

제 출 문

천안논산고속도로 주식회사 귀중

귀사와 2017년 10월 16일자로 계약을 체결한 “논산천안고속도로 1종시설물 정밀안전진단 용역(2구역)”을 성실히 수행하고 응진대교 내진성능평가의 결과를 본 보고서에 수록하여 부속자료와 함께 제출합니다.

2018년 06월

(주)한 국 구 조 물 안 전 연 구 원

이 채 규



(주)한 맥 기 술

이 기 상



웅진대교 내진성능평가 요약표

책임기술자 종합의견

- 내진성능 평가 결과, 전체 교각은 내진성능을 확보하고 있는 것으로 평가되었으나 말뚝 기초, 확대 기초, 받침부에서 교축방향 및 교직방향에 대하여 내진성능이 부족한 것으로 파악되었다.

- 웅진대교의 내진성능을 확보하기 위하여 기초부 직접 보강, 받침 교체를 우선 고려할 수 있다. 기초부에 대한 직접 보강은 기초부의 내진성능은 확보할 수 있으나 받침부의 내진성능을 확보할 수 없을 뿐만 아니라 시공성, 경제성과 함께 민원 제기 우려 등을 고려할 때 받침 교체를 통한 내진성능 확보가 가장 합리적인 것으로 판단된다. 이를 토대로, 탄성받침으로 교체, 지진격리받침으로 교체할 경우에 대하여 개략 공사비를 산출하였다. 다만, 탄성받침으로 교체할 경우 기초부의 내진성능 확보여부에 따라 추가 공사비가 증액될 수 있을 것으로 판단된다.

책임기술자 : 서 종 태 (서명)



가. 내진성능 검토 수행 여부

검토대상 부재	설계적용여부	결과	검토결과 요약
-	Y	적용	당초 설계에 내진 반영

웅진대교 현황표

작성일 : 2018년 05월 25일

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		웅진대교		시설물번호		BR2003-0002004	
준공년월		2002년 12월 24일		관리번호		논산천안교량-27	
시설물위치		충청남도 공주시 우성면 평목리					
설계하중		DB-24 / DL-24		노선명(이정)		순천기점 237.72K	
제원	연장	L=1,135m, (14@60+65+75+2@55+45=1135m)					
	폭	B=24.3m, (보도+차도 24.3m) 4차로(천안 2, 논산2)					
구조 형식	상 부	강박스거더교(STB)		기초 형식	교대	말뚝기초	
	하 부	라멘식(Ra)			교각	직접+말뚝기초	
교량받침		포트받침		신축이음		레일조인트, 팽거조인트	
교차시설물		백제큰길, 금강		통과높이		10.3m	
설 계 사		동부엔지니어링(주)		시 공 사		LG건설(주), 한일건설(주), 쌍용건설(주)	
내진설계유무		내진설계적용		관리주체		천안논산고속도로(주)	
부착시설내용		- 없음					
기 타		- 설계도서 및 구조계산서 유무 : 유 - 중점 점검사항(붕괴유발부재, 보수·보강 부위 등을 기재)					

정밀안전진단 참여기술진(1)

참여구분	참여분야	소 속	직 위	성 명	참여기간	서 명
책임기술자	사업책임	(주)한국구조물안전연구원	부원장	서종태	10월20일~06월30일 (254일)	
분야별 책임기술자	재료시험분야	(주)한국구조물안전연구원	부원장	오관수	10월20일~06월30일 (127일)	
	자료분석분야	(주)한맥기술	사장	최진선	10월20일~06월30일 (127일)	
분야별 참여기술자	재료시험분야	(주)한국구조물안전연구원	부원장	전국현	10월20일~06월30일 (127일)	
	자료분석분야	(주)한국구조물안전연구원	부원장	유창수	10월20일~06월30일 (127일)	
참여기술자	재료시험분야	"	부장	김정대	10월20일~06월30일 (254일)	
		"	차장	곽호정	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	차장	박선영	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	차장	최희림	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	차장	김충희	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	과장	김세열	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	차장	이덕주	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	과장	김정훈	10월20일~06월30일 (254일)	
		"	과장	마권동	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	과장	현지홍	10월20일~06월30일 (127일)	

정밀안전진단 참여기술진(2)

참여구분	참여분야	소 속	직 위	성 명	참여기간	서 명
참여기술자	재료시험분야	(주)한국구조물안전연구원	부장	이상훈	10월20일~06월30일 (254일)	
		"	대리	이주형	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	대리	차광희	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	대리	김영학	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	사원	김재홍	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	사원	김호섭	10월20일~06월30일 (254일)	
		"	사원	김인하	10월20일~06월30일 (127일)	
		"	부장	양승필	05월01일~06월30일 (61일)	
		"	이사	이택수	06월01일~06월30일 (30일)	
		(주)한맥기술	부장	김승제	10월20일~06월30일 (254일)	
		"	부장	김건훈	10월20일~03월22일 (154일)	
		"	과장	박지훈	10월20일~06월08일 (232일)	
		"	사원	김치엽	10월20일~06월30일 (254일)	김치엽
		"	부사장	고삼암	03월23일~06월30일 (100일)	

시설물의 위치도





○ 시설물 위치 : 충청남도 공주시 우성면 평목리 (순천기점 237.72K)

시설물의 전경사진(1)



상부전경



측면전경

시설물의 전경사진(2)



교대 전경(A2)

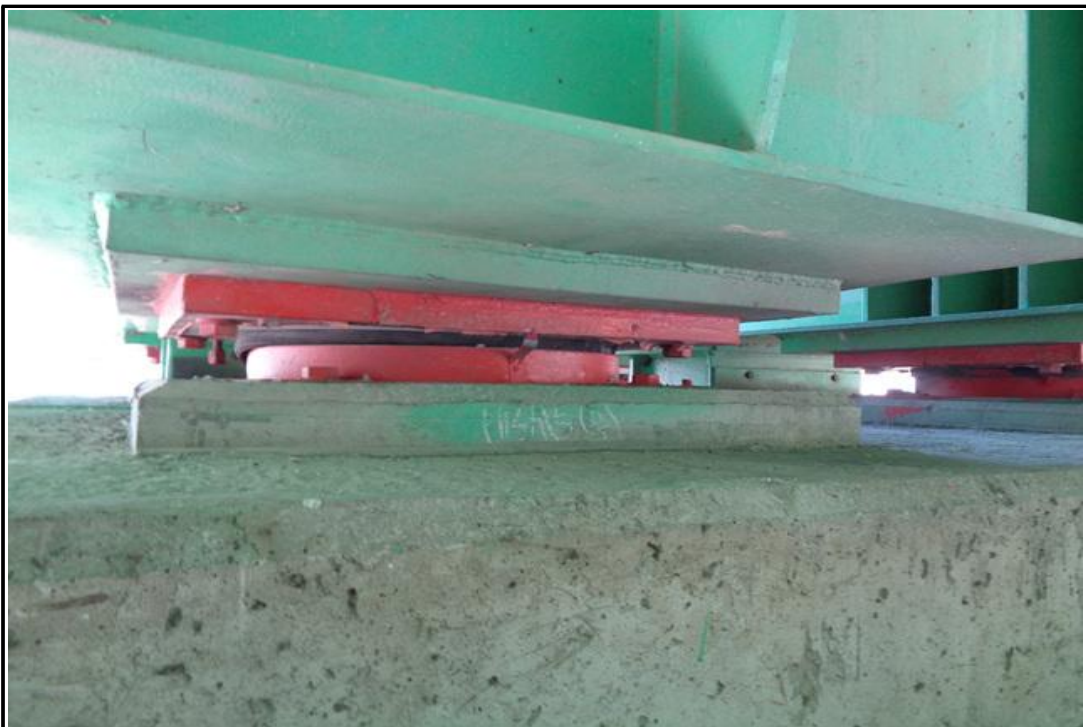


교각 전경(P1)

시설물의 전경사진(3)



신축이음장치 전경(A1)



교량받침 전경(A1)

시설물의 전경사진(4)



교량판 전경



교량설명판 전경

정밀안전진단 결과 요약문

1. 과업의 개요

1.1 과업의 목적

본 과업은 “시설물의 안전 유지관리에 관한 특별법”(이하 “시설물안전법”이라 한다.) 제7조 및 동법 시행령 제8조에 의한 정밀안전진단으로서 시설물의 물리적·기능적 결함과 손상을 조사측정하고 원인을 분석하여 신속하고 적절한 조치를 취하며, 상태 및 구조적 안전성, 사용성을 종합적으로 검토·평가하여 적절한 보수·보강방법 및 유지관리방안을 수립하여, 고속도로 시설물의 재난예방과 안전성 확보를 통해 공공의 안전을 확보하는데 그 목적이 있다.

1.2 과업의 범위

가. 정밀안전진단

- 1) 자료수집 및 분석
- 2) 현장조사 및 시험
- 3) 상태평가
- 4) 안전성평가
- 5) 종합평가 및 안전등급 지정
- 6) 보수·보강방법 및 유지관리방안 제시
- 7) 내진성능평가(웅진대교)
- 8) 보고석 작성

나. 수중점검 : 해당사항 없음

다. 과업기간

2017. 10. 19 ~ 2018. 06. 30(착수일로부터 255일간)

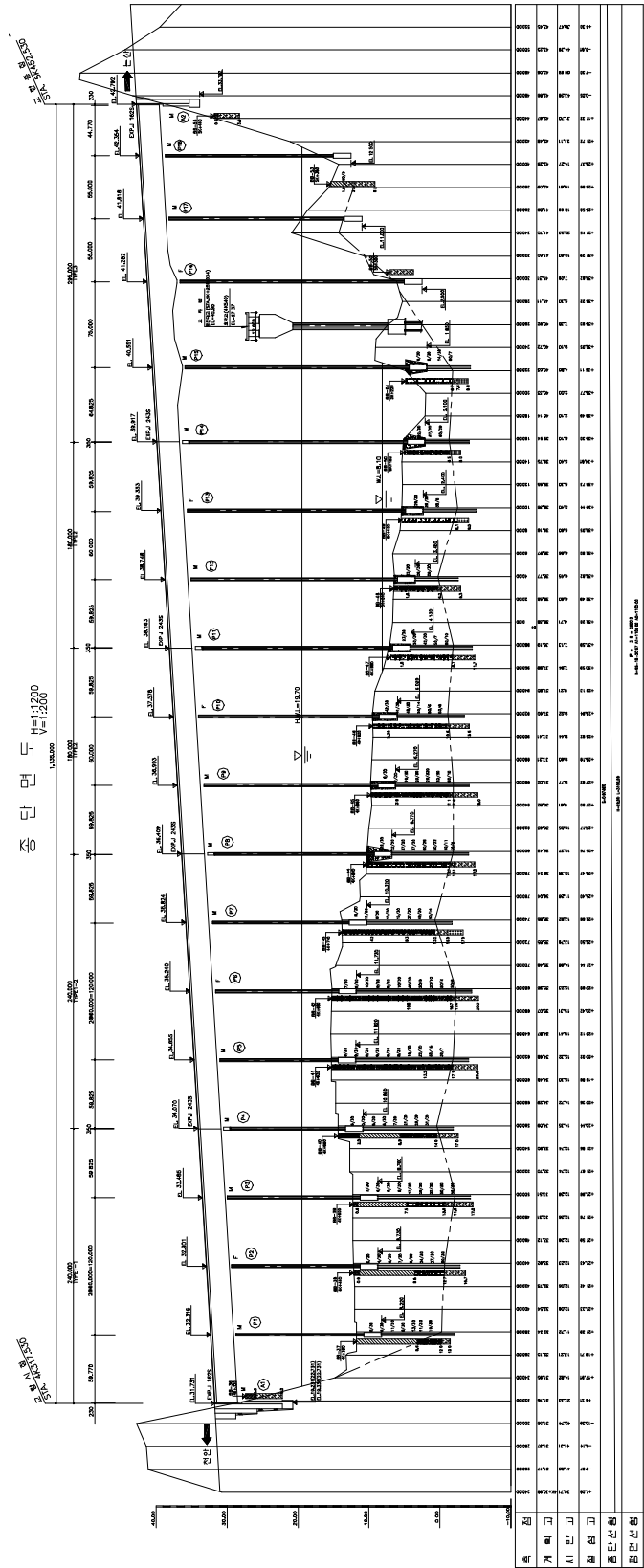
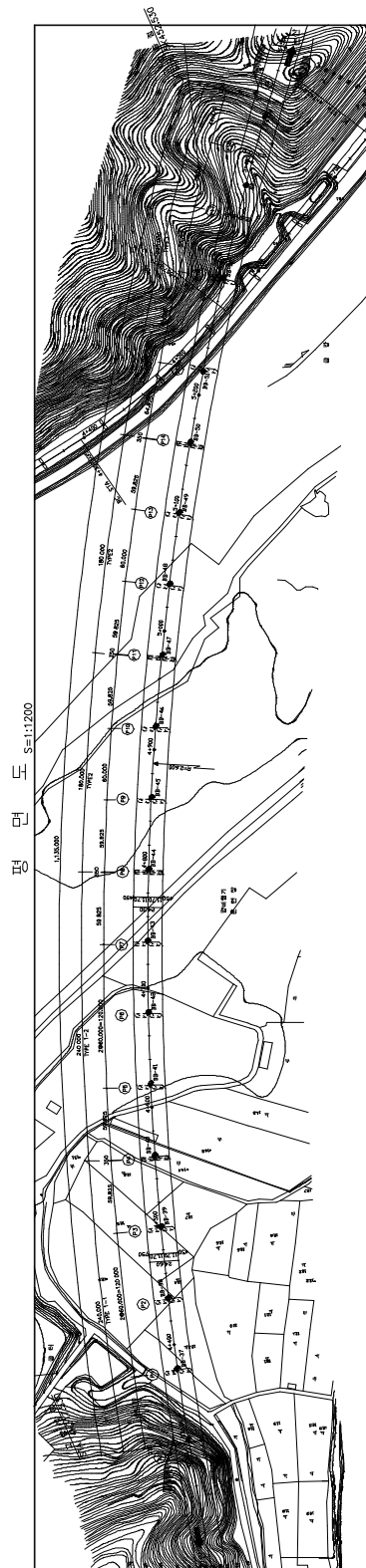
1.3 시설물의 개요

가. 천안방향

1) 시설물의 현황

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		웅진대교		시설물번호		BR2003-0002004	
준공년월		2002년 12월 24일		관리번호		논산천안교량-27	
시설물위치		충청남도 공주시 우성면 평목리					
설계하중		DB-24 / DL-24		노선명(이정)		순천기점 237.72K	
제원	연장	L=1,135m, (14@60+65+75+2@55+45=1135m)					
	폭	B=24.3m, (보도+차도 24.3m) 4차로(천안 2, 논산2)					
구조 형식	상 부	강박스거더교(STB)		기초 형식	교대	말뚝기초	
	하 부	라멘식(Ra)			교각	직접+말뚝기초	
교량받침		포트받침		신축이음		레일조인트, 팽거조인트	
교차시설물		백제큰길, 금강		통과높이		10.3m	
설 계 사		동부엔지니어링(주)		시 공 사		LG건설(주), 한일건설(주), 쌍용건설(주)	
내진설계유무		내진설계적용		관리주체		천안논산고속도로(주)	
부착시설내용		- 없음					
기 타		- 설계도서 및 구조계산서 유무 : 유 - 중점 점검사항(붕괴유발부재, 보수·보강 부위 등을 기재)					

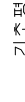
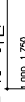
2) 시설물의 주요도면



<교량의 종 · 평면도>

山
之
詩
集

44



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

	お
	て

CON'C 랑도는 $?ck=240kg/?$, 월근의 랑도는 $?y=3000kg/?$ 이다.

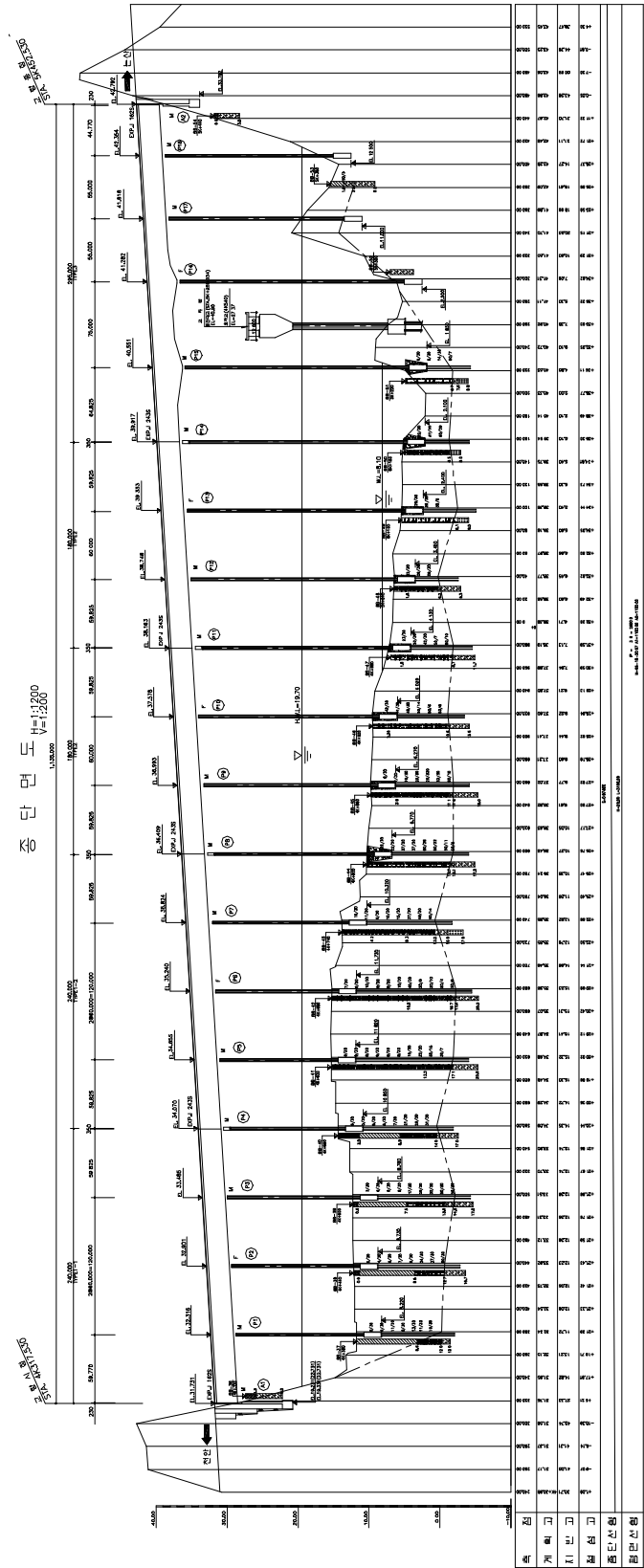
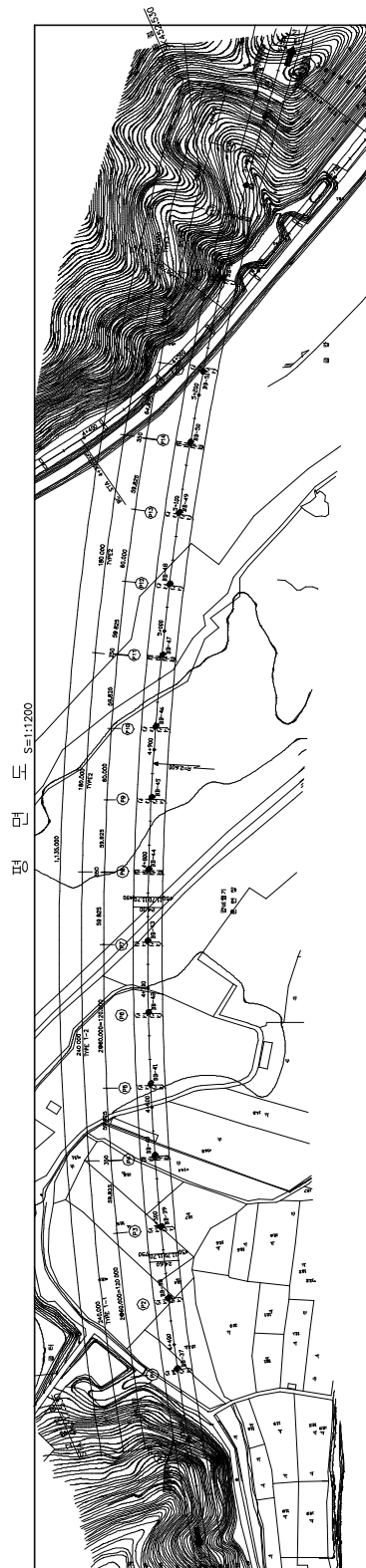
<교과 일반도>

나. 논산방향

1) 시설물의 현황

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		웅진대교		시설물번호		BR2003-0002004	
준공년월		2002년 12월 24일		관리번호		논산천안교량-27	
시설물위치		충청남도 공주시 우성면 평목리					
설계하중		DB-24 / DL-24		노선명(이정)		순천기점 237.72K	
제원	연장	L=1,135m, (14@60+65+75+2@55+45=1135m)					
	폭	B=24.3m, (보도+차도 24.3m) 4차로(천안 2, 논산2)					
구조 형식	상 부	강박스거더교(STB)		기초 형식	교대	말뚝기초	
	하 부	라멘식(Ra)			교각	직접+말뚝기초	
교량받침		포트받침		신축이음		레일조인트, 핑거조인트	
교차시설물		백제큰길, 금강		통과높이		10.3m	
설 계 사		동부엔지니어링(주)		시 공 사		LG건설(주), 한일건설(주), 쌍용건설(주)	
내진설계유무		내진설계적용		관리주체		천안논산고속도로(주)	
부착시설내용		- 없음					
기 타		- 설계도서 및 구조계산서 유무 : 유 - 중점 점검사항(붕괴유발부재, 보수·보강 부위 등을 기재)					

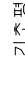
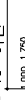
2) 시설물의 주요도면



<교량의 종 · 평면도>

부
2
하
진

4월 제1주



①	1
---	---

①	1
---	---

세 CON'C 값도는 ?ck=2.4
 되기 CON'C 값도는 ?ck=



<교과 일반도>

2. 자료수집 및 분석

2.1 자료수집 현황

보존대상 목록		관리주체 보유현황	비 고
설계 도서	◇ 공통 - 공사시방서 - 구조계산서 - 일반보고서 - 토질조사보고서 - 초기점검보고서	○	◇ 천안-논산간 고속도로 건설공사 제4공구 - 공사시방서 - 구조계산서 - 일반보고서 - 토질조사보고서 - 초기점검보고서
	◇ 설계도면 - 위치도, 평면도, 단면도(중·횡) - 각 부재별 상세도	○	
시설물 관 리 대 장	◇ 기본현황 ◇ 상세제원 ◇ 유지관리 이력	○	◇ 시설물정보관리종합(FMS) 시스템 내 시설물관리대장
시공 관련 자료	◇ 시공관련 자료 ◇ 품질관리 관련자료 ◇ 사고기록	○	◇ 시설물정보관리종합(FMS) 시스템 내 설계도서
안전점검 및 정밀안전진단 자료		○	◇ 발주처 요청
보수·보강 자료		○	

보고서 목차

●내진성능평가 결과 요약문

제 1장 내진성능평가 개요	1
1.1 과업의 개요	2
1.1.1 과업명	2
1.1.2 과업의 목적	2
1.1.3 과업의 범위	2
1.3 과업수행 방법	3
1.2.1 과업수행의 흐름	3
1.2.2 내진성능평가 요령 흐름도	4
1.2.3 내진성능평가 방안 흐름도	4
제 2장 자료수집 및 분석	5
2.1 자료수집 현황	6
2.2 교량 제원 및 현황	7
2.3 교량받침 배치 현황	9
2.3.1 천안방향	9
2.3.2 논산방향	10
2.4 시설물의 내진설계 여부	11
제 3장 내진성능평가	12
3.1 설계기준 설정	13
3.2 설계기준	13
3.2.1 기준 및 적용시방서	13
3.2.2 내진설계 등급	13
3.2.3 내진성능평가 요령	15

3.3 내진성능 상세평가 방법	23
3.3.1 일반사항	23
3.3.2 지진하중 및 조합탄성지진력	23
3.3.3 구성요소의 내진성능평가	26
3.4 보강전 내진성능평가	43
3.4.1 교량제원	43
3.4.2 설계조건	43
제 4장 내진성능 향상 방안	50
4.1 내진성능 향상 방안	51
4.1.1 교량받침	51
4.1.2 RC 교각	54
4.1.2 전단키	56
4.2 내진성능 향상 비교안	57
4.3 내진성능 향상 방안 선정	59
4.3.1 내진성능 평가 결과 CASE별 보강안 제시	59
4.3.2 응진대교 보강방안	59
4.3.3 응진대교	60
제 5장 공사비 분석	61
5.1 공사비 분석	62
제 6장 종합결론	63
6.1 종합결론	64

표 목 차

【표 2.1】 자료수집 현황	6
【표 2.2】 응진대교 현황	7
【표 3.1】 기준 및 적용시방서	13
【표 3.2】 지진구역의 구분	14
【표 3.3】 지진구역계수	14
【표 3.4】 위험도계수	14
【표 3.5】 내진등급의 분류	14
【표 3.6】 설계가속도 계수	15
【표 3.7】 지반 계수	15
【표 3.8】 도로교설계기준의 내진등급과 설계지진	19
【표 3.9】 사용목표수명/평가설계수명 비에 따른 내진성능평가기준지진의 평균재현주기	20
【표 3.10】 지진구역구분	20
【표 3.11】 지진구역계수(Z) (재현주기 500년에 해당)	20
【표 3.12】 선형보간에 의한 지진 위험도계수(I)	21
【표 3.13】 지진구역(I)에서의 내진성능평가 및 향상기준지진 가속도계수(A)	21
【표 3.14】 지진구역(II)에서의 내진성능평가 기준지진 가속도계수(A)	21
【표 3.15】 지 반 계 수(S)	22
【표 3.16】 지반의 분류	22
【표 3.17】 겹침이음 비율에 따른 극한변형	27
【표 3.18】 내진성능평가 결과 (P2)	45
【표 3.19】 내진성능평가 결과 (P6)	46
【표 3.20】 내진성능평가 결과 (P10)	47
【표 3.21】 내진성능평가 결과 (P13)	48
【표 3.22】 내진성능평가 결과 (P16)	49

그림 목 차

【그림 2.1】 응진대교 전경	7
【그림 2.2】 응진대교 종평면도	8
【그림 2.3】 교량받침 배치도_천안방향	9
【그림 2.4】 교량받침 배치도_논산방향	10
【그림 3.1】 모멘트-곡률 관계곡선	27
【그림 3.2】 켄틸레버 교각의 곡률분포 및 변위	28
【그림 3.3】 공급변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도를 감소시켜주는 계수 k	29
【그림 3.4】 교각의 단면강도 및 공급변위연성도 결정	31
【그림 3.5】 원형 및 사각형 단면의 항복변위 및 극한변위	32
【그림 3.6】 단일 축방향 철근 벽식 교각의 항복변위 및 극한변위	33
【그림 3.7】 축방향철근이 겹침이음된 벽식교각의 항복변위 및 극한변위	33
【그림 3.8】 단면강도비(R_s)와 변위연성도(μ)의 상관관계	35
【그림 3.9】 전단하중에 의한 앵커의 파괴 모드	38
【그림 3.10】 AV_{co} 산정	39
【그림 3.11】 단일앵커 및 앵커그룹의 투영면적과 AV_c 산정	40
【그림 3.12】 투영면적의 산정(AN_c)	41
【그림 3.13】 교량받침의 받침지지길이(N_c)	42
【그림 4.1】 내진성능 향상방안 플로우	51

제 1장 내진성능평가 개요

1.1 과업의 개요

1.2 과업수행 방법

제 1장 내진성능평가 개요

1.1 과업의 개요

1.1.1 과업명

웅진대교 내진보강 공사 실시설계

1.1.2 과업의 목적

본 과업은 “시설물의 안전관리에 관한 특별법”(이하 “시특법”이라 한다.) 제7조 및 동법 시행령 제9조에 의한 정밀안전진단으로서 시설물의 물리적 기능적 결함과 손상을 조사측정하고 원인을 분석하여 신속하고 적절한 조치를 취하며, 상태 및 구조적 안전성, 사용성을 종합적으로 검토평가하여 적절한 보수보강방법 및 유지관리방안을 수립하여 고속도로 시설물의 재난 예방과 안전성 확보를 통해 공공의 안전을 확보하는데 그 목적이 있다.

1.1.3 과업의 범위

1) 용역기간 : 2017. 10. 19. ~ 2018. 06. 30(착수일로부터 254일간)

2) 위 치 : 충청남도 공주시 우성면 평목리 일대

3) 실시설계

- 설계기준 검토
- 보강 전 내진성능평가 수행
- 보강방안 수립
- 개략공사비 산정

1.2 과업수행 방법

1.2.1 과업수행의 흐름

과업의 추진계획
◇ 본 과업을 추진함에 있어 아래의 단계별 과업접근방식을 통해 시행하고자 함. • 현황 및 조사·분석 단계 (기초조사 및 자료 수집분석) • 보강 전 내진성능평가 단계(원 설계 및 현장조사 자료 반영) • 보강방안 검토 단계(경제성, 시공성을 고려한 보강방안 수립) • 개략 공사비 산출 단계(공사 예가 산출을 위한 개략 공사비 산출)

제 1 단 계	현황 및 조사·분석
• 과업지시서의 검토 ⇨ 세부과업수행계획 수립 ⇨ 현지 답사 ⇨ 조사·분석	



제 2 단 계	보강 전 내진성능평가
• 설계기준 검토 ⇨ 보강 전 내진성능평가	

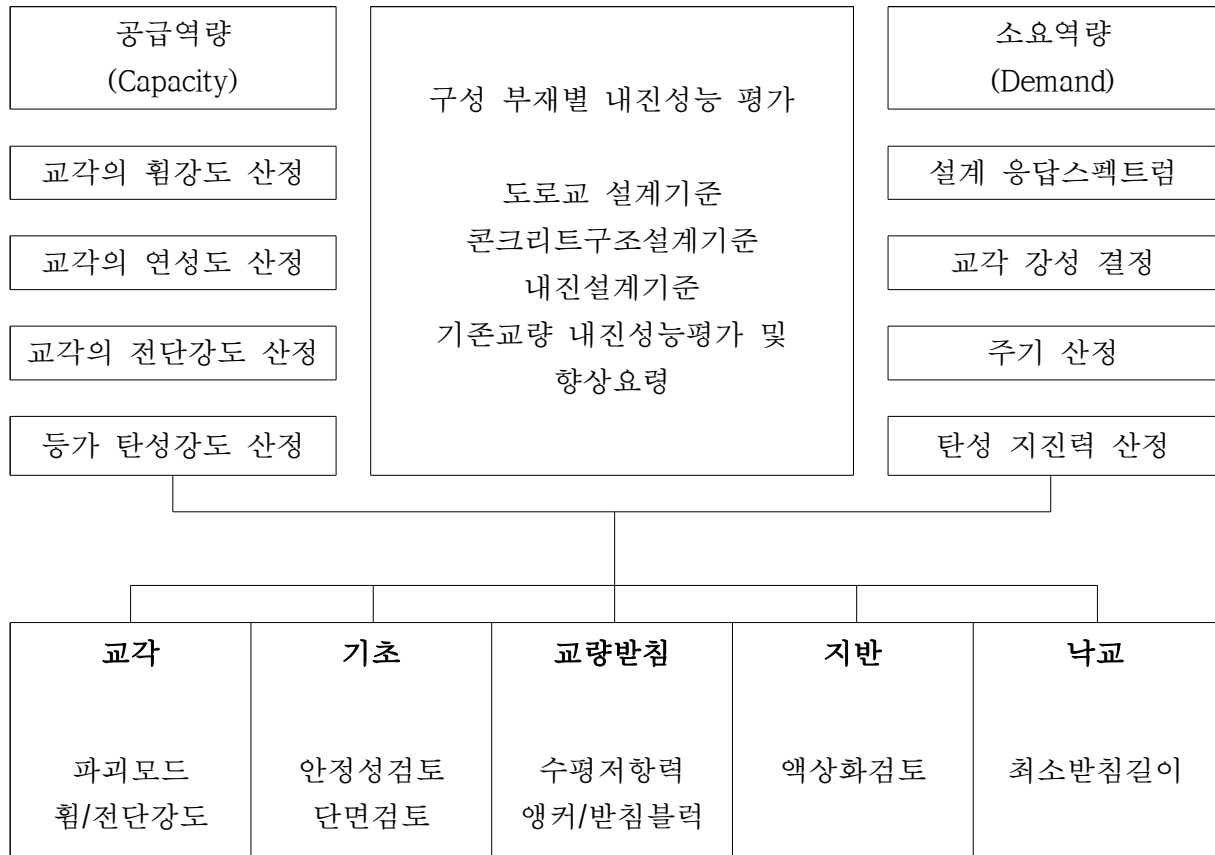


제 3 단 계	보강방안 검토
• 보강 전 내진성능평가 결과 분석 ⇨ 보강방안 비교 검토 ⇨ 보강 방안 수립	

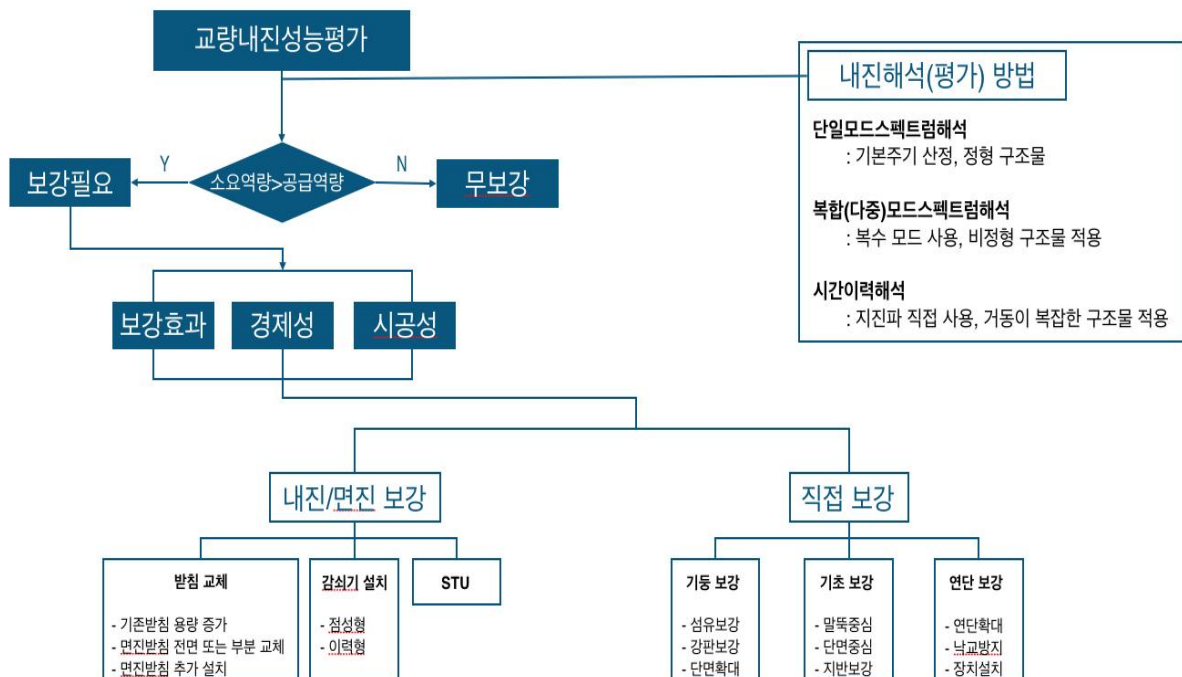


제 4 단 계	개략 공사비 산출
• 보강방안에 대한 개략 공사비 산출 ⇨ 보고서 작성 ⇨ 성과품 검토 및 보완 ⇨ 성과품 납품	

1.2.2 내진성능평가 요령 흐름도



1.2.3 내진성능평가 방안 흐름도



제 2장 자료수집 및 분석

2.1 자료수집 현황

2.2 교량 제원 및 현황

2.3 교량받침 배치 현황

2.4 시설물의 내진설계 여부

제 2장 자료수집 및 분석

2.1 자료수집 현황

본 과업에 대한 자료조사는 주변현황 자료와 시설물의 설계, 시공 및 유지관리 관련자료로 대별되며, 자료 분석을 통하여 과업 수행의 추진방향과 세부계획을 수립하였다.

또한, 본 과업 대상구조물의 관련 자료를 수집·분석하여 구조물의 이력 확인, 결함 및 손상의 원인 분석, 손상의 변화 및 진행성 여부, 보수보강대책 및 유지관리방안을 수립하기 위한 기초자료로 활용하였다.

【표 2.1】자료수집 현황

보존대상 목록		관리주체 보유현황	비 고
설계 도서	◇ 공통 - 공사시방서 - 구조계산서 - 일반보고서 - 토질조사보고서 - 초기점검보고서	○	◇ 천안-논산간 고속도로 건설공사 제4공구 - 공사시방서 - 구조계산서 - 일반보고서 - 토질조사보고서 - 초기점검보고서
	◇ 설계도면 - 위치도, 평면도, 단면도(종·횡) - 각 부재별 상세도	○	
시설물 관 리 대 장	◇ 기본현황 ◇ 상세제원 ◇ 유지관리 이력	○	◇ 시설물정보관리종합(FMS) 시스템 내 시설물관리대장
시공 관련 자료	◇ 시공관련 자료 ◇ 품질관리 관련자료 ◇ 사고기록	○	◇ 시설물정보관리종합(FMS) 시스템 내 설계도서
안전점검 및 정밀안전진단 자료		○	◇ 발주처 요청
보수·보강 자료		○	

2.2 교량 제원 및 현황

웅진대교는 충청남도 공주시 우성면 평목리와 공주시 봉정동을 연결하는 교량으로 봉정동에서 방아달산(159.6m)을 지나고 우성면 도천리에서 부영산을 지나기 때문에 금강과 지방도 651번에서 고도가 높은 곳에 건설되었다.

웅진대교는 금강의 다른 교량들과는 달리 천안~논산 고속국도 상에 건설된 교량으로 부여~금남간 지방도 651번인 백제큰길 위를 교차하지 않고 고가도로 상태로 지난다.

【표 2.2】웅진대교 현황

시설물명		웅진대교	시설물번호		BR2003-0002004
소재지		충청남도 공주시 우성면 평목리 일원	준공년도		2003년
설계자		동부엔지니어링(주)	시공자		LG건설(주), 한일건설(주), 쌍용건설(주)
설계하중		DB-24/DL-24	노선명		고속국도25호선
제원	연장	14@60 + 65 + 75 + 2@55 + 45 = 1,135 m			
	폭	B = 24.00m, 상.하 2차로			
구조 형식	상부	강박스거더교(STB)	기초 형식	교대	-
	하부	교대 : 라멘식(Ra) 역T형 교각 : 라멘식(Ra)		교각	-
교량받침		포트받침	신축이음		레일조인트
교차시설물		백제큰길, 금강	통과높이		10.3
부대시설					

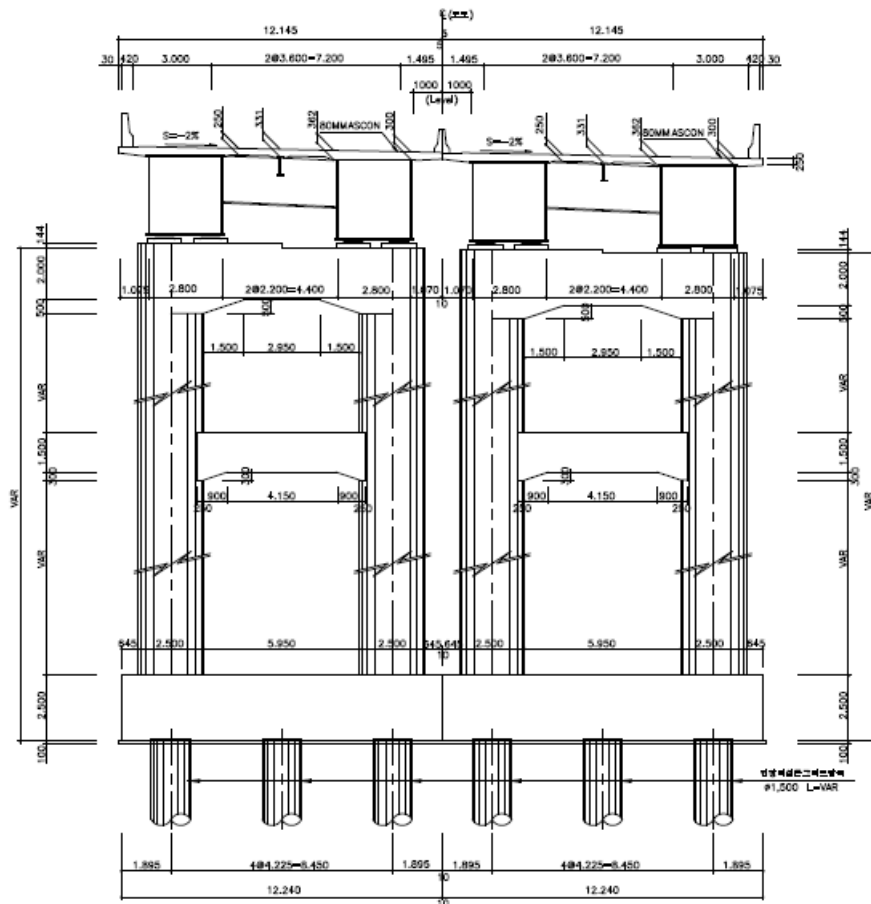


웅진대교 상부 전경



웅진대교 하부 전경

【그림 2.1】웅진대교 전경

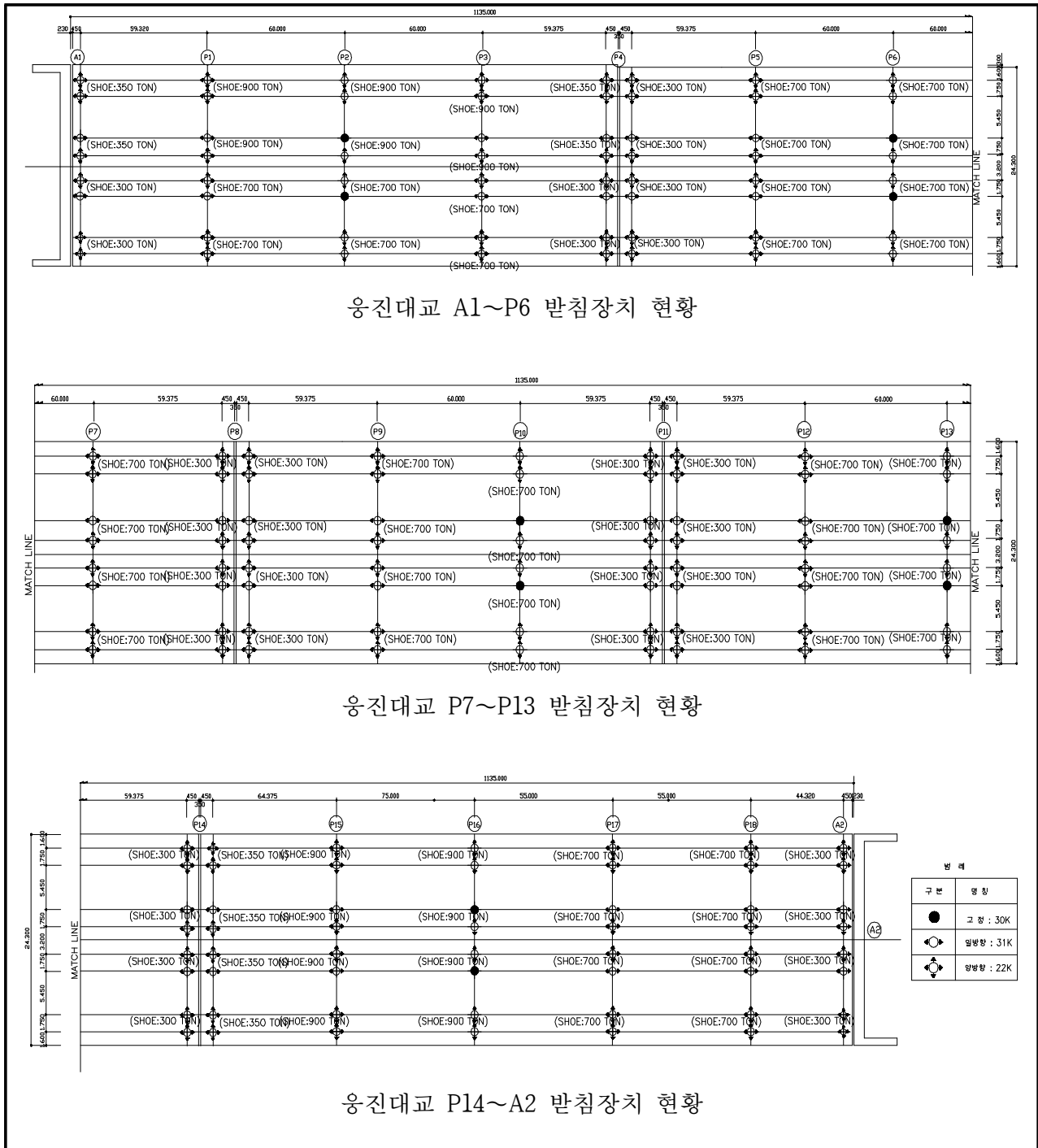


【그림 2.2】 응진대교 종평면도

2.3 교량받침 배치 현황

2.3.1 천안방향

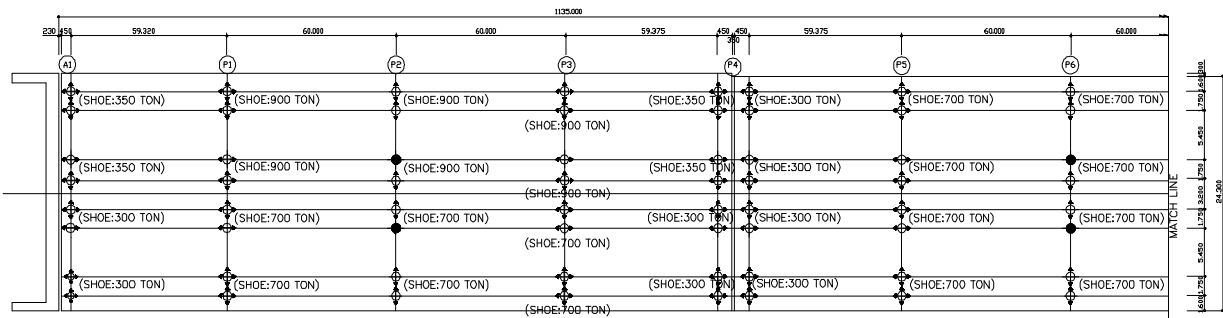
본 교량의 받침 형식은 포트받침(Pot Bearing)이며, 각 교량 당 5개소의 고정단 받침, 3개소의 교축직각 일방향 받침, 15개소의 교축 일방향 받침 및 45개소의 양방향 받침이 설치되어 있다.



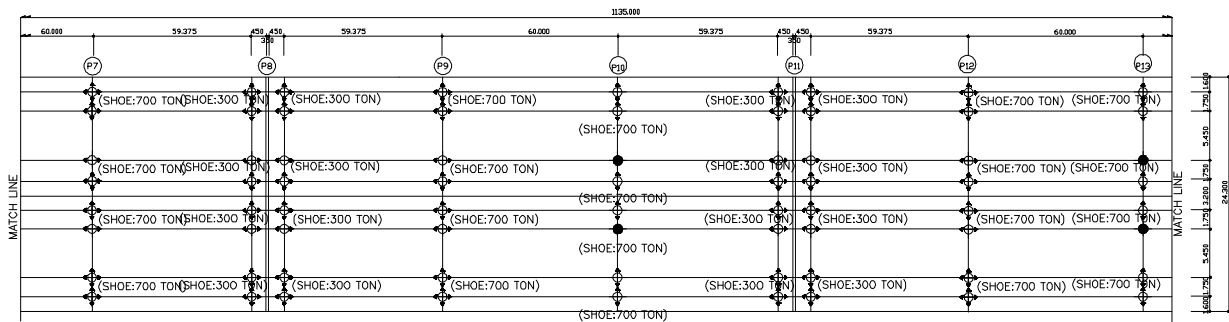
【그림 2.3】 교량받침 배치도_천안방향

2.3.2 논산방향

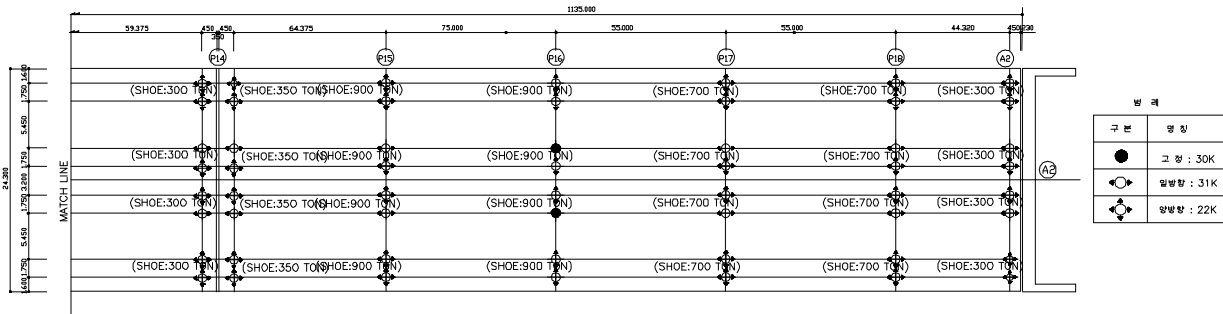
본 교량의 받침 형식은 포트받침(Pot Bearing)이며, 각 교량 당 5개소의 고정단 받침, 3개소의 교축직각 일방향 받침, 15개소의 교축 일방향 받침 및 45개소의 양방향 받침으로 총 160개의 받침이 설치되어 있다. 교량받침은 상부구조에 작용하는 하중을 하부에 전달하는 기능을 수행하는 부재로서 상부 온도변화에 따른 거동, 상부 활하중에 의한 변위에 대한 흡수, 저항하는 부재로 온도변화, 활하중에 의한 신축기능 여부뿐만 아니라 표면부식, 받침콘크리트 손상여부 등을 점검하여야 한다.



웅진대교 A1~P6 받침장치 현황



웅진대교 P7~P13 받침장치 현황



웅진대교 P14~A2 받침장치 현황

【그림 2.4】 교량받침 배치도_논산방향

2.4 시설물의 내진설계 여부

1) 교량 내진설계 기본방향

- 본 과업구간은 충청남도 공주시에 위치하고 있어 내진 1등급 지역에 해당하고 있으므로, 가속도계수 $A=0.14$ 로 교량형식에 관계없이 모든 구조물을 내진 1등급교로 설계하였다.
- 지진시 교량의 붕괴방지를 낙교방지와 교각의 안정을 최대 주안점으로 하였다.
- 점성스토퍼나 면진받침 등의 특수장비는 국내에 활성화되어 있지 않고 경제성 및 시공성 유지관리 등 관련문제가 많으므로 지진시 낙교를 확실하게 방지할 수 있도록 전단 KEY를 매교각에 설치 하였다.
- 경간구성에 따라 고정받침을 1개소나 2개소에 사용하여 수평력을 계산하였다.
- 상부구조로부터 고정받침이나 전단 KEY에 작용하는 수평력 산정과 수평력에 의한 교각 설계를 면밀히 하였다.

2) 내진설계 기준

① 강합성형 BOX교

- 지방서 규정대로 내진설계 실시
- 상부수평력을 받침이 저항할 수 있도록 특수 POT슈 설치
- 다경간 연속교량의 경우 고정단 교각에 작용하는 수평력이 너무 과다해지지 않도록 상부구조계 분리

② 하부구조

교각, 교대 및 기초 모두 지방서에서 규정한 대로 내진설계를 실시

제 3장 내진성능평가

3.1 설계기준 설정

3.2 설계기준

3.3 내진성능 상세평가 방법

3.4 보강전 내진성능평가

제 3장 내진성능평가

3.1 설계기준 설정

과업 목적에 부합될 수 있고 웅진대교의 내진성능 확보를 위해 기술적인 사항을 세부적으로 검토하여 기본 계획을 수립하였다.

3.2 설계기준

3.2.1 기준 및 적용시방서

본 과업을 수행함에 있어 구조물 설계 전반에 대한 통일성 및 동일한 구조물 내하수준 유지를 위해 기존시설물(교량) 내진성능평가 요령(2015) 및 도로교설계기준(2015)에 준하였다.

【표 3.1】 기준 및 적용시방서

국내기준	•콘크리트 구조설계 기준·해설 •도로교설계기준 •도로교의 내진설계 •고속도로 교량의 내진설계 편람 •기존시설물(교량)의 내진성능평가요령 •기존시설물(교량)의 내진성능 향상요령	(2007. 한국콘크리트학회) (2015. 한국도로교통협회) (1998. 한국지진공학회) (2000. 한국도로공사) (2015. 국토해양부) (2015. 국토해양부)
국외기준	•AASHTO Code •ACI Code •ASTM E-119 •BS Code •도로교시방서 동해설 •기타외국기준	(미국) (미국) (미국) (영국) (일본)

3.2.2 내진설계 등급

가. 웅진대교의 내진등급

「도로교설계기준(한국도로교통협회, 2015)」에 의거 다음과 같이 적용하였다.

구 분	내 용
내진 1등급	- 설계지진 발생후에도 교통수단을 유지하기위한 중요시설물에 해당되는 교량임 - 설계지진의 평균재현주기 : 1000년 적용

나. 가속도계수 결정

【표 3.2】지진구역의 구분

지진구역	행 정 구 역	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도

【표 3.3】지진구역계수

지 진 구 역	I	II
구 역 계 수	0.11	0.07

* 재현주기 500년에 해당

【표 3.4】위험도계수

재현주기 (년)	500	1000
위험도 계수, I	1	1.4

【표 3.5】내진등급의 분류

내진등급	교 량	설계지진의 평균재현주기
내진 I 등급교	•설계지진 발생 후에도 교통수단을 유지하기 위한 중요시설물	1000년
내진 II 등급교	•내진 I 등급교에 속하지 않는 도로구조물	500년

【표 3.6】설계가속도 계수

지 진 구 역	내 진 등 급	
	내진 I 등급교	내진 II 등급교
I	0.154	0.11
II	0.098	0.07

【표 3.7】지반 계수

지 반 계 수		지 반 종 류			
		I	II	III	IV
S	내진	1.0	1.2	1.5	2.0
	면진	1.0	1.5	2.0	2.7

3.2.3 내진성능평가 요령

웅진대교는 국토해양부에서 제시하고 있는 기존시설물(교량)의 내진성능평가요령(2015년)을 기초하여 내진성능평가를 수행하고자 하며, 평가 방법은 다음과 같다.

가. 총칙

1) 일반사항

본 요령(기존시설물 내진성능 평가요령)에서는 내진성능평가를 위하여 가능하면 간단한 평가식 또는 실험식 등을 이용하도록 하고 있다. 따라서 정형적인 교량, 지진시 교량시스템의 거동이 1차 진동모드가 지배적인 지간이 200m 이하인 교량에 적용하는 것을 원칙으로 한다. 지간이 200m를 넘는 장대교량, 현수교, 사장교 등과 같이 거동 특성이 복잡하여 내진성능평가 시 상세 해석이 요구되는 교량에 대해서는 본 요령을 적용하지 않는다. 만약, 교량이 비정형적이거나 지진 시 고차모드의 영향을 무시할 수 없는 경우에는 이 영향을 충분히 고려한 후 본 요령을 적용할 수 있다. 본 요령의 내용은 기술수준이 향상되거나 내용을 추가 또는 보완할 필요가 있을 때에는 개정하여 시행하는 것을 원칙으로 한다.

본 요령은 내진설계가 수행되지 않은 기존교량의 내진성능평가와 관련한 최소한의 사항을 규정하고 있다. 따라서 내진성능평가와 관련하여 본 요령에서 규정하고 있지 않은 사항에 대해서는 다음 기준(요령)을 적용하여 평가한다.

- 도로교설계기준(2015)
- 콘크리트구조설계기준해설(한국콘크리트학회, 2007)
- 내진설계기준연구 II(건설교통부, 1997)

나. 용어 정의

본 요령에 사용되는 용어의 정의는 관련기준인 『도로교설계기준(한국도로교통협회, 2015)』, 『콘크리트구조설계기준(한국콘크리트학회, 2007)』, 『내진설계기준연구Ⅱ(국토해양부, 1997)』에 따르고 이에 정의되지 않은 용어는 아래의 정의를 따른다.

- 공급변위 : 교각의 파괴모드에 의하여 산정되는 교각의 최대변위
- 공급변위연성도 : 공급변위를 항복변위로 나눈 것
- 공급역량(Capacity) : 교각의 휨파괴 또는 전단파괴에 의하여 산정되는 단면강도와 변형성능을 함께 고려한 것으로 하중-변위 곡선으로 표현
- 극한강도 : 휨에 의해 교각의 콘크리트의 최연단 압축변형률이 극한변형률에 도달할 때의 수평강도
- 극한변위 : 휨에 의해 교각의 콘크리트의 최연단 압축변형률이 극한변형률에 도달할 때의 수평변위
- 내진그룹 : 교량의 내진성능 상세평가를 위한 우선순위를 설정하기 위하여 교량의 지진도, 취약도, 영향도를 고려하여 나눈 교량의 그룹
- 내진성능 상세평가 : 교량의 구성요소가 내진성능평가기준지진에 대하여 소요내진성능을 확보하고 있는지를 평가하는 2단계 평가
- 내진성능 예비평가 : 교량의 내진그룹화를 위하여 개략적으로 수행되는 1단계 평가
- 내진성능평가(향상)기준 지진 : 기존 교량의 내진성능을 평가(향상)하는 경우, 지진하중을 산정하는데 기준이 되는 지진
- 단면강도 : 교각의 파괴모드를 고려한 최대지지강도로서 전단파괴 모드인 경우 전단강도이고, 휨파괴 모드인 경우 극한강도이며, 휨-전단파괴 모드인 경우에는 항복강도와 극한강도 사이의 값
- 단면강도비 : 단면강도에 대한 조합탄성지진력의 비
- 소요변위연성도 : 지진하중에 의하여 교각에 발생하는 변위를 항복변위로 나눈 것
- 사용목표수명 : 내진성능평가 대상 교량의 향후 목표로 하는 사용수명연수로서 보수 및 (내진)보강이 되는 경우에는 이를 고려하여 평가. 시설물관리주체의 시설물사용계획에 따라 설정
- 사용목표수명등급 : 내진성능평가기준지진의 지진세기를 산출하는 경우, 사용목표수명을 용이하게 고려할 수 있도록 나눈 등급
- 소성힌지영역 : 교각의 하부와 같이 지진하중에 의하여 휨모멘트가 커지는 영역으로서 반복하중에 대하여 어느 정도의 내하력은 보유하고 있지만 힌지와 같이 회전하는 영역
- 소요역량(Demand) : 내진성능평가기준지진의 지진세기에서 교량이 붕괴되지 않기 위하여 교량에 요구되는 단면강도 및 변형성능의 크기로서 내진성능평가기준지진의 응답스펙트럼에 의하여 결정

- 재현주기 : 강우, 홍수, 지진 등과 같이 구조물에 영향을 미치는 환경조건의 강도와 발생의 변동을 통계적으로 표시하는 지표의 하나로서, 이미 관측된 값에 대해서는 각 년의 최대치가 정상적으로 독립하여 발생하는 것으로 어떤크기 이상의 년최대치가 몇 년에 한번 발생할 확률이 있는지를 정한 연수
- 전단파괴모드 : 교각의 축방향철근의 항복 이전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드
- 조합탄성지진력 : 고려하는 방향의 직각방향 입력지반운동에 대해서 고려하는 방향으로 발생하는 탄성지진력의 크기를 반영하기 위하여 30% 규정을 적용하여 고려하는 방향으로의 탄성지진력과 조합한 탄성지진력
- 지진보호장치 : 교량구조물의 내진성능과 내진안전성을 향상시키기 위한 모든장치들로서, 지진격리받침, 감쇠기, 낙교방지장치 등이 이에 해당된다.
- 초기항복 : 일반단면 교각에서 최연단 철근이 최초로 항복하는 상태
- 초기항복강도 : 초기항복시의 교각의 수평강도
- 최대소성한지력 : 교각의 소성한지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트(휨 초과강도)를 전단력으로 변환한 신뢰도 95% 수준의 횡력
- 탄성변위 : 초기항복시의 교각 강성을 갖는 교량시스템의 내진성능평가지진시의 응답변위의 크기
- 탄성주기 : 초기항복시의 교량의 진동주기
- 탄성지진력 : 내진성능평가기준지진시 교량이 탄성거동을 한다고 가정할 때 지진하중에 의해 교각에 발생하는 단면력
- 평가설계수명 : 도로교의 사용목표 수명 등급을 평가하기 위한 기준이 되는 수명으로서 잠정적으로 다음과 같이 정의
 - 콘크리트교 : 40년
 - 강교 : 50년
- 항복변위 : 일반단면 교각의 하중-변위곡선에서 원점과 초기항복(점)을 잇는 직선이 교각의 항복강도와 교차하는 점에서의 변위 크기
- 휨-전단파괴모드 : 교각의 축방향철근 항복 후 전단파괴가 발생하는 파괴모드
- 휨 초과강도 : 교각의 소성한지구역에서 설계기준 재료강도를 초과하는 재료의 초과강도와 심부구속효과로 인하여 발휘될 수 있는 최대 소성모멘트
- 휨파괴모드 : 전단파괴가 발생하지 않고 휨에 의해서 파괴가 발생하는 파괴모드

다. 내진성능평가 기준 지진과 절차

1) 일반사항

내진성능평가는 『도로교설계기준(한국도로교통협회, 2015)』 『기존시설물(교량)의 내진성능평가요령(국토교통부, 2015)』에 따른다. 기존 교량의 내진성능평가는 현재 법적으로 유효한 『도로교설계기준』에서 요구하는 신설교량의 성능과 동등한 성능을 발휘할 수 있도록 하는 것을 의미한다. 이를 위해 현행 『도로교설계기준』에 규정된 지진구역계수, 지반계수, 설계응답스펙트럼 등이 사용되어야 하고, 당 기준에서 요구하는 강도 및 연성도를 달성할 수 있어야 한다. 따라서 기존교량의 내진성능평가 및 향상은 이러한 목표성능을 확보할 수 있도록 수행하여야 한다.

내진성능평가는 도로교의 사용목표수명을 고려하여 결정한다. “내진성능평가 및 향상 기준 지진”은 『도로교설계기준』에서 규정하는 설계지진으로 하는 것이 원칙이나 기존교량의 경우의 사용목표수명은 일반적으로 신설구조물의 평가설계 수명에 비하여 짧아 사용목표수명 중에 경험하게 될 지진세기는 신설구조물이 평가설계 수명내에 경험하게 되는 지진세기보다 작을 확률이 높기 때문에 이를 반영하기 위한 것이다. 그러나 대상교량의 사용목표수명이 신설교량의 평가설계수명에 비하여 현저하게 작더라도 보수 또는 내진보강을 하여 신설교량의 평가설계수명과 동등한 정도의 사용목표수명을 기대하는 경우에는 내진성능평가 및 향상기준지진은 내진설계기준의 설계지진으로 하여야 한다. 사용목표수명의 정량적인 판단근거는 아직 확립되어 있지 않은 상태이다. 따라서 향후 연구를 통하여 객관적인 판단기준이 마련되기까지 이의 판단은 시설물관리 주체의 시설물 사용계획에 따라 결정하도록 한다.

교량의 내진성능 향상기준지진의 세기가 작아서 교량에 지진손상이 발생할 가능성이 매우 낮아 특별한 내진성능 향상이 필요하지 않더라도 낙교에 대해서는 반드시 내진성능을 확보하도록 한다.

라. 지진위험도

1) 내진등급

교량의 내진등급은 『도로교설계기준』에 의거하여 교량의 중요도에 따라 아래 표와 같이 내진 I 등급교, 내진 II 등급교 2가지로 분류한다.

【표 3.8】 도로교설계기준의 내진등급과 설계지진

내진등급	교량	설계지진의 평균재현주기
내진 I 등급교	•설계지진 발생후에도 교통수단을 유지하기위한 중요시설물	1000년
내진 II 등급교	•내진 I 등급교에 속하지 않는 도로구조물	500년

2) 사용목표수명등급 및 지진세기

사용목표수명을 고려한 내진성능평가 및 향상 기준 지진은 사용목표수명동안 내진성능평가 및 향상 기준지진의 발생확률이 동일 등급의 신설교량 평가설계수명동안 경험할 수 있는 설계지진의 발생확률과 동일하도록 식(3.1)과 같이 결정한다.

$$\begin{aligned}
 &(\text{내진성능평가 및 향상기준지진의 년평균발생확률} \times \text{사용목표수명}) \\
 &= (\text{설계기준지진의 년평균발생확률} \times \text{평가설계수명}) \qquad \text{식(3.1)}
 \end{aligned}$$

현재 『도로교설계기준』에서 설계지진의 평균재현주기는 교량의 등급별로 주어져 있다. 연평균발생확률은 이 평균재현주기의 역수로 정의된다. 현행 설계개념은 설계지진하에서 교량이 붕괴하지 아니하여 인명피해를 방지할 수 있고, 이렇게 설계된 교량에 최대가능지진이 발생하더라도 붕괴될 확률은 매우 낮을 것이라는 가정에 근거하고 있다. 여기서는 교량의 수명기간동안 손상 또는 붕괴할 확률은 명시적으로 도입되어 있지 아니하다. 그러나 본 내진성능평가 및 향상요령에서는 아직 그 타당성이 완전하게 입증되지는 아니하였으나 잠정적으로 사용목표수명동안 지진을 경험할 확률을 고려하는 개념을 식(3.1)에서와 같이 채택하고자 한다.

사용목표수명은 평가설계수명에 대한 비(사용목표수명/평가설계수명)에 따라 다음과 같이 3개 등급으로 구분한다.

- 1/2 이상
- 1/2미만-1/4
- 1/4 미만

내진성능평가 및 향상기준 지진의 지진세기는 사용목표수명 등급에 따라 평균재현주기를 고려하여 다음 표와 같이 결정한다.

【표 3.9】 사용목표수명/평가설계수명 비에 따른 내진성능평가기준지진의 평균재현주기

내진등급	사용목표수명/평가설계수명 비		
	1/2 이상	1/2 미만~1/4	1/4 미만
I 등급교	1000 년	500 년	250 년
II 등급교	500 년	250 년	125 년

3) 가속도 계수

내진성능평가 및 향상기준지진의 가속도계수(A)는 지진구역계수(Z)와 지진위험도계수(I)의 곱으로 식(3.2)와 같이 정의한다.

$$A = Z \times I \quad \text{식(3.2)}$$

지진구역계수(Z)를 결정하기 위한 지진구역은 다음 표와 같다.

【표 3.10】 지진구역구분

지진구역	행정구역(5)	
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시
	도	경기도, 강원도 남부(1), 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부(2)
II	도	강원도 북부(3), 전라남도 남서부(4), 제주도

- ※ (1) 강원도 남부(군, 시) : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시
 (2) 전라남도 북동부(군, 시) : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 화순, 광양시, 나주시, 여수시, 순천시
 (3) 강원도 북부(군, 시) : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시
 (4) 전라남도 남서부(군, 시) : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시
 (5) 행정구역의 경계를 통과하는 교량의 경우에는 구역계수가 큰 값을 적용한다.

지진구역계수(Z)는 다음 표와 같다.

【표 3.11】 지진구역계수(Z) (재현주기 500년에 해당)

지진구역	I	II
지진구역계수(Z)	0.11	0.07

내진성능평가 및 향상기준지진의 지진위험도계수(I)는 「내진설계기준연구 II」에 제시된 값을 기본으로 하여 선형보간법을 사용하여 계산한다. 선형보간에 의한 지진위험도계수는 다음 표와 같다.

【표 3.12】 선형보간에 의한 지진 위험도계수(I)

재현주기(년)	125	250	500	1000
지진위험도계수(I)	0.6	0.78	1.0	1.4

지진구역 I 및 II 에서의 내진성능평가 및 향상기준지진의 가속도계수(A)를 계산하면 다음 표와 같다.

【표 3.13】 지진구역(I)에서의 내진성능평가 및 향상기준지진 가속도계수(A)

내진등급	사용목표수명/평가설계수명 비		
	1/2 이상	1/2 미만~1/4	1/4 미만
I 등급교	0.154g	0.110g	0.086g
II 등급교	0.110g	0.086g	0.066g

【표 3.14】 지진구역(II)에서의 내진성능평가 기준지진 가속도계수(A)

내진등급	사용목표수명/평가설계수명 비		
	1/2 이상	1/2 미만~1/4	1/4 미만
I 등급교	0.098g	0.070g	0.055g
II 등급교	0.070g	0.055g	0.042g

4) 내진성능평가 기준 지진 응답스펙트럼

내진성능평가 및 향상기준지진의 응답스펙트럼은 [도로교설계기준]에서 규정하고 있는 탄성지진응답계수로부터 결정한다.

설계응답스펙트럼은 『도로교설계기준』과 『내진설계기준연구 II』의 것이 서로 상이하다. 이에 본 요령에서는 『도로교설계기준』에 의거하여 내진성능을 확보한다. 따라서 『도로교설계기준』에서 규정한 탄성지진응답계수(Cs)로부터 내진성능평가 및 향상기준지진의 응답스펙트럼을 결정한다.

탄성지진응답계수는 다음과 같다.

- 단일모드스펙트럼해석을 하는 경우

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \quad \text{식(3.3)}$$

- 다중모드스펙트럼해석을 하는 경우

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (T \leq 4.0\text{sec}) \quad \text{식(3.4)}$$

$$C_{sm} = \frac{3AS}{T_m^{4/3}} \quad (T > 4.0\text{sec}) \quad \text{식(3.5)}$$

여기서, A는 식(3.2)로 정의되는 가속도계수, S는 지반종류에 따른 입력 지반운동 세기의 증폭계수로서 다음 표와 같다.

【표 3.15】지 반 계 수(S)

지반계수	지 반 종 류			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

【표 3.16】지반의 분류

지반종류	지반종류의 호칭	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값		
		전단파 속도 (m/sec)	표준관입시험 (N치 ⁽¹⁾)	비배수전단강도 (kPa)
I	경암지반, 보통암지반	760 이상	-	-
II	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360 - 760	> 50	> 100
III	단단한 토사지반	180 - 360	15 - 50	50 - 100
IV	연약한 토사지반	180 미만	< 15	< 50
V	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

주: (1) 비 점착성 토층만을 고려한 평균 N치

감쇠효과를 고려하기 위해 적절한 감쇠비를 산정하여 설계응답스펙트럼에 적용한다.

1항에서 규정하고 있는 응답스펙트럼은 탄성상태의 응답스펙트럼으로 감쇠비가 5%인 경우이다. RC교각과 같은 콘크리트 구조물은 지진하중과 같은 수평하중을 받게 되면 비선형 변형의 이력에 의한 감쇠가 크게 증가되므로 5% 감쇠비의 설계응답스펙트럼을 이용하여 내진성능을 평가하거나 향상하는 경우에는 지나치게 안전측일 수 있다. 따라서 이력에 의한 감쇠를 적절하게 산정하는 경우에는 이를 고려하여 감소된 응답스펙트럼을 적용할 수 있다. 이력에 의한 감쇠와 감소 응답스펙트럼은 『기존 교량의 내진성능평가요령 - 부록 B』(국토해양부, 2011)를 참조한다.

3.3 내진성능 상세평가 방법

3.3.1 일반사항

교량의 구성요소 중 평가부위는 교각, 교량받침부, 받침지지길이, 교대, 기초 및 지반으로 한다.

평가는 구성요소가 보유하고 있는 공급역량과 내진성능평가 기준지진에 대하여 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 비교하여 평가한다.

“내진성능 예비평가” 결과의 우선순위에 따라서 “내진성능 상세평가”를 수행한다. 교량의 내진성능평가는 다양한 방법이 제안되고 있으나 본 요령에서는 평가방법의 단순화를 위하여 교량을 구성하는 각 구성요소-교각, 교량받침(받침길이 포함), 교대, 기초 및 기초지반-에 대해 구성요소가 현재 보유하고 있는 공급역량과 내진성능평가 기준지진시에 부재에 요구되는 소요역량을 비교하여 개별적으로 내진성능을 평가한다(내진성능 상세평가 절차 참조). 단, 본 요령에서는 구성요소 중 교각 및 받침부에 대한 상세내진평가방법에 대해서만 규정한다. 교대, 기초 및 기초지반에 대해서는 『기존시설물의 기초 및 기초지반 내진성능평가 요령』을 참조한다. 만약, 교량 전체시스템에 대하여 시간이력해석 등과 같은 정밀방법으로 내진성능을 검토하는 경우에는 입력지진운동은 다양한 진동특성을 지닌 다수의 시간이력운동을 사용하는 것이 좋다.

교량의 구성요소 중 교각의 평가지진하중은 교량 상부구조에서 교각으로 전달되는 지진하중으로 하며, 받침 및 기초의 평가지진하중은 교각의 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중 작은 값으로 한다.

단면특성, 재료강도 등과 같이 내진성능에 관련하는 모든 특성값은 실제 특성값을 기준으로 한다. 실제 특성값을 사용하지 않는 경우에는 재료의 설계강도를 적용한다. 다만, 시간이력, 환경요인 및 기타요인 등을 고려하여 내진성능이 안전측으로 평가되도록 조정하여 사용한다.

3.3.2 지진하중 및 조합탄성지진력

가. 지진하중

교각에 작용하는 지진하중은 교량의 탄성주기를 계산하여 내진성능평가기준지진에 대한 응답스펙트럼으로부터 응답가속도(탄성지진응답계수, C_s)의 크기를 결정하여 계산한다. 이때 교각의 탄성상태는 균열 발생 후 인장측 최연단 축방향철근이 처음으로 항복하는 초기

항복상태로 정의한다.

교량의 탄성상태라 함은 교각단면에 균열이 발생하지 않아 전단면이 유효한 상태를 말하는 것이 아니라 교각단면에 인장균열이 발생하고 인장측 최연단철근이 최초로 항복하는 초기항복상태를 말한다. 교량의 탄성주기는 종방향(교축방향) 및 횡방향(교축직각방향)에 대하여 식(3.6)로 각각 계산하며, α , γ 는 식(3.7)로 계산된다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o g \alpha}} \quad \text{식(3.6)}$$

$$\alpha = \int v_s(x) dx \quad \text{식(3.7a)}$$

$$\gamma = \int w(x) v_s(x)^2 dx \quad \text{식(3.7b)}$$

여기서, P_o 는 상부구조의 관성력 작용 위치에 가하는 균일한 등분포하중, g 는 중력가속도(9.81m/sec²), $v_s(x)$ 는 균일한 등분포 하중 P_o 에 의한 정적 처짐, $w(x)$ 는 교량상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 단위길이당 고정하중이다. 단경간 교량 또는 일점 고정연속교의 교축방향과 같이 1자유도로 모델링 가능한 구조의 탄성주기는 식(3.8)과 같이 간략하게 계산된다.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}} \quad \text{식(3.8)}$$

여기서, W 는 유효중량으로 교량상부구조와 이의 동적거동에 영향을 주는 하부구조의 총 중량(교량 고정하중)이다. K_{eff} 는 유효탄성강성으로 탄성상태의 교각 강성을 말하며, 단면해석(M- ϕ 곡선)이나 정밀수치해석으로부터 구할 수 있다. 주기를 계산하면 식(3.6)에 의해 탄성 지진응답계수(C_s)를 구하고 이로부터 상부구조의 단위길이당 작용하는 지진하중의 세기를 식(3.9)와 같이 계산한다.

$$p_e(x) = \frac{\beta C_s}{\gamma} w(x) v_s(x) \quad \text{식(3.9)}$$

여기서, $p_e(x)$ 는 상부구조의 단위길이당 작용하는 지진하중이며 β 는 식(3.10)과 같다.

$$\beta = \int w(x) v_s(x) dx \quad \text{식(3.10)}$$

단경간교량 또는 일점고정연속교의 교축방향과 같이 1자유도로 모델링이 가능한 구조의 지진하중은 식(3.11)과 같이 간략하게 계산된다. 한편, 다경간 연속교의 상부구조는 일반적으로 교축직각방향에 대해서는 모든 교각에서 적어도 하나 이상의 고정받침에 의해 지지되므

로 지진시 관성력은 모든 교각으로 분담된다. 따라서 각 교각의 단면강도 및 변형성능을 고려하여 파괴가 가장 먼저 발생한다고 판단되는 교각에 대하여 작용하는 지진하중의 세기를 고려하면 된다.

$$F_E = W C_s \quad \text{식(3.11)}$$

교량의 기초 및 기초지반이 교량의 주기에 미치는 영향을 적절하게 고려할 수 있는 경우에는 이를 고려하여 교량의 주기를 산정한다.

나. 조합탄성지진력

탄성지진력의 조합은 30% 규정에 따라 조합한다.

교량이 교축방향 및 교축직각방향으로 이상적인 대칭구조(교량의 질량중심과 강성 중심이 일치)라면 교축방향의 입력지반운동에 대해서는 교축방향으로만 응답이 발생하고 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서는 교축직각방향으로만 응답이 발생하게 된다. 만약 이상적인 대칭구조가 아니면 교축방향의 입력지반운동에 대해서 교축직각방향의 응답도 발생하게 되고, 교축직각방향의 입력지반운동에 대해서도 교축방향의 응답이 발생하게 된다. 따라서 교량의 내진성능평가를 위한 교축방향 및 교축직각방향의 탄성지진력은 이러한 효과를 고려하기 위해 아래 식과 같이 30% 규정을 적용하여 산정한 조합탄성지진력을 사용한다.

$$\text{COM1} \quad [F_E^L]_{com1} = 1.0 \times [F_E^L]_L + 0.3 \times [F_E^L]_T \quad \text{식(3.12a)}$$

$$[F_E^T]_{com1} = 0.3 \times [F_E^T]_L + 1.0 \times [F_E^T]_T \quad \text{식(3.12b)}$$

$$\text{COM2} \quad [F_E^L]_{com1} = 0.3 \times [F_E^L]_L + 1.0 \times [F_E^L]_T \quad \text{식(3.12c)}$$

$$[F_E^T]_{com1} = 1.0 \times [F_E^T]_L + 0.3 \times [F_E^T]_T \quad \text{식(3.12d)}$$

$$[F_E^L]_{com} = \max \langle [F_E^L]_{com1}, [F_E^L]_{com2} \rangle \quad \text{식(3.13a)}$$

$$[F_E^T]_{com} = \max \langle [F_E^T]_{com1}, [F_E^T]_{com2} \rangle \quad \text{식(3.13b)}$$

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 의미하고, 첨자 L과 T는 교축방향 및 교축직각방향을 의미하며, 위첨자는 응답방향, 아래첨자는 입력지반운동의 방향을 의미한다.

3.3.3 구성요소의 내진성능평가

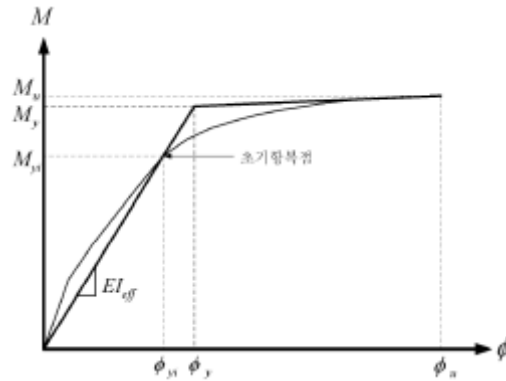
가. 교각

1) 교각의 단면강도 및 공급변위연성도

교각의 단면강도와 공급변위연성도는 휨단면강도, 전단강도 및 변위 관계를 고려하여 결정한다. 다만, 전단강도는 공급변위연성도에 따른 강도감소를 고려한다.

“내진성능 상세평가”에서는 교량의 전 구성요소의 내진성능을 파악하기 위한 상세평가가 수행되며, 이는 교각의 파괴모드에서의 단면강도 및 공급변위연성도가 계산되어 수행된다. 여기서, 공급변위연성도는 항복변위에 대한 공급변위(교각 파괴모드에서의 변위)의 비로 교각의 단면특성(일반단면, 벽식단면)에 따라 차이가 있으므로 이를 고려하여야 한다.

일반단면 교각의 단면강도와 공급변위연성도는 다음과 같은 방법으로 계산할 수 있다. 콘크리트의 탄성계수, 축방향철근 및 횡철근의 배근상황은 현장계측자료나 기존 설계자료를 바탕으로 추정하고, 고정하중상태에서 교각의 기둥하단에 작용하는 축력을 구한다. 이를 통해 모멘트-곡률 관계곡선을 구성한 후 항복유효강성(EI_{eff}), 초기항복휨강도(M_{yi}), 항복휨강도(M_y) 및 극한휨강도(M_u)를 각각 계산한다. 초기항복은 교각단면의 인장측 최연단 철근이 최초로 항복하는 상태(ϕ_{yi})로 정의하고, 극한휨강도는 압축 콘크리트의 최연단 압축변형률이 값(극한변형률)에 도달할 때로 정의한다. 다만, 극한휨강도가 항복 휨강도보다 작아지는 경우에는 극한휨강도를 항복휨강도와 동일한 값을 적용한다. 이는 축방향철근의 겹침이음 특성에 따른 극한변형률의 차이를 반영하기 위함이며, 이 때 원점과 초기항복점을 지나는 기울기가 항복유효강성이다. 항복휨강도는 초기항복휨강도와 극한휨강도를 이용하여 구할 수 있다.



(초기항복휨강도, 항복휨강도, 극한휨강도)

【그림 3.1】 모멘트-곡률 관계곡선

【표 3.17】 겹침이음 비율에 따른 극한변형

구 분	극한변형률
겹침 이음 0%	$\varepsilon_{cu} = 0.004$
겹침 이음 50%	$\varepsilon_{cu} = 0.003$
겹침 이음 100%	$\varepsilon_{cu} = 0.002$
	$\mu_{max} = 1.8$ (원형)
	$\mu_{max} = 1.5$ (사각형)

소성힌지영역에서 축방향철근의 겹침이음(100% 겹침이음)이 있는 경우에는 축방향철근 겹침이음부의 부차파괴에 의하여 극한변형률이 감소되어 공급변위연성도는 작아진다. 따라서 극한변형률을 감소시켜 공칭휨강도를 계산한다. 극한변형률의 감소량은 실험 등을 통하여 결정하는 것이 바람직하지만 실험에 의하지 않는 경우에는 극한변형률을 0.002 이하로 감소시키는 것을 권장한다.

상부구조의 관성력의 작용 위치를 고려하여 초기항복강도(F_{yi}), 항복강도(F_y) 및 극한상태의 휨단면강도(E_f)를 식(3.14)와 같이 계산한다.

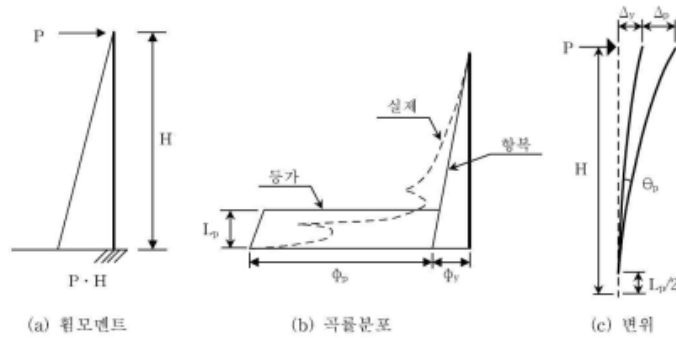
$$F_{yi} = M_{yi} / H_e \quad \text{식(3.14a)}$$

$$F_y = M_y / H_e \quad \text{식(3.14b)}$$

$$F_f = M_u / H_e \quad \text{식(3.14c)}$$

여기서, H_e 는 상부구조의 관성력 작용 위치까지의 높이로 교축방향에 대해서는 교각의 상단 즉, 교각의 높이로 한다.

교각의 항복 및 극한시의 변위는 비선형해석 또는 단면해석을 통하여 계산하는 것을 원칙으로 한다. 다만, 캔틸레버형식 교각의 경우 극한변위는 등가소성힌지 길이(L_p)를 적절하게 가정하여 계산할 수 있다.



【그림 3.2】 캔틸레버 교각의 곡률분포 및 변위

항복변위(Δ_y)는 식(3.15)과 같이 계산한다.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_e^2}{3} \quad \text{식(3.15)}$$

여기서, H_e 는 교각의 유효높이, ϕ_y 는 항복시의 곡률이다.

소성변위(Δ_p)는 식(3.16)과 같이 계산한다.

$$\Delta_p = \left(\frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + \Theta_p \left(H_e - \frac{L_p}{2} \right) \quad \text{식(3.16)}$$

여기서, M_u 는 극한 휨모멘트, M_y 는 항복 휨모멘트, Θ_p 는 소성변위를 구하기 위한 소성 회전각, L_p 는 소성힌지부의 등가소성힌지길이로 각각 식(3.17), (3.18)과 같이 계산한다.

$$\Theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad \text{식(3.17)}$$

$$L_p = 0.08 H_e + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad \text{식(3.18)}$$

여기서, H_e : 교각의 유효높이(m)

ϕ_u : 극한시 곡률(m-1)

ϕ_y : 항복시 곡률(m-1)

f_y : 축방향철근의 설계기준항복강도(MPa)

d_{bl} : 축방향철근 직경(m)

휨모멘트에 의한 극한변위(Δ_u^f)는 항복변위와 소성변위의 합으로 식(3.19)와 같이 계산한다.

$$\Delta_u^f = \Delta_y + \Delta_p \quad \text{식(3.19)}$$

철근콘크리트 교각의 전단강도(V_n)는 식(3.20)와 같이 계산한다.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{식(3.20)}$$

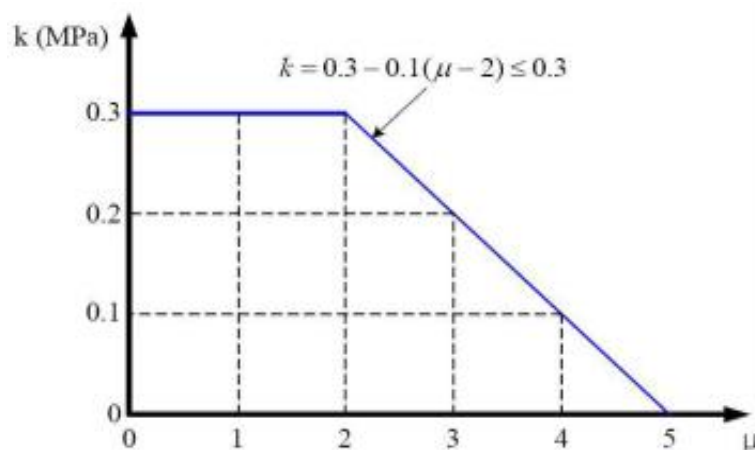
여기서, V_c , V_s , V_p 는 각각 콘크리트에 의한 전단강도, 전단철근에 의한 전단강도, 축력에 의한 전단강도를 나타낸다.

콘크리트에 의한 전단강도 V_c 는 축방향철근 항복 후의 교각의 공급변위연성도($\mu_c = \Delta_u / \Delta_y$) 증가에 따른 전단강도의 저하를 고려하여 식(3.21)과 같이 계산한다.

$$V_c = k\sqrt{f_{ck}}A_e \quad \text{식(3.21)}$$

여기서, k 는 부재의 공급변위연성도(μ_c)에 따라 콘크리트의 전단강도를 감소시켜 주는 계수로 다음과 같다. 여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 설계기준강도(MPa), A_e 는 유효단면적으로 $0.8A_{gross}(\text{m}^2)$ 이다.

$$\begin{aligned} k &= 0.3, & \mu \leq 2.0 \text{인 경우} \\ k &= 0.3 - 0.1(\mu - 2) & \mu > 2.0 \text{인 경우} \end{aligned}$$



【그림 3.3】 공급변위연성도에 따른 콘크리트 전단강도를 감소시켜주는 계수 k

전단철근에 의한 전단강도 V_s 는 식(3.22)과 같이 계산한다.

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D'}{s} \quad (\text{원형단면교각}) \quad \text{식(3.22a)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{sy} D'}{s} \quad (\text{사각단면교각}) \quad \text{식(3.22b)}$$

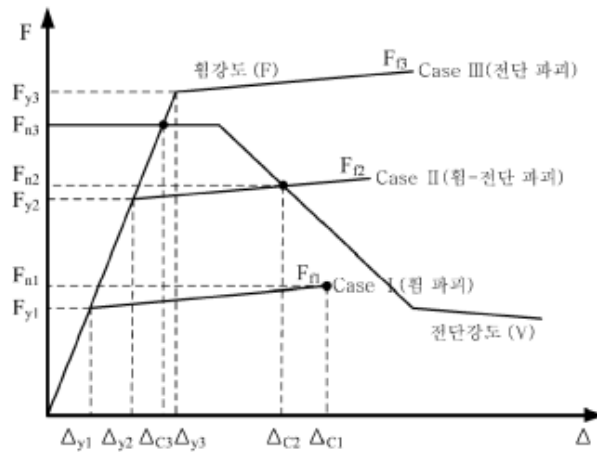
$$V_s = \frac{\sum A_{ct} f_{yh} l_{ct}}{s} \quad (\text{보강때 철근이 배근된 원형교각}) \quad \text{식(3.22c)}$$

여기서, A_{sp} 는 나선철근 또는 원형 후프띠철근 1개의 단면적(mm^2), A_v 는 전단력 작용방향으로 있는 횡방향철근 1층의 단면적(mm^2), A_{ct} 는 원형단면에 배근된 보강띠철근의 단면적(mm^2), f_{yh} 는 횡방향철근의 설계기준항복강도(MPa), D' 는 횡방향철근으로 구속된 심부콘크리트의 크기로 원형단면 및 사각형단면에서 횡방향철근 중심 사이의 거리(mm), l_{ct} 는 원형단면에 배근되는 보강띠철근에서 갈고리부분과 연장길이를 제외한 길이(mm), s 는 띠철근 또는 나선철근의 수직간격(mm)이다. 축력에 의한 전단강도 V_b 는 식(3.23)과 같이 계산한다.

$$V_b = 0.15 \frac{Ph}{L_s} \quad \text{식(3.23)}$$

여기서, P 는 기둥에 작용하는 계수축력, h 는 고려하는 방향으로의 최대 두께, L_s 는 기둥형상비의 기준이 되는 기둥길이(캔틸레버로 거동하는 방향에 대하여는 기둥하단에서 수평하중이 작용하는 위치까지의 길이, 다주가구에서 골조로 거동하는 방향에 대하여는 기둥 순높이의 1/2)로 정의된다.

그림과 같이 극한휨강도에 의한 교각의 극한강도(F_p)와 휨모멘트에 의한 극한변위(Δ_u^f)의 관계를 2선형(bi-linear) 모델로 이상화하고 전단강도(V_n)와 변위연성도의 관계를 함께 도시하여 교각의 단면강도(F_n), 공급변위(Δ_c) 및 공급변위연성도(μ_c)를 교축 및 교축직각방향에 대하여 각각 결정한다. 이 때 교각의 단면강도, 공급변위 및 공급변위연성도는 교각의 파괴 모드에 따라 다음과 같이 산정된다.



【그림 3.4】 교각의 단면강도 및 공급변위연성도 결정

• 휨파괴 모드

교각이 휨파괴에 이를 때까지 전단파괴가 발생하지 않는 파괴모드로서, 식(3.24)와 같이 교각의 단면강도(F_n)는 극한강도(F_f)와 동일하고, 전단강도(V_n)보다 작으며, 공급변위(Δ_c)는 극한변위(Δ_u^f)와 동일하다. 따라서 공급변위연성도는 식(3.25)와 같다.

$$F_n = F_f < V_n \quad \text{식(3.24a)}$$

$$\Delta_c = \Delta_u^f \quad \text{식(3.24b)}$$

$$\mu_c = \frac{\Delta_u^f}{\Delta_y} \quad \text{식(3.25)}$$

• 휨-전단파괴 모드

축방향철근이 항복한 후 휨파괴에 이르기 전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드로서, 식(3.26)과 같이 교각의 단면강도(F_n)는 항복강도(F_y) 이상이며 극한강도(F_f) 보다는 작으며, 공급변위(Δ_c)는 항복변위(Δ_y) 이상이고 극한변위(Δ_u^f) 보다는 작다. 따라서 공급변위연성도는 식(3.27)과 같다.

$$F_y \leq F_n < F_f \quad \text{식(3.26a)}$$

$$\Delta_y \leq \Delta_c < \Delta_u \quad \text{식(3.26b)}$$

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_y} \quad \text{식(3.27)}$$

• 전단파괴 모드

축방향철근이 항복하기 이전에 전단파괴가 발생하는 파괴모드로서, 식(3.28)과 같이 전단강도(V_n)는 항복강도(F_y)보다 작아, 교각의 단면강도(F_n)는 전단강도(V_n)과 동일하고, 공급변위(Δ_c)는 항복변위(Δ_y)보다 작다. 따라서 공급변위연성도는 식(3.29)와 같다.

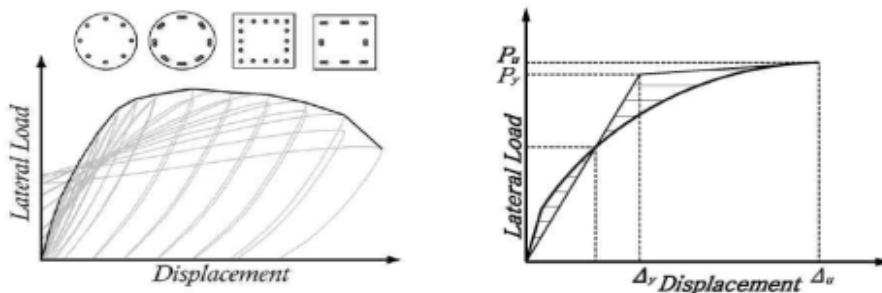
$$V_n = F_y, F_n = V_n \quad \text{식(3.28a)}$$

$$\Delta_c < \Delta_y \quad \text{식(3.28b)}$$

$$\mu_c = \frac{\Delta_c}{\Delta_y} < 1.0 (\text{탄성}) \quad \text{식(3.29)}$$

벽식단면 교각의 항복변위와 극한변위, 공급변위연성도는 다음과 같이 고려한다.

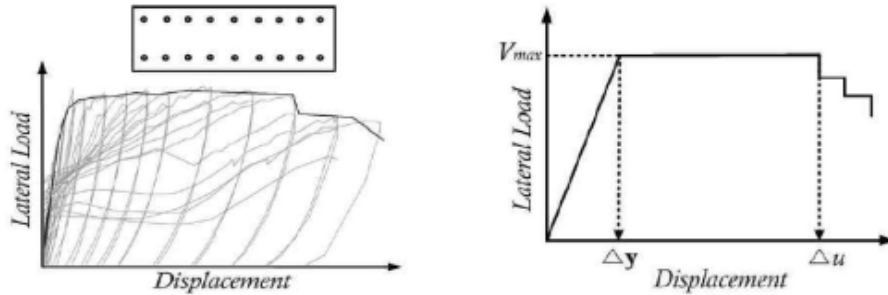
교축직각방향의 폭이 크고 축방향철근이 단면폭 방향으로 2열로 배치되는 벽식교각에서 약축 방향으로 지진하중이 작용할 때의 항복변위와 극한변위는 단면의 비선형해석을 통한 직접적인 방법으로 산정할 수 있다. 일반적인 단면의 교각에서 항복변위와 극한변위를 결정하는 방법은 여러 가지가 제안되었으나, Park 과 Priestley 등이 제안한 방법이 국내외에서 가장 많이 사용되고 있다. 이러한 방법으로 항복변위를 결정하는 이유는 일반적인 철근콘크리트기둥의 경우, 실험 결과인 포락선에서 항복점이 뚜렷하게 나타나지 않기 때문이다. Park 과 Priestley 등이 제안한 항복변위와 극한변위를 결정하는 방법을 나타내고 있다.



【그림 3.5】 원형 및 사각형 단면의 항복변위 및 극한변위

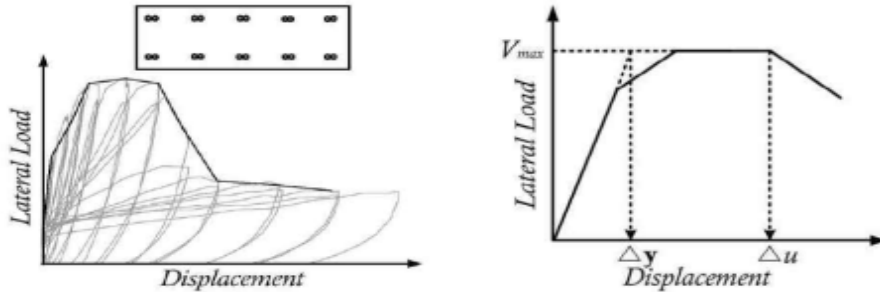
벽식 교각과 같이 교축직각방향의 폭이 크고 축방향철근이 단면폭 방향으로 표면 가까이 2열로 배치되는 경우, 약축 방향으로 지진하중이 작용하면 동일 선상의 축방향 철근이 같은 압축변형률이나 인장변형률을 갖게 된다. 따라서 인장철근이 모두 동시에 항복하므로 비교적 뚜렷한 항복점을 육안으로 판별할 수 있다. 결국 약축 방향으로 횡하중을 받는 벽식 교각에 대하여 Park 과 Priestly 등이 제안한 방법을 적용할 경우에는 오히려 왜곡된 분석결과를 제공할 수 있으므로 이를 적용할 필요가 없다고 할 수 있다. 그리고 벽식 교각과 같은

경우 축방향 인장철근이 모두 동시에 항복하고 파단되므로 비교적 뚜렷한 극한점을 파악할 수 있다. 단일 축방향철근을 갖는 벽식 교각의 항복변위와 극한변위에 대한 정의를 나타내고 있다.



【그림 3.6】 단일 축방향 철근 벽식 교각의 항복변위 및 극한변위

축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각에 약축 방향으로 지진하중이 작용하는 경우거동은 원형 및 사각형 기둥과는 다른 하중-변위 특성을 보인다. 그래서 현재의 지침을 벽식 교각에도 적용하는 것이 합리적인지 검토하기 위하여 일반적으로 많이 사용하는 항복변위와 극한변위의 결정방법의 검토가 필요하다.



【그림 3.7】 축방향철근이 겹침이음된 벽식교각의 항복변위 및 극한변위

이에 대한 결정방법을 연구한 최영호 등은 연구내용을 바탕으로 축방향철근이 겹침이음된 벽식 교각에 대해 축방향철근의 슬립을 한계상태로 보는 경우 공급변위연성도를 1.0(탄성)으로 제한하였다. 축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 상태로 이미 시공된 벽식 교각에 대하여 내진성능 및 연성도를 평가할 때 이와 같이 여러 가지 평가개념 중 어떤 것을 선정하느냐는 공학적 합리성과 내진 보강의 경제성 등을 기초로 기술자들간의 합의가 필요한 사항이라고 판단된다. 다만 안전측인 평가를 기본 개념으로 한다면, 모든 축방향철근이 벽체 하단에서 겹침이음된 상태로 시공된 벽식 교각의 공급변위연성도는 1.0으로 판단하는 방안을 채택할 수 있다.

벽식 교각의 전단강도는 다음 중 작은 값을 취한다.

$$V_n = 0.66\sqrt{f_{ck}}bd \quad \text{식(3.30a)}$$

$$V_n = (0.165\sqrt{f_{ck}} + \rho_h f_y)bd \quad \text{식(3.30b)}$$

2) 파괴모드

① 교각의 내진성능평가는 교각의 변형성능을 고려하여 평가한다.

교각의 파괴모드가 축방향철근의 항복 이전에 전단파괴가 발생하는 전단파괴 모드인 경우는, 평가지진하중이 단면강도를 초과하면 파괴가 발생한다. 그러나 파괴모드가 휨파괴 및 휨-전단파괴와 같이 축방향철근 항복 이후 어느 정도의 변위연성도(공급변위연성도)를 확보하고 있다면 조합탄성지진력이 교각의 단면강도를 초과하여도 변형성능으로 지진에너지를 흡수하게 되므로 파괴에 이르지 않을 수 있다. 따라서 교각의 내진성능평가에서는 이러한 변형성능을 적절하게 고려하여야 한다. 교각의 내진성능은 파괴모드에 따라 다음과 같이 평가할 수 있다.

② 전단파괴 모드

- 공급역량은 교각의 단면강도로 한다.

교각의 파괴모드가 축방향철근의 항복 이전에 전단파괴가 발생하는 전단파괴모드인 경우 교각의 공급역량은 가.(1)항의 단면강도로 한다.

$$F_{P,C}^L = F_n^L = V_n^L \quad \text{식(3.31a)}$$

$$F_{P,C}^T = F_n^T = V_n^T \quad \text{식(3.31b)}$$

여기서, F_n^L : 교축방향의 단면강도

F_n^T : 교축직각방향의 단면강도

$F_{P,C}$: 교각의 저항력(아래첨자 C는 Capacity를 의미, 윗첨자 L과 T는 각각 교축방향 및 교축직각방향을 의미)

- 소요역량은 교축 및 교축직각방향의 조합탄성지진력으로 한다.

교축 및 교축직각방향의 평가지진력은 식(3.32)와 같이 조합탄성지진력으로 한다. 이 평가지진력을 기본으로 하여 교량의 각 구성요소에 요구되는 소요역량을 계산한다.

$$F_{P,D}^L = [F_E^L]_{comb} : \text{교축방향} \quad \text{식(3.32a)}$$

$$F_{P,D}^T = [F_E^T]_{comb} : \text{교축직각방향} \quad \text{식(3.32b)}$$

여기서, $[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합탄성지진력

□□ $[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

□□ □ $F_{P,D}$: 교각에 작용하는 평가지진력(아래첨자 D는 Demand를 의미,
윗첨자 L과 T는 각각 교축방향 및 교축직각방향을 의미)

• 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

$$F_{P,C}^L \geq F_{P,D}^L \quad \text{and} \quad F_{P,C}^T \geq F_{P,D}^T \quad \text{만 족} \quad \text{식(3.33a)}$$

$$F_{P,C}^L \geq F_{P,D}^L \quad \text{or} \quad F_{P,C}^T \geq F_{P,D}^T \quad \text{불만족} \quad \text{식(3.33b)}$$

③ 힘-전단 파괴 모드 및 휨 파괴 모드

• 공급역량은 공급변위연성도로 한다.

교각의 공급변위연성도(μ_c)는 가. 교각에 따른다.

• 소요역량은 소요변위연성도로 한다.

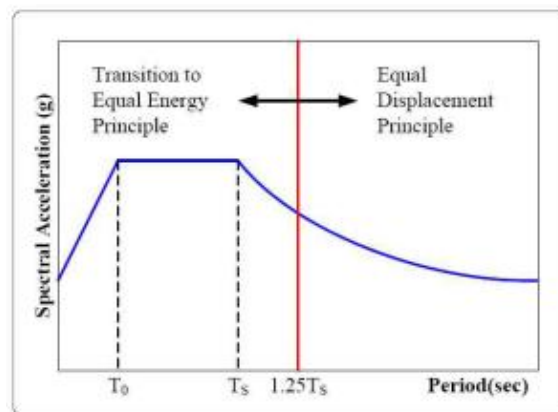
교각의 소요변위연성도(μ_d)는 교각의 단면강도가 커지면 작아지게 되고, 단면강도가 작아지면 커지게 된다. 즉 교각의 단면강도비(R_s)에 의해 결정된다. 소요변위연성도는 교각이 지니고 있는 단면강도비로부터 다음과 같이 구할 수 있다.

$$R_s = \frac{[M_E]_{comb, pd}}{M_n} \quad \text{식(3.34)}$$

$$\mu_d = \lambda_{DR} \cdot R_s \quad \text{식(3.35)}$$

$$\lambda_{DR} = 1.0 \quad (T \geq 1.25 T_s) \quad \text{식(3.36a)}$$

$$\lambda_{DR} = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_s} \quad (T < 1.25 T_s) \quad \text{식(3.36b)}$$



【그림 3.8】 단면강도비(R_s)와 변위연성도(μ)의 상관관계

여기서, $[M_E]_{comb, pd}$ 은 지진해석을 수행하여 구한 탄성지진모멘트($[M_E]_{comb}$)에 P- Δ 효과를 고려한 값($[M_E]_{comb} + P \cdot [\Delta_E]_{comb}$), M_n 은 축력을 고려한 교각의 휨강도, T_s 는 탄성지진응답계수(C_s)가 제한한 값 2.5A와 같아지는 주기(통제주기)로서, 지반조건 I, II, III, IV에 대하여 각각 0.33 초, 0.44 초, 0.61 초, 0.94 초를 적용한다.

• 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

교각이 지니고 있는 공급변위연성도(μ_c)와 지진시 교각에 요구되는 소요변위연성도(μ_d)의 크기를 비교하여 평가한다.

$$\mu_c^L \geq \mu_d^L \text{ and } \mu_c^T \geq \mu_d^T \quad \text{만 족} \quad \text{식(3.37a)}$$

$$\mu_c^L < \mu_d^L \text{ or } \mu_c^T < \mu_d^T \quad \text{불만족} \quad \text{식(3.37b)}$$

• 역량스펙트럼(ADRS-Acceleration Displacement Response Spectrum)은 교각의비선형 거동 특성을 고려한 공급역량곡선(Capacity Curve)과 평가지진시 교량에 요구되는 소요역량곡선(Demand Spectrum)을 동일한 그래프 위에 함께 도시하여 비교함으로써 교각의 내진성능을 시각적으로 평가할 수 있다. 역량스펙트럼에 의한 교각의 구체적인 내진성능평가방법은 [기존 시설물(교량) 내진성능평가요령(2011.7, 국토해양부) 부록B]를 참조한다.

나. 교량받침

1) 교량받침은 받침본체 및 앵커부에 대하여 내진성능을 평가한다.

2) 내진성능평가는 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

3) 받침본체

① 공급역량은 지진방향에 따라 저항하는 교량받침의 횡방향 저항용량의 총합으로 한다.

받침본체 1개의 횡방향 저항용량은 실험 또는 국부파괴를 고려할 수 있는 수치해석에 의하여 결정한다. 만약, 제조사에서 제공하는 자료 또는 도면 등에 횡방향 용량이 표기되어 있는 경우에는 이를 이용할 수 있다. 단, 현장조사를 통하여 받침부의 상태, 손상유무, 기능발휘 여부 등 현 여건을 고려하여야 적정하게 보정한다. 지진에 대하여 횡방향으로 저항하는 받침의 총 저항용량은 식(3.38)과 같이 계산할 수 있다.

$$F_{B,C}^L = f_B^L \times n_B^L \quad \text{교축방향} \quad \text{식(3.38a)}$$

$$F_{B,C}^T = f_B^T \times n_B^T \quad \text{교축직각방향} \quad \text{식(3.38b)}$$

여기서, $F_{B,C}$ 는 받침의 총저항력으로 아래침자 C는 Capacity를 의미한다. f_B 는 받침 1개의 횡방향 저항용량, n_B 는 지진방향에 따라 저항하는 받침개수이다. 윗침자 L과 T는 각각 교축방향 및 교축직각방향을 의미한다.

② 소요역량 산정시 받침본체에 작용하는 평가지진하중은 교각에 의해 교축방향 및 교축직각방향으로 전달되는 지진하중으로 하며, 이는 교각의 조합탄성지진력과 교각의 단면강도 중에서 작은 값으로 한다.

받침본체에 작용하는 교축방향 및 교축직각방향의 지진하중($F_{B,D}$)은 조합탄성지진력 ($[F_E]_{comb}$)과 교각 단면강도(F_n)를 비교하여 작은 값으로 한다.

$$F_{B,D}^L = \text{Min}(F_n^L, [F_E^L]_{comb}) \quad \text{교축방향} \quad \text{식(3.39a)}$$

$$F_{B,D}^T = \text{Min}(F_n^T, [F_E^T]_{comb}) \quad \text{교축직각방향} \quad \text{식(3.39b)}$$

여기서, F_n^L : 교축방향의 단면강도

F_n^T : 교축직각방향의 단면강도

$[F_E^L]_{comb}$: 교축방향의 조합탄성지진력

$[F_E^T]_{comb}$: 교축직각방향의 조합탄성지진력

③ 내진성능은 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 식(4.40)과 같이 평가한다.

$$F_{B,C}^L \geq F_{B,D}^L \quad \text{and} \quad F_{B,C}^T \geq F_{B,D}^T \quad \text{만 족} \quad \text{식(3.40a)}$$

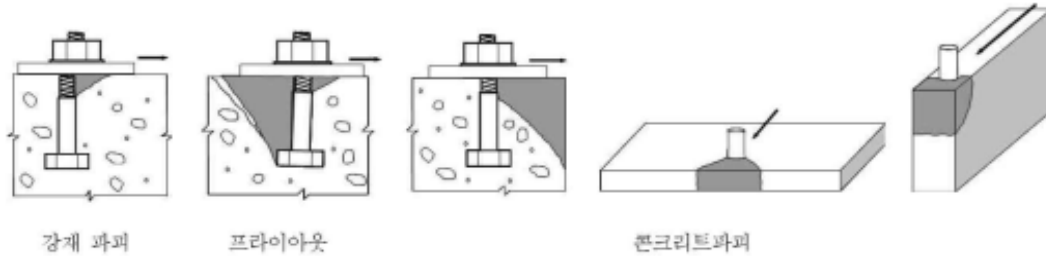
$$F_{B,C}^L < F_{B,D}^L \quad \text{or} \quad F_{B,C}^T < F_{B,D}^T \quad \text{불만족} \quad \text{식(3.40b)}$$

④ 앵커볼트

- 공급역량은 앵커볼트의 전단강도로 한다.

앵커의 공급역량은 인장강도 및 전단강도를 함께 고려하여야 하지만 받침의 높이가 낮아 평가지진하중에 의해서 앵커에 작용하는 인장력이 매우 작으므로 앵커의 인장파괴는 무시할 수 있을 것으로 생각된다. 따라서 내진성능평가를 용이하게 하기 위해서 전단에 대해서만 평가한다. 앵커볼트의 전단강도(V_n)는 강재의 강도뿐만 아니라 앵커의 묻힘콘크리트 부분과 연관된 강도(파괴모드)를 모두 고려하여야 한다. 전단하중에 대한 앵커의 파괴 모드에는 그림과 같이 강재 파괴, 프라이아웃, 콘크리트파괴가 있으며 이들 중 가장 작은 값이 전단강도이다. 앵커의 강도는 실험 또는 실험식을 이용하여 결정한다. 이에 의

하지 않는 경우, 아래 해설에서와 같이 계산한다. 앵커볼트에 부식과 같은 환경요인에 의해 단면결손 또는 강도 등에 영향을 줄 수 있는 요소가 있는 경우에는 이를 고려하여 안전측으로 산정한다.



【그림 3.9】 전단하중에 의한 앵커의 파괴 모드

- 앵커의 전단강도(V_n)
- 강재강도(V_{sa})
- 헤드스터드 ; $V_{sa} = nA_{se, V}f_{uta}$ 식(3.41a)
- 헤드볼트와 갈고리볼트 ; $V_{sa} = n0.6A_{se, V}f_{uta}$ 식(3.41b)

여기서, n : 전단에 대한 앵커 그룹에서 앵커의 수

$A_{se, V}$: 전단에 대한 앵커의 유효단면적(mm²)

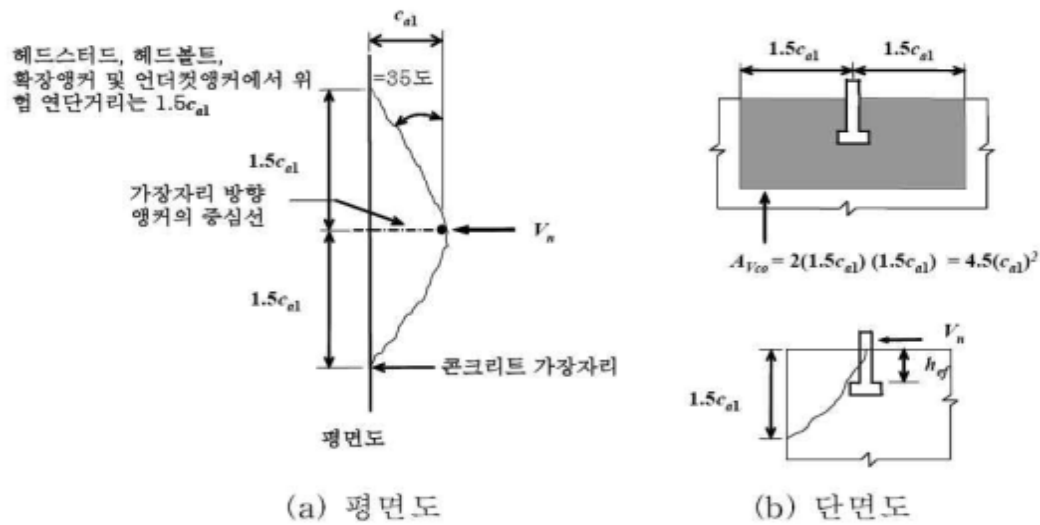
f_{uta} : 앵커강재의 설계기준 인장강도(MPa)로 $1.9f_{ya}$ 와 860MPa 중 작은 값을 초과할 수 없다.

f_{ya} : 앵커강재의 설계기준 항복강도(MPa)

- 콘크리트강도(V_{cbg})

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed, V} V_b \quad \text{식(3.42)}$$

여기서, A_{Vco} : 전단력에 대한 직각 방향 연단거리가 $1.5c_{al}$ 보다 큰 두꺼운 콘크리트 부재에 설치된 단일 앵커 파괴면의 투영면적(mm²). $A_{Vco} = 4.5(c_{al})^2$



【그림 3.10】 AVco 산정

A_{Vc} : 특정한 앵커 배치에 대한 파괴된 원추의 전체 표면적(mm²).

단, A_{Vc} 는 nA_{Vco} 를 초과할 수 없다.

$\Psi_{ed,V}$: 전단력을 받는 단일 앵커 또는 앵커 그룹의 가장자리 효과에 대한 수정계수

• $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ 인 경우, $\Psi_{ed,V} = 1.0$

• $c_{a2} < 1.5C_{a1}$ 인 경우, $\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$

V_b : 균열 콘크리트에 있는 단일 앵커가 전단력을 받을 때의 기본 콘크리트 파괴강도(N).

• $V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$

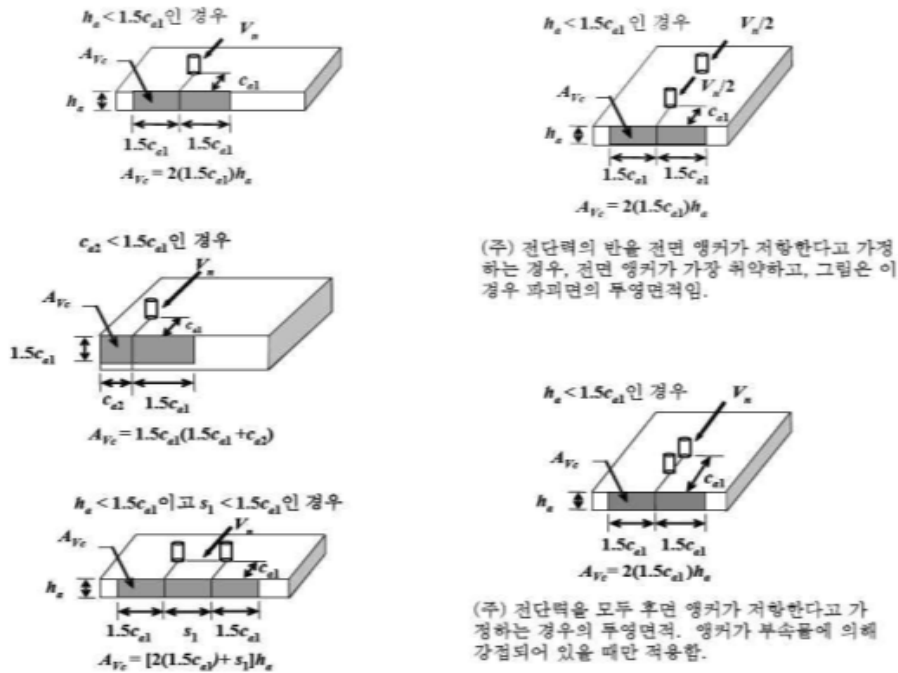
• $V_b = 0.7 \left(\frac{l_e}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1.5}$ (헤드스터드, 헤드볼트 또는 갈고리볼트)

l_e : 전단력에 대해 앵커가 지압을 받는 길이. ($l_e \leq 8d_0$)

$l_e = h_{ef}$: 묻힌 단면의 전체길이에 걸쳐 일정한 강성을 갖는 앵커

$l_e = 2d_0$: 간격슬리브가 확장슬리브와 분리된 비틀림제어 확장앵커

d_0 : 앵커 직경



【그림 3.11】 단일앵커 및 앵커그룹의 투영면적과 AVc산정

- 콘크리트 프라이아웃강도(V_{cbg})

$$V_{cbg} = k_{cp} N_{cbg} \quad \text{식(3.43)}$$

단, $h_{ef} < 65mm$ 인 경우 $k_{cp} = 1.0$, $h_{ef} \geq 65mm$ 인 경우 $k_{cp} = 2.0$ 이며,

여기서, N_{cbg} 는 콘크리트파괴강도로서 식(4.44)와 같이 구한다.

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed, N} N_b \quad \text{식(3.44)}$$

여기서, A_{Nc} : 인장을 받는 앵커에서 콘크리트 파괴체의 투영면적(mm²)

단, A_{Nc} 는 nA_{Nco} 보다 작아야 한다. n 은 인장을 받는 앵커의 수

A_{Nco} : 연단거리가 $1.5h_{ef}$ 이상인 인장을 받는 단일 앵커 파괴면의 투영면적(mm²),

$$\bullet A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \text{ (} h_{ef} \text{는 유효문힘깊이(mm))}$$

$\Psi_{ed, N}$: 앵커의 최소연단거리($c_{a, \min}$)에 대한 수정계수

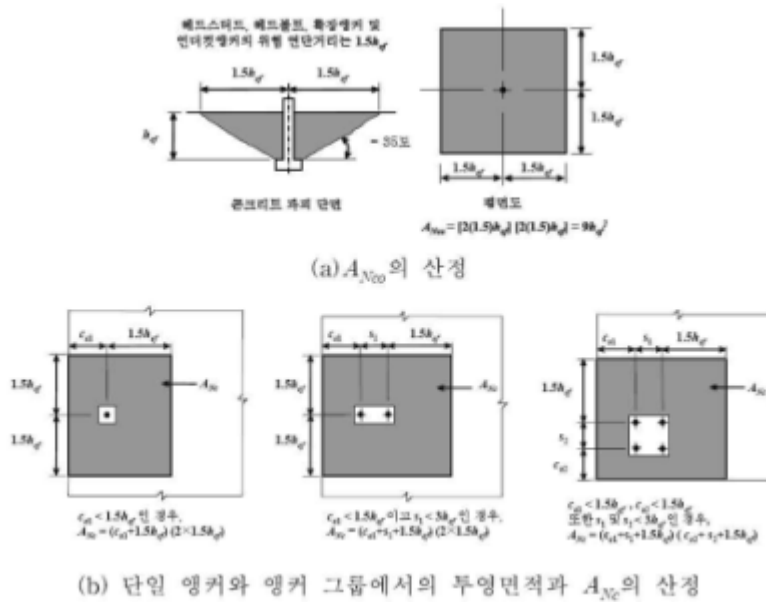
$$\bullet \Psi_{ed, N} = 1, \quad c_{a, \min} \geq 1.5h_{ef} \text{인 경우}$$

$$\bullet \Psi_{ed, N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a, \min}}{1.5h_{ef}}, \quad c_{a, \min} < 1.5h_{ef} \text{인 경우}$$

N_b : 인장을 받는 앵커의 기본 콘크리트파괴강도

$$\bullet N_b = 10\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{1.5}$$

$$\bullet N_b = 3.9\sqrt{f_{ck}} h_{ef}^{5/3} \text{ (} h_{ef} \geq 280mm \text{인 선설치 헤드스터드와 헤드볼트, 단 } h_{ef} \leq 635mm \text{)}$$



【그림 3.12】 투영면적의 산정(ANc)

- 전단하중에 대한 앵커의 공급역량은 강재강도, 콘크리트강도, 콘크리트 프라이아웃강도 중 가장 작은 값으로 한다.□□

$$F_{A,C}^L = \min[V_{sa}^L, V_{cbg}^L, V_{cbg}^L] \square \square \text{ 교축방향} \quad \text{식(3.45a)}$$

$$F_{A,C}^T = \min[V_{sa}^T, V_{cbg}^T, V_{cbg}^T] \quad \text{교축직각방향} \quad \text{식(3.45b)}$$

단, 콘크리트 강도와 콘크리트 프라이아웃 강도 산정시 저항하는 받침개수가 다른 경우는 별도로 검토할 수 있다.

- 소요역량은 받침본체에 작용하는 평가지진하중에 의하여 앵커볼트에 발생하는 전단력으로 한다. 앵커볼트의 전단력은 교축방향 및 교축직각방향에 대해 받침의 전단력과 같다.

$$F_{A,D}^L = F_{B,D}^L \quad \text{교축방향} \quad \text{식(3.46a)}$$

$$F_{A,D}^T = F_{B,D}^T \quad \text{교축직각방향} \quad \text{식(3.46b)}$$

- 내진성능평가는 교축 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다. 교축방향 및 교축직각방향에 대하여 공급역량과 소요역량을 비교하여 식(3.47)과 같이 평가한다.

$$F_{A,C}^L \geq F_{A,D}^L \quad \text{and} \quad F_{A,C}^T \geq F_{A,D}^T \quad \text{만족} \quad \text{식(3.47a)}$$

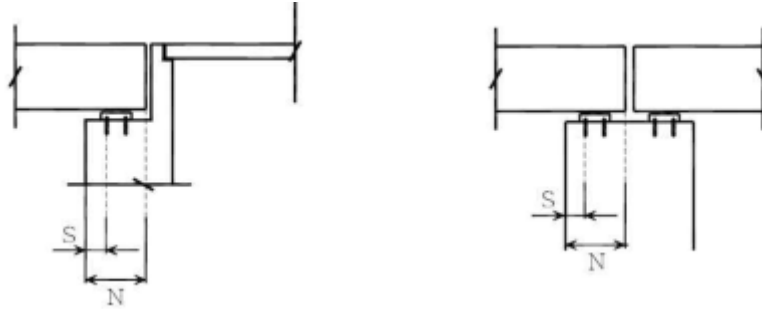
$$F_{A,C}^L < F_{A,D}^L \quad \text{or} \quad F_{A,C}^T < F_{A,D}^T \quad \text{불만족} \quad \text{식(3.47b)}$$

다. 받침지지길이(낙교)

1) 공급역량은 교각의 받침지지길이를 한다.

받침지지길이는 식(3.48)과 같이 교각 및 교대의 거더 단부끝단까지의 거리로 하며 현장 조사나 설계도면을 통해 조사한다.

$$N_C = \text{교량의 받침지지길이} \quad \text{식(3.48)}$$



【그림 3.13】 교량받침의 받침지지길이(N_C)

2) 소요역량은 『도로교설계기준』의 최소받침지지길이(N_{min})와 응답변위중 큰 값으로 한다. 단, 지진구역 II에 위치하는 내진II 등급교에 대해서는 최소받침지지길이를 한다.

소요역량은 『도로교설계기준 - 내진설계편』에 규정되어 있는 최소받침지지길이(N_{min})와 응답변위 중 큰 값으로 한다(식(3.49)).

$$N_D = \max[\text{응답변위}, N_{min}] \quad \text{식(3.49)}$$

$$N_{min} = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\theta^2) \text{ (mm)}$$

여기서, 인접신축이음부 또는 교량단부까지 거리(m), H 는 교각의 평균높이(m), θ 는 교량의 받침선이 교축직각방향과 이루는 사잇각($^\circ$)이다.

3) 내진성능평가는 공급역량과 소요역량을 비교하여 평가한다.

내진성능평가는 식(3.50)과 같이 한다.

$$N_C/N_D \geq 1.0 \quad \text{만 족} \quad \text{식(3.50a)}$$

$$N_C/N_D < 1.0 \quad \text{불만족} \quad \text{식(3.50b)}$$

3.4 보강전 내진성능평가

3.4.1 교량제원

상부구조 : 강박스거더교(STB)

지간구성 : $14@60 + 65 + 75 + 2@55 + 45 = 1135$

교 폭 : 24.00m

하부형식 : 라멘식(Ra) 역T형

받침 형식 : 포트받침

3.4.2 설계조건

가. 내진설계상수

내진등급 : 내진1등급교

지진구역계수 : 0.11 - 충청남도 공주시

위험도 계수 : $I = 1.40$

가속도 계수 : $A = 0.154$

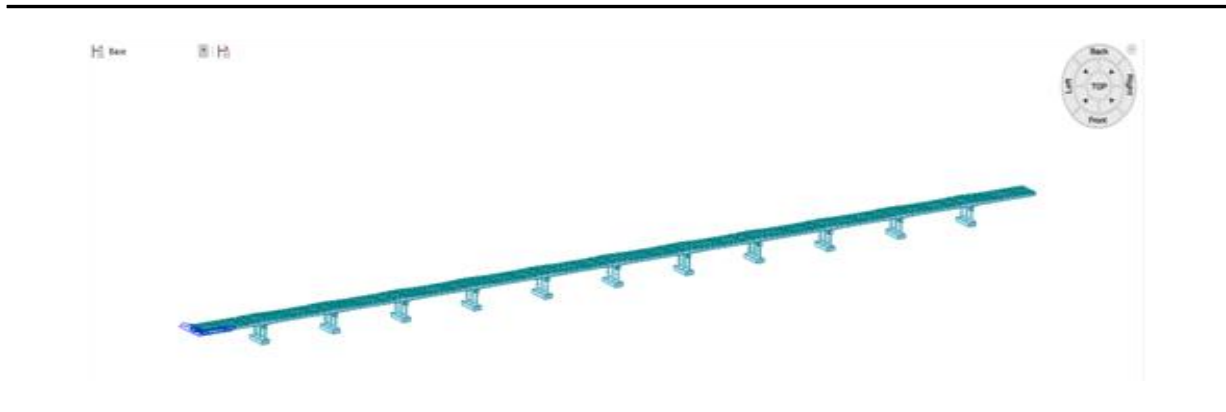
고유치 해석방법 : Ritz Vectors

MODE 조합방법 : C.Q.C 방법

나. 사용프로그램 및 해석모델

구 분		적용 내용	비 고
기둥단면 강도산정	방 법	모멘트-곡률 해석법	
	콘크리트 모델	MANDER 모델	
	철근 모델	PARK 모델	
	모멘트-곡률산정 프로그램	MIDAS CIVIL	
탄성지지력 산 정	모 델	프레임 모델링	
	상부와 하부의 연결부 상세	NLLINK 탄성스프링 모델	
	기초와 지반의 연결부 상세	고정점 처리	
	질량산정	상부 고정하중을 분포질량, 하부 고정하중을 단위질량으로 입력	
	탄성지지력 산정 프로그램	MIDAS Civil	

다. 해석 모델



라. 보강 전 내진성능평가 결과

웅진대교에 대하여 기존 구조물 기준의 고정단 교각을 기준으로 내진성능을 평가하였으며 그 결과, 전 교각에서 교각부는 내진성능을 만족하는 반면 기초와 받침에서 교축 및 교각방향에 대하여 내진성능을 확보하지 못하고 있는 것으로 평가되었다. 이는 웅진대교 설계 당시에 내진해석이 적용되었으나 지반가속도 $0.14G$ 기준으로 내진해석이 되었으나 개정된 설계기준의 내진설계 기준에 따라 $0.154G$ 로 지반가속도가 상향되었기 때문이다.

다음은 탄성받침 적용시 내진성능평가 결과이다.

【표 3.18】 내진성능평가 결과 (P2)

구분			공급역량	소요역량	판정	
교각부 연성도평가		교축(하단)	1.800	1.169	1.540	O.K
		교직(하단)	1.800	1.000	1.800	O.K
		교직(상단)	1.800	1.000	1.800	O.K
말뚝기초 안정성	허용지지력 (kN/EA)	교축	10,602.875	7,375.279	1.438	O.K
		교직	10,602.875	4,981.298	2.129	O.K
	휨 응력 (MPa)	교축	20.250	14.157	1.430	O.K
		교직	20.250	3.896	5.197	O.K
	전단응력 (MPa)	교축	0.540	0.357	1.511	O.K
		교직	0.540	0.673	0.802	N.G
	수평변위 (mm)	교축	15.000	9.296	1.614	O.K
		교직	15.000	6.563	2.285	O.K
확대기초 단면검토	휨평가 (kNm)	교축	81,073	27,626	2.935	O.K
		교직	49,104	10,423	4.711	O.K
	전단평가 (kN)	교축	13,431	20,986	0.640	N.G
		교직	23,486	3,191	7.360	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	3,600	2,843	1.266	O.K
		교직	900	4,101	0.219	N.G
	앵커볼트 (kN)	교축	679	711	0.955	N.G
		교직	679	4,101	0.165	N.G
	콘크리트 (kN)	교축	954	711	1.343	O.K
		교직	1,138	4,101	0.277	N.G
	프라이아웃 (kN)	교축	610	711	0.859	N.G
		교직	610	4,101	0.149	N.G

【표 3.19】 내진성능평가 결과 (P6)

구분			공급역량	소요역량	판정	
교각부 연성도평가		교축(하단)	1.800	1.153	1.561	O.K
		교직(하단)	1.800	1.000	1.800	O.K
		교직(상단)	1.800	1.000	1.800	O.K
말뚝기초 안정성	허용지지력 (kN/EA)	교축	10,597.574	7,198.681	1.472	O.K
		교직	10,597.574	4,145.384	2.556	O.K
	휨 응력 (MPa)	교축	20.250	11.432	1.771	O.K
		교직	20.250	4.648	4.357	O.K
	전단응력 (MPa)	교축	0.540	0.371	1.455	O.K
		교직	0.540	0.488	1.107	O.K
	수평변위 (mm)	교축	15.000	7.902	1.898	O.K
		교직	15.000	4.754	3.155	O.K
확대기초 단면검토	휨평가 (kNm)	교축	81,073	23,449	3.457	O.K
		교직	49,104	9,581	5.125	O.K
	전단평가 (kN)	교축	13,431	18,351	0.732	N.G
		교직	23,486	2,992	7.850	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	2,800	2,843	0.985	N.G
		교직	700	3,040	0.230	N.G
	앵커볼트 (kN)	교축	550	711	0.773	N.G
		교직	550	3,040	0.181	N.G
	콘크리트 (kN)	교축	927	711	1.305	O.K
		교직	1,107	3,040	0.364	N.G
	프라이아웃 (kN)	교축	579	711	0.814	N.G
		교직	579	3,040	0.190	N.G

【표 3.20】 내진성능평가 결과 (P10)

구분			공급역량	소요역량	판정	
교각부 연성도평가		교축(하단)	2.157	1.000	2.157	O.K
		교직(하단)	2.277	1.000	2.277	O.K
		교직(상단)	2.237	1.000	2.237	O.K
말뚝기초 안정성	허용지지력 (kN/EA)	교축	10,602.875	6,835.933	1.551	O.K
		교직	10,602.875	4,990.683	2.125	O.K
	휨 응력 (MPa)	교축	20.250	14.216	1.424	O.K
		교직	20.250	4.398	4.604	O.K
	전단응력 (MPa)	교축	0.540	0.222	2.436	O.K
		교직	0.540	0.427	1.264	O.K
	수평변위 (mm)	교축	15.000	8.184	1.833	O.K
		교직	15.000	5.053	2.968	O.K
확대기초 단면검토	휨평가 (kNm)	교축	81,073	32,205	2.517	O.K
		교직	49,104	12,317	3.987	O.K
	전단평가 (kN)	교축	13,431	23,875	0.563	N.G
		교직	23,486	3,639	6.454	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	2,800	2,843	0.985	N.G
		교직	700	2,431	0.288	N.G
	앵커볼트 (kN)	교축	550	711	0.773	N.G
		교직	550	2,431	0.226	N.G
	콘크리트 (kN)	교축	927	711	1.305	O.K
		교직	1,107	2,431	0.455	N.G
	프라이아웃 (kN)	교축	579	711	0.814	N.G
		교직	579	2,431	0.238	N.G

【표 3.21】 내진성능평가 결과 (P13)

구분			공급역량	소요역량	판정	
교각부 연성도평가		교축(하단)	2.137	1.000	2.137	O.K
		교직(하단)	2.233	1.000	2.233	O.K
		교직(상단)	2.191	1.000	2.191	O.K
말뚝기초 안정성	허용지지력 (kN/EA)	교축	10,602.875	6,547.965	1.619	O.K
		교직	10,602.875	5,546.126	1.912	O.K
	휨 응력 (MPa)	교축	20.250	22.065	0.918	N.G
		교직	20.250	29.453	0.688	N.G
	전단응력 (MPa)	교축	0.540	0.165	3.280	O.K
		교직	0.540	0.348	1.550	O.K
	수평변위 (mm)	교축	15.000	11.919	1.258	O.K
		교직	15.000	17.277	0.868	N.G
확대기초 단면검토	휨평가 (kNm)	교축	81,073	40,842	1.985	O.K
		교직	49,104	13,307	3.690	O.K
	전단평가 (kN)	교축	13,431	29,324	0.458	N.G
		교직	23,486	3,874	6.063	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	2,800	2,843	0.985	N.G
		교직	700	1,797	0.390	N.G
	앵커볼트 (kN)	교축	550	711	0.773	N.G
		교직	550	1,797	0.306	N.G
	콘크리트 (kN)	교축	927	711	1.305	O.K
		교직	1,107	1,797	0.616	N.G
	프라이아웃 (kN)	교축	579	711	0.814	N.G
		교직	579	1,797	0.322	N.G

【표 3.22】 내진성능평가 결과 (P16)

구분			공급역량	소요역량	판정	
교각부 연성도평가		교축(하단)	2.136	1.000	2.136	O.K
		교직(하단)	2.230	1.000	2.230	O.K
		교직(상단)	2.186	1.000	2.186	O.K
말뚝기초 안정성	허용지지력 (kN/EA)	교축	113,907.5	51,799.3	2.199	O.K
		교직	199,175.4	47,094.0	4.229	O.K
	휨 응력 (MPa)	교축	19,527.0	1,507.2	12.955	O.K
		교직	19,527.0	3,472.7	5.623	O.K
	전단응력 (MPa)	교축	13,689.6	725.3	18.874	O.K
		교직	13,689.6	559.5	24.466	O.K
	수평변위 (mm)	교축	66,982	18,846	3.554	O.K
		교직	31,740	6,029	5.265	O.K
확대기초 단면검토	휨평가 (kNm)	교축	31,740	15,899	1.996	O.K
		교직	24,033	8,142	2.952	O.K
	전단평가 (kN)	교축	13,745	11,123	1.236	O.K
		교직	3,600	2,843	1.266	O.K
받침부	본체 (kN)	교축	900	1,977	0.455	N.G
		교직	679	711	0.955	N.G
	앵커볼트 (kN)	교축	679	1,977	0.343	N.G
		교직	954	711	1.343	O.K
	콘크리트 (kN)	교축	1,138	1,977	0.575	N.G
		교직	610	711	0.859	N.G
	프라이아웃 (kN)	교축	610	1,977	0.309	N.G
		교직	579	1,797	0.322	N.G

제 4장 내진성능 향상 방안

4.1 내진성능 향상 방안

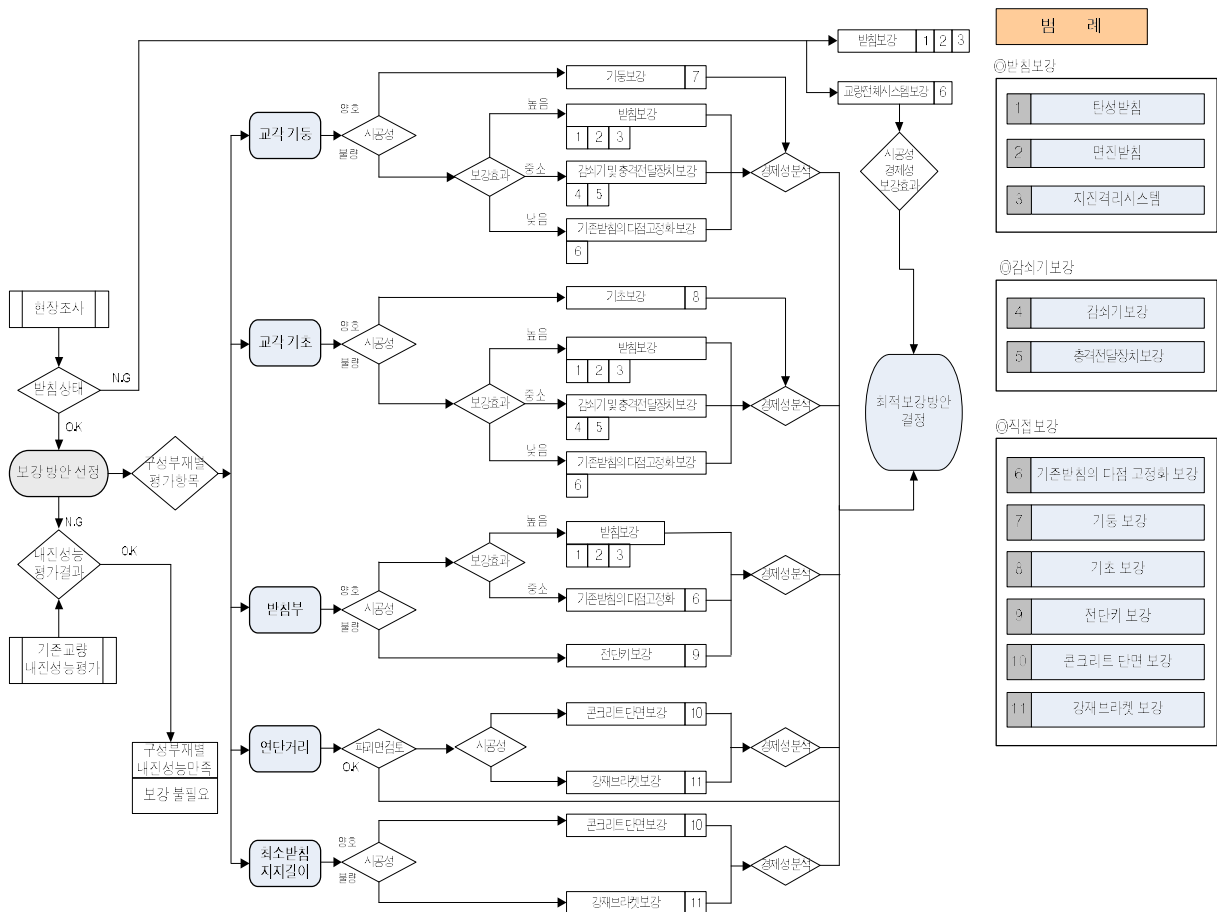
4.2 내진성능 향상 비교안

4.3 내진성능 향상 방안 선정

제 4장 내진성능 향상 방안

4.1 내진성능 향상 방안

과업 목적에 부합될 수 있고 응진대교의 내진성능 확보를 위해 기술적인 사항을 세부적으로 검토하여 내진성능 향상 방안을 수립하고자 한다.



【그림 4.1】 내진성능 향상방안 플로우

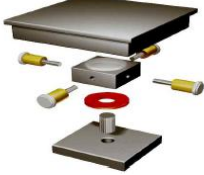
4.1.1 교량반침

교량반침의 내진성능이 부족하거나, 교각 기둥 및 기초에 직접보강이 필요하나 교량하부에 하천 등의 지장물이 있는 경우 교량반침 교체를 통하여 교각에 작용하는 탄성지진력을 분산 또는 감쇠시켜 교량의 내진성능을 향상시킬 수 있다. 교량반침을 통한 내진성능 향상방안은 다음과 같다.

가. 내진받침의 종류

구분		일체형 내진 탄성받침	내진 포트받침	스페리칼받침
개요도				
주요 재료	하중지지 요소	탄성고무판	포트+고무판	고령황동주물
받침 거동	상시	일점고정식 신축거동 (고무판변형)	일점고정식 신축거동	일점고정식 신축거동
	지진시	지진력 분산	내진 저항	내진 저항
주요 특징 및 보강 적용 성	미관 및 크기	•받침의 크기 증대로 기존 교량 받침교체 시 연단거리 확보 및 형하공간 확보를 위한 추가 공정 발 생가능	•받침크기 감소로 기 존교량 받침교체시 연단거리 확보 등의 부대공정 최소화 가 능	•받침의 크기 증대로 기존 교량 받침교체 시 연단거리 확보 및 형하공간 확보를 위한 추가 공정 발 생가능
	내진 성능	•지진시 교각별 지진 력 분산으로 효과적 인 내진성능 향상 가능	•고정단 받침에서 수 평력을 저항하므로 지진력이 큰 경우 적용 불리	•고정단 받침에서 수 평력을 저항하므로 지진력이 큰 경우 적용 불리
주요 특징 및 보강 적용 성	유지 보수	•고무패드의 미끄럼이 없어 별도의 후속공 정 및 유지보수 불 필요 •들뜸 및 미끄럼 해소 를 통한 받침의 기 능 및 안정성확보	•마찰에 의한 저항으 로 지진후 보수 교 체 극소 •단순구조의 안정된 재질로 특별한 관리 점검 불필요	•교력황동주물로 내구 성이 우수하며, 별도 의 유지보수 불필요
	시공성 및 적용성	•연단거리가 확보된 콘크리트 거더교에 효과적 적용 •진동이 많은 강교에 는 부적합	•대부분의 교량형식에 적용 •지압면적이 작아서 기존 구조물의 손상 최소화	•받침높이가 높아 형 하고가 부족한 기존 교량에는 부적합

나. 지진격리받침의 종류

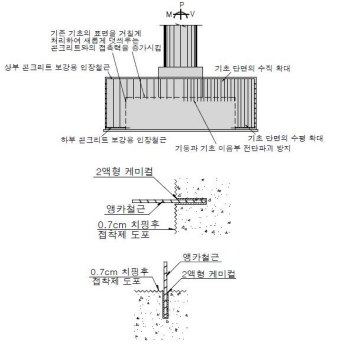
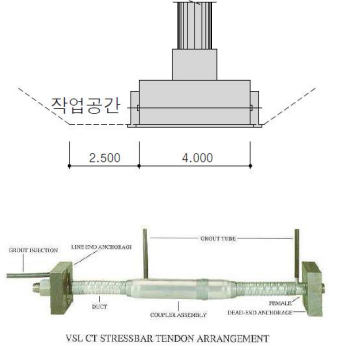
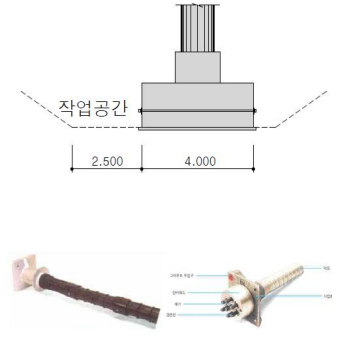
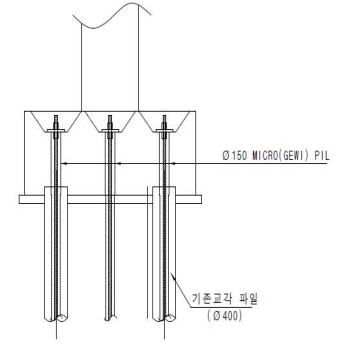
구분		강재계열		고무계열
		EQS 지진격리받침	CSD 지진격리받침	LRB 지진격리받침
개요도				
		폴리우레탄 재질 (디스크, MER)	일반 Spherical 받침 + 특수강재 댐퍼부착	납+주석 보강 고무판
거동 기구	상시	•미끄럼판(PTFE)으로 상시 온도신축량 수용 •Disk Bearing에서 회전 수용	•미끄럼판(XLIDE)으로 상시 온도신축량 수용 •Spherical 받침에서 회전 수용	•본체고무의 전단변형에 의해 상시 온도신축량 수용 •본체고무에서 회전 수용
	지진시	•지진시 PTFE와 Stainless판 사이의 마찰감쇠와 MER Spring의 탄성복원	•강재댐퍼의 비선형 거동에 의한 감소	•납+주석코어의 변형에 의한 감쇠와 보강탄성받침의 탄성복원
받침 기능	하중흡수능력	•40% (감쇠비 30%)	•30% (감쇠비 25%)	•30% (감쇠비 25%)
	복원력	•MER Spring에 의한 복원우수	•복원 기능 보통 (AASHTO 기준 만족)	•탄성받침에 의한 복원 우수
상부구조 영구변형		•복원기능에 의해 상부구조 영구변형 없음	•상부구조에 영구변형 미소하게 발생	•복원기능에 의해 상부구조 영구변형 없음
지진후 교체		•설계지진에서는 교체 필요 없음	•상부원위치 공정 후 파손된 C-Shape 강재 교체	•설계지진에서는 교체 필요 없음 •납+주석코어 파괴시 교체
성능 검증		•사전성능시험 검증 완료 •신뢰성 성능 검증 완료	•사전성능시험 검증 미완료 •신뢰성 성능 검증 미완료	•사전성능시험 검증 미완료 •신뢰성 성능 검증 미완료
장단점		•사고, 곡선교 등 적용성 우수 •지진후 별도 교체 없음	•사고, 곡선교 등 적용성 우수 •복원력이 없어 1차 지진에 대해서만 성능발현	•사고, 곡선교 등 적용성 보통 •지진후 별도 교체 없음

4.1.2 RC 교각

가. RC 교각의 내하력 향상 방안

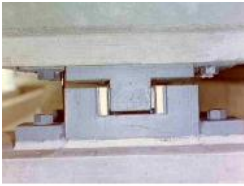
분류	내하력향상	보강공법의 개요
부재 단면 증가	콘크리트 피복공법	•휨강도, 휨변형능력 및 전단강도를 보강하기 위해 교각 주위에 띠철근을 배근하고 콘크리트를 보완 타설하여, 단면을 증가시켜 보강하는 공법으로 비교적 큰 단면의 교각을 보강하는데 적용되며 철근 대신에 PC 강봉을 이용하는 경우도 있음
	모르타르 부착공법	•기존교각에 띠철근이나 나선철근을 배근하고 모르타르를 뿜어 붙여 일체화하는 공법으로 일반적으로 콘크리트 피복공법 보다 부재단면 증가를 감소시킬 수 있음
	프리캐스트패널 조립공법	•내부에 띠철근을 배근한 프리캐스트 패널을 기둥 주위에 배치시켜 접합기로 폐합시켜 기둥과 패널의 공극에 그라우트를 주입하여 일체화 시키는 공법
피복 보강재	강판피복공법	•기존 교각에 강판을 씌워 강판과 교각사이에 무수축 모르타르나 에폭시를 충전하여 전단 및 연성도를 보강하는 공법
	하이브리드 섬유공법	•탄소섬유 또는 유리섬유를 일축 및 다축으로 배열하여 제작된 하이브리드 섬유시트를 에폭시를 이용하여 함침, 구조물에 부착시켜 구조물의 연성을 확보하여 내하력을 향상시키는 보강공법
	아라미드섬유 판 공법	•연성, 인장력, 내화학성이 우수한 아라미드섬유 판에 Peel-Ply를 부착하여 콘크리트와 부착력을 증대시킨 판상 제품으로 교각의 기둥에 나선형, 직선형(길이방향)으로 부착하여 연성보강 및 휨 보강 능력을 향상시키는 내진보강 및 구조보강 공법
보강재 삽입	철근삽입공법	•기존 교각에 천공 후 철근을 삽입하고 모르타르 등을 충전하여 구체 단면 내에 소요철근량을 증가시켜 전단강도 및 연성도를 보강하는 공법
	PC 강봉 삽입공법	•상기 공법에서 철근 대신에 PC 강봉을 삽입하는 공법으로 필요에 따라 프리스트레스를 도입
부재 증설	벽 증설	•라멘교 등의 교각 사이에 벽을 증설하여 휨 및 전단강도를 대폭적으로 증가시키는 공법
	브레이스 증설	•라멘교 등의 교각 사이에 브레이스를 증설하여 기존 교각부재에 작용하는 지진 시 수평력을 줄이는 공
병용 공법	콘크리트피복 + 강판피복	•대단면의 교각에 있어서 휨 보강은 주로 철근콘크리트 피복에 의하며, 전단 및 연성도는 강판 피복에 의해 보강
	철근삽입 + 콘크리트피복	•대단면의 교각에 있어서 콘크리트의 구속효과를 향상시키기 위해 철근콘크리트 증설공법에 철근 삽입공법을 병용하는 공법
	PC 강봉삽입 + 강판피복	•대단면의 교각에 있어서 강판 피복공법에 의한 콘크리트의 구속 효과를 높이기 위해 PC 강봉을 삽입하여 강판을 연결하는 공법

나. 기초의 내하력 향상 방안

구분	기초단면보강	강봉	강 연 선	마이크로파일
기초보강 개 요 도				
재료특성	•콘크리트 : $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ •철 근 : $f_y = 300 \text{ MPa}$	•인장강도 : $1,050 \text{ MPa}$ •탄성계수 : $2 \times 10^5 \text{ MPa}$	•인장강도 : $1,894.4 \text{ MPa}$ •탄성계수 : $2 \times 10^5 \text{ MPa}$	•인장강도 : $500 \sim 550 \text{ MPa}$ •탄성계수 : $2 \times 10^5 \text{ MPa}$
공법특징	•기초하면까지 터파기 실시 •기존 기초 외측면 및 상면 치핑 및 천공 •앵커철근 연결 •콘크리트 타설 및 양생 •되메우기	•기초하면까지 터파기 실시 •긴장시 손실 강선보다 다소 적음 •강봉의 커플러 연결로 작업공간 최소화 •자재기가 강선에 비해 다소 고가	•기초하면까지 터파기 실시 •긴장시 손실이 다소 발생 •긴장작업이 강봉보다 다소 복잡 •기초폭이 큰 경우 시공성 저하	•기초상면에서 에폭시 코팅처리된 고강도강재(마이크로파일)를 지반으로 매입 시멘트 그라우트를 주입하여 정착 •마이크로파일 매입에 따른 작업높이 확보
현장여건 별 시 공 성	•하부지장물 간섭배제가 가능한 경우 •원지반으로부터 기초심도가 낮은 경우 •육상작업이 가능한 직접기초의 경우	•기초에 정착할 강봉 위치, 방향, 높이의 시공 주의 •기존 기초의 구체 및 철근 손상 최소화 시공 요함	•기초에 정착할 강연선 위치, 방향, 높이의 시공 주의 •기존 기초의 구체 및 철근 손상 최소화 시공 요함 •육상작업이 가능한 직접기초의 경우	•터파기 공정이 없어 시공성 상대적으로 양호 •압축력과 인장력에 모두 저항 •기존 구체에 코어드릴 천공을 하므로 시공시 품질관리 유의

4.1.3 전단키

상시의 경우 받침의 이동이나 회전 등의 기능을 유지할 수 있는 구조이며, 지진시 큰 수평력에 대해 저항하는 장치인 전단키의 상세 비교 내용은 다음과 같다.

구분	받침형 강재 전단키	유지관리겸용 강재 전단키	일반 강재 전단키	콘크리트블럭
개요도				
공법 특징	•주형과 하부구조 공간에 받침형 전단키를 고정시켜 지진시 상하부 전단키의 접촉에 의한 수평력을 부담하는 공법	•보강판을 설치한 후 보강판과 착탈이 가능한 강재브라켓을 연결하여 전단키와의 접촉에 의한 수평력 부담	•주형 및 하부구조에 강재브라켓을 고정시켜 지진시 상하부 강재브라켓의 접촉에 의한 수평력을 부담하는 공법	•일반적으로 주형과 주형사이의 공간에서 하부구조물에 앵커를 설치 및 철근배근후 콘크리트 타설하는 공법
장점	•받침형 전단키로 형하공간이 확보되는 경우 작업이 가능	•강재브라켓과 주형보강판이 분리되므로 협소한 작업공간에서도 작업 가능	•양방향 전단키 필요시 각각의 전단키 설치 필요	•강재브라켓과 병행사용시 양방향에 대하여 전단키 역할이 가능
단점	•기존받침 유지관리시 작업공간 확보가 어려움	•기존주형의 측면을 이용하여 시공하므로 RC 슬래브고 등에 서는 시공성 저하	•작업공간이 충분하지 않을 경우 시공성 저하 •기존 받침 유지관리시 작업공간 확보가 어려움	•작업공간이 충분하지 않을 경우 시공성 저하 •기존 구조물과의 일체화를 위한 철근 연결로 시공성 저하
시공성	•작업공간이 충분하지 않을 경우 시공성 저하	•가로보의 높낮이 여부가 시공성에 영향	•작업공간이 충분하지 않을 경우 시공성 저하	•작업공간의 제약을 많이 받음 (고소교각, 수중교각 등에는 설치 곤란)

4.2 내진성능 향상 비교안

구 분		기존받침 보강 용량 증가	탄성받침 교체	지진격리받침 교체	감쇠기 보강	기동보강	기초보강
개 요		•기존 교량의 고정단 받침과 동일 수직용량을 가지며 수평용량이 큰 받침으로 일부 교체하여 내진성능 확보	•기존 교량의 모든 받침을 탄성받침으로 전량교체 하여 내진성능 확보	•기존 교량의 모든 받침을 면진받침으로 전량교체 하여 내진성능 확보	•가동단 교각의 교축방향으로 감쇠기를 설치하여 구조물 에너지를 소산시키고 지진력을 분담시켜 내진성능 확보	•교각 기동의 연성능력, 휨 공급역량, 전단 공급역량이 부족한 경우 기동 단면을 직접 보강하여 내진성능 확보	•교각 기초의 단면확대 또는 말뚝증설 등의 직접보강을 통해 기초의 공급역량을 증대시켜 내진성능 확보
구조 거동 특성	상 시	•기존교량 받침 배치와 동일하므로 별도의 상시 구조적 검토 불필요	•상시 구조계와 동일한 구조계로 받침배치 가능	•전량 교체 시 고정단 위치변경으로 상시 구조적안전성(신축량 등)에 대한 검토 필요	•상시에는 감쇠기내부의 충전재가 이동하여 저항 없이 신축	•상시기동의 구조적 안정성 유지	•상시 기초의 구조적 안정성 증대
	지 진 시	•고정단 받침의 수평용량이 증대되어 교량 구성부재 중 받침부의 내진성능 향상	•기존교량 주기를 소량 장주기화 하여 지진력을 분산시켜 소요역량을 저감시킴	•지진 시 교량을 장주기화 하고 면진받침으로 소성변형을 유도하여 교각 기동은 탄성 거동	•동적거동 $F=CV_a$ 지진력을 소산시키고 감쇠기 설치 교각으로 지진력을 분산시키는 특성	•기동의 성능 저하 시 기동을 직접 보강하여 공급역량을 증대시켜 지진하중에 저항하는 방안	•기초의 성능 저하에 해당되는 구성부재를 직접 보강하여 공급역량을 증대시켜 지진하중에 저항하는 방안
구조적 안정성		•지진 시 받침부의 내진성능 향상	•지진 시 모든 받침 및 교각이 수평력 분담 •소요역량 감소효과 증대	•소요역량 저감 효과 탁월 •지진 종료 후 복원력에 의해 상부구조 복원 가능(여진 대비 가능)	•기존받침 유용으로 상시 거동 확실, 지진 시 교축방향에 대하여 교각별 지진력 소산 및 분산 효과 우수(교직방향 보강효과 없음)	•교각 기동 이외의 구성부재에 대한 내진성능 향상은 불가능	•교각 기초 이외의 구성부재에 대한 내진성능 향상은 불가능

구 분		기존받침 보강 용량 증가	탄성받침 교체	지진격리받침 교체	감쇠기 보강	기둥보강	기초보강
보강 방안 적용 범위	용량 증가	•받침부만 내진성능이 부족한 경우와 기존 받침이 다양한 수평용량 재원을 가지는 받침만 적용 가능	•기존 교량받침 노후 화인 경우 •받침부의 내진성능이 부족한 경우	•기존 교량받침 노후 화인 경우 •받침부의 내진성능이 부족한 경우	•교축방향 받침부에 대한 내진성능이 부족한 경우	•받침부의 내진성능 확보와 무관(부분피해 허용)	•받침부의 내진성능 확보와 무관(부분피해 허용)
	기둥 및 기초	•기존 교량 내진성능 평가결과 기둥 및 기초에서 소요역량이 공급역량을 초과하는 경우 적용 불가	•교축방향 및 교축직각 방향 모두 지진력을 분산시켜 소요역량을 저감시키려고 할 경우 •기존 교량 내진성능 검토결과 기둥 및 기초에서 소요역량이 공급역량을 초과하는 경우	•교축방향 및 교축직각방향 모두 지진력을 저감시키려고 할 경우와 기둥 및 기초에서 소요역량이 공급역량을 초과하는 경우	•교축방향 고정단 교각의 지진력 저감이 필요할 경우 •교축직각방향 기둥 및 기초의 내진성능이 미 확보된 경우 적용 불가능	•교량 구성부재 중 기둥만에 대해 내진성능을 확보해야 하는 경우 •비내진 교각 기둥의 내진보강 및 손상된 교각의 내진성능 향상에 적용	•교량 구성부재 중 기초만에 대해 내진성능을 확보해야 하는 경우 •교각 기초의 보강 시공이 가능한 경우(시공성)
시공성		•받침규격증대로 거더 밑 공간 제약 발생 •최소의 받침교체로 기존구조물 손상 최소화	•받침규격 증대로 받침 형하고에 따라 설치 제약 발생	•받침규격을 최적화하여 시공성 향상	•기존구조물의 손상을 최소화 하며 시공성이 우수	•현장여건에 따라 시공이 불가능 할 경우 발생 •다양한 공법을 적용하여 시공성 개선	•교량 하부 지장물에 의한 현장여건에 따라 시공이 불가능 할 경우 발생
보강 효과		•받침부만 보강효과 발휘	•교각기둥 및 기초의 탄성지진력 20-40% 저감	•교각기둥 및 기초의 탄성지진력 40-80% 저감	•교각기둥 및 기초의 탄성지진력 33-50% 저감(교축방향 보강효과 없음)	•기둥부만 보강 효과	•기초부만 보강 효과 발휘

4.3 내진성능 향상 방안 선정

4.3.1 내진성능 평가 결과 CASE별 보강방안 제시

구분	내진성능평가 결과			보강방안
	교각기둥	교각기초	교량받침	
CASE 1	O.K	O.K	O.K	보강불필요
CASE 2	O.K	N.G	O.K	지진격리받침 교체 or 기초보강 or 댐퍼설치
CASE 3	N.G	O.K	O.K	지진격리받침 교체 or 기둥보강
CASE 4	N.G	N.G	O.K	지진격리받침 교체 or 기둥 및 기초 보강
CASE 5	O.K	O.K	N.G	지진격리받침 교체 or 내진받침 교체
CASE 6	O.K	N.G	N.G	지진격리받침 교체 or 받침교체 및 기초보강
CASE 7	N.G	O.K	N.G	지진격리받침 교체 or 받침교체 및 기둥보강

4.3.2 웅진대교 보강방안

구 분		내 용		구 분		내 용	
시설물명		웅진대교		준공년월		2002년 12월 24일	
시설물위치		충청남도 공주시 우성면 평목리					
설계하중		DB-24/DL-24		내진설계유무		내진설계적용	
제원	연장	L=1,135m, (14@60+65+75+2@55+45=1135m)					
	폭	B=24.3m, (보도+차도 24.3m) 4차로(천안 2, 논산2)					
구조 형식	상 부	강박스거더교(STB)		기초 형식	교대 교각	말뚝기초	
	하 부	라멘식(Ra)				직접+말뚝기초	
교량받침		포트받침		신축이음		레일조인트, 팽거조인트	
기 타		- 지반가속도 0.14G 기준의 내진설계가 적용되었으나 설계기준 강화(지반가속도 0.154G)로 내진성능평가 수행					

내진성능평가 결과 웅진대교의 경우 기초와 받침부의 내진성능이 부족한 CASE 6에 해당되며 보강방안으로는 지진격리받침 교체와 탄성받침 교체 후 필요 시 기초에 대한 직접 보강 방안을 고려할 수 있다.

다만, 보강방안 선정 시 시공성, 경제성 및 민원을 고려할 때 기초 직접 보강 대비 받침 교체가 합리적이며, 탄성받침 교체 시 기초부 내진성능 확보여부를 판단 후 지진격리받침 적용을 고려할 필요가 있다.

구분	내진성능평가 결과			적용 CASE	공용 년수	보강방안
	교각기둥	교각기초	교량받침			
웅진대교	O.K	N.G	N.G	CASE 6	16년 경과	받침 교체

4.3.3 응진대교

- 내진등급 : 1등급교
- 지반종류 : II
- 상부구조형식 : STEEL BOX GIRDER
- 교량연장(L) = 53.5 + 10@60 + 53.5 = 707 m
- 교폭(B) = 18.5 m

구분			내진성능 평가결과	제1안 : 탄성받침 교체	제2안 : 지진격리받침 교체	비고
받침	형식	교대	포트받침	탄성받침	면진받침	
		교각	포트받침	탄성받침	면진받침	
	연직 용량	교대	3000, 3500 kN	3000, 3500 kN	3000, 3500 kN	
		교각	7000, 9000 kN	7000, 9000 kN	7000, 9000 kN	
	3000 kN		28 ea × 2 = 56 ea : 상행 및 하행 전체 물량			전량 교체
	3500 kN		12 ea × 2 = 24 ea : 상행 및 하행 전체 물량			
	7000 kN		36 ea × 2 = 72 ea : 상행 및 하행 전체 물량			
	9000 kN		20 ea × 2 = 40 ea : 상행 및 하행 전체 물량			
기둥		•내진성능 만족	•탄성받침 전량교체 로 탄성지진력을 전 교각으로 분산 시켜 기초 및 기 둥보강 없이 내진 성능 향상 기대	•지진격리받침 전량 교체로 탄성 지진 력을 전 교각으로 소산 분산시켜 기 초 및 기둥보강 없이 내진성능 향 상 가능		
기초		•말뚝기초 교축 및 교직방향 전단응력 및 휨응력에 대한 내진성능 부족 •확대기초단면 교축 방향 전단에 대한 내진성능 부족	•기초의 내진성능확 보를 위하여 탄성 받침 전단허용변 위량 확보 시 받 침 높이가 증가되 는 바 거더 밑 공 간과 비교하여 시 공성 검토 필요			
교량받침		•본체, 앵커볼트, 콘 크리트, 프라이아 웃 모두 교축 및 교직방향에 대하여 전반적인 내진성능 부족				
교량받침 자재가 (백만원)		-	1,552	1,778		
주요사항		•탄성받침 교체 경우 기초부의 내진성능 미확보 시 별도의 기초부 직접 보강방안 수립 및 이로 인한 공사비 증액 필요				

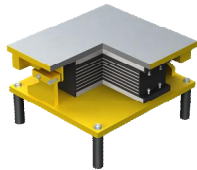
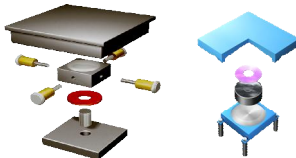
제 5장 공사비 분석

5.1 공사비 분석

제 5장 공사비 분석

5.1 공사비 분석

공사비 원가계산 기준은 2018년도 건설공사 표준품셈과 환율 및 자재가격을 기준으로 개략 산출하였으며, 향후 상세 보강 설계시 변경될 수 있다.

구분	제1안 : 탄성받침 교체			제2안 : 지진격리받침 교체		비고
교량받침						
	1,552,000,000			1,778,000,000		
교량인상						
	받침용량	수량	단가	소계	총계	
	7,000kN	72	3,600,000	259,200,000	566,400,000	
	9,000kN	40	4,500,000	180,000,000		
	3,000kN	56	1,500,000	84,000,000		
	3,500kN	24	1,800,000	43,200,000		
수직보강재	401,600,000					
강재브라켓	실시설계 시 별도 계상					
설치비	93,600,000			75,800,000		
직접공사비	2,613,600,000			2,821,800,000		

Note :

1. 교량인상, 수직보강재, 설치비는 통상적인 Steel Box 교량을 기준으로 개략 산출한 금액으로 상세 설계 시 변동될 수 있음.
2. 유압잭 설치 공간 확보가 어려울 경우 강재브라켓을 설치하여야 하며, Steel Box 교량 및 받침 용량을 고려할 때 상세 설계 시 별도 산출하여야 하는 바 본 개략 공사비 산출에서는 제외하였음.
3. 탄성받침의 경우 기초부 내진성능확보가 불가능할 때 별도의 기초부 보강비용이 추가될 수 있음.

제 6장 종합결론

6.1 종합결론

제 6장 종합결론

6.1 종합결론

- 국내 도로교의 경우 1992년 내진설계 개념이 도입된 이래 2000년대들어 지진구역계수, 위험도 계수에 따라 내진 1등급교는 0.154G 기준으로 내진설계 기준이 강화되었다. 이에, 기존 교량의 내진성능평가는 도로교 설계기준을 기초로 하며, 국토해양부에서 제시하고 있는 “기존시설물(교량)의 내진성능평가요령(2015년)”을 기반으로 하여 교각부 연성도평가, 말뚝기초 안전성평가, 확대기초 단면검토, 받침부 등 총 4개 항목에 대하여 내진성능평가를 수행하였다.
- 내진성능 평가 결과, 전체 교각은 내진성능을 확보하고 있는 것으로 평가되었으나 말뚝기초, 확대 기초, 받침부에서 교축방향 및 교직방향에 대하여 내진성능이 부족한 것으로 파악되었다.
- 웅진대교의 내진성능을 확보하기 위하여 기초부 직접 보강, 받침 교체를 우선 고려할 수 있다. 기초부에 대한 직접 보강은 기초부의 내진성능은 확보할 수 있으나 받침부의 내진성능을 확보할 수 없을 뿐만 아니라 시공성, 경제성과 함께 민원 제기 우려 등을 고려할 때 받침 교체를 통한 내진성능 확보가 가장 합리적인 것으로 판단된다. 이를 토대로, 탄성받침으로 교체, 지진격리받침으로 교체할 경우에 대하여 개략 공사비를 산출하였다. 다만, 탄성받침으로 교체할 경우 기초부의 내진성능 확보여부에 따라 추가 공사비가 증액될 수 있을 것으로 판단된다.
- 본 과업의 내진성능 보강방안과 개략공사비는 향후 내진성능 보강 실시설계를 위한 기초자료로 활용할 수 있으며, 실시설계를 통하여 보강방안에 대한 상세 검토가 수행되어야 할 것으로 판단된다.