



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

내진성능 향상을 위한
교량의 보수보강



2009년 2월

부경대학교 산업대학원

토 목 공 학 과

양 덕 재

공학석사 학위논문

내진성능 향상을 위한 교량의 보수보강

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2009년 2월

부경대학교 산업대학원

토목공학과

양 덕 재

이 논문을 양덕재의 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	ii
표 목차	iii
Abstract	vi
1. 서론	1
1.1 연구배경	1
1.2 내진성능향상 방안	3
1.3 연구목적	4
2. 기존교량의 내진설계	6
2.1 기존교량	6
2.1.1 T형교각 교량	6
2.1.2 II형교각 교량	7
2.1.3 설계조건	9
2.2 기존교량 내진설계	15
2.2.1 T형교각 교량	15
2.2.2 II형교각 교량	24
3. 기존교량의 보강	31
3.1 내진성은 보강 안	31
3.2 보강 안에 대한 내진설계	32
3.2.1 T형교각 교량(보강 1안)	32
3.2.2 II형교각 교량(보강 1안)	38
3.3 기존교량과의 결과 검토	44
3.3.1 교각기둥의 설계단면 결정	44
3.3.2 강재받침의 설계지진력	45
3.3.3 결정단면의 강도 및 작용력	46
3.3.4 연성파괴미케니즘	48
4. 결론	51
참고문헌	52
감사의 글	53

< 그림 목차 >

그림 1.1	우리나라의 지진발생 현황	1
그림 2.1	T형교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도	6
그림 2.2	T형교각 교량의 횡단면도	7
그림 2.3	II형교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도	8
그림 2.4	II형교각 교량의 횡단면도	8
그림 2.5	응답스펙트럼의 개념도	9
그림 2.6	응답스펙트럼해석의 원리	10
그림 2.7	상관계수 ρ_{in}	11
그림 2.8	탄성지진력과 설계지진력	13
그림 2.9	상세모델	15
그림 2.10	교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상	16
그림 2.11	고정단 교각 P3의 P-M상관도	18
그림 2.12	강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위	23
그림 2.13	교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상	24
그림 2.14	고정단 교각 P1의 P-M상관도	26
그림 2.15	강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위	30
그림 3.1	교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상	32
그림 3.2	강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위	37
그림 3.3	교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상	38
그림 3.4	강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위	43

< 표 목차 >

표 1.1	국내 일반적인 내진보강방안 및 효과	3
표 1.2	연속교의 지진저감장치 종류 및 특성	4
표 2.1	응답수정계수	14
표 2.2	모델링 요소 및 개수	15
표 2.3	모드해석 결과	16
표 2.4	강재받침 하중조합	17
표 2.5	교각 하중조합	17
표 2.6	설계지진시 작용력과 설계지진력	18
표 2.7	교각기둥 설계단면 결정	19
표 2.8	강재받침(고정단)의 설계지진력	19
표 2.9	강재받침과 교각의 강도	21
표 2.10	강재받침과 교각의 작용력	21
표 2.11	강재받침과 교각의 강도/작용력 비	21
표 2.12	강재받침 강도(변경)	22
표 2.13	강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)	22
표 2.14	모드해석 결과	24
표 2.15	강재받침 하중조합	25
표 2.16	교각 하중조합(경)	25
표 2.17	설계지진시 작용력과 설계지진력	26
표 2.18	교각기둥의 설계단면 결정	27
표 2.19	강재받침(고정단)의 설계지진력	27
표 2.20	강재받침과 교각기둥의 강도	28
표 2.21	강재받침과 교각의 작용력	28

표 2.22	강재받침과 교각의 강도/작용력 비	28
표 2.23	강재받침 강도(변경)	29
표 2.24	강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)	29
표 3.1	T형교각 기존교량 보강 (안)	31
표 3.2	II형교각 기존교량 보강 (안)	31
표 3.3	모드해석 결과	32
표 3.4	강재받침 하중조합	33
표 3.5	교각 하중조합	33
표 3.6	설계지진시 작용력과 설계지진력	34
표 3.7	교각기둥 설계단면 결정	34
표 3.8	강재받침(고정단)의 설계지진력	35
표 3.9	강재받침과 교각기둥의 강도	35
표 3.10	강재받침과 교각의 작용력	35
표 3.11	강재받침과 교각의 강도/작용력 비	36
표 3.12	강재받침 강도(변경)	36
표 3.13	강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)	37
표 3.14	보강 안의 모드해석 결과	38
표 3.15	강재받침 하중조합	39
표 3.16	교각 하중조합	39
표 3.17	설계지진시 작용력과 설계지진력	40
표 3.18	교각기둥 설계단면 결정	40
표 3.19	강재받침(고정단)의 설계지진력	41
표 3.20	강재받침과 교각기둥의 강도	41
표 3.21	강재받침과 교각의 작용력	41
표 3.22	강재받침과 교각의 강도/작용력 비	42

표 3.23 강제받침 강도(변경)	42
표 3.24 강제받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)	43
표 3.25 T형교각기둥의 결정단면 비교	44
표 3.26 II형교각기둥의 결정단면 비교	44
표 3.27 T형교각 강제받침 설계지진력 비교	45
표 3.28 II형교각 강제받침 설계지진력 비교	45
표 3.29 T형교각기둥의 강도 비교	46
표 3.30 II형교각기둥의 강도 비교	46
표 3.31 T형교각 교량의 작용력 비교	46
표 3.32 II형교각 교량의 작용력 비교	47
표 3.33 T형교각 교량의 강도/작용력 비	48
표 3.34 II형교각 교량의 강도/작용력 비	49
표 3.35 T형교각 교량의 강제받침 설계강도	50
표 3.36 II형교각 교량의 강제받침 설계강도	50

Strengthening of a Bridge for the Improvement of Seismic Performance

Duck-Jae Yang

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

ABSTRACT

The seismic performance is provided by 'Korean Highway Bridge Design Code' to prevent bridge collapse or serious structural damage in case of a severe earthquake such as design earthquake, no collapse requirement. To satisfy the no collapse requirement, superstructure failure should be prevented and this can be done by making ductile failure mechanism in which the substructure, columns or piers, yields earlier than the bearings, joint of the super/sub-structure. Therefore, to make the ductile failure mechanism by creating moment hinges on the substructure, the determination of design bearing strength is very important. In this study, we selected a general bridge which uses steel bearings and carried out seismic design and confirmed the possible improvement of seismic performance by changing the number of fixed bearings. From the study results, it has been confirmed that the increased number of fixed bearing can reduce design earthquake force of fixed bearings and the design section of the column can be reduced. In addition, the reduced column requires less stirrup amount for the ductile failure mechanism which leads to better construction conditions.

1. 서론

1.1 연구배경

1990년대 이후 세계적으로 수많은 강진이 발생하여 심각한 인적, 물적 피해가 발생하였다. 최근에는 중국 쑤촨(2008. 05)에서 발생한 규모7.8의 강진이 발생하여 수많은 인명피해와 경제적 손실을 가져왔다. 지진으로 인한 피해가 한 국가뿐 만 아니라 전 세계에 엄청난 피해 과급효과를 가져옴을 알 수 있다.

우리나라는 유라시아지진대에 속해 환태평양지진대인 일본에 비하여 상대적으로 지진안전지대라고 생각되었으나, 1978년 기상청이 공식집계를 시작한 이래 연평균 19회 정도가 발생하고 있으며, 1990년에 들어와 관측된 지진이 급증하고 있는 것으로 보고되고 있다. 그림 1.1은 1778년 이후 우리나라의 지진발생 현황을 나타내고 있다.

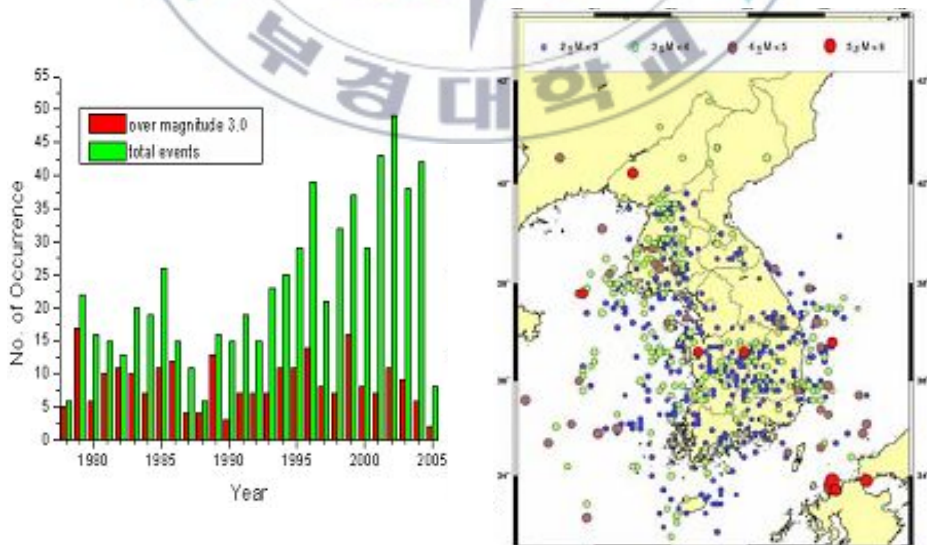


그림 1.1 우리나라의 지진발생 현황

또한 김성균(1997) 등은 최근 한반도의 지진활동 등을 연구하여 점차 지진활동이 활발해지는 시기에 접어들고 있다고 추정하고 있다. 최근에는 한반도 뿐 만 아니라 일본에서 발생한 지진이 우리나라에 영향을 미치고 있다. 지진재해는 인명피해뿐만 아니라 사회 전반적인 피해를 유발하고 사회 기반시설의 피해는 사회기능을 마비시켜 엄청난 혼란을 초래할 수 있다. 따라서 모든 시설물과 구조물에 대해서 내진 안전성을 확보하기 위한 내진설계를 적용하여 지진피해를 최소화하여야 한다.

교량구조물의 경우, 지진 후 시설물 복구를 위한 통행확보, 환자이송, 구호물자 수송 등을 위해 반드시 필요한 주요 사회 기반시설물이므로 내진설계의 필요성이 인식되어 1992년 12월 도로교 표준시방서에서 교량의 내진설계 개념지침이 도입되었다. 도로교 설계기준 내진설계편에 따르면 설계지진 발생 시 구조물의 국부적 파손을 허용하나 교량의 전체적인 붕괴를 방지하는 붕괴방지수준과 설계지진보다 강도는 작으나 빈도가 큰 약진(설계지진강도의 40%이하의 강도 : 내진설계기준연구(Ⅱ)) 발생 시 교량의 구조적 손상을 방지하는 기능수행수준을 유지하도록 규정하고 있다. 이처럼 내진성능을 붕괴방지수준과 기능수행수준으로 구분하여 만족시키도록 규정하고 있는 것은 교량의 정상수명 기간 내에 설계지진이 발생할 가능성이 희박하기 때문에 경제성을 고려함과 동시에 교각이 받침장치보다 먼저 항복하여 상부구조의 피해를 최소화하는 연성파괴미케니즘을 만족시켜 교량의 안전성을 확보하기 위한 것이다.

1.2 내진성능향상 방안

국내에서 적용하는 일반적인 기존교량의 내진보강은 교량형식, 사용받침, 하부구조의 형태, 받침부 유지관리 공간 등에 따라 다양한 방법이 있으며 보강규모에 따라 적용 가능한 보강방안 및 이에 따른 보강효과를 정리하면 표 1.1과 같다.

표 1.1 국내 일반적인 내진보강방안 및 효과

구 분	보 강 방 안	보 강 효 과
작은 규모의 보강	▷ 받침장치의 보수·보강	▷ 받침수평저항력 증대
	▷ 낙교방지장치의 설치	▷ 낙교 방지
중간 규모의 보강	▷ 받침장치의 교체	▷ 받침수평저항력 증대
	▷ RC 교각의 보강	▷ 교각의 강도 및 변형능력 증대
	▷ 지진저감장치의 설치	▷ 지진수평력 감소
큰 규모의 보강	▷ 기초의 보강 및 지반보강	▷ 기초강도 증대 및 액상화에 따른 지지력, 수평저항력 증대

표 1.1에서와 같이 중간 규모의 보강으로는 받침장치의 교체, RC 교각의 보강 등의 일반적인 방법 이외에 지진저감장치 (Earthquake Protective System)를 사용할 수 있다. 지진에 저항하여 교량을 보호하는 장치로는 지진발생시 진동의 방향에 따라 저항하는 수동제어장치(Passive Control Device)와 진동의 반대방향으로 인위적인 제어력을 가하여 지진력을 감소시키는 능동제어장치(Active Control Device)로 구분할 수 있다. 장대교량 등 특수한 경우를 제외한 일반적인 교량의 보강은 비용이 비교적 저렴한 수동제어장치인 지진격리받침(Isolation Bearing) 및 지진수평력에 의한 충격을 가동단 교각으로 분산시키는 충격흡수장치(Shock Transmission

Unit)등이 사용되고 있다. 표 1.2는 연속교에서의 지진저감장치의 종류 및 특성을 정리한 것이다.

표 1.2 연속교의 지진저감장치 종류 및 특성

구 분	장 치	특 정
충격 흡수 장치	댐퍼 (Damper)	감쇠기를 이용하여 에너지를 흡수하는 장치로 납, 점성 유체 등을 사용.
	스토퍼 (Stopper)	댐퍼와 비슷한 원리로 일본에서 주로 사용.
지진 격리 받침	탄성고무받침 (Rubber Bearing)	원형이나 사각형의 고무에 철판을 보강함. 주요기능은 주기의 이동으로서 자체적으로는 감쇠능력 적음.
	납-고무받침 (Lead Rubber Bearing)	탄성고무받침 중앙에 원통형 납을 넣어 추가적인 에너지 분산장치로 사용함. 고무에 의해 중앙복원력이 제공되고 납으로 에너지를 흡수한다. 단점은 지진 후 내부의 손상을 외부에서 확인하기 어렵고, 강진 후 모든 받침을 교체할 수 도 있음.

1.3 연구목적

현재 일반교량의 경우 상·하부구조의 연결은 공장에서 주문 제작된 상·하부 연결재인 가동단 및 고정단 받침이라는 교량받침의 형식으로 배치하여 고정단을 중심으로 가동단이 원활히 수용하도록 설계하여 왔다. 그러나 지진 발생시 발생하는 수평하중이 고정단에 집중하게 되어 내진설계시 적용되는 설계지진력이 증가하는 결과를 나타내고 있다.

고정단 교각의 설계지진력의 증가는 교각의 설계강도 증가 및 연성파괴 미케니즘을 만족하는 강재받침의 설계강도의 증가와 더불어 교각의 회전 모멘트에 저항하기 위한 소성힌지구간의 횡철근 배근량의 증가로 나타난다. 특히 교각의 소성힌지구간에 증가된 횡철근 배근량으로 인해 실제 건설공사 현장에서는 교각기둥 콘크리트 타설의 어려움이 있으며 그로 인한 구조물의 품질저하가 우려되는 실정이다.

따라서, 본 연구에서는 기존교량에 대해 내진성능 향상을 위해 중간규모의 내진보강범주에 해당하는 보강방법으로 고정단의 개수를 증가하는 방안을 제시하고 제시한 보강 안이 교각기둥의 설계단면과 강재받침 등에 미치는 영향을 검토하여 보강 안의 적용성을 제시하였다.

해석대상교량은 강재받침을 사용하고 하부구조가 T형인 5경간 강박스교와 하부구조가 II형인 3경간 강박스교인 일반교량을 선정하고, 내진성능 향상을 위한 보강 안에 대해 해석대상교량의 내진성능향상 여부를 검토하였다.

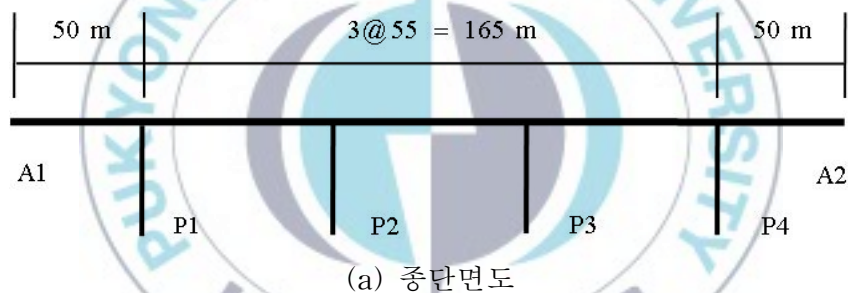
연구방법은 우선 해석대상교량인 기존교량을 대상으로 응답스펙트럼해석을 실시하여 하부구조의 설계단면의 결정 및 연성파괴미케니즘을 만족하는 강재받침의 설계강도를 결정하고, 내진성능 향상을 위해 보강 안을 적용한 교량에 대해 동일한 방법으로 내진설계를 수행한 후 기존교량과 보강교량의 내진설계 결과값을 비교·검토하였다.

2. 기존교량의 내진설계

2.1 기존교량

2.1.1 T형교각 교량

T형교각(7m) 교량은 총 연장 265m($2@50+3@55$)인 5경간 강상자형 도로교로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 T형 교각으로 구성되어 있고 교각기둥은 모두 원형단면이다. 종단면도와 받침장치 배치도는 그림 2.1이고 횡단면도는 그림 2.2와 같다.



구분	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	-	•	-	-
G2	+	+	+		+	+

(b) 강제받침의 배치

그림 2.1 T형교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도

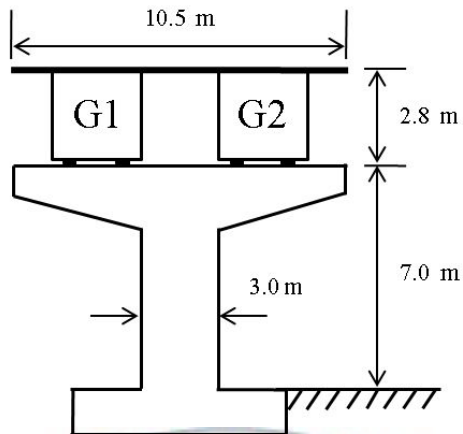
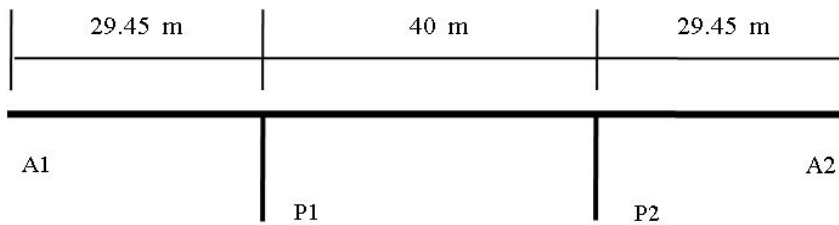


그림 2.2 T형교각 교량의 횡단면도

2.1.2 II형 교각교량

II형 교각 교량은 총 연장 98.9m(2@29.45+40)인 3경간 강상자형 도로교로 상부구조는 2연 상자형거더, 하부구조는 II형 교각으로 구성되어 있고 교각기둥은 모두 원형단면이다. 종단면도와 받침장치 배치도는 그림 2.3이고 횡단면도는 그림 2.4와 같다.



(a) 종단면도

구분	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	-	-
G2	+		+	+

(b) 강재받침의 배치

그림 2.3 II형교각 교량의 종단면도와 받침장치 배치도

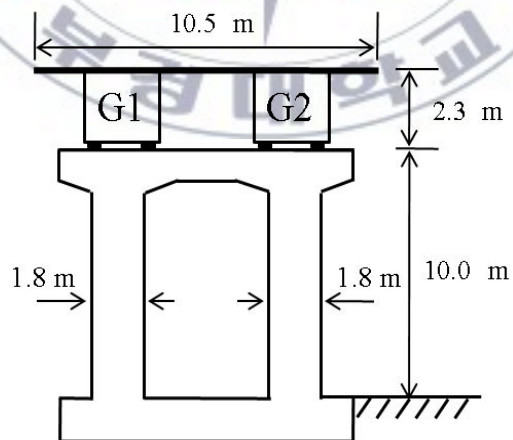


그림 2.4 II형교각 교량의 횡단면도

2.1.3 설계조건

내진설계조건으로 가속도계수 A 는 지진구역 I의 계수 0.11과 내진 I 등급교에 요구되는 위험도계수 1.4를 감안하여 0.154를 적용하였으며 지반계수 S 는 지반종류 II에 해당하는 1.2를 적용하였다.

또한, 일반적으로 지진기록은 같은 지역이라도 다양하고 우연성을 내포하므로 구조물의 거동을 예측할 때 어느 한 지진기록만을 사용하기보다는 지진에 대한 믿을 만한 기록과 정보를 총망라한 지진기록을 이용하는 것이 바람직하다. 이러한 목적으로 특정지역에서 발생한 지진에 대한 응답스펙트럼을 통계적으로 처리하여 작성된 설계용 응답스펙트럼(design response spectrum)을 내진설계에 적용한다.

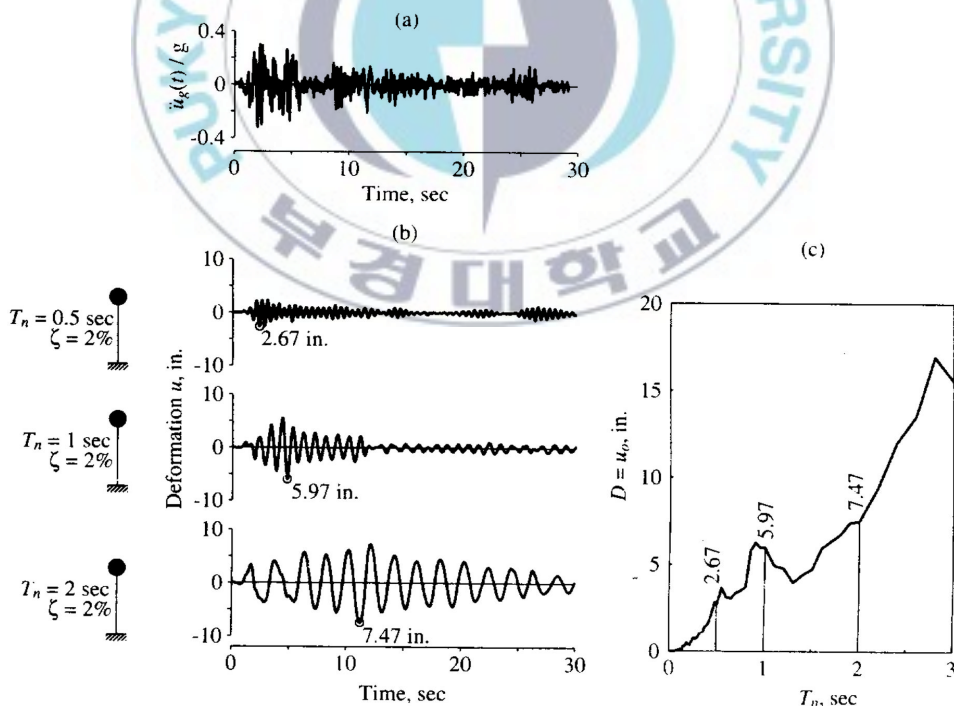
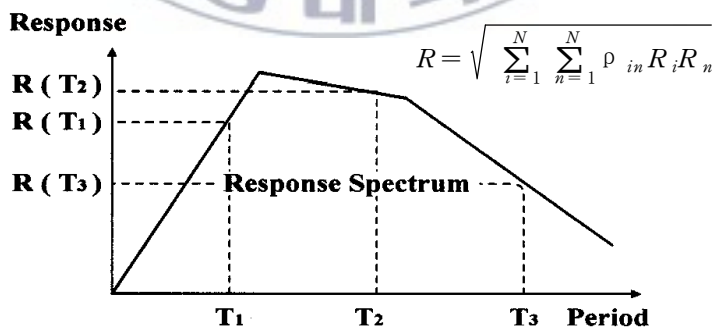
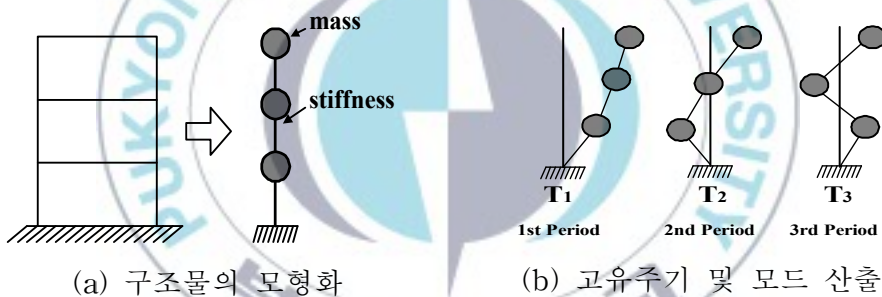


그림 2.5 응답스펙트럼의 개념도

응답스펙트럼이란 특정 방향의 지반운동을 받고 있는 단자유도계 (Single Degree of Freedom System : SDF)의 침두응답을 그 SDF의 고유진동수(혹은 고유주기)별로 그려 놓은 것으로 그림 2.5는 응답스펙트럼의 개념을 도식적으로 나타낸 것이다. 하나의 지진기록(a)에 대해서 SDF의 감쇠비(ζ)는 고정되어 있다고 가정하고 구조물의 고유주기별로 응답을 계산하면(b) 응답스펙트럼(c)을 계산할 수 있다. 응답스펙트럼의 횡축은 고유각진동수(ω_n), 고유진동수(f_n) 혹은 고유주기(T_n) 중 이해의 숙련도에 따라 임의의 변수를 사용할 수 있지만, 교량 및 건물 설계기준에서는 T_n 을, 원전의 설계기준에서는 f_n 을 각각 사용하고 있다.



(c) 각 모드의 응답치 산출 및 중첩

그림 2.6 응답스펙트럼해석의 원리

이 스펙트럼은 SDF에 관해 구한 것이지만 모드 중첩의 원리에 의해 다자유도(MDF) 구조물의 경우에도 근사적으로 적용될 수 있다. 최대응답의 근사치를 얻는 방법으로서 각 모드에서의 응답치의 제곱의 합에 대한 평방근을 취하는 방법(SRSS : Square Root of Sum of Squares)이 있으나 이 방법은 각기 다른 진동모드의 상관관계를 고려하지 않기 때문에 고유주기가 근접해 있는 경우 과다한 결과를 주는 경우가 있어 더 이상 적용치 않는다. 이러한 결점을 보완하기 위해 완전 2차 결합법(CQC : Complete Quadratic Combination)이 사용되고 있으며 이 방법은 각 모드간의 상관계수를 적용하여 진동모드의 인접성에 의한 영향을 고려할 수 있다. 그림 2.6은 응답스펙트럼 해석에 대한 원리를 나타내고 있으며 ρ_{in} 은 감쇠비(ζ)가 주어졌을 때 i 차 모드와 n 차 모드의 상관관계를 나타내는 상관계수로서 그림 2.3과 같이 ρ_{in} 은 0에서 1사이의 값이며 $i = n$ 에서 $\rho_{in} = 1$ 이다.

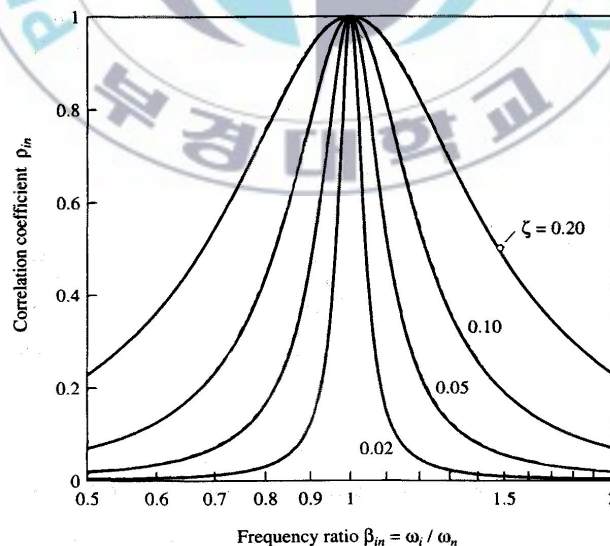


그림 2.7 상관계수 ρ_{in}

응답스펙트럼은 변위응답스펙트럼 D , 유사-속도응답스펙트럼 V , 유사-가속도응답스펙트럼 A 로 구성된다. n 번째 고유진동수 ω_n , n 번째 고유주기 T_n 인 단자유도시스템의 최대변위 D 와 관련하여 V 와 A 는 다음 식 (2.1), 식 (2.2)과 같이 정의된다.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \quad (2.1)$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 D \quad (2.2)$$

응답스펙트럼이 주어진 이후에는 시스템의 고유주기 T_n 과 감쇠비 ζ_n 에 해당하는 D , V , A 값을 스펙트럼으로부터 구하여 이로부터 고유주기에 해당하는 응답값들을 표시할 수 있다. 최대변위는 다음 식 (2.3)과 같다.

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \quad (2.3)$$

등가정적횡력 f_s 의 최대값 f_{s0} 는 다음 식 (2.4)과 같다.

$$f_{s0} = kD = k \frac{A}{\omega^2} = mA = W \frac{A}{g} \quad (2.4)$$

여기서 W 는 시스템의 무게이며 g 는 중력가속도이다. 그러므로, A/g 는 구조물의 자중에 대한 횡방향 하중계수의 의미를 갖는다. 이 값은 지반운동에 상응하는 효과를 나타내는 등가정적횡력을 구하기 위하여 구조

물의 무게에 곱하여 주는 계수를 나타낸다.

하지만 응답스펙트럼해석법은 선형해석법인데 반해 실제 교량에 강진이 발생하면 그림 2.8에서와 같이 선형해석결과인 탄성지진력 $M_{elastic}$ 에 응답수정계수 R 을 적용하여 설계지진력 M_{design} 을 결정하며, 식 (2.5)와 같이 적용한다.

$$M_{design} = \frac{M_{elastic}}{R} \quad (2.5)$$

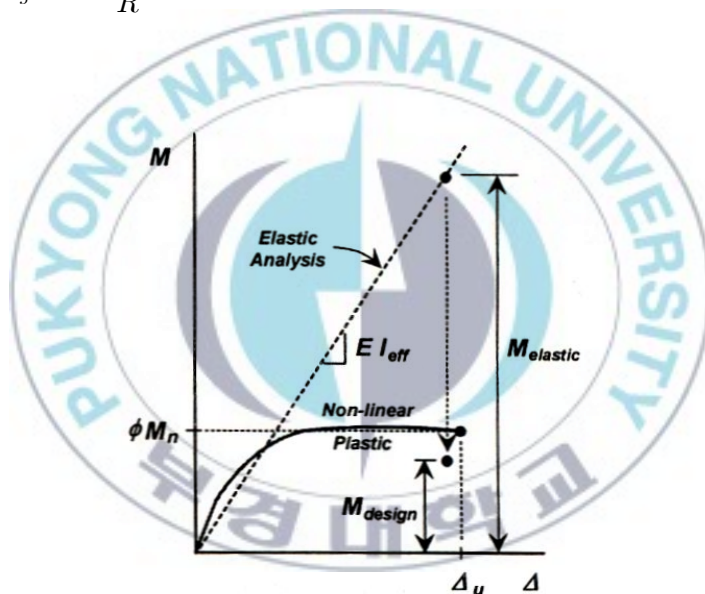


그림 2.8 탄성지진력과 설계지진력

2008년도 도로교설계기준에 제시된 응답수정계수는 표 2.1과 같다.

표 2.1 응답수정계수

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

2.2 기존교량 내진설계

2.2.1 T형교각 교량

설계지진 발생 시 구조부재의 작용력은 다중모드스펙트럼해석법을 적용하여 결정하였으며 50개의 모드를 고려하였다. 스펙트럼해석에는 범용구조 해석프로그램 Midas/Civil(Midas IT, 2001)을 사용하였다.

해석모델은 그림 2.9와 같이 상부구조는 보요소, 플레이트요소를 사용한 상세모델로 하부구조는 연결요소, 보요소를 사용한 상세모델로 모델링하였다. 표 2.2은 상세모델에 사용된 모델링 요소 및 개수를 정리한 것이다.

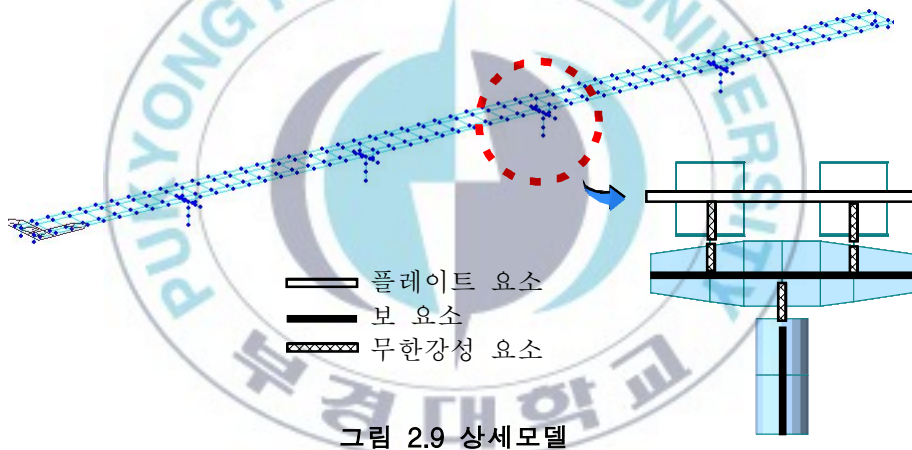


표 2.2 모델링 요소 및 개수

구분	요소	플레이트	보	무한강성
상부	상판	159		
	강박스		106	
	크로스빔		54	
상·하부 연결부				12
하부	캡빔		24	12
	교각		8	

표 2.3는 모드해석 결과이며, 그림 2.10은 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상이다.

표 2.3 모드해석 결과

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

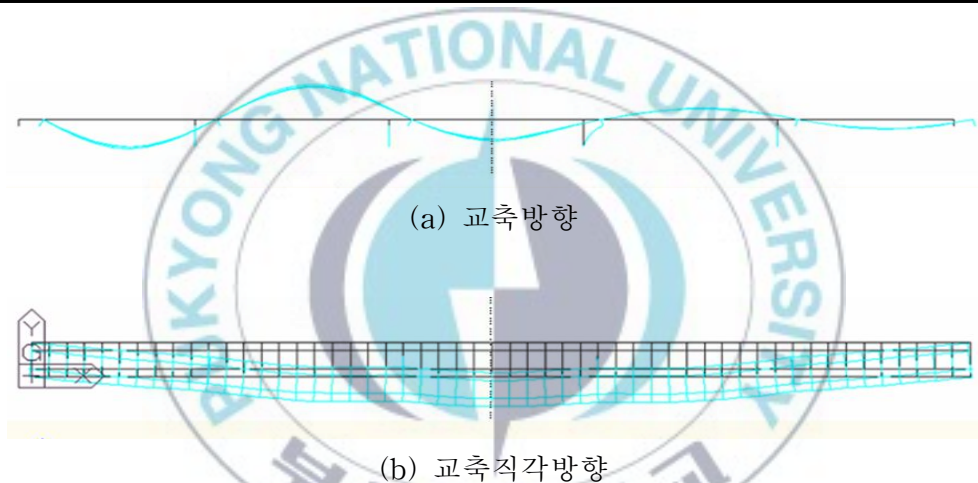


그림 2.10 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상

교축 및 교축직각방향으로 구한 탄성지진력을 하중 경우 1 과 하중 경우 2로 조합하고 고정하중과의 조합으로 하중조합 1 및 하중조합 2를 구하였다.

$$\text{하중경우1} = \text{교축방향지진력} \times 1.0 + \text{교축직각방향지진력} \times 0.3$$

$$\text{하중경우2} = \text{교축방향지진력} \times 0.3 + \text{교축직각방향지진력} \times 1.0$$

$$\text{하중조합1} = \text{하중경우1} + \text{고정하중}$$

$$\text{하중조합2} = \text{하중경우2} + \text{고정하중}$$

표 2.4, 표 2.5는 강재받침과 교각하부 단면력의 하중조합 결과이다.

표 2.4 강재받침 하중조합

(단위:tf)

위치		A1	P1	P2	P3	P4	A2
하중조합 1	G1	⇅ 18	⇅ 73	⇅ 99	⇅ 96 ⇔512	⇅ 72	⇅ 19
	G2				⇔514		
하중조합 2	G1	⇅ 54	⇅ 220	⇅ 308	⇅ 307 ⇔180	⇅ 220	⇅ 55
	G2				⇔182		

표 2.5 교각 하중조합

위치		P (tf)	V2[직각] (tf)	V3[교축] (tf)	T (tf-m)	M2[교축] (tf-m)	M3[직각] (tf-m)
하중조합 1	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
하중조합 2	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

해석대상교량은 T형교각기둥의 단면이 원형이므로 단면의 직교축으로 계산된 조합력을 제곱합평방근법(SRSS)을 사용하여 작용력으로 구하고, 그 작용력에 단일기둥인 경우의 응답수정계수 3을 적용하여 고정단이 설치되어 있는 교각 P3의 하중조합 1에서 설계지진력이 결정된다.

해석대상교량의 설계지진시 작용력과 설계지진력은 표 2.6과 같다.

표 2.6 설계지진시 작용력과 설계지진력

P3		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	작용력		
하중조합 1	강재받침(tf)	256	96	273	1	273
	교각기둥(tf·m)	7251	867	7303	3	2434
하중조합 2	강재받침(tf)	90	307	320	1	320
	교각기둥(tf·m)	2216	3231	3918	3	1306

교각의 공칭강도와 설계강도는 P-M상관도(하재섭, 1999)에 의해 산정하였다. 그림 2.11은 고정단 교각 P3의 P-M상관도이며 설계강도는 3750 tf·m로 산정되었다.

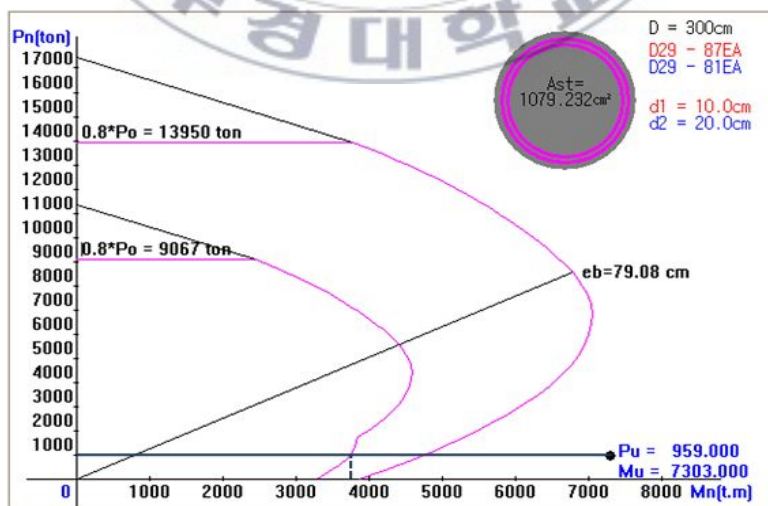


그림 2.11 고정단 교각 P3의 P-M상관도

Φ3 m 교각기둥의 경우는 설계강도/설계지진력의 비가 1.54이므로 교각 직경의 감소가 요구된다. 설계강도와 설계지진력의 비가 1.00에 근접한 경우의 교각직경을 결정하기 위해 위와 같은 계산과정을 반복하여 교각의 직경을 변경하였고 그 결과는 표 2.7과 같다. 표 2.7에서 응답수정계수 3을 만족하는 교각기둥의 직경은 2.5 m로 결정되었다.

표 2.7 교각기둥 설계단면 결정

Φ(m)	교각 조합	탄성지진력(tf · m)			R	설계 지진력 (tf · m)	설계 강도 (tf · m)	설계강도/ 설계지진력
		교축	직각	합력				
3.0	P3-1	7251	867	7303	3	2434	3750	1.54
2.7	P3-1	6651	885	6710	3	2237	2750	1.23
2.5	P3-1	6245	789	6295	3	2098	2200	1.05
2.4	P3-1	6335	738	6378	3	2126	1900	0.89

해석대상교량의 교각기둥 설계단면을 결정하는 과정에서 산정한 강재받침(고정단)의 설계지진력은 표 2.8과 같다.

표 2.8 강재받침(고정단)의 설계지진력

Φ(m)	교각 조합	탄성지진력(tf)			R	설계지진력 (tf)
		교축	직각	합력		
3.0	P3-2	90	307	320	1	320
2.7	P3-2	83	317	328	1	328
2.5	P3-2	77	299	309	1	309
2.4	P3-2	77	289	299	1	299

내진설계기준에 의하면 연결부와 하부구조의 설계강도가 설계지진력을 만족하도록 결정하면 붕괴방지수준을 만족하는 연성파괴미케니즘이 확보된 것으로 간주한다. 충분히 큰 응답수정계수를 적용하여 구한 설계지진력으로 하부구조의 설계강도를 결정하고 연결부의 설계강도가 작용력에 만족하도록 하면 항복강도분포를 고려하지 않더라도 연성파괴미케니즘이 확보되기 때문이다.

그러나, 상대적으로 높은 기능수행수준이 요구되는 경우 기능수행수준을 만족하는 설계강도보다 너무 작은 설계지진력이 산정되어 적용할 수가 없고, 따라서 하부구조에 적용한 응답수정계수가 역할을 하지 못하므로 항복강도분포를 고려한 파괴미케니즘의 규명을 수행하여야 성능수준의 만족여부를 확인할 수 있다. 그러므로 해석대상교량의 내진성능검토로 파괴미케니즘을 규명하기 위해서는 항복이 예상되는 강재받침과 교각기둥의 작용력에 대한 설계강도와 초과강도의 비로 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다.

설계강도와 초과강도는 구조부재의 최소 및 최대항복강도를 의미하므로 항복은 설계강도와 초과강도의 범위 안에서 발생하는 것으로 예상할 수 있으며 공칭강도로부터 다음과 같이 결정하였다.

- 받침장치 : 공칭강도는 제작사가 제시한 값이며 공칭강도 80%를 설계강도, 120%를 초과강도로 산정하였다.
- 교각의 모멘트 : P-M상관도에 의해 공칭강도와 설계강도를 산정하였으며 초과강도는 공칭강도의 130%로 산정하였다.

해석대상교량에서 결정단면 $\Phi 2.5$ m의 P3교각기둥과 강재받침의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도는 표 2.9와 같으며, 표 2.10은 강재받침과 교각의 작용력을 정리한 것이다.

표 2.9 강재받침과 교각기둥의 강도

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf · m)	2200	3000	3900

표 2.10 강재받침과 교각의 작용력

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
결정 단면 ($\Phi 2.5$ m)	하중 조합 1	강재받침수평력(tf)	221	93	240	1	240
		P3 모멘트(tf · m)	6245	789	6295	3	2098
	하중 조합 2	강재받침수평력(tf)	77	299	309	1	309
		P3 모멘트(tf · m)	1894	3079	3615	3	1205

표 2.11 강재받침과 교각의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 2.5$ m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	0.50	0.63	0.75
		P3 모멘트	0.35	0.46	0.60
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.39	0.49	0.58
		P3 모멘트	0.61	0.80	1.04

표 2.11은 해석대상교량의 결정단면($\Phi 2.5$ m)에 대한 강재받침과 교각의 강도/작용력 비이다. 붕괴방지수준의 검토는 하중조합 1의 경우 강재받침의 항복범위(0.50~0.75)가 교각기둥의 모멘트항복범위(0.35~0.60)에 중복되어 있어 연성과파괴미케니즘을 만족하지 못하고 있으며, 하중조합 2의 경우는 강재받침의 항복범위(0.39~0.58)가 교각기둥의 모멘트항복범위(0.61~1.04)보다 먼저 항복하는 취성과파괴미케니즘을 나타내고 있다. 따라서, 교각기둥이 강재받침보다 먼저 항복하여 연성과파괴미케니즘을 만족하도록 강재받침의 강도를 변경하였고 그 결과는 표 2.12, 표 2.13, 그림 2.12에 정리하였다.

표 2.12 강재받침 강도(변경)

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tf)	322	403	484
① 설계강도 = 작용력 $\times$ 강도/작용력 비 = $309 \times 1.042 = 322$ tf ② 공칭강도 = 설계강도 / 0.8 = $322 / 0.8 = 403$ tf ③ 초과강도 = 공칭강도 $\times$ 1.2 = $403 \times 1.2 = 484$ tf			

표 2.13 강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 2.5$ m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	1.34	1.68	2.01
		P3 모멘트	0.35	0.46	0.60
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.04	1.30	1.56
		P3 모멘트	0.61	0.80	1.04

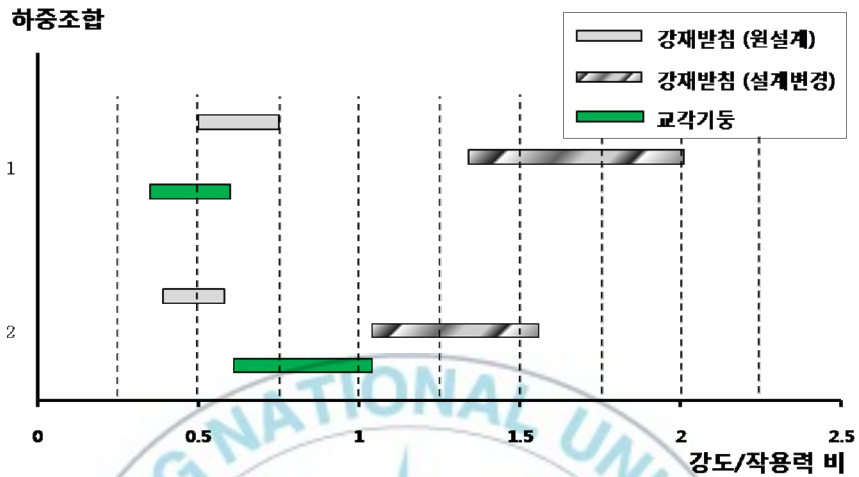


그림 2.12 강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위

표 2.13, 표 2.14에서 제시된 설계강도, 공칭강도 및 초과강도와 강도/작용력의 비를 계산하여 강재받침과 교각에 대한 하중조합 1, 2에서의 값을 각각 검토하면 그림 2.12에서와 같이 하중조합1, 2에서 모두 강재받침보다 교각이 먼저 항복하는 사실이 확인되므로 강재받침의 강도를 변경하여 연성파괴메커니즘이 확보된 것을 알 수 있다.

2.2.2 II형교각 교량

II형교각 교량의 내진설계는 T형교각과 동일한 방법으로 반복해서 수행하였다. 표 2.14는 모드해석 결과이며, 그림 2.13은 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상이다.

표 2.14 모드해석 결과

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1	0.83	85.79		
3			0.31	79.76

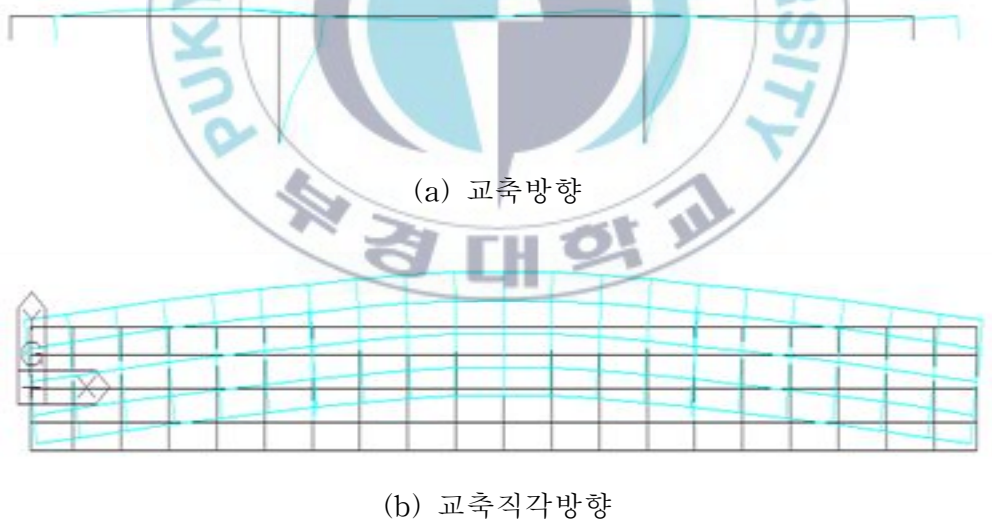


그림 2.13 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상

표 2.15, 표 2.16는 강제받침과 교각하부 단면력의 하중조합 결과이다.

표 2.15 강제받침 하중조합

(단위:tf)

위치		A1	P1	P2	A2
하중 조합 1	G1	⇅ 15	⇅ 43 ⇔139	⇅ 42	⇅ 15
	G2		⇔139		
하중 조합 2	G1	⇅ 50	⇅ 141 ⇔ 51	⇅ 141	⇅ 50
	G2		⇔ 51		

표 2.16 교각 하중조합

위치			P (tf)	V2[직각] (tf)	V3[교축] (tf)	T (tf-m)	M2[교축] (tf-m)	M3[직각] (tf-m)
하중 조합 1	P1	G1	225.6	26.8	146.6	9.3	1446.4	129.3
		G2	226.1	23.2	146.6	9.3	1446.5	118.1
	P2	G1	220.0	26.8	20.2	0.4	168.7	129.1
		G2	220.5	23.2	20.2	0.4	168.7	117.9
하중 조합 2	P1	G1	77.0	82.0	47.6	22.5	457.7	408.6
		G2	78.3	83.8	47.7	22.5	157.8	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	411.0

해석대상교량인 II형교각기둥의 단면이 원형이며 하중조합 1에서는 단일기둥으로 적용하여 응답수정계수는 3을 사용하고 하중조합 2에서는 다주가구로 적용하여 응답수정계수를 5를 사용하여 고정단이 설치되어 있는 교각 P1의 하중조합 1에서 설계지진력이 결정된다.

해석대상교량의 설계지진시 작용력과 설계지진력은 표 2.17와 같다.

표 2.17 설계지진시 작용력과 설계지진력

P1		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	작용력		
하중조합 1	강재받침(tf)	70	43	82	1	82
	교각기둥(tf·m)	1446	129	1452	3	484
하중조합 2	강재받침(tf)	26	141	143	1	143
	교각기둥(tf·m)	458	409	614	5	123

그림 2.14는 고정단 교각 P1의 P-M상관도이며 설계강도는 850 tf·m로 산정되었다.

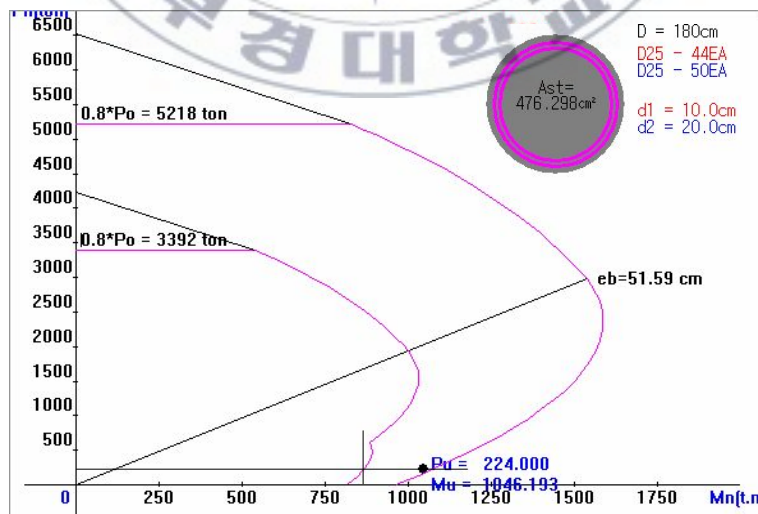


그림 2.14 고정단 교각 P1의 P-M상관도

Φ1.8 m 교각기둥의 경우는 설계강도/설계지진력의 비가 1.75이므로 교각직경의 감소가 요구된다. 설계강도와 설계지진력의 비가 1.00에 근접한 경우의 교각직경을 결정하기 위해 위와 같은 계산과정을 반복하여 교각의 직경을 변경하였고 그 결과는 표 2.18과 같다. 표 2.14에서 응답수정계수 3을 만족하는 교각기둥의 직경은 1.3 m로 결정되었다.

표 2.18 교각기둥의 설계단면 결정

Φ(m)	교각 조합	탄성지진력(tf·m)			R	설계 지진력 (tf·m)	설계 강도 (tf·m)	설계강도 설계지진력
		교축	직각	합력				
1.8	P1-1	1446	129	1452	3	484	850	1.75
1.5	P1-1	1161	112	1166	3	389	505	1.29
1.3	P1-1	963	97	968	3	323	325	1.00
1.0	P1-1	678	59	681	3	227	150	0.66

해석대상교량의 교각기둥 설계단면을 결정하는 과정에서 산정한 강재받침(고정단)의 설계지진력은 표 2.19와 같다.

표 2.19 강재받침(고정단)의 설계지진력

Φ(m)	교각 조합	탄성지진력(tf)			R	설계지진력 (tf)
		교축	직각	합력		
1.8	P1-2	26	141	143	1	143
1.5	P1-2	21	128	130	1	130
1.3	P1-2	17	112	113	1	113
1.0	P1-2	12	64	65	1	65

해석대상교량에서 결정단면 $\Phi 1.3$ m의 P1교각기둥과 강재받침의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도는 표 2.20과 같으며, 표 2.21은 강재받침과 교각의 작용력을 정리한 것이다.

표 2.20 강재받침과 교각기둥의 강도

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf · m)	325	415	540

표 2.21 강재받침과 교각의 작용력

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
결정 단면 ($\Phi 1.3$ m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	47	34	58	1	58
		P1 모멘트(tf · m)	962	97	967	3	322
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	17	112	113	1	113
		P1 모멘트(tf · m)	304	311	435	5	87

표 2.22 강재받침과 교각의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 1.3$ m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	2.06	2.59	3.10
		P1 모멘트	0.34	0.43	0.56
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.06	1.33	1.59
		P1 모멘트	0.75	0.95	1.24

표 2.22는 해석대상교량의 결정단면($\Phi 1.3$ m)에 대한 강재받침과 교각의 강도/작용력 비이다. 붕괴방지수준의 검토는 하중조합 1의 경우 강재받침의 항복범위(2.06~3.10)보다 교각기둥의 항복범위(0.34~0.56)가 먼저 항복하여 연성파괴미케니즘을 만족하고 있으나, 하중조합 2의 경우는 강재받침의 항복범위(1.06~1.59)가 교각기둥의 항복범위(0.75~1.24)에 중복되어 연성파괴미케니즘을 만족하지 못하고 있다. 따라서, 교각기둥이 강재받침보다 먼저 항복하여 연성파괴미케니즘을 만족하도록 강재받침의 강도를 변경하였고 그 결과는 표 2.23, 표 2.24, 그림 2.15에 정리하였다.

표 2.23 강재받침 강도(변경)

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	140	175	210
① 설계강도 = 작용력 $\times$ 강도/작용력 비 = $113 \times 1.24 = 140$ tonf ② 공칭강도 = 설계강도 / 0.8 = $140 / 0.8 = 175$ tonf ③ 초과강도 = 공칭강도 $\times$ 1.2 = $175 \times 1.2 = 210$ tonf			

표 2.24 강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 1.3$ m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	2.41	3.02	3.62
		P1 모멘트	0.34	0.43	0.56
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.24	1.55	1.86
		P1 모멘트	0.75	0.95	1.24

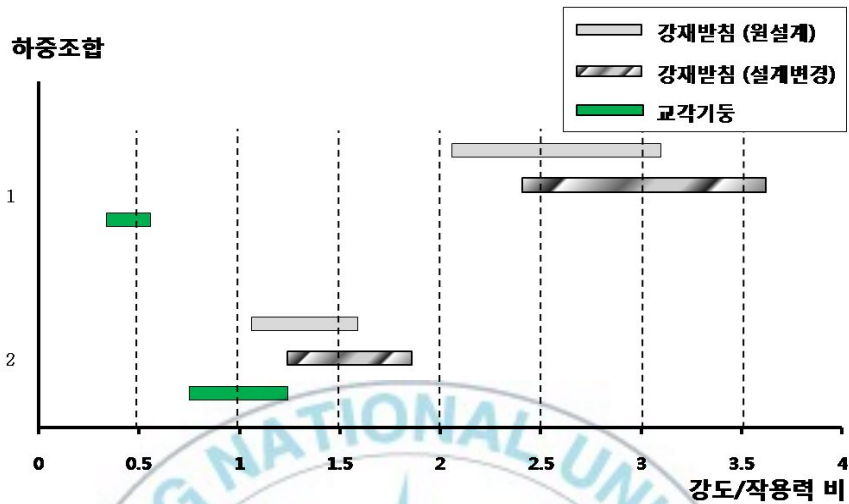


그림 2.15 강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위

표 2.18, 표 2.19에서 제시된 설계강도, 공칭강도 및 초과강도와 강도/작용력의 비를 계산하여 강재받침과 교각에 대한 하중조합 1, 2에서의 값을 각각 검토하면 그림 2.15에서와 같이 하중조합1, 2에서 모두 강재받침보다 교각이 먼저 항복하는 사실이 확인되므로 강재받침의 강도를 변경하여 연성파괴메커니즘이 확보된 것을 알 수 있다.

3. 기존교량의 보강

3.1 내진성능 보강 대안

기존교량인 T형교각 교량과 II형교각 교량에 대한 내진성능 향상을 위한 보강 안은 고정단의 개수를 증가하는 방식을 선택하였으며, 기존교량의 고정단 개수에 따른 보강 안은 아래의 표 3.1, 표 3.2와 같다.

표 3.1 T형교각 기존교량 보강 (안)

구분		A1	P1	P2	P3	P4	A2
기존 교량	G1	—	—	—	●	—	—
	G2	+	+	+		+	+
1안	G1	—	—	●	●	—	—
	G2	+	+			+	+
2안	G1	—	●	●	●	—	—
	G2	+				+	+
3안	G1	—	●	●	●	●	—
	G2	+					+

표 3.2 II형교각 기존교량 보강 (안)

구분		A1	P1	P2	A2
기존 교량	G1	—	●	—	—
	G2	+		+	+
1안	G1	—	●	●	—
	G2	+			+

3.2 보강 안에 대한 내진설계

3.2.1 T형교각 교량(보강 1안)

각 보강 안에 대한 T형교각 교량의 내진설계는 기존교량과 동일한 방법으로 수행하였고, 이 절에서는 보강 1안에 대한 내진 해석 및 내진설계 과정과 결과를 제시하였으며, 나머지 보강 안은 다음의 3.3절에 결과값만 정리하여 제시하였다.

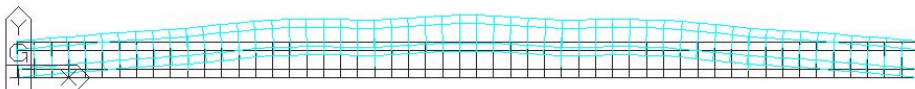
표 3.3은 보강 1안의 모드해석 결과이며, 그림 3.1은 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상이다.

표 3.3 모드해석 결과

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
6	0.36	40.94		
5			0.39	53.74



(a) 교축방향



(b) 교축직각방향

그림 3.1 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상

표 3.4, 표 3.5는 강제받침과 교각하부 단면력의 하중조합 결과이다.

표 3.4 강제받침 하중조합

(단위:tf)

위치		A1	P1	P2	P3	P4	A2
하중 조합 1	G1	⇅ 23	⇅ 98	⇅ 115 ⇔358	⇅ 114 ⇔324	⇅ 97	⇅ 23
	G2			⇔362	⇔330		
하중 조합 2	G1	⇅ 56	⇅ 229	⇅ 318 ⇔144	⇅ 312 ⇔110	⇅ 228	⇅ 56
	G2			⇔146	⇔112		

표 3.5 교각 하중조합

위치		P (tf)	V2[직각] (tf)	V3[교축] (tf)	T (tf-m)	M2[교축] (tf-m)	M3[직각] (tf-m)
하중 조합 1	P1	971.9	107.7	0.0	0.0	0.0	910.6
	P2	958.6	124.6	741.8	100.0	4686.2	1064.3
	P3	962.9	123.4	675.3	100.7	5152.3	1052.6
	P4	971.6	106.9	0.0	0.0	0.0	903.0
하중 조합 2	P1	1070.5	250.4	0.0	0.0	0.0	2319.3
	P2	993.7	339.3	248.4	171.6	1260.9	3293.4
	P3	994.5	338.7	182.6	172.7	1731.5	3287.5
	P4	1069.3	249.8	0.0	0.0	0.0	2313.6

교량의 T형교각기둥의 단면이 원형이며 단일기둥인 경우의 응답수정계수 3을 적용하여 고정단 교각 P3의 하중조합 1에서 설계지진력이 결정된다. 설계지진시 작용력과 설계지진력은 표 3.6과 같다.

표 3.6 설계지진시 작용력과 설계지진력

P3		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	작용력		
하중조합 1	강재받침(tf)	162	114	198	1	198
	교각기둥(tf · m)	5152	1053	5259	3	1753
하중조합 2	강재받침(tf)	55	312	317	1	317
	교각기둥(tf · m)	1732	3288	3716	3	1239

보강 안을 적용한 $\Phi 3$ m 교각기둥 설계강도 $3750 \text{ tf} \cdot \text{m}$ 의 경우는 설계강도/설계지진력의 비가 2.14이므로 교각직경의 감소가 요구된다. 설계강도와 설계지진력의 비가 1.00에 근접한 경우의 교각직경을 결정하기 위해 위와 같은 계산과정을 반복하여 교각의 직경을 변경하였고 그 결과는 표 3.7과 같다. 표 3.7에서 응답수정계수 3을 만족하는 교각기둥의 직경은 2.2 m로 결정되었다.

표 3.7 교각기둥 설계단면 결정

$\Phi(\text{m})$	교각 조합	탄성지진력($\text{tf} \cdot \text{m}$)			R	설계지진력($\text{tf} \cdot \text{m}$)	설계강도($\text{tf} \cdot \text{m}$)	설계강도/설계지진력
		교축	직각	합력				
3.0	P3-1	5152	1053	5259	3	1753	3750	2.14
2.5	P3-1	5070	848	5140	3	1713	2200	1.28
2.2	P3-1	4265	654	4314	3	1438	1500	1.04
2.0	P3-1	4123	548	4160	3	1387	1188	0.86

교각기둥 설계단면을 결정하는 과정에서 산정한 강재받침(고정단)의 설계지진력은 표 3.8과 같다.

표 3.8 강재받침(고정단)의 설계지진력

$\Phi(m)$	교각 - 조합	탄성지진력(tf)			R	설계지진력 (tf)
		교축	직각	합력		
3.0	P3-2	55	312	317	1	317
2.5	P2-2	66	301	308	1	308
2.2	P2-2	55	266	272	1	272
2.0	P2-2	51	241	246	1	246

결정단면 $\Phi 2.2$ m의 P3교각기둥과 강재받침의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도는 표 3.9와 같으며, 표 3.10은 강재받침과 교각의 작용력을 정리한 것이다.

표 3.9 강재받침과 교각기둥의 강도

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf · m)	1500	1950	2535

표 3.10 강재받침과 교각의 작용력

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
결정 단면 ($\Phi 2.2m$)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	147	83	169	1	169
		P3 모멘트(tf · m)	4265	654	4314	3	1438
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	55	266	272	1	272
		P3 모멘트(tf · m)	1291	2313	2649	3	883

표 3.11 강재받침과 교각의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 (Φ2.2m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	0.71	0.89	1.07
		P3 모멘트	0.35	0.45	0.59
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.44	0.55	0.66
		P3 모멘트	0.56	0.74	0.96

표 3.11은 보강 안을 적용한 교량의 결정단면(Φ2.2 m)에 대한 강재받침과 교각의 강도/작용력 비이다. 붕괴방지수준의 검토는 하중조합 1의 경우 강재받침의 항복범위(0.71~1.07)보다 교각기둥의 모멘트항복범위(0.35~0.59)가 먼저 항복하여 연성과파괴미케니즘을 만족하고 있으나, 하중조합 2의 경우는 강재받침의 항복범위(0.44~0.66)가 교각기둥의 모멘트항복범위(0.56~0.96)와 우선하거나 중복되어 있어 연성과파괴미케니즘을 만족하지 못하고 있다. 따라서, 교각기둥이 강재받침보다 먼저 항복하여 연성과파괴미케니즘을 만족하도록 강재받침의 강도를 변경하였고 그 결과는 표 3.12, 표 3.13, 그림 3.3에 정리하였다.

표 3.12 강재받침 강도(변경)

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	261	326	391
① 설계강도 = 작용력 × 강도/작용력 비 = 272 × 0.96 = 261 tonf ② 공칭강도 = 설계강도 / 0.8 = 261 / 0.8 = 326 tonf ③ 초과강도 = 공칭강도 × 1.2 = 326 × 1.2 = 391 tonf			

표 3.13 강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 2.2\text{m}$)	하중 조합 1	강재받침 수평력	1.54	1.93	2.32
		P3 모멘트	0.35	0.45	0.59
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.96	1.20	1.44
		P3 모멘트	0.56	0.74	0.96

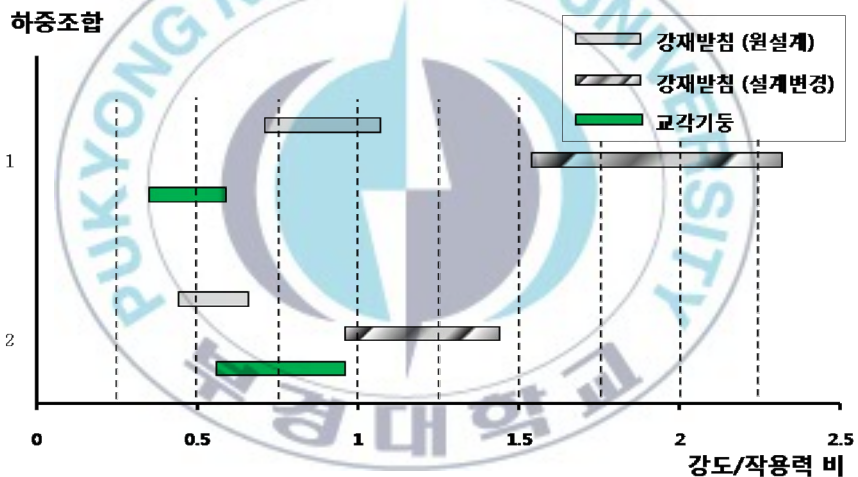


그림 3.2 강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위

표 3.13, 표 3.14에서 제시된 설계강도, 공칭강도 및 초과강도와 강도/작용력의 비를 계산하여 강재받침과 교각에 대한 하중조합 1, 2에서의 값을 각각 검토하면 그림 3.2에서와 같이 하중조합1, 2에서 모두 강재받침보다 교각이 먼저 항복하는 사실이 확인되므로 강재받침의 강도를 변경하여 연성파괴메커니즘이 확보된 것을 알 수 있다.

3.2.2 II형교각 교량(보강 1안)

보강 안에 대한 II형교각 교량의 내진설계는 기존교량과 동일한 방법으로 수행하였다.

표 3.14은 보강 안의 모드해석 결과이며, 그림 3.3은 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상이다.

표 3.14 보강 안의 모드해석 결과

모드 No.	교축(X축)방향		교축직각(Y축)방향	
	주기(sec)	질량기여도(%)	주기(sec)	질량기여도(%)
1	0.59	94.64		
3			0.31	79.92



(a) 교축방향

(b) 교축직각방향

그림 3.3 교축 및 교축직각 방향에 대한 모드형상

표 3.15, 표 3.16는 강재받침과 교각하부 단면력의 하중조합 결과이다.

표 3.15 강재받침 하중조합

(단위:tf)

위치		A1	P1	P2	A2
하중 조합 1	G1	⇅ 15	⇅ 42 ⇔ 94	⇅ 42 ⇔ 87	⇅ 15
	G2		⇔ 94	⇔ 87	
하중 조합 2	G1	⇅ 51	⇅ 141 ⇔ 40	⇅ 141 ⇔ 33	⇅ 51
	G2		⇔ 40	⇔ 33	

표 3.16 교각 하중조합

위치			P (tf)	V2[직각] (tf)	V3[교축] (tf)	T (tf-m)	M2[교축] (tf-m)	M3[직각] (tf-m)
하중 조합 1	P1	G1	224.0	26.7	97.7	8.2	952.9	128.9
		G2	224.6	23.2	97.7	8.0	953.0	117.8
	P2	G1	224.0	26.7	104.7	7.9	1022.7	128.9
		G2	224.6	23.2	104.7	8.1	1022.6	117.8
하중 조합 2	P1	G1	77.6	81.7	30.5	22.0	285.0	407.2
		G2	78.8	83.6	30.5	21.9	285.1	411.2
	P2	G1	77.6	81.7	37.5	21.8	354.8	407.2
		G2	78.8	83.6	37.5	21.9	354.7	411.2

II형교각기둥의 단면이 원형이며 하중조합 1에서는 단일기둥으로 적용하여 응답수정계수는 3을 사용하고 하중조합 2에서는 다주가구로 적용하여 응답수정계수를 5를 사용하여 고정단이 설치되어 있는 교각 P2의 하중조합 1에서 설계지진력이 결정된다. 교량의 설계지진시 작용력과 설계지진력은 표 3.17과 같다.

표 3.17 설계지진시 작용력과 설계지진력

P2		탄성지진력			R	설계지진력
		교축	교축직각	작용력		
하중조합 1	강재받침(tf)	44	42	61	1	61
	교각기둥(tf·m)	1023	129	1031	3	344
하중조합 2	강재받침(tf)	17	141	142	1	142
	교각기둥(tf·m)	355	411	543	5	109

보강 안을 적용한 $\Phi 1.8$ m 교각기둥 설계강도 850 tf·m의 경우는 설계강도/설계지진력의 비가 2.47이므로 교각직경의 감소가 요구된다. 설계강도와 설계지진력의 비가 1.00에 근접한 경우의 교각직경을 결정하기 위해 위와 같은 계산과정을 반복하여 교각의 직경을 변경하였고 그 결과는 표 3.19와 같다. 표 3.18에서 응답수정계수 3을 만족하는 교각기둥의 직경은 1.0 m로 결정되었다.

표 3.18 교각기둥 설계단면 결정

$\Phi(m)$	교각조합	탄성지진력(tf·m)			R	설계지진력(tf·m)	설계강도(tf·m)	설계강도설계지진력
		교축	직각	합력				
1.8	P2-1	1023	129	1031	3	344	850	2.47
1.5	P2-1	790	112	796	3	265	500	1.89
1.2	P2-1	577	87	584	3	195	250	1.28
1.0	P2-1	448	59	452	3	151	145	0.96

교각기둥 설계단면을 결정하는 과정에서 산정한 강재받침(고정단)의 설계지진력은 표 3.19와 같다.

표 3.19 강재받침(고정단)의 설계지진력

$\Phi(m)$	교각 조합	탄성지진력(tf)			R	설계지진력 (tf)
		교축	직각	합력		
1.8	P1-2	40	141	147	1	147
1.5	P1-2	15	128	129	1	129
1.2	P1-2	11	100	101	1	101
1.0	P1-2	8	64	65	1	65

결정단면 $\Phi 1.0$ m의 P2교각기둥과 강재받침의 설계강도, 공칭강도 및 초과강도는 표 3.20과 같으며, 표 3.21은 강재받침과 교각의 작용력을 정리한 것이다.

표 3.20 강재받침과 교각기둥의 강도

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tf)	120	150	180
교각기둥 모멘트(tf · m)	145	200	260

표 3.21 강재받침과 교각의 작용력

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
결정 단면 ($\Phi 1.0m$)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	21	19	28	1	28
		P2 모멘트(tf · m)	448	59	452	3	151
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	8	64	65	1	65
		P2 모멘트(tf · m)	146	190	240	5	48

표 3.22 강재받침과 교각의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 (Φ1.0m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	4.29	5.36	6.43
		P2 모멘트	0.32	0.44	0.58
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.85	2.31	2.77
		P2 모멘트	0.60	0.83	1.08

표 3.22는 보강 안을 적용한 교량의 결정단면(Φ1.0 m)에 대한 강재받침과 교각의 강도/작용력 비이다. 붕괴방지수준의 검토는 하중조합 1의 경우 강재받침의 항복범위(4.29~6.43)보다 교각기둥의 모멘트항복범위(0.32~0.58)가 보다 먼저 항복하여 연성파괴미케니즘을 만족하고 있으며, 하중조합 2의 경우에도 강재받침의 항복범위(1.85~2.77)보다 교각기둥의 모멘트항복범위(0.60~1.08)가 먼저 항복하여 연성파괴미케니즘을 만족하고 있는 것으로 확인되었다. 그러나, 각 조합별에 따른 강재받침의 항복범위가 교각의 모멘트항복범위 대비 최소 171%로 나타나 비효율적인 설계를 보이고 있다. 따라서, 효율적인 내진설계를 위한 강재받침의 강도를 변경할 필요가 있으며, 변경 결과는 표 3.23, 표 3.24, 그림 3.6에 정리하였다.

표 3.23 강재받침 강도(변경)

구 분	설계강도	공칭강도	초과강도
강재받침 수평력(tonf)	70	88	106
① 설계강도 = 작용력 × 강도/작용력 비 = 65 × 1.08 = 70 tonf ② 공칭강도 = 설계강도 / 0.8 = 70 / 0.8 = 88 tonf ③ 초과강도 = 공칭강도 × 1.2 = 70 × 1.2 = 106 tonf			

표 3.24 강재받침과 교각의 강도/작용력 비(변경)

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
결정 단면 ($\Phi 1.0\text{m}$)	하중 조합 1	강재받침 수평력	2.50	3.14	3.75
		P2 모멘트	0.32	0.44	0.58
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.08	1.35	1.62
		P2 모멘트	0.60	0.83	1.08

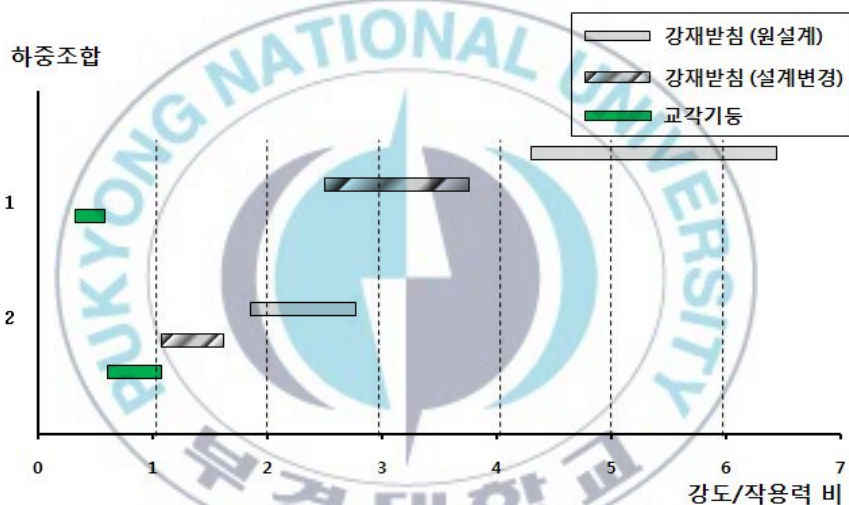


그림 3.4 강도/작용력 비에 의한 하중조합별 항복범위

효율적인 내진설계를 위해 표 3.24, 표 3.25에서 변경된 설계강도, 공칭강도 및 초과강도와 강도/작용력의 비를 계산하여 강재받침과 교각에 대한 하중조합 1, 2에서의 값을 각각 검토하면 그림 3.4에서와 같이 하중조합1, 2에서 모두 강재받침보다 교각이 먼저 항복하고 항복범위도 적절한 사실이 확인되므로 강재받침의 강도를 변경하여 효율적인 연성파괴메커니즘이 확보된 것을 알 수 있다.

3.3 기존교량과의 결과 검토

T형교각 및 II형교각형식의 기존교량과 각 보강 안을 적용한 교량의 내진설계 결과값을 비교하여 정리하였다.

3.3.1 교각기둥의 설계단면 결정

표 3.25와 표 3.26은 기존교량과 각 보강 안에 대해 연성과파괴메커니즘을 만족하는 교각기둥의 결정단면이다. 기존교량과 각 보강 안에 대한 결정단면 비교 결과, 고정단 개수를 증가하면 교각기둥의 결정단면이 감소할 수 있다는 것을 제시하고 있으며, 이는 교각기둥의 연성을 확보하기 위한 횡철근량의 감소로 시공성이 향상함을 의미한다.

표 3.25 T형교각기둥의 결정단면 비교

구분	결정단면 (m)	교각 - 조합	탄성지진력(tf·m)			R	설계 지진력 (tf·m)	설계 강도 (tf·m)	설계강도/ 설계지진력
			교축	직각	합력				
기존교량	2.5	P3-1	6245	789	6295	3	2098	2200	1.05
1 안	2.2	P3-1	4265	654	4314	3	1438	1500	1.04
2 안	2.0	P3-1	3295	555	3341	3	1114	1100	0.99
3 안	1.7	P3-1	2274	393	2308	3	769	770	1.00

표 3.26 II형교각기둥의 결정단면 비교

구분	결정단면 (m)	교각 - 조합	탄성지진력(tf·m)			R	설계 지진력 (tf·m)	설계 강도 (tf·m)	설계강도/ 설계지진력
			교축	직각	합력				
기존교량	1.3	P1-2	963	97	968	3	323	325	1.00
1 안	1.0	P2-2	448	59	541	3	150	150	0.97

3.3.2 강재받침의 설계지진력

표 3.27, 표 3.28은 기존교량 및 각 보강 안에 대한 강재받침에 요구되는 설계지진력을 비교하여 제시한 것이다. 표 3.27, 표 3.28에서 확인한 바와 같이 고정단의 개수를 증가하면 강재받침의 설계지진력이 상당히 감소한다는 것을 알 수 있다.

표 3.27 T형교각 강재받침 설계지진력 비교

구분	결정 단면 (m)	교각 - 조합	탄성지진력(tf)			R	설계 지진력 (tf)
			교축	직각	합력		
기존교량	2.5	P3-2	77	299	309	1	309
1 안	2.2	P2-2	55	266	272	1	272
2 안	2.0	P3-2	40	242	245	1	245
3 안	1.7	P2-2	27	203	205	1	205

표 3.28 II형교각 강재받침 설계지진력 비교

구분	결정 단면 (m)	교각 - 조합	탄성지진력(tf)			R	설계 지진력 (tf)
			교축	직각	합력		
기존교량	1.3	P1-2	17	112	113	1	113
1 안	1.0	P1-2	8	64	65	1	65

3.3.3 결정단면의 강도 및 작용력

표 3.29 ~ 표 3.32은 기존 교량 및 각 보강 안에 대한 결정단면에서의 교각기둥 강도 및 작용력 비교하여 제시한 것이다. 표 3.29 ~ 표 3.32에서 확인한 바와 같이 고정단의 개수를 증가하면 교각기둥의 강도와 작용력이 상당히 감소한다는 것을 알 수 있다.

표 3.29 T형교각기둥의 강도 비교 (단위:tf · m)

구 분	결정단면	설계강도	공칭강도	초과강도
기존교량	Φ2.5m	2200	3000	3900
1 안	Φ2.2m	1500	1950	2535
2 안	Φ2.0m	1100	1510	1963
3 안	Φ1.7m	770	1100	1430

표 3.30 II형교각기둥의 강도 비교 (단위:tf · m)

구 분	결정단면	설계강도	공칭강도	초과강도
기존교량	Φ1.3m	325	415	540
1 안	Φ1.0m	145	200	260

표 3.31 T형교각 교량의 작용력 비교

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
기존 교량 (Φ2.5m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	221	93	240	1	240
		P3 모멘트(tf · m)	6245	789	6295	3	2098
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	77	299	309	1	309
		P3 모멘트(tf · m)	1894	3079	3615	3	1205

표 3.31 T형교각 교량의 작용력 비교(계속)

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
1 안 (Φ2.2m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	147	83	169	1	169
		P3 모멘트(tf · m)	4123	548	4159	3	1386
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	55	266	272	1	272
		P3 모멘트(tf · m)	1291	2313	2649	3	883
2 안 (Φ2.0m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	111	75	134	1	134
		P3 모멘트(tf · m)	3295	555	3341	3	1114
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	40	242	245	1	245
		P3 모멘트(tf · m)	1000	2319	2525	3	842
3 안 (Φ1.7m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	74	63	97	1	97
		P3 모멘트(tf · m)	2274	393	2308	3	769
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	27	203	205	1	205
		P3 모멘트(tf · m)	714	1790	1927	3	642

표 3.32 II형교각 교량의 작용력 비교

구 분			교축 방향	교축 직각방향	작용력	설계기준	
						R	설계지진력
기존 교량 (Φ1.3m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	47	34	58	1	58
		P1 모멘트(tf · m)	962	97	967	3	322
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	17	112	113	1	113
		P1 모멘트(tf · m)	304	311	435	5	87
1 안 (Φ1.0m)	하중 조합 1	강재받침 수평력(tf)	21	19	28	1	28
		P1 모멘트(tf · m)	448	59	452	3	151
	하중 조합 2	강재받침 수평력(tf)	8	64	65	1	65
		P1 모멘트(tf · m)	146	190	240	5	48

3.3.4 연성파괴메커니즘

표 3.33, 표 3.34에서와 같이 기존교량과 각 보강 안에 대한 결정단면에서의 강재받침 및 교각기둥의 강도/작용력 비를 검토하면 교각기둥보다 강재받침이 먼저 파괴되거나 항복범위가 중복되어 판정이 불가능한 경우가 발생한다는 것을 알 수 있다.

표 3.33 T형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
기존교량 (Φ2.5m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	0.50	0.63	0.75
		P3 모멘트	0.35	0.46	0.60
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.39	0.49	0.58
		P3 모멘트	0.61	0.80	1.04
	강재받침 설계강도 결정값		$309 \text{ tonf} \times 1.04 = 322 \text{ tonf}$		
1 안 (Φ2.2m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	0.71	0.89	1.07
		P3 모멘트	0.35	0.45	0.59
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.44	0.55	0.66
		P3 모멘트	0.56	0.74	0.96
	강재받침 설계강도 결정값		$272 \text{ tonf} \times 0.96 = 261 \text{ tonf}$		
2 안 (Φ2.0m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	0.89	1.12	1.34
		P3 모멘트	0.33	0.45	0.59
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.49	0.61	0.73
		P3 모멘트	0.44	0.59	0.78
	강재받침 설계강도 결정값		$245 \text{ tonf} \times 0.78 = 191 \text{ tonf}$		

표 3.33 T형교각 교량의 강도/작용력 비(계속)

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
3 안 (Φ1.7m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	1.24	1.55	1.86
		P3 모멘트	0.34	0.48	0.62
	하중 조합 2	강재받침 수평력	0.59	0.73	0.88
		P3 모멘트	0.41	0.57	0.74
	강재받침 설계강도 결정값		$205 \text{ tonf} \times 0.74 = 152 \text{ tonf}$		

표 3.34 II형교각 교량의 강도/작용력 비

구 분			설계강도 /작용력	공칭강도 /작용력	초과강도 /작용력
기존교량 (Φ1.3m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	2.06	2.59	3.10
		P1 모멘트	0.34	0.43	0.56
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.06	1.33	1.59
		P1 모멘트	0.75	0.95	1.24
	강재받침 설계강도 결정값		$113 \text{ tonf} \times 1.24 = 140 \text{ tonf}$		

1 안 (Φ1.0m)	하중 조합 1	강재받침 수평력	4.29	5.36	6.43
		P1 모멘트	0.32	0.44	0.58
	하중 조합 2	강재받침 수평력	1.85	2.31	2.77
		P1 모멘트	0.60	0.83	1.08
	강재받침 설계강도 결정값		$65 \text{ tonf} \times 1.08 = 70 \text{ tonf}$		

표 3.35, 표 3.36은 설계기준의 응답수정계수를 적용하여 결정한 강재받침의 설계강도(설계지진력)와 기존교량 및 각 보강 안에서 연성파괴메커니즘을 만족하는 강재받침의 설계강도를 표 3.33 및 표 3.34에서 결정하고 비교·정리한 것이다.

고정단 개수를 증가하면 설계기준과 연성파괴메커니즘 확보 시 두 경우 모두 강재받침의 설계강도가 감소한다는 사실은 알 수 있으나, 보강 안과 설계기준의 연성파괴메커니즘 만족여부와 연관성에 대한 것은 추후 검토가 요구된다.

표 3.35 T형교각 교량의 강재받침 설계강도

구 분			강재받침 설계강도(tf)		설계기준의 연성파괴메커니즘 만족여부
			설계기준 (응답수정계수적용)	연성파괴메커니즘 확보 시	
기존교량	결정단면	2.5m	309	322	NO
1 안	결정단면	2.2m	272	261	YES
2 안	결정단면	2.0m	245	191	YES
3 안	결정단면	1.7m	205	152	YES

표 3.36 II형교각 교량의 강재받침 설계강도

구 분			강재받침 설계강도(tf)		설계기준의 연성파괴메커니즘 만족여부
			설계기준 (응답수정계수적용)	연성파괴메커니즘 확보 시	
기존교량	결정단면	1.3m	113	140	NO
1 안	결정단면	1.0m	65	70	NO

4. 결론

본 연구는 강재받침을 사용한 일반교량을 선정하여 내진설계를 수행하고 강재받침 고정단 개수를 증가하여 내진성능 향상여부에 대한 연구를 수행하였다. 해석대상으로 선정한 교량은 하부구조가 T형교각 및 II형교각으로 도로교설계기준에서 제시한 응답수정계수 3과 5를 적용하여 교각기둥의 설계단면을 결정하였다.

강재받침의 고정단 개수를 증가하는 보강 안을 적용한 결과 다음과 같은 결과를 확인하였다.

- 교각기둥의 설계단면을 감소할 수 있으며, 이는 연성확보를 위한 횡철근량의 감소로 이어져 시공성이 향상함을 의미한다.
- 고정단 개수를 증가하면 설계기준과 연성파괴미케니즘 확보 시 두 경우 모두 강재받침의 설계강도가 감소한다는 사실은 알 수 있으나, 보강 안과 설계기준의 연성파괴미케니즘 만족여부와의 연관성에 대한 것은 추후 검토가 요구된다.

참고문헌

1. 김성균 외 4명, “영월지진과 최근 한반도의 지진활동”, 1997년 춘계 한국지진공학회 학술발표회 논문집, 1977, pp. 3-14.
2. 건설교통부, “도로교 표준시방서”. 1996.
3. 건설교통부, “도로교 설계기준 (6장 내진설계편)”. 한국도로교통협회, 2008.
4. 건설교통부, “기존교량의 내진보강방안, 1999.
5. 한국지진공학회, “도로교의 내진설계”, 제6회 한국지진공학회 기술강습회 교재, 2000, pp. 33-73.
6. 전종욱 외 4명, “납면진받침의 역학적특성에 관한 연구”, 기술과학연구소 논문집, 제35-2집, 2005, pp. 49-56.
7. MIDAS IT, “MIDAS/CIVIL”, 2001.
8. 한국콘크리트학회, “콘크리트 구조설계기준 해설”, 기문당, 2003.
9. 하재섭, “RC Ghost 99-PM diagram”, 1999.
10. 국승규, 최종만, “성능수준에 기초한 지진격리교량의 내진설계”, 대한토목학회 논문집, 제25권, 제5호, 2005, pp. 873-878..
11. 국승규, 정범석, 최종만 “II형 교각 교량의 내진설계”, 대한토목학회 논문집, 제24권, 제5A호, 2004, pp. 879-884.

감사의 글

직장을 다니면서 2년 반 동안 대학 캠퍼스를 오르면서 새로운 학문을 토론하던 교수님, 그리고 정든 학우와 헤어져야 하니 기쁨보다 아쉬움이 많이 남습니다. 여기에 오기까지 이끌어주시고 도움주신 분들에게 감사의 마음을 전합니다.

먼저 부족한 저에게 남다른 지도와 조언으로 오늘의 결실을 맺도록 가르침을 주신 지도 교수 국승규 교수님을 비롯하여 부족한 논문을 심사해주신 이동욱 교수님, 이환우 교수님과 그동안 배움을 주신 토목공학과 여러 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

본인 논문 및 직장생활로 항상 바쁜 가운데서도 논문 자료수집과 분석, 정리에 많은 도움을 준 이수호 학우께도 감사드립니다.

항상 발전하는 내진설계연구실을 기원하며 연구실의 모든 선후배에게도 감사의 마음을 전합니다.

그리고 바쁜 업무 중에도 학교에 다닐 수 있도록 배려해준 정철호 사장님 및 직장 동료들에게도 고마움을 전합니다.

직장생활과 결혼준비 등의 바쁜 와중에도 논문준비를 할 수 있도록 배려해주며 독려해준 사랑하는 나의 아내와 묵묵히 도와주신 부모님께 이 논문을 바치고 싶습니다.