



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

교각 강성에 의한 일반교량의
붕괴방지구조

2017년 2월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

정 지 영

공학석사 학위논문

교각 강성에 의한 일반교량의 붕괴방지구조

지도교수 국 승 규

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2017년 2월

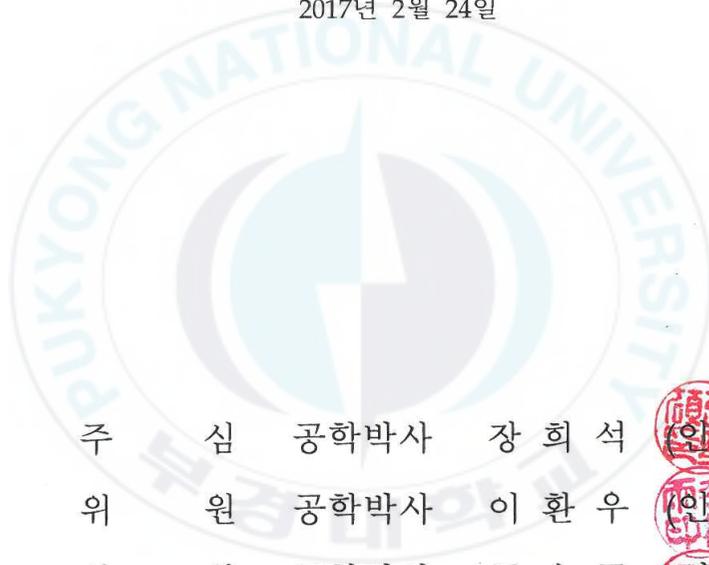
부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

정 지 영

정지영의 공학석사 학위논문을
인준함.

2017년 2월 24일



주	심	공학박사	장	희	석
위	원	공학박사	이	환	우
위	원	공학박사	국	승	규



목 차

표 목차	ii
그림 목차	iii
Abstract	iv
제1장 서론	1
제2장 지진하중에 대한 동적해석	4
2.1 운동방정식	4
2.2 응답스펙트럼 해석법	6
제3장 붕괴방지설계	12
3.1 해석대상 교량 및 설계조건	12
3.2 붕괴방지수준과 기능수행수준	15
3.2.1 모드 및 스펙트럼 해석	15
3.2.2 붕괴방지구조	18
3.2.3 기능수행수준	22
3.3 연성구조	23
3.4 취성구조	29
3.5 붕괴방지설계 절차 및 요약	32
제4장 결론	34
참고문헌	35
감사의 글	37

표 목차

표 1.1 한반도 역대 주요지진.....	2
표 2.1 응답수정계수.....	10
표 3.1 주기 및 질량기여도.....	16
표 3.2 작용력($\phi 1.8m$).....	17
표 3.3 강도/작용력 비.....	19
표 3.4 재현주기별 위험도계수.....	22
표 3.5 교각기둥설계지진력($\phi 1.8m$).....	23
표 3.6 모드해석 비교.....	24
표 3.7 직교지진력과 작용력.....	24
표 3.8 교각 강성 변경에 의한 작용력 비교.....	25
표 3.9 강도/작용력 비.....	25
표 3.10 강제받침의 설계지진력.....	27
표 3.11 강제받침의 설계지진력($\phi 1.8m$).....	30

그림 목차

그림 1.1 환태평양 지진대	1
그림 2.1 지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동	4
그림 2.2 스펙트럼 해석	6
그림 2.3 응답스펙트럼해석의 원리	7
그림 2.4 상관계수 ρ_{in}	8
그림 2.5 탄성지진력과 설계지진력	11
그림 3.1 해석대상 교량	13
그림 3.2 해석 모델링	14
그림 3.3 모드형상	15
그림 3.4 P-M 상관도	18
그림 3.5 교각기둥($\phi 1.8\text{m}$)의 항복범위	20
그림 3.6 교각기둥($\phi 1.2\text{m}$)의 항복범위	26
그림 3.7 붕괴방지구조	28
그림 3.8 기능수행수준	28
그림 3.9 붕괴방지구조	31
그림 3.10 기능수행수준	32
그림 3.11 붕괴방지설계 절차	33

No Collapse Mechanism of Typical Bridge according to Pier Stiffness

JIYEONG JEONG

Department of Civil Engineering, Graduate School
Pukyong National University

Abstract

The purpose of the earthquake resistant design is the No Collapse Requirement and pass a emergency vehicles when is a earthquake. The Earthquake Resistant Design Part of Roadway Bridge Design Code provides a basic design process to construct the Ductile Mechanism for the bridge structure. If substructure yielding occurs, plastic hinges should be designed at both ends of pier columns in order to get ductile mechanism. Therefor the Earthquake Resistant Design Part provides the spectrum analysis method using response modification factors in order to get the ductile mechanism. Also the Earthquake Resistant Design Part provides a ductile-based design process as an appendix, which is prepared for bridges with reinforced concrete piers. According to the ductile-based design process, designer determines a required response modification factor for substructure and transverse reinforcement for confinement

therefrom. If connection failure occurs which lead to brittle mechanism.

In this study, a typical bridge with steel bearing connections and reinforce concrete piers is selected and No Collapse Design procedure considering both Ductile Mechanism and Brittle Mechanism are carried out. Based on results, No collapse Design procedure considering Ductile and Brittle mechanism are proposed with revisions required for the Earthquake Resistant Design Part.

Keywords : earthquake resistant design, plastic behavior, No Collapse Design, ductile mechanism, brittle mechanism, spectrum analysis.



제1장 서론

최근 환태평양 지진대에 위치한 일본, 칠레 등 세계 각국에서 대규모 지진이 자주 발생하고 있다. 환태평양 지진대는 태평양판이 유라시아판, 인도-오스트레일리아판 등과 맞물리는 경계선으로 그림 1.1과 같이 활화산이 원 모양으로 분포되어 있어 ‘불의 고리(ring of fire)’라 한다. 전 세계 화산의 75%가 환태평양 지진대에서 발생하고 지진의 80~90%도 이곳에서 발생한다. 2008년 쓰촨성 대지진(M7.9), 2010년 아이티 지진(M7.0), 2011년 동일본 대지진(M9.0), 터키 동부 지진(M7.1) 등 최근 연이은 강진이 발생하고 있으며, 특히 2016년도에 인도 동북부 지진(M6.7), 대만 지진(M6.4), 일본 구마모토 지진(M7.5), 에콰도르 지진(M7.8), 이탈리아 지진(M6.2) 등이 발생하고 그 규모도 증가하는 추세이다.



그림 1.1 환태평양 지진대

한반도는 판 내부에 위치하여 상대적으로 지진 안전지대로 인식되고 있으나 표 1.1에서 보는 바와 같이 1978년 홍성 지진 이후 1994년 전남 신안 지진(M4.9), 2003년 전남 신안 지진(M4.9), 백령도 지진(M5.0), 2004년 경북 울진 지진(M5.2), 2013년 전남 신안 지진(M4.9), 2014년 충남 태안군 지진(M5.1) 등 지진의 발생 빈도와 규모가 증가하는 추세이다. 통계청 자료에 의하면 2013년도에는 무려 80회 이상의 지진이 발생한 것으로 보고되어 있다. 특히, 2016년 9월 12일 경주에서 발생한 지진은 규모 5.8로 1978년 기상청의 지진 관측 이후 한반도에서 발생한 최대 규모의 지진으로 한반도가 더 이상 지진 안전지대라고 할 수 없다.

표 1.1 한반도 역대 주요지진

NO.	규모(M)	발생연월일	발생지역
1	5.8	2016.09.12.	경북 경주시 남남서쪽 8Km 지역
2	5.3	1980.01.08.	평북 서부 의주-삭주-귀성 지역 (북한 평안북도 삭주 남남서쪽 20Km 지역)
3	5.2	2004.05.29.	경북 울진군 동남동쪽 74Km 해역
	5.2	1978.09.16.	충북 속리산 부근지역 (경북 상주시 북서쪽 32Km 지역)
5	5.1	2016.09.12.	경북 경주시 남남서쪽 9Km 지역
	5.1	2014.04.01.	충남 태안군 서격렬비도 서북서쪽 100Km
7	5.0	2016.07.05.	울산 동구 동쪽 52Km 해역
	5.0	2003.03.30.	인천백령도 서남서쪽 88Km 해역
	5.0	1978.10.07.	충남 홍성군 동쪽 3Km 지역
10	4.9	2013.05.18.	인천 백령도 남쪽 31Km 해역
	4.9	2013.04.21.	전남 신안군 흑산면 북서쪽 101Km 해역
	4.9	2003.03.23.	전남 신안군 흑산면 서북서쪽 88Km 해역
	4.9	1994.07.26.	전남 신안군 흑산면 서북서쪽 128 Km 해역

지진 재해는 인적·물적 피해뿐만 아니라 사회기반시설 피해로 사회기능을 마비시켜 사회 혼란을 야기한다. 따라서 지진으로 인한 피해를 최소화하기 위해 모든 구조물에 내진설계를 실시하여 구조물의 안전성을 확보하여야 한다.

내진설계에서 요구되는 안전성은 국부적인 파손은 허용하지만 붕괴를 방지하도록 설계하는 것으로 이는 구조물 별로 각각의 구조 특성에 따라 설계방식이 다르다. 교량 구조물에서 요구되는 안전성은 지진으로 인한 교량의 손상은 불가피하더라도 낙교의 발생을 방지하는 붕괴방지설계이며, 이는 인명구조, 질서유지 및 피해복구를 위해 반드시 필요한 것이다.

일반교량은 상부구조, 연결부분, 하부구조 및 기초로 구성되어 있고 상부구조와 기초의 항복은 낙교를 유발하여 허용되지 않으므로 하부구조와 연결부분의 항복순서에 의해 붕괴방지구조가 결정된다.

도로교설계기준 내진설계편(국토해양부, 2010)은 응답수정계수를 적용하여 연결부분보다 하부구조를 먼저 항복시켜 교각기둥에 소성힌지를 형성함으로써 기초에서 하부구조로 전달되는 지진력을 차단하는 연성구조를 기본으로 제시하고 있다. 또한, 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량에서 연결부분이 먼저 항복하여 하부구조에서 상부구조로 전달되는 지진력을 차단하는 취성구조를 같이 제시하고 있다.

이 연구에서는 II형 강상자형을 상부구조, 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량을 선정하여 연성구조와 취성구조를 모두 고려한 붕괴방지설계를 수행하고 붕괴방지설계 수행 절차와 붕괴방지설계를 위한 보완사항을 제시하고자 한다.

제2장 지진하중에 대한 동적해석

2.1 운동방정식

지반진동을 받는 구조물을 질량, 감쇠, 강성을 갖는 단자유도시스템으로 이상화하여 운동방정식을 세울 수 있다. 그림 2.1과 같이 지반이 u_g 만큼 움직일 때 구조물의 지반에 대한 상대변위를 u 라고 하면 구조물의 총 변위 u_t 는 다음 식 2.1과 같다.

$$u_t = u + u_g \quad (2.1)$$

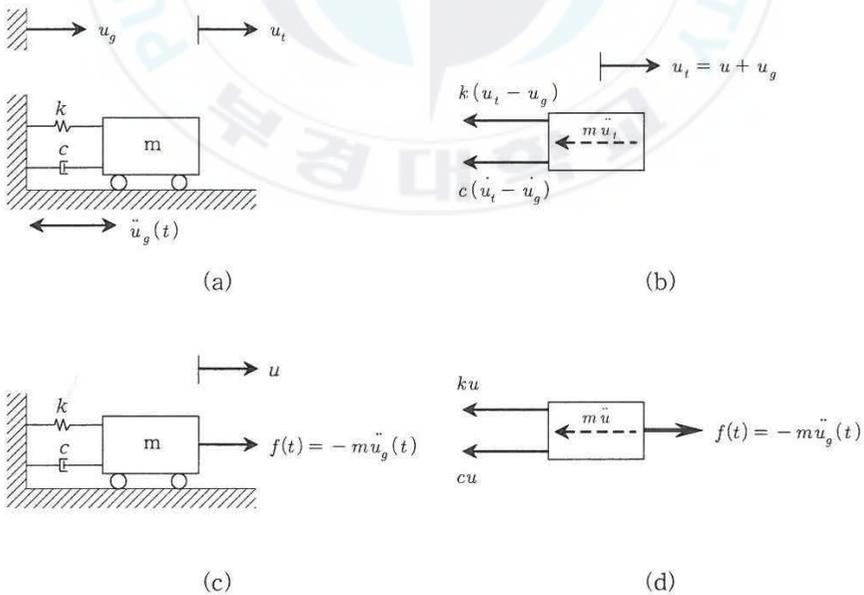


그림 2.1 지반진동을 받는 단자유도 구조물의 감쇠진동

지반진동에 의한 구조물의 운동방정식을 수립할 때, 관성력 항은 질량의 총 움직임과 관련되고 감쇠력과 탄성력은 구조물과 지반과의 상대적인 움직임에 관련되므로 운동방정식은 다음 식 2.2와 같이 구성된다.

$$m\ddot{u}_t + c\ddot{u} + ku = 0 \dots\dots\dots (2.2)$$

여기서, m : 질량

c : 감쇠계수

k : 강성계수

식 2.1과 식 2.2로부터 구조물의 운동방정식을 상대변위 u 로 나타내면 다음 식 2.3을 구할 수 있다.

$$m\ddot{u}_t + c\ddot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \dots\dots\dots (2.3)$$

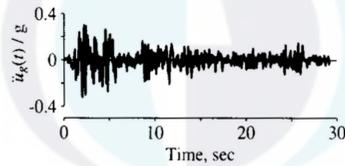
즉 지진에 의한 운동방정식을 지반에 대한 구조물의 상대변위로 나타내면 지진이 없는 문제와 좌변의 모양이 같고, 우변의 외력항은 질량에 지반진동가속도를 곱한 크기를 지반진동의 반대방향으로 작용하는 모양이 된다.

일반적인 구조물의 동적 거동을 정확히 나타내기 위해서는 둘 이상의 자유도를 갖는 다자유도계(Multi Degree of Freedom System : MDOF)로 모델한다. 이와 같은 다자유도계에 대한 운동방정식은 각 자유도에 대한 운동방정식을 종합하여 식 2.4와 같이 행렬형태로 나타낼 수 있다.

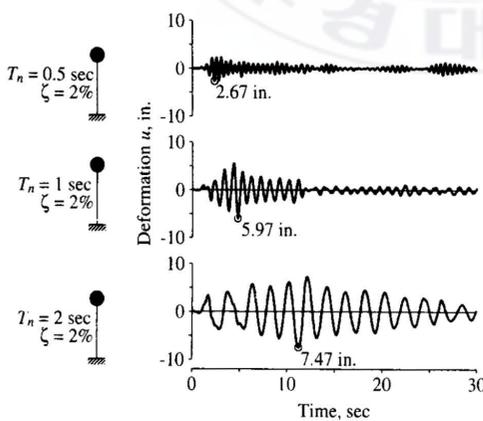
$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \dots\dots\dots (2.4)$$

2.2 응답스펙트럼 해석법

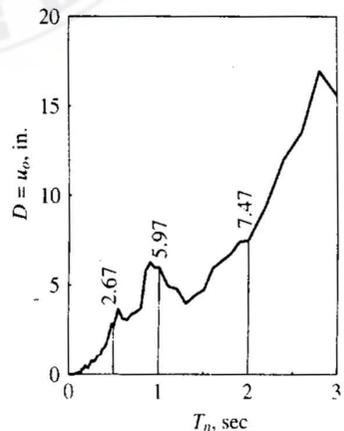
지진은 시기와 규모, 방향성을 예측하기 매우 어렵다. 따라서 다양한 지진 기록을 이용하여 구조물의 거동을 예측하는 방법이 필요하다. 응답스펙트럼 해석법(Design Response Spectrum)은 내진설계에서 가장 보편적으로 사용하는 동적해석 방법이다. 응답스펙트럼해석은 모드중첩의 원리를 이용하는 방법으로 특정 하중을 작용시키면 단자유도계(Single Degree of Freedom System : SDOF)에서 발생하는 최대응답에 대하여 다자유도계의 응답을 근사적으로 구할 수 있다. 고유주기를 함수로 나타낸 그래프는 응답스펙트럼(Response Spectrum)이라 한다.



(a) 가속도의 시간이력



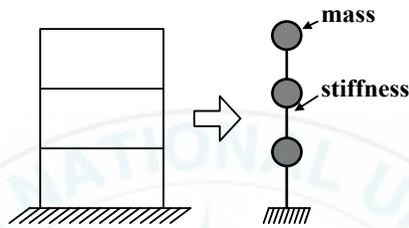
(b) 고유 주기별 시간이력



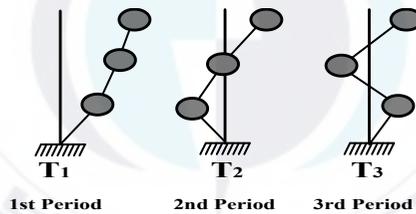
(c) 상대변위 스펙트럼

그림 2.2 스펙트럼 해석

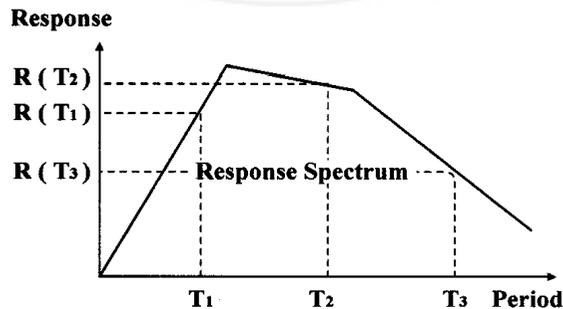
응답스펙트럼의 개념을 그림 2.2와 같이 도시하였다. 지진의 지반가속도 시간이력은 그림 2.2(a)와 같다. 단자유도계의 감쇠비 ζ 는 고정되어 있다고 가정하고 구조물의 응답을 고유주기별로 계산하면 그림 2.2(b)의 결과를 얻을 수 있다. 응답스펙트럼은 그림 2.2(c)와 같이 도시 된다. 그림 2.3은 응답스펙트럼 해석 원리를 나타낸다.



(a) 구조물의 모형화



(b) 고유주기 및 모드 산출



(c) 각 모드의 응답치 산출 및 중첩그림

그림 2.3 응답스펙트럼해석의 원리

단자유도계를 이용한 스펙트럼해석 결과에 중첩의 원리를 적용하여 다자유도계에서 발생하는 최대응답의 근사적값을 구하는 모드합성법(Modal Combination Method)이 필요하다. 모드합성법으로는 SRSS(Square Root of Sum of Squares)방법과 CQC(Complete Quadratic Combination)방법이 널리 사용된다. SRSS방법은 가장 일반적인 방법으로 각 모드 응답값의 제곱의 합에 평방근을 취하는 방법이다. SRSS방법은 각 모드의 진동수가 잘 분리되어 있는 구조물에는 실제와 유사한 근사치를 얻을 수 있으나 진동모드 사이의 상관관계를 고려하지 않아 각 모드의 진동수가 잘 분리되지 않고 어떤 구간에 집중적으로 분포되어 있는 경우에는 과대 혹은 과소평가될 가능성이 크다. 따라서 이러한 문제점을 보완하기 위하여 완전 2차 결합법인 CQC방법을 사용한다. 이 방법은 각 모드간의 상관계수를 적용하여 진동모드의 인접성에 의한 영향을 고려할 수 있다.

상관계수 ρ_{in} 은 감쇠비 ζ 가 주어졌을 때 i 차 모드와 n 차 모드의 상관관계를 나타내며 그림 2.4과 같이 ρ_{in} 은 0에서 1사이의 값이며 $i = n$ 에서 $\rho_{in} = 1$ 의 값을 갖는다.

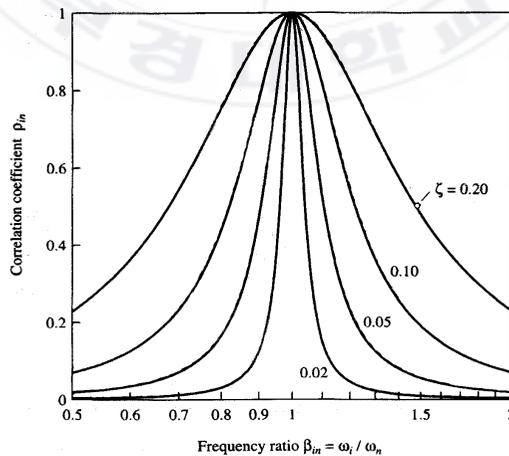


그림 2.4 상관계수 ρ_{in}

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 2.5, 식 2.6과 같이 정의된다.

$$V = \omega_n D = \frac{2\pi}{T_n} D \dots\dots\dots (2.5)$$

$$A = \omega_n^2 D = \left(\frac{2\pi}{T_n} \right)^2 D \dots\dots\dots (2.6)$$

응답스펙트럼이 주어진 이후에는 시스템의 고유주기 T_n 과 감쇠비 ζ_n 에 해당하는 D , V , A 값을 스펙트럼으로부터 구하여 이로부터 고유주기에 해당하는 응답 값들을 표시할 수 있다. 최대변위는 다음 식 2.7과 같다.

$$u_0 = D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A \dots\dots\dots (2.7)$$

등가정적횡력 f_S 의 최대값 f_{S0} 는 다음 식 2.8와 같다.

$$f_{S0} = kD = k \frac{A}{\omega^2} = mA = W \frac{A}{g} \dots\dots\dots (2.8)$$

여기서 W 는 시스템의 무게이며 g 는 중력가속도이다. 그러므로 A/g 는 구조물의 자중에 대한 횡방향 하중계수의 의미를 갖는다. 이 값은 지반운

동에 상응하는 효과를 나타내는 등가정적횡력을 구하기 위하여 구조물의 무게에 곱하여 주는 계수를 나타낸다.

하지만 응답스펙트럼해석법은 선형해석법인데 반해 실제 교량에 강진이 발생하면 교각은 항복상태에 도달한 후 소성힌지가 형성되어 일정 정도의 연성을 발휘하는 비선형거동을 나타내며 이러한 비선형성을 고려하기 위한 절차가 요구된다. 현재의 도로교설계기준에서도 탄성설계스펙트럼해석에서 구한 단면력을 연성도에 따라 감소시키도록 하는 응답수정계수 개념을 채택하여 표 2.1과 같이 제시하고 있다. 응답수정계수는 재료 및 단면 성질에 의하여 비선형거동을 보이는 철근콘크리트교각에 선형탄성해석을 수행하여 발생하는 차이를 수정하기 위한 계수이다. 그림 2.5에서와 같이 선형해석결과인 탄성지진력 $M_{elastic}$ 에 응답수정계수 R을 적용하여 설계지진력 M_{design} 을 결정한다. 적용방법은 식 2.9와 같다.

표 2.1 응답수정계수

하부구조	R	연결부분	R
벽식교각	2	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝 가구(Bent) 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3 2	상부구조의 한 지간내의 신축이음부	0.8
단일기둥	3	기둥, 교각 또는 말뚝 가구와 캡빔 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝 가구 1. 수직말뚝만 사용한 경우 2. 한 개 이상의 경사말뚝을 사용한 경우	5 3	기둥 또는 교각과 기초	1.0
다주가구	5		

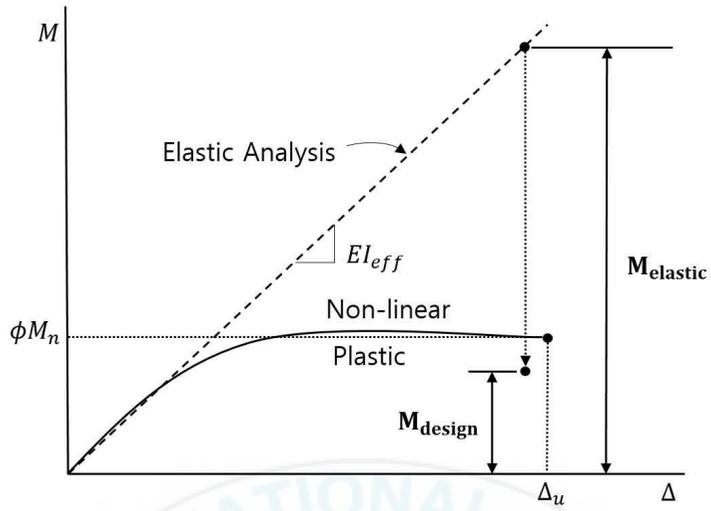


그림 2.5 탄성지진력과 설계지진력

$$M_{design} = \frac{M_{elastic}}{R} \dots\dots\dots (2.9)$$

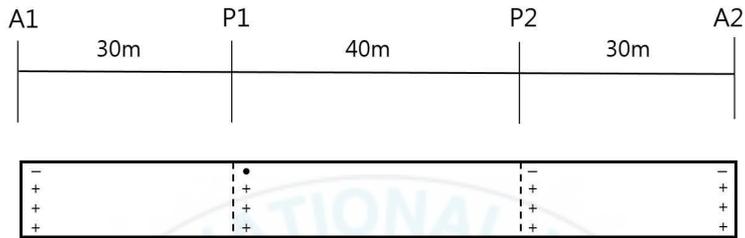
제3장 붕괴방지설계

3.1 해석대상 교량 및 설계조건

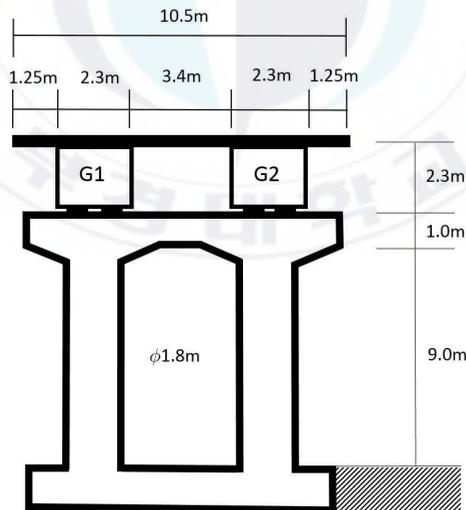
해석대상교량은 상부구조는 강상자형이고 하부구조는 II형 철근콘크리트 교각기둥으로 구성된 일반교량을 선정하였고 해석대상교량의 평면도 및 종단면도, 횡단면도는 각각 그림 3.1(a), (b)와 같다. 교량의 총연장은 100m(30+40+30)이고 교각 P1에 고정받침을 배치하였으며, 상부구조는 2연 강상자형, 연결부분은 강재받침, 하부구조는 원형 교각기둥($\phi 1.8\text{m}$)으로 구성되어 있다.

다중모드스펙트럼해석은 범용 구조해석프로그램인 Midas/Civil로 수행하였고 해석모델링은 상세해석모델인 3차원 모델(국승규 등, 2002)을 그림 3.2(a)와 같이 구성하였다. 상판은 플레이트 요소, 강상자형, 크로스빔, 캡빔 및 교각기둥은 보요소를 사용하였다. 강상자형과 강재받침과의 연결 및 강재받침과 캡빔과의 연결은 무한강성요소를 사용하였으며 교각 하단은 고정지점, 교대와 연결되는 강재받침 절점은 강재받침의 가동방향을 고려한 지점으로 경계조건을 모델링하였다. 상부구조의 중심위치에 상판과 강상자형 요소를 배치하였으므로 강상자형 당 2개의 강재받침은 움직임이 동일한 것으로 간주하여 1개의 절점으로 구속방향 단면력만을 전달하도록 모델링하였으며 강재받침의 실제 배치와 해석모델의 강재받침 모델 배치도는 각각 그림 3.2(b), (c)와 같다. 재료특성은 강재인 경우 SM490, 콘크리트인 경우 상판 27MPa, 교각 24MPa이고 사용철근은 상판 SD400, 하부구조 SD300이다.

해석대상 교량의 설계조건은 지진구역 I, 내진 I 등급교, 지반종류 II 이므로, 지진구역계수는 0.11 위험도계수는 내진 I 등급교이므로 재현주기 1000년에 해당하는 1.4 그리고 지반종류 II 를 설정하여 가속도계수 A는 $0.154(=0.11 \times 1.4)$, 지반계수 S는 1.2를 적용하였다.

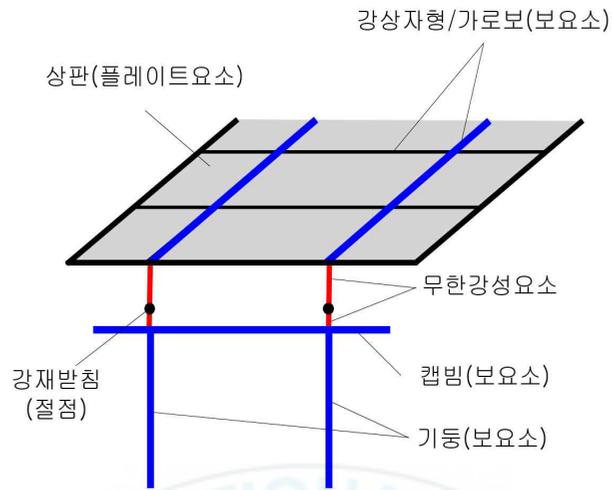


(a) 평면도 및 종단면도



(b) 횡단면도

그림 3.1 해석대상 교량



(a) 모델링

	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	-	-
	+		+	+
G2	+		+	+
	+		+	+

(b) 강재받침 실제 배치

	A1	P1	P2	A2
G1	-	•	-	-
G2	+		+	+

(c) 강재받침 모델 배치

그림 3.2 해석 모델링

3.2 붕괴방지수준과 기능수행수준

3.2.1 모드 및 스펙트럼 해석

도로교설계기준 내진설계편에 제시되어 있는 다중모드스펙트럼해석법을 적용하였으며 고려한 모드 수는 질량기여도의 합이 90%이상 되도록 50개의 모드를 고려하였다. 그림 3.3과 표 3.1은 각각 교축방향 및 교축직각방향의 저차모드형상과 주기 및 질량기여도이다. 모드해석결과 교축방향 저차모드의 주기는 0.83초, 질량기여도는 86%이고 교축직각방향 저차모드의 주기는 0.31초, 질량기여도는 79.8%로 산정되었다.

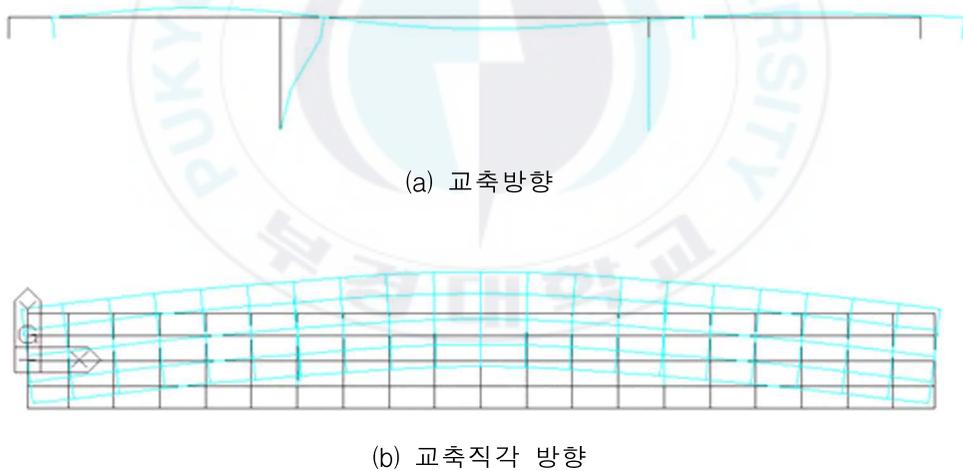


그림 3.3 모드형상

표 3.1 주기 및 질량기여도

φ (m)	모드 No.	교축방향			교축직각방향		
		주기 (sec)	질량 기여도 (%)	탄성지진 응답계수 (C_s)	주기 (sec)	질량 기여도 (%)	탄성지진 응답계수 (C_s)
1.8	1	0.83	86	0.251			
	3				0.31	79.8	0.484 (>0.385)
	7	0.19	7.8	0.671 (>0.385)			
	12				0.12	11.6	0.912 (>0.385)

탄성지진응답계수 C_s 는 식 3.1에 의해 결정되므로 교축방향은 0.251, 교축직각방향은 0.484로 산정되었다. 단, C_s 는 $2.5A(0.385)$ 보다 크게 취할 필요가 없으므로 교축직각방향은 0.385가 적용된다.

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A (= 2.5 \times 0.154 = 0.385) \dots\dots\dots (3.1)$$

여기서,

A : 가속도 계수

S : 지반계수

T : 교량 고유 주기

스펙트럼해석을 수행하여 결정된 교축방향과 교축직각방향 단면력인 탄성지진력(직교지진력)은 지진하중의 방향과 직교축의 방향이 불일치하는 경우를 고려하여 다음과 같이 하중경우 1, 하중경우 2로 구분한다.

▶ 하중경우 1

교축방향 직교지진력 100% + 교축직각방향 직교지진력 30%

▶ 하중경우 2

교축방향 직교지진력 30% + 교축직각방향 직교지진력 100%

부재의 작용력은 사하중과 두 하중경우를 조합한 하중조합 1(LC1)과 하중조합 2(LC2)를 구성하여 결정하며 해석대상교량의 경우 교각기둥과 받침장치의 작용력은 고정단이 설치되어 있는 교각 P1에서 산정하였다.

교각 P1의 고정받침과 교각기둥 하단에서 강제받침의 수평력 H_a 와 교각기둥 하단의 휨모멘트 M_a 가 결정되었고 해석대상교량의 작용력은 표 3.2와 같이 산정되었다.

- ▶ 하중조합 1 (LC1) : 하중경우 1 + 사하중
- ▶ 하중조합 2 (LC2) : 하중경우 2 + 사하중

표 3.2 작용력($\phi 1.8\text{m}$)

ϕ (m)	하중 조합	구조부재	탄성지진력		작용력
			교축	교축직각	
1.8	LC1	강제받침 수평력(kN)	682	417	799
		교각기둥 모멘트(kN·m)	14185	1250	14240
	LC2	강제받침 수평력(kN)	251	1388	1411
		교각기둥 모멘트(kN·m)	4490	3990	6007

3.2.2 붕괴방지구조

지진발생 시 교량의 붕괴방지구조는 상/하부구조의 연결부(일반교량의 경우 받침장치)와 하부구조의 교각기둥 두 구조부재 중 어느 부재의 항복이 우선하는가를 검토하여 결정한다. 그러므로 붕괴방지구조의 규명은 각 구조부재의 항복분포도를 고려하여야 한다. 구조부재의 최소 및 최대항복강도는 각각 설계강도 및 초과강도로 간주할 수 있으므로, 강재받침과 교각기둥의 설계강도와 함께 초과강도를 포함한 항복범위를 설정하여 비교검토가 이루어져야 한다(국승규 등, 2004). 교각기둥의 항복범위는 설계지진 시 작용력 M_u 에 대한 각각 설계강도와 초과강도 비로 구하고, 이를 도시하면 붕괴방지구조를 쉽게 검토할 수 있다.

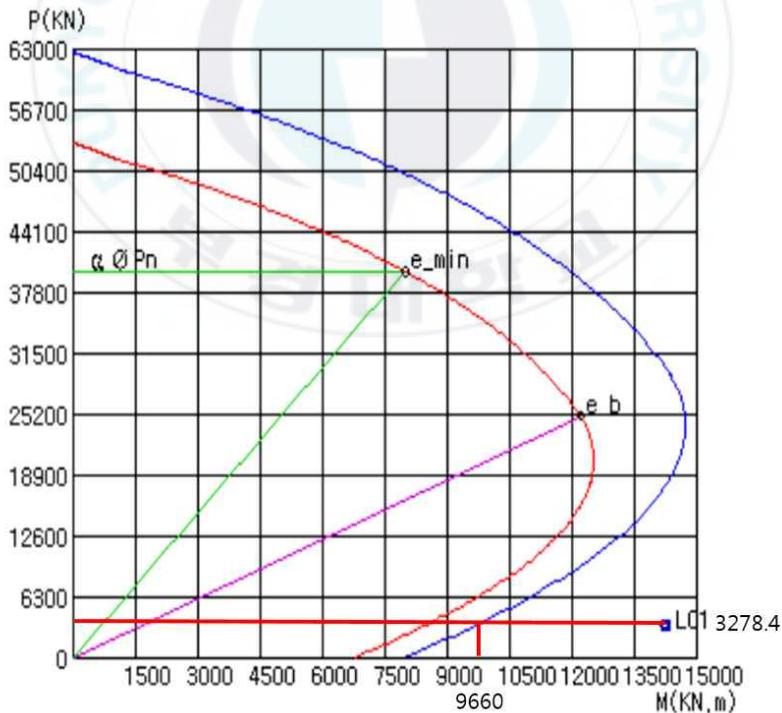


그림 3.4 P-M 상관도

교각기둥의 설계강도 M_d 는 그림 3.4와 같이 P-M상관도(노동오, 2005)를 이용하여 공칭강도(nominal strength; M_n)를 결정하고 이 공칭강도에 도로교설계기준에 제시된 강도감소계수 1.0을 적용하므로 공칭강도와 같다. 그림 3.4에서 공칭강도는 축력 3278.4kN에 대하여 9660kN·m로 결정하였다. 초과강도 M_o 는 식 3.2에 제시한 휨초과강도계수 λ_o 와 공칭강도의 곱으로 산정되고 식 3.2에서 R 은 식 3.3에 의하여 결정되는 실제응답수정계수 R_d 를 사용한다. 표 3.3과 같이 휨초과강도계수는 LC1에서 1.324, LC2에서 1.279로 산정 되었고 이는 AASHTO LRFD(AASHTO, 2004)에 제시된 휨초과강도계수 1.3과 큰 차이가 없다.

$$\lambda_o = 1.25 + 0.05R \dots\dots\dots (3.2)$$

$$R_d = \frac{M_a}{M_d} \dots\dots\dots (3.3)$$

표 3.3은 교각기둥의 설계강도와 초과강도에 대한 작용력 비이며, 강도/작용력 비에 의한 항복범위는 LC1에서 0.678~0.898, LC2에서 1.720~2.199이고 그림 3.5는 강도/작용력 비를 가속도 값으로 전환하여 항복범위를 도시한 것이다.

표 3.3 강도/작용력 비

load case	M_a (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d	λ_o	M_o (kN·m)	M_d / M_a	M_o / M_a
LC1	14240	9660	1.474	1.324	12790	0.678 (0.104g)	0.898 (0.138g)
LC2	6007	10330	0.582	1.279	13212	1.720 (0.265g)	2.199 (0.399g)

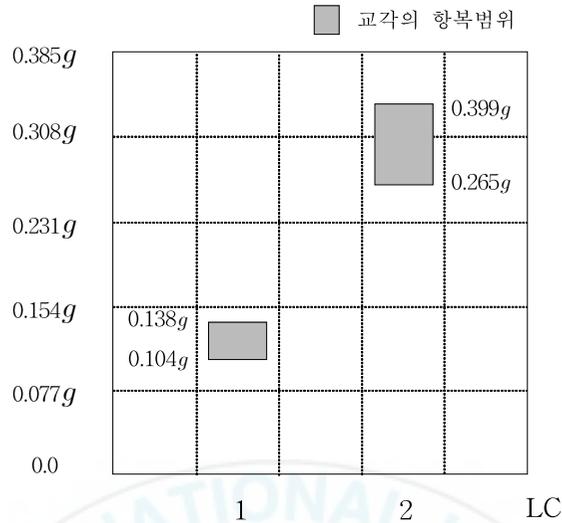


그림 3.5 교각기둥($\phi 1.8\text{m}$)의 항복범위

강재받침의 설계강도를 H_d , 초과강도를 H_o 라고 하면 이론적으로 다음과 같은 붕괴방지구조를 설정할 수 있다.

- LC2에서 강재받침의 설계강도/작용력 비(H_d/H_a)가 교각기둥의 초과강도/작용력 비(M_o/M_a) 0.399g(2.199)보다 크도록 결정하면 LC1과 LC2 모두 연성구조를 구성할 수 있고, H_d 는 3103kN(=1411×2.199)이 요구된다.
- LC1의 H_o/H_a 가 0.104g(0.678)보다 작도록 H_o 를 결정하면 LC1과 LC2 모두 취성구조를 구성할 수 있고 H_o 는 542kN(=799×0.678)이 요구된다.
- LC1의 H_d/H_a 가 0.138g(0.898)보다 크고 LC2의 H_o/H_a 가 0.265g(1.720)보다 작은 경우 LC1은 연성구조, LC2는 취성구조가 된다. 이 경우 H_d

는 $718\text{kN}(=799 \times 0.898)$ 보다 크고 H_o 는 $2427\text{kN}(=1411 \times 1.720)$ 보다 작아야 한다.

- 강제받침과 교각기둥의 항복범위가 중복되는 경우는 구조를 결정할 수 없다.

LC1과 LC2가 다른 구조를 구성하는 경우 또는 강제받침과 교각기둥의 항복범위가 중복되는 경우는 소성힌지의 형성과 낙교방지대책의 확보가 모두 요구되는 비경제적 방안이므로 배제하고 해석대상교량의 경우에 어떠한 구조를 선택할 것인가는 다음 사항의 검토가 요구된다.

- 연성구조를 구성하기 위해서는 3103kN 의 H_d 와 교각기둥의 소성힌지가 요구되므로 H_d 의 적정성 검토와 함께 소성힌지가 형성될 수 있는 구조형식 및 소성힌지구간에서의 횡철근 시공성 검토가 필요하다.
- 취성구조를 구성하기 위해서는 $H_o(542\text{kN})$ 의 적정성 검토와 함께 상부구조가 하부구조로부터 분리되는 거동방식이므로 낙교방지대책 및 불가피한 상부구조의 파손 검토가 필요하다.

3.2.3 기능수행수준

붕괴방지구조가 구성되면 기능수행수준을 검토해야 한다. 기능수행수준은 지진발생 시 교량의 손상 정도를 제한하여 지진발생 이후에도 정상적인 교량기능을 유지하는 것이다. 즉, 구조적으로는 탄성한계를 의미하는 것이므로 연성구조의 경우 하부구조의 탄성한계가 된다. 붕괴방지수준과 함께 기능수행수준 또한 지진발생 이후의 방재측면에서 중요하다. 기능수행수준을 경계로 구조물의 기능과 역할이 다르게 설정되므로 피해복구에 필수적인 주요 간선도로의 교량들이 각기 다른 기능수행수준을 갖는다면 피해복구에 지대한 영향을 주게 된다. 기능수행수준과 관련하여 내진설계편은 교량을 중요도에 따라 I, II등급으로 구분하고 위험도계수를 반영하고 있다. 위험도계수는 가속도계수의 크기를 조정하며 이는 중요한 교량의 기능수행수준을 높게 설계하는데 그 목적이 있다.

그림 3.5에서 보는 바와 같이 해석대상교량의 경우 기능수행수준은 LC1에서 결정되고 연성구조는 교각기둥의 설계강도 M_d , 취성구조는 강재받침의 설계강도 H_d 에 해당하는 지진강도가 된다.

표 3.4는 내진설계기준연구(건설교통부, 1997)에서 제시하는 재현주기별 위험도계수이며, 재현주기 50년과 100년의 위험도계수는 0.40, 0.57이고 가속도계수는 0.044, 0.063(가속도; 0.044g, 0.063g)이므로 탄성거동 한계에 해당하는 가속도를 산정하여 기능수행수준을 제시할 수 있다.

표 3.4 재현주기별 위험도계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0

3.3 연성구조

도로교설계기준에서 제시하는 응답수정계수 R 을 적용하는 스펙트럼해석법은 연성구조를 확보하는 것이다. 즉, 설계지진 시 구조부재에 발생하는 작용력(탄성지진력)에 각각 다른 응답수정계수를 적용하고 설계지진력(소요강도)를 결정하여 설계강도를 소요강도에 맞추면(설계강도 \cong 설계지진력) 구조부재의 항복순서를 조정할 수 있고 이로부터 연성구조를 구성할 수 있다. 그러므로 설계강도 \cong 설계지진력 조건에는 실제항복강도의 분포가 반드시 고려되어야 한다.

표 3.5에서 하부구조의 실제 응답수정계수 R_d 는 LC1, LC2에서 각각 1.474, 0.582이고, 이는 도로교설계기준에서 제시하는 하부구조 응답수정계수 교축방향(단일기둥) 3, 교축직각방향(다주가구) 5와는 차이가 크다. 이것은 설계지진력과 설계강도의 차이가 크기 때문에 교각기둥 단면을 감소하는 설계변경이 요구된다는 것을 의미한다. 그러므로 실제 응답수정계수가 도로교설계기준에서 제시하는 응답수정계수를 초과하지 않고 가장 근접하도록 시행착오법으로 교각기둥 단면을 결정하고 변경된 교각기둥 단면으로 해석한 결과로부터 연성구조를 구성한다. 이와 같이 설계변경을 시행하는 경우 일반설계에서 요구되는 교각기둥의 최소 설계강도 M_{\min} 를 만족해야 하므로 M_{\min} 보다 작은 단면은 선택할 수 없다.

표 3.5 교각기둥 설계지진력($\phi 1.8m$)

load case	M_a (kN·m)	R	M_{lsf} (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d
LC1	14240	3	4747	9660	1.474
LC2	6007	5	1201	10330	0.582

시행착오법을 수행한 결과 교각기둥 단면은 $\phi 1.2\text{m}$ 가 결정되었고, 설계변경교량의 교축/교축직각방향 저차모드 주기는 각각 1.80초/0.45초, C_s 는 0.150/0.378이다. 표 3.6는 해석대상교량($\phi 1.8\text{m}$)과 설계변경교량($\phi 1.2\text{m}$)의 모드해석 결과를 비교한 것으로 주기는 2.17배, 1.45배 증가하였고 C_s 는 40.2%, 2.6% 감소하였다. 표 3.7은 설계변경교량에서 산정한 강재받침과 교각기둥의 작용력이고 표 3.8은 교각단면 변경에 의한 작용력 비교를 나타낸 것으로 해석대상교량과 비교하여 약 40%감소하였다.

표 3.6 모드해석 비교

교축방향				교축직각방향			
주기(Sec)		$C_s(-)$		주기(Sec)		$C_s(-)$	
$\phi 1.8\text{m}$	$\phi 1.2\text{m}$						
0.83	1.80	0.251	0.150	0.31	0.45	0.385	0.375
2.17배 ↑		40.2% ↓		1.45% ↑		2.6% ↓	

표 3.7 직교지진력과 작용력($\phi 1.2\text{m}$)

하중 조합	구조 부재	직교지진력		작용력
		교축	교축직각	
LC1	강재받침(kN)	410	295	505
	교각기둥(kN·m)	8487	865	8531
LC2	강재받침(kN)	147	979	990
	교각기둥(kN·m)	2679	2729	3824

표 3.8 교각 강성 변경에 의한 작용력 비교

하중 조합	구분	φ1.8m	φ1.2m	작용력 감소비율 (%)
LC1	강재받침 수평력(kN)	799	505	37% ↓
	교각기둥 모멘트(kN·m)	14240	8531	40% ↓
LC2	강재받침 수평력(kN)	1411	990	30% ↓
	교각기둥 모멘트(kN·m)	6007	3824	36% ↓

표 3.9에 제시한 설계지진력인 휨모멘트 M_{dsf} 는 교각기둥의 작용력을 도로교설계기준의 응답수정계수를 적용하여 산정한 것으로 LC1에서 2844kN·m(=8531/3), LC2에서 765kN·m(=3824/5)이고 실제응답수정계수 R_d 는 LC1에서 2.743(=8531/3110), LC2에서 1.108(=3824/3450)으로 산정되었다. LC1에서는 $R(3) \cong R_d(2.743)$ 을 만족하고 LC2에서는 큰 차이가 발생하여 만족을 못하지만 교각기둥 단면을 φ1.2m보다 작게 결정할 경우 LC1에서 R_d 가 3을 초과하므로 φ1.2m를 결정하였다. 휨초과강도계수 λ_o 는 LC1/LC2에서 각각 1.387/1.305로 산정되었고, 해석대상교량과 비교하여 각각 4.8%, 2.0% 증가하였다.

표 3.9 강도/작용력 비

load case	M_a (kN·m)	R	M_{dsf} (kN·m)	M_d (kN·m)	R_d	λ_o	M_o (kN·m)	M_d/M_a	M_o/M_a
LC1	8531	3	2844	3110	2.743	1.387	4314	0.365 (0.056g)	0.506 (0.078g)
LC2	3824	5	765	3450	1.108	1.305	4502	0.902 (0.139g)	1.177 (0.181g)

그림 3.6은 설계변경교량($\phi 1.2m$)으로 산정한 교각기둥의 항복범위를 도시한 것으로 해석대상교량과 비교하여 가속도 값이 약 40% 작아지는 것을 확인할 수 있다.

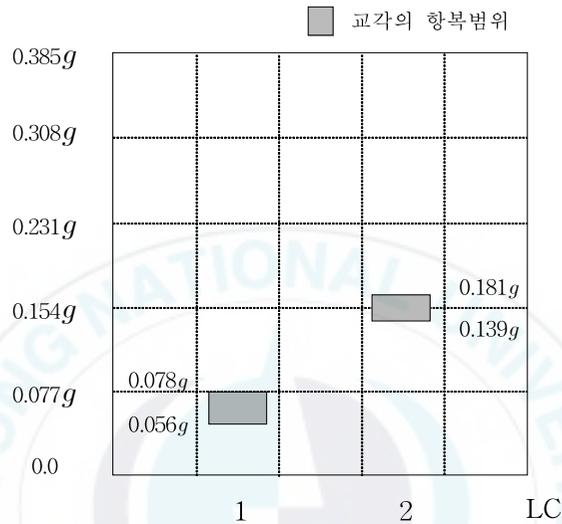


그림 3.6 교각기둥($\phi 1.2m$)의 항복범위

상부구조와 교각의 연결부분은 응답수정계수 1.0을 적용하므로 강제받침의 설계지진력인 수평력 H_{dsf} 는 작용력 H_a 와 동일하다.

표 3.7에서 LC1/LC2의 작용력을 모두 만족하는 설계강도는 990kN이고 강제받침의 설계강도, 초과강도를 각각 공칭강도의 80%, 120%로 가정하면 초과강도는 1485kN(=990×1.2/0.8)이고, 강도/작용력 비는 표 3.10과 같이 산정되었다. 설계지진력으로 강제받침의 소요용량을 결정하는 경우 붕괴방지구조는 LC1, LC2에 대해 교각기둥의 항복범위를 산정하여 검토하여야 한다.

표 3.10 강제받침의 설계지진력

ϕ (m)	하중 조합	1(탄성지진력)			설계 지진력 (kN)	초과 강도 (kN)	설계 강도/ 작용력	초과 강도/ 작용력
		작용력 (kN)	R (-)	작용력 / R (kN)				
1.2	LC1	505	1	505	990	1485	1.960 (0.302g)	2.904 (0.447g)
	LC2	990		990			1.00 (0.154g)	1.50 (0.231g)

그림 3.7은 설계변경교량($\phi 1.2\text{m}$)으로 산정한 받침장치와 교각기둥의 항복범위를 도시한 것이다. LC1의 경우 교각기둥 항복범위(0.056g~0.078g)가 강제받침 항복범위(0.302g~0.453g)보다 먼저 항복하므로 연성구조를 구성하고, LC2의 경우는 강제받침 항복범위(0.154g~0.231g)와 교각기둥 항복범위(0.139g~0.181g)가 중복되므로 붕괴방지구조를 결정할 수 없다는 것을 확인할 수 있다. 이 결과는 응답수정계수의 적용으로 도로교설계기준이 의도하는 연성구조가 양방향 모두 구성되지 않는다는 것을 제시한다.

이 경우 연성구조를 모두 구성하기 위해서는 LC2에서 받침장치 설계강도/작용력 비(0.154g)가 교각기둥 초과강도/작용력 비(0.181g)보다 크도록 받침장치 설계강도가 결정되어야 하고 받침장치 설계강도는 1165kN (=990×1.177)이 요구되며 이 값은 해석대상교량($\phi 1.8\text{m}$)에서 요구되는 강제받침 설계강도 3103kN의 37.6%로 교각기둥의 강성에 의해 큰 차이가 발생한다는 것을 알 수 있다.

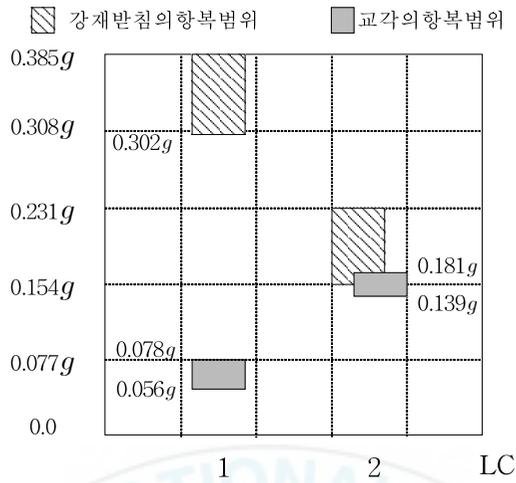


그림 3.7 붕괴방지구조

그림 3.8은 강재받침 설계변경 후 붕괴방지구조를 나타낸 것으로 기능수행수준은 LC1의 교각기둥 설계강도/작용력 비에 해당되므로 0.056g가 되고 재현주기 100년의 지진(가속도: 0.063g)에 대해 교축방향은 소성거동을 한다는 것을 제시한다.

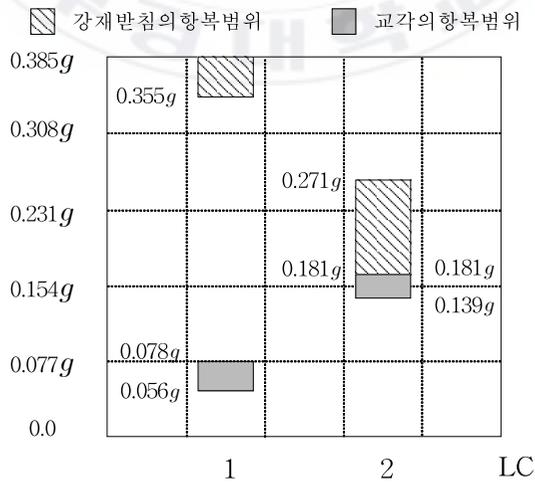


그림 3.8 기능수행수준

3.4 취성구조

도로교설계기준은 철근콘크리트를 하부구조로 하는 경우 응답수정계수를 적용하지 않고 소성힌지구역에 요구되는 심부구속철근량보다 연성도 내진 설계에 의해 심부구속철근을 설계하는 방법을 제시하고 있다. 응답수정계수를 적용하는 설계방법과 적용하지 않는 설계방법의 차이는 교각기둥 단면의 설계변경과 소성힌지의 형성 여부이다. 소성힌지를 형성하지 않는 연성도 내진설계는 하부구조보다 연결부가 먼저 항복하는 취성구조를 구성하는 설계방식이다. 해석대상교량의 단면을 변경하지 않는 연성도 내진 설계는 소요응답수정계수 R_{req} , 소요 변위연성도 μ_{Δ} , 소요 곡률연성도 μ_{ϕ} 를 산정하고 이로부터 연성도에 해당하는 나선철근비 ρ_s 를 결정하는 과정으로 수행한다. 소요응답수정계수는 식 3.4에 의해 결정하며 M_{el} 은 작용력 M_a , ϕM_n 은 설계강도 M_d 와 같으므로 R_{req} 는 실제응답수정계수 R_d 와 동일하다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \dots\dots\dots (3.4)$$

여기서,

$$R_{req} = \text{소요응답수정계수} = R_d$$

$$M_{el} = \text{지진하중을 포함한 하중조합에 따른 기둥의 탄성모멘트} = M_a$$

$$\phi M_n = \text{기둥의 설계휨강도} = M_d$$

도로교설계기준은 응답수정계수를 적용하지 않는 경우 강제반침의 설계 지진력인 수평력은 탄성지진력(작용력)과 최대 소성힌지력 중 작은 값을 결정하도록 제시하고 있다.

최대 소성힌지력은 해석대상 교량이 II형 교각 이므로 캔틸레버로 거동하는 교축방향은 교각기둥 하단의 휨초과강도를 교각 길이로 나누어 산정하고 다주가구에서 골조로 거동하는 교축직각방향은 교각기둥 상/하단의 초과강도를 기둥 순높이로 나누어 산정한다. 위 기준에 의해 강재받침의 설계지진력을 결정한 결과는 표 3.11과 같고 n은 최대 소성힌지력을 분담하는 강재받침의 개수로 교축방향은 4개가 분담하고 교축직각방향은 1개가 전담한다. 표 3.11에서 강재받침의 설계지진력인 수평력 H_{dsf} 를 산정한 결과 LC1, LC2의 항복범위는 $0.302g \sim 0.408g$, $0.154g \sim 0.231g$ 가 된다.

표 3.11 강재받침의 설계지진력($\phi=1.8m$)

하중 조합	1(탄성지진력)			2(휨초과강도)						H_{dsf} (kN)
	H_a (kN)	R (-)	H_a/R (kN)	$\lambda_o M_n$ (kN·m)	$\sum \lambda_o M_n$ (kN·m)	L_s (m)	$(\sum \lambda_o M_n)/L_s$ (kN)	n	H_{λ_o} (kN)	
LC1	799	1	799	12790	25580	10.0	2558	4	640	1411
LC2	1411		1411	13212	52848	9.0	5872	1	5872	

그림 3.9는 그림 3.5에 강재받침의 항복범위를 추가한 붕괴방지구조로 LC1의 경우 교각기둥 항복범위($0.104g \sim 0.138g$)가 강재받침 항복범위($0.302g \sim 0.408g$)보다 먼저 항복하므로 연성구조를 구성하고, LC2의 경우 강재받침 항복범위($0.154g \sim 0.231g$)가 교각기둥 항복범위($0.265g \sim 0.339g$)보다 먼저 항복하여 취성구조를 구성한다. 이러한 결과는 연성도 내진설계에서 의도하는 취성구조를 만족하지 않는다. 이 경우 취성구조를 모두 구성하기 위해서는 LC1에서 받침장치 초과강도/작용력 비($0.408g$)가 교각기둥 설계강도/작용력($0.164g$)보다 작도록 받침장치 초과강도가 결정되어

야 하고 받침장치 초과강도는 $542\text{kN}(=799 \times 0.678)$, 설계강도는 $361\text{kN}(=542 \times 0.8/1.2)$ 가 요구된다. 이 경우에도 강제받침 설계강도가 일반 설계에서 요구되는 강제받침의 최소 설계강도 H_{\min} 보다 작은 강제받침은 선택할 수 없다.

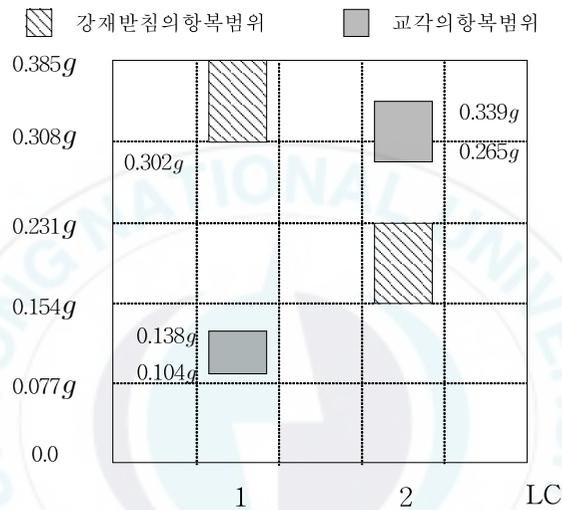


그림 3.9 붕괴방지구조

그림 3.10은 기능수행수준 검토를 위해 강제받침 설계변경 후 붕괴방지구조를 나타낸 것으로 기능수행수준은 LC2에서 강제받침 설계강도/작용력비 $0.256(=361/1411)$ 에 해당하므로 가속도 계수 0.154를 곱한 $0.039g$ 가 되고 이는 재현주기 100년의 지진(가속도: $0.063g$)에 대해 교축직각방향이 소성거동을 한다는 것을 제시한다.

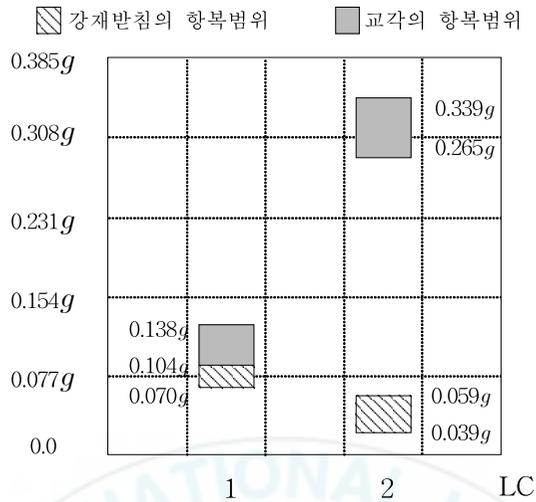


그림 3.10 기능수행수준

3.5 붕괴방지설계 절차 및 요약

교량의 내진설계의 목적은 지진발생 시 붕괴방지수준 즉, 낙교를 방지하는 것이며, 이러한 내진성능은 교량구조의 붕괴방지구조 검토에 의해 확보되어야 한다. 그림 3.11은 붕괴방지설계 절차를 제시한 것으로 해석대상 교량의 연성구조와 취성구조를 모두 고려한 설계절차이다. 두 설계방법의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 붕괴방지구조를 선정하는 기준은 소성힌지의 형성 여부이고 교량에 작용하는 지진력을 좌우하는 교각기둥의 강성이 붕괴방지구조 구성에 가장 중요한 사항임을 확인하였다.
- 일반설계에서 요구되는 교각기둥과 강재받침의 최소 설계강도가 설계에 반영되어야 하고 도로교설계기준에는 명확하게 규정되지 않았으나

기능수행수준을 확보하기 위해 요구되는 설계강도가 고려되어야 한다.

- 강재받침의 설계강도를 내진설계편의 설계지진력으로 결정하면 의도하는 붕괴기구가 구성되지 못하므로 교축/교축직각방향으로 산정되는 교각기둥과 강재받침의 항복범위로 붕괴기구를 검토하는 과정이 수행되어야 한다.

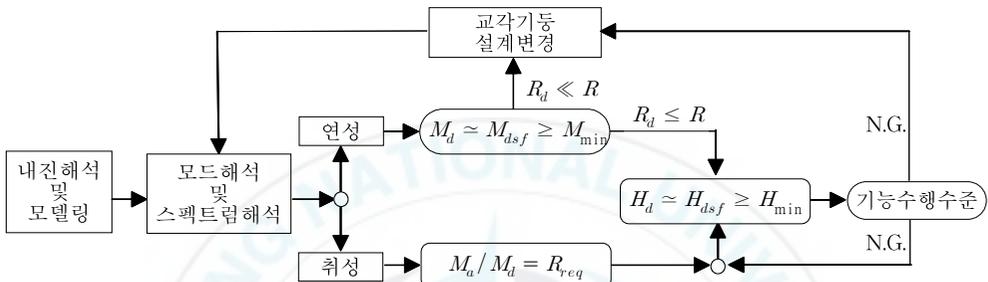


그림 3.11 붕괴방지설계 절차

제4장 결론

교량 구조물은 도로교설계기준 내진설계편에서 교량의 피해를 최소화하여 붕괴를 방지하는 붕괴방지설계를 제시하고 있다. 붕괴방지설계를 제시하는 것은 지진발생 이후 인명구조, 질서유지 및 피해복구 등을 위해 긴급차량의 통행을 가능하게 하는 것이다. 도로교설계기준은 응답수정계수를 적용하고 소성힌지를 형성시켜 연성구조를 구성하는 설계방법과 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량을 대상으로 응답수정계수를 적용하지 않고 소성힌지를 형성시키지 않는 취성구조를 구성하는 설계방법을 제시하여 붕괴방지구준을 확보하도록 규정하고 있다.

이 연구에서는 강제받침과 II형 철근콘크리트 교각기둥을 연결부분과 하부구조로 구성된 일반교량을 선정하여 연성구조와 취성구조를 모두 고려한 붕괴방지설계를 수행하였다.

이 연구의 결과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

- 1) 붕괴방지구조를 구성하는 기준이 교각기둥의 소성힌지 생성여부라는 것과 붕괴방지구조 선정에서 가장 중요한 것은 교각기둥의 강성이라는 것을 확인하였다.
- 2) 도로교설계기준이 의도한 붕괴방지구조의 구성 측면에서 검토한 결과 연결부분의 응답수정계수 조항이 교각기둥과 강제받침의 항복범위를 사용하여 항복순서를 검토하는 조항으로 보완이 요구된다.

참고문헌

- 국토해양부 (2010) 도로교설계기준, pp. 6-1 ~ 6-41.
- 건설교통부 (1997) 내진설계기준연구(Ⅱ)
- 최종만 (2012) 연성과피구조에 기초한 교량의 내진설계, 석사학위논문, 부경대학교.
- 이수호 (2009) 응답수정계수의 적용성, 석사학위논문, 부경대학교.
- 정동원 (2006) 교량의 규칙성과 내진설계에 관한 연구, 석사학위논문, 부경대학교.
- 김준범 (2005) 교량의 지진거동에 미치는 영향인자에 관한 연구, 석사학위논문, 부경대학교.
- 국승규 (2016) 교각 강성과 교량의 붕괴기구, 한국전산구조공학회 논문집, 29(2) pp. 187 ~ 192.
- 국승규 (2015) 연결부분 및 교각의 배열과 일반교량의 내진성능, 한국전산구조공학회 논문집, 28(2) pp. 207 ~ 212.
- 국승규 (2014) 일반교량의 붕괴방지설계, 한국전산구조공학회 논문집, 27(3) pp. 163 ~ 172.
- 국승규 (2013) 일반교량의 내진성능확보를 위한 기본설계, 한국전산구조공학회 논문집, 26(1) pp. 49 ~ 57
- 국승규 (2012) 기능수행수준과 응답수정계수, 한국전산구조공학회 논문집, 25(2) pp. 149 ~ 154.
- 국승규 (2011) 일반교량 하부구조의 내진설계, 한국전산구조공학회 논문집, 24(3) pp. 283. ~ 288.
- 국승규 (2010) 연경부분 설계에 의한 일반교량의 내진성능, 한국전산구조공학회 논문집, 23(5), pp. 543 ~ 550.

- 국승규 (2009) 내진성능 확보를 위한 기존교량의 보강, 한국전산구조공학회 논문집, 22(2), pp. 181 ~ 187.
- 국승규, 이동욱 (2009) 중진지역 교량 내진설계와 응답수정계수, 한국전산구조공학회 논문집, 22(1), pp. 65 ~ 72.
- 정영수, 박창영, 박지호 (2007) 철근콘크리트 교각의 연성능력에 따른 지진취약도, 한국콘크리트학회 논문집, 19(1), pp. 91 ~ 102.
- 정영수, 이은희, 박창규 (2004) 형상비 2.5의 RC 교각의 내진 곡률연성도, 한국지진공학회 논문집, 제8권, 제3호, pp. 1 ~ 12.
- 이재훈, 고성현, 최진호 (2005) Re-evaluation Overstrength Factor for Capacity Design of Reinforced Concrete Bridge Column, 지진공학연구센터 2004 Annual report.
- 국승규, 김판배 (2002) 일반도로교의 내진해석모델 개발, 한국지진공학회 논문집, 제6권 제4호, pp. 1 ~ 6.
- 이재훈, 손혁수, 고성현, 최진호 (2002) 철근콘크리트 교각의 연성요구량에 따른 내진설계, 2002년 한국지진공학회 추계 학술발표회 논문집, pp. 316 ~ 21.
- 김태훈, 유영화, 신현목 (2000) 지진하중을 받는 철근콘크리트 교각의 비탄성거동 및 연성능력에 관한 해석적 연구, 한국지진공학회 논문집, 제4권 제4호, pp. 37 ~ 51.
- 정영수, 이강균, 한기훈, 박종협 (1999) 단일주 원형 철근콘크리트 교각의 내진거동에 관한 준정적 실험, 한국지진공학회 논문집, 제3권 제2호, pp. 55 ~ 65.
- 노동오 (2005) RC Mania-PM Diagram.
- Midas IT (2004) Midas/Civil User Manual.
- AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
- Mario Paz, William Leigh, (2004) Structural Dynamics Theory and Computation Fifth Edition, Kluwer Academic Publishers.
- Chopra A.K. (1955), Dynamics of structures, Prentice-Hall, Inc.
- Clough R.W., Penzien J. (1975), Dynamics of structures, McGraw-Hall Kogakusha, Ltd.

감사의 글

논문을 마치고 ‘감사의 글’을 접하고 보니 지난 대학원 생활이 주마등처럼 떠오릅니다. 조교와 학생 두마리 토끼를 놓치지 않으려고 무던히도 발버둥 쳤던 제 모습과 그 모습에 지지와 격려를 아끼지 않으셨던 교수님과 지인들에게 더불어 감사의 마음으로 2016년 뜻깊은 한해를 마감하고 있습니다.

우선, 휴학과 조교 생활로 때늦은 졸업에 이르기까지 미약한 저에게 끊임 없이 인내와 용기를 심어주시는 하나님께 감사드립니다.

묵묵히 믿어주시고 한결같이 지지해 주신 국승규 교수님께 진심으로 존경과 감사의 마음을 올립니다. 논문을 마치는 마지막까지 함께 해주시면서 믿어주셔서 감사합니다. 부경대학교 토목공학과와 모든 교수님께도 진심으로 존경과 감사의 마음을 올립니다.

더불어 조언과 격려를 아끼지 않고 배움에 대한 열정과 의지를 불어 넣어 준 김준범 선배님 그리고 내진설계연구실의 선배님들, 대학원 동기들, 그리고 후배들에게 고개 숙여 감사드립니다.

그리고 언제나 든든한 버팀목처럼 지켜봐주시는 엄마 아빠 사랑합니다.

감사한 마음들 잊지 않고 사람을 살리는 공학도가 되겠습니다.