

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도 매개변수 분석

Parametric Study on the P-M Interaction Diagram of Hollow Prestressed Concrete Bridge Columns

김태훈¹⁾

Kim, Tae Hoon

국문 요약 >> 이 연구는 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도에 대한 매개변수 분석을 수행한 결과를 제시하고 있다. 다수의 매개변수 중에 콘크리트 압축강도, PS 강재량, 유효프리스트레스, D_s/D_o , 그리고 D_i/D_o 를 선택하여 P-M 상관도에 미치는 영향을 중점적으로 다루었다. 준정적 실험을 통해서 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각 실험체의 강도와 연성도를 평가하였다. 실험 및 해석결과와 각 코드를 기준으로 비교한 P-M상관도의 결과는 서로 다른 차이를 나타내었으며 AASHTO-LRFD는 근접한 값을 보여주었다. 무차원화한 P-M 상관도를 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 저항능력을 예측하기 위하여 제시하였다.

주요어 중공, 프리스트레스트 콘크리트 교각, P-M 상관도, 매개변수 분석, 저항능력

ABSTRACT >> This study presents the results of parametric studies of the P-M interaction diagram of hollow prestressed concrete bridge columns. Among the numerous parameters, this study concentrates on concrete compressive strength, prestressing steel reinforcement ratio, effective prestress, the D_s/D_o ratio, and the D_i/D_o ratio. The strength and ductility of hollow prestressed concrete bridge columns were evaluated through quasistatic tests. The P-M interaction diagrams from the codes were different from that of the results, which were in good agreement with AASHTO-LRFD. Nondimensionalized P-M interaction diagrams were developed to predict the design resistance of hollow prestressed concrete bridge columns.

Key words Hollow, Prestressed concrete bridge columns, P-M interaction diagram, Parametric studies, Design resistance

1. 서론

새로운 교각 시스템에 대한 연구로서 프리스트레스 기술의 적용이 최근 들어 활발하게 이루어지고 있는데, 적절한 프리스트레스를 도입한 프리스트레스트 콘크리트 교각에서는 높은 휨저항력과 전단력을 얻을 수 있음과 동시에 프리스트레스의 효과에 의하여 일반적인 철근콘크리트 교각에 비하여 우수한 복원력 특성을 얻을 수 있는 것으로 알려져 있다.^{(1),(2)}

교량이 장대화 되고, 교각의 높이가 높아짐에 따라 발생하는 자중증가에 따라 과도한 설계 지진력을 감소시킬 수 있는 교각의 필요성이 대두되었으며, 이러한 필요에 의해

개발된 교각구조가 바로 중공단면 교각이다. 근래에 이러한 중공단면 교각이 구조물의 자중, 사용재료의 경감 및 수화열 억제를 위하여 경제적 및 구조적인 측면에서 고속도로 교량 및 기타 교량에서 널리 설계·시공되어지고 있으며 국내외적으로 중공단면 교각에 대한 연구가 진행되고 있다.⁽³⁻⁷⁾ 그러나 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 설계 기술 선진화를 위해서는 더욱 다양한 노력이 요구되며, 성능에 기반한 안전한 설계법을 개발하기 위해서는 기존의 경험을 체계적으로 정리하고 이를 적절히 활용할 수 있도록 해야 한다. 따라서 이 연구에서는 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 설계법 선진화 및 성능평가 범위를 확대하기 위해서 각각의 실험목적에 근거하여 변수를 설정한 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각 실험체를 대상으로 하였다.

이 연구의 목적은 축력 및 휨에 대한 높은 강도를 확보할 수 있고 요구되는 성능기준에서 중요한 연성의 확보가 용이

¹⁾ 정회원·삼성물산(주) 건설부문 기반기술연구소 수석연구원, 공학박사
(교신저자: th1970.kim@samsung.com)

본 논문에 대한 토의를 2012년 2월 29일까지 학회로 보내 주시기 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2011. 8. 9 / 수정일 : 2011. 9. 24, / 게재확정일 : 2011. 9. 27)

© 2011EESK www.eesk.or.kr

2D or 3D Spring Element	4 nodes PSC Shell Element	2D or 3D Flexibility-Based Fiber Beam-column Element	4 nodes Elastic Shell Element
Interface Element	FEAP		4 nodes RC Shell Element
Joint Element	Bonded or Unbonded Prestressing Bar Element	RC Plane Stress Element	2D Elasto-plastic Plane Stress Element

〈그림 1〉 비선형 유한요소해석 프로그램 RCAHEST

하도록 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 압축강도, PS 강재량, 유효긴장응력, 그리고 중공비 등의 매개변수 연구를 통하여 거동특성을 심도 있게 규명하는데 있다. 또한 최근 국내 설계규정을 정립하기 위한 연구가 활발하게 진행되고 있는 하중저항계수설계법(LRFD)⁽⁸⁾과 현행설계법^{(9),(10)}에 의하여 실험결과 및 해석결과를 비교·분석함으로써 국내 적용에 대한 적합성을 검토하고자 한다.

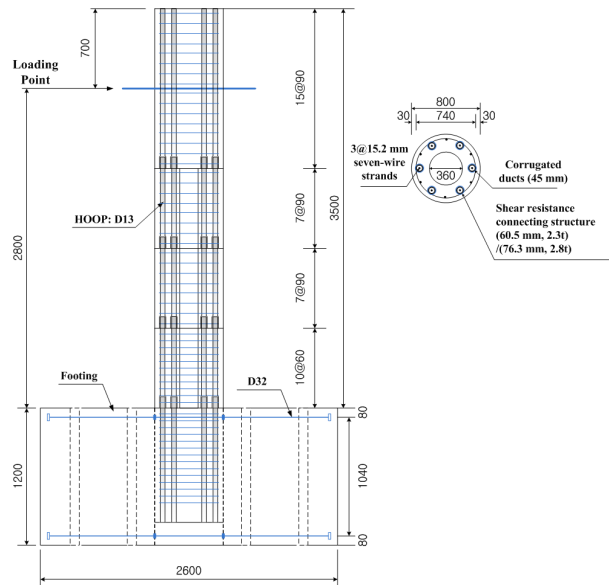
하중저항계수설계법은 설계기본변수(하중, 저항강도, 및 기하적 제원)에 부분안전계수(하중계수 및 저항계수)를 적용하여 구한 설계값을 기준으로 검증하는 설계기법으로 부분안전계수의 수치 값은 결정론적 방법이거나 확률론적 방법 또는 두 방법의 조합에 의해 결정된다.⁽¹¹⁾ 우리나라도 이미 국제적으로 표준화된 신뢰도 기반 LRFD 설계기준에 의한 설계기술의 확보가 시급하고 국내 LRFD 설계규정을 정립하기 위한 연구가 활발히 진행되고 있다.

이 연구에서는 저자 등에 의하여 그 동안 개발된 철근콘크리트 평면응력요소, 경계면요소, 부착 및 비부착 텐던요소 그리고 접합요소 등⁽¹²⁻¹⁶⁾을 미국 버클리 대학의 Taylor가 개발한 범용 유한요소해석 프로그램인 FEAP⁽¹⁷⁾에 이식하여 모듈화된 비선형 유한요소해석 프로그램인 RCAHEST (Reinforced Concrete Analysis in Higher Evaluation System Technology)에 수정을 가하여 사용하였다(그림 1).

2. 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 실험 및 해석

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 힘에 대한 극한강도와 변형능력 및 재료특성과 P-M 상관관계 등을 연구하기 위하여 기존 연구에서 실험 및 해석으로 검증된 그림 2와 같은 교각 실험체⁽¹⁸⁾를 선정하였다.

모델의 직경은 800 mm이고 교각의 재하점까지의 높이는 2,800 mm로 형상비는 3.5이며 교각실험체의 제원은 표 1과 같다. 실험체는 성능검증을 위하여 동일한 중공 프리스



〈그림 2〉 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각 실험체의 형상 (단위: mm)

〈표 1〉 실험체의 제원

구분	Prototype	Model	
단면 직경(m)	외경 2.2	외경 0.80	
	내경 1.0	내경 0.36	
교각 높이(m)	7.522	2.8	
형상비	3.4	3.5	
콘크리트	기초부 설계기준 압축강도(MPa)	40	
	실제강도(MPa)	-	48.1
	구체부 설계기준 압축강도(MPa)	40	40
	실제강도(MPa)	-	48.1
PS 강재	직경	7연선 15.2mm	7연선 15.2mm
	설계기준 항복강도(MPa)	1,860	1,860
	실제강도(MPa)	-	1,968.2
	유효긴장응력(MPa)	842.3	842.3
주철근	직경	D16	D10
	철근비(%)	0.2 (최소량)	0.2 (최소량)
	설계기준 항복강도(MPa)	400	400
	실제강도(MPa)	-	544.6
횡철근	직경	D22	D13
	철근제적비 (%)	1.2	1.2
	설계기준 항복강도(MPa)	400	400
	실제강도(MPa)	-	476.3
기초부 철근	직경	D32	D32
	설계기준 항복강도(MPa)	400	400
	실제강도(MPa)	-	463.6
피복두께(mm)	80	30	
축력	0.075 A _g f _{ck}		

트레스트 콘크리트 교각 2기로 구성된다. 기존 연구의 준정적 실험에 대한 세부적인 실험결과와 해석결과는 참고문헌

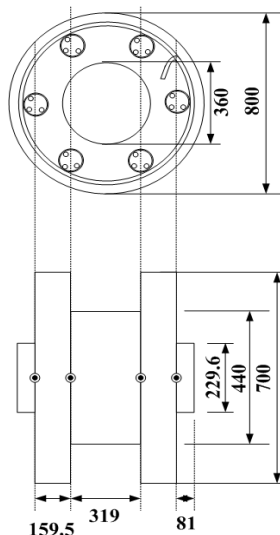
⁽¹⁸⁾에 자세히 설명되어있다.

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 성능을 평가하기 위하여 준정적(Quasi-Static) 실험을 수행하였다. 수평력은 최대변위 ± 375 mm인 2,600 kN 유압가력기(Actuator)를 이용하여 재하하였으며 축력은 교각단면 축강도의 7.5%를 일정하중 유지장치로 변화가 없도록 재하하였다.

이 실험체들의 유한요소해석을 위해서 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각을 등가환산단면을 이용하여 그림 3과 같이 2차원 평면요소로 해석이 가능하도록 하였다. 등가환산단면은 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 실제거동과 유사하도록 PS 강재와 콘크리트의 단면적, 하중재하 방향의 단면 2차 모멘트를 같게 하여 유도하였다.

그림 4는 비선형 유한요소해석을 수행하기 위하여 요소 분할한 예이며 3점 가우스 적분을 적용한 8절점 등매개 요소를 이용하였다. 그림 4에서 보는 것처럼 기초부와 함께 교각부에 4개의 세그먼트로 구성되어 있으며 총 102개의 요소로 분할하였다. 8절점 철근콘크리트 평면응력 요소가 72개, 교각과 기초사이 및 세그먼트 사이에 6절점 프리캐스트 접합면 요소 20개, 프리캐스트 기초부재와 후타설 기초부 사이에 6절점 경계면 요소 6개, 그리고 부착 텐던의 거동을 고려하기 위한 다절점 부착 텐던요소 4개가 사용되었다.

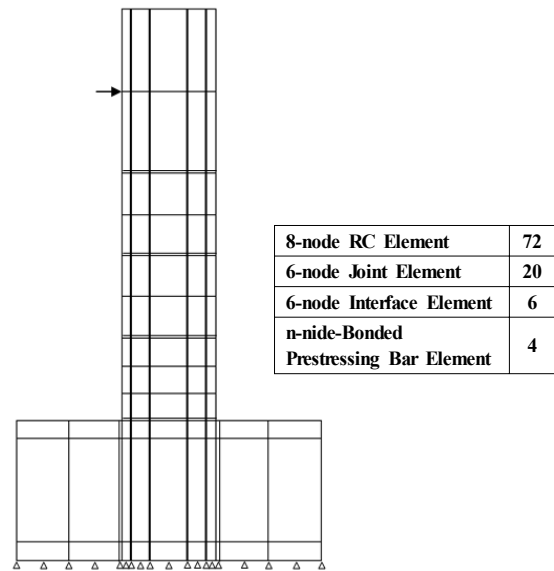
이 연구에서 세그먼트 접합부의 거동특성을 지배하는 내부마찰각과 점착력은 기존의 연구결과^{(15),(16)}와 사용된 에폭시의 재료물성을 근거로 각각 45°와 5.88 MPa로 정하였다. 그리고 사용된 유한요소망과 등가환산단면은 일반 탄성해석과의 수렴성 시험(Convergence Test) 결과 형상비(Aspect Ratio)에 의한 영향은 1.0% 미만이었으며 이는 콘크리트구조의 비선형해석에서 예상되는 오차에 비하여 매우 작은 것



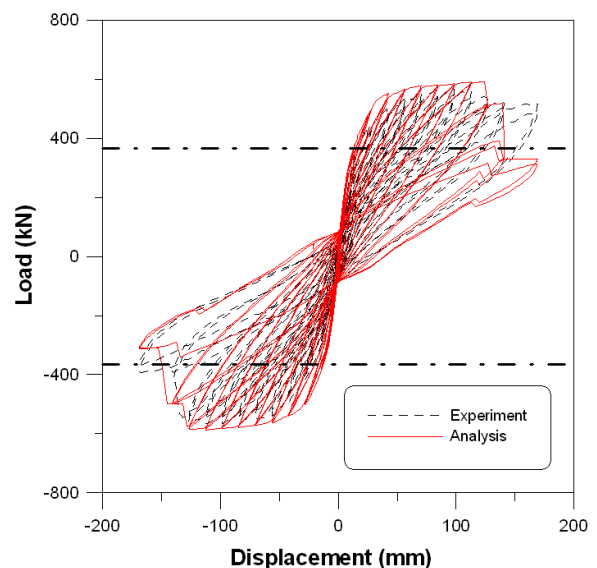
〈그림 3〉 등가환산단면 (단위: mm)

으로 나타나 그 타당성이 검증되었다.

그림 5에 이 연구의 해석모델을 적용한 유한요소해석 결과와 실험에 의한 하중-변위 관계의 예를 나타내었다. 또한 실험체의 공칭모멘트에 대한 설계하중을 함께 나타내었다. 중공 프리스트레스트 콘크리트 실험체[Model(1)]의 공칭모멘트에 대한 설계하중은 366.4 kN이며 실험값과 해석값은 각각 568.1 kN과 591.9 kN이다. 실험값은 설계하중의 155% 수준까지 충분한 내력이 나타나고 있으며 해석값은 설계하중의 160% 수준으로 내력이 발휘되고 있다. 이때 실험값/해석값의 평균은 0.97로서 실험결과 보다 다소 크게 평가하고 있으나 교각 실험체들의 비탄성 거동특성을 잘 평가하고 있는 것으로 판단되며 이러한 해석결과는 실험체에 반복 주



〈그림 4〉 유한요소모델



〈그림 5〉 하중-변위 곡선 예[Model(1)]

기하중이 진행되는 동안 소성힌지 영역에서 비탄성 변형이 증대됨에 따라 일어나는 콘크리트의 균열과 파쇄, 그리고 이로 인한 손상이나 파괴와 잘 일치하고 있다.

3. 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도 비교분석

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각은 축력과 휨모멘트를 받는 부재로 극한저항력은 축력과 휨모멘트의 상호작용에 의해 결정되어지며, 파괴가 일어날 때의 축력과 모멘트들을 선으로 연결한 P-M 상관도로써 기둥의 극한 저항력을 정량적으로 나타낼 수 있다.

이 연구에서 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도는 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도^{(19),(20)}에서 그림 6과 같이 콘크리트 응력블록에 해당하는 압축력 부분을 수정하여 산정하였다(그림 7).

파괴시 중립축의 위치가 중공 단면내부에 존재하는지 중공 내부에 존재하는지에 따라 다른 파괴거동을 그림 6과 같이 두 가지 경우로 나타낼 수 있다.

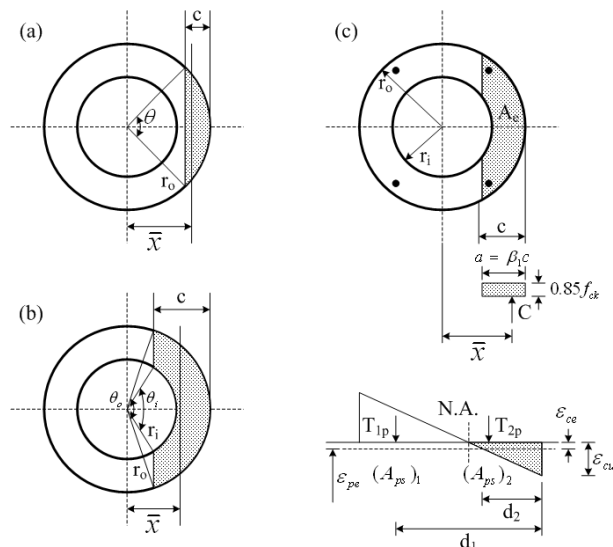
(a) 중공 단면내부

$$A_c = \frac{1}{2}(\theta - \sin\theta)r_o^2 \tag{1}$$

$$\bar{x} = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{(1 - \cos\theta)^{1.5}}{\theta - \sin\theta} r_o \tag{2}$$

(b) 중공 내부

$$A_c = \frac{1}{2}(\theta_o - \sin\theta_o)r_o^2 - \frac{1}{2}(\theta_i - \sin\theta_i)r_i^2 \tag{3}$$



〈그림 6〉 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 응력과 외력

$$\bar{x} = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{(1 - \cos\theta)^{1.5} \times r_o^3 - (1 - \cos\theta_i)^{1.5} \times r_i^3}{(\theta_o - \sin\theta_o)r_o^2 - (\theta_i - \sin\theta_i)r_i^2} \tag{4}$$

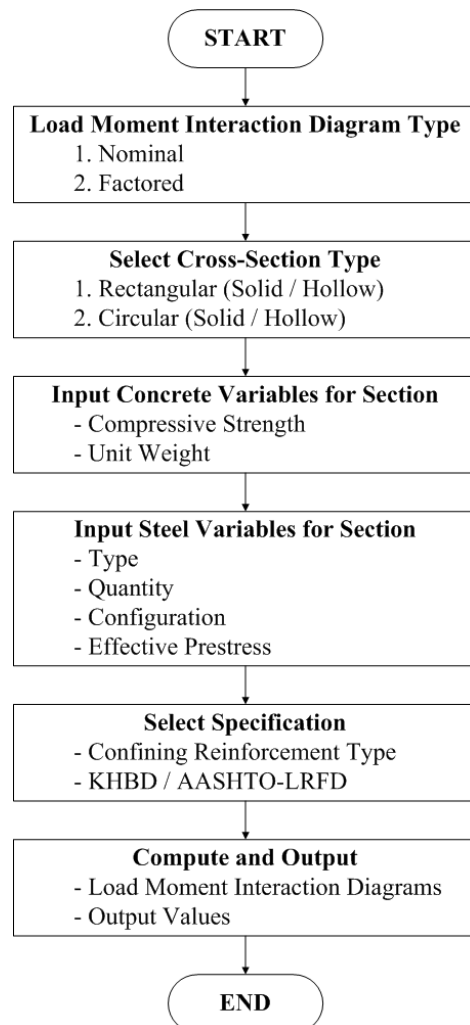
여기서, A_c 는 응력블록의 유효압축면적, \bar{x} 는 단면의 중심에서 압축면적의 중심까지의 거리, r_o 는 단면의 외부반경, r_i 는 단면의 내부반경, 그리고 θ 는 (a),(b)에서 정의한 각도이다.

그림 6 (c)로부터 콘크리트의 압축력과 공칭모멘트를 표현하면 다음과 같다.

$$C = 0.85f_{ck}(\beta_1A_c) \tag{5}$$

$$M_n = C\bar{x} + \sum_i (T_{ip} + T_{is})(d_i - r_o) \tag{6}$$

이 연구에서는 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각 실험체의 재료적 물성치와 단면을 사용하여 현행설계법과 하중저항계수설계법에서 제시된 규정에 의하여 산정된 결과를



〈그림 7〉 P-M 상관도 작성 순서도

비교분석하였다.

수행된 실험의 결과와 실험체에 사용된 제원을 사용하여 그림 8에 현행설계법과 하중저항계수설계법의 기준으로 산정된 P-M 상관도를 나타내었다. 이때 비선형 유한요소해석에 의한 실험체의 해석결과도 함께 나타내었다.

실험에 의한 값들은 P-M 상관도에서 공칭강도나 강도감소계수를 적용한 모든 경우에 안전측으로 나타났다. 준정적 실험을 통하여 구한 최대 수평하중으로 모멘트를 계산하여 P-M 상관도 상에 점으로 표시하였으며, 모든 실험체가 설계휨강도 보다 큰 내력을 갖고 있음을 알 수 있다.

실험 및 해석결과와 비교해 볼 때 교각 실험체의 실제의 극한하중에 비하여 안전율을 충분히 고려할 수 있도록 설계되었으며, 하중저항계수설계법의 경우 실제의 실험결과와 보다 유사한 값을 보여준다.

표 2는 현행설계법과 하중저항계수설계법의 규정에 의하여 실험체를 해석한 경우에 발생한 최대 설계강도 값을 나타낸다. 실험체 단면의 설계는 항복의 경우 원형단면의 최외곽단의 PS 강재 항복시의 변형률로 설계하였다.

교각단면 축강도의 7.5%(1200 kN)가 축력으로 작용하고, 초기 긴장력의 크기에 의한 PS강재의 항복응력 차이에 의해서 모멘트의 크기가 변화하게 된다. 이때 PS 강재의 유효

효프리스트레스의 크기보다 PS 강재량이 실험체들의 최대 저항능력에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다.

그림 8에서 보논바와 같이 실험의 변수 범위 내에서는 현행설계법(925.6 kN·m)은 실험결과(평균 1603.2 kN·m)보다 70% 정도의 안전 측으로 설계된 것을 알 수 있다. 반면 하중저항계수설계법(1198.0 kN·m)은 실험결과(평균 1603.2 kN·m)와 35% 정도로 보다 유사한 값을 나타내고 있어 경제적이고 합리적인 설계가 가능할 것으로 판단된다.

4. 매개변수별 영향 분석

중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 경우 압축강도, PS 강재량, 유효 긴장응력, 그리고 중공비 등의 제원특성에 따라 다양한 거동을 나타내게 되므로, 매개변수 연구를 통하여 거동특성을 심도 있게 규명할 필요가 있다.

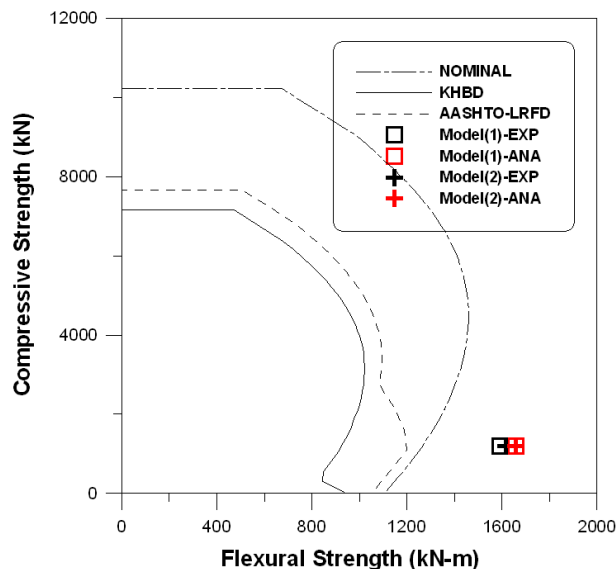
이 연구에서는 2절의 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각 실험체를 기준으로 거동특성에 영향을 미치는 매개변수를 변화시켜 현행설계법과 하중저항계수설계법에서 제시된 규정에 의하여 산정된 결과를 비교·분석하였다.

4.1 콘크리트 압축강도에 의한 영향

이 연구에서는 다른 변수들을 고정하고 아래 7가지 CASE의 서로 다른 콘크리트 강도를 변수로 적용함으로써 P-M 상관도의 영향을 고려하였다.

- CASE I : $f_{ck} = 30$ MPa
- CASE II : $f_{ck} = 35$ MPa
- CASE III : $f_{ck} = 40$ MPa
- CASE IV : $f_{ck} = 50$ MPa
- CASE V : $f_{ck} = 60$ MPa
- CASE VI : $f_{ck} = 70$ MPa
- CASE VII : $f_{ck} = 80$ MPa

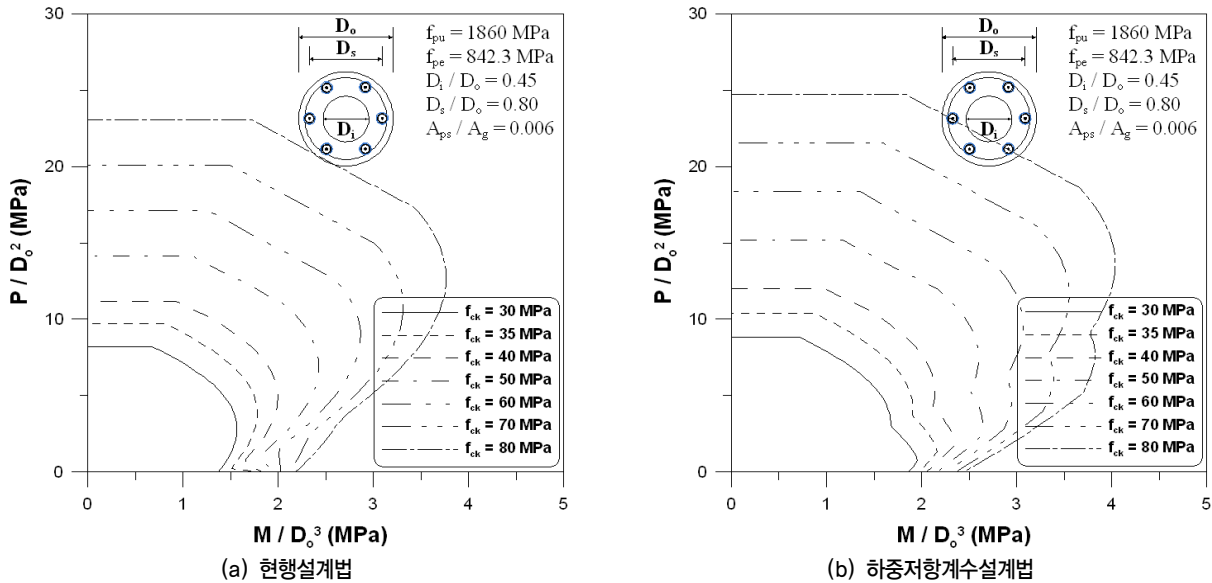
현행설계법에서 콘크리트의 강도가 30 MPa인 경우 부재 단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 5258.0 kN, 그리고



〈그림 8〉 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도 분석

〈표 2〉 최대 설계강도

Maximum design strength	P(kN)		M(kN-m)			
	KHBD	AASHTO-LRFD	KHBD	AASHTO-LRFD	EXP	ANA
Model(1)	7159.1	7670.5	1021.7	1198.7	1590.7	1657.3
Model(2)	7159.1	7670.5	1021.7	1198.7	1615.6	1657.9



〈그림 9〉 콘크리트 압축강도에 의한 영향

설계 휨모멘트는 801.8 kN·m로 나타났다. 콘크리트의 강도가 40 MPa일 때 콘크리트의 강도가 30 MPa인 경우에 비해 설계 축방향력은 7159.1 kN (36%), 설계 휨모멘트는 1021.7 kN·m (27%)로 증가를 보였다. 콘크리트 강도가 60 MPa, 80 MPa인 경우 각각 설계 축방향력은 10957.4 kN (108%), 14753.1 kN (181%), 그리고 설계 휨모멘트는 1467.6 kN·m (83%), 1928.8 kN·m (141%)로 증가를 나타냈다.

하중저항계수설계법에서는 콘크리트의 강도가 30 MPa인 경우 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 5633.6 kN, 그리고 설계 휨모멘트는 1002.9 kN·m로 나타났다. 콘크리트의 강도가 40 MPa일 때 콘크리트의 강도가 30 MPa인 경우에 비해 설계 축방향력은 7670.5 kN (36%), 설계 휨모멘트는 1198.7 kN·m (20%)로 증가를 보였다. 콘크리트 강도가 60 MPa, 80 MPa인 경우 각각 설계 축방향력은 11740.1 kN (108%), 15806.9 kN (181%), 그리고 설계 휨모멘트는 1572.4 kN·m (57%), 2066.6 kN·m (106%)로 증가를 나타냈다.

위와 같이 콘크리트의 강도가 전체 저항능력 결정에 미치는 영향을 고찰한 결과, 콘크리트 강도가 증가함에 따라 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력과 설계 휨모멘트는 급격한 증가를 나타냄을 알 수 있다(그림 9).

4.2 PS 강재량에 의한 영향

PS 강재량의 영향을 분석하기 위하여 다음과 같이 PS 강재비(A_{ps}/A_g)가 0.002, 0.004, 0.006, 0.008, 0.010인 5가지 CASE의 서로 다른 모델에 대하여 P-M 상관도의 영향을

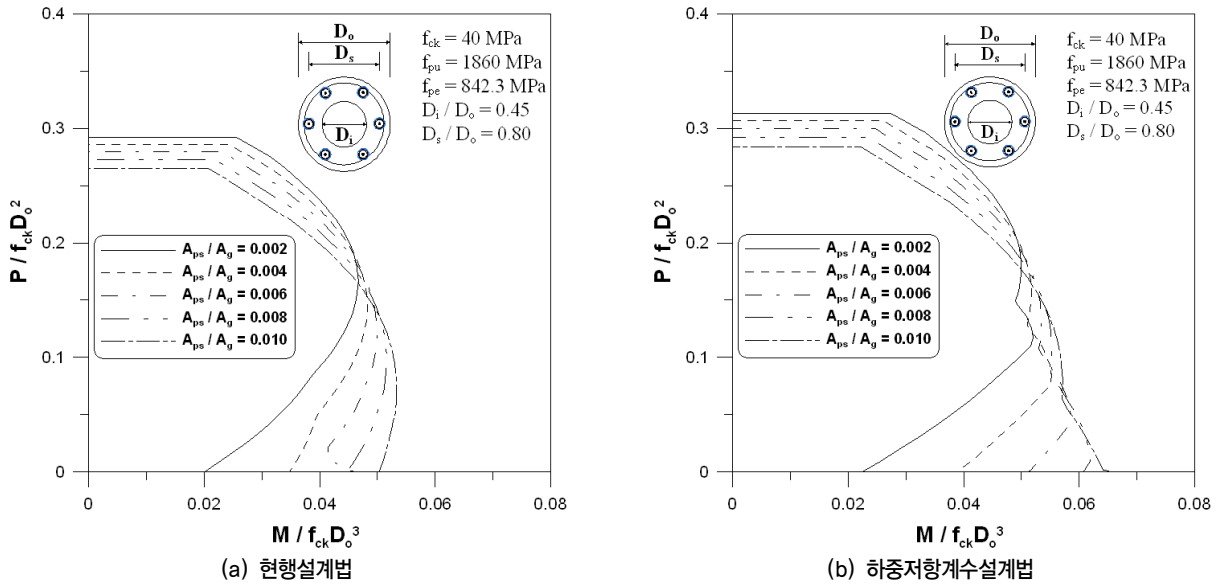
비교·분석하였다.

- CASE I : 0.002
- CASE II : 0.004
- CASE III : 0.006
- CASE IV : 0.008
- CASE V : 0.010

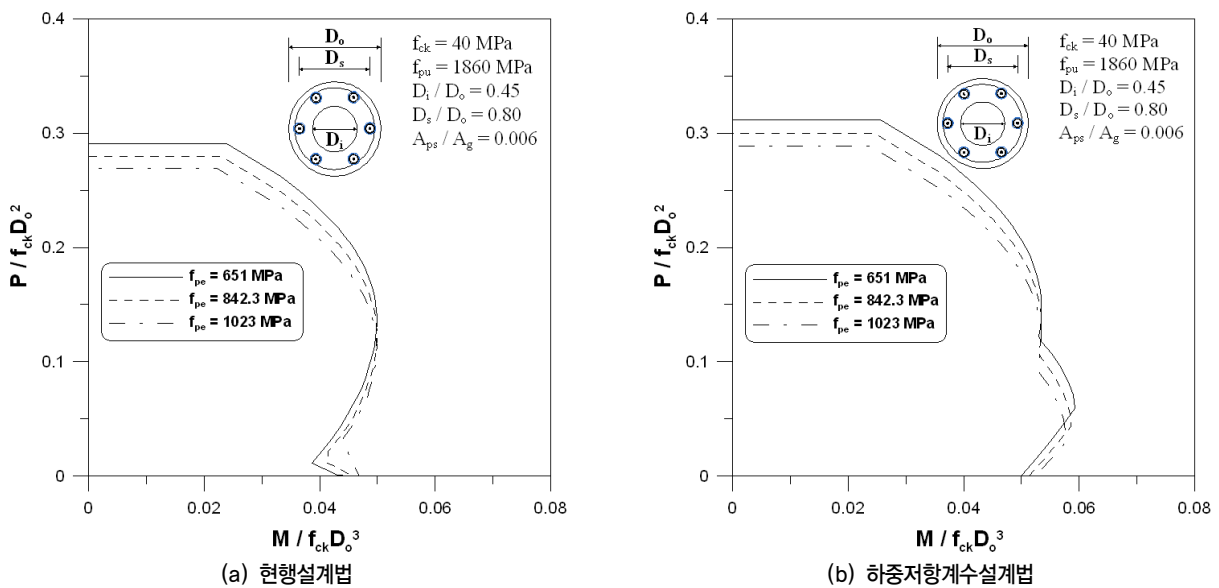
현행설계법에서 PS 강재비가 0.002인 경우 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 7484.3 kN, 그리고 설계 휨모멘트는 955.7 kN·m로 나타났다. PS 강재비가 0.006일 때 PS 강재비가 0.002인 경우에 비해 설계 축방향력은 7159.1 kN (4%)로 감소를 보였으며 설계 휨모멘트는 1021.7 kN·m (7%)로 증가를 보였다. 그리고 PS 강재비가 0.010인 경우 설계 축방향력은 6787.3 kN (9%)로 감소를 보였으며 설계 휨모멘트는 1091.6 kN·m (14%)로 증가를 나타냈다.

하중저항계수설계법에서는 PS 강재비가 0.002인 경우 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 8018.9 kN, 그리고 설계 휨모멘트는 1064.5 kN·m로 나타났다. PS 강재비가 0.006일 때 PS 강재비가 0.002인 경우에 비해 설계 축방향력은 7670.5 kN (4%)로 감소를 보였으며 설계 휨모멘트는 1198.7 kN·m (13%)로 증가를 보였다. 그리고 PS 강재비가 0.010인 경우 설계 축방향력은 7272.1 kN (9%)로 감소를 보였으며 설계 휨모멘트는 1353.2 kN·m (27%)로 증가를 나타냈다.

위와 같은 결과와 무차원화된 P-M 상관도를 나타내는 그림 10으로부터 PS 강재량이 증가할수록 부재단면이 발휘할



〈그림 10〉 PS 강재량에 의한 영향



〈그림 11〉 유효 긴장응력에 의한 영향

수 있는 설계 축방향력은 감소하고 설계 휨모멘트는 증가하는 경향을 확인하였다.

4.3 유효 긴장응력에 의한 영향

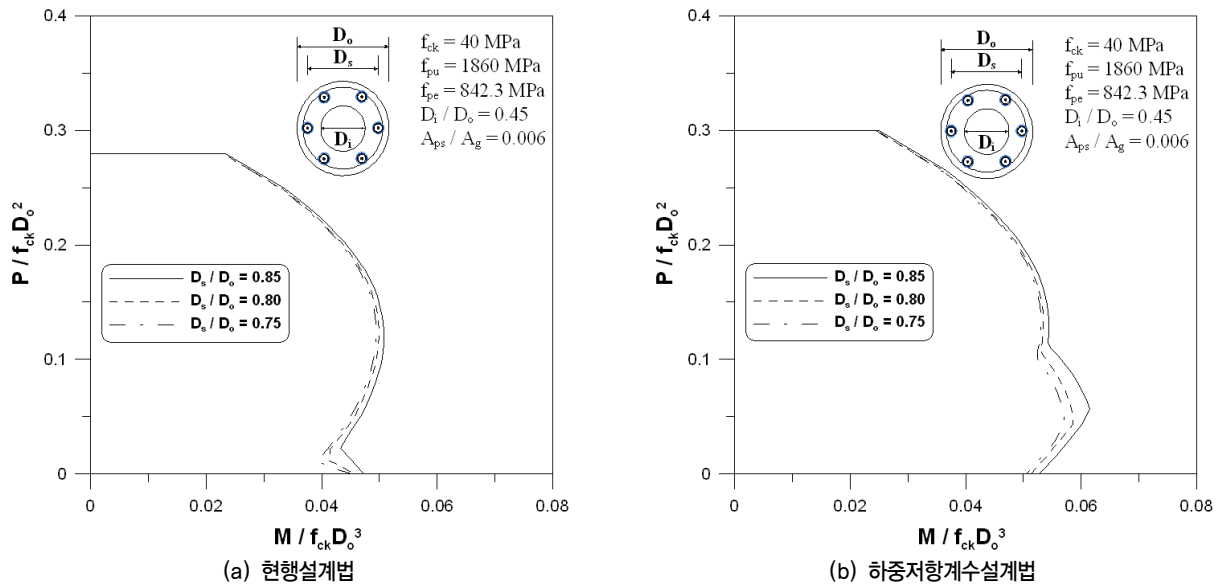
유효 긴장응력의 영향을 분석하기 위하여 다음과 같이 3 가지 CASE의 경우에 대한 서로 다른 모델에 대하여 P-M 상관도의 영향을 비교· 분석하였다(그림 11).

- CASE I : 651.0 MPa
- CASE II : 842.3 MPa

CASE III : 1023.0 MPa

현행설계법에서 유효 긴장응력이 651.0 MPa ~ 1023.0 MPa로 변화할 때 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 7%의 작은 감소폭을 보였으며 설계 휨모멘트는 변화가 없었다.

하중저항계수설계법에서는 유효 긴장응력이 651.0 MPa ~ 1023.0 MPa로 변화할 때 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력과 설계 휨모멘트는 각각 7%, 3%의 작은 감소폭을 나타냈다. 따라서 유효 긴장응력은 단면의 저항능력에 거의 영향을 주지 않음을 알 수 있다.



〈그림 12〉 D_s/D_o 에 의한 영향

4.4 D_s/D_o 에 의한 영향

D_s/D_o 의 영향을 분석하기 위하여 다음과 같이 3가지 CASE의 경우에 대한 서로 다른 모델에 대하여 P-M 상관도의 영향을 비교·분석하였다.

- CASE I : 0.85
- CASE II : 0.80
- CASE III : 0.75

현행설계법에서 D_s/D_o 가 0.85 ~ 0.75로 변화할 때 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 변화가 없었으며 설계 휨모멘트는 3%의 작은 감소폭을 나타냈다.

하중저항계수설계법에서는 D_s/D_o 가 0.85 ~ 0.75로 변화할 때 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 변화가 없었으며 설계 휨모멘트는 7%의 작은 감소폭을 나타냈다. 따라서 D_s/D_o 는 단면의 저항능력에 거의 영향을 주지 않음을 알 수 있다.

무차원화한 P-M 상관도를 나타내는 그림 12로부터 D_s/D_o 는 실제 공학적인 측면에서 다른 인자에 비하여 영향이 크지 않다고 할 수 있다.

4.5 D_i/D_o 에 의한 영향

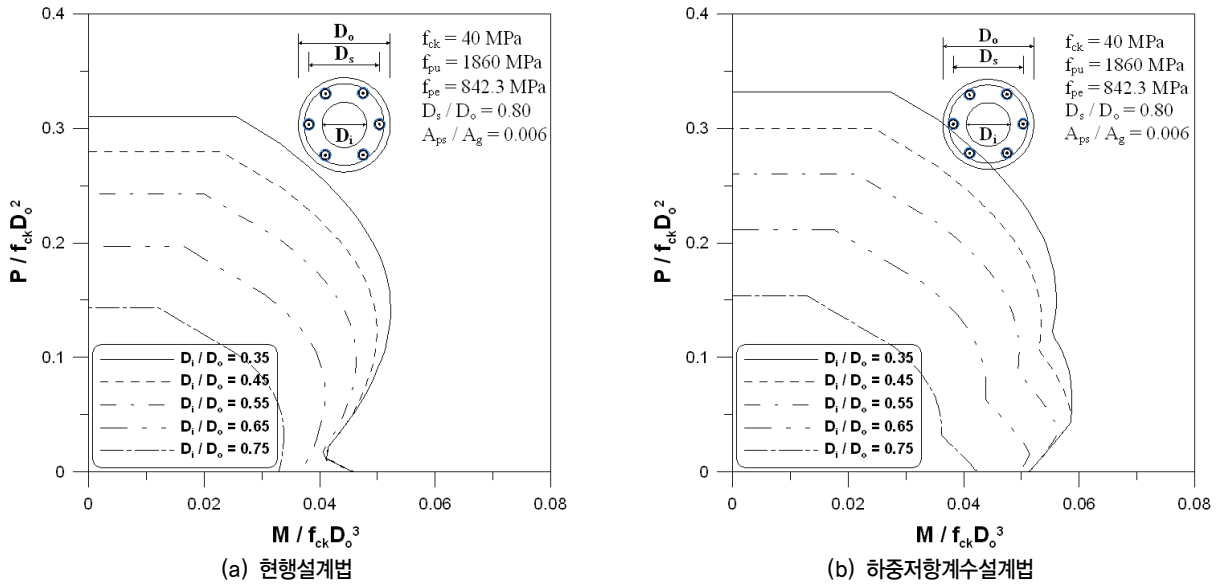
D_i/D_o 의 영향을 분석하기 위하여 다음과 같이 5가지 CASE의 경우에 대한 서로 다른 모델에 대하여 P-M 상관도의 영향을 비교·분석하였다.

- CASE I : 0.35
- CASE II : 0.45
- CASE III : 0.55
- CASE IV : 0.65
- CASE V : 0.75

현행설계법에서 D_i/D_o 가 0.35인 경우 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 7933.5 kN, 그리고 설계 휨모멘트는 1070.7 kN·m로 나타났다. D_i/D_o 가 0.55일 때 D_i/D_o 가 0.35인 경우에 비해 설계 축방향력은 6211.2 kN (22%), 설계 휨모멘트는 948.1 kN·m (11%)로 감소를 보였다. 그리고 D_i/D_o 가 0.75인 경우 설계 축방향력은 3677.8 kN (54%), 설계 휨모멘트는 692.6 kN·m (35%)로 급격한 감소를 보였다.

하중저항계수설계법에서는 D_i/D_o 가 0.35인 경우 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력은 8500.2 kN, 그리고 설계 휨모멘트는 1202.8 kN·m로 나타났다. D_i/D_o 가 0.55일 때 D_i/D_o 가 0.35인 경우에 비해 설계 축방향력은 6654.8 kN (22%), 설계 휨모멘트는 1155.9 kN·m (4%)로 감소를 보였다. 그리고 D_i/D_o 가 0.75인 경우 설계 축방향력은 3940.4 kN (54%), 설계 휨모멘트는 883.3 kN·m (27%)로 급격한 감소를 보였다.

위와 같은 결과와 무차원화한 P-M 상관도를 나타내는 그림 13으로부터 D_i/D_o 의 변화에 따라 부재단면이 발휘할 수 있는 설계 축방향력과 설계 휨모멘트는 변화가 심하게 나타났다. D_i/D_o 는 단면의 저항능력 결정에 크게 영향을 미치는 매개변수임을 알 수 있다.



(그림 13) D_i/D_o 에 의한 영향

5. 결론

이 연구에서는 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 휨-압축 실험결과 및 해석결과를 근거로 현행설계법과 하중저항계수설계법의 P-M 상관도 비교와 매개변수 연구를 통해서 교각의 성능 및 거동특성에 관한 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 정적 실험 및 해석 결과 휨강도의 확보가 용이하고 소성구간 이후의 급격한 내하력 저하가 없는 우수한 연성 거동을 보여 주었다.
2. 현행설계법은 실험결과 보다 70%, 하중저항계수설계법은 35% 정도의 안적 축으로 설계되었다. 즉 중공 프리스트레스트 콘크리트 교각의 P-M 상관도는 실험의 변수 범위 내에서는 하중저항계수설계법 규정이 보다 합리적이고 경제적인 것으로 판단되며, 현행설계법 규정은 보수적으로 안전측의 결과를 나타내었다.
3. 단면의 저항능력 결정에 영향을 미치는 매개변수를 평가하기 위하여 각각의 매개변수에 대한 설계 축방향력과 휨모멘트를 계산하고 비교·분석하였다. 그리고 이 연구에서는 해석모델을 선정하고 특정 교각에 대해 매개변수의 영향을 고려하여 결론을 도출하였으나 무차원화를 통해 다른 교각 또는 다른 모델의 경우에서도 설계 축방향력 및 휨모멘트의 크기가 다를 뿐 매개변수가 단면의 저항능력에 미치는 영향(비율)은 유사한 결과를 도출할 수 있을 것으로 판단된다.
4. 이 연구에서는 크리프 변형 등 시간 의존적 거동에 의한

횡방향 변위의 증가로 인한 추가적인 저항력 감소 등 시간의존효과에 대한 영향을 고려하지 못하였으므로 이에 대한 연구는 차후의 연구과제로 다루고자 한다.

참고 문헌

1. Ito, T., Yamaguchi, T., and Ikeda, S., "Seismic Performance of Concrete Piers Prestressed in Vertical Direction," *Proc. Japan Concrete Institute*, Vol. 19, No. 2, 1197-1202, 1997. (in Japanese)
2. Mori, T., Park, D.-K., Ikeda, S., and Yoshioka, T., "Seismic Performance of Prestressed Piers," *The First fib Congress*, CD.
3. 정영수, 한기훈, 이강균, 이대형, "원형중공 콘크리트 교각의 내진성능에 대한 준정적 실험," 한국지진공학회 논문집, 제3권, 제2호, 41-53, 1999.
4. 김익현, 이종석, 이운복, 김원섭, 선창호, "50% 주철근 겹침이음을 갖는 중실 및 중공 사각단면 교각의 거동특성," 한국지진공학회논문집, 제7권, 제5호, 25-35, 2003.
5. Yeh, Y.-K., Mo, Y. L., and Yang, Y., "Seismic Performance of Hollow Circular Bridge Piers," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 6, 862-871, 2001.
6. Yeh, Y.-K., Mo, Y. L., and Yang, Y., "Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 1, 60-68, 2002.
7. Mo, Y. L., Wong, D. C., and Maekawa, K., "Seismic Performance of Hollow Bridge Columns," *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 3, 337-348, 2003.
8. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 4th Edition, 2007.

9. 한국도로교통협회, 도로교설계기준, 2010.
10. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준, 2007.
11. 김태훈, 김영진, 신현목, “현행설계법 및 하중저항계수설계법에 의한 완전 조립식 교량 하부구조의 설계결과 비교,” 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, 제15권, 제2호, 11-22, 2011.
12. Kim, T. H., Lee, K. M., Yoon, C. Y., and Shin, H. M., “Inelastic Behavior and Ductility Capacity of Reinforced Concrete Bridge Piers under Earthquake. I: Theory and Formulation,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 9, 1199-1207, 2003.
13. Kim, T. H., Lee, K. M., Chung, Y. S., and Shin, H. M., “Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Bridge Columns,” *Engineering Structures*, Vol. 27, No. 4, 576-592, 2005.
14. Kim, T. H., Park, J. G., Kim, Y. J., and Shin, H. M., “A Computational Platform for Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Bridge Piers with Unbonded Reinforcing or Prestressing Bars,” *Computers & Concrete*, Vol. 5, No. 2, 135-154, 2008.
15. Kim, T. H., Lee, H. M., Kim, Y. J., and Shin, H. M., “Performance Assessment of Precast Concrete Segmental Bridge Columns with a Shear Resistant Connecting Structure,” *Engineering Structures*, Vol. 32, No. 5, 1292-1303, 2010.
16. Kim, T. H., Park, S. J., Kim, Y. J., and Shin, H. M., “Performance Assessment of Precast Segmental PSC Bridge Columns with Precast Concrete Footings,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 62, No. 11, 773-787, 2010.
17. Taylor, R. L., *FEAP - A Finite Element Analysis Program*, Version 7.2, Users Manual, Vol. 1-2, 2000.
18. 김태훈, 박영기, 김영진, 신현목, “중공 프리캐스트 세그먼트 PSC 교각의 성능평가,” 한국지진공학회 논문집, 한국지진공학회, 제14권, 제1호, 51-62, 2010.
19. Naaman, A. E., *Prestressed Concrete Analysis Design*, 2nd Edition, Techno Press, 2004.
20. Nawy, E. G., *Prestressed Concrete: A Fundamental Approach*, 5th Edition, Pearson, 2009.