



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

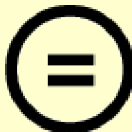
다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학석사 학위논문

응답수정계수의 적용성



2009년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

이 수 호

공학석사 학위논문

응답수정계수의 적용성

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함



2009년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

이 수 호

이 논문을 이수호의 공학석사
학위논문으로 인준함

2009년 2월 25일



주 심 공학박사 이 동 욱 (인)

위 원 공학석사 이 환 우 (인)

위 원 공학박사 국 승 규 (인)

목 차

그림 목차	iii
표 목차	iv
Abstract	vi
1. 서론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 해석대상교량	6
1.2.1 T형 교각 교량	6
1.2.2 II형 교각 교량	7
1.2.3 해석대상교량의 재료특성	9
2. 다중모드스펙트럼해석	10
2.1 해석조건	10
2.2 해석모델	11
2.3 해석방법 및 해석결과	13
2.3.1 모드해석	13
2.3.2 스펙트럼해석	15
3. 응답수정계수의 적용	19
3.1 T형 교각 교량	19
3.1.1 설계단면 결정	19
3.1.2 응답수정계수 변경(R=1.5)	21
3.2 II형 교각 교량의 설계단면 결정	23
4. 내진설계	26
4.1 항복강도 분포의 결정	26
4.2 연성파괴미케니즘	27

4.2.1 T형 교각기둥 $\Phi 3.0$ m(해석대상교량)	27
4.2.2 T형 교각기둥 $\Phi 2.5$ m(R=3)	30
4.2.3 T형 교각기둥 $\Phi 2.5$ m(R=1.5)	32
4.2.4 II형 교각기둥 $\Phi 1.8$ m(해석대상교량)	34
4.2.5 II형 교각기둥 $\Phi 1.3$ m(R=3 & 5)	36
4.2.6 강재받침의 설계강도 비교 및 검토	37
5. 결론	40
참고문헌	41
감사의 글	43



< 그림 목차 >

그림 1.1	비선형거동에 의한 지진력 감소효과	1
그림 1.2	내진설계 흐름도	3
그림 1.3	T형 교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도	7
그림 1.4	T형 교각 교량의 횡단면도	7
그림 1.5	II형 교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도	8
그림 1.6	II형 교각 교량의 횡단면도	8
그림 2.1	설계스펙트럼	10
그림 2.2	T형 교각 교량의 모델링	11
그림 2.3	T형 교각 교량의 기본모델링	12
그림 2.4	T형 교각 교량의 무한강성요소	12
그림 2.5	T형 교각 교량의 경계조건	13
그림 2.6	교축 및 교축직각방향의 모드형상(T형 교각 교량)	14
그림 2.7	교축 및 교축직각방향의 모드형상(II형 교각 교량)	15
그림 3.1	T형 교각기둥($\Phi 3.0$ m)의 P3 PM상관도	20
그림 3.2	II형 교각기둥($\Phi 1.8$ m)의 P1 PM상관도	24
그림 4.1	강재받침과 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 항복범위	29
그림 4.2	T형 교각기둥($\Phi 2.5$ m)의 P3 PM상관도	31
그림 4.3	T형 교각기둥($\Phi 3.6$ m)의 P3 PM상관도	33
그림 4.4	II형 교각기둥($\Phi 1.3$ m)의 P1 PM상관도	36

< 표 목차 >

표 1.1 ‘도로교 설계기준’의 R-factor	2
표 1.2 ‘AASHTO LRFD Bridge Design Specification’의 R-factor	5
표 1.3 ‘EUROCODE 8, Part 2 : Bridges’의 q-factor	6
표 2.1 모델링 요소 및 개수	11
표 2.2 주기 및 질량기여도(T형 교각 교량)	14
표 2.3 주기 및 질량기여도(Ⅱ형 교각 교량)	15
표 2.4 받침장치의 직교지진력(T형 교각 교량)	16
표 2.5 받침장치의 하중조합(T형 교각 교량)	16
표 2.6 교각의 하중조합(T형 교각 교량)	17
표 2.7 받침장치의 직교지진력(Ⅱ형 교각 교량)	17
표 2.8 받침장치의 하중조합(Ⅱ형 교각 교량)	18
표 2.9 교각의 하중조합(Ⅱ형 교각 교량)	18
표 3.1 T형 교각기둥($\Phi 3.0$ m)의 설계지진력	19
표 3.2 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=3)	21
표 3.3 T형 교각기둥($\Phi 3.0$ m)의 설계지진력(R=1.5)	22
표 3.4 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=1.5)	22
표 3.5 Ⅱ형 교각기둥($\Phi 1.8$ m)의 설계지진력	23
표 3.6 Ⅱ형 교각기둥의 설계단면 결정	24
표 4.1 강제받침과 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 항복강도분포	27
표 4.2 강제받침과 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 작용력과 설계지진력	28
표 4.3 강제받침과 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 강도/작용력 비	28
표 4.4 강제받침(설계변경)의 항복강도분포	29
표 4.5 강제받침(설계변경)과 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 강도/작용력 비	29

표 4.6 강재받침과 교각기둥 $\Phi 2.5$ m의 항복강도분포	31
표 4.7 강재받침과 교각기둥 $\Phi 2.5$ m의 작용력과 설계지진력	31
표 4.8 강재받침과 교각기둥 $\Phi 2.5$ m의 강도/작용력 비	32
표 4.9 강재받침과 교각기둥 $\Phi 3.6$ m의 항복강도분포	33
표 4.10 강재받침과 교각기둥 $\Phi 3.6$ m의 작용력과 설계지진력	33
표 4.11 강재받침과 교각기둥 $\Phi 3.6$ m의 강도/작용력 비	34
표 4.12 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.8$ m의 항복강도분포	35
표 4.13 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.8$ m의 작용력과 설계지진력	35
표 4.14 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.3$ m의 강도/작용력 비	35
표 4.15 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.3$ m의 항복강도분포	36
표 4.16 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.3$ m의 작용력과 설계지진력	37
표 4.17 강재받침과 교각기둥 $\Phi 1.3$ m의 강도/작용력 비	37
표 4.18 강재받침 설계강도 비교(T형 교각 교량)	38
표 4.19 강재받침 설계강도 비교(II형 교각 교량)	38

Applicability of Response Modification Factors

Su-Ho Lee

*Department of Civil Engineering, Graduate School of
Pukyong National University*

ABSTRACT

'Korean Highway Bridge Design Code' provides the spectrum analysis method with response modification factors for the seismic design of typical bridges. However, considering that Korean peninsula is classified as moderate seismic regions and domestic circumstances for bridge design and construction are different from other countries, the applicability of this code is not yet proved. Therefore it is required to verify that applying the spectrum analysis method fulfills the no collapse requirement which is set forth as the basic seismic design concept. In this study two typical bridges with T and Π type piers are selected as analysis bridges and seismic designs are carried out by applying the spectrum analysis method with design conditions given for moderate seismic regions. Based on the results obtained through design procedures, the role of the response modification factors and fulfillment of the no collapse requirement are discussed, from which supplementary provisions for the design code are identified.

Keyword : Korean Highway Bridge Design Code, spectrum analysis method, response modification factors, no collapse requirement

1. 서론

1.1 연구배경 및 목적

도로교설계기준 해설 내진설계편^[1]은 내진설계를 위한 해석방법으로 선형해석법인 스펙트럼해석법과 비선형해석이 가능한 시간이력해석법을 제시하고 있다. 내진설계의 기본개념으로 요구되는 붕괴방지수준을 만족하기 위해서는 가능하면 지진 발생 시 교량의 비선형거동을 하부구조, 즉 교각에 국한하여 연성파괴메커니즘을 확보해야 한다. 하부구조의 비선형거동에 의한 연성파괴메커니즘은 교량의 동적특성을 변화시키므로 그림 1.1에 제시한 바와 같이 지진력의 현저한 감소를 유발하여 안전성을 향상시킨다.

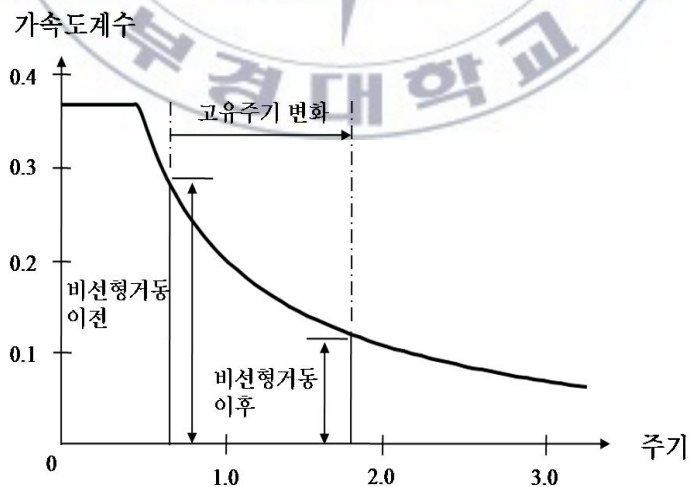


그림 1.1 비선형거동에 의한 지진력 감소효과

시간이력해석법에서는 교각의 비선형거동을 해석모델에 직접 반영하며, 스펙트럼해석법은 응답수정계수(Response Modification factor : 이하 R-factor)를 적용하여 비선형거동의 영향을 해석에 반영한다. 스펙트럼해석법을 사용하는 내진설계방식은 지진하중의 불특정성을 스펙트럼으로 감안하며, 응답수정계수의 적용으로 하부구조의 강성을 결정할 수 있다는 점에서 시간이력해석법보다 보편성과 적용성 측면에서 검증된 내진설계방식이다. 응답수정계수는 교각의 재료특성과 규격 및 하중조건에 따라 결정되는 구조부재의 연성(Ductility)과 교각구조의 형상, 배치 및 지지조건에 따라 교량구조물이 항복에서 붕괴까지 갖는 여유력(Redundancy)을 고려한 계수다. 또한 도로교설계기준 내진설계편에 제시되어 있는 응답수정계수는 표 1.1과 같이 하부구조 뿐만 아니라 연결부분에도 1.0 및 0.8의 응답수정계수를 제시하고 있다.

표 1.1 ‘도로교 설계기준’의 R-factor

하 부 구 조	R
벽식 교각	2
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)	
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2
단일 기둥	3
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구	
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5
2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3
다주 가구	5
연 결 부 분	R
상부구조와 교대	0.8
상부구조의 한 시간내의 신축이음	0.8
기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡뎀 또는 상부구조	1.0
기둥 또는 교각과 기초	1.0

이는 붕괴방지수준을 만족하기 위한 최선의 방법인 연성과피미케니즘을 확보하기 위한 것으로, 하부구조의 비선형거동을 유도하기 위해 하부구조와 연결부분의 설계강도를 결정하는 데 그 목적이 있다. 그러므로 하부구조, 즉 교각기둥의 설계강도를 결정하기 위해서는 그림 1.2의 스펙트럼해석과정에서 제시한 바와 같이 설계강도의 변경을 수반한 반복계산을 수행하여야 한다.

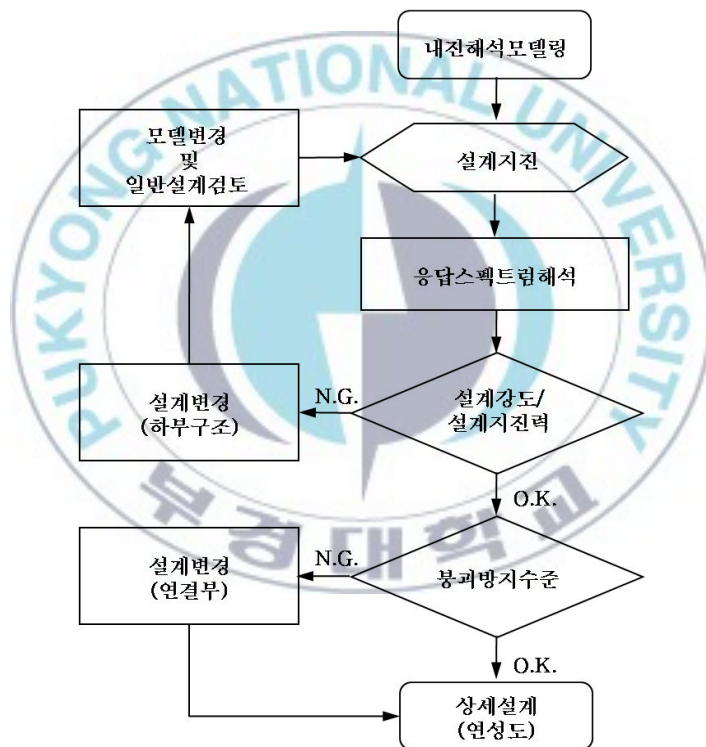


그림 1.2 내진설계 흐름도

현재 적용되고 있는 설계기준들은 거의 모두 강진지역에 위치한 국가들에 의해 개발된 것으로, 물론 지진강도에 따라 다른 적용법이 제시되어 있으나 중진지역에의 적용합리성은 검증되지 않은 실정이다. 교량의 지진

시 거동은 구조형상 및 재료특성과 관계가 있고 국내에서 시공되는 교량의 형상과 재료특성은 국내의 교량 설계관행에 의해 좌우되므로 자체연구가 요구된다. 그러므로 중진지역에서 합리적인 교량 내진설계를 수행하기 위한 국내의 연구는 지속적으로 추진되고 있다. 실험연구로는 콘크리트 교각의 지진거동에 관한 연구^[2]와 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구^[3] 등이 있고, 해석적 연구로는 유연도법 섬유요소모델^[4], 비부착 텐던요소^[5], Macro모델^[6] 등을 사용한 연구가 있다. 또한 중진지역이라는 점을 감안한 연구로는 비내진상세 RC 중실원형교각에 대한 연구^[7], 철근 콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계^[8], 50 % 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각에 대한 연구^[9]가 있다.

또한 LRFD Bridge Design Specification^[10]에서는 표 1.2와 같이 교량의 중요도에 따라 동일한 하부구조에 대해 다른 응답수정계수를 적용하도록 규정하고 있다. 이는 중요도가 높은 교량은 좀 더 강도가 큰 지진에 대해서도 기능수행수준을 유지해야 함을 의미한다.

표 1.2 'AASHTO LRFD Bridge Design Specification'의 R-factor

하 부 구 조	중요도		
	핵심	중요	보통
벽식 교각	1.5	1.5	2.0
철근콘크리트 말뚝 가구 (Bent)			
• 수직말뚝만 사용한 경우	1.5	2.0	3.0
• 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5	1.5	2.0
단일 기둥	1.5	2.0	3.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구			
• 수직말뚝만 사용한 경우	1.5	3.5	5.0
• 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	1.5	2.0	3.0
다주 가구	1.5	3.5	5.0
연 결 부 분		모든 중요도	
상부구조와 교대		0.8	
상부구조의 한 지간내의 신축이음		0.8	
기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조		1.0	
기둥 또는 교각과 기초		1.0	

EUROCODE 8, Part 2: Bridges^[11]는 표 1.3과 같이 응답수정계수와 동일한 역할을 하는 거동계수(q-factor)를 제시하고 있으며, 동일한 하부구조의 경우 연성과 형상비에 따라 다른 거동계수를 적용하도록 규정하고 있다. 이와 같이 동일한 하부구조에 다른 응답수정계수를 적용한다는 사실은 중진지역 교량의 내진설계에도 의미가 있다. 중진지역의 경우는 설계지진이 강진지역보다 낮게 설정되므로 일반설계에서 결정된 하부구조의 최소 설계강도를 응답수정계수에 의해 감소할 수 없는 경우가 발생하기 때문이다. 그러므로 이 연구에서는 중진지역 교량을 대상으로 응답수정계수를 적용하여 하부구조의 설계강도를 결정하는 방법을 제시하고, 이러한 과정으로 연성과피미케니즘이 확보되는가를 검토하여 설계기준의 중진지역에 대한 적용성 및 보완사항을 제시하고자 한다.

표 1.3 'EUROCODE 8, Part 2 : Bridges'의 q-factor

연성 요소	지진 거동	
	한정연성	연 성
철근콘크리트 교각		
수직 교각 ($a_s^* \geq 3.5$)	1.5	3.5
짧은 교각 ($a_s = 1.0$)	1.0	1.0
경사 지주	1.2	2.0
강재 교각		
수직 교각	1.5	3.5
경사 지주	1.2	2.0
일반적인 지주를 가진 교각	1.5	2.5
편심 지주를 가진 교각	-	3.5
교대	1.0	1.0
아치	1.2	2.0
* $a_s^* = H/L$ 는 교각의 형상비이다. : $1.0 < a_s^* < 3.5$ 에서 q-factor는 선형 보간법으로 구할 수 있다.		

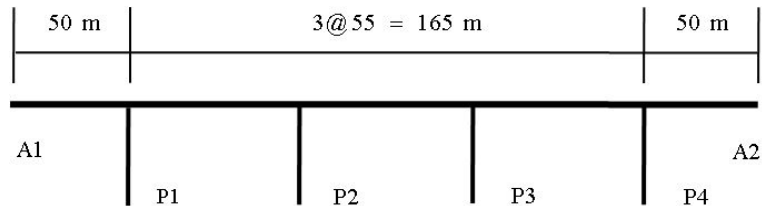
1.2 해석대상교량

이 연구에서 선정한 두 개의 해석대상교량은 상부구조가 강상자형이고, 하부구조는 콘크리트 교각으로 각각 T형 및 II형으로 구성되어 있다. T형 및 II형 교각을 선정한 것은 하부구조의 형상에 따라 다른 응답수정계수를 적용하기 위한 것이다.

1.2.1 T형 교각 교량

이 연구에서 선정한 T형 교각 교량은 총 연장 265 m(2@50+3@55)인 5경간 강상자형 도로교^[12]로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 T형

교각으로 구성되어 있고 교각기둥은 모두 원형단면이다. 종단면도와 받침 장치 배치도는 그림 1.3에 나타내었고 횡단면도는 그림 1.4와 같다.



	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	—	—	—	●	—	—
G2	+	+	+		+	+

그림 1.3 T형 교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도

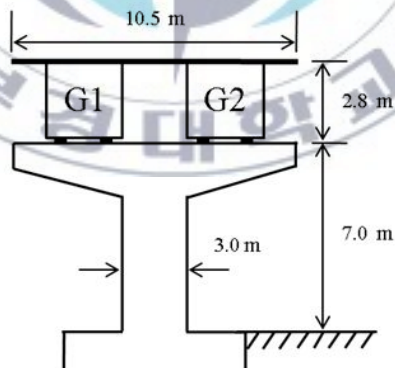


그림 1.4 T형 교각 교량의 횡단면도

1.2.2 II형 교각 교량

이 연구에서 선정한 II형 교각 교량은 총 연장 98.9 m(2@29.45+40)인 3경간 강상자형 도로교^[13]로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 II형 교각으로 구성되어 있고 교각기둥은 모두 원형단면이다. 종단면도와 받침장치 배치도는 그림 1.5에 나타내었고 횡단면도는 그림 1.6과 같다.

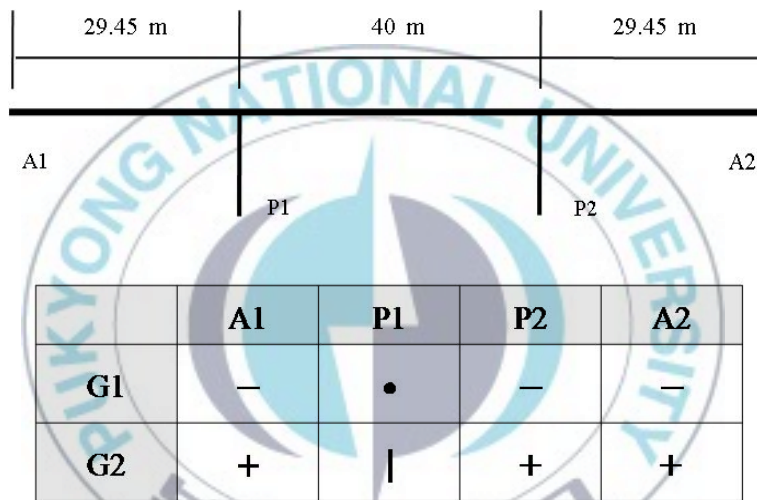


그림 1.5 II형 교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도

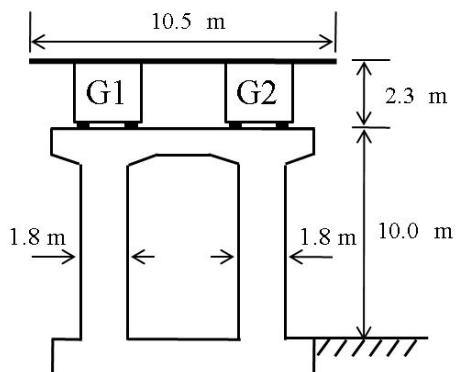


그림 1.6 II형 교각 교량의 횡단면도

1.2.3 해석대상교량의 재료특성

해석대상교량의 재료특성은 다음과 같다.

- 콘크리트 설계 기준강도

$$\text{상부 구조} : f_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{하부 구조} : f_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

- 콘크리트 탄성계수

$$\text{상부 구조} : E_c = W^{1.5} \times 4270 \times \sqrt{f_{ck}} = 2.77 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{하부 구조} : E_c = 15000 \sqrt{f_{ck}} = 2.35 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

- 철근 설계기준강도

$$\text{상부 구조} : f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2, E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{하부 구조} : f_y = 3000 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

- 단위중량

$$\text{콘크리트} : \gamma_c = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$\text{강재} : \gamma_s = 7.85 \text{ t/m}^3$$

$$\text{포장재} : \gamma_p = 2.3 \text{ t/m}^3$$

2. 다중모드스펙트럼해석

2.1 해석조건

내진설계조건은 교량의 중요도에 따라 내진1등급교(위험도계수:1.4), 지진구역1(지진구역계수:0.11)로 설정하였다. 위험도계수를 지진구역계수에 곱하여 가속도계수(A)를 0.154로 계산하였다. 해석교량이 위치하는 지반을 지반종류2로 선택하여 지반계수(S)를 1.2로 설정하였다. 응답스펙트럼 해석에 적용하는 설계스펙트럼은 도로교설계기준에서 다중모드스펙트럼해석시 사용하도록 제시한 식 2.1에 설정조건을 적용하면 그림 2.1과 같다.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (2.1)$$

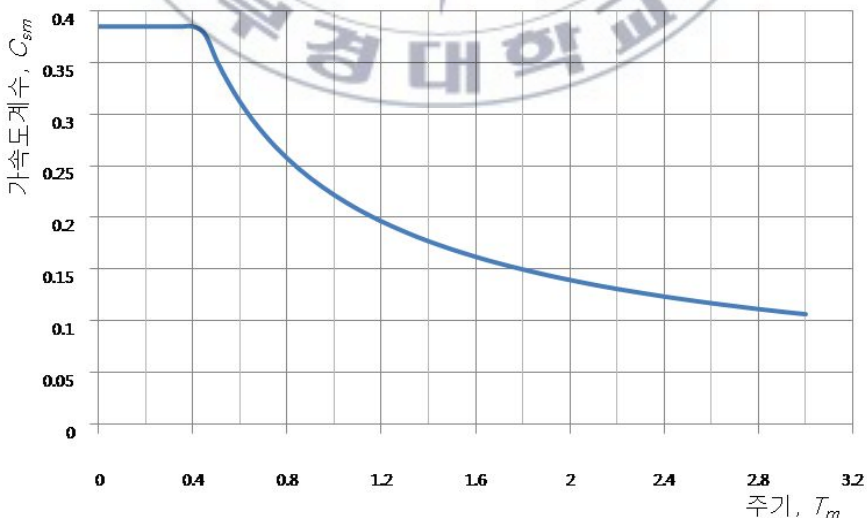


그림 2.1 설계스펙트럼

2.2 해석모델

구조해석프로그램 Midas Civil^[14]을 사용하여 해석대상교량을 모델링하였고 T형 교각 교량의 모델을 예시로 설명하였다. 그림 2.2는 T형 교각 교량의 모델링이며 사용한 요소와 그 개수는 표 2.1과 같다.



그림 2.2 T형 교각 교량의 모델링

표 2.1 모델링 요소 및 개수

		플레이트	보	무한강성
상 부	상 판	159		
	강상자형		106	
	크로스빔		54	
상·하부 연결부				12
하 부	캡 빔		24	12
	교 각		8	

⊙ 기본모델링

상판은 플레이트요소를 사용하고 강상자형, 크로스빔, 캡빔 및 교각기둥은 보요소를 사용하였고 그림 2.3은 각 사용요소를 모델링한 모습이다.

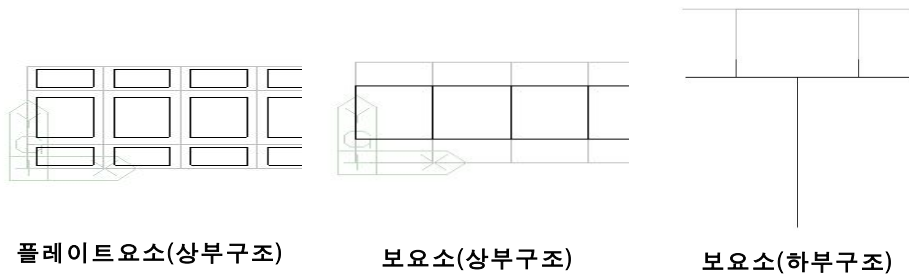


그림 2.3 T형 교각 교량의 기본모델링

㉠ 무한강성요소

상부구조의 중심위치에 상판 플레이트 요소와 강상자형 보요소를 배치 하였으므로, 이들 요소의 절점과 강재받침위치 절점의 연결요소 및 강재 받침위치 절점과 캡빔 보요소의 해당 절점과의 연결요소는 무한강성요소를 사용하였다. 무한강성요소를 모델링한 모습은 그림 2.4와 같다.

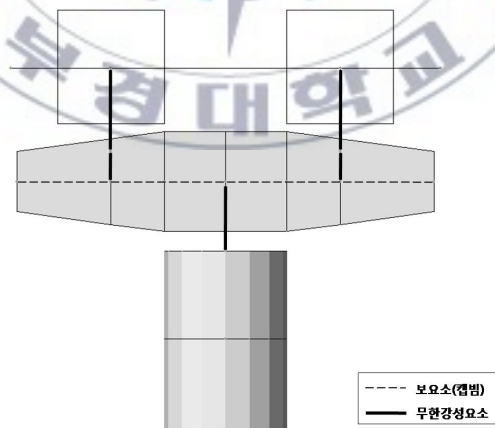


그림 2.4 T형 교각 교량의 무한강성요소

㉠ 강상자형

T형교각 교량은 2400×2800 mm($b \times h$) 일정단면, II형교각 교량은 $2300 \times (1500 \sim 2500)$ mm 변단면으로 구성하였다.

㉡ 경계조건

강재받침의 기능은 강재받침위치에서 연결된 절점간의 구속방향으로만 단면력을 전달하도록 하여 모델링하고 교각기능의 하부(기초)는 고정단으로 경계조건을 설정하였다. 경계조건을 모델링한 모습은 그림 2.5와 같다.

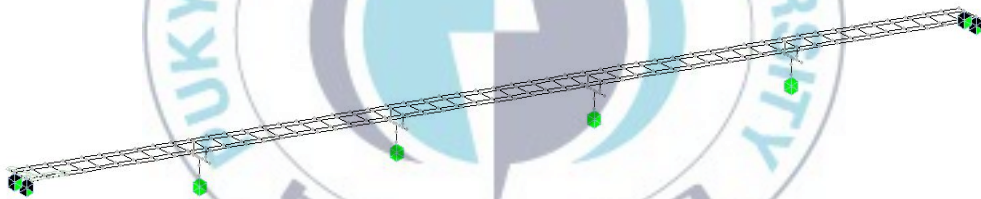


그림 2.5 T형 교각 교량의 경계조건

2.3 해석방법 및 해석결과

2.3.1 모드해석

모드해석은 도로교설계기준에 제시되어 있는 다중모드스펙트럼해석법을 적용하였으며 50개의 모드를 고려하였다. T형 교각 교량의 모드해석 결과

교축 및 교축직각방향에서의 최대질량기여도와 최대질량기여도를 갖는 모드의 주기를 다음 표 2.2에 정리하였고 교축 및 교축직각방향에 대한 최대질량기여도를 가지는 모드에서의 모드형상은 다음 그림 2.6과 같다.

표 2.2 주기 및 질량기여도(T형 교각 교량)

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
2	0.51	48.87		
5			0.39	57.43

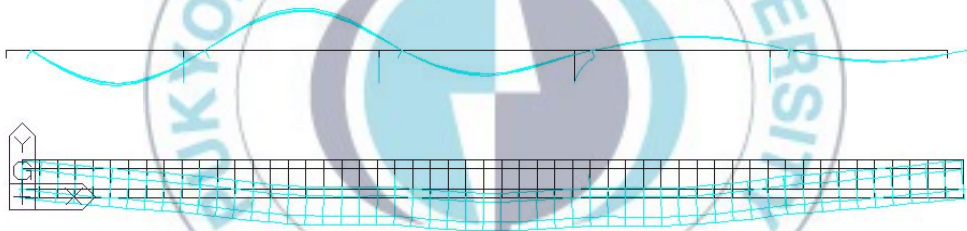


그림 2.6 교축 및 교축직각방향의 모드형상(T형 교각 교량)

II형 교각 교량의 모드해석 결과 교축 및 교축직각방향에서의 최대질량기여도와 최대질량기여도를 갖는 모드는 표 2.3, 그에 대한 모드형상은 그림 2.7과 같다.

표 2.3 주기 및 질량기여도(II형 교각 교량)

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1	0.83	85.99		
3			0.31	79.76



그림 2.7 교축 및 교축직각방향의 모드형상(II형 교각 교량)

2.3.2 스펙트럼 해석

T형 교각 교량의 받침장치 스펙트럼해석 결과는 표 2.4와 같다. 표 2.4로부터 도로교설계기준에서 제시한 다음의 규정을 적용하여 하중조합을 계산하였고 그 결과를 표 2.5에 정리하였다. 여기서, SPEC1은 종방향축 해석으로부터 구한 탄성지진력이고 SPEC2는 횡방향축 해석으로부터 구한 탄성지진력이다.

$$LC1 = 1.0 \times SPEC1 + 0.3 \times SPEC2 + \text{사하중}$$

$$LC2 = 0.3 \times SPEC1 + 1.0 \times SPEC2 + \text{사하중}$$

표 2.4 받침장치의 직교지진력(T형 교각 교량)

위 치		A1	P1	P2	P3	P4	A2
SPEC1 (ton)	G1	↕2	↕8	↕7	↕4 ⇔504	↕7	↕2
	G2				⇔505		
SPEC2 (ton)	G1	↕53	↕219	↕305	↕305 ⇔28	↕219	↕54
	G2				⇔29		
사하중 (ton)	G1						
	G2						

표 2.5 받침장치의 하중조합(T형 교각 교량)

위 치		A1	P1	P2	P3	P4	A2
LC1 (ton)	G1	↕18	↕73	↕99	↕96 ⇔256	↕72	↕19
					⇔256		
	G2				⇔257		
					⇔257		
LC2 (ton)	G1	↕54	↕220	↕308	↕307 ⇔90	↕220	↕55
					⇔90		
	G2				⇔91		
					⇔91		

T형 교각 교량의 교각에서도 받침장치와 같은 방법으로 직교지진력을 조합하여 하중조합을 계산하였고 그 값을 표 2.6에 정리하였다.

표 2.6 교각의 하중조합(T형 교각 교량)

위 치		P (ton)	V2[직각] (ton)	V3[교축] (ton)	T (tf·m)	M2[교축] (tf·m)	M3[직각] (tf·m)
LC1	P1	1009.4	79.9	0.0	0.0	0.0	445.6
	P2	948.9	107.4	0.0	0.0	0.0	895.4
	P3	958.5	104.1	1040.1	70.8	7250.6	866.5
	P4	1000.6	78.6	0.0	0.0	0.0	616.9
LC2	P1	1080.8	241.6	0.0	0.0	0.0	2228.6
	P2	991.1	334.4	0.0	0.0	0.0	3244.1
	P3	994.7	332.9	317.9	171.4	2215.9	3231.2
	P4	1078.1	241.7	0.0	0.0	0.0	2229.9

Ⅱ형 교각 교량의 스펙트럼해석 결과 역시 T형 교각 교량과 같은 방법으로 구할 수 있다. 받침장치의 직교지진력/하중조합, 교각의 하중조합을 각각 표 2.7 ~ 표 2.9에 정리하였다.

표 2.7 받침장치의 직교지진력(Ⅱ형 교각 교량)

위 치		A1	P1	P2	A2
SPEC1 (ton)	G1		⇔136		
	G2		⇔136		
SPEC2 (ton)	G1	⇕51	⇕141 ⇔10	⇕141	⇕50
	G2		⇔10		
사하중 (ton)	G1				
	G2				

표 2.8 받침장치의 하중조합(Ⅱ형 교각 교량)

위 치		A1	P1	P2	A2
LC1 (ton)	G1	⇅ 15	⇅ 43 ⇔70	⇅ 42	⇅ 15
			⇔70		
	G2		⇔70		
			⇔70		
LC2 (ton)	G1	⇅ 51	⇅ 141 ⇔26	⇅ 141	⇅ 50
			⇔26		
	G2		⇔26		
			⇔26		

표 2.9 교각의 하중조합(Ⅱ형 교각 교량)

위 치			P (ton)	V2[직 각] (ton)	V3[교 축] (ton)	T (tf·m)	M2[교 축] (tf·m)	M3[직 각] (tf·m)
LC1	P1	G1	225.6	26.8	146.6	9.3	1446.4	129.3
		G2	226.1	23.2	146.6	9.32	1446.5	118.1
	P2	G1	219.9	26.8	20.2	0.4	168.7	129.1
		G2	220.5	23.2	20.2	0.4	168.7	117.9
LC2	P1	G1	77.2	81.9	47.6	22.5	457.7	408.6
		G2	78.3	83.8	47.7	22.5	457.8	412.7
	P2	G1	76.6	81.7	6.1	0.1	50.6	407.0
		G2	77.8	83.5	6.1	0.1	50.6	410.9

3. 응답수정계수의 적용

해석대상교량의 교각기둥이 원형단면이므로 교각의 단면력은 제곱합평방근법(SRSS)을 사용하여 합력을 계산하고 응답수정계수를 적용하여 설계지진력을 계산한다. RC Ghost99를 사용하여 PM상관도를 그리고 이로부터 설계강도를 산정하여 설계지진력과 설계강도의 비를 계산하며 설계단면을 결정해보았다. 그 상세과정은 다음과 같다.

3.1 T형 교각 교량

3.1.1 설계단면 결정

T형 교각 교량의 경우는 하부구조가 단일기둥의 형태이므로 도로교설계기준에서 제시한 응답수정계수 3을 적용하여 설계지진력을 계산하였고 그 결과를 다음 표 3.1에 정리하였다.

표 3.1 T형 교각기둥($\phi 3.0$ m)의 설계지진력

구 분		탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)
		교축	교축직각	합력		
LC1	P1	0	456	456	3	152
	P2	0	895	895		298
	P3	7251	867	7303		2434
	P4	0	617	617		206
LC2	P1	0	2229	2229	3	743
	P2	0	3244	3244		1081
	P3	2216	3231	3918		1306
	P4	0	2230	2230		743

T형 교각기둥($\phi 3.0$ m)의 설계지진력은 고정단이 위치한 P3의 LC1에서 최대값 2434 tf·m를 가지고 P3에서의 PM상관도는 그림 3.1과 같다.

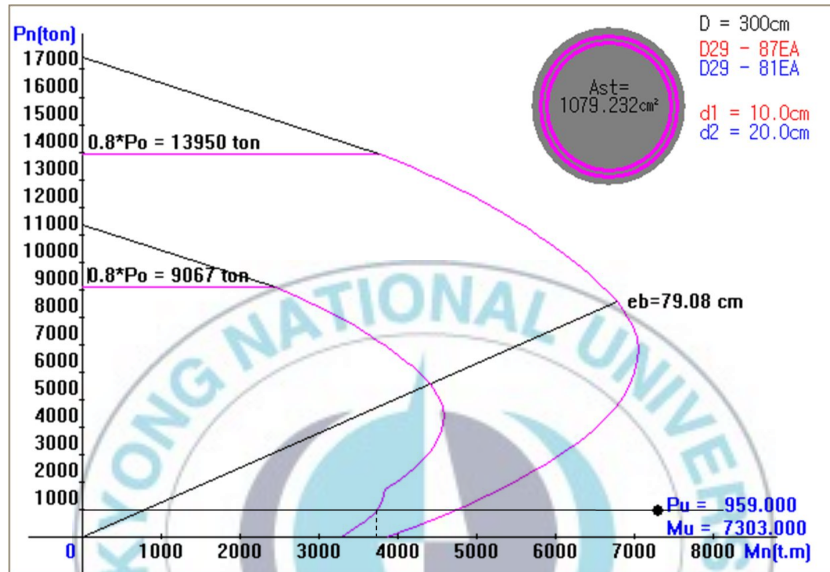


그림 3.1 T형 교각기둥($\phi 3.0$ m)의 P3 PM상관도

그림 3.1로부터 $\phi 3.0$ m 기둥의 설계강도는 3750 tf·m로 산정되었고 이 값은 설계지진력 2434 tf·m의 1.54배이다. 이러한 차이는 일반설계의 경우 안전여유(safety margin)로 간주되나, 내진설계의 경우는 연성과파괴미커니즘이 의도한 바대로 확보되지 않을 수 있다는 것을 의미한다. 따라서 교각기둥의 설계강도를 설계지진력에 맞추어야하며, 이 경우 기둥단면을 감소시켜 재검토하여야 한다. 교각기둥의 직경을 감소시키며 $\phi 3.0$ m 기둥의 경우와 동일한 방법으로 수행하였고 그 결과는 표 3.2와 같다.

표 3.2 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=3)

Φ (m)	LC	탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)	설계강도 (tf·m)	설계강도/ 설계지진력
		교축	교축직각	합력				
3.0	1	7251	867	7303	3	2434	3750	1.54
2.7		6651	885	6710		2237	2750	1.22
2.5		6245	789	6295		2098	2200	1.04
2.4		6335	738	6378		2126	1900	0.89
2.3		6526	688	6562		2187	1700	0.77

표 3.2는 $\Phi 2.5$ m 기둥으로 해석한 결과가 설계강도와 설계지진력의 비가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하고 있다. 그러므로 응답수정계수 3을 적용하는 경우 T형 교각 교량의 교각기둥 단면은 $\Phi 2.5$ m로 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다.

3.1.2 응답수정계수 변경(R=1.5)

교량의 중요도 또는 연성도에 따라 다른 응답수정계수를 적용하는 경우에도 교각기둥의 설계단면이 유일하게 결정되는가를 확인하기 위해 동일한 교량에 응답수정계수 1.5를 적용해 보았다. 표 3.3은 응답수정계수 1.5를 적용하여 설계지진력을 계산한 값이다.

표 3.3 T형 교각기둥($\phi 3.0$ m)의 설계지진력(R=1.5)

구 분		탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)
		교축	교축직각	합력		
LC1	P1	0	456	456	1.5	304
	P2	0	895	895		597
	P3	7251	867	7303		4869
	P4	0	617	617		411
LC2	P1	0	2229	2229	1.5	1486
	P2	0	3244	3244		2163
	P3	2216	3231	3918		2612
	P4	0	2230	2230		1487

설계지진력의 최대값이 4869 tf·m이고 설계강도는 변함이 없으므로 $\phi 3.0$ m 기둥으로 구한 설계지진력은 설계강도보다 크며 이는 기둥단면을 증가시켜 재검토해야 한다는 것을 의미한다. 교각기둥의 직경을 증가시키며 $\phi 3.0$ m 기둥의 경우와 동일한 방법으로 수행하였고 그 결과는 표 3.4와 같다.

표 3.4 T형 교각기둥의 설계단면 결정(R=1.5)

Φ (m)	LC	탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)	설계강도 (tf·m)	설계강도/ 설계지진력
		교축	교축직각	합력				
3.0	1	7251	867	7303	1.5	4869	3750	0.77
3.2		9064	870	9106		6071	4600	0.75
3.5		9510	827	9546		6364	6000	0.94
3.6		9436	808	9471		6314	6400	1.01
3.7		9362	791	9395		6263	7000	1.11

표 3.4는 $\phi 3.6$ m 기둥으로 해석한 결과가 설계강도와 설계지진력의 비

가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하며 응답수정계수 1.5를 적용하면 동일한 T형 교각 교량이더라도 교각기둥 단면은 $\phi 3.6$ m로 다르게 결정되지만 유일한 값을 제공한다는 것을 재확인하였다.

3.2 II형 교각 교량의 설계단면 결정

II형 교각 교량의 경우는 하부구조가 교축방향으로는 단일기둥의 형태이고 교축직각방향으로는 다주가구의 형태이므로 도로교설계기준에서 제시한대로 LC1에는 응답수정계수 3, LC2에는 응답수정계수 5를 적용하여 설계지진력을 계산하고 다음 표 3.5에 정리하였다.

표 3.5 II형 교각기둥($\phi 1.8$ m)의 설계지진력

구 분		탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)
		교축	교축직각	합력		
LC1	P1	1446	129	1452	3	484
	P2	169	129	213		71
LC2	P1	458	409	614	5	123
	P2	51	407	410		82

II형 교각기둥($\phi 1.8$ m)의 설계지진력은 고정단이 위치한 P1의 LC1에서 최대값 484 tf·m를 가지고 P1에서의 PM상관도는 그림 3.2와 같다.

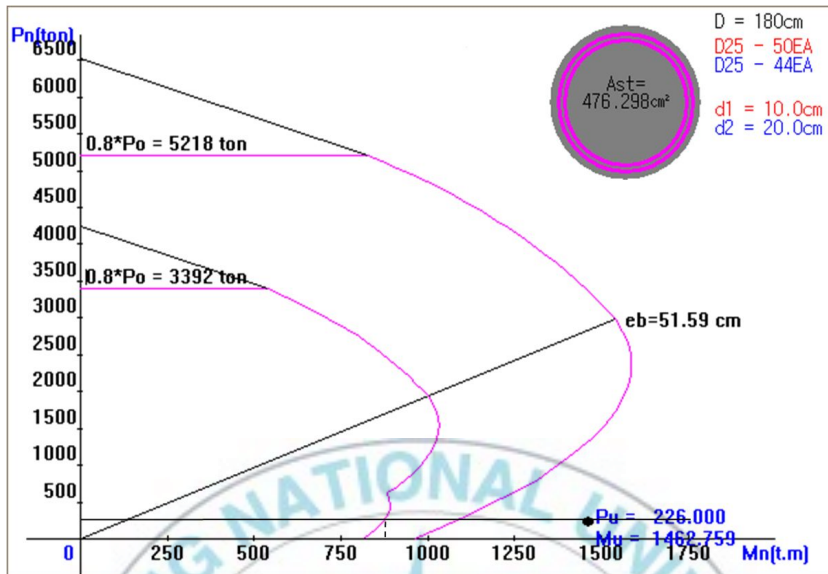


그림 3.2 II형 교각기둥(φ1.8 m)의 P1 PM상관도

그림 3.2로부터 φ1.8 m 기둥의 설계강도는 850 tf·m로 산정되었고 이 값은 설계지진력 484 tf·m의 1.75배이다. II형 교각 교량의 경우도 역시 기둥단면을 감소시켜 재검토하여야 한다. 교각기둥의 직경을 감소시키며 φ1.8 m 기둥의 경우와 동일한 방법으로 수행하였고 그 결과는 표 3.6과 같다.

표 3.6 II형 교각기둥의 설계단면 결정

Φ(m)	LC	탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력 (tf·m)	설계강도 (tf·m)	설계강도/ 설계지진력
		교축	교축직각	합력				
1.8	1	1446	129	1452	3	484	850	1.75
1.5		1161	112	1166		389	505	1.29
1.3		963	97	968		323	325	1.00
1.0		678	59	681		227	150	0.66

표 3.6은 $\phi 1.3$ m 기둥으로 해석한 결과가 설계강도와 설계지진력의 비가 1.0에 가장 근접하였다는 것을 제시하고 있다. 따라서 II형 교각 교량의 경우도 응답수정계수의 적용으로 교각기둥 단면을 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다.



4. 내진설계

4.1 항복강도 분포의 결정

응답수정계수의 적용으로 교각기둥의 설계단면을 결정하였으므로 연결 부분(강재받침)의 설계강도를 검토하여 연성과파괴메카니즘의 확보여부를 검토하여야 한다. 파괴메카니즘의 규명은 항복강도분포를 고려하여야 하며 구조부재의 최소 및 최대항복강도는 각각 설계강도 및 초과강도로 간주할 수 있으므로, 강재받침과 교각기둥의 설계강도와 함께 초과강도를 포함한 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다. 항복강도분포는 국내의 재료시공환경에 의해 결정되어야 하며, 콘크리트 압축강도 및 철근 항복강도의 측정치를 바탕으로 수행한 철근콘크리트 교각의 초과강도계수에 관한 연구(이재훈 등, 2005)가 있으나 아직 기준으로 제시되지 않은 상황이다. 그러므로 이 연구에서는 다음과 같이 항복강도분포를 가정하여 파괴메카니즘의 검토를 수행하였다:

- 강재받침의 전단력 : 공칭강도는 제작사가 제시한 값을 적용하고 공칭강도의 80 %를 설계강도, 120 %를 초과강도로 산정
- 교각기둥의 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하고 초과강도는 공칭강도의 130 %로 산정

파괴메카니즘의 검토는 항복강도분포(설계강도~초과강도)의 각 강도를

작용력(설계지진 시 탄성지진력)의 비로 계산한 항복범위를 강재받침과 교각기둥에 대해 산정하여 수행한다. 응답수정계수의 적용으로 교각기둥을 결정한, 즉 내진설계를 수행한 각 교량에 대해 연성과파괴미케니즘을 확보하기 위해 요구되는 강재받침의 강도를 결정해 보았다.

4.2 연성과파괴미케니즘

4.2.1 T형 교각기둥 $\phi 3.0$ m(해석대상교량)

T형 교각 교량의 원설계에 제시된 강재받침의 항복강도분포와 교각기둥이 $\phi 3.0$ m일 때 PM상관도(그림 3.1)에서 산정된 교각기둥의 항복강도분포를 표 4.1, 각 조합에서 구한 강재받침과 교각기둥의 작용력(탄성지진력)과 설계지진력을 표 4.2에 각각 정리하였다.

표 4.1 강재받침과 교각기둥 $\phi 3.0$ m의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf·m)	3750	4700	6110

표 4.2 강재받침과 교각기둥 $\phi 3.0$ m의 작용력과 설계지진력

구 분		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	합력		
P3	강재받침 수평력(tonf)	256	96	273	1.0	273
LC1	교각기둥 모멘트(tf·m)	7251	867	7303	3	2434
P3	강재받침 수평력(tonf)	91	307	320	1.0	320
LC2	교각기둥 모멘트(tf·m)	2216	3231	3918	3	1306

표 4.1과 표 4.2에서부터 강재받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 계산하여 표 4.3에 정리하였다.

표 4.3 강재받침과 교각기둥 $\phi 3.0$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	0.44	0.55	0.66
	교각기둥	0.51	0.64	0.84
P3 - LC2	강재받침	0.38	0.47	0.56
	교각기둥	0.96	1.19	1.56

표 4.3으로부터 원설계에서 제시한 강재받침 사용 시에는 LC1, LC2에서 모두 교각기둥보다 강재받침이 먼저 파괴되는 취성파괴미케니즘이 예상되므로 연성파괴미케니즘을 확보하기위해 LC2에서 강재받침의 설계강도/작용력의 비가 교각기둥의 초과강도/작용력의 비인 1.56 이상이 되도록 설계변경이 필요하다는 것을 확인하였다. 따라서 강재받침의 설계강도가 작용력 320 tonf의 1.56배인 500 tonf로 설계변경을 실시하였다. 강재받침의 설계강도를 변경한 후의 항복강도분포는 표 4.4와 같고 이로부터 강도

/작용력 비를 계산하여 표 4.5에 정리하였으며 그림 4.1에 강재받침(원설계 & 설계변경)과 교각기둥의 항복범위를 표시하였다.

표 4.4 강재받침(설계변경)의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	500	625	750

표 4.5 강재받침(설계변경)과 교각기둥 $\phi 3.0$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	1.83	2.29	2.75
	교각기둥	0.51	0.64	0.84
P3 - LC2	강재받침	1.56	1.95	2.34
	교각기둥	0.96	1.19	1.56

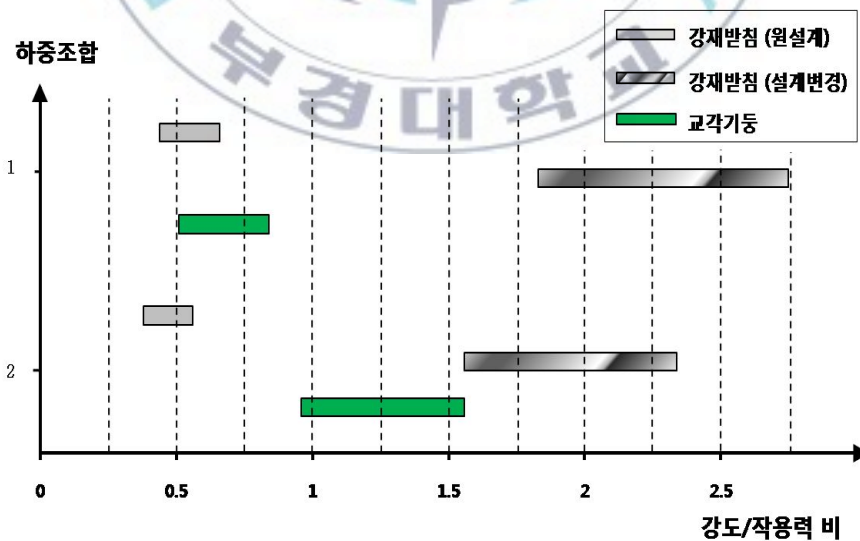


그림 4.1 강재받침과 교각기둥 $\phi 3.0$ m의 항복범위

강재받침의 설계강도를 500 tonf으로 변경을 하면 그림 4.1에서 LC1, LC2 모두 교각기둥의 항복이 우선되는 연성파괴미케니즘이 확보된다는 것을 확인할 수 있다. 그러나 이 값은 표 4.2의 LC1에서 제시한 강재받침의 설계지진력 273 tonf보다 크다. 그러므로 실무에서 일반설계와 마찬가지로 교각기둥 $\Phi 3.0$ m의 설계강도 3750 tf·m가 응답수정계수 3을 적용한 설계지진력 2434 tf·m를 만족한다고 간주하고 강재받침의 설계강도만 273 tonf로 한다면, LC1은 연성파괴미케니즘이 확보되지만 LC2는 취성파괴미케니즘의 가능성을 배제할 수 없음에 주의해야한다.

4.2.2 T형 교각기둥 $\Phi 2.5$ m(R=3)

응답수정계수 3을 적용하여 결정한 교각기둥 $\Phi 2.5$ m의 경우도 4.2.1절과 같은 방법으로 강도/작용력 비가 계산될 수 있다. 강재받침과 교각기둥 $\Phi 2.5$ m의 항복강도분포(그림 4.2)를 표 4.6, 강재받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력을 표 4.7에 각각 정리하였다.

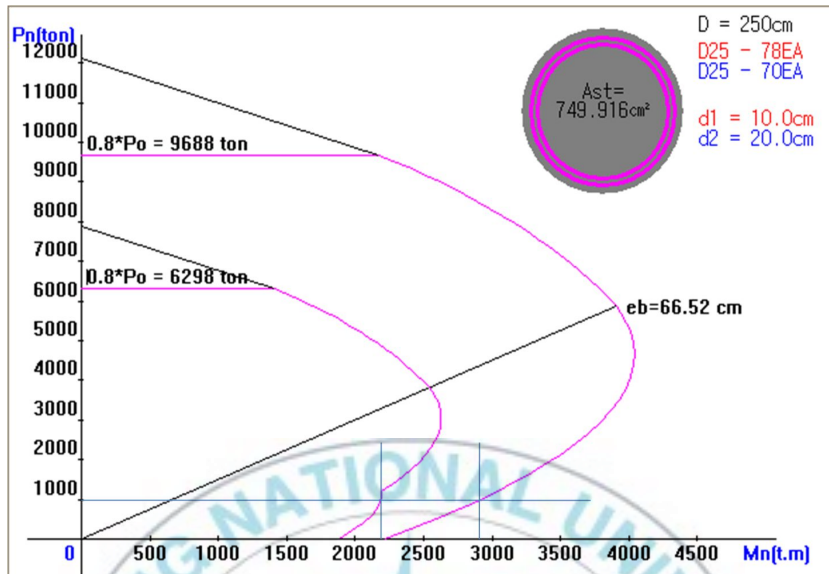


그림 4.2 T형 교각기둥($\phi 2.5$ m)의 P3 PM상관도

표 4.6 강재받침과 교각기둥 $\phi 2.5$ m의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf·m)	2200	2900	3770

표 4.7 강재받침과 교각기둥 $\phi 2.5$ m의 작용력과 설계지진력

구 분		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	합력		
P3	강재받침 수평력(tonf)	221	93	240	1	240
LC1	교각기둥 모멘트(tf·m)	6245	789	6295	3	2098
P3	강재받침 수평력(tonf)	77	299	309	1	309
LC2	교각기둥 모멘트(tf·m)	1894	3079	3615	3	1205

표 4.6과 표 4.7에서부터 강재받침과 교각기둥의 강도/작용력 비를 계산하여 표 4.8에 정리하였다.

표 4.8 강재받침과 교각기둥 $\phi 2.5$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	0.50	0.63	0.75
	교각기둥	0.35	0.46	0.60
P3 - LC2	강재받침	0.39	0.49	0.58
	교각기둥	0.61	0.80	1.04

표 4.8에서 연성파괴메커니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강재받침의 설계강도를 309 tonf의 1.04배인 321 tonf 이상으로 설계하여야 한다는 것을 알 수 있다. 이 값 또한 LC2에서 제시한 강재받침의 설계지진력 309 tonf보다 크므로 설계기준의 적용만으로 연성파괴메커니즘이 확보되지 않는다는 것을 알 수 있다. $\phi 3.0$ m 교각기둥의 경우와 비교하면 강재받침에 요구되는 설계강도는 500 tonf에서 321 tonf로 현저하게 감소하는 것을 확인할 수 있다.

4.2.3 T형 교각기둥 $\phi 3.6$ m(R=1.5)

응답수정계수 1.5를 적용하여 결정한 교각기둥 $\phi 3.6$ m의 경우 PM상관도(그림 4.3)로부터 산정한 항복강도분포를 표 4.9, 강재받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력은 표 4.10에 정리하였다. 표 4.9와 표 4.10에서 강도/작용력 비를 산정한 결과는 표 4.11과 같다.

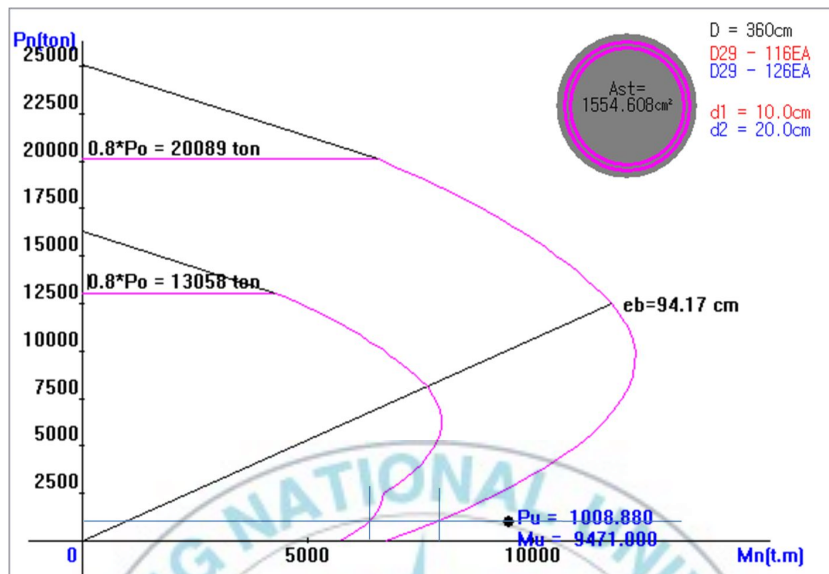


그림 4.3 T형 교각기둥(φ3.6 m)의 P3 PM상관도

표 4.9 강재받침과 교각기둥 φ3.6 m의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf·m)	6400	8280	10764

표 4.10 강재받침과 교각기둥 φ3.6 m의 작용력과 설계지진력

구 분		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	합력		
P3	강재받침 수평력(tonf)	333	90	345	1	345
LC1	교각기둥 모멘트(tf·m)	9436	808	9471	1.5	3157
P3	강재받침 수평력(tonf)	113	293	314	1	314
LC2	교각기둥 모멘트(tf·m)	2862	3082	4206	1.5	1402

표 4.11 강재받침과 교각기둥 $\phi 3.6$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	0.35	0.43	0.52
	교각기둥	0.68	0.87	1.14
P3 - LC2	강재받침	0.38	0.48	0.57
	교각기둥	1.52	1.97	2.56

이 경우 역시 연성파괴메커니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강재받침의 설계강도를 314 tonf의 2.56배인 804 tonf 이상으로 설계해야 한다. 이는 LC1에서 제시한 345 tonf보다 현저하게 크므로 현 설계기준을 적용하면 연성파괴메커니즘을 확보하지 못하는 결과를 초래한다는 것을 확인할 수 있다. 또한 이 경우는 교각기둥의 형상비가 $7.0/3.6 \cong 1.9$ 가 되므로 소성거동에 의한 기둥하부의 소성힌지 생성이 가능한가에 대한 검토가 요구된다.

4.2.4 II형 교각기둥 $\phi 1.8$ m(해석대상교량)

II형 교각 교량의 원설계에 제시된 강재받침의 항복강도분포와 교각기둥이 $\phi 1.8$ m일 때 PM상관도(그림 3.2)에서 산정된 교각기둥의 항복강도분포를 표 4.12, 강재받침과 교각기둥의 작용력과 설계지진력을 표 4.13에 각각 정리하였다. 표 4.14에는 강도/작용력 비를 계산하여 정리하였다.

표 4.12 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.8$ m의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	72	90	108
교각기둥 모멘트(tf·m)	850	1100	1430

표 4.13 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.8$ m의 작용력과 설계지진력

구 분		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	합력		
P1	강재받침 수평력(tonf)	70	43	82	1	82
LC1	교각기둥 모멘트(tf·m)	1446	129	1452	3	484
P1	강재받침 수평력(tonf)	26	141	143	1	143
LC2	교각기둥 모멘트(tf·m)	458	409	614	5	123

표 4.14 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.3$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	0.88	1.09	1.32
	교각기둥	0.59	0.76	0.98
P3 - LC2	강재받침	0.50	0.63	0.76
	교각기둥	1.38	1.79	2.33

II형 교각 교량(해석대상교량)의 경우에도 연성파괴미케니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강재받침의 설계강도를 143 tonf의 2.33배인 333 tonf 이상으로 설계해야 한다. 그러므로 현 설계기준에 의해 LC2에서 제시한 143 tonf는 연성파괴미케니즘을 확보할 수 없다는 것을 재확인하였다.

4.2.5 II형 교각기둥 $\phi 1.3$ m(R=3 & 5)

II형 교각 교량의 원설계에 제시된 강재받침의 항복강도분포와 응답수정계수 3과 5를 적용하여 결정한 교각기둥 $\phi 1.3$ m일 때 PM상관도(그림 4.4)에서 산정된 교각기둥의 항복강도분포를 표 4.15, 각 조합에서 구한 강재받침과 교각기둥의 작용력(탄성지진력)과 설계지진력을 표 4.16에 각각 정리하였다. 표 4.17에 강도/작용력 비를 계산하여 정리하였다.

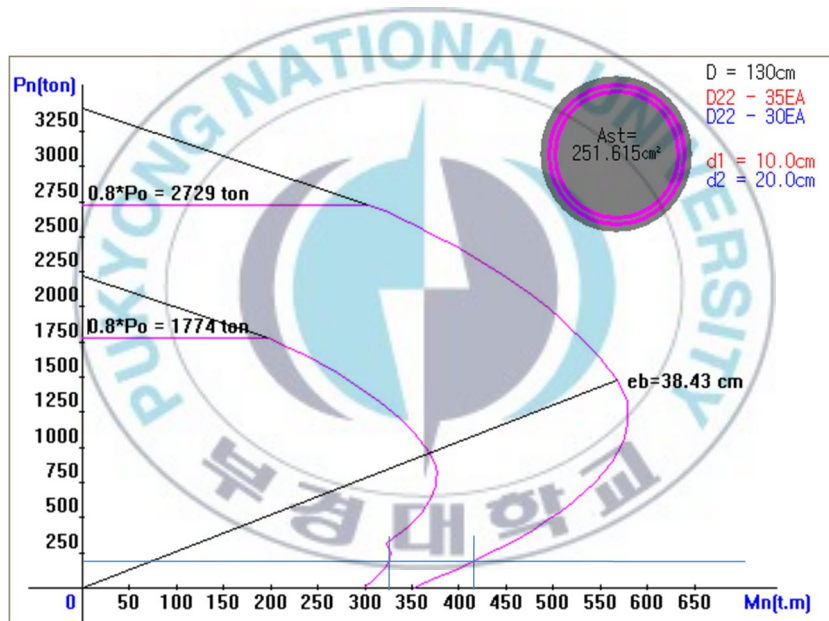


그림 4.4 II형 교각기둥($\phi 1.3$ m)의 P1 PM상관도

표 4.15 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.3$ m의 항복강도분포

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	72	90	108
교각기둥 모멘트(tf·m)	325	415	540

표 4.16 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.3$ m의 작용력과 설계지진력

구 분		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	합력		
P1	강재받침 수평력(tonf)	47	34	58	1	58
LC1	교각기둥 모멘트(tf·m)	962	97	967	3	322
P1	강재받침 수평력(tonf)	17	112	113	1	113
LC2	교각기둥 모멘트(tf·m)	304	311	435	5	87

표 4.17 강재받침과 교각기둥 $\phi 1.3$ m의 강도/작용력 비

구 분		설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
P3 - LC1	강재받침	1.24	1.55	1.86
	교각기둥	0.34	0.43	0.56
P3 - LC2	강재받침	0.64	0.79	0.96
	교각기둥	0.75	0.95	1.24

II형 교각 교량의 경우에도 연성파괴메커니즘을 확보하기 위해서는 LC2에서 강재받침의 설계강도를 113 tonf의 1.24배인 140 tonf 이상으로 설계해야 한다. 그러므로 현 설계기준에 의해 LC2에서 제시한 113 tonf는 연성파괴메커니즘을 확보할 수 없다는 것을 재확인하였다.

4.2.6 강재받침의 설계강도 비교 및 검토

T형 교각 교량의 강재받침에 대하여 설계기준을 적용했을 때와 연성파괴메커니즘 검토 한 후의 설계강도를 비교해 표 4.18과 같이 정리하였다.

표 4.18 강재받침 설계강도 비교(T형 교각 교량)

Φ (m)	R	강재받침 설계강도(tonf)		설계기준의 연성파괴미커니즘 만족여부 검토	
		① 설계기준 (응답수정계수 적용)	② 연성파괴미커니즘 확보 시	①/②	만족여부
3.0	•	320	500	0.64	NO
2.5	3	309	321	0.96	NO
3.6	1.5	314	804	0.39	NO

설계기준을 적용했을 때의 설계강도 값이 연성파괴미커니즘 검토 후의 설계강도 값을 만족하지는 못한다. $\Phi 3.0$ m의 경우 작용력은 7303 tf·m이고 설계강도는 3750 tf·m이므로 응답수정계수 $1.95(7303/1.95=3750)$ 를 적용한 것과 같다. 위의 결과로부터 작은 값의 응답수정계수를 적용하면 ①/②값이 작아지는 것을 확인하였으나 이에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

II형 교각 교량의 강재받침에 대하여 설계기준을 적용했을 때와 연성파괴미커니즘 검토 한 후의 설계강도를 비교해 표 4.19와 같이 정리하였다.

표 4.19 강재받침 설계강도 비교(II형 교각 교량)

Φ (m)	R	강재받침 설계강도(tonf)		설계기준의 연성파괴미커니즘 만족여부 검토	
		① 설계기준 (응답수정계수 적용)	② 연성파괴미커니즘 확보 시	①/②	만족여부
1.8	•	143	333	0.43	NO
1.3	3	113	140	0.81	NO

II형 교각 교량에서도 설계기준을 적용했을 때의 설계강도 값이 연성과
괴미케니즘 검토 후의 설계강도 값을 만족하지는 못했다. $\phi 1.8$ m의 경우
작용력은 1452 tf·m이고 설계강도는 850 tf·m이므로 응답수정계수
 $1.71(1452/1.71=850)$ 을 적용한 것과 같다.



5. 결론

이 연구에서는 T형 및 II형 교각을 하부구조로 하는 두 개의 강상자형 교량을 해석대상교량으로 선정하고, 도로교설계기준에 제시된 중진지역 설계조건 및 응답수정계수를 적용하여 스펙트럼해석을 수행하였다. 이러한 설계결과가 내진설계에서 기본개념으로 요구되는 붕괴방지수준을 만족하는 최선의 방법인 연성파괴미케니즘을 확보하는가를 검토하였으며, 이 과정에서 응답수정계수의 역할 및 설계기준에 보완해야하는 사항을 검토하였다. 이 연구결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- ▶ 하부구조에 제시된 특정 응답수정계수를 적용하면 교각기둥의 설계단면을 유일하게 결정할 수 있다는 것을 확인하였다. 이는 일반설계의 설계강도 결정방식과 다르다는 것을 실무에서 유의해야 한다. 또한 타 설계기준은 동일한 하부구조에 다른 응답수정계수를 적용할 수 있도록 규정하고 있는데, 이 경우에도 교각기둥의 설계단면은 유일하게 결정된다는 것을 재확인하였다.
- ▶ 도로교설계기준에 규정되어 있는 응답수정계수는 하부구조 및 연결부의 설계강도 결정으로 연성파괴미케니즘을 유도하기 위한 단순화한 방법을 제시한 것이다. 그러나 항복강도분포를 고려한 검토결과는 연성파괴미케니즘의 확보여부가 불확실하다는 것을 확인하고 있다. 파괴미케니즘의 규명에 따라 설계의 방향이 달라지므로 이에 대한 설계기준의 보완이 요구된다. 그러므로 항복강도분포를 결정할 수 있는 방법, 하부구조의 연성거동 가능성 및 연성파괴미케니즘을 확보할 수 없는 경우 붕괴방지수준을 만족할 수 있는 대안 등에 대한 조항이 설계기준에 제시되어야 한다.

참고문헌

1. 교량설계핵심기술연구단, “도로교설계기준 해설 (6장 내진설계편)”, 기문당, 2008.
2. 정영수 외 2명, “형상비 2.5의 RC 교각의 내진 곡률연성도”, 한국지진공학회 논문집, 제 8권, 제 3호, 2004, pp.1~12
3. 송준엽 외 2명, “반복하중을 받는 콘크리트충전 강합성 기둥의 연성에 관한 연구”, 한국지진공학회 논문집, 제 5권, 제 6호, 2001, pp.11~19
4. 고현무 외 2명, “유연도법 섬유요소모델에 의한 반복하중을 받는 철근 콘크리트 교각의 연성능력 평가”, 한국지진공학회 논문집, 제 6권, 제 3호, 2002, pp.11~21
5. 김태훈 외 3명, “비부착 텐던을 갖는 철근콘크리트 교각의 비탄성거동에 관한 해석적 연구”, 대한토목학회 논문집, 제 25권, 제 5A호, 2005, pp.813~822
6. 정영수 외 2명, “겹침이음 및 보강된 철근콘크리트 교각의 내진성능평가를 위한 Macro모델”, 대한토목학회 논문집, 제 25권, 제 5A호, 2005, pp.857~864
7. 김재관 외 3명, “수평 반복하중을 받는 비내진상세 RC 중실원형교각의 거동특성”, 한국지진공학회 논문집, 제 5권, 제 4호, 2001, pp.83~95
8. 이재훈 외 3명, “철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계”, 2002년 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, 2002, pp.316~321
9. 김익현 외 4명, “50 % 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특성”, 한국지진공학회 논문집, 제 7권, 제 5호, 2003, pp.25~36

10. AASHTO, “LRFD Bridge Design Specifications”, 2004.
11. CEN, “EUROCODE 8, Part 2: Bridges”, 1994
12. 건설교통부, “김해시 관내 국도대체 우회도로(퇴래-농소)건설공사 설계도(Ⅱ)”, 부산 지방국토관리청, 1997.
13. 건설교통부, “농소교 재가설공사 실시설계 설계도”, 부산 지방국토관리청, 1997.
14. Midas IT, “Midas/Civil User Manual”, Dooans Communication, 2001



감사의 글

떨어진 낙엽은 마치 자신의 생을 마감한 듯 보이지만 나무 밑에서 거름이 되어 다시 봄이 찾아 올 때 나무를 자라게 합니다. 대학원 생활을 마무리하는 저 또한 지난 대학원생활 2년을 밑거름 삼아 사회에 첫 발을 내딛게 되었습니다. 3층에 처음으로 발을 들였던 날, 목표를 위해 함께 노력하며 보낸 날들을 가슴에 새기며 이 한 권의 논문으로 대학원생활의 결실을 맺으려고 합니다. 제가 여기까지 올 수 있도록 이끌어주시고 도움을 주신 분들에게 감사의 마음을 전합니다.

우선 29살 먹은 아들 이때까지 뒷바라지 해주신 부모님께 감사드립니다. 하루빨리 취직해서 효도하겠습니다. 조금만 더 기다려 주세요. 그리고 형의 부족한 부분을 채워주는 동생, 세호 고맙다. 학문적으로 부족한 저를 여기까지 오도록 지도해 주시고 이끌어 주신 토목공학과 교수님들께 감사드리며, 학문적인 부분뿐만 아니라 인격적인 부분까지 많은 영향을 주신 지도교수 극승규 교수님 존경합니다.

항상 발전하는 내진설계연구실을 기원하며 연구실의 모든 선후배에게도 감사의 마음을 전합니다. 결혼준비와 논문준비를 병행하신 덕재 형 고생 많으셨습니다. 그리고 대학원생활 같이 못해서 아쉽지만 늘 힘이 되어준 진우 형, 먼저 취직한 준영이 앞으로도 잘 지내자. 그리고 한 학기 동안이지만 같이 연구실 생활한 동생들 대정이, 수남이, 영산이, 천이 앞으로 연구실을 잘 부탁한다. 그리고 토사모 선후배님들과 07학번 동기들에게도 감사의 마음을 전합니다. 그리고 나의 오랜 친구들아 고맙다. 상신아 넌 우리 품으로 속히 돌아와라.