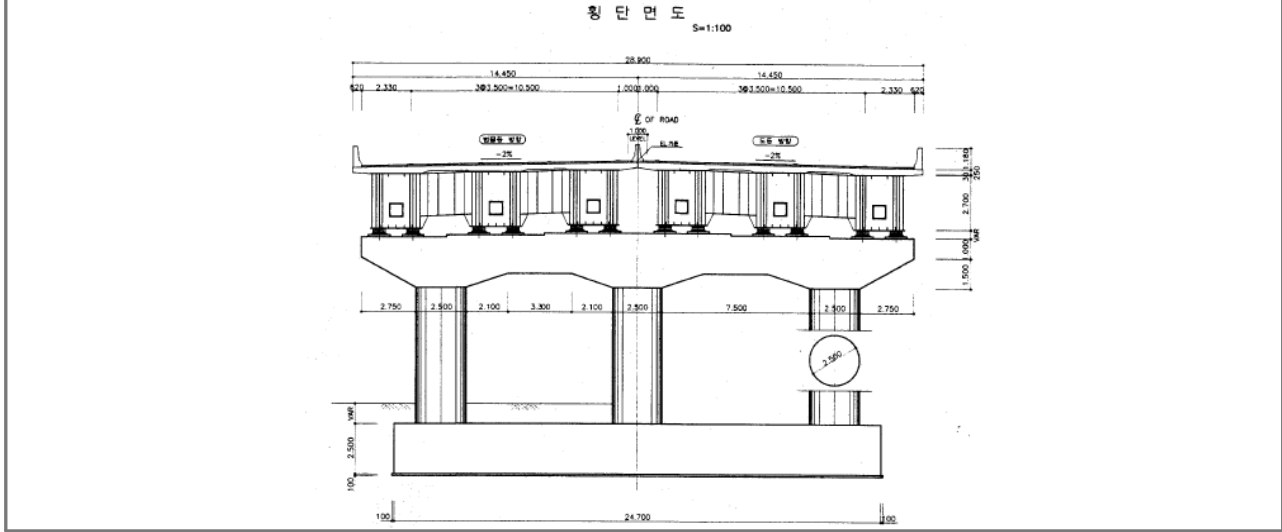
내진 성능평가 결과

구분	기둥(P1)	기둥(P4)	받침(A1)	받침(P1)
교축	O.K	3.526	O.K	1.237
교직	O.K	1.000	O.K	1.499

구분	받침(P4)	기초(P1)	기초(P4)	받침지지길이
교축	O.K	1.198	O.K	4.069
교직	O.K	1.127	O.K	1.755

- 교각(P1, P4) 내진성능평가 결과 기둥 및 기초, 받침부에서 모두 내진성능이 만족한 것으로 판단.
- 교대(A1) 내진성능평가 결과 받침부에서 내진성능이 만족한 것으로 판단.

횡단면도



받침상세도

