



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](#)

공 학 박 사 학 위 논 문

# 일반교량의 내진설계



2021년 8월

부경대학교 대학원

토 목 공 학 과

김 준 범

공 학 박 사 학 위 논 문

# 일반교량의 내진설계



지도교수 국 승 규

이 논문을 박사학위논문으로 제출함.

2021년 8월

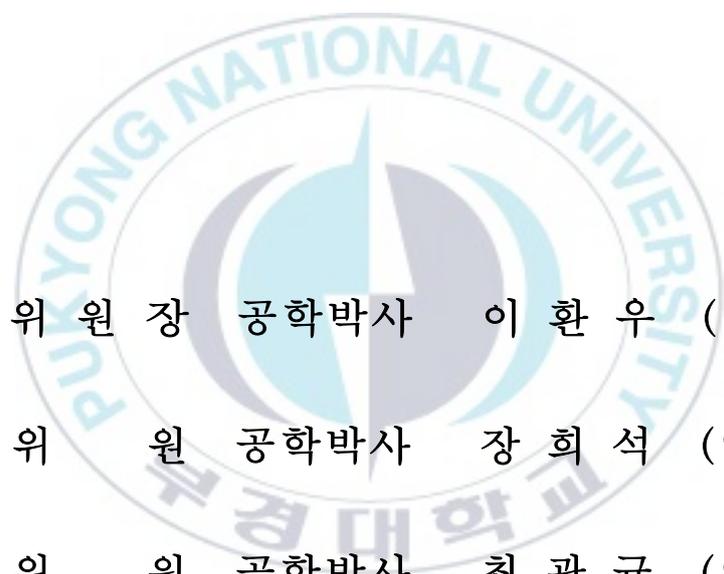
부 경 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

김 준 범

# 김준범의 공학박사 학위논문을 인준함.

2021년 8월 27일



위원장 공학박사 이 환 우 (인)

위원 공학박사 장 희 석 (인)

위원 공학박사 최 광 규 (인)

위원 공학박사 이 건 명 (인)

위원 공학박사 국 승 규 (인)

---

# 목 차

---

I 서 론 .....	1
1.1 연구배경 .....	1
1.2 연구동향 .....	4
1.3 연구의 목적 .....	6
II 설계기준 및 설계방식 .....	8
2.1 국내기준 .....	8
2.1.1 내진설계 개념 .....	8
2.1.2 소성힌지설계 .....	10
2.1.3 연성도 내진설계 .....	12
2.2 해외기준 .....	15
2.2.1 AASHTO LRFD .....	15
2.2.2 Euro Code 8(EC-8) .....	16
2.2.3 CALTRANS .....	20
2.3 설계방식 .....	24
2.3.1 연성/취성 메카니즘 .....	24
2.3.2 교각기둥 강성 .....	25
2.3.3 교각기둥의 지진거동 .....	26

<b>III 교각기둥의 강성</b> .....	<b>29</b>
3.1 해석대상교량 .....	29
3.1.1 해석모델 및 설계조건 .....	29
3.1.2 스펙트럼해석 .....	31
3.2 교각기둥의 휨/항복 강성 .....	32
3.3 메카니즘 검토 .....	35
3.4 소성힌지설계 .....	40
3.5 결과 검토 .....	46
<b>IV 교각기둥의 파괴모드</b> .....	<b>48</b>
4.1 해석대상 교각기둥 .....	48
4.2 교각기둥의 성능곡선 .....	51
4.2.1 휨성능곡선 .....	51
4.2.2 전단성능곡선 .....	56
4.2.3 최저형상비 .....	62
4.3 설계예제 .....	66
4.4 결과 검토 .....	71
<b>V 결론</b> .....	<b>72</b>
<b>참고문헌</b> .....	<b>75</b>
<b>부    록</b> .....	<b>79</b>
<b>감사의글</b> .....	<b>109</b>

## 표 목 차

<표 1.1> 한반도 역대 주요지진 .....	2
<표 2.1> 응답수정계수(도로교설계기준, $R$ -factor) .....	11
<표 2.2> 응답수정계수(AASHTO LRFD, $R$ -factor) .....	15
<표 2.3> 거동계수의 최대값(EC-8, $q$ -factor) .....	18
<표 2.4> $\lambda, \omega_{w,\min}$ .....	19
<표 3.1> 작용력(D3.0m) .....	32
<표 3.2> 항복강성/휨강성 비에 대한 작용력(D3.0m) .....	36
<표 3.3> 교각기둥의 강도/작용력 비(D3.0m) .....	37
<표 3.4> 강재받침 소요용량(D3.0m) .....	39
<표 3.5> 교각기둥 강성 .....	41
<표 3.6> 작용력 .....	42
<표 3.7> 교각의 강도/작용력 비 .....	43
<표 3.8> 강재받침의 소요용량 .....	45
<표 4.1> 연성도설계의 $R_{req}, \rho_s$ .....	50
<표 4.2> 휨성능곡선에서 높이의 영향 .....	53
<표 4.3> 휨성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m) .....	54
<표 4.4> 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(①, ②) .....	55
<표 4.5> 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m) .....	59
<표 4.6> 전단성능곡선에서 직경의 영향(H2.5m) .....	60
<표 4.7> 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(방법 ①, ②) .....	61
<표 4.8> 휨항복모드 구성을 위한 최저형상비, $R_{req}, \rho_s$ .....	64
<표 4.9> 설계방법 ① & ②에 대한 $R_{req}, \rho_s$ .....	67

## 그림 목 차

<그림 1.1> 연도별 지진발생 현황(1978~2019) .....	3
<그림 2.1> 탄성지진력과 설계지진력 .....	9
<그림 2.2> 탄성지진응답계수( $C_s$ ) .....	9
<그림 2.3> 소성힌지설계 흐름도 .....	12
<그림 2.4> 콘크리트 전단강도 감소계수( $k$ ) .....	14
<그림 2.5> 연성도 내진설계 흐름도 .....	14
<그림 2.6> 탄성응답스펙트럼 및 설계응답스펙트럼 .....	16
<그림 2.7> 소성힌지가 생성된 교각기둥의 공급모멘트( $M_C$ ) .....	17
<그림 2.8> 철근콘크리트 원형단면의 항복강성/휨강성 .....	20
<그림 2.9> 2선형 모멘트-곡률 선도 .....	21
<그림 2.10> 캔틸레버 교각의 곡률분포도 및 변위 .....	22
<그림 2.11> 변위연성도에 의한 콘크리트 전단계수 .....	23
<그림 2.12> 교각기둥 항복범위 .....	25
<그림 2.13> 교각기둥 지진거동의 분류 .....	28
<그림 3.1> 해석대상 교량 .....	29
<그림 3.2> 스펙트럼해석 모델 .....	31
<그림 3.3> 교각기둥 철근상세 .....	33
<그림 3.4> 모멘트-곡률 선도 (D3.0m) .....	34
<그림 3.5> P-M상관도(D3.0m) .....	37
<그림 3.6> 교각기둥 항복범위(D3.0m) .....	38
<그림 3.7> 모멘트-곡률선도 .....	40
<그림 4.1> 휨성능곡선 .....	52

<그림 4.2> 휨성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m) .....	53
<그림 4.3> 휨성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m) .....	54
<그림 4.4> 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(①,②) .....	55
<그림 4.5> 전단성능곡선 .....	57
<그림 4.6> 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m) .....	58
<그림 4.7> 전단성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m) .....	59
<그림 4.8> 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(①,②) .....	60
<그림 4.9> 휨항복모드(D3.0,H/D1.9, $\rho_s=0.0097$ ) .....	64
<그림 4.10> 휨-전단파괴모드(D3.0m, H/D=1.67, $\rho_s=0.0009$ ) .....	68
<그림 4.11> 소성힌지 생성 (D3.0m, H/D=1.67, $\rho_s=0.0097$ ) .....	68
<그림 4.12> 휨-전단파괴모드 (D3.0m, H/D=2.3, $\rho_s=0.0014$ ) .....	69
<그림 4.13> 소성힌지 생성 (D3.0m, H/D=2.3, $\rho_s=0.0097$ ) .....	69
<그림 4.14> 소성힌지 생성 (D2.0m, H/D=2.5, $\rho_s=0.0096$ ) .....	70
<그림 4.15> 소성힌지 생성 (D2.3m, H/D=3.0, $\rho_s=0.0097$ ) .....	70

# Earthquake Resistant Design of Typical Bridges

Jun-Bum, Kim

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

## Abstract

The purpose of earthquake resistant design for bridges is to secure the “No Collapse Requirement” and to shut down the delivery of seismic force to superstructure, which is possible by bridge mechanism design. For typical bridges, damage of superstructure or foundations leads to the bridge collapse and therefore bridge mechanism design is to be carried out with the connection and substructure. Bridge mechanism with substructure yielding is ductile mechanism, which requires plastic hinge formation at pier ends. On the contrary, bridge mechanism with connection failure is brittle mechanism, which requires shear keys. Such ductile or brittle mechanism is to be proved with section forces obtained from the spectrum analysis method based on elastic behavior.

Because seismic forces are delivered to the superstructure through the pier, piers are essential structural members in the earthquake resistant design. For typical bridges with reinforcement concrete piers as substructure, the “Roadway Bridge Design Code” provides the application of flexural/yield stiffness according to the yielding of axial reinforcement for calculating the section forces. Because different column stiffness provides different section forces, from which the yielding of connection or substructure is determined. The ductility design determines the transverse reinforcement ratio and ductility with the required response

modification factor but ductile or brittle mechanism is not verified therefrom. Because the seismic behavior of piers is determined by the flexural/shear performance curve, the possibility of ductile or brittle mechanism design can be confirmed with those performance curves.

In this study, a bridge with steel bearing and T-type circular RC piers is selected, and section forces are obtained with the flexural/yield stiffness of piers. Base on these two different section forces, bridge mechanism design is carried out and the safety of the “No Collapse Requirement” is reviewed. Also, for circular RC piers, influence of design factors such as height, diameter and transverse reinforcement ratio on the flexural/shear performance curves are analysed, and conditions are proposed for ductile mechanism design.

핵심용어 : 붕괴방지수준, 연성/취성 메카니즘, 탄성해석법, 철근콘크리트 교각기둥, 휨강성, 항복강성, 휨/전단 성능곡선

KEYWORDS : No Collapse Requirement, Ductile/Brittle Mechanism, Elastic Analysis Method, Reinforced Concrete Piers, Flexural Stiffness, Yield Stiffness, Flexure/Shear Performance Curve

# I. 서론

## 1.1 연구배경

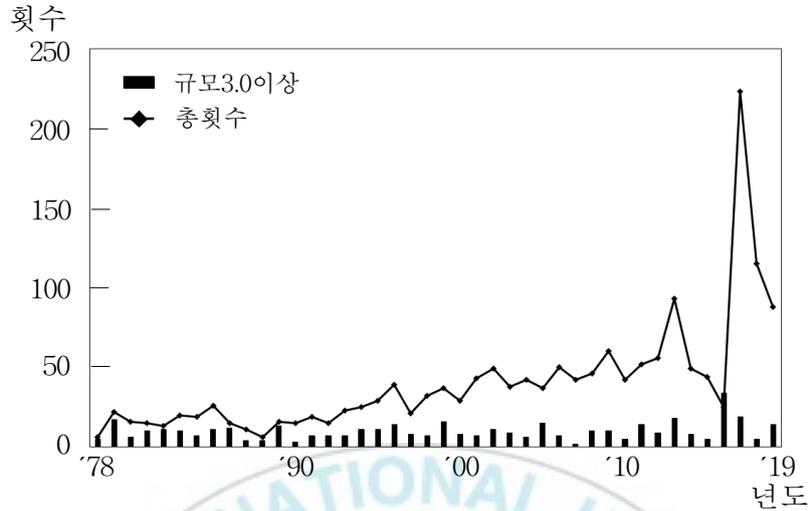
2004년 인도네시아 Sumatra지진, 2008년 중국 Sichuan지진, 2010년 칠레 Bio-Bio지진, 2011년 동일본지진 등 2000년대 이후 세계적으로 수많은 강진이 발생하고 그 규모가 증가하는 추세이다. 지진으로 인해 병원과 교량 등 사회기반시설의 파괴로 심각한 인적, 물적 피해도 증가하고 있다. 인도 Sumatra지진(2004, M9.1)은 강진과 해일로 인해 인접국가에 수십만명의 인명피해와 경제적 손실을 유발시켜 지진으로 인한 피해가 한 국가뿐만 아니라 전 세계에 엄청난 파급효과를 가져온다는 것을 알 수 있다.

그 동안 판구조론에 의해 유라시아판에 속한 한반도는 지진에 대해 상대적으로 안전지대로 생각되었지만 중국 Tangshan지진(1976, M7.5)의 경우 판내부에 위치해 있음에도 강진이 발행하였고 한반도의 역사지진과 계기지진의 기록을 감안하면 한반도는 더 이상 지진의 안전지대가 아니다. 역사지진 기록(Korea Meterological Administration, Historical Earthquake Records in Korea(2~1904), 2012)에 따르면 2,161회의 지진이 발생하였고 인명피해 및 건물붕괴를 유발하는 지진은 15회 기록되어 있다. 역사문헌에 기록된 지진 가운데 가장 피해가 큰 지진은 신라 혜공왕 15년(779년) 3월 경주에서 발생한 지진으로 가옥이 무너지고 사망자가 100여명인 것으로 기록되어 있다. 국내 지진에 대한 계측은 1978년부터 시작하였고 기상청의 계측지진기록(Korea Meterological Administration, 2019 Earthquake Annual Report, 2020)에 의하면 규모(M) 5.0 이상의 지진은 총 10회, M4.0 이상의 지진은 2019년까지 총 52

회 관측되었으며 2016년 경주에서 발생한 지진은 M5.8로 지진관측이후 한반도에서 발생한 최대 규모의 지진이다. 그림 1.1에 제시한 바와 같이 국내지진은 일시적인 것이 아니라 발생빈도와 규모가 증가하는 추세이며 한반도에 발생한 M4.9 이상인 주요지진은 표 1.1에 제시하였다.

< 표 1.1 > 한반도 역대 주요지진

NO.	규모(M)	발생연월일	발생지역
1	5.8	2016.09.12.	경북 경주시 남남서쪽 8Km 지역
2	5.4	2017.11.15.	경북 포항시 북구 북쪽 9Km 지역
3	5.3	1980.01.08.	평북 서부 의주-삼주-귀성 지역 (북한 평안북도 삼주 남남서쪽 20Km 지역)
4	5.2	2004.05.29.	경북 울진군 동남동쪽 74Km 해역
	5.2	1978.09.16.	충북 속리산 부근지역 (경북 상주시 북서쪽 32Km 지역)
6	5.1	2016.09.12.	경북 경주시 남남서쪽 9Km 지역
	5.1	2014.04.01.	충남 태안군 서격렬비도 서북서쪽 100Km
8	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
11	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



< 그림 1.1 > 연도별 지진 발생 현황(1978~2019)

지진재해는 인명피해뿐만 아니라 사회 기반시설의 붕괴로 인해 사회혼란을 초래하므로 모든 시설물에 대해 내진설계를 적용하여 구조물의 안전성을 확보해야 하며 2016년에 발생한 경주지진을 계기로 지진에 대한 사회적 관심도 고조되고 있다. 1999년 비슷한 시기에 비슷한 규모의 지진이 발생한 터키(1999.8. M7.8)와 대만(1999.9. M7.3)을 비교해보면 터키는 15,000 여명이 사망한 반면 대만은 2,400 여명이 사망하였는데 대만의 지진피해가 상대적으로 훨씬 적은 것은 내진설계기준을 엄격히 적용했기 때문이고 내진설계의 중요성을 보여주는 대표적인 사례이다. 따라서 지진의 불확실성에 대한 안전성을 확보하기 위해서는 내진설계에 대한 정확한 이해와 적용이 매우 중요하다. 우리나라는 1992년 도로교 표준시방서 내진설계편이 제정된 이후 현재의 도로교설계기준 내진설계편(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2016)으로 개정되어 실무에 적용되고 있다.

## 1.2 연구동향

일반교량에서 지진력은 교량 상부구조의 질량과 하부구조의 강성에 의해 결정되고 지진력이 교각기둥을 통해 전달되므로 교각기둥의 항복강성에 관한 연구와 형상비, 횡방향철근비이 교각기둥 연성에 미치는 영향에 대한 연구가 활발히 수행되고 있다. 철근콘크리트 교각기둥에 관한 국내 연구는 Bae and Lee(2001), Kim et al.(2001), Lee and Bae(2001), Lee et al.(2004)가 있고 국외연구는 Bonet et al.(2011), Qiang et al.(2013), Tikka and Mirza(2008), Yeh et al.(2002)이 있다.

철근콘크리트 기둥의 항복강성에 관한 국외 연구로 Tikka and Mirza(2008)는 직사각형 철근콘크리트 및 강합성 기둥을 대상으로 극한 하중 작용 하에 발생하는 콘크리트의 비선형 변형률과 축방향균열을 고려한 항복강성을 비선형 식과 설계도표로 제시하였고 Bonet et al.(2011)은 단면의 직교축방향으로 동일한 유효좌굴길이를 갖는 철근콘크리트 기둥에 이축 휨이 작용하는 경우 단면형상, 하중지속시간 및 콘크리트 강도와 무관하게 적용할 수 있는 항복강성 식을 제시하였다. 이들 연구에서 제시한 항복강성 식은 장주에서 발생하는 P- $\Delta$ 효과를 반영하기 위한 모멘트확대법의 정확성을 제고하기 위한 것이다. 국내 연구로 Bae and Lee(2001)는 직사각형 철근콘크리트 교각기둥, Lee and Bae(2001)는 원형 철근콘크리트 교각기둥을 대상으로 재료비선형해석을 수행하여 항복강성을 결정하는 식을 구하고 설계지진에 의한 단면력 산정은 항복강성을 적용할 것을 제시하고 있다.

철근콘크리트 교각기둥의 형상비와 횡방향철근비에 의한 내진성능과 파괴모드에 관한 국내연구로 Kim et al.(2001)은 원형 RC 교각기둥의 파괴모드에 관한 실험연구로 국내 일반국도와 지방도 교량특성을 분석하여

일반적으로 형상비 2.0~3.0의 교각기둥이 설계/시공되는 것을 확인하였고, 직경 1.2m, 형상비 각각 2.13, 2.6인 2개 기둥의 실물시험체와 1/2 축소시험체를 제작하여 실험을 수행하였다. 실물시험체는 D13, 간격 300mm, 축소시험체는 D6, 간격 150mm로 횡방향철근을 배근하여 실험한 결과, 형상비 2.13의 기둥은 전단파괴, 형상비 2.6의 기둥은 휨-전단파괴가 발생한다는 것과 실물시험체에 비해 축소시험체의 연성도가 크게 산정되는 크기효과가 발생한다는 것을 제시하였다. Lee et al.(2004)은 직경 1.2m, 횡방향철근비 0.23%(D10, 간격 115mm)를 적용한 형상비 1.825, 2.5, 4.0의 실물시험체 3개를 제작하고 실험을 수행하였다. 실험결과, 형상비 1.825의 기둥은 전단파괴, 형상비 2.5의 기둥은 휨-전단파괴, 형상비 4.0의 기둥은 휨파괴가 발생한다는 것을 확인하였다. Yeh et al.(2002)는 중공사각형 교각기둥 내진성능평가에 관한 실험연구로 횡방향철근비의 영향을 파악하기 위해 형상비 3.0, 3.6, 4.3인 교각기둥을 대상으로 1/3 축소시험체를 제작하고 실험을 수행하였으며, 횡방향철근비가 ACI(ACI, 1995) 설계기준을 만족하면 충분한 연성도를 확보하고 휨파괴모드를 구성하였으나 횡방향철근비가 설계기준의 50% 이하면 휨-전단파괴모드와 전단파괴모드를 구성한다고 제시하였다. Qiang et al.(2013) 또한 횡방향철근비의 영향을 파악하기 위해 장변기준 형상비 3.28인 중공사각형 교각기둥을 대상으로 1/4 축소시험체를 5개 제작하여 실험을 수행하였고 횡방향철근비가 AASHTO LRFD(AASHTO, 2007) 설계기준을 만족하면 휨파괴모드가 구성되는 것을 확인하였다.

기존 연구결과에서 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량의 내진설계에서 기둥강성과 형상비로 표현되는 기둥 높이, 직경 그리고 횡방향철근비가 교량구조 메카니즘에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

### 1.3 연구의 목적

도로교설계기준 내진설계편(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 2012)에서 제시하는 일반교량의 내진설계 목적은 붕괴방지수준을 만족하는 것으로 지진력이 상부구조로 전달되는 것을 차단하여 확보할 수 있다. 이는 연결부분과 하부구조의 설계강도를 조정하여 연결부분의 파손 또는 하부구조의 항복으로 지진력을 차단하고 낙교를 방지하는 것이다. 연성메카니즘(Ductile Mechanism)은 하부구조의 항복으로 낙교를 방지하는 메카니즘으로 이 경우는 교각기둥 단부에 소성힌지의 형성이 요구(이하 소성힌지설계로 표현함)되며, 취성메카니즘(Brittle Mechanism)은 연결부분이 파손되는 메카니즘으로 이 경우는 전단키와 같은 낙교방지장치로 방지할 수 있으나 상부구조의 파손이 예상되어 경제성 측면에서 불리하다. 즉, 하부구조의 소성거동이 선행되는 연성메카니즘을 구성하는 방식이 우선 검토되고, 이러한 여건이 확보되지 않으면 연결부분의 파손이 선행되는 취성메카니즘을 구성하는 방식으로 붕괴방지수준을 확보한다.

도로교설계기준은 탄성해석으로 교각기둥의 단면력 산정 시 철근콘크리트 축방향철근의 항복여부에 따라 휨강성과 항복강성을 적용하도록 제시하고 있다. 교량구조 메카니즘은 단면력을 바탕으로 결정되며 일반교량에서 지진력은 교각기둥에 의해 연결부분과 상부구조로 전달되므로 결정적인 구조부재는 교각기둥이고 단면력 산정에 있어 교각기둥의 강성은 매우 중요한 역할을 한다. 그리고 교각기둥에 소성힌지가 생성되는 횡방향철근을 설계해도 지진 시 교각기둥에서 전단파괴가 발생하면 연성메카니즘을 구성할 수 없으므로 소성힌지가 생성되는 연성메카니즘을 구성하기 위해서는 교각기둥의 파괴모드가 중요하다. 그러므로 항복강성에 의

해 산정된 단면력으로 구성되는 메카니즘이 붕괴방지수준의 안전성을 확보하는가에 대한 검토가 요구되고, 교각기둥 파괴모드는 휨/전단 성능곡선의 중첩에 의해 결정되므로 교각기둥 성능에 영향을 미치는 설계인자에 대한 분석을 바탕으로 소성힌지가 생성되는 파괴모드를 구성하기 위한 조건에 대한 검토가 필요하다.

이 연구에서는 상부구조 강박스, 연결부분 강재받침, 하부구조 T형 철근콘크리트 교각기둥으로 구성된 일반교량을 해석대상교량으로 선정하였다. 해석대상교량의 교각기둥 강성을 휨강성과 항복강성으로 구분하여 다중모드스펙트럼해석으로 구한 단면력에 의해 메카니즘을 검토하였고 응답수정계수의 적용으로 교각기둥의 설계변경 후 연성메카니즘을 구성하기 위한 강재받침의 소요용량을 결정하였다. 이러한 과정을 바탕으로 교각기둥의 휨강성과 항복강성에 의한 단면력 차이가 붕괴방지수준의 안전성 관점에서 교각기둥 강성의 적용성을 검토하였다. 또한 철근콘크리트 교각기둥을 대상으로 설계인자(높이, 직경, 횡방향철근)가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 분석하고 원형 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량의 내진설계에서 연성메카니즘을 구성하기 위한 조건을 검토하고자 한다.

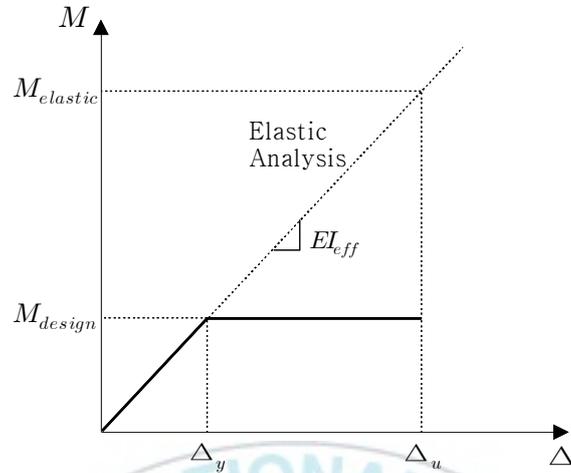
## II. 설계기준 및 설계방식

### 2.1 국내기준

#### 2.1.1 내진설계 개념

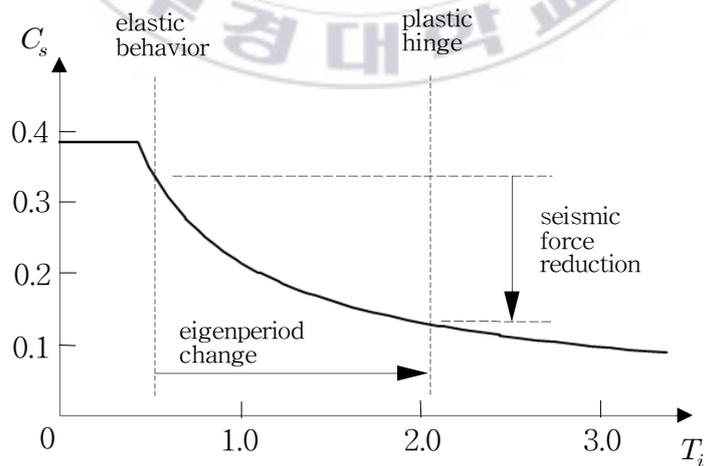
교량의 내진설계에 적용되는 응답스펙트럼해석법은 탄성해석법으로 구조부재의 소성거동을 반영하지 못하며 이러한 방법을 적용하는 대표적인 내진설계기준은 미국 AASHTO LRFD Bridge Design Specification (AASHTO, 2012)과 유럽 Euro Code 8(CEN, 2011)가 있다. 하지만 강진이 발생하면 교각기둥은 항복 후 소성힌지가 형성되어 비선형거동을 하므로 이를 고려해야 한다. 도로교설계기준은 이러한 비선형거동을 반영하는 응답수정계수(Response Modification Factor;  $R$ )를 적용하는 스펙트럼해석법을 제시하고 있다. 응답수정계수는 교각기둥이 항복한 후 소성힌지가 생성되어 극한상태에 도달할 때까지의 비선형거동을 반영한 계수로 재료 및 단면의 성질에 따라 구조물의 연성과 여유력을 고려하였다. 응답수정계수는 하부구조의 형식과 연결부분의 위치에 따라 다르게 제시하여 하부구조와 연결부분의 설계강도에 대한 인위적으로 조정하여 교량구조 메카니즘을 조정한다. 설계지진력(Design Seismic Force;  $M_{design}$ )은 그림 2.1에 도시한 바와 같이 선형해석으로 구한 탄성지진력(Elastic Seismic Force;  $M_{elastic}$ )에 응답수정계수를 적용하여 구한다.

$$M_{design} = \frac{M_{elastic}}{R} \quad (2.1)$$



< 그림 2.1 > 탄성지진력과 설계지진력

이러한 설계는 지진 시 교각기둥 단부에 소성힌지의 생성으로 충분한 연성을 확보하기 위한 것으로 그림 2.2 탄성지진응답계수에 제시한 바와 같이 소성힌지가 생성되면 교량의 주기는 장주기로 변하고 지진하중은 현저하게 감소하여 붕괴방지수준을 만족할 수 있다.



< 그림 2.2 > 탄성지진응답계수( $C_s$ )

## 2.1.2 소성힌지설계

다중모드스펙트럼해석으로 교각기둥 단부에서 작용력을 산정하고 응답수정계수의 적용으로 연결부분보다 하부구조가 먼저 항복하도록 단면력을 조정하여 연성메카니즘을 구성하는 방법으로 교각기둥 단부에 소성힌지 생성을 위한 횡방향철근이 요구된다.

교각기둥의 작용력은 철근콘크리트 축방향철근의 항복여부에 따라 휨강성과 항복강성을 적용하여 지진해석을 수행한다. 스펙트럼해석으로 구한 교각기둥 단부의 휨모멘트를 사하중과 교축/교축직각방향 탄성지진력을 조합하여 작용력을 산정하고 지진하중과 구조물 직교축의 불일치를 감안하여 하중조합 1, 2(Load Combination; LC1, LC2)로 산정한다.

- 하중조합 1(LC1) : 사하중 + 교축방향 탄성지진력 100% + 교축직각방향 탄성지진력 30%
- 하중조합 2(LC2) : 사하중 + 교축방향 탄성지진력 30% + 교축직각방향 탄성지진력 100%

이와 같은 방법으로 산정한 작용력에 응답수정계수를 나누어서 설계지진력을 구한다. 도로교설계기준에서 제시한 응답수정계수는 표 2.1에 제시한 바와 같이 하부구조는 2.0이상, 연결부분은 1.0이하를 작용력에 적용하므로 연결부분보다 하부구조가 우선 항복하는 메카니즘을 구성한다.

< 표 2.1 > 응답수정계수(도로교설계기준,  $R$ -factor)

Substructure	$R$
Wall-type piers-larger dimension	2
Reinforced concrete pile bents	
• vertical piles only	3
• with batter piles	2
Single columns	3
Steel or composite steel and concrete pile bents	
• vertical pile only	5
• with batter piles	3
Multiple column bents	5
Connection	
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Column, piers or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundations	1.0

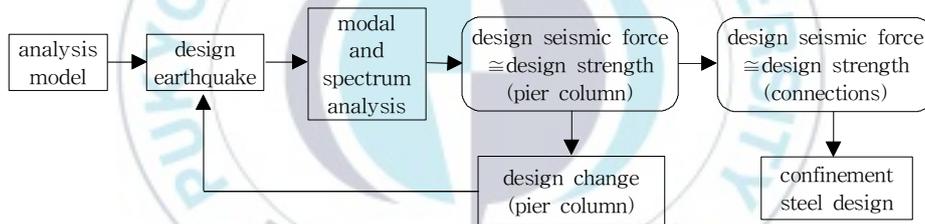
이러한 응답수정계수의 적용으로 의도하는 메카니즘이 구성되는지에 대한 검토가 요구된다. 작용력에 응답수정계수를 적용하여 구한 설계지진력은 설계강도 $\approx$ 설계지진력 조건을 만족하도록 시행착오법으로 단면을 변경해야 한다. 이는 작용력/설계강도 비로 산정되는 실제응답수정계수 (Actual Response Factor;  $R_d$ )가 응답수정계수를 초과하지 않고 가장 근접한 값이 되도록 단면을 결정하는 것과 같다.

설계강도는 P-M상관도에 의해 공칭강도를 구하고 재료계수 1.0을 적용하여 결정하므로 공칭강도와 같다. 항복강도의 분포는 현장 배합강도와 품질관리에 따라 다르므로 초과강도를 고려한 항복범위로 메카니즘을 검토해야 한다. 교각기둥의 초과강도는 공칭강도와 식 (2.2)의 휨초과강

도계수( $\lambda_0$ )의 곱으로 산정하고  $R$ 은 설계에 사용한 실제응답수정계수 ( $R_d$ )이다.

$$\lambda_0 = 1.25 + 0.05R \quad (2.2)$$

교각기둥의 항복으로 단부에 소성힌지를 생성하는 연성메카니즘을 구성하는 소성힌지설계 흐름도는 그림 2.3에 제시한 바와 같다. 교각기둥의 설계지진력으로 교각기둥 설계강도를 적용하면 기능수행수준이 되고 연결부분의 설계강도를 교각기둥의 초과강도 이상으로 결정하면 붕괴방지 수준을 만족시킬 수 있다.



<그림 2.3> 소성힌지설계 흐름도

### 2.1.3 연성도 내진설계

철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량에 적용되며 소성힌지를 생성시키지 않고 단면변경 없이 탄성해석으로 소요응답수정계수 ( $R_{req}$ )를 산정하여 이에 상응하는 변위연성도를 만족하도록 횡방향철근을 배근하는 방법(이하 연성도설계로 표현함)으로 기둥단부의 소성거동을 조절하는 것이다. 국내 일반교량과 같이 교각기둥이 과다설계되면 취성메카니즘이 구성되는 방법이다.

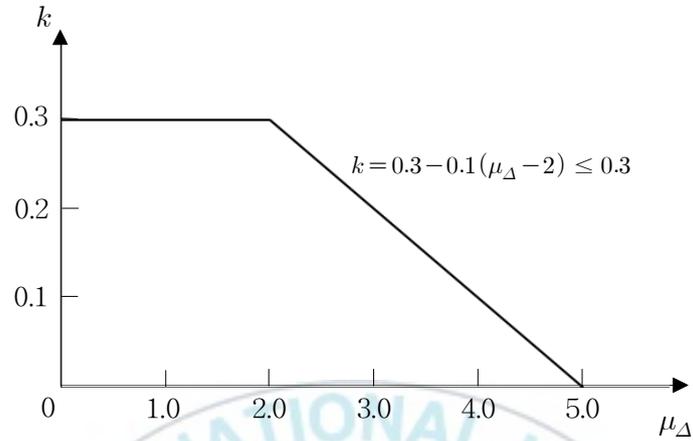
스펙트럼해석을 수행하여 교각기둥 단부의 작용력 산정과정은 소성한 지설계와 동일하다. 단면변경 없이 구한 작용력을 작용력/설계강도 비로 소요응답수정계수( $R_{req}$ )를 구하며 소요응답수정계수가 1.0 이하인 경우는 탄성거동, 1.0 이상은 소성거동을 의미한다. 식 (2.3)에서  $M_{el}$ 은 기둥의 작용력,  $\phi M_n$ 은 기둥의 설계휨강도이다.

$$R_{req} = \frac{M_{el}}{\phi M_n} \quad (2.3)$$

소요응답수정계수가 1.0 이상인 경우는 교량의 저차모드주기( $T$ )가 통제주기( $T_s$ )의 1.25배보다 작으면 단주기로 인해 지진하중이 크게 작용하므로 소요응답수정계수와 변위연성도-응답수정계수 상관계수( $\lambda_{DR}$ )의 곱으로 소요변위연성도( $\mu_{\Delta}$ )를 구하고 1.25배보다 크면 장주기로 판단하여 소요응답수정계수가 변위연성도가 된다. 도로교설계기준은 소요변위연성도를 식 (2.4)와 같이 최대값을 5.0으로 제한하고 있다.  $L_s$ 는 기둥 형상비이고  $h$ 는 기둥에서 고려하는 단면 최대두께이다.

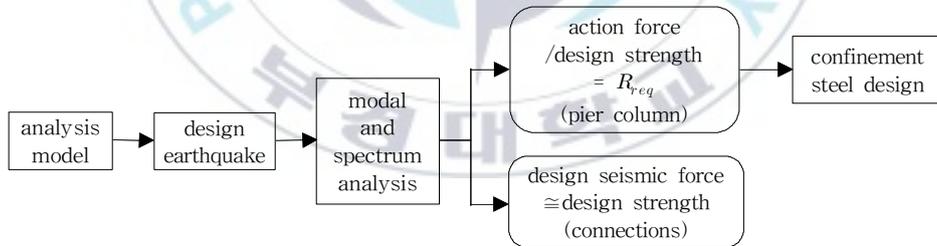
$$\mu_{\Delta, \max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (2.4)$$

설계전단강도는 공칭전단강도( $V_n$ )에 재료계수 1.0을 적용하므로 공칭강도와 같다. 공칭전단강도는 콘크리트 전단강도( $V_c$ ), 전단철근 전단강도( $V_s$ ), 축력에 의한 전단강도( $V_p$ )의 합으로 산정된다. 콘크리트 전단강도는 변위연성도가 증가하면 감소하는 것을 감안하여 그림 2.4에 제시한 바와 같이 변위연성도( $\mu_{\Delta}$ ) 2부터 감소하고 5이상이면 0이 된다.



< 그림 2.4 > 콘크리트 전단강도 감소계수( $k$ )

교각기둥의 단면변경 없이 소요응답수정계수를 만족하는 횡방향철근을 배근하는 연성도설계의 설계흐름도는 그림 2.5와 같다.



< 그림 2.5 > 연성도 내진설계 흐름도

## 2.2 해외기준

### 2.2.1 AASHTO LRFD

도로교설계기준의 바탕이 되는 설계기준으로 스펙트럼해석으로 작용력을 산정하고 응답수정계수를 적용하여 연성메카니즘을 구성하며 소성힌지를 생성하는 횡방향철근을 배근하는 설계과정은 소성힌지설계와 동일하다. 하지만 AASHTO LRFD는 표 2.2에 제시한 바와 같이 응답수정계수를 교량의 중요도에 따라 핵심, 중요, 보통으로 구분하여 적용하도록 제시하고 있다. 이는 중요한 교량에 대해 기능수행수준을 높여 강한지진에도 정상적인 기능을 수행할 수 있도록 한 것이다.

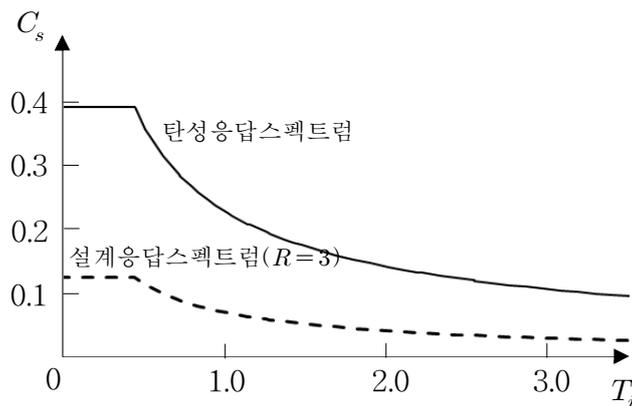
< 표 2.2 > 응답수정계수(AASHTO LRFD,  $R$ -factor)

Substructure	Importance category		
	Critical	Essential	Others
Wall-type piers-larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• with batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• with batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0
Connection	All Importance Categories		
Superstructure to abutment	0.8		
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8		
Column, piers or pile bents to cap beam or superstructure	1.0		
Columns or piers to foundations	1.0		

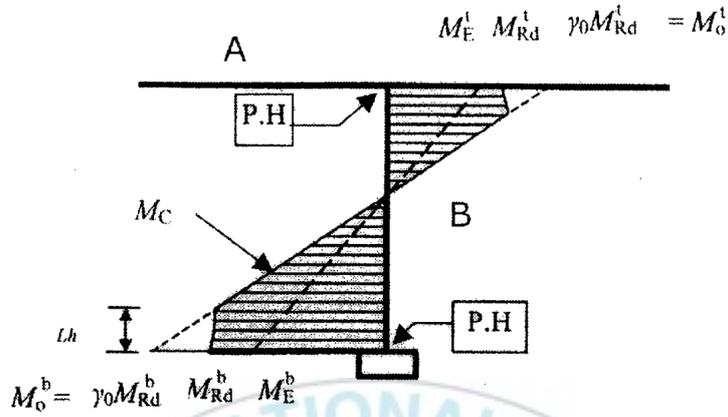
지진해석에서 교각기둥에 균열이 발생한 단면과 소성거동이 예상되는 단면은 항복강성/휨강성 비 0.5를 적용하도록 제시하고 있으며 초과강도 계수는 1.3으로 고정된 값을 적용하도록 제시하고 있다. 이 연구에서는 도로교설계기준에서 구한 항복강성과 초과강도계수를 비교하여 적절성을 확인하였다.

## 2.2.2 Euro Code 8(EC-8)

응답스펙트럼해석법을 적용하는 것은 도로교설계기준과 동일하지만 차이점은 비선형거동을 반영하는 거동계수를 탄성지진응답스펙트럼에 적용하여 설계응답스펙트럼(그림 2.6)으로 수정한 후 탄성지진력을 구한다. 탄성지진력은 그림 2.7에 제시한 바와 같이 요구되는 메카니즘을 만족하는 설계단면력으로 수정한다. 또한 소성힌지설계를 하는 AASHTO LRFD와 달리 EC 8 Part 2 Bridges는 소성힌지설계에 해당하는 Ductile behavior와 연성도설계와 동일한 Limited ductile behavior를 동시에 제시하고 있다.



< 그림 2.6 > 탄성응답스펙트럼 및 설계응답스펙트럼



<그림 2.7> 소성힌지가 생성된 교각기둥의 공급모멘트( $M_C$ )

거동계수( $q$ )는 비선형거동을 반영하는 것은 동일하지만 교각기둥의 형식과 연결부분의 위치에 따라 고정된 값을 제시하는 응답수정계수와는 달리 구조물의 형식 및 특성에 따라 결정되며 표 2.3에 제시한 바와 같이 최대값은 제한하고 있다. 그러므로 두 설계기준의 내진설계법은 응답스펙트럼해석법을 적용하는 것은 동일하지만 비선형거동을 고려하는 계수 및 적용방법이 다르므로 설계단면력이 다르게 산정된다.

< 표 2.3 > 거동계수의 최대값(EC-8,  $q$ -factor)

Type of Ductile Members	Seismic Behavior	
	Limited Ductile	Ductile
Reinforced concrete piles: Vertical piers in bending Inclined struts in bending	1.5 1.2	$3.5\lambda(\alpha_s)$ $2.1\lambda(\alpha_s)$
Steel Piers: Vertical piers in bending Inclined struts in bending Piers with normal bracing Piers with eccentric bracing	1.5 1.2 1.5 -	3.5 2.0 2.5 3.5
Abutments rigidly connected to the deck: In general Locked-in structures	1.5 1.0	1.5 1.0
Arches	1.2	2.0

\*  $\alpha_s = L_s/h$  si the shear span ratio of the pier, where  $L_s$  is the distance from the plastic hinge to the point of zero moment and  $h$  is the depth of the cross-section in the direction of flexure of the plastic hinge.

For  $\alpha_s \geq 3$                        $\lambda(\alpha_s) = 1.0$

$3 > \alpha_s \geq 1.0$                        $\lambda(\alpha_s) = \sqrt{\frac{\alpha_s}{3}}$

EC-8에서 탄성해석에 적용되는 항복강성은 도로교설계기준과 달리 비구속콘크리트의 영향을 반영하여 산정하며 유효단면2차모멘트를 콘크리트 탄성계수( $E_c$ )로 곱하여 산정하는 방법과 항복강성을 직접 구하는 방법 2가지를 제시하고 있다. 유효단면2차모멘트( $J_{eff}$ )는 균열이 발생하지 않은 전체단면의 단면2차모멘트( $J_{un}$ )와 인장철근의 항복점에서 균열이 발생한 단면의 단면2차모멘트( $J_{cr}$ )의 합으로 식 (2.5)에 제시한 바와 같이 산정하며 균열이 발생한 단면의 단면2차모멘트( $J_{cr} = M_y/(E_c\phi_y)$ )는 모멘트-곡률해석을 수행하여 구한 항복 모멘트 및 곡률로 산정된다. 유효

강성을 직접 산정하는 방법은 설계극한모멘트( $M_{Rd}$ )와 항복곡률( $\phi_y$ )을 적용하고 균열이 없는 비구속콘크리트 영향을 고려한 계수( $\nu$ ) 1.2를 적용하여 식 (2.6)에 제시한 바와 같이 구한다.

$$E_c J_{\text{eff}} = 0.08 J_{\text{un}} + J_{\text{cr}} \quad (2.5)$$

$$E_c J_{\text{eff}} = \nu M_{Rd} / \phi_y \quad (2.6)$$

도로교설계기준은 연성도설계에서 횡방향철근비 산정 시 변위연성도를 최대값 5로 제한하고 있지만 EC-8 Part 2 Bridges는 소성힌지 구간의 횡방향철근비는 Ductile, Limited ductile 모두 식 (2.7), 식 (2.8)를 만족하도록 최소 횡방향철근비를 제시하여 구조물의 안전성을 확보하고 있다. 또한 비구속콘크리트의 경우 곡률연성( $\mu_\phi$ )이 Ductile behavior은 13, Limited ductile behavior은 7이상을 만족하면 구속을 하지 않아도 된다고 제시하고 있다.

$$\omega_{wd,c} \geq \max(1.4\omega_{w,req}; \omega_{w,\min}) \quad (2.7)$$

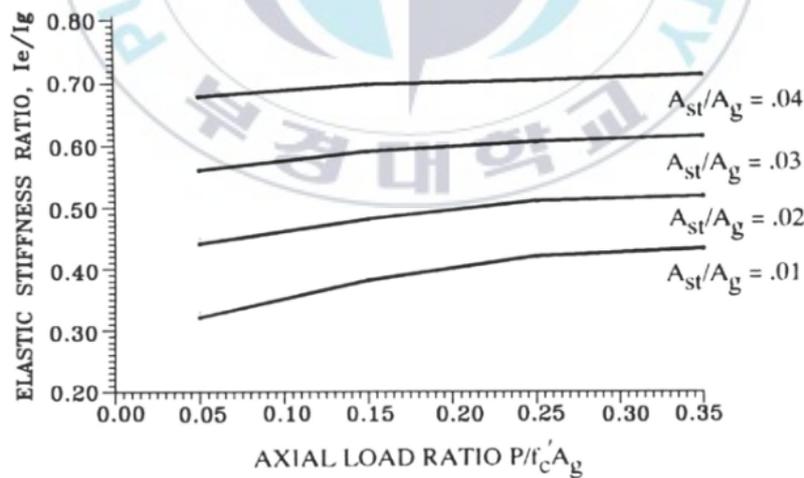
$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0.13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0.01) \quad (2.8)$$

< 표 2.4 >  $\lambda$ ,  $\omega_{w,\min}$

Seismic Behavior	$\lambda$	$\omega_{w,\min}$
Ductile	0.37	0.18
Limited ductile	0.28	0.12

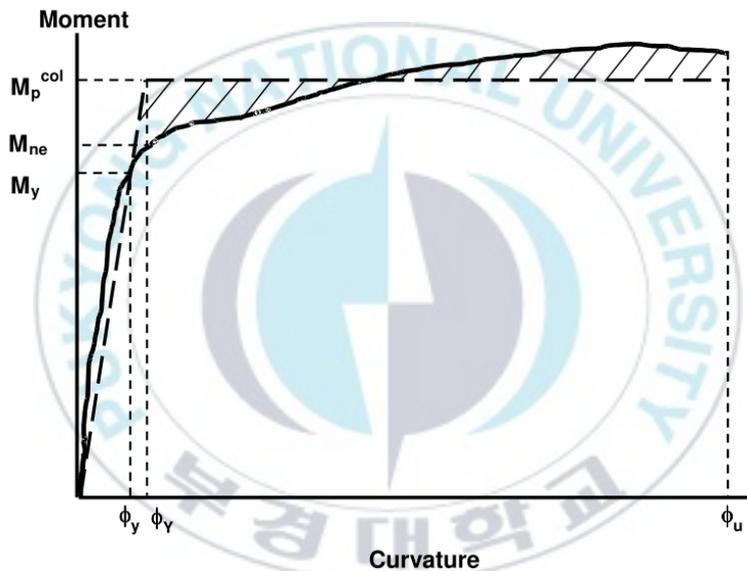
### 2.2.3 CALTRANS

Caltrans Seismic Design Criteria(Caltrans, 2013)는 도로교설계기준, EC-8과 달리 스펙트럼해석법을 적용하지 않고 교량의 공급성능과 소요 성능에 대한 변위를 산정하여 비교하고 강도는 비선형해석인 모멘트-곡률 해석을 수행한 결과를 적용하여 구한다. 교각기둥의 소요변위는 항복 강성을 적용한 탄성해석으로 구한다. 항복강성은 비선형해석을 수행하는 경우 도로교설계기준과 동일하게 모멘트-곡률 해석으로 구한 항복 모멘트 및 곡률로 산정하고 비선형해석을 수행하지 않는 경우 축력비와 축방향철근비를 변수로 하여 항복강성/휨강성 비를 제시하고 있다. 원형단면과 직사각형 단면에 대한 항복강성/휨강성 비는 그림 2.8에 제시하였다. 또한 탄성해석은 단면력을 구하기 위한 것이 아니고 소요변위를 산정하기 위한 것이다.



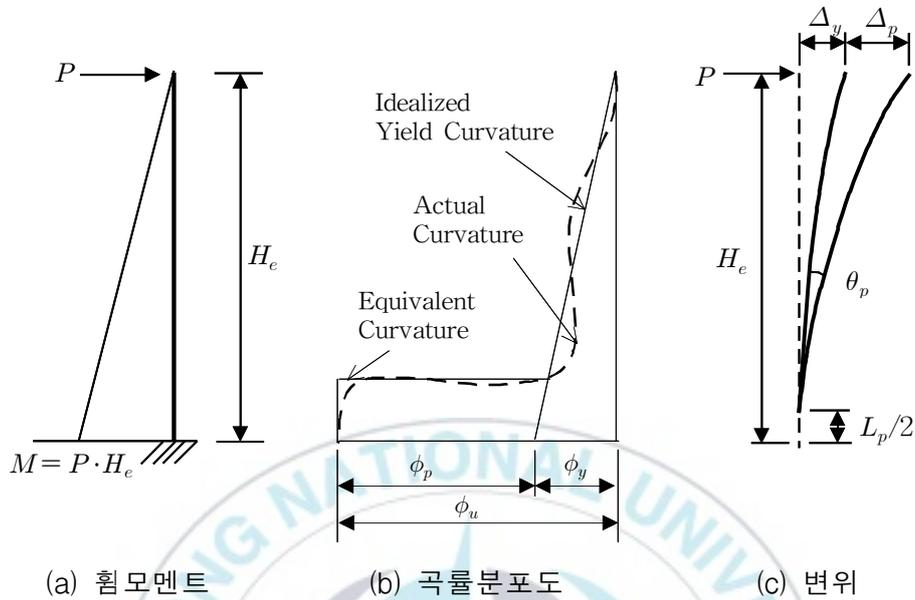
< 그림 2.8 > 철근콘크리트 원형단면의 항복강성/휨강성

교각기둥의 소요(설계)모멘트는 모멘트-곡률 해석으로 구한 극한소성 모멘트( $M_p^{col}$ )로 결정하며 소요전단강도는 교각기둥의 초과강도계수 1.2를 적용한 초과모멘트를 만족하도록 제시하고 있다. 이는 지진 시 교각기둥의 전단파괴보다 휨파괴를 유도하여 연성메카니즘을 구성시키기 위한 것이다. 모멘트-곡률 선도를 2선형으로 이상화한 것은 그림 2.9에 제시하였다.



< 그림 2.9 > 2선형 모멘트-곡률 선도

공급성능 변위는 모멘트-곡률 해석으로 구한 소성한지 구간의 곡률( $\phi$ )과 회전각( $\theta$ )에 의해 결정되며 수평변위는 Priestley et al.(1996)이 제안한 방법으로 구한다. 캔틸레버 교각의 곡률분포도 및 변위는 그림 2.10에 제시하였다.



<그림 2.10> 캔틸레버 교각의 곡률분포도 및 변위

전단강도를 콘크리트, 전단철근, 축력에 의한 전단강도의 합으로 산정하는 것은 연성도설계와 동일하지만 CALTRANS는 축력의 영향을 콘크리트 전단강도에 포함하고 있고 재료계수도 0.9를 적용한다. 전단강도( $V_n$ )는 콘크리트 전단강도( $V_c$ )와 전단철근의 전단강도( $V_s$ )의 합으로 구하며 설계강도( $\phi V_n$ )는 식 (2.19)와 같이 초과전단강도( $V_o$ )를 만족해야 하고 재료계수는 0.9를 적용한다. 콘크리트 전단강도는 변위연성도에 따라 계산하며 축력의 영향을 포함하고 있으며 소성힌지 구간(식 (2.11))과 그 외 구간(식 (2.12))으로 구분하여 구하도록 제시하고 있다. 소성힌지 구간은 변위연성도, 횡방향철근비, 횡방향철근 항복강도, 축력의 영향을 고려하여 구하고 그 외 구간은 축력과 단면력을 고려하여 적용한다. 변위연성도에 의한 콘크리트 전단강도계수는 그림 2.11과 같다.

$$\phi V_n (= V_c + V_s) \geq V_o \quad (2.9)$$

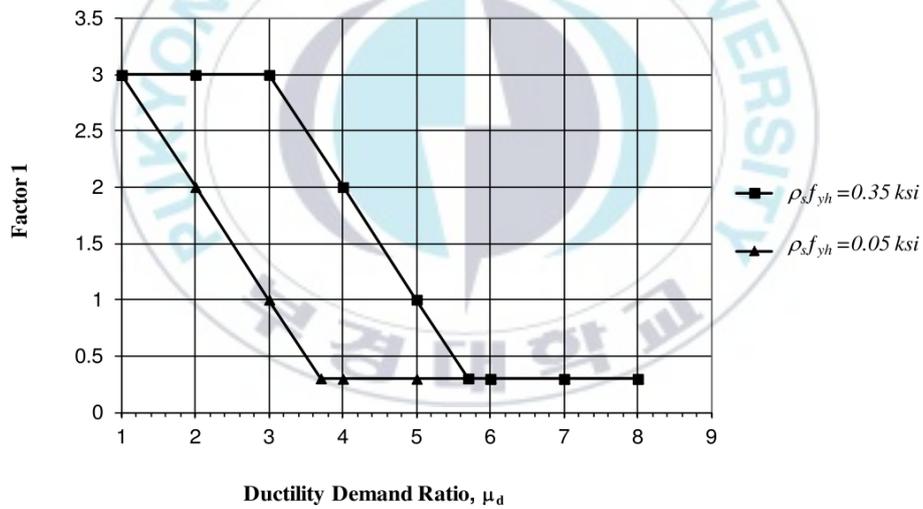
$$V_c = \nu_c A_e \quad (2.10)$$

$$\nu_c = \text{Factor1} \times \text{Factor2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (2.11)$$

$$\nu_c = 0.25 \times \text{Factor2} \times \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (2.12)$$

$$0.025 \leq \text{Factor1} = \frac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083 \mu_d \leq 0.25 \quad (2.13)$$

$$\text{Factor2} = 1 + \frac{P_c}{13.8 \times A_g} < 1.5 \quad (2.14)$$



< 그림 2.11 > 변위연성도에 의한 콘크리트 전단계수

## 2.3 설계방식

### 2.3.1 연성/취성 메카니즘

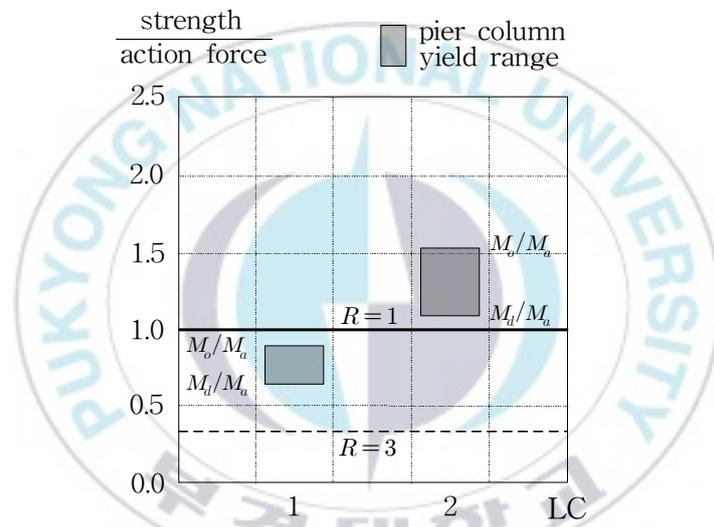
일반교량은 상부구조, 연결부분, 하부구조 및 기초로 구성되어 있고 상부구조와 기초의 항복은 낙교를 유발하므로 교량구조 메카니즘은 하부구조와 연결부분의 항복순서에 의해 결정된다. 연성메카니즘(Ductile Mechanism)은 연결부분보다 하부구조의 항복에 의해 상부구조로 전달되는 지진력을 차단하며 이 경우는 교각기둥 단부에 소성힌지의 생성이 요구된다. 취성메카니즘(Brittle Mechanism)은 하부구조보다 연결부분이 먼저 항복하는 것으로 상부구조의 낙교가 예상되어 전단키와 같은 낙교 방지장치로 방지할 수 있으나 상부구조의 파손이 예상되어 재시공, 우회도로확보 등 시간적, 경제성 측면에서 불리하다.

메카니즘 검토는 강재받침과 교각기둥의 항복범위를 산정하여 작용력과 실제항복강도를 비교하여 수행한다(Kook, 2014). 교각기둥 항복범위는 강도/작용력 비를 적용하여 그림 2.12과 같이 도시할 수 있으며 하한은 설계강도( $M_d$ )/작용력( $M_a$ ), 상한은 초과강도( $M_o$ )/작용력( $M_a$ )이 된다. 강도/작용력 비는 응답수정계수의 역수로 강도/작용력 비 1.0은 연결부분 응답수정계수( $R=1$ )에 해당하고 강도/작용력 비 0.33은 단일기둥에 적용하는 응답수정계수( $R=3$ )에 해당한다. 교각기둥의 항복범위와 강재받침의 설계강도로 구성할 수 있는 메카니즘은 다음과 같다;

- 1) 하중조합 1(LC1)과 하중조합 2(LC2) 중에서 초과강도( $M_o$ )/작용력( $M_a$ ) 비가 큰 값을 초과하도록 강재받침의 설계강도를 결정하면 하중조합 1, 2(LC1/LC2) 모두 연성메카니즘이 구성된다. 이 경우 교각기둥의 소성힌지가 요구되므로 소성힌지구간의 횡방향철근의 시공성

과 구조적으로 소성힌지가 생성될 수 있는지에 대한 검토가 요구된다.

2) 하중조합 1(LC1)과 하중조합 2(LC2)에서 설계강도( $M_d$ )/작용력( $M_a$ ) 비가 작은 값 미만으로 강재받침의 설계강도를 결정하면 모두 취성 메카니즘이 구성된다. 이 경우 낙교방지대책과 받침장치의 제작여부 및 상부구조의 파손에 대한 검토가 요구된다.



< 그림 2.12 > 교각기둥 항복범위

### 2.3.2 교각기둥 강성

내진설계편은 하부구조에 소성힌지를 생성시켜 상부구조로 지진력 전달을 차단하는 연성메카니즘을 구성하는 소성힌지설계와 소성힌지를 생성시키지 않고 취성메카니즘 구성이 가능한 연성도설계를 동시에 제시하고 있다. 이와 같은 연성/취성 메카니즘은 탄성해석법인 다중모드스펙트럼해석법으로 구한 단면력으로 검토된다.

작용력은 스펙트럼해석을 수행하여 구한 사하중과 지진하중을 조합하여 산정하며 지진하중은 교각기둥 강성이 중요하다. 내진설계편은 탄성해석으로 작용력을 구할 때 교각기둥 축방향철근이 항복할 것으로 예상되는 경우는 항복강성을 적용하여 단면력을 구하고 교각기둥 축방향철근이 항복하지 않을 것으로 예상되는 경우는 철근을 무시한 콘크리트교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트와 콘크리트 탄성계수로 표현되는 휨강성을 적용하여 단면력을 구하도록 제시하고 있다. 또한 항복강성 산정은 비선형해석을 수행하는 경우와 비선형해석을 수행하지 않는 경우로 구분하여 제시하고 있다. 그러나 순간적으로 탄성거동에서 비탄성거동으로 진행되는 연성메카니즘의 형성과정 중 휨강성에 의한 단면력은 항복강성에 의한 단면력보다 큰 값이라는 것과 정확한 메카니즘은 구조부재의 강도(설계강도~초과강도)와 탄성해석으로 구한 작용력의 비로 검토하는 것을 고려하면 항복강성으로 산정한 단면력으로 구성되는 연성메카니즘이 붕괴방지수준의 안전성을 확보하는가의 여부는 중요하다. 그러므로 이 연구에서는 교각기둥 강성을 휨강성과 항복강성으로 구분하여 구한 작용력의 차이가 교량구조 메카니즘에 미치는 영향을 검토하였으며 이를 바탕으로 연성메카니즘의 구성과 붕괴방지수준의 안전성 관점에서 교각기둥 강성의 적용성을 검토하였다.

### 2.3.3 교각기둥의 지진거동

교각기둥은 지진 시 휨거동과 전단거동을 하며 전단거동에 의한 전단파괴는 낙교를 유발하기 때문에 휨거동을 구성해야 한다. 이 경우 붕괴방지수준을 만족하기 위해 휨파괴가 발생하지 않도록 충분한 연성을 확보하고 소성힌지가 생성되는 휨소성거동을 구성해야 한다. 그리고 교각기둥에 소성힌지가 생성되는 횡철근을 설계해도 지진 시 교각기둥에서

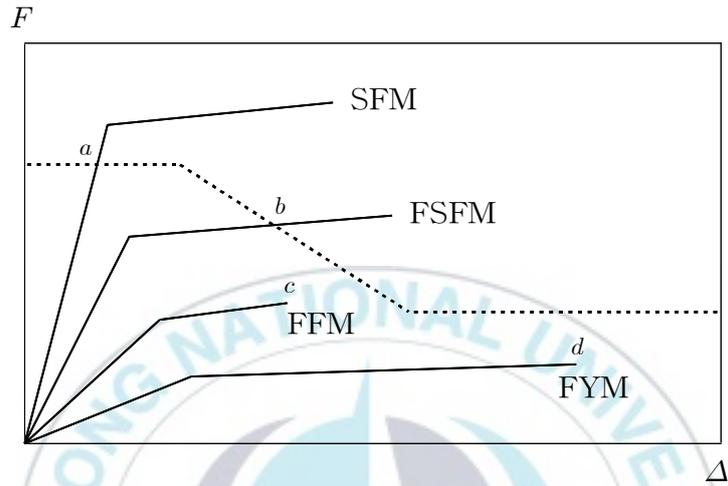
휨과괴보다 전단과괴가 발생하면 연성메카니즘을 구성할 수 없으므로 소성힌지가 생성되는 연성메카니즘을 구성하기 위해서는 교각기둥의 파괴모드가 중요하다.

기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령(Korea Infrastructure Safety Corporation, 2019)은 RC 교각기둥의 내진성능평가에 변위연성도를 사용하는 평가방법을 적용하고 있다. 이 방법에서는 그림 2.13에 제시한 바와 같이 하중( $F$ ) - 수평변위( $\Delta$ ) 관계로 제시되는 휨성능곡선(Flexural Performance Curve: FPC, 실선)과 전단성능곡선(Shear Performance Curve: SPC, 점선)을 중첩한 결과로부터 전단파괴모드(Shear Failure Mode; SFM), 휨-전단파괴모드(Flexure-Shear Failure Mode; FSFM), 휨과괴모드(Flexure Failure Mode; FFM)를 구분하고 각 파괴모드의 성능점을 기준으로 산정한 변위연성도를 공급역량으로 산정한다. 평가교량의 주기와 소요응답수정계수( $R_{req}$ )를 반영하여 산정한 변위연성도를 소요역량으로 산정하고 공급역량/소요역량의 비가 1.0 이상이면 내진성능이 확보된 것으로 평가한다.

전단파괴모드는 휨탄성한계 이전에 전단파괴가 발생하는 것으로 두 성능곡선의 교점  $a$ 가 성능점이 된다. 휨-전단파괴모드는 휨탄성한계 이후 휨극한상태에 도달하기 전 전단파괴가 발생하는 것으로 교점  $b$ 이 성능점이 되고 휨과괴모드는 휨극한상태에 도달하여 휨과괴가 발생하는 것으로  $c$ 점이 성능점이 된다. 교각기둥의 전단파괴 및 휨과괴는 교량의 붕괴와 직결되므로 이러한 파괴가 발생하지 않도록 소성힌지가 생성되는 휨항복거동을 구성해야 한다. 그러므로 이 연구에서는 소성힌지설계의 횡철근비를 제공하여  $d$ 을 성능점으로 하는 휨항복모드(Flexure Yield Mode; FYM)를 추가하여 원형 RC 교각기둥의 지진거동을 분석하였다.

이 연구에서는 원형 철근콘크리트 교각기둥의 높이, 직경, 횡방향철근

비의 설계인자가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 분석하였으며 이를 바탕으로 휨항복모드를 구성하기 위한 조건을 검토하였다.



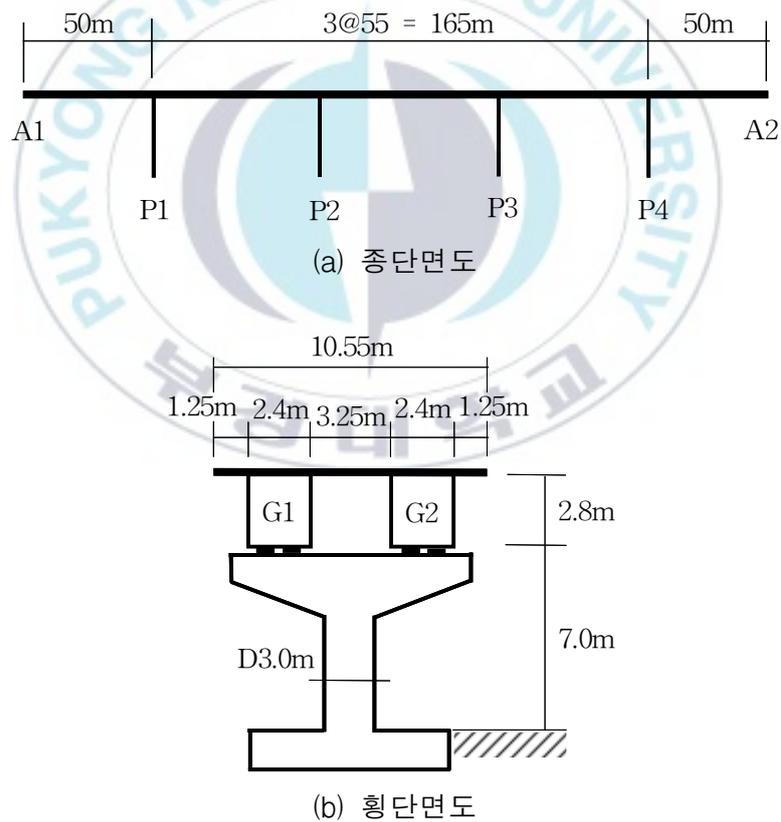
< 그림 2.13 > 교각기둥 지진거동의 분류

### Ⅲ. 교각기둥 강성

#### 3.1 해석대상교량

##### 3.1.1 해석모델 및 설계조건

해석대상교량은 그림 3.1에 (a)종단면도 및 (b)횡단면도를 제시한 바와 같이 총연장 265m (50+3@55+50)인 5경간 연속교로 상부구조는 2연 강상자형, 연결부분은 강재받침, 하부구조는 T형 철근콘크리트 교각기둥으로

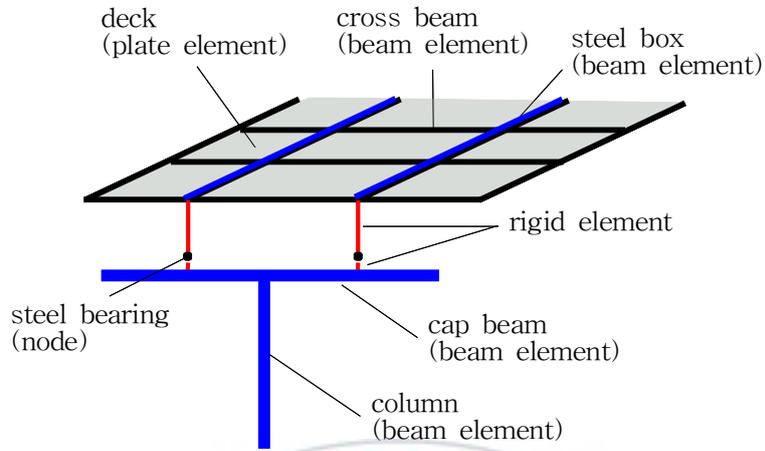


< 그림 3.1 > 해석대상 교량

구성된 일반교량을 선정하였다. 강상자형에 사용한 강재는 SM490이고 콘크리트 설계강도는 상부구조 27 MPa, 하부구조 24 MPa이며 철근의 항복강도는 상부구조 400 MPa, 하부구조 300 MPa이다.

다중모드스펙트럼해석은 범용 구조해석프로그램 Midas/Civil (Midas IT, 2004)을 사용하여 수행하였고, 해석모델은 3차원 해석모델(Kook et al., 2002)을 적용하였으며 그림 3.2 (a)해석모델에 제시한 바와 같다. 상판은 플레이트요소를 적용하고 강상자형, 크로스빔, 캡빔, 교각기둥은 보요소를 사용하였다. 상부구조 도심에 상판 플레이트요소, 강상자형, 크로스빔 보요소를 모델링하였으므로 강상자형 보요소의 절점과 받침장치 절점, 받침장치 절점과 캡빔 보요소 절점사이는 무한강성을 사용하여 연결하였다. 실제 받침장치는 강상자당 2개이지만 받침장치의 구속방향을 고려하여 해석모델링은 강상자당 1개를 적용하였으며 실제배치도와 해석모델 배치도는 그림 3.2 (b)받침장치 배치도(실제/모델)와 같다.

설계조건으로 지진구역 I, 내진 I 등급교, 지반종류 II를 설정하고 지진구역 I에 해당하는 지진구역계수 0.11, 평균재현주기 1000년에 해당하는 위험도계수 1.4에 의한 가속도계수 0.154, 지반종류 II에 해당하는 지반계수 1.2를 적용하였다.



(a) 해석모델

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	-	●	-	-
	+	+	+	┆	+	+
G2	+	+	+	┆	+	+
	+	+	+	┆	+	+

	A1	P1	P2	P3	P4	A2
G1	-	-	-	●	-	-
G2	+	+	+	┆	+	+

(b) 받침장치 배치도(실제/모델)

< 그림 3.2 > 스펙트럼해석 모델

### 3.1.2 스펙트럼해석

다중모드해석에 적용한 모드 수는 질량기여도의 합이 90%이상 되도록 50개를 고려하였고 해석결과 교축방향 저차모드의 주기는 0.54초, 질량기여도는 42.6%이고 교축직각방향 저차모드의 주기는 0.39초, 질량기여도는 53.6%로 산정되었다. 탄성지진응답계수는 교축/교축직각방향 저차모

드에서 각각 0.334, 0.385로 결정된다.

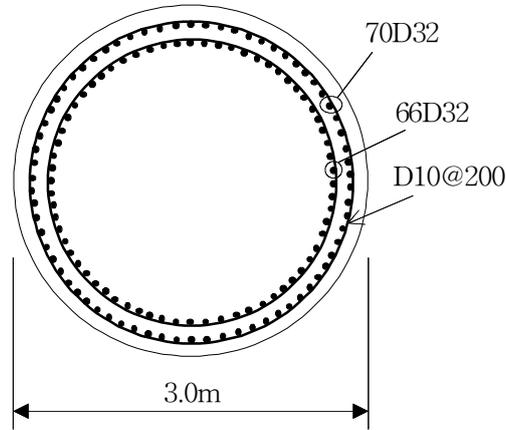
작용력은 스펙트럼해석을 수행하여 고정단 받침이 있는 P3에서 하중조합으로 구하였으며 강제받침의 수평력( $H_a$ )과 교각기둥 하단의 휨모멘트( $M_a$ )는 표 3.1과 같다.

< 표 3.1 > 작용력(D3.0m)

load case	structural member	orthogonal seismic force		action force
		longitudinal	transverse	
LC1	$H_a$ (kN)	2511	941	2681
	$M_a$ (kN·m)	71104	12833	72253
LC2	$H_a$ (kN)	965	3446	3579
	$M_a$ (kN·m)	25639	40692	48096

### 3.2 교각기둥의 휨/항복 강성

해석대상교량의 교각기둥은 D3.0m인 원형단면으로 철근상세는 그림 4.3에 제시한 바와 같다. 축방향철근은 직경 32mm를 외측 70개, 내측 66개, 겹침이음비율은 50%, 횡방향철근은 직경 10mm, 간격 200mm로 일반 설계에서 요구하는 철근량을 배근하여 축방향철근비( $\rho_l$ )는 0.0153이고 횡방향철근비( $\rho_s$ )는 0.00104이다. 휨강성( $EI$ )은 콘크리트 탄성계수( $E = 23.05$  GPa)와 철근을 무시한 단면2차모멘트( $I = 3.976$  m<sup>4</sup>)의 적용으로  $91.65 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>이 산정된다.



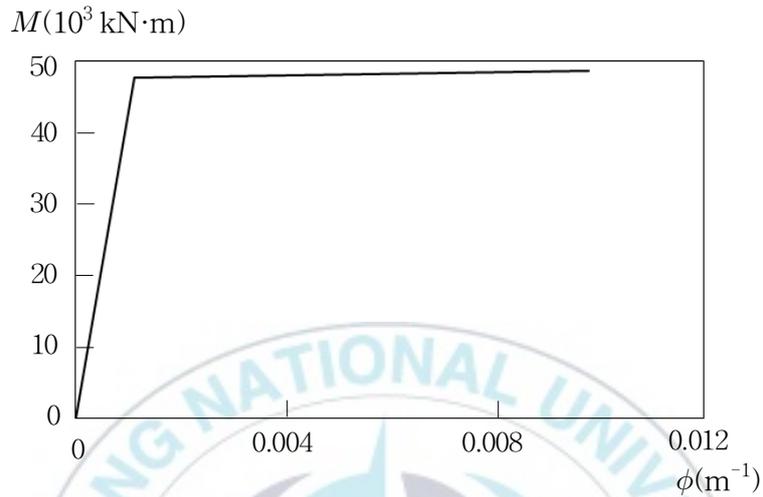
<그림 3.3> 교각기둥 철근상세

비선형해석을 수행할 경우 항복강성은 모멘트-곡률해석으로 구한 항복 모멘트( $M_y$ )와 항복곡률( $\phi_y$ )를 적용하여 식 (3.1)에 의해 산정되며, 여기서  $EI_y$ ,  $M_y$ ,  $\phi_y$ 는 각각 축방향력을 고려한 교각의 항복강성, 항복 모멘트 및 곡률이다.

$$EI_y = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (3.1)$$

비선형해석 프로그램은 XTRACT (Chadwell, 2007)를 사용하였고 콘크리트 재료모델은 모든 단면에 적용가능하고 횡방향철근량과 축방향철근 겹침이음의 영향을 모두 반영할 수 있는 Mander모델 (Mander et. al., 1988)을 사용하였고, 철근 재료모델은 변형경화를 고려한 Parabolic Strain Hardening모델을 적용하였다. 비선형해석결과는 그림 3.4와 같이 모멘트-곡률 선도로 제시하였으며 항복모멘트는  $46.1 \times 10^3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ , 항복곡률은  $1.12 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ , 항복강성은  $41.2 \times 10^6 \text{ kN}\cdot\text{m}^2 (= 46.1 \times 10^3 / 1.12 \times 10^{-3})$

가 산정되므로 항복강성/휨강성 비는 0.45다.



< 그림 3.4 > 모멘트-곡률 선도 (D3.0m)

비선형해석을 수행하지 않을 경우 콘크리트 탄성계수( $E$ )와 식 (3.2)로 구한 항복 유효 단면2차모멘트 ( $I_{y,eff}$ )를 사용하여 구한다. 축방향철근비 ( $\rho_l = 0.0153$ ), 사하중에 의한 계수축력 ( $P_u = 10.42 \times 10^3$  kN), 콘크리트 설계 기준강도 ( $f_{ck} = 24$  MPa), 교각기둥 단면적 ( $A_g = 7.069$  m<sup>2</sup>), 단면2차모멘트 ( $I_g = 3.976$  m<sup>4</sup>)를 적용하면 유효 단면2차모멘트는 1.662 m<sup>4</sup>이고 유효 단면 2차모멘트를 적용한 항복강성 ( $EI_{y,eff}$ )은  $38.3 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>으로 산정된다. 비선형해석으로 구한 항복강성  $41.2 \times 10^6$  kN·m<sup>2</sup>의 0.93배이고 항복강성/휨강성 비는 0.42가 된다.

$$I_{y,eff} = \left( 0.16 + 12\rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g \quad (3.2)$$

해석대상 교각기둥에서 구한 항복강성/휨강성 비 0.45, 0.42는 AASHTO LRFD에서 제시한 0.5와 비교하면 각각 0.9배, 0.84배로 큰 차이가 없고 CALTRANS에서 해석대상교량의 축방향철근비 0.0153에 대한 0.38~0.47과 비교하면 기준 범위안에 포함된다. EC-8의 인장철근의 항복점에서 균열이 발생한 단면의 단면2차모멘트( $J_{cr}$ )  $1.787\text{m}^4(=0.08 \times 3.976 + 1.787)$ 을 적용한 항복강성( $E_c J_{eff}$ )은  $48.52 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}^2$ 이고 항복강성/휨강성 비는 0.53으로 해석대상교량과 비교하면 각각 0.85배, 0.79배의 차이가 발생한다. 이는 EC-8이 비구속콘크리트의 영향을 반영한 결과이지만 다른 설계기준과 비교하면 영향이 미미하다.

설계기준에서 제시하고 있는 값은 축력, 단면적, 철근비, 재료특성 등의 기준값으로 산정한 것이므로 이 연구에서는 기준값의 변동성을 고려하고 보다 일반적으로 항복강성 변화의 영향을 파악하기 위해 항복강성/휨강성 비를 0.55, 0.45, 0.35로 구분하여 해석을 수행하였다.

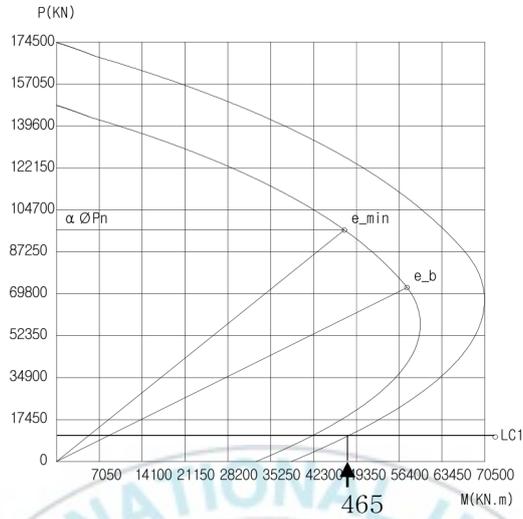
### 3.3 메카니즘 검토

교각기둥의 강성을 항복강성/휨강성 비(Yield Stiffness/Flexural Stiffness ratio; 이하 YS/FS 비로 표현함) 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분하여 모델링하고 다중모드스펙트럼해석을 수행하여 작용력을 산정하여 해석결과를 표 3.2에 제시하였다. 교각기둥 강성의 감소에 의해 교각기둥과 받침장치가 각각 약 0.85배, 0.80배 감소하였으며 교량주기의 증가로 인한 것이다.

< 표 3.2 > 항복강성/휨강성 비에 대한 작용력(D3.0m)

LC	action force	YS/FS ratio			
		1.0	0.55	0.45	0.35
1	$H_a$ (kN)	2681	2419	2375	2241
	$M_a$ (kN·m)	72253	63675	62517	60404
2	$H_a$ (kN)	3579	3132	3028	2941
	$M_a$ (kN·m)	48096	40401	38896	37455

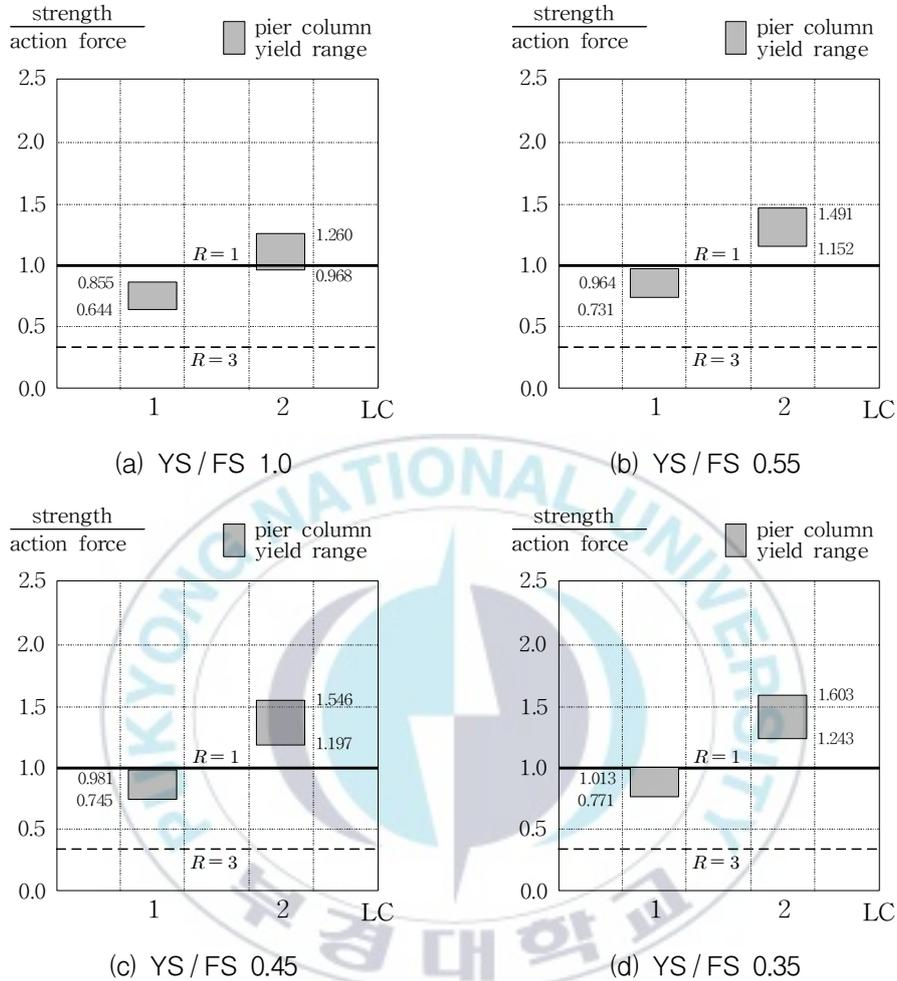
메카니즘 검토는 강제받침과 교각기둥의 항복범위를 산정하여 작용력과 실제항복강도를 비교하여 수행한다(Kook, 2014). 표 3.3에서 설계강도( $M_d$ )는 그림 3.5에 제시한 P-M상관도에서 축력 10774kN에 해당하는 공칭강도에 재료계수 1.0을 적용하여 결정하였고 초과강도( $M_o$ )는 공칭강도와 휨초과강도계수( $\lambda_o$ )의 곱으로 구하였으며  $R$ 은 LC1의 실제응답수정계수( $R_d = M_o/M_d$ )를 적용하였다. 휨초과강도계수는 약 1.3으로 결정되며 AASHTO LRFD 1.3과 비교하면 큰 차이가 없고 CALTRANS 1.2와 비교하면 1.1배이상 크다. 표 3.3의 강도/작용력 비의 적용으로 교각기둥의 항복범위를 도시하면 그림 3.6과 같다. 항복강성/휨강성 비가 감소할수록 항복범위가 상승하는데 이는 교각기둥 강성의 감소에 의한 지진력 감소에 의한 것이다.



< 그림 3.5 > P-M상관도(D3.0m)

< 표 3.3 > 교각기둥의 강도 / 작용력 비(D3.0 m)

YS/FS	LC	$M_a$	$M_d$	$R_d$	$\lambda_o$	$M_o$	$M_d/M_a$	$M_o/M_a$
1.0	1	72253	46550	1.55	1.328	61800	0.644	0.855
	2	48096		1.03	1.302	60608	0.968	1.260
0.55	1	63675		1.37	1.319	61399	0.731	0.964
	2	40401		0.87	1.294	60236	1.152	1.491
0.45	1	62517		1.34	1.317	61306	0.745	0.981
	2	38896		0.84	1.292	60143	1.197	1.546
0.35	1	60404		1.30	1.315	61213	0.771	1.013
	2	37455		0.80	1.290	60050	1.243	1.603



< 그림 3.6 > 교각기둥 항복범위(D3.0m)

표 3.4는 강제반침의 소요용량( $H_d$ ; 수평방향 설계강도)으로 연결부분 응답수정계수( $R=1$ )를 적용하여 구한 값과 교축 및 교축직각방향 모두 연성메카니즘을 구성하기 위해 하중조합 2(LC2)의 초과강도( $M_o$ )/작용력( $M_a$ ) 비를 적용하여 구한 값을 비교한 것으로 다음 사항을 확인할 수 있다.

- 연결부분의 응답수정계수( $R=1$ )를 적용하면 항복강성/휨강도(YS/FS) 비의 감소에 따라 소요용량은 감소하며 이는 교각기둥 강성의 감소에 의한 교량주기의 증가 및 지진력 감소에 의한 것이다. 이 경우 소요용량은 휨강성(S/FS 비 1.0)을 적용하여 결정해야 한다.
- 하중조합 2(LC2)의 초과강도/작용력 비를 적용하면 항복강성/휨강성 비의 감소에 따라 소요용량은 증가하며 이는 작용력 감소에 의한 초과강도/작용력 비의 증가에 의한 것이다. 이 경우 강제받침의 소요용량은 항복강성(S/FS 비 0.35)을 적용하여 결정해야 한다.

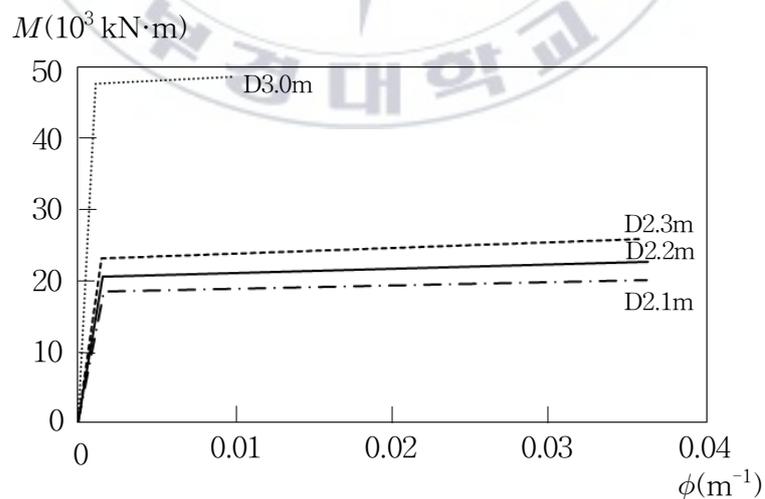
그러나 응답수정계수  $R=1$ 로 구한 소요용량은 그림 3.6에 제시한 바와 같이 교축방향 거동만 연성메카니즘을 구성할 수 있으며 이는 설계지진에 대해 교축직각방향 거동이 탄성영역이 되므로 내진설계개념을 만족하는 연성메카니즘이 아니다. 이러한 결과는 하중조합 1(LC1)의 실제응답수정계수( $R_d$ )와 단일기둥 응답수정계수  $R=3$ 의 현저한 차이에 의한 것으로 교각기둥의 설계강도가  $R=3$ 의 점선에 근접하도록 단면을 감소하는 설계변경이 필요하다는 것을 의미한다.

< 표 3.4 > 강제받침 소요용량 (D3.0 m)

YS/FS ratio	$R_d$	$H_a$	design strength		over strength	
			$R$	$H_d$	$M_o/M_a$	$H_d$
1.0	1.55	3579	1	3579	1.260	4510
0.55	1.37	3132		3132	1.491	4670
0.45	1.34	3028		3028	1.546	4681
0.35	1.30	2941		2941	1.603	4714

### 3.4 소성힌지설계

실제응답수정계수가 응답수정계수  $R=3$ 에 근접하도록 시행착오법으로 구한 교각기둥 단면은 항복강성/휨강성(YS/FS) 비 1.0은 D2.3m, 0.55는 D2.2m, 0.45와 0.35는 D2.1m로 결정되어 항복강성에 의해 단면이 다르게 결정되었다. 각 설계변경교량의 교각기둥 항복강성을 산정하기 위해 비선형해석으로 구한 모멘트-곡률선도는 그림 3.7과 같다. 축방향철근비와 겹침이음비율은 해석대상교량과 동일하게 하였으나 연성메카니즘을 구성하기 위한 설계변경이므로 교각기둥 단부에 소성힌지가 생성되도록 횡방향철근을 배근하였다. 해석대상교량과 같이 일반설계에 요구되는 횡방향철근비( $\rho_s = 0.00104$ )에 비해 9배 이상의 횡방향철근비(교각기둥 D2.3m의 경우  $\rho_s = 0.0097$ )가 적용되고 이러한 영향은 그림 3.7에서 곡률의 증가로 확인된다. 각 설계변경교량의 휨강성( $EI$ )과 항복강성( $EI_y$ )은 표 3.5에 해석대상교량과 비교하여 제시하였다.



< 그림 3.7 > 모멘트-곡률선도

< 표 3.5 > 교각기둥 강성

D (m)	E ( $10^3$ MPa)	I ( $m^4$ )	EI ( $10^6$ kN·m <sup>2</sup> )	$M_y$ ( $10^3$ kN·m)	$\phi_y$ ( $10^{-3}$ m <sup>-1</sup> )	$\phi_{max}$ ( $10^{-3}$ m <sup>-1</sup> )	$EI_y$ ( $10^6$ kN·m <sup>2</sup> )
3.0	23.05	3.976	91.65	46.11	1.119	36.05	41.21
2.3		1.374	31.67	22.45	1.525	10.19	14.72
2.2		1.150	26.51	19.50	1.646	41.75	11.85
2.1		0.955	22.01	18.44	1.671	43.41	11.04

각 설계변경교량의 항복강성/휨강성 비를 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분한 모델로 다중모드스펙트럼해석을 수행하여 구한 작용력 및 실제응답수정 계수( $R_d$ )와 교각기둥의 강도/작용력 비는 표 3.6, 표 3.7에 정리하였다. 표 3.7에서 음영으로 표시된 하중조합 1(LC1)의 실제응답수정계수가 2.51, 2.32로 산정된 D2.3m의 항복강성/휨강성 비 0.45, 0.35의 경우를 제외하고  $R_d \geq 2.58$ 에 해당하는 교각기둥의 항복범위를 도시하면 설계지진에 대해 교축 및 교축직각방향 모두 연성메카니즘이 구성된다. 설계변경교량의 P-M상관도와 항복범위의 도시과정은 해석대상교량과 동일하므로 결과는 부록에 다음과 같이 수록하였다;

부록 1. 교각기둥의 강성과 내진설계

- 그림 A1.1 : 교각기둥 항복범위(D2.3m)
- 그림 A1.2 : 교각기둥 항복범위(D2.2m)
- 그림 A1.3 : 교각기둥 항복범위(D2.1m)

< 표 3.6 > 작용력

YS/FS		LC1		LC2	
		$H_a$ (kN)	$M_a$ (kN·m)	$H_a$ (kN)	$M_a$ (kN·m)
S/FS (D2.3m)	1.0	2477	66762	2794	37242
	0.55	2276	61636	2471	32464
	0.45	2182	58966	2365	30790
	0.35	2030	54619	2210	28230
S/FS (D2.2m)	1.0	2419	65547	2724	36053
	0.55	2176	58955	2358	30783
	0.45	2064	55786	2243	28906
	0.35	1926	51794	2107	26595
S/FS (D2.1m)	1.0	2367	64407	2603	34537
	0.55	2065	55969	2244	29011
	0.45	1954	52791	2134	27164
	0.35	1819	48872	2005	24899

< 표 3.7 > 교각의 강도/작용력 비

D (m)	YS/FS ratio	LC	$M_a$	$M_d$	$R_d$	$\lambda_o$	$M_o$	$M_d/M_a$	$M_o/M_a$
2.3	1.0	1	66762	23520	2.84	1.392	32740	0.352	0.490
		2	37242		1.58	1.329	31258	0.632	0.839
	0.55	1	61636		2.62	1.381	32482	0.382	0.527
		2	32464		1.38	1.319	31023	0.724	0.956
	0.45	1	58966		2.51	1.375	32348	0.399	0.549
		2	30790		1.31	1.315	30940	0.764	1.005
	0.35	1	54619		2.32	1.366	32131	0.431	0.588
		2	28230		1.20	1.310	30812	0.833	1.091
2.2	1.0	1	65547	20090	3.26	1.413	28390	0.306	0.433
		2	36053		1.79	1.340	26915	0.557	0.747
	0.55	1	58955		2.93	1.397	28060	0.341	0.476
		2	30783		1.53	1.327	26652	0.653	0.866
	0.45	1	55786		2.78	1.389	27902	0.360	0.500
		2	28906		1.44	1.322	26558	0.695	0.919
	0.35	1	51794		2.58	1.379	27702	0.388	0.535
		2	26595		1.32	1.316	26442	0.755	0.994
2.1	1.0	1	64407	17930	3.59	1.430	25638	0.278	0.398
		2	34537		1.93	1.346	24144	0.519	0.699
	0.55	1	55969		3.12	1.406	25216	0.320	0.451
		2	29011		1.62	1.331	23868	0.618	0.823
	0.45	1	52791		2.94	1.397	25057	0.340	0.475
		2	27164		1.51	1.326	23776	0.660	0.875
	0.35	1	48872		2.73	1.386	24861	0.367	0.509
		2	24899		1.39	1.319	23662	0.720	0.950

표 3.8은 설계변경교량에 요구되는 강제반침의 소요용량( $H_d$ )를 결정하기 위해  $R=1$ 을 적용한 값과 표 3.7에 제시되어 있는 하중조합 2(LC2)의 초과강도/작용력( $M_o/M_u$ ) 비를 적용한 값을 비교한 것으로 다음을 확인할 수 있다.

- $R=1$ 을 적용하면 항복강성/휨강성(YS/FS) 비의 감소에 따라 소요용량이 감소하고 하중조합 2(LC2)의 초과강도/작용력 비를 적용하면 항복강성/휨강성 비의 감소에 따라 소요용량이 증가하는 경향은 해석대상교량의 경우와 동일하다.
- 모든 설계변경교량에서 초과강도/작용력 비를 적용하면 항복강성/휨강성 비 0.35에서 가장 큰 소요용량이 산정되지만  $R=1$ 을 적용하고 휨강성(YS/FS 비 1.0)으로 구한 소요용량보다 작다.
- 응답수정계수의 적용으로 설계변경을 하면 교각기둥의 항복강성에 따라 직경이 다르게 결정되고, 휨강성에 의해 결정된 단면(D2.3m)의 소요용량이 항복강성에 의해 결정된 단면(D2.2m, D2.1m)의 소요용량보다 크다.

이와 같은 결과로부터 내진설계편의 응답수정계수를 적용하고 연성메카니즘을 구성하기 위해서는 교각기둥의 휨강성을 사용하여 구조부재의 단면력을 구하고 메카니즘을 검토하는 것이 안전측 설계라는 것을 확인하였다.

< 표 3.8 > 강제받침의 소요용량

D (m)	YS/FS	$R_d$	$H_a$	R-factor		over strength	
				R	$H_d$	$M_o/M_a$	$H_d$
2.3	1.0	2.84	2794	1	2794	0.839	2344
	0.55	2.62	2471		2471	0.956	2362
	0.45	2.51	2365		2365	1.005	2377
	0.35	2.32	2210		2210	1.091	2411
2.2	1.0	3.26	2724	1	2724	0.747	2035
	0.55	2.93	2358		2358	0.866	2042
	0.45	2.78	2243		2243	0.919	2061
	0.35	2.58	2107		2107	0.994	2094
2.1	1.0	3.59	2603	1	2603	0.699	1819
	0.55	3.12	2244		2244	0.823	1847
	0.45	2.94	2134		2134	0.875	1867
	0.35	2.73	2005		2005	0.950	1905

### 3.5 결과 검토

도로교설계기준 내진설계편은 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 교량을 대상으로 탄성해석 수행 시에 교각기둥 축방향철근이 항복하는 경우는 항복강성을 적용하여 단면력을 산정하도록 규정하고 있다. 이는 연성메카니즘을 구성하는 경우 항복강성을 적용하도록 규정한 것이다. 휨강성과 항복강성의 탄성단면력은 다르게 산정되므로 연결부분과 하부구조의 항복순서 결정을 좌우할 수 있다. 이 연구에서는 강제받침과 T형 철근콘크리트 교각기둥으로 설계된 일반교량을 해석대상교량으로 선정하고 응답수정계수를 적용한 다중모드스펙트럼해석으로 연성메카니즘에 의한 내진설계를 수행하였다. 교각기둥의 강성을 항복강성/휨강성 비 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분하고 모델링하여 산정한 단면력을 바탕으로 응답수정계수를 적용하여 교각기둥 단면을 구하고 메카니즘 검토로 강제받침의 소요용량을 결정하는 과정을 통해 확인한 사항은 다음과 같다.

- 1) 받침장치용량을 연결부분의 응답수정계수( $R=1$ )의 적용으로 결정하면 항복강도/휨강성 비가 감소할수록 소요용량이 감소하지만 초과강도/작용력 비를 적용하면 강도/휨강성 비의 감소에 의해 소요용량은 증가하는 것을 확인하였다.
- 2) 응답수정계수의 적용으로 설계변경을 하면 받침장치 소요용량은 연결부분의 응답수정계수( $R=1$ )를 적용하고 휨강성으로 구한 것보다 초과강도/작용력 비의 적용으로 결정하는 것이 작게 산정되는 것을 확인하였다.
- 3) 응답수정계수의 적용으로 설계변경을 하면 교각기둥의 항복강성에

따라 직경이 다르게 결정되므로 휨강성을 적용하여 설계변경을 수행하는 것이 보다 안전측이라는 것을 확인하였다.

- 4) 응답수정계수를 적용하고 연성메카니즘을 구성하는 내진설계의 경우 교각기둥의 휨강성을 적용하여 단면력을 구하고 메카니즘 검토를 수행하는 것이 안전성을 확보할 수 있다는 것을 확인하였다.



## IV. 교각기둥의 파괴모드

### 4.1 해석대상 교각기둥

Kim et al.(2001)과 Lee et al.(2002)는 연구에서 고속도로, 일반국도 및 지방도 교량의 형상비는 2.0~3.0이고 원형 RC 교각기둥의 직경은 1.8m~3.0m, 횡철근은 직경 13mm~16mm, 간격 200mm~300mm가 적용되는 것을 확인하였다. 이러한 연구결과를 고려하여 해석대상은 원형 철근콘크리트 교각기둥을 선정하여 높이는 2.0m 간격으로 3.0m에서 9.0m까지 4단계로 구분하였고 직경은 0.5m 간격으로 1.0m에서 3.0m까지 5단계로 구분하였다. 해석조건은 III장의 교각기둥 설계조건과 동일하게 축방향철근비( $\rho_l$ ) 0.0153을 만족하고 겹침이음비율 50%를 적용하여 2단으로 배근하였으며 콘크리트 설계강도 24MPa, 축방향철근과 횡방향철근의 항복강도 300MPa를 적용하였다.

소성힌지설계(이하 방법 ①로 표현함)의 횡방향철근비( $\rho_s$ )는 식 (4.1)에서 큰 값으로 결정되고 재료강도비와 단면비에 의해 결정되며 단면이 감소할수록 재료강도비보다 단면비의 영향이 증가하여 횡방향철근비는 증가한다. D3.0m, D2.5m, D2.0m는 0.0097이고 단면비의 영향이 큰 D1.5m, D1.0m은 각각 0.0119, 0.0204로 결정되었으며 모두 높이와 무관하게 일정하다.  $A_g$ 는 기둥의 총단면적,  $A_c$ 는 기둥심부의 면적,  $f_{ck}$ 는 콘크리트 설계기준 압축강도,  $f_{yh}$ 는 횡방향철근의 설계기준 항복강도이다.

$$\max \left[ 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{ck}}{f_{yh}}, 0.12 \frac{f_{ck}}{f_{yh}} \right] \quad (4.1)$$

연성도설계(이하 방법 ②로 표현함)의 횡방향철근비는 소요응답수정계수( $R_{req}$ )와 변위연성도를 적용하여 식 (4.2)~식 (4.9)으로 구한다. 여기서  $M_{cl}$ 은 기둥의 작용력,  $\phi M_n$ 은 기둥의 설계휨강도,  $P_u$ 는 기둥의 계수축력,  $f_y$ 는 축방향철근의 설계기준 항복강도,  $\rho_l$ 은 기둥의 축방향철근비 ( $A_{st}/A_g$ ),  $A_{st}$ 는 축방향철근 단면적,  $T_s$ 는 통제주기,  $T$ 는 교축방향 1차 모드의 주기,  $L_s$ 는 기둥 길이,  $h$ 는 고려하는 방향으로의 단면 최대두께이다.

$$R_{req} = \frac{M_{cl}}{\phi M_n} \quad (4.2)$$

$$\rho_s = 0.008 \alpha \beta \frac{f_{ck}}{f_{yh}} + \gamma \quad (4.3)$$

$$\alpha = 3(\mu_\phi + 1) \frac{P_u}{f_{ck} A_g} + 0.8\mu_\phi - 3.5 \quad (4.4)$$

$$\beta = \frac{f_y}{350} - 0.12 \quad (4.5)$$

$$\gamma = 0.1 (\rho_l - 0.01) \quad (4.6)$$

$$\mu_\phi = \frac{\mu_\Delta - 0.5 \left\{ 0.7 + 0.75 \left( \frac{h}{L_s} \right) \right\}}{0.13 \left( 1.1 + \frac{h}{L_s} \right)} \quad (4.7)$$

$$\mu_\Delta = \lambda_{DR} R_{req} \leq \mu_{\Delta, \max} = 2(L_s/h) \leq 5.0 \quad (4.8)$$

$$\lambda_{DR} = \left( 1 - \frac{1}{R_{req}} \right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R_{req}} \quad (T < 1.25 T_s) \quad (4.9)$$

$$\lambda_{DR} = 1.0 \quad (T \geq 1.25 T_s)$$

소요응답수정계수는 작용력에 의해 결정되므로 대상교량이 요구되고 III장에 적용된 해석대상교량을 적용하였으며 설계조건도 동일하게 적용하였다. 변위연성도에 영향을 미치는 통제주기는 0.44초이고 작용력은 고정받침이 설치된 교각 P3에서 산정하였다.

대상교량에 직경과 높이가 다른 20개 교각기둥을 적용하여 구한 소요응답수정계수( $R_{req}$ ), 연성도설계의 횡방향철근비( $\rho_s$ )는 표 4.1에 제시한 바와 같이 기둥직경의 감소와 높이의 증가가 소요응답수정계수와 횡방향철근비의 증가로 나타나는 것을 확인할 수 있다. D3.0m, D2.5m의 경우 음영으로 표시된 부분의 횡방향철근비는 일반설계에서 요구되는 것보다 작다. 횡철근의 일반설계는 축철근의 직경 32mm 이하는 직경 10mm, 간격 400mm 이하의 횡철근을 배근해야하므로 Lee et al.(2002)의 연구결과를 고려하여 직경 10mm, 간격 200mm를 적용하면 횡철근비는 0.0010(D3.0m), 0.0013(D2.5m)이 산정된다. D2.0m, D1.5m, D1.0m의 경우 음영으로 표시한 부분의 횡철근비는 소성힌지설계에서 요구되는 0.0097(D2.0m), 0.0119(D1.5m), 0.0204(D1.0m) 보다 크고 소요응답수정계수는 모두 소성힌지설계에서 요구하는 응답수정계수  $R = 3$  이상이다.

< 표 4.1 > 연성도설계의  $R_{req}$ ,  $\rho_s$

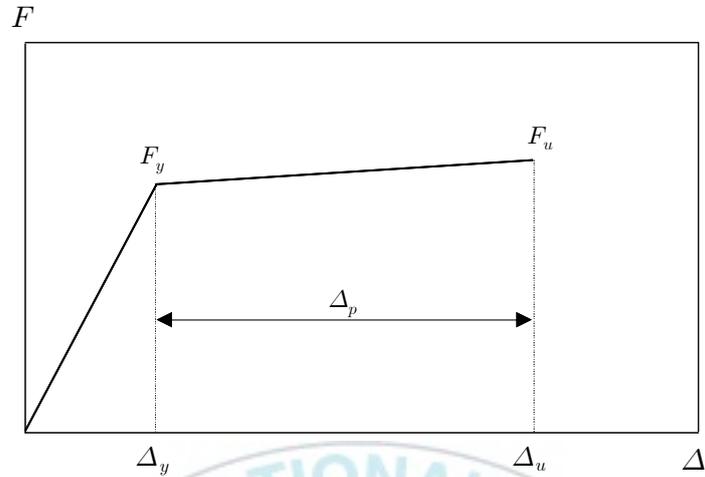
H (m)	D3.0m		D2.5m		D2.0m		D1.5m		D1.0m	
	$R_{req}$	$\rho_s$								
3.0	0.76	0.0005	1.25	0.0007	2.34	0.0051	4.46	0.0114	15.3	0.0280
5.0	1.30	0.0009	1.88	0.0027	2.85	0.0060	5.75	0.0174	19.7	0.0312
7.0	1.55	0.0014	2.14	0.0034	3.84	0.0099	5.84	0.0187	20.0	0.0326
9.0	1.73	0.0021	2.81	0.0056	3.97	0.0109	5.84	0.0195	20.0	0.0337

## 4.2 교각기둥의 성능곡선

교각기둥의 휨/전단 성능곡선에 높이, 직경의 설계인자가 미치는 영향을 분석한 결과, 특정한 직경에서 높이가 미치는 영향이 다른 직경에서도 동일하고 특정한 높이에서 직경이 미치는 영향이 다른 높이에서도 동일한 것으로 조사되었다. 그러므로 높이의 영향은 D2.5m, 직경의 영향은 H5.0m에 대해 소성힌지설계의 경우를 적용한 결과만을 제시하고 횡철근비의 영향은 D2.0m의 소성힌지설계와 연성도설계를 비교하여 제시하였다. 성능곡선의 산정방법은 동일하므로 그 외 자료는 부록에 수록하였다.

### 4.2.1 휨성능곡선

교각기둥이 항복한 후 소성거동하면 모멘트-곡률 해석, Pushover해석과 같은 비선형해석으로 소성모멘트와 곡률을 구하고 이로부터 휨강도, 변위를 산정한다. 휨성능곡선에서 하중( $F$ ) - 수평변위( $\Delta$ )는 교각기둥의 모멘트( $M$ )-곡률( $\phi$ ) 관계를 변환하여 구하며 그림 4.1에 제시한 바와 같이 2선형으로 나타낸다. 하중은 모멘트를 유효높이( $H_c$ )로 나누어서 산정하고 수평변위는 CALTANS의 공급변위와 동일하게 Priestley et al.이 제안한 식 (4.10)~식 (4.14)에 의해 소성힌지구간의 곡률( $\phi$ ), 회전각( $\theta$ )에 의해 결정된다. 여기서  $\Delta_y$ ,  $\Delta_p$ ,  $\Delta_u$ 는 각각 항복변위, 소성변위, 극한변위이고  $\phi_y$ ,  $\phi_p$ ,  $\phi_u$ 는 각각 항복곡률, 소성곡률, 극한곡률이며  $M_y/M_u$ ,  $F_y/F_u$ 는 각각 교각기둥의 항복/극한 모멘트, 항복/극한 하중이고  $\theta_p$ 는 소성회전각,  $L_p$ 는 소성힌지구간의 길이,  $d_u$ 은 축방향철근 직경이다.



<그림 4.1> 휨성능곡선

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (4.10)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H_c^2}{3} \quad (4.11)$$

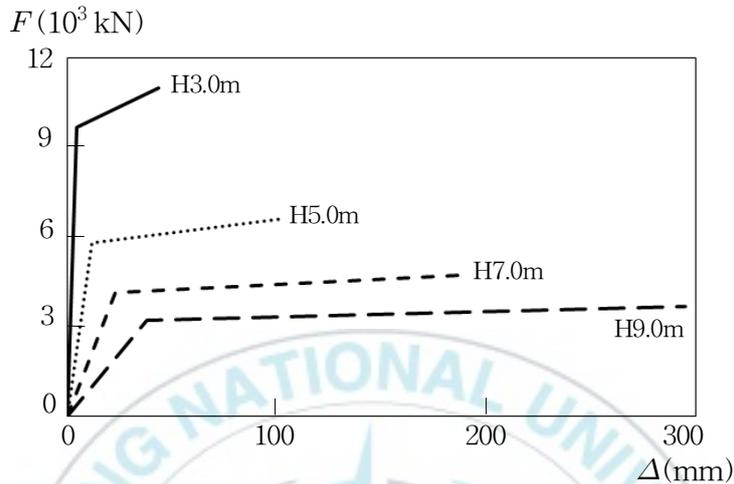
$$\Delta_p = \left( \frac{M_u}{M_y} - 1 \right) \Delta_y + \theta_p \left( H_c - \frac{L_p}{2} \right) \quad (4.12)$$

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_p \quad (4.13)$$

$$L_p = 0.08 H_c + 0.022 f_y d_{bl} \geq 0.044 f_y d_{bl} \quad (4.14)$$

그림 4.2는 D2.5m의 경우에 대하여 높이의 영향을 제시한 것으로 표 4.2에서 높이가 H3.0m에서 H9.0m로 증가하면 항복하중( $F_y$ )과 극한하중( $F_u$ )이 33%로 감소하고 항복변위( $\Delta_y$ )는 9.5배, 극한변위( $\Delta_u$ )는 6.7배로 증가한다. 항복하중과 극한하중은 높이비로 감소하고 항복변위는 높이제곱비로 증가한다. 표 4.2에서  $H_3$ 는 교각 높이 3.0m에서의 항복/극한 하중 및 변위를 의미하고  $H_i$ 는 임의 높이에서의 항복/극한 하중 및 변위를

각각 의미한다.

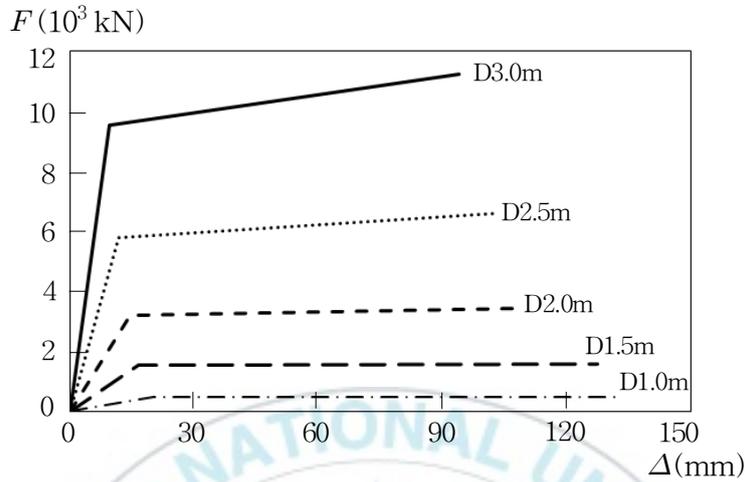


< 그림 4.2 > 휨성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m)

< 표 4.2 > 휨성능곡선에서 높이의 영향

D (m)	H (m)	$F_y$	$H_i/H_3$	$\Delta_y$	$H_i/H_3$	$F_u$	$H_i/H_3$	$\Delta_u$	$H_i/H_3$
2.5	3.0	9663	1.00	4	1.00	10993	1.00	44	1.00
	5.0	5798	0.60	12	3.00	6596	0.60	103	2.34
	7.0	4141	0.43	23	5.75	4711	0.43	187	4.25
	9.0	3221	0.33	38	9.50	3664	0.33	295	6.70

그림 4.3은 H5.0m의 경우에 대하여 직경의 영향을 제시한 것으로 표 4.3에서 직경이 D3.0m에서 D1.0m로 감소하면 항복/극한 하중은 약 5%로 감소하고 항복변위는 2.22배, 극한변위는 1.43배로 증가하며 항복/극한 하중은 단면2차모멘트와 곡률의 영향으로 감소한다. 표 4.3에서  $D_3$ 은 기둥 직경 3.0m에서의 항복/극한 하중 및 변위를 의미하고  $D_i$ 는 임의 직경에서의 항복/극한 하중 및 변위를 각각 의미한다.

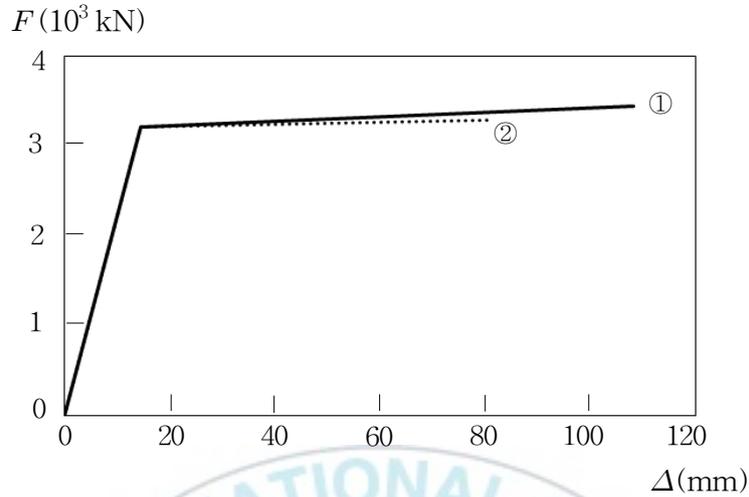


< 그림 4.3 > 휨성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m)

< 표 4.3 > 휨성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m)

H (m)	D (m)	$F_y$	$D_i/D_3$	$\Delta_y$	$D_i/D_3$	$F_u$	$D_i/D_3$	$\Delta_u$	$D_i/D_3$
5.0	3.0	9550	1.00	9	1.00	11234	1.00	94	1.00
	2.5	5798	0.61	12	1.33	6596	0.59	103	1.10
	2.0	3210	0.34	14	1.56	3442	0.31	108	1.15
	1.5	1558	0.16	17	1.89	1599	0.14	127	1.35
	1.0	481	0.05	20	2.22	484	0.04	134	1.43

그림 4.4는 D2.0m와 H5.0m의 경우에 대하여 횡철근비의 영향을 제시한 것이며, 표 4.4에서 연성도설계(방법 ②)의 극한변위는 H3.0m에서 H9.0m로 증가하면 소성힌지설계(방법 ①)의 0.76배에서 1.07배로 증가하고 음영부분의 횡철근비는 소성힌지설계보다 크다.



< 그림 4.4 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(①,②)

< 표 4.4 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(①, ②)

D (m)	H (m)	①		②		②/①
		$\rho_s$	$\Delta_u$	$\rho_s$	$\Delta_u$	
2.0	3.0	0.0097	45	0.0051	34	0.76
	5.0		108	0.0060	81	0.75
	7.0		198	0.0099	200	1.01
	9.0		313	0.0109	336	1.07

교각기둥의 높이, 직경, 횡방향철근비의 영향을 검토하기 위한 휨성능곡선의 산정과정은 동일하므로 그 외 해석결과는 부록에 다음과 같이 수록하였다;

부록 2. 교각기둥의 파괴모드와 내진설계(B1 휨성능곡선)

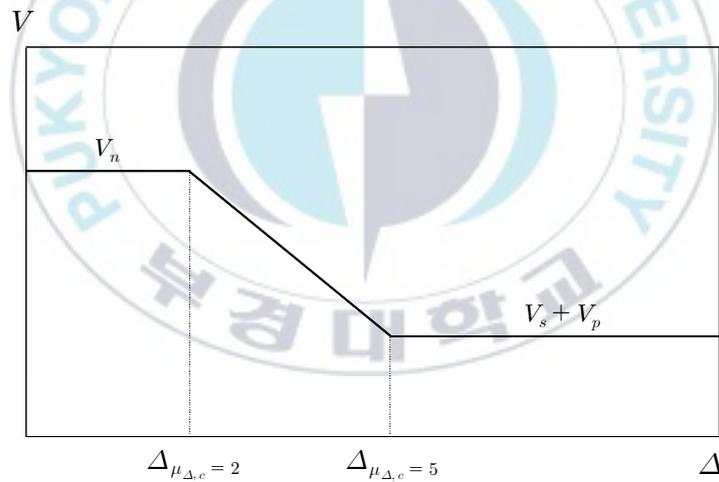
- 그림 B1.1 : 모멘트-곡률선도(D3.0m,  $\rho_s = 0.0096$ )
- 그림 B1.2 : 모멘트-곡률선도(D2.5m,  $\rho_s = 0.0097$ )

- 그림 B1.3 : 모멘트-곡률선도(D2.0m,  $\rho_s = 0.0096$ )
- 그림 B1.4 : 모멘트-곡률선도(D1.5m,  $\rho_s = 0.0119$ )
- 그림 B1.5 : 모멘트-곡률선도(D1.0m,  $\rho_s = 0.0204$ )
- 그림 B1.6 : 휨성능곡선 높이의 영향(D3.0m)
- 표 B1.1 휨성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m)
- 그림 B1.7 : 휨성능곡선 높이의 영향(D2.0m)
- 표 B1.2 휨성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m)
- 그림 B1.8 : 휨성능곡선 높이의 영향(D1.5m)
- 표 B1.3 휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m)
- 그림 B1.9 : 휨성능곡선 높이의 영향(D1.0m)
- 표 B1.4 휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)
- 그림 B1.10 : 휨성능곡선 직경의 영향(H3.0m)
- 표 B1.5 휨성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)
- 그림 B1.11 : 휨성능곡선 직경의 영향(H7.0m)
- 표 B1.6 휨성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)
- 그림 B1.12 : 휨성능곡선 직경의 영향(H9.0m)
- 표 B1.7 휨성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)
- 표 B1.8 : 휨성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D3.0m, 방법 ①, ②)
- 표 B1.9 : 휨성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D2.5m, 방법 ①, ②)
- 표 B1.10 : 휨성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D1.5m, 방법 ①, ②)
- 표 B1.11 : 휨성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D1.0m, 방법 ①, ②)

#### 4.2.2 전단성능곡선

전단성능곡선은 그림 4.5와 같이 전단강도( $V$ ) - 수평변위( $\Delta$ ) 관계로 제시되며 전단강도는 휨성능곡선의 하중과 비교되는 값으로 교각기둥 단

부의 설계전단강도이고 공칭전단강도( $V_n$ )에 재료계수 1.0을 적용하므로 공칭전단강도와 같다. 공칭전단강도는 식 (4.15)~식 (4.18)에 의해 산정되며, 여기서  $V_c$ ,  $V_s$ ,  $V_p$ 는 각각 콘크리트, 전단철근, 축력에 의한 전단강도이고  $A_e$ 는 교각기둥 유효단면적( $0.8A_g$ ),  $A_{sp}$ 는 전단철근으로 작용하는 횡방향철근 단면적,  $D_c$ 는 횡방향철근 중심 간 심부콘크리트 지름,  $s$ 는 횡방향철근 수직간격이다. 콘크리트 전단강도는 소성힌지가 생성되면 감소하고 변위연성도에도 영향을 받는다. 공급변위연성도( $\mu_{\Delta,c}$ ) 증가에 의한 전단강도 저하를 고려하여  $\mu_{\Delta,c}$ 가 2부터 감소하고 5 이상이면 0이 되며  $\mu_{\Delta,c}$ 는  $\Delta$ 를 휨항복변위( $\Delta_y$ )로 나누어서 구한다.



< 그림 4.5 > 전단성능곡선

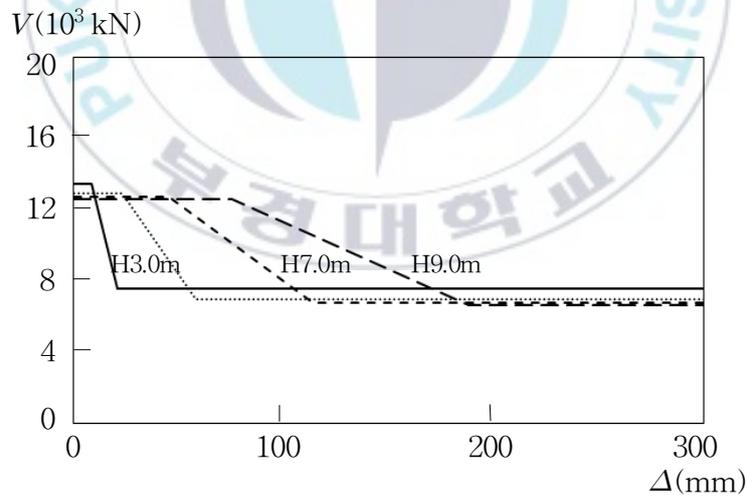
$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (4.15)$$

$$V_c = k \sqrt{f_{ck}} A_e \quad ; \quad \begin{cases} k = 0.3 & (0 \leq \mu_{\Delta,c} \leq 2) \\ k = 0.3 - 0.1(\mu_{\Delta,c} - 2) & (2 < \mu_{\Delta,c} \leq 5) \\ k = 0 & (5 < \mu_{\Delta,c}) \end{cases} \quad (4.16)$$

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_{yh} D_c}{2s} \quad (4.17)$$

$$V_p = 0.15 \frac{P_u h}{L_s} \quad (4.18)$$

그림 4.6은 D2.5m의 경우에 대하여 높이의 영향을 제시한 것으로 표 4.5에서 높이가 H3.0m에서 H9.0m로 증가하면 공칭전단강도는 93%, 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도는 88%로 감소하고 공급변위연성도 2, 5에서의 변위는 각각 9.38, 8.95배로 증가한다. 높이가 증가하면 축력에 의한 전단강도의 감소로 공칭전단강도와 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도가 감소하고 공급변위연성도 2, 5에서의 변위는 높이제곱 비로 증가한다.

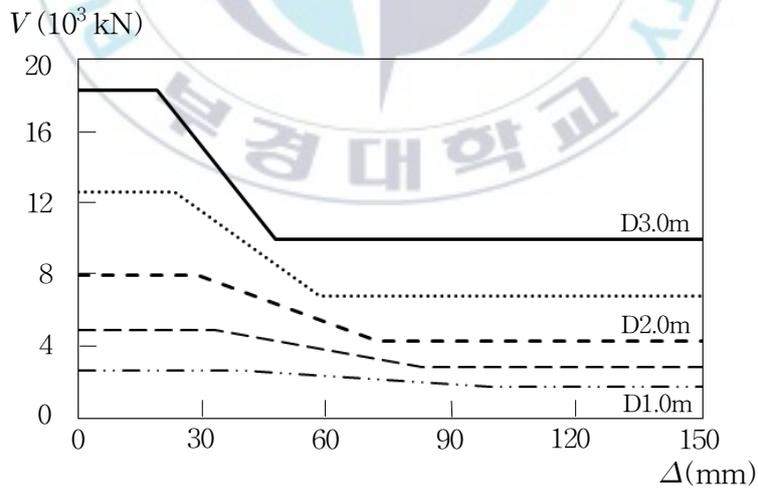


< 그림 4.6 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m)

< 표 4.5 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.5m)

D (m)	H (m)	$V_n$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_{\Delta}=2}$	$H_i/H_3$	$V_s + V_p$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_{\Delta}=5}$	$H_i/H_3$
2.5	3.0	13111	1.00	8	1.00	7340	1.00	21	1.00
	5.0	12590	0.96	23	2.88	6819	0.93	58	2.76
	7.0	12367	0.94	46	5.75	6596	0.90	114	5.43
	9.0	12243	0.93	75	9.38	6472	0.88	188	8.95

그림 4.7은 H5.0m의 경우에 대하여 직경의 영향을 제시한 것으로 표 4.6에서 직경이 D3.0m에서 D1.0m으로 감소하면 공칭강도는 15%, 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도는 18%로 감소하고 공급변위연성도 2, 5에서의 변위는 2.1배로 증가하며 공칭전단강도, 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도는 단면적비 체공으로 감소한다.

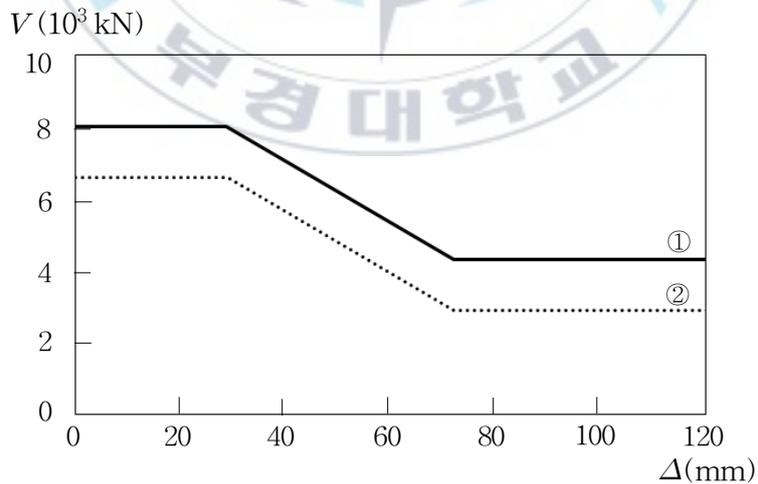


< 그림 4.7 > 전단성능곡선에서 직경의 영향(H5.0m)

< 표 4.6 > 전단성능곡선에서 직경의 영향(H2.5m)

H (m)	D (m)	$V_n$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$D_i/D_3$	$V_s + V_p$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$D_i/D_3$
5.0	3.0	18303	1.00	19	1.00	9992	1.00	47	1.00
	2.5	12590	0.69	23	1.21	6819	0.68	58	1.23
	2.0	8008	0.44	29	1.53	4314	0.43	72	1.53
	1.5	4932	0.27	33	1.74	2854	0.29	83	1.77
	1.0	2708	0.15	40	2.11	1784	0.18	99	2.11

그림 5.8은 D2.0m와 H5.0m의 경우에 대하여 횡방향철근비의 영향을 제시한 것으로 표 4.7에서 높이가 H3.0m에서 H9.0m로 증가하면 연성도 설계의 횡철근비(방법 ②)의 공칭전단강도, 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도는 각각 소성힌지설계의 횡철근비 (방법 ①)의 0.79~1.01배, 0.63~1.02배가 된다.



< 그림 4.8 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(①, ②)

< 표 4.7 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①			②				
		$\rho_s$	$V_n$	$V_s + V_p$	$\rho_s$	$V_n$	②/①	$V_s + V_p$	②/①
2.0	3.0	0.0097	8425	4731	0.0051	6666	0.79	2972	0.63
	5.0		8008	4314	0.0060	6604	0.82	2910	0.67
	7.0		7830	4136	0.0099	7914	1.01	4220	1.02
	9.0		7730	4037	0.0109	7814	1.01	4121	1.02

교각기둥의 높이, 직경, 횡방향철근비의 영향을 검토하기 위한 전단성능곡선의 산정과정은 동일하므로 그 외 해석결과는 부록에 다음과 같이 수록하였다;

부록 2. 교각기둥의 파괴모드와 내진설계(B2 전단성능곡선)

- 그림 B2.1 : 전단성능곡선 높이의 영향(D3.0m)
- 표 B2.1 : 전단성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m)
- 그림 B2.2 : 전단성능곡선 높이의 영향(D2.0m)
- 표 B2.2 : 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m)
- 그림 B2.3 : 전단성능곡선 높이의 영향(D1.5m)
- 표 B2.3 : 전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m)
- 그림 B2.4 : 전단성능곡선 높이의 영향(D1.0m)
- 표 B2.4 : 전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)
- 그림 B2.5 : 전단성능곡선 직경의 영향(H3.0m)
- 표 B2.5 : 전단성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)
- 그림 B2.6 : 전단성능곡선 직경의 영향(H7.0m)
- 표 B2.6 : 전단성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)

- 그림 B2.7 : 전단성능곡선 직경의 영향(H9.0m)
- 표 B2.7 : 전단성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)
- 표 B3.8 : 전단성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D3.0m, 방법 ①, ②)
- 표 B3.9 : 전단성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D2.5m, 방법 ①, ②)
- 표 B3.10 : 전단성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D1.5m, 방법 ①, ②)
- 표 B3.11 : 전단성능곡선에서 횡방향철근의 영향(D1.0m, 방법 ①, ②)

원형 철근콘크리트 교각기둥에서 높이, 직경 및 횡철근비에 의한 휨/전단성능곡선의 변화 및 성능곡선의 중첩으로 결정되는 지진거동에 미치는 영향은 다음과 같다.

- 1) 휨성능곡선의 경우 높이 증가, 직경 감소 및 횡철근비 증가에 의해 휨항복모드 방향으로 전환한다.
- 2) 전단성능곡선의 경우 직경의 영향이 높이와 횡철근비보다 크며 높이가 감소, 직경 증가에 의해 전단파괴모드 방향으로, 횡철근비 감소에 의해 휨파괴모드 방향으로 전환한다.

#### 4.2.3 최저형상비

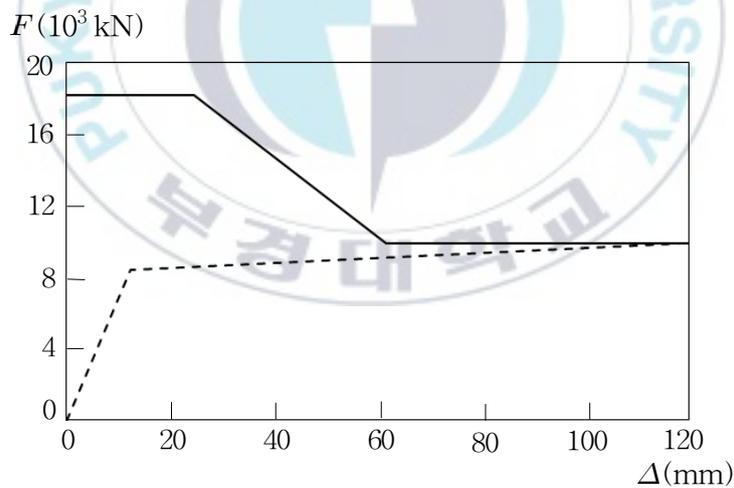
교각기둥 높이(H)와 직경(D)은 형상비(H/D)로 제시되므로 휨항복모드를 구성하기 위한 조건을 각 직경에서의 형상비로 검토하였다. 4개 높이, 5개 직경, 소성힌지설계(방법 ①로 표현함)와 연성도설계(방법 ②로 표현함)의 횡철근비로 구분하여 작성한 휨/전단 성능곡선의 중첩을 20개 형상비로 정리하여 휨성능곡선의 휨극한변위가 전단성능곡선의 전단철근 전단강도+축력에 의한 전단강도선 아래에 위치하는 최저형상비를 구하였다. 최저형상비를 구하기 위한 형상비 간격은 0.1로 하였고 각각의 직경

에서 구한 최저형상비와 이에 해당하는 소요응답수정계수( $R_{req}$ ), 횡철근비( $\rho_s$ )는 표 4.8과 같고 직경 3.0m의 최저형상비에서의 파괴모드는 그림 4.9와 같다. 소성힌지설계의 경우 직경과 무관하게 형상비가 2.0 이상이면 휨항복모드가 가능하므로 연성메카니즘을 구성할 수 있다. 직경 1.5m, 형상비 1.5 이하의 경우는 높이, 직경의 영향을 해석적으로 파악하기 위한 것이므로 최저형상비는 2.0으로 제시할 수 있다. 연성도설계의 경우 직경이 증가하면 휨항복모드를 구성하기 위한 형상비가 증가하며 소요응답수정계수가 약 4.0 이상이 되어야 한다는 것을 제시한다. 최저형상비를 만족하는 교각기둥을 대상으로 2가지 설계방식을 고려하면 다음과 같이 정리할 수 있다;

- 방법 ① : 소성힌지 생성에 요구되는 횡방향철근을 배근하므로 교각기둥의 휨항복 및 연성메카니즘 구성이 가능하다.
- 방법 ② : 소성힌지 생성에 요구되는 횡방향철근을 배근하지 않으므로 취성메카니즘을 구성해야 한다. D1.0m, H/D=1.5에서 ①보다 큰 횡철근비( $0.0220=0.0204 \times 1.08$ )가 산정된다.

< 표 4.8 > 휨항복모드 구성을 위한 최저형상비,  $R_{req}$ ,  $\rho_s$

design method	D(m)	H/D	$R_{req} (-)$	$\rho_s (-)$
①	3.0	1.9	1.38	0.0097
	2.5	2.0	1.88	0.0096
	2.0	2.0	2.69	0.0097
	1.5	1.6	3.56	0.0119
	1.0	1.5	7.78	0.0204
②	3.0	13.8	3.86	0.0096
	2.5	9.3	3.73	0.0097
	2.0	3.4	3.80	0.0097
	1.5	2.1	4.53	0.0123
	1.0	1.5	7.78	0.0220



< 그림 4.9 > 휨항복모드(D3.0, H/D1.9,  $\rho_s = 0.0097$ )

교각기둥의 휨항복모드는 휨성능곡선과 전단성능곡선의 중첩으로 결정되므로 성능곡선의 산정과정은 동일하여 최저형상비에 대한 파괴모드는

부록에 다음과 같이 수록하였다;

부록 2. 교각기둥의 파괴모드와 내진설계(B3 최저형상비)

- 그림 B3.1 휨항복모드(D2.5, H/D2.0,  $\rho_s = 0.0096$ )
- 그림 B3.2 휨항복모드(D2.0, H/D2.0,  $\rho_s = 0.0097$ )
- 그림 B3.3 휨항복모드(D1.5, H/D1.6,  $\rho_s = 0.0119$ )
- 그림 B3.4 휨항복모드(D1.0, H/D1.5,  $\rho_s = 0.0204$ )



### 4.3 설계예제

예제교량은 III장의 해석대상교량을 대상으로 수행하였으며 최저형상비의 영향을 확인하기 위해 설계조건은 동일하게 적용하고 기둥 높이를 5.0m, 7.0m로 변경하여 수행하였다. 응답수정계수의 적용으로 H5.0m, H7.0m에 대한 설계변경 단면은 각각 D2.0m, D2.3m로 결정되었고 각각의 교량에 대해 소성힌지설계와 연성도설계를 적용하여 교각기둥 성능평가를 수행한 결과인 형상비(H/D), 소요응답수정계수( $R_{req}$ ), 횡방향철근비( $\rho_s$ ) 및 극한하중( $F_u$ )은 표 4.9와 같다. 높이와 직경에 대한 작용력, 소요응답수정계수( $R_{req}$ )의 산정과정은 IV장과 동일하므로 부록에 다음과 같이 수록하였다;

#### 부록 2. 교각기둥의 파괴모드와 내진설계(B4 설계예제)

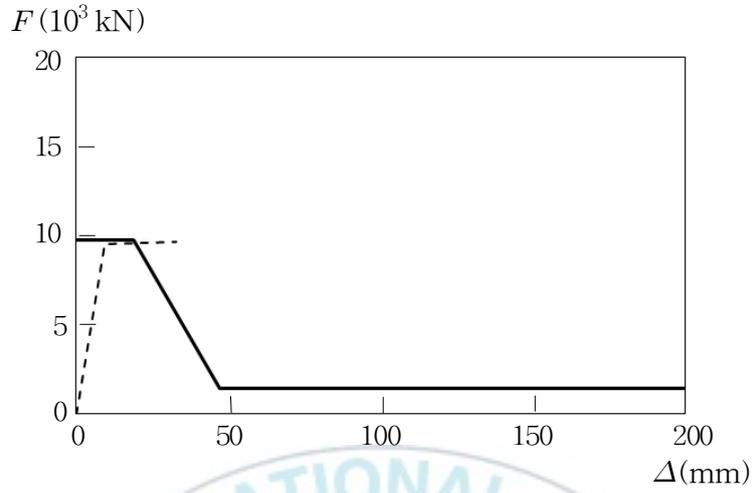
##### - 표 B4.1 작용력 및 $R_{req}$

소성힌지설계의 형상비, 소요응답수정계수, 횡방향철근비는 모두 연성도설계보다 크게 산정되고 D2.0m, D2.3m는 각각  $R = 2.85$ ,  $R = 2.84$ 로 결정하였으나  $R = 3$ 에 근접한다면 3 이상으로 결정하는 것도 기능수행 수준을 조정하는 것이므로 가능하다. H5.0m는 소성힌지설계에서 교각기둥의 연성메카니즘이 가능한 형상비이지만 연성도설계는 최저형상비(H/D=2.0)보다 작아 취성메카니즘이 가능하고 H7.0m는 두 설계방식에서 모두 교각기둥이 연성메카니즘이 가능한 형상비이다. 비교를 위해 연성도설계에도 소성힌지 생성에 요구되는 횡철근비(음영부분)를 적용하였다. H5.0m에서 연성도설계의 성능곡선 중첩은 그림 4.11, 그림 4.12(소성힌지설계의 횡철근비 제공)이고 H7.0m는 그림 4.13, 그림 4.14(소성힌지설계

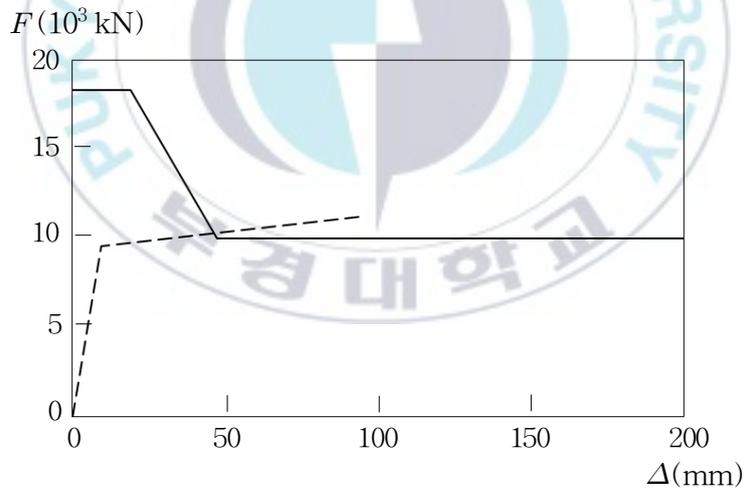
의 횡철근비 제공)이며 소성힌지설계의 성능곡선 중첩은 그림 4.15, 그림 4.16과 같다. 그림 4.11~그림 4.13은 휨-전단파괴모드이므로 성능곡선의 교점을 지진 시 교각기둥 거동의 기준으로 하여 취성메카니즘을 구성해야 하고, 그림 4.12는 교각기둥이 최저형상비보다 작으면 소성힌지설계 횡방향철근비를 적용해도 연성메카니즘이 구성되지 않는다는 것을 제시한다. 그림 4.14~그림 4.16은 전단성능곡선의 상향이동에 의해 휨-전단 파괴모드에서 휨항복모드로 전환하는 것을 확인할 수 있다. 그러므로 그림 4.14~그림 4.16은 휨항복모드가 가능하고 연성메카니즘을 구성할 수 있다. 교각기둥의 휨항복이 발생하도록 연결부분의 강도를 결정하므로 H7.0m에서 ②는 ①보다 2.18배(=8024/3687)의 강도가 요구되고 기능수행 수준은 ②는  $0.154/1.55=0.099g$ , ①은  $0.154/2.84=0.054g$ 가 되므로 약 1.8배가 된다. 그러므로 최저형상비 이상의 경우 내진설계의 횡철근비를 제공하면 연성메카니즘의 구성이 가능하다.

< 표 4.9 > 설계방법 ① & ②에 대한  $R_{req}$ ,  $\rho_s$

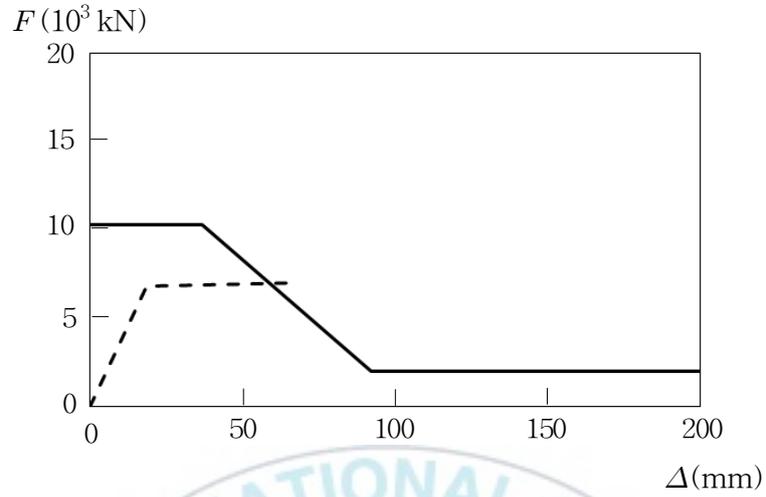
H(m)	Design Method	D(m)	H/D	$R_{req} (-)$	$\rho_s (-)$	$F_u$ (kN)
5.0	①	2.0	2.50	2.85	0.0096	3442
	②	3.0	1.67	1.30	0.0009	9676
7.0	①	2.3	3.04	2.84	0.0097	3687
	②	3.0	2.33	1.55	0.0014	7000
					0.0097	8024



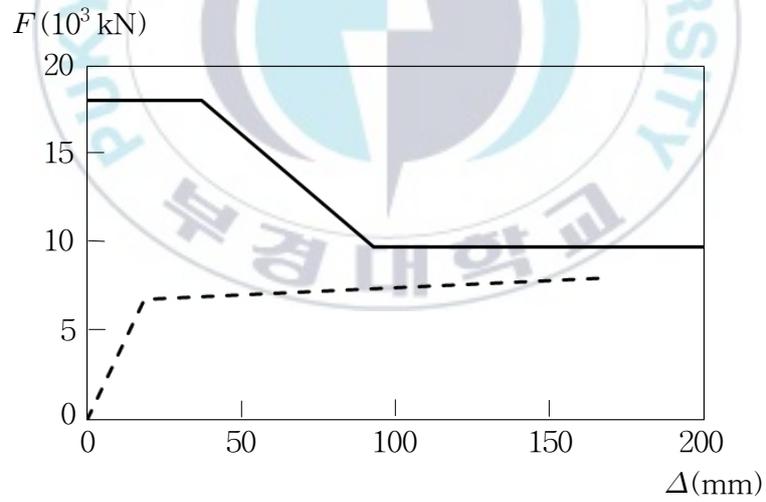
< 그림 4.10 > 휨-전단파괴모드(D3.0m, H/D=1.67,  $\rho_s=0.0009$ )



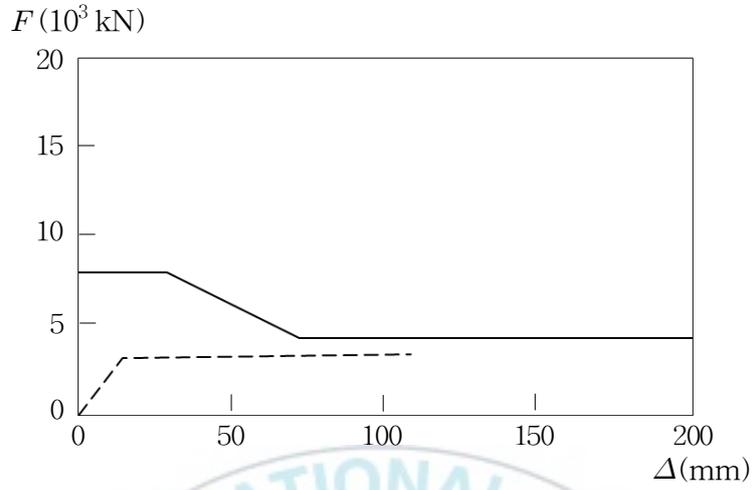
< 그림 4.11 > 소성힌지 생성 (D3.0m, H/D=1.67,  $\rho_s=0.0097$ )



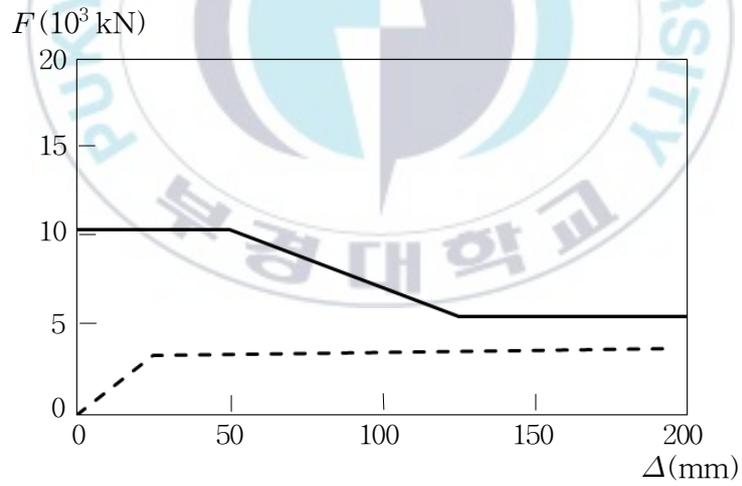
< 그림 4.12 > 힘-전단파괴모드 (D3.0m, H/D=2.3,  $\rho_s=0.0014$ )



< 그림 4.13 > 소성힌지 생성 (D3.0m, H/D=2.3,  $\rho_s=0.0097$ )



< 그림 4.14 > 소성한지 생성 (D2.0m, H/D=2.5,  
 $\rho_s=0.0096$ )



< 그림 4.15 > 소성한지 생성 (D2.3m, H/D=3.0,  
 $\rho_s=0.0097$ )

#### 4.4 결과 검토

철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량에서 붕괴방지수준을 확보하기 위해 구성해야 하는 연성 또는 취성메카니즘은 교각기둥의 지진거동에 의해 결정되고 이러한 지진거동은 교각기둥의 휨/전단 성능곡선의 중첩에 의해 결정된다. 휨/전단 성능곡선에 가장 큰 영향을 미치는 설계인자는 높이, 직경 및 횡철근비이므로 이들 영향에 대한 분석이 요구된다. 이 연구에서는 국내 일반교량에 설계되는 원형 철근콘크리트 교각기둥을 4개 높이, 5개 직경 및 소성힌지설계와 연성도설계의 횡철근비를 적용한 교각기둥의 휨/전단 성능곡선을 구하고 중첩하여 각 설계인자가 교각기둥 성능에 미치는 영향을 분석하였다. 분석결과를 바탕으로 원형 철근콘크리트 교각기둥의 내진설계에 적용할 수 있는 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 휨성능곡선의 경우는 높이 증가, 직경 감소 및 횡철근비 증가에 의해 휨항복모드 방향으로 전환하고 전단성능곡선의 경우는 높이 감소, 직경 증가에 의해 전단파괴모드 방향, 횡철근비 감소에 의해 휨파괴모드 방향으로 전환되는 것을 확인했다.
- 2) 교각기둥에 소성힌지 생성이 가능한 횡방향철근비를 배근해도 최저형상비보다 작으면 전단파괴모드가 되어 취성메카니즘을 구성해야 한다.
- 3) 연성메카니즘을 구성하기 위해 휨항복모드가 가능한 조건으로 소성힌지설계는 최저형상비 2.0이고 연성도설계는 소요응답수정계수 4.0 이상인 것을 확인했다.

## V. 결론

일반교량의 내진설계에서 요구하는 내진성능은 붕괴방지수준으로 상부구조로 지진력이 전달되는 것을 차단하여 확보하며 이는 교량구조 메카니즘 검토에 의해 가능하다. 일반교량에서 상부구조와 기초의 손상은 낙교를 유발하므로 연결부분과 하부구조에 대해 메카니즘 검토가 필요하다. 연성메카니즘은 하부구조의 항복으로 낙교를 방지하는 메카니즘으로 교각기둥 단부에 소성힌지의 생성이 요구되고 취성메카니즘은 연결부분이 파손되는 메카니즘으로 낙교방지장치가 요구된다. 이와 같은 연성/취성메카니즘은 탄성해석법인 스펙트럼해석법으로 구한 단면력으로 검토된다. 도로교설계기준은 교각기둥의 단면력 산정시 철근콘크리트 축방향철근의 항복여부에 따라 휨강성과 항복강성을 적용하도록 제시하고 있으며 교각기둥 강성이 단면력 결정에 중요한 역할을 하므로 이에 대한 검토가 필요하다. 또한 지진발생 시 휨/전단 거동하는 교각기둥에 소성힌지 생성이 가능한 횡방향철근을 설계해도 휨파괴보다 전단파괴가 먼저 발생하면 연성메카니즘을 구성할 수 없으므로 이에 대한 검토가 요구된다.

이 연구에서는 첫 번째로 강재받침과 T형 철근콘크리트 교각기둥으로 구성된 일반교량을 해석대상교량으로 선정하여, 교각기둥 강성을 항복강성/휨강성 비 1.0, 0.55, 0.45, 0.35로 구분하여 응답수정계수를 적용하는 다중모드스펙트럼해석법으로 구한 단면력을 바탕으로 메카니즘을 검토하였다. 교각기둥강성에 의한 단면력 차이가 붕괴방지수준의 안전성 관점에서 교각기둥 강성의 적용성을 검토한 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 설계변경을 수행하지 않는 경우 강재받침의 소요용량을 연결부분의 응답수정계수( $R=1$ )의 적용으로 구하면 휨강성, 항복강성 모두 연성

메카니즘을 구성할 수 없고, 초과강도/작용력 비로 결정하면 연성메카니즘 구성은 가능하지만 항복강성이 감소할수록 크게 산정되는 것을 확인하였다.

- 2) 설계변경을 수행하는 경우 강제받침의 소요용량을 연결부분의 응답 수정계수( $R=1$ )의 적용으로 구하면 휨강성은 연성메카니즘 구성이 가능하지만 항복강성이 작으면 취성메카니즘이 구성된다. 초과강도/작용력 비로 결정하면 항복강성이 감소할수록 크게 산정되는 것을 확인하였다.
- 3) 연성메카니즘의 구성은 교각기둥의 휨강성을 사용하여 수행하는 것이 붕괴방지수준의 안전성을 확보하는 것으로 확인하였다.

두 번째로 철근콘크리트 교각기둥을 4개 높이, 5개 직경으로 구분하고 소성힌지설계와 연성도설계의 2가지 횡방향철근비를 적용하여 설계인자가 휨/전단 성능곡선에 미치는 영향을 분석하고 원형 철근콘크리트 교각기둥을 하부구조로 하는 일반교량의 내진설계에서 연성메카니즘을 구성하기 위한 조건을 검토한 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 교각기둥의 높이가 증가하고 직경이 감소하면 즉, 형상비가 증가하면 전단파괴모드에서 휨파괴모드로 전환된다. 횡방향철근비가 증가하면 좌굴 및 휨파괴를 방지하고 휨항복모드로 전환되어 연성메카니즘 구성이 가능한 것을 확인하였다.
- 2) 교각기둥 단부에 소성힌지가 생성되도록 횡방향철근비를 설계해도 최저형상비를 만족하지 못 하면 전단/휨-전단 파괴모드가 되는 것을 확인하였다.
- 3) 연성메카니즘을 구성하기 위해 휨항복모드가 가능한 조건으로 소성

현지설계는 최저형상비 2.0이고 연성도설계는 소요응답수정계수 4.0 이상이다.



## 참고문헌

1. **AASHTO** (2007) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unite Third Edition.
2. **AASHTO** (2012) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, SI Unite Third Edition.
3. **American Concrete Institute** (1995) Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318-95) and Commentary(ACI 318R-95).
4. **Bae, S.Y., Lee, J.H.** (2001) Yielding Effective Stiffness of Rectangular RC Bridge Columns for Design Seismic Force, 2001 Autumn conference of Korea Concrete Institute, Korea Concrete Institute, pp. 833-838.
5. Ballio, G., Perotti, F., Rampazzo, L., Setti, P., "Determinazione del coefficiente di struttura per costruzioni metalliche soggette a caichi assiali", 2. Convegno nazionale l'ingegneria sismica in italia, 1984.
6. **Bonet, J.L., Romero, M.L., Miguel, P.F.** (2011) Effective Flexural Stiffness of Slender Reinforced Concrete Columns under Axial Forces and Biaxial Bending, Engineering Structures, 33(3), pp. 881-893.
7. **CALTRANS** (2013) CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITEIA, VERSION 1.7 , Ch. 5.6.
8. **Chadwell, C.** (2007) XTRACT User Manual, Ver.3.0.5, Imbsen Software Systems.
9. **Chopra A.K.** (1955) Dynamics of structures, Prentice-Hall, Inc.
10. **Clough R.W., Penzien J.** (1975) Dynamics of structures, Mc

Graw-HallKoguakusha, Ltd.

11. **Chung, Y.S., Park, C.K., Lee, E.H.** (2004) Seismic Curvature Ductility of RC Bridge Piers with 2.5 Aspect Ratio, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 37(3), pp. 1-11.
12. **Kent, D.C. and Park, R.** (1971) Flexural members with confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No.7, pp. 1969-1990.
13. **Kim, B.S, Kim, Y.J., Kwahk, I.J., Cho, C.B., Cho, J.R.** (2001) Seismic Performance Evaluation of Circular RC Bridge Piers with Shear-Flexure Behavior, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 19(3), pp. 29-36.
14. **Kook, S.K.** (2002) Development of Earthquake Resistant Analysis Models for Typical Roadway Bridges, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 6(4), pp. 1-6.
15. **Kook, S.K.** (2012) Serviceability Limit State and Response Modification Factors, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 25(2), pp. 149-154.
16. **Kook, S.K.** (2014) No Collapse Design for Typical Bridges, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 27(3), pp. 163-172.
17. **Kook, S.K.** (2016) Pier Stiffness and Bridge Collapse Mechanism, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 29(2), pp. 11-16.
18. **Kook, S.K.** (2017) Response Modification Factors and No Collapse Design of Typical Bridges, Journal of the Computational Structural Engineering Institute of Korea, 30(2), pp. 185-189.

19. **Kook, S.K., Cheung, J.H., Choi, K.K.** (2003) Earthquake Resistant Design and Behavior Factor for a Typical Steel Box Girder Roadway Bridge, Korean Society of Civil Engineering, 23(5A), pp. 995-1001.
20. **Korea Infrastructure Safety Corporation** (2019) Seismic Performance Evaluation Method for Existing Infrastructures (bridges), Ch.4: Seismic Performance Evaluation, pp. 39-91.
21. **Korea Meteorological Administration** (2019) Earthquake Annual Report, 2020
22. **Korea Meteorological Administration** (2012) Historical Earthquake Records in Korea(2-1904).
23. **Lee, D.H., Kim, H., Chung, Y.S., Lee, J.H.** (2002) Experimental Study for Seismic Performance Evaluation with Existing RC Bridge Piers, EESK spring conference, Earthquake Engineering Society of Korea, pp. 258-265.
24. **Lee, J.H., Bae, S.Y.** (2001) Yielding Effective Stiffness of Circular RC Bridge Columns for Seismic Design Force, KSCE Journal of Civil Engineering, 21(5), pp. 719-728.
25. **Lee, J.H., Ko, S.H., Choi, J.H.** (2005) Re-evaluated Overstrength Factor for Capacity Design of Reinforced Concrete Bridge Column, Earthquake Engineering Research Center, 2004 Annual Report.
26. **Lee, J.H., Ko, S.H., Lee, D.H., Chung, Y.S.** (2004) Flexure-Shear Behavior of Circular Bridge Columns under Cyclic Lateral Loads, Journal of the Korea Concrete Institute, 16(6), pp. 823-832.
27. **Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R.** (1988) Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(8), pp.1804-1826.

28. **Mario Paz, William Leigh** (2004) Structural Dynamics Theory and Computation Fifth Edition, Kluwer Academic Publishers.
29. **Midas IT** (2004). Midas/Civil User Manual, Ver. 6.3.0 (Release no. 1), Midas IT Co. Ltd.
30. **Ministry of Land, Infrastructure and Transport** (2016) Roadway Bridge Design Code, Ch.8: Earthquake Resistant Design, pp. 8-1~8-52.
31. **Park, R., Paulay, T.** (1975) Reinforced Concrete Structures, Wiley, pp.36-47.
32. **Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M.** (1996) Seismic Design and Retrofit of Bridge, John Wiley & Sons, Inc.
33. **Qiang, H., Xiuli, D., Zhou, Y., Lee, G.C.** (2013) Experimental study of hollow rectangular bridge column performance under vertical and cyclically bilateral loads, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 12(3), pp. 433-445.
34. **Scott, B.D., Park, R. and Priestley, M.J.N.** (1982) Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, Journal of the American Concrete Institute, Vol.79 No.1, pp. 13-27
35. **Tikka, T.K. and Mirza, S.A.** (2008) Effective Flexural Stiffness of Slender Structural Concrete Columns, Canadian Journal of Civil Engineering, 35(4), pp. 384-399.
36. **Yeh, Y.-K., Mo, Y.L., Yang, C.Y.** (2002) Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns, Journal of Structural Engineering, 128(1), pp. 60-68.

## 부 록 목 차

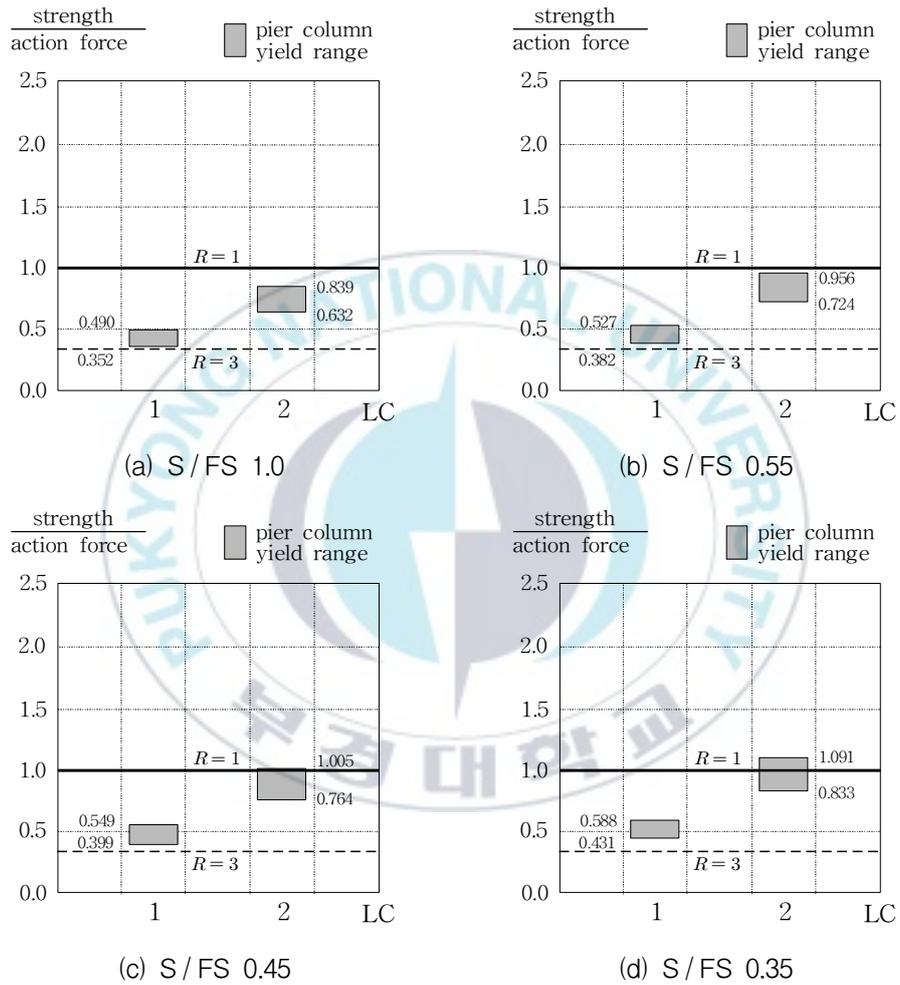
1.	교각기둥 강성 .....	82
A1	연성메카니즘 설계 .....	82
그림 A1.1	교각기둥의 항복범위(D2.3m) .....	82
그림 A1.2	교각기둥의 항복범위(D2.2m) .....	83
그림 A1.3	교각기둥의 항복범위(D2.1m) .....	84
2.	교각기둥의 파괴모드 .....	85
B1	휨성능곡선 .....	85
그림 B1.1	모멘트-곡률선도(D3.0m, $\rho_s = 0.0097$ ) .....	85
그림 B1.2	모멘트-곡률선도(D2.5m, $\rho_s = 0.0096$ ) .....	85
그림 B1.3	모멘트-곡률선도(D2.0m, $\rho_s = 0.0096$ ) .....	86
그림 B1.4	모멘트-곡률선도(D1.5m, $\rho_s = 0.0119$ ) .....	86
그림 B1.5	모멘트-곡률선도(D1.0m, $\rho_s = 0.0204$ ) .....	87
그림 B1.6	휨성능곡선 높이의 영향(D3.0m) .....	88
표 B1.1	휨성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m) .....	88
그림 B1.7	휨성능곡선 높이의 영향(D2.0m) .....	89
표 B1.2	휨성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m) .....	89
그림 B1.8	휨성능곡선 높이의 영향(D1.5m) .....	90
표 B1.3	휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m) .....	90
그림 B1.9	휨성능곡선 높이의 영향(D1.0m) .....	91

표 B1.4	휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)	91
그림 B1.10	휨성능곡선 직경의 영향(H3.0m)	92
표 B1.5	휨성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)	92
그림 B1.11	휨성능곡선 직경의 영향(H7.0m)	93
표 B1.6	휨성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)	93
그림 B1.12	휨성능곡선 직경의 영향(H9.0m)	94
표 B1.7	휨성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)	94
표 B1.8	휨성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D3.0m, ①, ②)	95
표 B1.9	휨성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D2.5m, ①, ②)	95
표 B1.10	휨성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D1.5m, ①, ②)	95
표 B1.11	휨성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D1.0m, ①, ②)	96
<b>B2</b>	<b>전단성능곡선</b>	<b>97</b>
그림 B2.1	전단성능곡선 높이의 영향(D3.0m)	97
표 B2.1	전단성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m)	97
그림 B2.2	전단성능곡선 높이의 영향(D2.0m)	98
표 B2.2	전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m)	98
그림 B2.3	전단성능곡선 높이의 영향(D1.5m)	99
표 B2.3	전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m)	99
그림 B2.4	전단성능곡선 높이의 영향(D1.0m)	100
표 B2.4	전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)	100
그림 B2.5	전단성능곡선 직경의 영향(H3.0m)	101
표 B2.5	전단성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)	101
그림 B2.6	전단성능곡선 직경의 영향(H7.0m)	102
표 B2.6	전단성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)	102

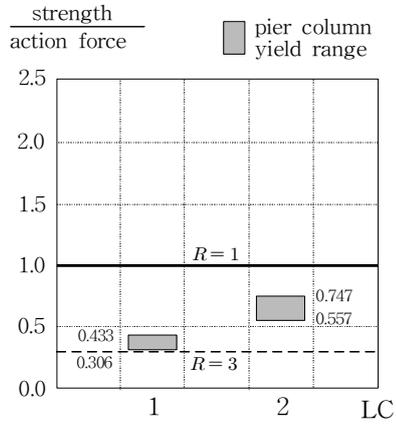
그림 B2.7	전단성능곡선 직경의 영향(H9.0m)	103
표 B2.7	전단성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)	103
표 B2.8	전단성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D3.0m, ①, ②)	104
표 B2.9	전단성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D2.5m, ①, ②)	104
표 B2.10	전단성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D1.5m, ①, ②)	104
표 B2.11	전단성능곡선에서 횡방향철근비의 영향(D1.0m, ①, ②)	105
<b>B3</b>	<b>최저형상비</b>	<b>106</b>
그림 B3.1	휨항복모드(D2.5m, H/D2.0, $\rho_s = 0.0096$ )	106
그림 B3.2	휨항복모드(D2.0m, H/D2.0, $\rho_s = 0.0097$ )	106
그림 B3.3	휨항복모드(D1.5m, H/D1.6, $\rho_s = 0.0119$ )	107
그림 B3.4	휨항복모드(D1.0m, H/D1.5, $\rho_s = 0.0204$ )	107
<b>B4</b>	<b>설계예제</b>	<b>108</b>
그림 B4.1	교각기둥의 작용력, $R_{req}$	108

# 1 교각기둥 강성

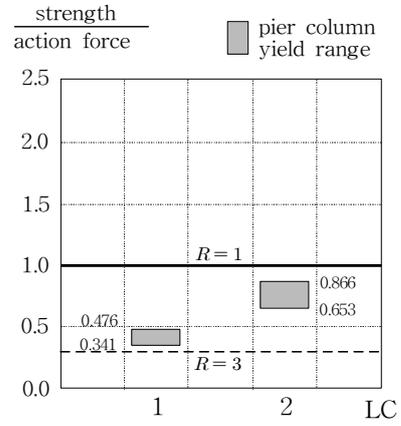
## A1 연성메카니즘 설계



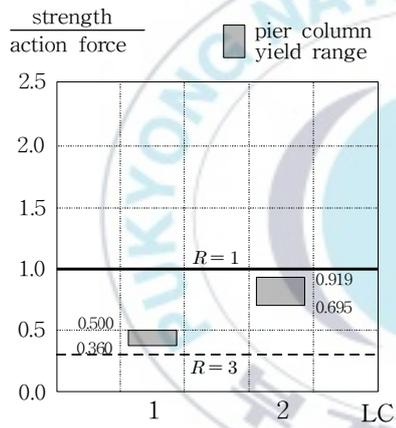
< 그림 A1.1 > 교각기둥 항복범위 (D2.3m)



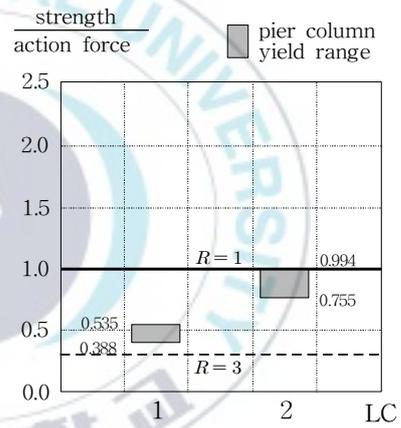
(a) S / FS 1.0



(b) S / FS 0.55

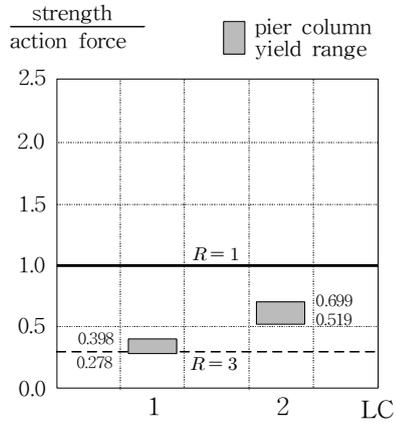


(c) S / FS 0.45

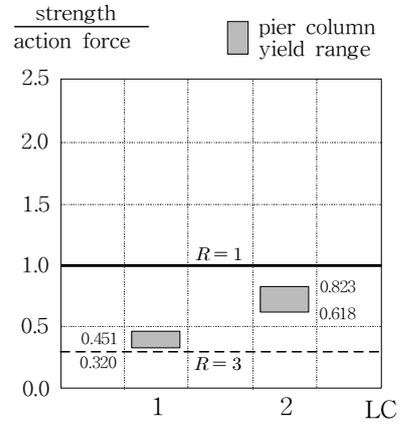


(d) S / FS 0.35

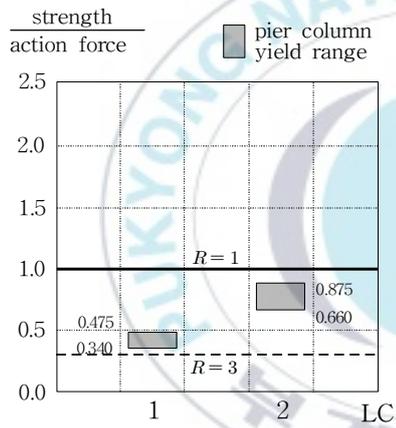
< 그림 A1.2 > 교각기둥 항복범위 (D2.2m)



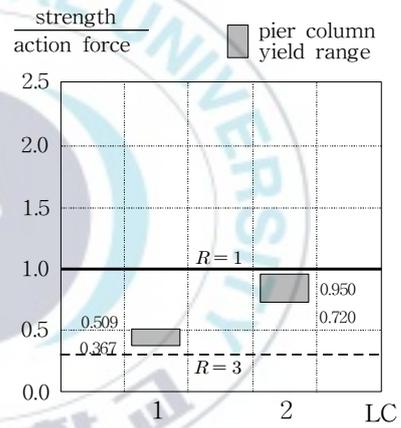
(a) S / FS 1.0



(b) S / FS 0.55



(c) S / FS 0.45

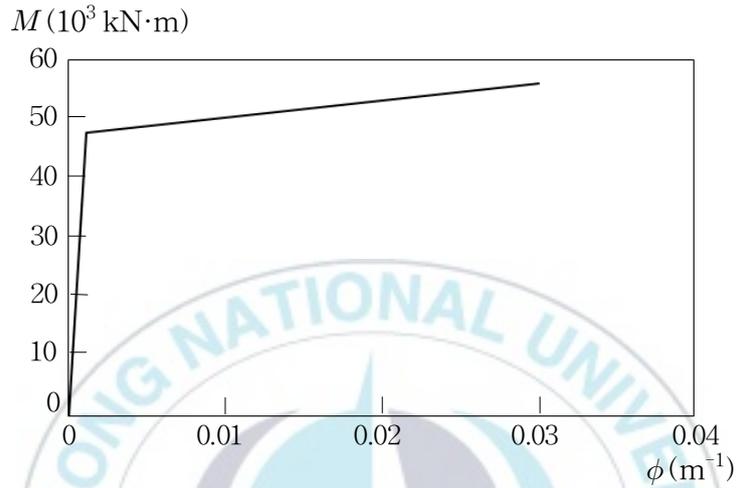


(d) S / FS 0.35

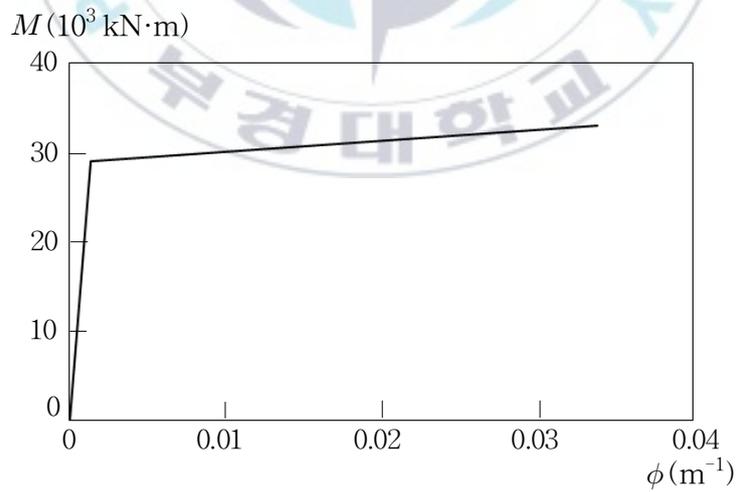
< 그림 A1.3 > 교각기둥 항복범위 (D2.1m)

## 2 교각기둥의 파괴모드와 내진설계

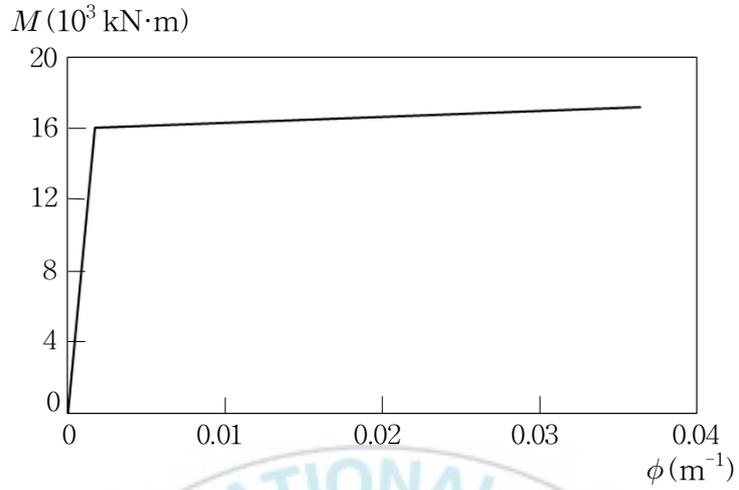
### B1 휨성능곡선



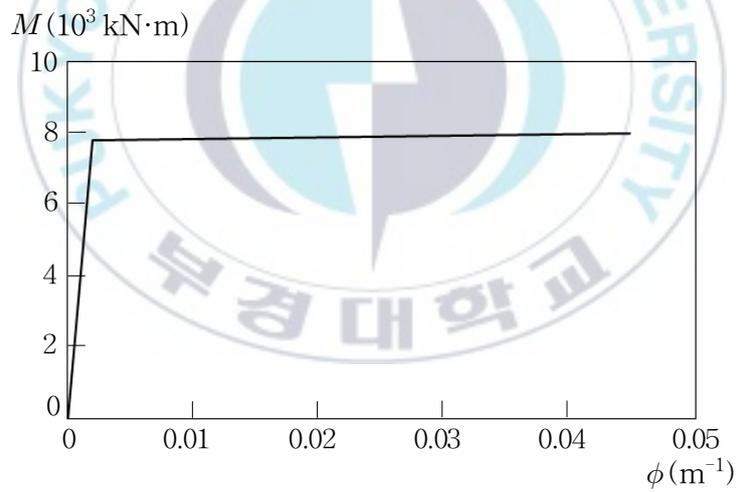
< 그림 B1.1 > 모멘트-곡률선도(D3.0m,  $\rho_s = 0.0097$ )



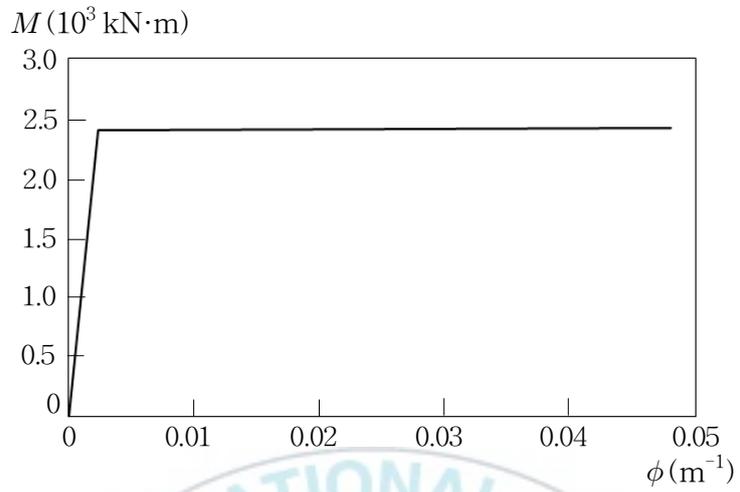
< 그림 B1.2 > 모멘트-곡률선도(D2.5m,  $\rho_s = 0.0096$ )



< 그림 B1.3 > 모멘트-곡률선도(D2.0m,  $\rho_s = 0.0097$ )

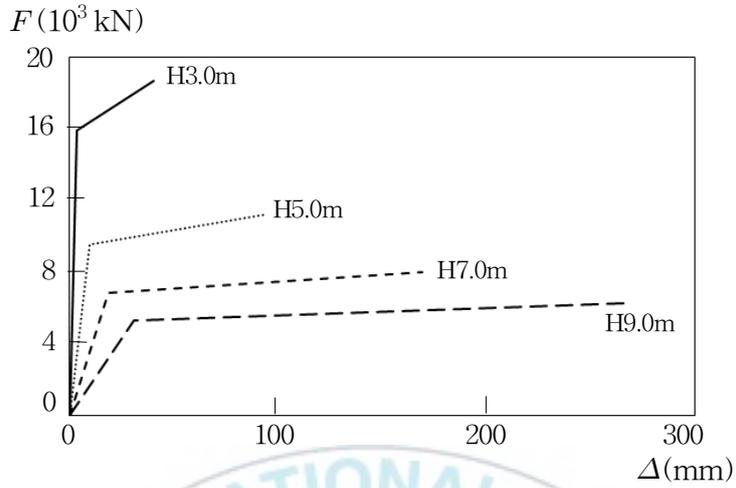


< 그림 B1.4 > 모멘트-곡률선도(D1.5m,  $\rho_s = 0.0119$ )



< 그림 B1.5 > 모멘트-곡률선도(D1.0m,  $\rho_s = 0.0204$ )

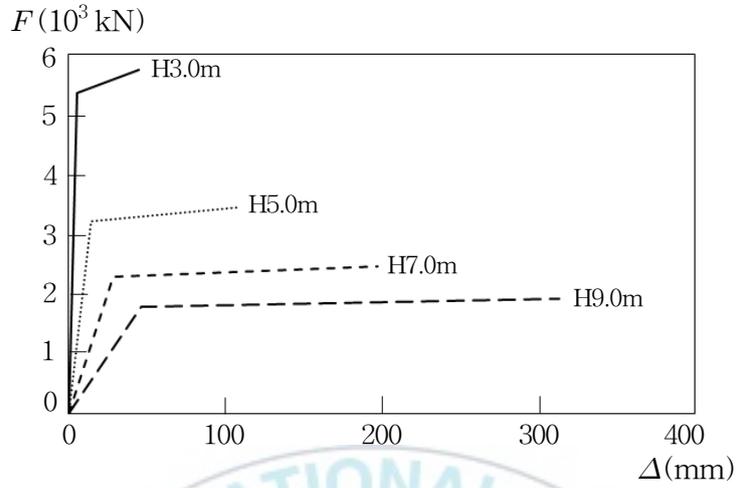




< 그림 B1.6 > 휨성능곡선 높이의 영향(D3.0m)

< 표 B1.1 > 휨성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m)

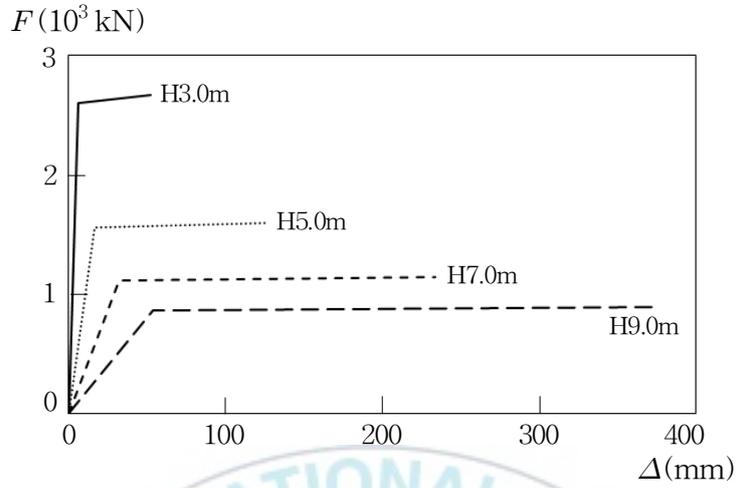
D (m)	H (m)	$F_y$	$H_i/H_3$	$\Delta_y$	$H_i/H_3$	$F_u$	$H_i/H_3$	$\Delta_u$	$H_i/H_3$
3.0	3.0	15917	1.00	3	1.00	18723	1.00	40	1.00
	5.0	9550	0.60	9	3.00	11234	0.60	94	2.35
	7.0	6821	0.43	19	6.33	8024	0.43	169	4.23
	9.0	5306	0.33	31	10.33	6241	0.33	266	6.65



< 그림 B.1.7 > 휨성능곡선 높이의 영향(D2.0m)

< 표 B.1.2 > 휨성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m)

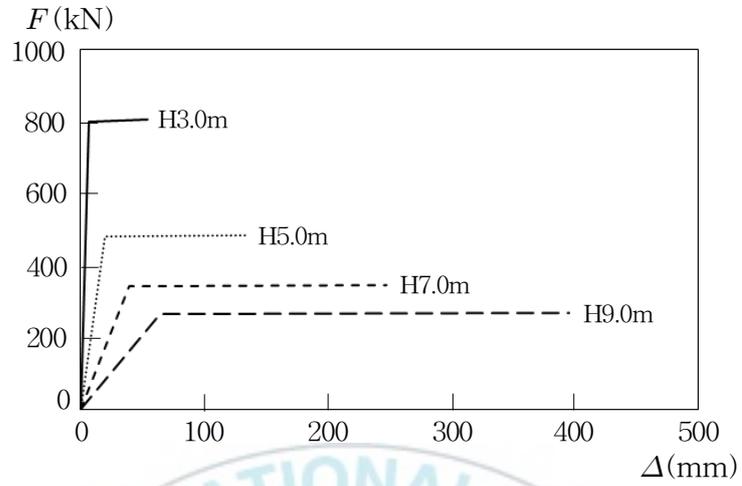
D (m)	H (m)	$F_y$	$H_i/H_3$	$\Delta_y$	$H_i/H_3$	$F_u$	$H_i/H_3$	$\Delta_u$	$H_i/H_3$
2.0	3.0	5350	1.00	5	1.00	5737	1.00	45	1.00
	5.0	3210	0.60	14	2.80	3442	0.60	108	2.40
	7.0	2293	0.43	28	5.60	2459	0.43	198	4.40
	9.0	1783	0.33	47	9.40	1912	0.33	313	6.96



< 그림 B1.8 > 휨성능곡선 높이의 영향(D1.5m)

< 표 B1.3 > 휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m)

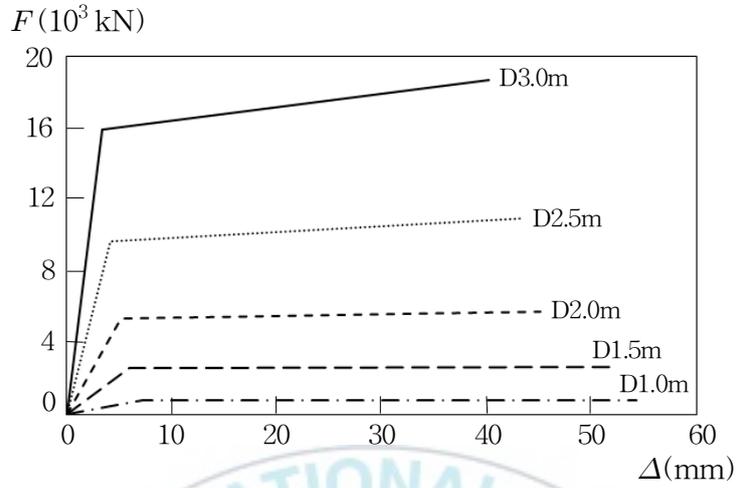
D (m)	H (m)	$F_y$	$H_i/H_3$	$\Delta_y$	$H_i/H_3$	$F_u$	$H_i/H_3$	$\Delta_u$	$H_i/H_3$
1.5	3.0	2597	1.00	6	1.00	2665	1.00	53	1.00
	5.0	1558	0.60	17	2.83	1599	0.60	127	2.40
	7.0	1113	0.43	32	5.33	1142	0.43	234	4.42
	9.0	866	0.33	54	9.00	888	0.33	372	7.02



< 그림 B1.9 > 휨성능곡선 높이의 영향(D1.0m)

< 표 B1.4 > 휨성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)

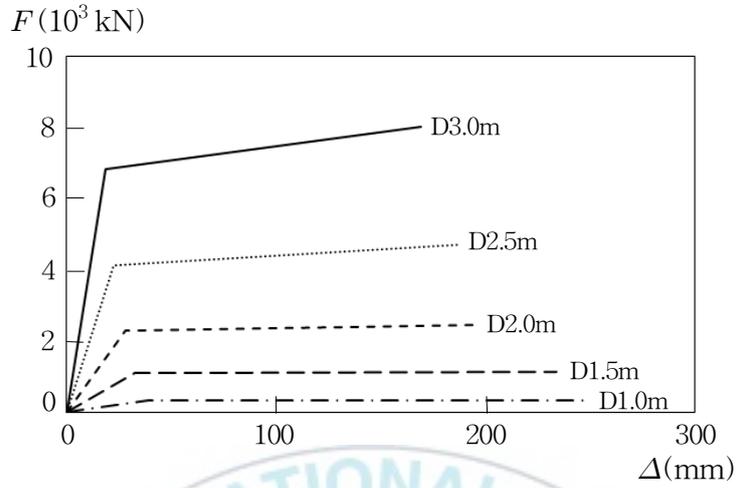
D (m)	H (m)	$F_y$	$H_i/H_3$	$\Delta_y$	$H_i/H_3$	$F_u$	$H_i/H_3$	$\Delta_u$	$H_i/H_3$
1.0	3.0	801	1.00	7	1.00	806	1.00	54	1.00
	5.0	481	0.60	20	2.86	484	0.60	134	2.48
	7.0	343	0.43	39	5.57	346	0.43	248	4.59
	9.0	267	0.33	64	9.14	269	0.33	396	7.33



< 그림 B1.10 > 휨성능곡선 직경의 영향(H3.0m)

< 표 B1.5 > 휨성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)

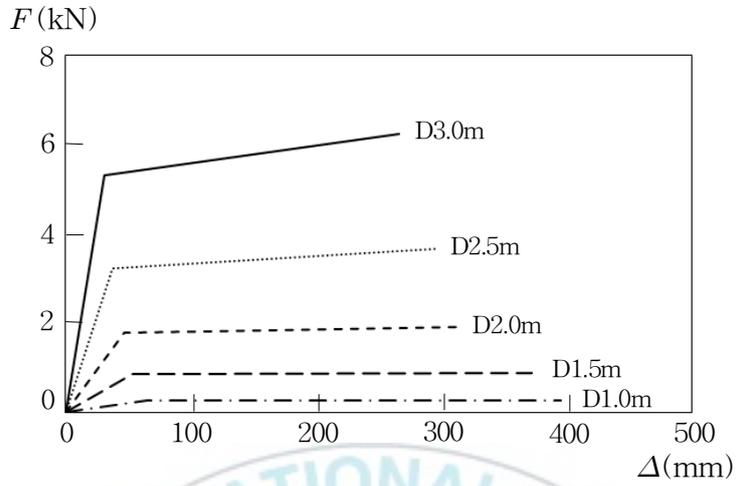
H (m)	D (m)	$F_y$	$D_i/D_3$	$\Delta_y$	$D_i/D_3$	$F_u$	$D_i/D_3$	$\Delta_u$	$D_i/D_3$
3.0	3.0	15917	1.00	3	1.00	18723	1.00	40	1.00
	2.5	9663	0.61	4	1.33	10993	0.59	44	1.10
	2.0	5350	0.34	5	1.67	5737	0.31	45	1.13
	1.5	2597	0.16	6	2.00	2665	0.14	53	1.33
	1.0	801	0.05	7	2.33	806	0.04	54	1.35



< 그림 B1.11 > 휨성능곡선 직경의 영향(H7.0m)

< 표 B1.6 > 휨성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)

H (m)	D (m)	$F_y$	$D_i/D_3$	$\Delta_y$	$D_i/D_3$	$F_u$	$D_i/D_3$	$\Delta_u$	$D_i/D_3$
7.0	3.0	6821	1.00	19	1.00	8024	1.00	169	1.00
	2.5	4141	0.61	23	1.21	4711	0.59	187	1.11
	2.0	2293	0.34	28	1.47	2459	0.31	198	1.17
	1.5	1113	0.16	32	1.68	1142	0.14	234	1.38
	1.0	343	0.05	39	2.05	346	0.04	248	1.47



< 그림 B1.12 > 휨성능곡선 직경의 영향(H9.0m)

< 표 B1.7 > 휨성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)

H (m)	D (m)	$F_y$	$D_i/D_3$	$\Delta_y$	$D_i/D_3$	$F_u$	$D_i/D_3$	$\Delta_u$	$D_i/D_3$
9.0	3.0	5306	1.00	31	1.00	6241	1.00	266	1.00
	2.5	3221	0.61	38	1.23	3664	0.59	295	1.11
	2.0	1783	0.34	47	1.52	1912	0.31	313	1.18
	1.5	866	0.16	54	1.74	888	0.14	372	1.40
	1.0	267	0.05	64	2.06	269	0.04	396	1.49

< 표 B1.8 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(D3.0m, 방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①		②		
		$\rho_s$	$\Delta_u$	$\rho_s$	$\Delta_u$	②/①
3.0	3.0	0.0097	40	0.0005		
	5.0		94	0.0009	33	0.35
	7.0		169	0.0014	69	0.41
	9.0		266	0.0021	123	0.46

< 표 B1.9 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(D2.5m, 방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①		②		
		$\rho_s$	$\Delta_u$	$\rho_s$	$\Delta_u$	②/①
2.5	3.0	0.0097	44	0.0007	14	0.32
	5.0		103	0.0027	52	0.50
	7.0		187	0.0034	106	0.57
	9.0		295	0.0056	217	0.74

< 표 B1.10 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(D1.5m, 방법 ①, ②)

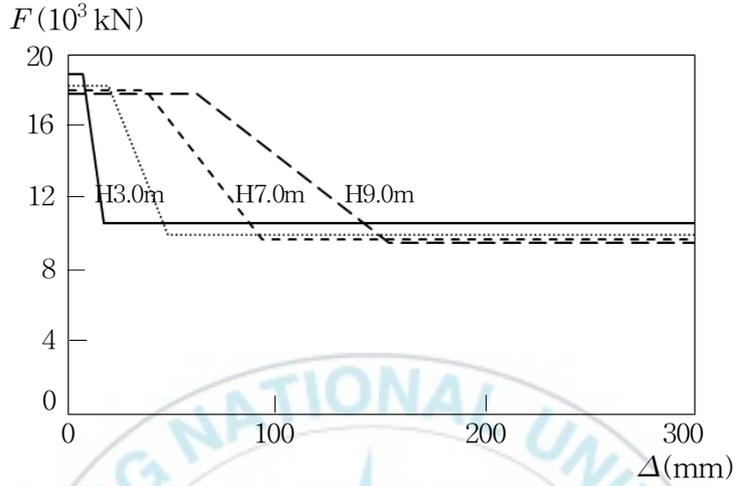
D (m)	H (m)	①		②		
		$\rho_s$	$\Delta_u$	$\rho_s$	$\Delta_u$	②/①
1.5	3.0	0.0119	53	0.0114	50	0.94
	5.0		127	0.0174	141	1.11
	7.0		234	0.0187	263	1.12
	9.0		372	0.0195	423	1.14

< 표 B1.11 > 휨성능곡선에서 횡철근비의 영향(D1.0m, 방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①		②		
		$\rho_s$	$\Delta_u$	$\rho_s$	$\Delta_u$	②/①
1.0	3.0	0.0204	54	0.0280	58	1.07
	5.0		134	0.0312	145	1.08
	7.0		248	0.0326	272	1.10
	9.0		396	0.0337	438	1.11



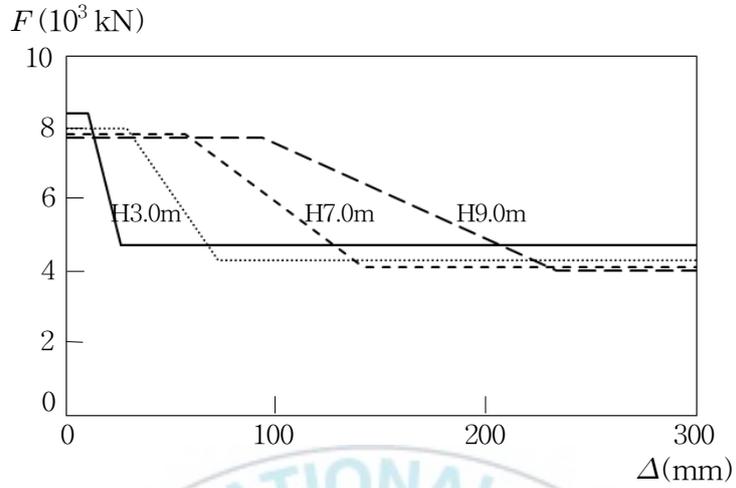
## B2 전단성능곡선



< 그림 B2.1 > 전단성능곡선 높이의 영향(D3.0m)

< 표 B2.1 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D3.0m)

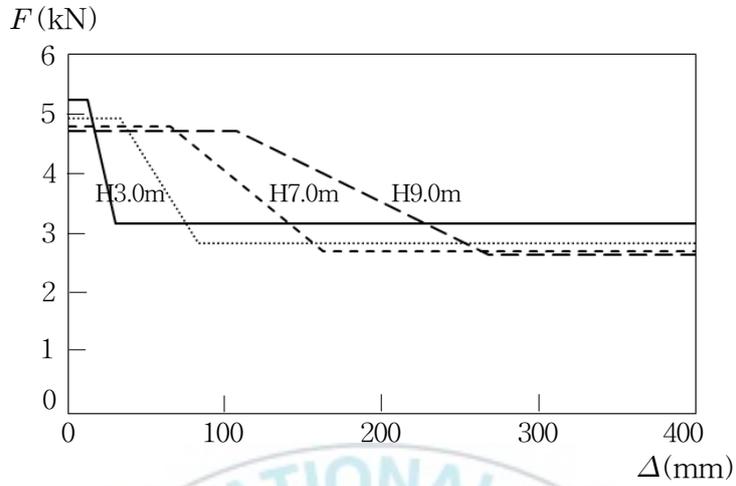
D (m)	H (m)	$V_n$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$H_i/H_3$	$V_s + V_p$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$H_i/H_3$
3.0	3.0	18928	1.00	7	1.00	10617	1.00	17	1.00
	5.0	18303	0.97	19	2.71	9992	0.94	47	2.76
	7.0	18035	0.95	37	5.29	9724	0.92	93	5.47
	9.0	17886	0.94	61	8.71	9575	0.90	154	9.06



< 그림 B2.2 > 전단성능곡선 높이의 영향(D2.0m)

< 표 B2.2 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D2.0m)

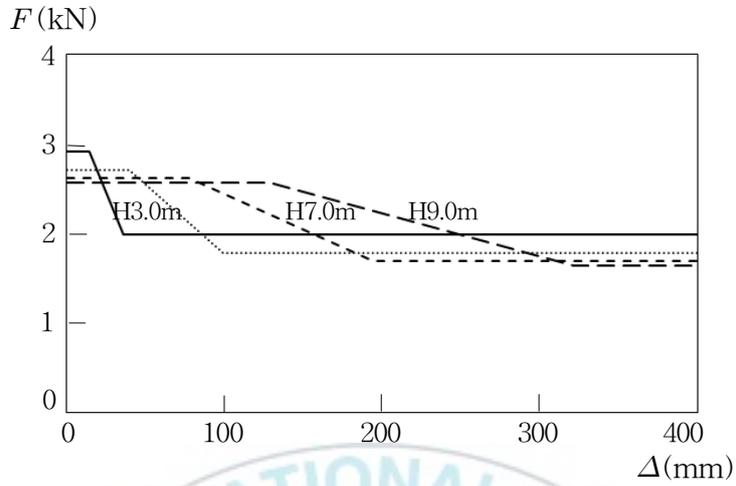
D (m)	H (m)	$V_n$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$H_i/H_3$	$V_s + V_p$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$H_i/H_3$
2.0	3.0	8425	1.00	10	1.00	4731	1.00	26	1.00
	5.0	8008	0.95	29	2.90	4314	0.91	72	2.77
	7.0	7830	0.93	57	5.70	4136	0.87	141	5.42
	9.0	7730	0.92	93	9.30	4037	0.85	234	9.00



< 그림 B2.3 > 전단성능곡선 높이의 영향(D1.5m)

< 표 B2.3 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.5m)

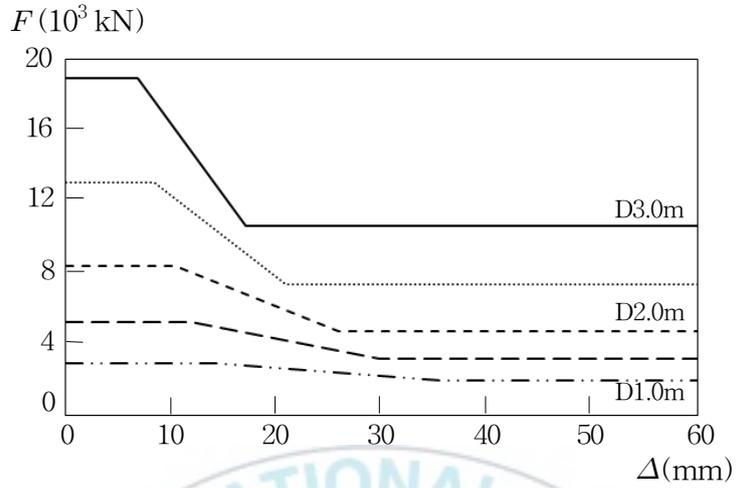
D (m)	H (m)	$V_n$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$H_i/H_3$	$V_s + V_p$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$H_i/H_3$
1.5	3.0	5245	1.00	12	1.00	3167	1.00	30	1.00
	5.0	4932	0.94	33	2.75	2854	0.90	83	2.77
	7.0	4798	0.91	65	5.42	2720	0.86	162	5.40
	9.0	4724	0.90	107	8.90	2646	0.84	268	8.93



< 그림 B2.4 > 전단성능곡선 높이의 영향(D1.0m)

< 표 B2.4 > 전단성능곡선에서 높이의 영향(D1.0m)

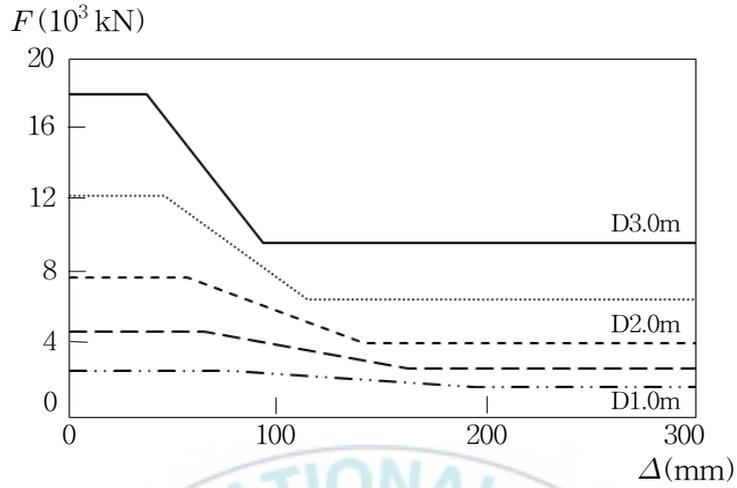
D (m)	H (m)	$V_n$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$H_i/H_3$	$V_s + V_p$	$H_i/H_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$H_i/H_3$
1.0	3.0	2916	1.00	14	1.00	1993	1.00	36	1.00
	5.0	2708	0.93	40	2.86	1784	0.90	99	2.75
	7.0	2618	0.90	78	5.57	1695	0.85	195	5.42
	9.0	2569	0.88	129	9.21	1645	0.83	322	8.94



< 그림 B2.5 > 전단성능곡선 직경의 영향(H3.0m)

< 표 B2.5 > 전단성능곡선에서 직경의 영향(H3.0m)

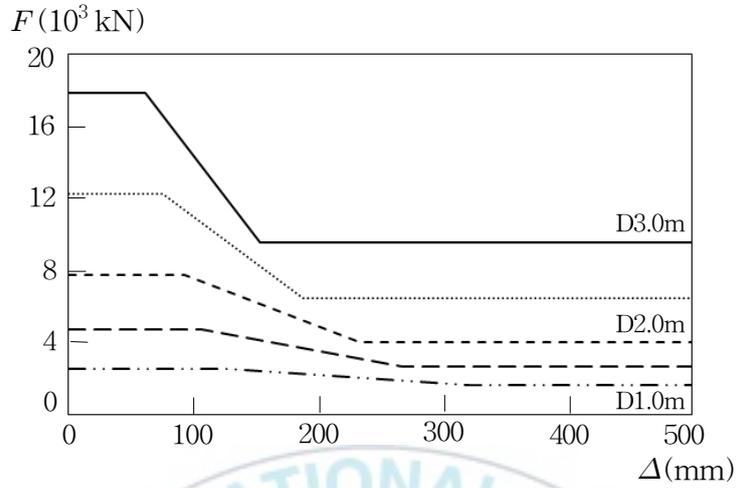
H (m)	D (m)	$V_n$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$D_i/D_3$	$V_s + V_p$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$D_i/D_3$
3.0	3.0	18928	1.00	7	1.00	10617	1.00	17	1.00
	2.5	13111	0.69	8	1.14	7340	0.69	21	1.24
	2.0	8425	0.45	10	1.43	4731	0.45	26	1.53
	1.5	5245	0.28	12	1.71	3167	0.30	30	1.76
	1.0	2916	0.15	14	2.00	1993	0.19	36	2.12



< 그림 B2.6 > 전단성능곡선 직경의 영향(H7.0m)

< 표 B2.6 > 전단성능곡선에서 직경의 영향(H7.0m)

H (m)	D (m)	$V_n$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$D_i/D_3$	$V_s + V_p$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$D_i/D_3$
7.0	3.0	18035	1.00	37	1.00	9724	1.00	93	1.00
	2.5	12367	0.69	46	1.24	6596	0.68	114	1.23
	2.0	7830	0.43	57	1.54	4136	0.43	141	1.52
	1.5	4798	0.27	65	1.76	2720	0.28	162	1.74
	1.0	2618	0.15	78	2.11	1695	0.17	195	2.10



< 그림 B2.7 > 전단성능곡선 직경의 영향(H9.0m)

< 표 B2.7 > 전단성능곡선에서 직경의 영향(H9.0m)

H (m)	D (m)	$V_n$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=2}$	$D_i/D_3$	$V_s + V_p$	$D_i/D_3$	$\Delta_{\mu_\Delta=5}$	$D_i/D_3$
9.0	3.0	17886	1.00	61	1.00	9575	1.00	154	1.00
	2.5	12243	0.68	75	1.23	6472	0.68	188	1.22
	2.0	7730	0.43	93	1.52	4037	0.42	234	1.52
	1.5	4724	0.26	107	1.75	2646	0.28	268	1.74
	1.0	2569	0.14	129	2.11	1645	0.17	322	2.09

< 표 B2.8 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 3.0m, 방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①			②				
		$\rho_s$	$V_n$	$V_s + V_p$	$\rho_s$	$V_n$	②/①	$V_s + V_p$	②/①
3.0	3.0	0.0097	18928	10617	0.0005	10327	3.54	2016	1.01
	5.0		18303	9992	0.0009	10031	3.70	1720	0.96
	7.0		18035	9724	0.0014	10297	3.93	1986	1.17
	9.0		17886	9575	0.0021	10770	4.19	2459	1.49

< 표 B2.9 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(D2.5m, 방법 ①, ②)

D (m)	H (m)	①			②				
		$\rho_s$	$V_n$	$V_s + V_p$	$\rho_s$	$V_n$	②/①	$V_s + V_p$	②/①
2.5	3.0	0.0097	13111	7340	0.0007	8426	0.64	2654	0.36
	5.0		12590	6819	0.0027	8262	0.66	2490	0.37
	7.0		12367	6596	0.0034	8038	0.65	2267	0.34
	9.0		12243	6472	0.0056	7914	0.65	2143	0.33

< 표 B2.10 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(D1.5m, 방법 ①, ②)

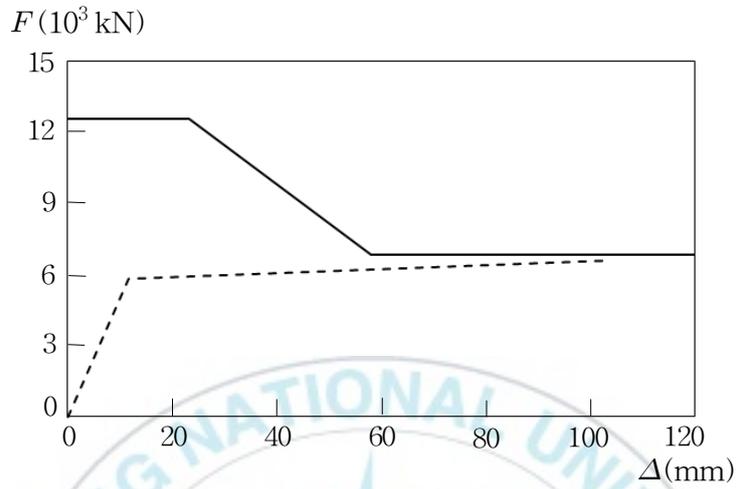
D (m)	H (m)	①			②				
		$\rho_s$	$V_n$	$V_s + V_p$	$\rho_s$	$V_n$	②/①	$V_s + V_p$	②/①
1.5	3.0	0.0119	5245	3167	0.0114	5096	0.97	3018	0.95
	5.0		4932	2854	0.0174	6025	1.22	3948	1.38
	7.0		4798	2720	0.0187	5891	1.23	3814	1.40
	9.0		4724	2646	0.0195	5817	1.23	3739	1.41

< 표 B2.11 > 전단성능곡선에서 횡철근비의 영향(D1.0m, 방법 ①, ②)

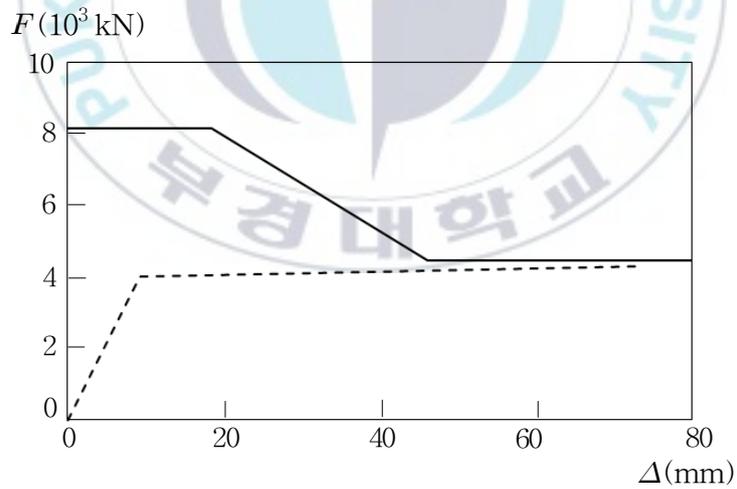
D (m)	H (m)	①			②				
		$\rho_s$	$V_n$	$V_s + V_p$	$\rho_s$	$V_n$	②/①	$V_s + V_p$	②/①
1.0	3.0	0.0204	2916	1993	0.0280	3474	1.19	2551	1.28
	5.0		2708	1784	0.0312	3266	1.21	2342	1.31
	7.0		2618	1695	0.0326	3177	1.21	2253	1.33
	9.0		2569	1645	0.0337	3127	1.22	2203	1.34



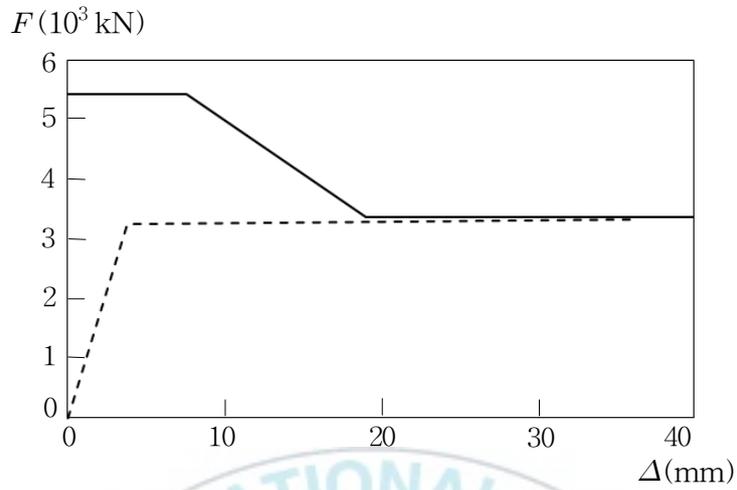
### B3 최저형상비



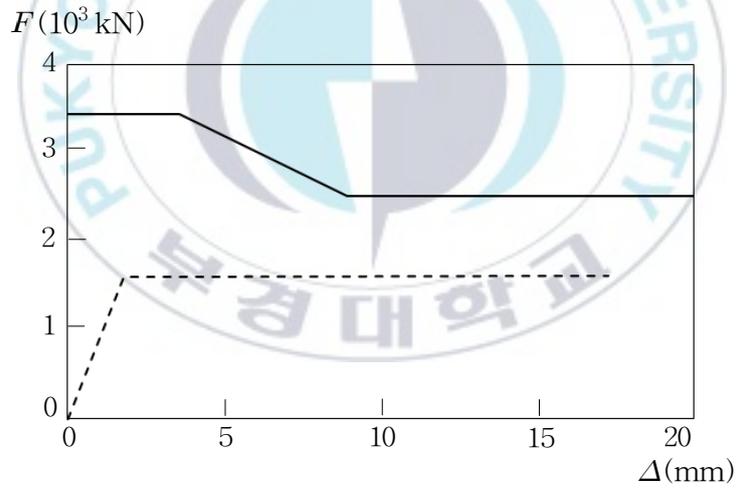
< 그림 B3.1 > 휨항복모드(D2.5, H/D2.0,  $\rho_s = 0.0096$ )



< 그림 B3.2 > 휨항복모드(D2.0, H/D2.0,  $\rho_s = 0.0097$ )



< 그림 B3.3 > 휨항복모드(D1.5, H/D1.6,  $\rho_s = 0.0119$ )



< 그림 B3.4 > 휨항복모드(D1.0, H/D1.5,  $\rho_s = 0.0204$ )

## B4 설계예제

< 표 B4.1 > 교각기둥의 작용력 &  $R_{req}$

H (m)	D (m)	LC	$M_a$ (kN·m)	$M_d$ (kN·m)	$R_d$ (-)
5.0	2.0	1	46131	16170	2.85
		2	29855		1.85
	3.0	1	60593	46550	1.30
		2	31119		0.67
7.0	2.3	1	66762	23520	2.84
		2	37242		1.58
	3.0	1	72253	46550	1.55
		2	48096		1.03



## 감사의 글

다시 돌아온 학교 그리고 연구실...

석사과정은 많은 꿈과 열정을 가지고 생활하여 저의 인생에서 가장 기억에 남고 좋은 추억으로 간직하고 있었습니다. 그에 반해 박사과정은 내가 마주한 현실에 의해 어쩔수 없이 시작하게 되었고 특히, 몸도 아프고 가정까지 책임져야 하는 상황이어서 무거운 마음으로 시작하게 되었습니다. 하지만 공부를 할수록 즐거웠습니다. 석사 때는 이론보다 실무적인 것에 집중하였지만 박사과정에서는 이론공부와 해외논문 연구 그리고 해외설계기준 등을 공부하다 보니 이해도 잘되고 더 많은 것이 보일 뿐만 아니라 생각의 폭도 넓어졌습니다. 이렇게 제가 많은 것을 배우고 무사히 학위과정을 마칠 수 있도록 따뜻한 격려와 관심을 가져주신 분들께 감사한 마음을 전하고자 합니다.

국승규 교수님과의 인연은 석사과정부터 지금까지 이십년이 넘었습니다. 학교생활의 마무리를 하시는 교수님께서 수고로움을 무릅쓰고 병든 몸을 이끌고 온 제자를 위해 당신보다 저를 먼저 생각해 주시고 학문적 지식뿐만 아니라 인생의 조언도 아낌없이 주셨기에 어렵고 힘든 학위과정을 마칠 수 있었습니다. 스승이란 단순히 학문적 지식만 가르치는 분에게 주어지는 것이 아니기에 국승규 교수님은 지도교수보다 스승이라는 호칭이 더 어울릴 것입니다. 스승이신 국승규 교수님께 이 글을 통해 정말 존경하고 감사하다는 말을 전합니다. 그리고 심사위원으로서 부족한 점을 깨우쳐 주시고 강의와 연구로 바쁘신 와중에도 많은 가르침을 주신 이환우 교수님, 논문을 세심하게 검토해 주신 장희석 교수님, 꼼꼼하게 논문을 검토해 주신 동아대학교 최광규 교수님, 경상대학교 이건명님께 감사드리며, 생각의 폭을 넓힐 수 있도록 아낌없는 격려와 관심을 주신 정두회 교수님께도 머리 숙여 감사드립니다.

박사과정에서 함께 학교생활하며 도움을 준 박익태 박사, 송영용 선배, 정지영, 배재영, 이동기, 박영웅, 이정빈 후배님들과 힘들 때 많은 격려와 조언을 아끼지 않은 서동주 박사, 김민수 박사, 거창대학교 노태호 교수님, 장호식 박사, 공간정보시스템 공학과 김진수 교수님 등 선배님께도 감사의 말을 전합니다. 또한 저에게 안전진단 관련 업무에 대해 많은 것을 가르쳐 주신 선배이자 선임 대표이신 손병락 박사님과

홍우선 상무님, 늘 좋은 말로 힘이 되고 배려해 주신 혜민건설 허춘동 사장님과 어려운 여건에서도 서로 이해하고 힘이 되어준 대학동기 김명균, 힘들어 할 때 말동무와 힘이 되어준 송한기, 최창환에게도 감사의 말을 전합니다.

제가 병들어 돌아왔을 때 따뜻하게 맞아주시고 어려움을 헤쳐나갈 수 있도록 힘이 되어 주신 어머니와 동생 걱정으로 말 못 하고 속앓이 하던 형님 그리고 아버지처럼 든든한 후원자이신 작은아버지와 작은어머님께도 감사의 말을 전합니다. 그리고 언제나 사랑과 믿음으로 보살펴주시는 장인어른과 장모님을 비롯한 처형과 처제 그리고 동서 형님들과 동생께 감사의 말과 함께 이 논문을 선물로 드립니다.

마지막으로 제가 넘어져 힘들어 할 때 손을 내밀어 주고 박사과정으로 집안일과 육아로 힘들어도 끝까지 아무 말 없이 묵묵히 지켜봐주고 응원해준 세상에서 가장 아름답고 사랑스러운 아내 김근영과 제게 웃음과 힘의 원천인 아들 무성에게 사랑하는 마음과 함께 이 논문을 바칩니다.

