

碩士學位論文

# 외부 긴장재를 갖는 콘크리트보의 비선형 힘거동 해석 모델



濟州大學校 大學院

土木海洋工學科

金 昌 勳

2004年 7月

# 외부 긴장재를 갖는 콘크리트보의 비선형 힘거동 해석 모델

指導教授 朴 相 烈

金 昌 勳

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함



金昌勳의 工學 碩士學位 論文을 認准함

審査委員長	_____	㉑
委 員	_____	㉒
委 員	_____	㉓

濟州大學校 大學院

2004年 7月

# Nonlinear Analysis Model For Flexural Behavior of Concrete Beams with External Prestressing Steel

Chang-Hoon Kim

(Supervised by Professor Sang-Yeol Park)



A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements  
for the degree of Master of Engineering

2004. 7.

This thesis has been examined and approved.

Department of Civil & Ocean Engineering  
GRADUATE SCHOOL  
CHEJU NATIONAL UNIVERSITY

# 목 차

목 차 .....	i
LIST OF TABLES .....	iii
LIST OF FIGURES .....	iv
SUMMARY .....	vii
I. 서 론 .....	1
1. 연구배경 및 목적 .....	1
2. 연구내용 및 방법 .....	2
II. 기존 설계식 고찰 .....	4
1. ACI 시방식 .....	4
2. AASHTO 시방식 .....	5
3. 제안 모델식 .....	9
III. 해석 연구 .....	12
1. 해석 흐름도 .....	12
2. 해석대상 실험체 .....	13
3. 재료 모델 .....	15
1) 콘크리트 .....	15
2) 철근 .....	19
3) 긴장재 .....	21
4. 하중-변위 관계 유도 .....	23
1) 일반 사항 .....	23
2) 변형률 적합조건과 소성힌지 .....	24

3) 하중-변위 곡선 .....	26
<b>IV. 해석 결과 및 분석 .....</b>	<b>30</b>
1. 실험결과와 해석결과의 하중-변위 곡선 비교 .....	30
1) PRC 실험체 .....	30
2) SRC 실험체 .....	33
2. 변수별 효과 분석 .....	38
1) 일반철근비의 영향 .....	38
2) 외부 긴장재비의 영향 .....	41
3) 지간과 강재깊이 비의 영향 .....	43
3. 극한 저항모멘트의 비교 .....	46
4. 외부 긴장재의 극한응력 증가량 비교 .....	47
5. 압축철근비와 외부 긴장재의 극한응력 증가량 비교 .....	49
<b>V. 결    론 .....</b>	<b>53</b>
<b>VI. 참고 문헌 .....</b>	<b>54</b>



## LIST OF TABLES

Table 3.1 Parameters and variables of experimental PRC specimen .....	13
Table 3.2 Parameters and variables of experimental SRC specimen .....	14
Table 3.3 Test results of tensile strength of steel .....	21
Table 3.4 Stress-strain characteristics for prestressing strand .....	22
Table 4.1 Summary of measured and analyzed results (PRC) .....	51
Table 4.2 Summary of measured and analyzed results (SRC) .....	52



## LIST OF FIGURES

Fig 2.1 Strain distribution at the section of maximum moment .....	7
Fig 2.2 Increased ultimate stress of external PS steel with different ratio .....	10
Fig 2.3 Increased ultimate stress of external PS steel .....	11
Fig 3.1 Flowchart for analysis .....	12
Fig 3.2 Dimensions and loading layout of test beam .....	14
Fig 3.3 Stress-strain relationship for concrete .....	15
Fig 3.4 Load-deflection curves with different tail constant Z of concrete .....	19
Fig 3.5 Stress-strain relationship for reinforcing steel .....	20
Fig 3.6 Comparison of test and steel model .....	20
Fig 3.7 Comparison of test and prestressing steel model .....	22
Fig 3.8 Flowchart for the calculation of load-deflection relationship .....	23
Fig 3.9 Increased ultimate stress of external PS steel .....	25
Fig 3.10 Idealized Curvature distribution of a simple beam with two point loading .....	26
Fig 3.11 Strain-stress relationship of beam with external PS steel .....	27
Fig 3.12 Moment and curvature distribution of simple beam with two point loading .....	28
Fig 3.13 Idealized curvature distribution and actual curvature distribution .....	29
Fig 3.14 Comparison between inclusion and exclusion of elastic region (PRC6) .....	29
Fig 3.15 Comparison between inclusion and exclusion of elastic region (SRC7) .....	29
Fig 4.1 Comparison between proposed analysis model and experimental result (PRC).....	33
Fig 4.2 Comparison between proposed analysis model and	

experimental result (SRC).....	37
Fig 4.3 Increased ultimate stress of external PS steel and reinforcing index of re-bar .....	38
Fig 4.4 Deflection at the center in beam and reinforcing index of re-bar .....	39
Fig 4.5 Load-deflection curves by analysis model with different re-bar ratio (PRC) .....	40
Fig 4.6 Load-deflection curves by analysis model with different re-bar ratio (SRC) .....	40
Fig 4.7 Increased ultimate stress of external PS steel and reinforcing index of external PS steel .....	41
Fig 4.8 Deflection at the center in beam and reinforcing index of external PS steel .....	42
Fig 4.9 Load-deflection curves by analysis model with different reinforcement ratio of external PS steel(PRC) .....	42
Fig 4.10 Load-deflection curves by analysis model with different reinforcement ratio of external PS steel(SRC) .....	43
Fig 4.11 Increased ultimate stress of external PS steel and span/depth ratio .....	44
Fig 4.12 Deflection at the center in beam and span/depth ratio .....	44
Fig 4.13 Load-deflection curves by analysis model with different span/depth ratio (PRC) .....	45
Fig 4.14 Load-deflection curves by analysis model with different span/depth ratio (SRC) .....	45
Fig 4.15 Comparison of ultimate moment by measurement and analysis (PRC) .....	46
Fig 4.16 Comparison of ultimate moment by measurement and analysis (SRC) .....	47
Fig 4.17 Comparison of increased ultimate stress of external PS steel by measurement and analysis (PRC) .....	48



Fig 4.18 Comparison of increased ultimate stress of external PS steel  
by measurement and analysis (SRC) ..... 48

Fig 4.19 Increased ultimate stress of external PS steel (PRC) ..... 50

Fig 4.20 Increased ultimate stress of external PS steel (SRC) ..... 50



## SUMMARY

The flexural concrete members with external unbonded tendon exhibit very different mechanical behavior compared with internal bonded members.

This study is to predict the ultimate stress of external prestressing steel and flexural behavior of reinforced concrete beams with external tendon by proposed nonlinear analysis model. The proposed predicting equation takes rationally the effect of external prestressing steels into consideration as a function of neutral depth to prestressing steel depth ratio. It is verified through the comparison with appropriate test data.

Parametric analysis was performed in order to obtain ultimate tendon stress and nominal resistance moment and to examine flexural behavior of reinforcement concrete beams with external prestressing steels. It includes external prestressing steel reinforcement ratio, span to depth ratio, tension and compression reinforcement ratio. It was found that the ultimate stress of external prestressing steels increment decreases as the amount of unbonded tendons and reinforcement ratio increases. However, it was concluded that the compression reinforcement ratio should be reconsidered since their effects may not be similar with assumption used in current AASHTO code.

This research show that the proposed equation for predicting the ultimate stress agree very well with the test results.

# I. 서 론

## 1. 연구배경 및 목적

일반적으로 구조물의 설계시에는 설계당시의 사용조건 및 시방규정에 따른 하중을 고려하여 이에 대한 안전성, 사용성 및 경제성을 확보할 수 있도록 설계하고 시공해야 한다. 우리나라의 경우 급속한 산업화와 경제성장으로 인해 교통량의 증가 및 통행차량의 대형화와 설계의 오류, 부실시공 및 유지보수의 결여 등에 의해 기존 구조물의 원상회복 및 하중지지능력을 증대시켜야 할 필요가 발생됨에 따라 기존 구조물에 최소한의 손상을 주면서도 능동적으로 외적하중을 작용하여 비교적 간단하면서도 안전하게 구조물에 내하성능을 증대시키는 공법으로 외부 프리스트레싱 공법이 광범위하게 적용되고 있다.

외부 프리스트레싱에 의한 구조물 보강공법은 프리스트레스트를 기존의 철근 콘크리트 구조물에 도입하여 내력증진 효과를 얻는 방법으로서, 경제적이며 처짐이 보완된다는 장점이외에 균열을 처리할 수 있다는 특징도 갖고 있다. 슬래브나 곡면체의 경우에 적용하기 쉬우나 균열이 많이 발생한 슬래브의 경우에는 정착구의 위치에 주의해야 한다. 보강설계방법은 일반적인 프리스트레스트 콘크리트와 같으며 보강정도를 정밀하게 계산하여 긴장재의 위치, 긴장정도를 산정하여야 한다. 특히 정착구 주변에서 발생하는 응력 및 긴장에 따른 구조물의 추가 변형들을 충분히 검토해야 하며, 보강공사 후 긴장재의 과도한 이완이나 하중증가에 따른 추가 긴장을 위한 방안도 수립되어야 한다.

현재까지 외부 강선을 도입하는 콘크리트 부재에 대한 연구가 많이 진행되어 왔고, 이를 통하여 여러 시방서들에 다양한 설계식과 휨 강도를 산정하는 방법들이 제안되어 왔으나 이들 대부분이 실험식에 바탕하고 있다.

현재 우리나라의 콘크리트 구조설계기준에 따르면 각각 독립적으로 분리된 내부 부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력 예측식과 비부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력 예측식을 사용하여야 한다. 여기서 눈여겨볼 대목은 각각의 응력 예측식이 상호간 즉, 내부 부착 프리스트레싱 강재나 외부 비부착 프리스트레싱 강재의 영향을 전혀 고려하고 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 외부 긴장재를 갖는 철근 콘크리

트 보의 극한 휨 해석모델을 제시하고 이를 기존 연구자의 예측결과와 비교, 검토함으로써 실제 설계에 적용할 수 있는 합리적이고 단순한 해석 모델을 제공하고자 한다.

본 연구의 목적은 현행 시방서 규정에 나온 예측식이 상호간의 영향(내부 부작 프리스트레싱 강재와 외부 비부작 프리스트레싱 강재의 영향)을 전혀 고려하고 있지 못하기 때문에 철근, 내부 및 외부 프리스트레싱 강재를 갖는 철근콘크리트 보의 극한 휨 거동을 이해하고 합리적인 접근방법을 통하여 해석하는 것이다. 이를 위하여 프리스트레싱 종류에 따라 독립적인 기존의 해석 모델을 통합하여 서로 다른 종류의 프리스트레싱을 갖는 콘크리트보의 해석에 합리적인 해석 모델을 제공하고자 한다. 여기서, 제안된 해석모델은 극한상태에서의 외부 프리스트레싱 강재의 응력예측과 휨모멘트 강도 예측을 주목적으로 한다. 따라서, 본 연구의 비선형 해석 모델을 통하여 서로 다른 종류의 프리스트레싱 강재를 함께 갖는 부재의 거동을 정확히 예측함으로써 보다 실용적이고 경제적인 콘크리트 부재를 설계하는 것이고 더 나아가 극한 휨 거동에 미치는 영향인자들에 대한 해석을 가능하게 하여 구조물의 용도, 하중조건, 시공능력 등을 고려한 강재들의 최적조합으로 보다 경제적이고 실용적인 콘크리트 부재를 설계, 시공할 수 있는 근거를 제공할 수 있다.

## 2. 연구내용 및 방법

외부 긴장재를 갖는 콘크리트 부재의 휨 거동과 긴장재의 극한 응력과의 관계분석을 위해 다음과 같은 방법으로 해석연구를 진행하였다.

- 1) 현재 우리나라에서 채택하고 있는 비부작 프리스트레싱 극한응력 예측식 즉 ACI 시방식과 AASHTO 시방식에 대한 기존연구의 내용을 분석한다.
- 2) 콘크리트, 철근, PS 강재 및 외부 PS 강재의 응력변화 모델 연구한다.
- 3) 비부작 긴장재의 극한응력을 비교적 잘 예측하고 있는 AASHTO(Naaman 식) 시방식을 바탕으로 수정 · 확장한다.

- 4) 외부 비부착 긴장재의 휨거동에 관한 해석연구를 실시하기 위하여 선행 연구된 실험체를 대상으로 하중-변위 관계를 유도한다.
- 5) 해석된 하중-변위 관계와 철근 콘크리트 부재에 외부 긴장재로 보강한 실험체에서 계측된 실험값을 비교하여 제안된 예측식의 타당성을 검증한다.  
(해석대상 실험체인 박상렬(2003)등의 실험체(이하 PRC)와 신용철(2003)등의 실험체(SRC)를 선정하였다.)
- 6) 외부 비부착 긴장재의 극한응력에 영향을 미치는 일반철근비, 긴장재비, 보강비, 시간/PS 강재 깊이비 및 부재 중앙부 처짐과의 관계를 분석한다.
- 7) 이상의 결과로부터 외부 긴장재를 갖는 콘크리트 부재의 휨거동과 비부착 긴장재의 극한응력과의 관계를 규명한다.



## II. 기존 설계식 고찰

### 1. ACI 시방식

ACI 318-02(2002) 기준식은 유효프리스트레스 ( $f_{pe}$ ), 긴장재의 양 ( $A_{ps}$ ), 콘크리트의 강도 ( $f_c'$ ), 지간/강재깊이 비 ( $L/d_p$ ) 등을 변수로 하여 식 2.1과 식 2.2에 의해 비부착 긴장재의 극한응력을 평가하고 있다.

$\frac{L}{h} \leq 35$  일 때 :

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_c'}{100\rho_p} < f_{py} \quad \text{or} \quad f_{pe} + 400 \quad (\text{MPa}) \quad (2.1)$$

$\frac{L}{h} > 35$  일 때 :

$$f_{ps} = f_{pe} + 70 + \frac{f_c'}{300\rho_p} < f_{py} \quad \text{or} \quad f_{pe} + 210 \quad (\text{MPa}) \quad (2.2)$$

여기서,  $f_{pe}$  : 유효프리스트레스

$f_{py}$  : 긴장재의 항복강도

$f_c'$  : 콘크리트의 압축강도

이제까지 외부 프리스트레싱 강재를 갖는 내부 부착 프리스트레스트 콘크리트 보의 극한상태에서의 해석방법은 각각의 응력 예측식을 독립적으로 사용하여 내부 부착 및 외부 비부착 강재의 응력을 계산하고 이를 합하여 총 인장력으로 하는 단면해석으로 극한 휨 모멘트 강도를 예측하였다. 그러나 여기에서 가장 큰 문제점은 각각의 응력 예측식은 각각의 프리스트레싱 강재 종류만 독립적으로 가질 때의 예측식으로 이를 내부 부착 강재와 외부 비부착 강재를 함께 사용하는 콘크리트 보의 해석에 사용하는 것이 적합하지 않다는 것이다. 왜냐하면 부착 프리스트레싱 강재의 극한 응력은 극한상태에서 외부 프리스트레싱 정도에 따라 영향을 받으며, 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 역시 내부 프리스트레싱 정도에 영향을 받기 때문

이다.

위와 같은 사실은 ACI 시방서에서 채택하고 있는 부착 프리스트레싱 강재와 비부착 프리스트레싱 강재의 극한응력에 관한 예측 실험식을 살펴보면 이해할 수 있다.

위의 식 2.1과 식 2.2을 살펴보면 부착 강재와 비부착 강재의 응력 예측식은 강재비의 함수로 되어 있는데 이는 강재량에 따른 인장력의 크기에 영향을 받는 중립축의 위치 변화에 기인하고 있다. 따라서 외부 프리스트레싱 강재로 보강된 부착 프리스트레스트 콘크리트 보에서 각각의 식을 독립적으로 사용하고 이를 합하여 총 인장력을 구한다면 이는 ACI 공식을 기준으로 볼 때, 총 인장력을 과대 평가하는 결과를 가져온다. 따라서 각각의 프리스트레싱 강재의 극한 응력 예측식은 다른 편, 즉, 내부 부착 프리스트레싱 강재나 외부 비부착 프리스트레싱 강재의 보강정도에 따라 달라져야 한다.

따라서 극한 휨 해석모델은 외부 프리스트레싱 강재를 함께 사용하는 철근 콘크리트 보에 있어서 제안하고자 하는 해석 모델은 직사각형 보나 플랜지를 가진 보 등에도 적용될 수 있는 일반적이고 합리적이며 되도록 단순한 해석 방법을 제시하고자 한다.

외부 긴장재를 갖는 콘크리트 보에 있어서 극한상태에서의 각 프리스트레싱 강재의 극한응력을 예측하고자 기존의 독립된 시방식이나 제안식을 서로 다른 강재종류사이의 상호 영향을 고려하기 위하여 확장, 수정하여 비선형 해석 모델을 실시하였다. 이를 위하여 콘크리트 구조 설계기준과 같은 내용의 ACI 시방식과 AASHTO 시방식을 이용한 각 외부 긴장재의 예측응력과 해석모델에 의한 예측응력을 박상렬 (2003)과 신용철 (2003) 등의 실험으로부터 얻어진 계측응력과 비교하여 그 합리성과 적용성을 검토하였다.

## 2. AASHTO 시방식

AASHTO의 개정은 Naaman과 Alkhairi(1991)의 연구결과에 근거한 것으로 그들은 비부착 긴장재를 갖는 프리스트레스트 콘크리트 부재에서 비부착 긴장재의 극한응력은 부착 긴장재를 갖는 부재에서처럼 최대 휨모멘트에 의해 파괴되는 단

면에서 국부적인 적합조건에 의한 단면해석법으로 평가될 수 없고, 부재 전체길이의 변형을 고려한 전체적인 적합조건에 의한 부재의 해석법으로 평가되어야 한다고 보고하였다. 부착 강재의 극한응력을 중립축과 강재깊이 비의 함수로 이미 제안하였고(Naaman, 1987), 또한 비부착 강재의 극한응력도 극한상태에서의 부착감소 계수  $\Omega_u$ 를 사용하여 중립축과 강재 깊이비의 함수로 제안하였기 때문에(Naaman, 1993), 서로 다른 종류의 프리스트레싱 강재를 조합 사용한 콘크리트 보에서 비교적 정확한 극한응력을 예측하고 있다.

Naaman이 제안한 부착 프리스트레싱 강재의 응력은 아래와 같고

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - 0.3 \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.3)$$

비부착 프리스트레싱 강재의 응력은 다음과 같다.

$$f_{ps} = f_{pe} + \Omega_u \cdot E_{ps} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \left( \frac{d_p}{c} - 1 \right) \cdot \frac{L_1}{L_2} < 0.94 f_{py} \quad (2.4)$$

$$\Omega_u = \frac{1.5}{\left( \frac{L}{d_p} \right)} \quad (1\text{점 집중하중})$$

$$\Omega_u = \frac{3.0}{\left( \frac{L}{d_p} \right)} \quad (2\text{점 집중하중과 등분포 하중})$$

$\varepsilon_{cu}$  : 콘크리트의 압축 변형도

$L_1$  : 하중이 가력된 스팬의 총길이

$L_2$  : 정착구사이의 긴장재의 총길이

그런데, 식 2.4에서 중립축 거리  $c$ 는 식 2.5과 같은 평형방정식으로부터 2차 방정식을 풀이하여 식 2.6과 같이 구할 수 있다.

$$A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A_s' f_y = 0.85 f_c' b_w \beta_1 c + 0.85 f_c' (b - b_w) h_f \quad (2.5)$$



$$c = \frac{-B_1 + \sqrt{B_1^2 - 4A_1C_1}}{2A_1} \quad (2.6)$$

$$A_1 = 0.85f_c' b_w \beta_1$$

$$B_1 = A_{ps}(E_{ps}\epsilon_{cu}\Omega_u(L_1/L_2) - f_{se}) + A_s'f_y - A_s f_y + 0.85f_c'(b - b_w)h_f$$

$$C_1 = -A_{ps}E_{ps}\epsilon_{cu}\Omega_u d_p(L_1/L_2)$$

A.E.Naaman이 제시한  $\Omega_u$ 의 적용은 좌우대칭 하중을 받고, 긴장재의 배치도 좌우대칭인 탄성 범위의 단순보 경우에만 그 적용이 가능하며 그 정의는 다음과 같다.

$$\Omega_u = \frac{(\Delta\epsilon_{psub})_m}{(\Delta\epsilon_{psb})_m} \quad (2.7)$$

여기서,  $(\Delta\epsilon_{psub})_m$  : 최대 모멘트 단면에서 비부착 긴장재의 증가된 변형률

$(\Delta\epsilon_{psb})_m$  : 최대 모멘트 단면에서 부착 긴장재의 증가된 변형률

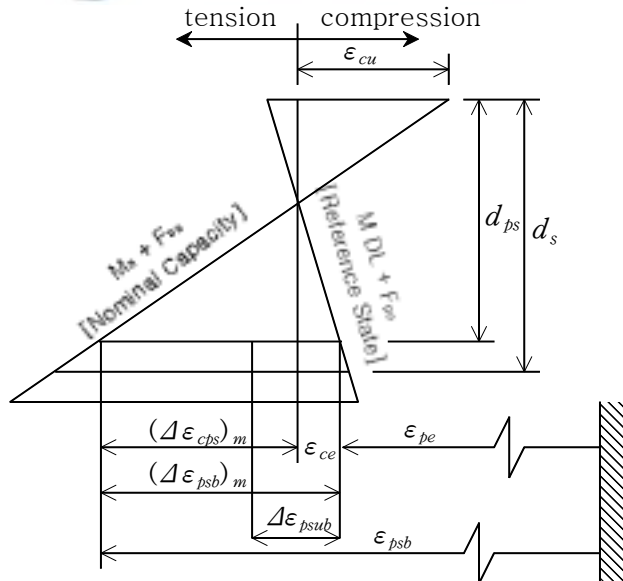


Fig 2.1 Strain distribution at the section of maximum moment

Fig 2.1에서 각 기호의 의미는 다음과 같다.

$d_{ps}$  : 콘크리트의 압축면부터 PS강재의 중심까지 거리

$d_s$  : 콘크리트의 압축면부터 인장철근의 중심까지 거리

$(\Delta \varepsilon_{cps})_m$  : 최대 모멘트 단면에서 긴장재 위치의 콘크리트에 대한 증가된 변형률

$(\Delta \varepsilon_{psub})_{av}$  :  $\varepsilon_{pe}$  이후 긴장재의 평균 증가된 변형률

$(\Delta \varepsilon_{psb})_m$  :  $\varepsilon_{pe}$  이후 최대 모멘트 단면에서 부착 긴장재의 증가된 변형률

$(\Delta \varepsilon_{psub})_m$  :  $\varepsilon_{pe}$  이후 최대 모멘트 단면에서 비부착 긴장재의 증가된 변형률

$\varepsilon_{cu}$  : 극한 상태에서 콘크리트 변형률

$\varepsilon_{pe}$  : 긴장재의 유효 변형률

$\varepsilon_{ps}$  : 극한 상태에서 긴장재의 변형률

보의 최대 모멘트 단면에서의 부착된 긴장재의 변형률 변화인  $(\Delta \varepsilon_{psb})_m$ 와 비부착 긴장재의 변형률 변화인  $(\Delta \varepsilon_{psub})_m$ 는 다음과 같다.

$$(\Delta \varepsilon_{psb})_m = \frac{\Delta M_{\max} \cdot e_{0ub}}{E_c I_g} \quad (2.8a)$$

$$(\Delta \varepsilon_{psub})_m = \int_0^{L/2} \frac{\Delta M(x) e_{ub}(x)}{E_c I_g} dx \quad (2.8b)$$

비부착 긴장재인 경우 긴장재의 변형은 보 전체 길이방향으로 동일하므로  $(\Delta \varepsilon_{psub})_m = (\Delta \varepsilon_{psub})_{av}$ 가 된다.

보가 탄성범위 내에서 거동을 할 경우에는 Hooke의 법칙과 탄성 이론을 사용하여 부착감소계수  $\Omega_u$ 는 식 2.8에 의하여 다음과 같이 정의된다.

$$\Omega_u = \frac{2}{\Delta M_{\max} (e_{0ub})_{\max}} L \int_0^{L/2} \Delta M(x) e_{ub}(x) dx \quad (2.9)$$

여기서,  $\Delta M_{\max}$  : 위험단면에서의 모멘트의 변화량

$(\epsilon_{0ub})_{\max}$  : 위험단면에서의 비부착 긴장재의 편심

$\epsilon_{ub}(x)$  : 지지점에서  $x$  거리 만큼 떨어진 비부착 긴장재의 편심

식 2.9의  $\Omega_u$ 는 Hooke의 법칙에 근거를 둔 값으로서 재료적인 비선형이 포함되는 경우에는 상기의 식 2.9를 직접 적용할 수 없다. 비부착 프리스트레스트 보를 구성하는 재료의 응력-변형률이 탄성의 범위를 벗어나는 경우에는 비부착 긴장재의 변형률은 긴장재를 따라 위치한 콘크리트 변형률에 의한 전체 부재의 변형을 수치 해석적으로 구하여 이 값을 긴장재의 길이로 나누어서 산정하여야 한다. 즉, 비부착 프리스트레스트 보의 경우에는 부착 프리스트레스트 보의 경우와는 달리 긴장재의 변형률을 긴장재의 길이방향을 따라 그 위치의 콘크리트 변형률에 근거하여 긴장재의 전체 변형을 계산한 후 비부착 긴장재의 변형률을 산정하는 추가적인 계산이 필요하다(김민경과 이차돈, 1999).

### 3. 제안 모델식



Fig 2.1에서 부착된 긴장재에 대해 극한상태의 단면해석에서 완전부착 가정을 전제로 이론적으로 변형률 적합조건식을 이용하여 식 2.4로부터 부착 프리스트레싱 강재의 증가된 변형률은 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$(\Delta\epsilon_{psb})_m = \epsilon_{ce} + (\Delta\epsilon_{cbs})_m = \epsilon_{ce} + \epsilon_{cu} \left( \frac{d_{ps}}{c} - 1 \right) \quad (2.10)$$

만약, 식 2.7의 부착 감소계수  $\Omega_u$ 가 주어졌다면 비부착 프리스트레싱 강재의 증가된 변형률은 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$(\Delta\epsilon_{psu})_m = \Omega_u \epsilon_{ce} + \Omega_u \epsilon_{cu} \left( \frac{d_{ps}}{c} - 1 \right) \quad (2.11)$$

위의 식은 비부착 긴장재의 응력이 탄성범위 내에서 거동한다는 가정한 것으로 표현하였다.

Naaman(1991)이 제안한 부착 감소계수인  $\Omega_u$ 를 다음과 같이 수정·확장하였다. Fig 2.2에서  $c/d_{ps}$ 비에 따른 외부 긴장재의 증가된 극한 응력( $\Delta f_{ps}$ )을 나타낸 것으로,  $c/d_{ps}$ 비가 증가할수록 외부 긴장재의 증가된 극한응력은 감소하는 경향을 확인할 수 있다. 그리고 외부 긴장재의 경우는 비부착 되어 응력이 단면중속이 아니라 부재중속이라는 특성을 고려하여 전 부재길이에 균등화에 따른 감소계수를 곱해야 하는데 이 감소계수 ( $\Phi$ )는 중립축과 외부 PS 강재 깊이비의 크기만큼 감소한다.

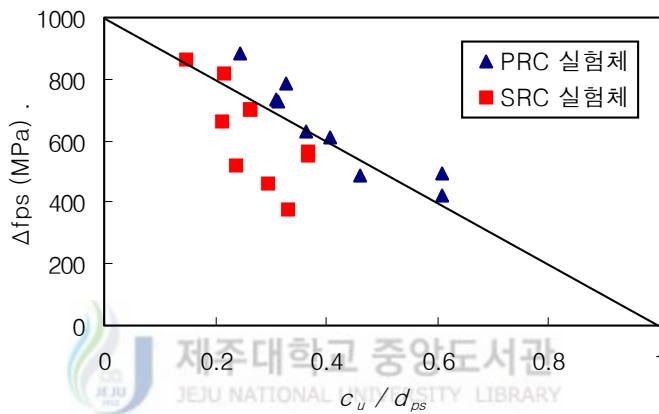


Fig 2.2 Increased ultimate stress of external PS steel with different  $c_u/d_{ps}$  ratio

위의 식 2.11을 비부착 프리스트레싱 강재의 증가된 변형률을 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$(\Delta \varepsilon_{psu})_m = \Phi \varepsilon_{ce} + \Phi \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c_u} - 1 \right) \quad (2.12)$$

여기서,  $\Phi = c_u / d_p$

위의 식을 비부착 긴장재의 극한 변형률로 다시 표현하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ps(u)} &= \varepsilon_{pe} + (\Delta \varepsilon_{psu})_m = \varepsilon_{pe} + \left[ \Phi \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_p}{c_u} - 1 \right) \right] \\ &= \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{cu} \left( 1 - \frac{c_u}{d_p} \right) \end{aligned} \quad (2.13)$$

그러나 위의 식 또한 식 2.7의 경우와 같이 비부착 프리스트레싱 강재의 증가된 극한 변형률은 앞의 기본가정에서 선형탄성 가정과 극한 상태에서 중립축 깊이를 구할 때 프리스트레싱 강재의 최대응력을 가정하였기 때문에 실제 실험값들과 차이가 날 수 있다. 이러한 영향을 고려하여 프리스트레싱 강재의 극한응력은 식2.7을 수정하여 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$f_{ps(u)} = f_{pe} + E_{ps}(\Delta\varepsilon_{psu}) = f_{pe} + \alpha \cdot E_{ps} \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{c_u}{d_p}\right) \quad (2.14)$$

$E_{ps}$  = PS 강재의 탄성계수;  $\varepsilon_{cu}$  = 콘크리트의 최대 극한변형률

여기서,  $\alpha$ 는  $(c/d_p)$ 에 대한 외부 긴장재의 극한응력 즉 Fig 2.2에서 기울기로부터 통계적으로 구할 수 있다.

본 논문의 해석 모델식에 사용된 식 2.13을 긴장재의 재료모델에 대입하여 외부 프리스트레싱 강재의 증가된 극한응력을 구하였으며, Fig 2.3은 PRC 실험체의 계측된 외부 긴장재의 극한응력을 비교한 그래프이다. 본 연구에 이용한 해석대상 실험체에 대해 연구논문을 살펴보면 외부 프리스트레싱 강재를 갖는 콘크리트 보의 극한상태에서 콘크리트 단면의 중립축( $c_u$ )이 T-형보 거동을 할 경우, Fig 2.3의 PRC(2~5)는 내부 인장철근비에 따른 변수를 갖는 실험체로써, 내부 인장철근의 강재지수가 큰 PRC5 실험체인 경우 프리스트레싱 강재의 증가된 극한응력이 오히려 ACI 시방식보다 과소평가되는 것을 알 수 있었다.

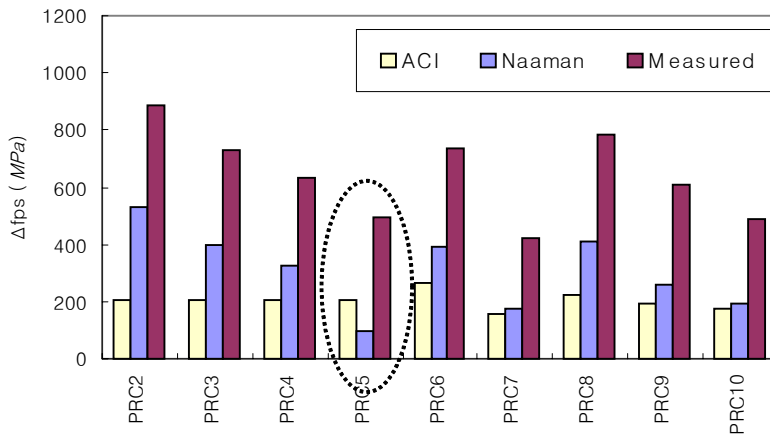


Fig 2.3 Increased ultimate stress of external PS steel

### III. 해석 연구

#### 1. 해석 흐름도

외부 긴장재를 갖는 콘크리트 보의 휨거동과 외부 긴장재의 극한응력과의 관계 분석을 위하여 Matlab Program을 이용하여 Fig 3.1의 순서도에 따라 콘크리트 보의 하중-변위 곡선을 유도하였다.

기존 연구자의 실험체를 대상으로 해석하였으며, 콘크리트의 변형률을 점차적으로 증가시켜 최종파괴에 이르도록 하였다.

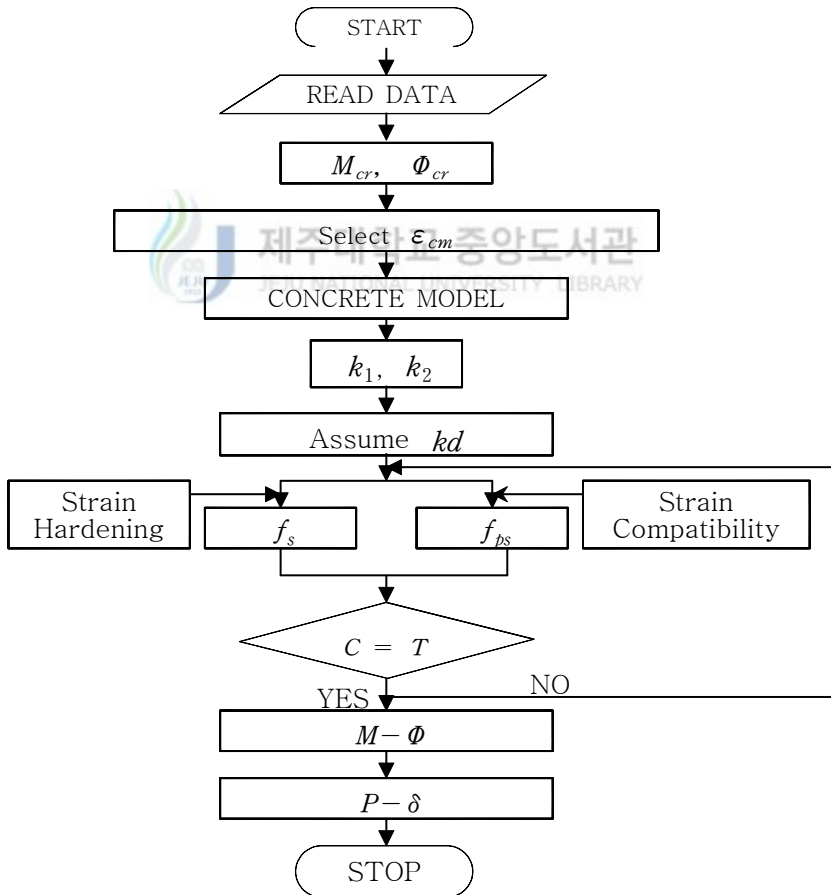


Fig 3.1 Flowchart for analysis

## 2. 해석대상 실험체

다음의 Table 3.1, Table 3.2을 해석대상 실험체로 선정하여 해석을 수행하였다. Table 3.1의 실험체들은 박상렬(2003)등의 실험체(이하 PRC)로서 PRC1을 기준으로 하여 각 변수에 따라 계획되었으며, 철근비, 외부 PS 강재비, 지간/유효높이 비의 변수로 한 실험체이다. 또한 Table 3.2의 실험체들은 신용철(2003)등의 실험체(이하 SRC)로서 SRC0을 기준으로 하여 내부 철근의 영향과 지간/유효높이 비의 변수로 계획되었으며, 두 해석대상 실험체의 차이점으로 유효프리스트레스 ( $f_{pe}$ )와 압축 철근의 양을 달리한 실험체이다. 외부 긴장재의 극한응력에 영향을 미치는 변수에 대한 기존 예측과 비교 검토할 수 있도록 계획되었다.

Table 3.1 Parameters and variables of experimental PRC specimen

Parameter	Beam I.D	Reinforcing bar	External PS steel	PS steel depth(mm)
Control	PRC1	2H22, $A_s = 7.74 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.61\rho_{max}$	-	$d_p = 190 \text{ mm}$
Re-bar ratio	PRC2	2H16, $A_s = 3.97 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.31\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 5.20$ , $A_{ps} = 127.42 \text{ mm}^2$	$d_p = 190 \text{ mm}$
	PRC3	2H19, $A_s = 5.73 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.45\rho_{max}$		
	PRC4	2H22, $A_s = 7.74 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.61\rho_{max}$		
	PRC5	2H25, $A_s = 10.10 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.79\rho_{max}$		
External PS steel ratio	PRC6	2H22, $A_s = 7.74 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.61\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 4.35$ , $A_{ps} = 89.17 \text{ mm}^2$ )	$d_p = 190 \text{ mm}$
	PRC4		$2 \times 3\phi 5.20$ , $A_{ps} = 127.42 \text{ mm}^2$	
	PRC7		$2 \times \phi 12.7$ , $A_{ps} = 197.42 \text{ mm}^2$	
Length/depth ratio	PRC8	2H22, $A_s = 7.74 \text{ cm}^2$ $\rho_{used} = 0.61\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 5.20$ , $A_{ps} = 127.42 \text{ mm}^2$	$d_p = 210 \text{ mm}$
	PRC4			$d_p = 190 \text{ mm}$
	PRC9			$d_p = 170 \text{ mm}$
	PRC10			$d_p = 150 \text{ mm}$

Table 3.2 Parameters and variables of experimental SRC specimen

Parameter	Beam I.D	Reinforcing bar	External PS steel	PS steel depth(mm)
Control	SRC0	2H22, $A_s = 7.74cm^2$ $\rho_{used} = 0.51\rho_{max}$	-	
Re-bar ratio	SRC1	2H16, $A_s = 3.97cm^2$ $\rho_{used} = 0.26\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 5.20$ $A_{ps} = 127.42mm^2$	$d_p = 190mm$
	SRC2	2H19, $A_s = 5.73cm^2$ $\rho_{used} = 0.38\rho_{max}$		
	SRC3	2H22, $A_s = 7.74cm^2$ $\rho_{used} = 0.51\rho_{max}$		
	SRC4	2H25, $A_s = 10.1cm^2$ $\rho_{used} = 0.66\rho_{max}$		
External PS steel ratio	SRC5	2H22, $A_s = 7.74cm^2$ $\rho_{used} = 0.51\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 4.35$ $A_{ps} = 89.17mm^2$	$d_p = 190mm$
	SRC6		$2 \times 3\phi 5.20$ $A_{ps} = 127.42mm^2$	
	SRC7		$2 \times \phi 12.7$ $A_{ps} = 197.42mm^2$	
Length/depth ratio	SRC8	2H22, $A_s = 7.74cm^2$ $\rho_{used} = 0.51\rho_{max}$	$2 \times 3\phi 5.20$ $f_j = 0.6f_{pu}$ $A_{ps} = 127.42mm^2$	$d_p = 210mm$
	SRC9			$d_p = 190mm$
	SRC10			$d_p = 170mm$
	SRC11			$d_p = 150mm$

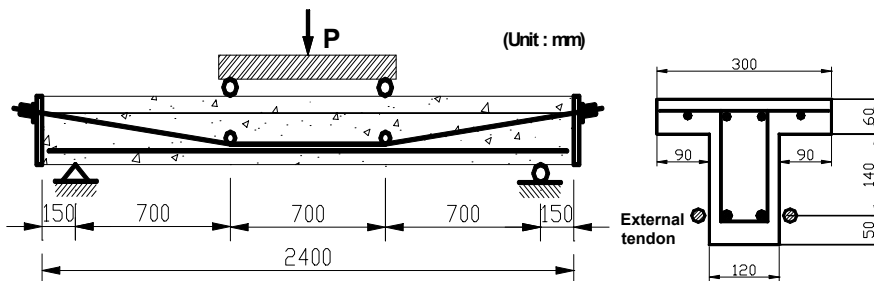


Fig 3.2 Dimensions and loading layout of test beam



### 3. 재료 모델

#### 1) 콘크리트

콘크리트의 응력-변형률 곡선은 Fig 3.3와 같이 Hognestad의 포물선을 재료모델로 하였다. 식 3.1로부터 콘크리트의 최대응력시 콘크리트의 변형률  $\epsilon_{c0}$ (0.002)까지는 포물선 형태이며, 식 3.2로부터  $Z$ 값의 기울기는 갖는  $\epsilon_{c0}$  이후의 선형구간으로 나타내었다. 해석 연구에서 기존 실험체의 콘크리트 재료성질을 고려하기 위하여 콘크리트의  $Z$ 값을 변화시켜 해석한 값들을 실제 실험값과 비교하여 가장 알맞은 값을 선택하였고, 이를 다른 실험체의 해석에도 적용하였다.

$$f_c = f_c' \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{c0}} \right) - \left( \frac{\epsilon_{cm}}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (0 \leq \epsilon_{cm} \leq \epsilon_{c0}) \quad (3.1)$$

$$f_c = f_c' [1 - Z(\epsilon_{cm} - \epsilon_{c0})] \quad (\epsilon_{c0} \leq \epsilon_{cm}) \quad (3.2)$$

여기서,  $f_c'$  : 콘크리트의 최대 응력

$\epsilon_{c0}$  : 최대 응력시 콘크리트의 변형률(0.002)

$Z$  : 변형도 0.002이후의 선형구간의 기울기를 나타낸다.

(콘크리트의 강도에 따라 고강도 일수록  $Z$ 값은 커진다.)

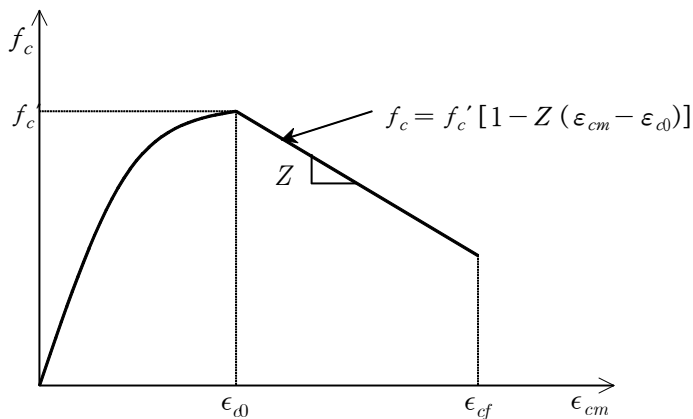
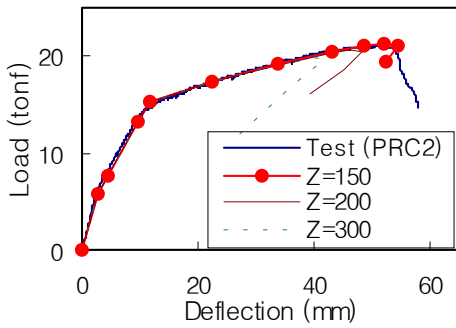


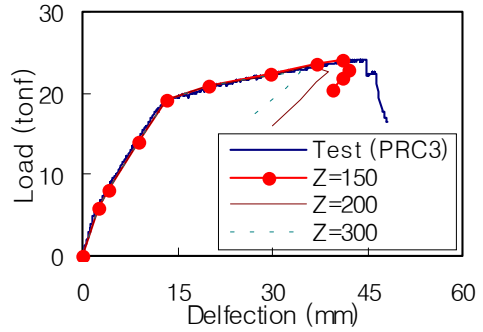
Fig 3.3 Stress-strain relationship model for concrete

Fig 3.4(a)부터 Fig 3.4(t)는 콘크리트의  $Z$ 값을 변화시켜 해석한 결과를 해석대

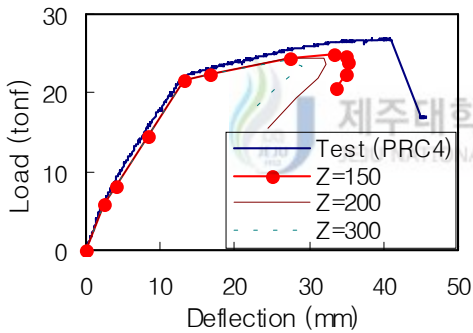
상 실험결과와 비교하여 나타낸 그래프인데, PRC 실험체인 경우  $Z=150$ , SRC 실험체인 경우 200으로 하였을 때 기존 실험체의 결과와 가장 잘 맞는 것을 알 수 있다.



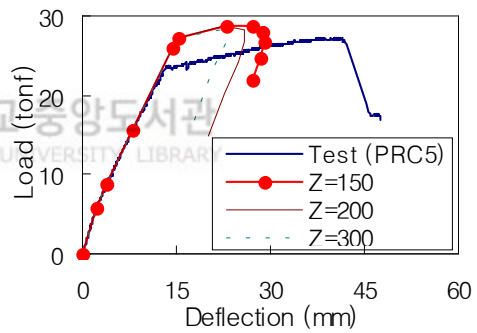
(a) PRC2



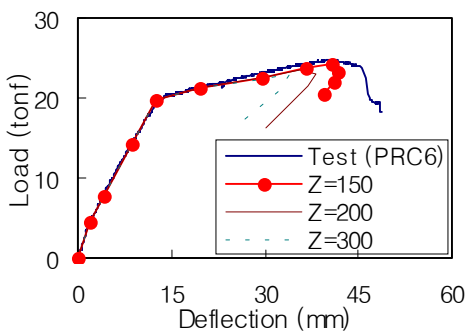
(b) PRC3



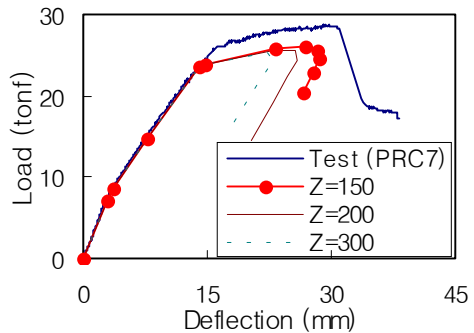
(c) PRC4



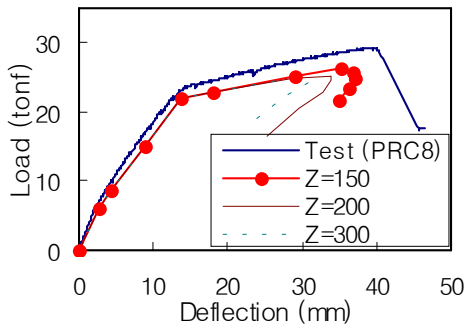
(d) PRC5



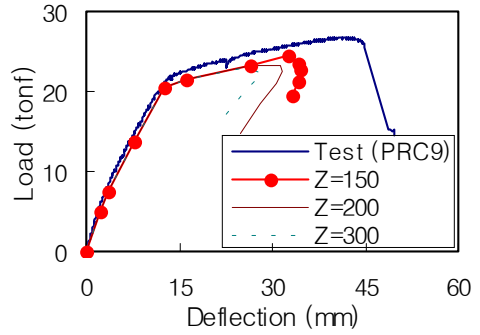
(e) PRC6



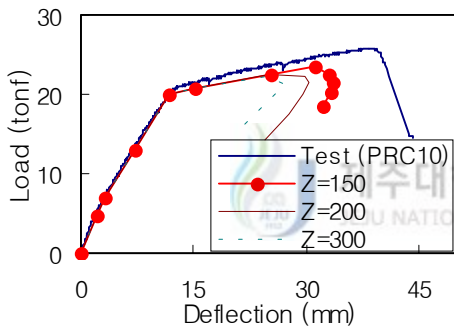
(f) PRC7



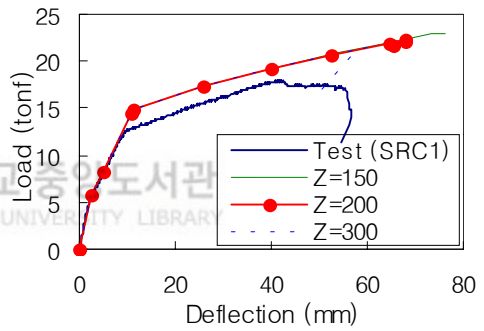
(g) PRC8



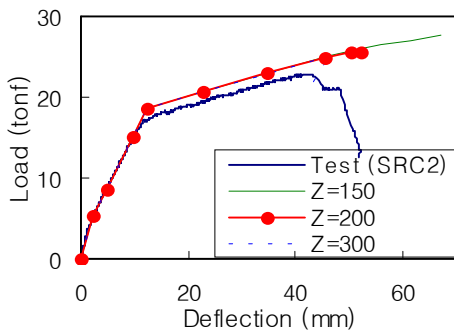
(h) PRC9



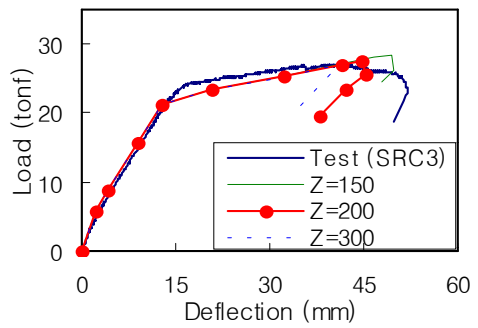
(i) PRC10



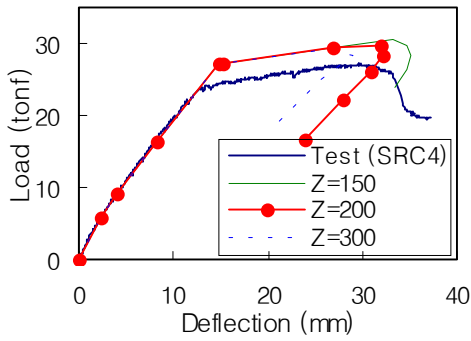
(j) SRC1



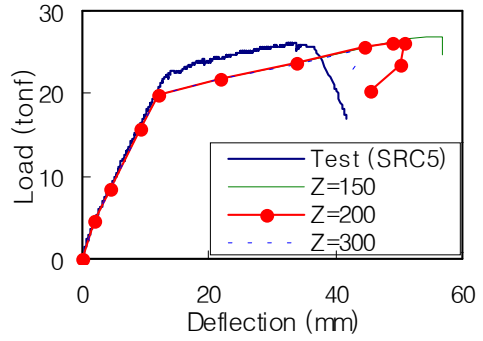
(k) SRC2



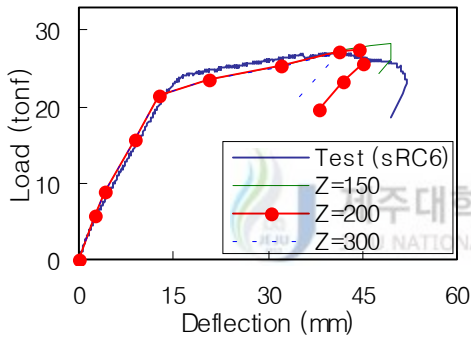
(l) SRC3



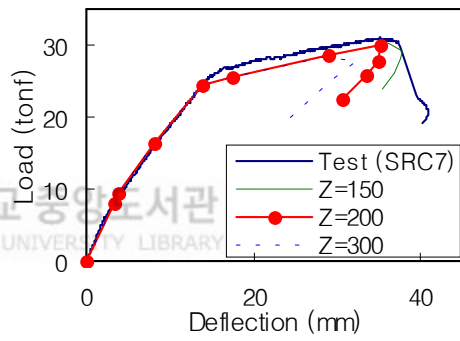
(m) SRC4



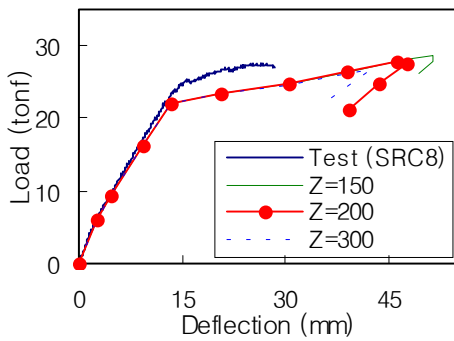
(n) SRC5



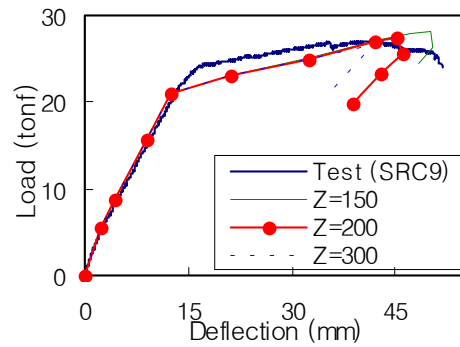
(o) SRC6



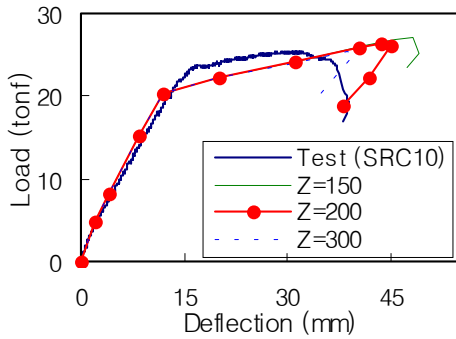
(p) SRC7



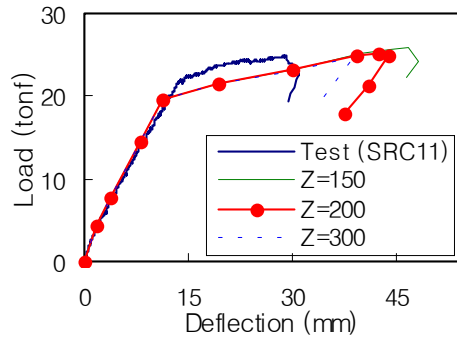
(q) SRC8



(r) SRC9



(s) SRC10



(t) SRC11

Fig 3.4 Load-deflection curves with different tail constant Z of concrete

## 2) 철근

철근의 응력-변형률 곡선은 Fig 3.5와 같이 철근의 변형도에 따라 탄성구간은 식 3.3, 항복구간은 식 3.4, 변형경화구간은 식 3.5로 나누어 철근의 응력을 비교적 정확하게 계산하였다.

$$1) \ \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \quad : \ f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (3.3)$$

$$2) \ \varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh} \quad : \ f_s = f_y \quad (3.4)$$

$$3) \ \varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sm} \quad : \ f_s = f_y + (f_u - f_y)(2\eta - \eta^2) \quad (3.5)$$

$$4) \ \varepsilon_{sm} < \varepsilon_s \quad : \ f_s = f_{su} \quad (3.6)$$

여기서, 
$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sh} + 2\left(\frac{f_{su} - f_y}{E_{sh}}\right),$$

$$\eta = \left(\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sh}}\right)$$

$f_y$  : 항복 응력,  $f_u$  : 최대 응력

$\varepsilon_y$  : 항복 변형률,  $\varepsilon_{sh}$  : 경화가 시작되는 변형률

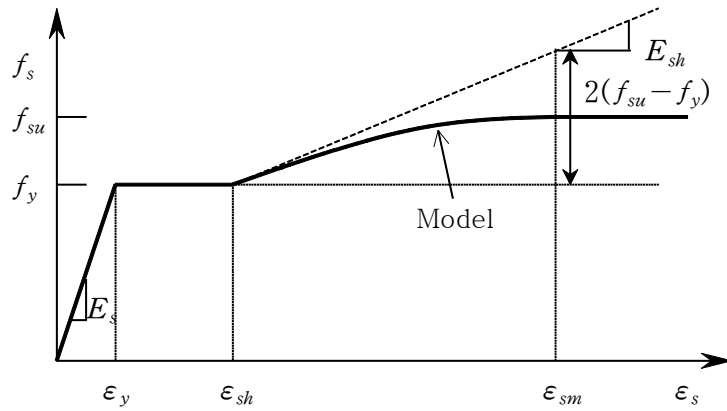


Fig 3.5 Stress-strain relationship for reinforcing steel

Fig 3.6은 철근의 해석모델과 실제 실험체에 사용된 일반철근의 인장시험을 통하여 얻은 응력-변형도 관계를 비교하여 나타낸 그래프로써, 앞의 해석 모델을 사용하면 부재의 휨거동 해석시 변형도에 따라 철근의 항복점 및 파단점을 반영할 수 있어 실제 단순보의 휨거동 실험에서 인장철근의 파괴를 표현할 수 있다.

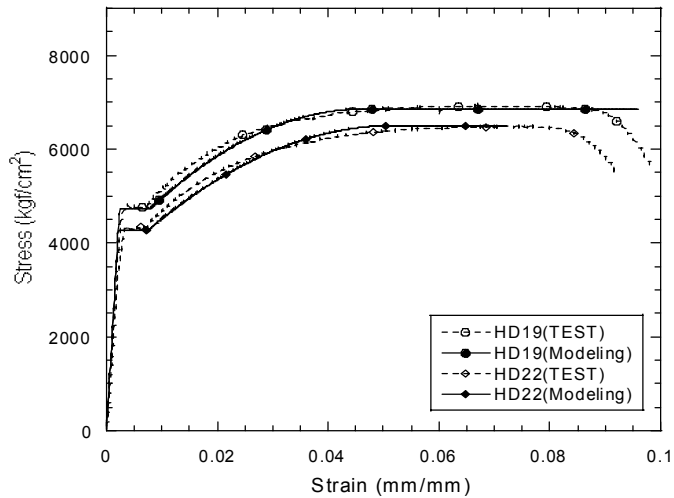


Fig 3.6 Comparison of test and reinforcing steel model

Table 3.3에서는 사용된 철근의 인장시험결과를 요약하였다.

Table 3.3 Test results of tensile strength of steel

Type	Diameter (mm)	Yield stress (MPa)	Ultimate stress (MPa)
Re-bar	H25	459.4	640.9
	H22	427.6	650.3
	H19	472.9	685.8
	H16	466.4	683.2
	H13	447.9	676.7
	H10	405.9	648.2

### 3) 긴장재

Fig 3.7은 Menerotto/Pinto(1973)에 의해 제안된 긴장재의 재료모델로써 식 3.7를 사용하였다. Fig 3.7에서 긴장재의 해석모델과 인장시험결과를 비교한 응력-변형률 곡선으로 해석모델과 잘 반영됨을 알 수 있다.

$$f_{ps} = E_{ps} \epsilon_{ps} \left[ Q + \frac{1 - Q}{\left\{ 1 + \left( \frac{E_{ps} \epsilon_{ps}}{k f_{py}} \right)^N \right\}^{1/N}} \right] \quad (3.7)$$

여기서,  $Q = \frac{f_{pu} - k f_{py}}{E_{ps} \epsilon_{pu} - k f_{py}}$

$f_{ps}$  : 프리스트레싱 강재의 변형이  $\epsilon_{ps}$ 일때의 응력

$f_{pu}$  : 프리스트레싱 강재의 극한응력,  $\epsilon_{pu}$  : 프리스트레싱 강재의 극한변형

$E_{ps}$  : 프리스트레싱 강재의 탄성계수,  $f_{py}$  : 프리스트레싱 강재의 항복응력

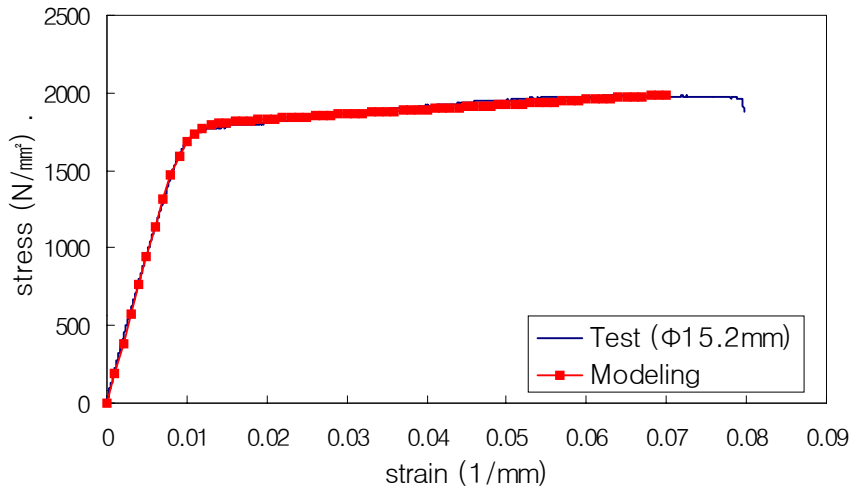


Fig 3.7 Comparison of test and prestressing steel model

Table 3.4에서는 사용된 프리스트레싱 강재의 인장시험결과를 요약하였다.

Table 3.4 Stress-strain characteristics for prestressing strand

Diameter (mm)	$f_{pu}$ (MPa)	$E_{ps}$ (MPa)	$\epsilon_{pu}$ (mm/mm)	$f_{py}$ (MPa)	$N$	$k$
$\phi 15.2$	1,987	190,000	0.07	1,695	7.344	1.0618



#### 4. 하중-변위 관계 유도

##### 1) 일반 사항

임의의  $\epsilon_{cm}$ (콘크리트 압축측 상연단의 변형률)상태에서의 중립축을 구하고 Fig 3.8의 순서도에 따라 하중-변위 관계를 유도하였다.

Fig 3.8에서의 점선부분은 3장 3절에서 기술한 콘크리트, 철근, 긴장재의 해석에 사용된 각각의 재료모델이며, 임의의  $\epsilon_{cm}$ 에 대하여 위의 과정을 반복하면 연속된 하중-변위 곡선을 얻게 된다.

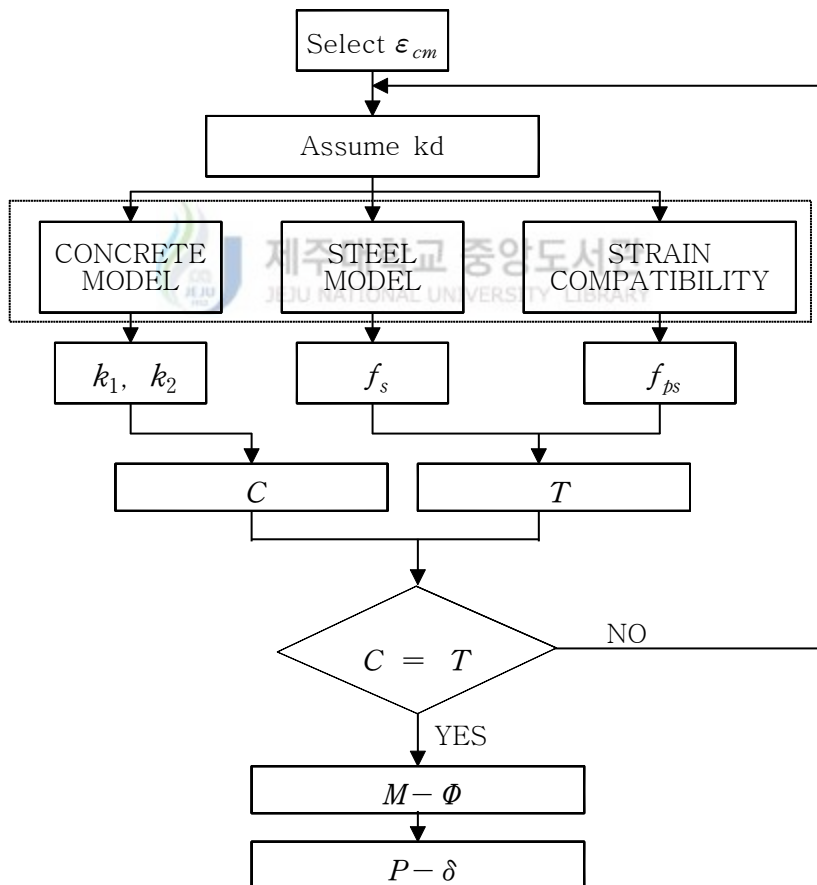


Fig 3.8 Flowchart for the calculation of load-deflection relationship

2) 변형률 적합조건과 소성힌지

외부 긴장재를 갖는 콘크리트 보에서 외부 긴장재의 응력을 산정하기 위하여 변형률 적합조건을 이용하였는데, 해석모델의 단순성을 고려하여 긴장재의 극한응력은 항복응력 범위 내 선형탄성 거동을 한다고 가정하였다.

2장 3절에서 기술한 식 2.13은 Fig 2.2에서  $c/d_p$ 비에 따른 외부 긴장재의 증가된 극한 응력( $\Delta f_{ps}$ )을 나타낸 것으로,  $c/d_p$ 비가 증가할수록 외부 긴장재의 증가된 극한응력은 감소하는 경향성으로부터 유추한 것으로 다음과 같다.

$$\epsilon_{ps(u)} = \epsilon_{pe} + \epsilon_{cu} \left( 1 - \frac{c_u}{d_p} \right)$$

위의 식을 비부착 프리스트레싱 강재의 극한응력으로 표현하면 다음과 같다.

$$f_{ps(u)} = f_{pe} + E_{ps}(\Delta\epsilon_{psu}) = f_{pe} + \alpha \cdot E_{ps} \epsilon_{cu} \left( 1 - \frac{c_u}{d_p} \right)$$

$E_{ps}$  = PS 강재의 탄성계수;  $\epsilon_{cu}$  = 콘크리트의 최대 극한변형률

하지만 Naaman의 식에서 프리스트레싱 강재의 깊이와 중립축의 비로 나타냄으로써 실험값과의 경향성과 직사각형보나 T형보에도 적용 가능하여 합리적으로 반영할 수 있지만 실험값과의 큰 오차를 갖고 있다. 다만 인장철근비의 강재지수가 큰 경우 극한상태에서 철근 콘크리트보의 단면이 직사각형거동을 한 경우 프리스트레싱 강재의 극한응력을 잘 예측하는 반면 T형보 거동을 하는 경우 오히려 ACI 시방식보다 낮은 극한응력을 예측하고 있다.

2장 3절의 Fig 2.3은 각 극한응력 예측식에 대한 실험값과의 비교를 나타낸 그래프인데 여기서 PRC 5와 PRC 7의 실험체인 경우는 극한상태에서 중립축이 T형보 거동을 하고 있는 실험체이다.

식 2.14에 적용한  $\alpha$ 는 콘크리트 부재가 극한상태에서 중립축이 직사각형 단면 거동이거나 T형보 거동을 할 경우 탄력적으로 적용함으로써 긴장재의 극한응력을 예측하고자 하였다. 여기서,  $\alpha$ 는  $c_u/d_p$ 비에 대한 외부 긴장재의 극한응력의 기울기로부터 통계적으로 구할 수 있다. Fig 3.9에서  $\alpha=1.15$ 일 때 예측된 외부 PS 강재의 극한응력 증가분의 경향을 가장 잘 표현해주고 있다.

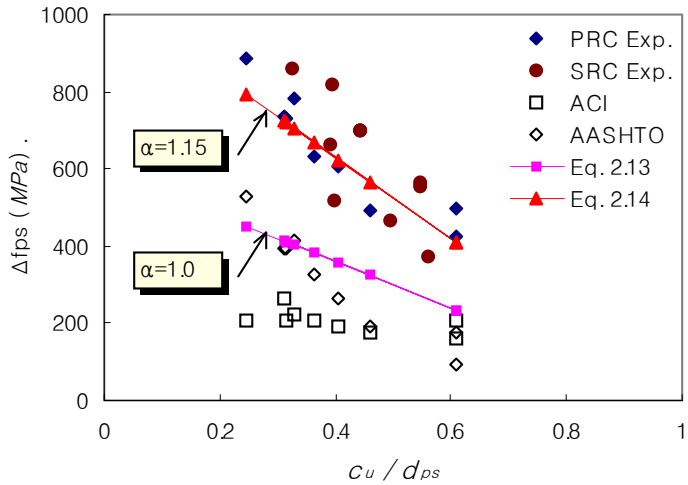


Fig 3.9 Increased ultimate stress of external PS steel



처짐을 구하기 위해 Virloguex. M.P(1982)가 제안한 소성힌지 개념을 도입하였다. 그는 극한상태에서의 소성힌지의 길이( $L_p$ )를 다음과 같이 정의하고 있다.

$$L_p = 2(d_{ps} - c) \quad (3.8)$$

식 3.8은 1점 집중하중이 작용하는 단순보에 적용하여 제안하였다. 식 3.8을 해석대상 실험체에 적용하기 위해 2점 집중하중이 작용하는 T형보에 적용하였다. Fig 3.10은 2점 집중하중이 작용하는 콘크리트 보의 이상화된 곡률분포를 보여 주고 있다(Du, G. 와 Tao, X. 1987).

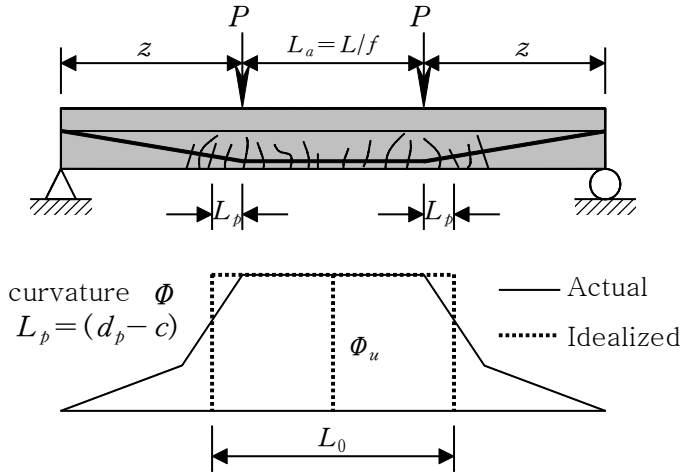


Fig 3.10 Idealized Curvature distribution of simple beam with two point loading

여기서, 부재의 등가 소성힌지 길이  $L_0$ 는 임재형 등(1997)이 제시한  $L_0 = L/f + 2L_p$ 이고,  $f$ 는 작용하중의 형태에 대한 계수로서 1점 집중하중이면  $f=10$ , 2점 집중하중 및 등분포하중이면  $f=3$ 으로 하여  $L_0$ 를 산정하였다.

### 3) 하중-변위 곡선

콘크리트의 압축력을 계산하기 위하여 식 3.9과 식 3.10을 이용하면  $k_1$ ,  $k_2$ 를 구할 수 있는데, 이 방법은 Whitney의 등가 응력 블록과는 달리 콘크리트의 변형률이 극한 변형률인  $\epsilon_{cm}=0.003$  이후의 경우에도 정확한 값을 계산할 수 있다.

$$k_1 = \frac{1}{f'_c} \cdot \frac{1}{\epsilon_{cm}} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c \quad (3.9)$$

$$k_2 = \frac{1}{\epsilon_{cm}} \left( \epsilon_{cm} - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \epsilon_c d\epsilon_c}{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \right) \quad (3.10)$$

여기서,  $k_1$  : 응력 블록의 평균 높이비

$k_2$  : 응력 블록의 도심까지 깊이비

중립축  $kd$  를 가정하여 콘크리트의 압축력을 구한다.

$$C = k_1 f_c' b_w kd + k_1 f_c' h_f (b - b_w) \quad (3.11)$$

철근모델과 변형도 적합조건에 의해  $f_s$ 와  $f_{ps}$ 를 계산하고 인장력  $T$ 를 구한다.

$$T = A_{ps} f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s' \quad (3.12)$$

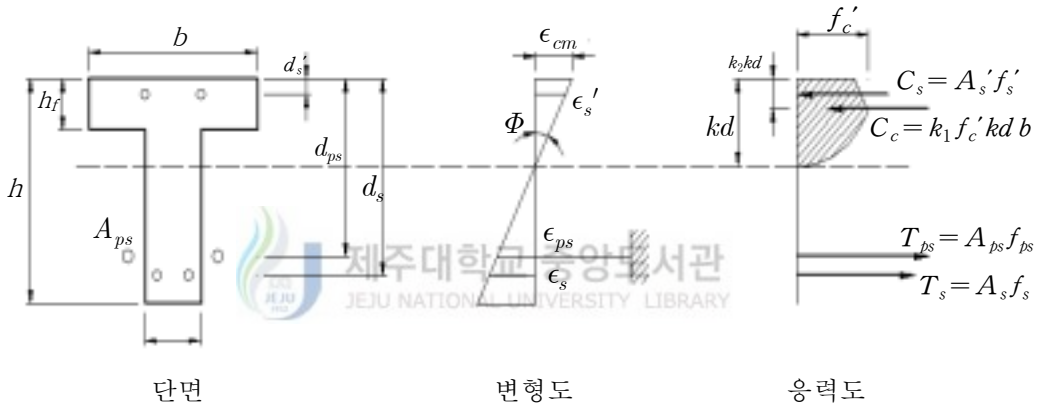


Fig 3.11 Strain-stress relationship of beam with external PS steel

식 3.11과 식 2.12에서  $C \neq T$  이면  $kd$ 를 다시 가정하여 위의 과정을 반복하여  $C = T$  이면 중립축  $kd$ 를 다음과 같이 계산한다.

$$kd = \frac{T - k_1 f_c' (b - b_w) h_f}{k_1 f_c' b_w} \quad (3.13)$$

직사각형 단면 거동인 경우  $b_w = b$ 로 계산한다.

앞에서 구한 중립축  $kd$ 와 철근, 긴장재의 응력을 이용하여 모멘트와 곡률을 구할 수 있다.

$$M = A_{ps}f_{ps}(d_p - k_2kd) + A_s f_s (d_s - k_2kd) - A_s' f_s' (k_2kd - d_s') + k_1 f_c' (b - b_w) h_f (k_2kd - h_f/2) \quad (3.14)$$

여기서, T형 단면 거동인 경우의 계산식이며,  
 직사각형 단면 거동인 경우  $b_w = b$ 로 계산한다.

$$\phi = \frac{\epsilon_{cm}}{kd} \quad (3.15)$$

Fig 3.12은 2점 집중하중이 작용하는 단순보의 모멘트, 곡률분포를 나타낸 것으로 부재의 중앙부 처짐을 구하기 위한 Fig 3.12(c)의 이상화된 곡률 분포에서 모멘트 면적법을 이용하여 처짐을 구할 수 있다.

이상의 모멘트-곡률 관계의 유도 과정을 거쳐 얻어진 값으로부터 식 3.16과 식 3.17에 의해 하중-변위 관계를 구할 수 있는데, 이는 Fig 3.12(d)에 표시된 빗금친 면적과 같이 휨에 의한 부재의 전체곡률이 소성한지 구간에 주로 분포한다는 가정 하에 부재 중앙부의 처짐(임재형 등, 1999)을 구한 것이다.

$$P = \frac{6M}{L} \quad (3.16)$$

$$\Delta = \phi \frac{L_0}{2} \cdot \bar{x} = \phi \frac{L_0}{4} \left( L - \frac{L_0}{2} \right) \quad (3.17)$$

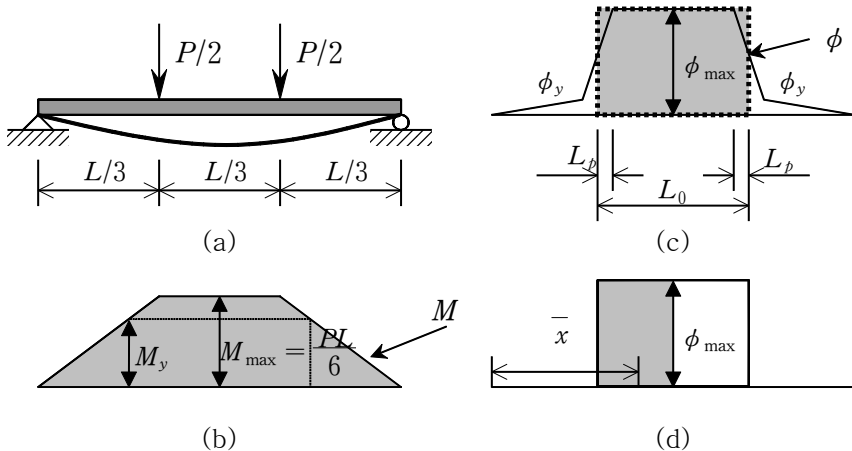


Fig 3.12 Moment and curvature distribution of simple beam with two point loading

그러나 실제의 부재 중앙부 처짐은 Fig 3.13의 (b)에 표시된 면적 B와 같이 소성힌지 구간 바깥의 탄성영역에 분포하는 곡률에 의해서도 발생하게 되므로 단순 하면서 정확한 처짐을 계산하기 위하여 탄성영역의 처짐을 해석에 포함하였다.

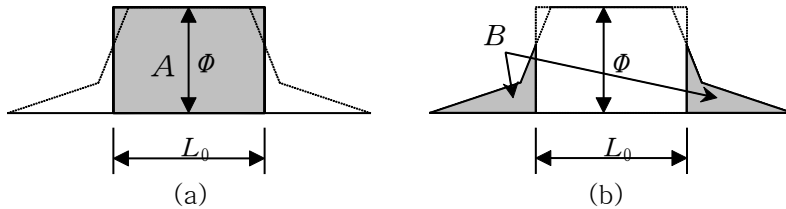


Fig 3.13 Idealized curvature distribution and actual curvature distribution

Fig 3.14와 Fig 3.15는 탄성영역의 곡률에 의한 처짐을 해석에 포함하였다. 해석대상 실험체중 PRC6 실험체와 SRC7 실험체는 같은 변수를 갖는 실험체로 탄성영역을 제외한 등가 소성힌지 길이( $L_0$ )구간에 분포하는 곡률의 면적 A만을 이용하여 처짐을 해석한 결과와 Fig 3.13(a)에서의 면적 A와 Fig 3.14(b)에서 면적 B인 탄성영역을 합하여 처짐을 해석한 결과를 실험값과 비교한 그래프로써, 탄성영역의 곡률에 의한 처짐을 포함하였을 때 해석값이 정확한 것으로 나타났다.

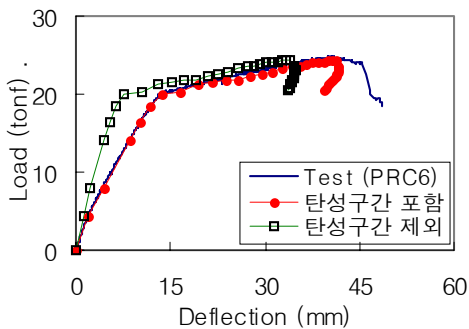


Fig 3.14 Comparison between inclusion and exclusion of elastic region (PRC6)

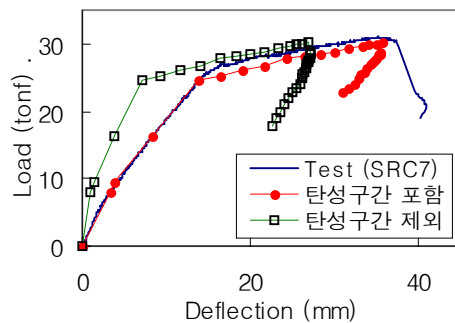


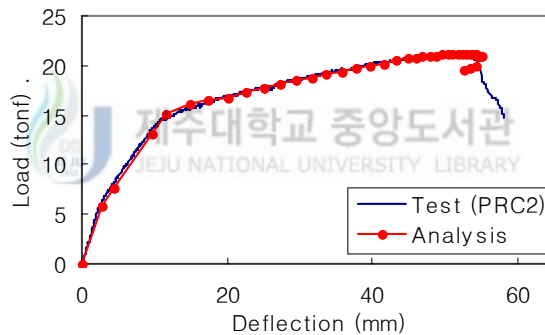
Fig 3.15 Comparison between inclusion and exclusion of elastic region (SRC7)

## IV. 해석 결과 및 분석

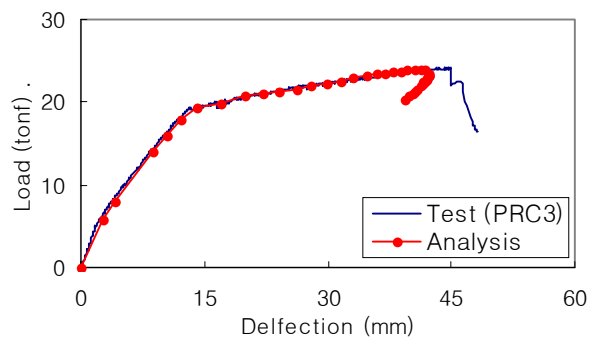
### 1. 실험결과와 해석결과의 하중-변위 곡선 비교

#### 1) PRC 실험체

Fig 4.1(a)부터 Fig 4.1(i)에서 하중-변위 곡선을 비교한 결과 대부분의 경우에 실험값과 해석결과가 잘 맞는 것으로 나타났다. 몇몇 실험체에서 실험결과와 해석결과가 차이를 보였는데, 특히 PRC5 실험체에서 최대하중 값은 실험치와 해석치 값은 비슷하나 처짐과 항복하중에 대해서 큰 오차를 보이고 있는 것은 해석에서 예측한 소성힌지 길이가 과소평가되어 나타난 결과로 사료된다.

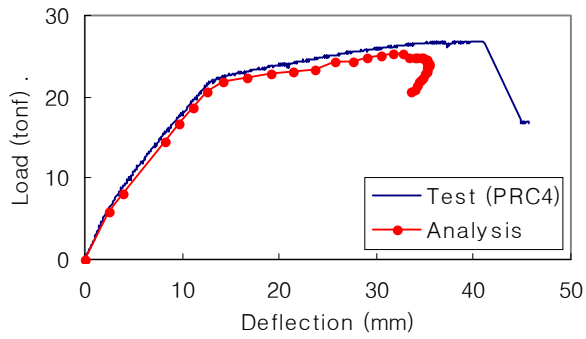


(a) Results of experiment and analysis (PRC2)

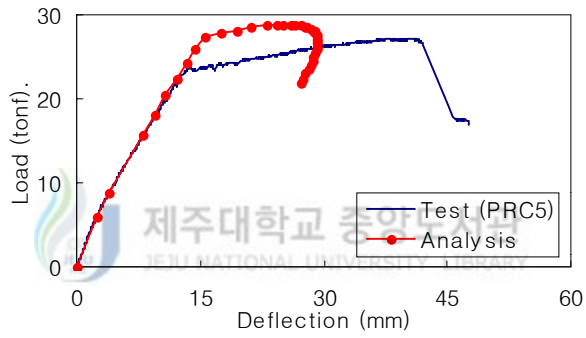


(b) Results of experiment and analysis (PRC3)

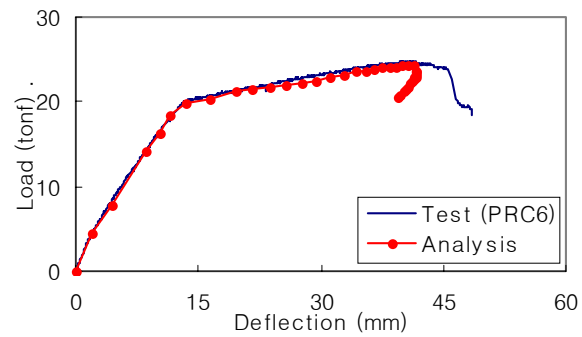




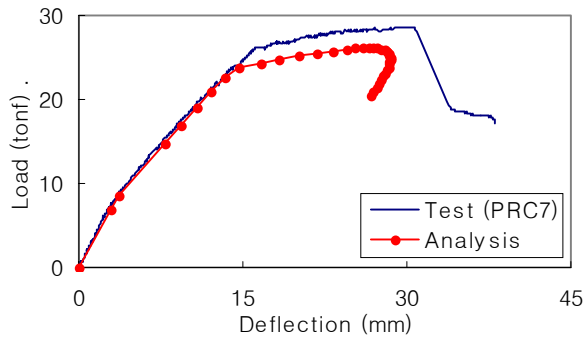
(c) Results of experiment and analysis (PRC4)



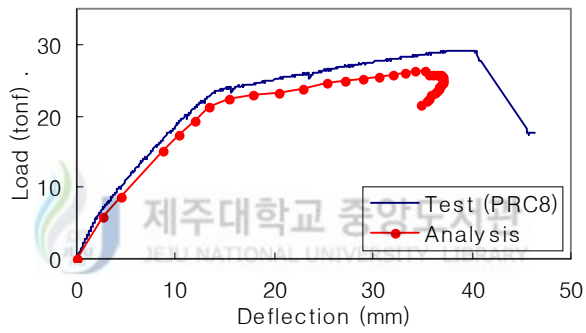
(d) Results of experiment and analysis (PRC5)



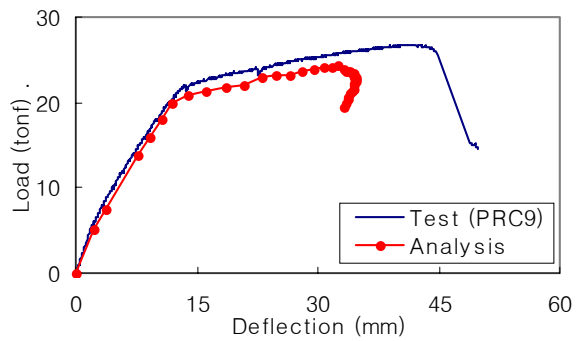
(e) Results of experiment and analysis (PRC6)



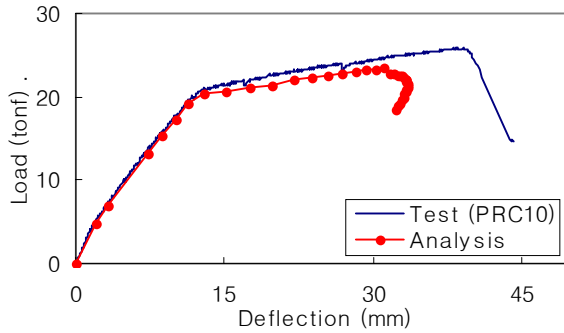
(f) Results of experiment and analysis (PRC7)



(g) Results of experiment and analysis (PRC8)



(h) Results of experiment and analysis (PRC9)



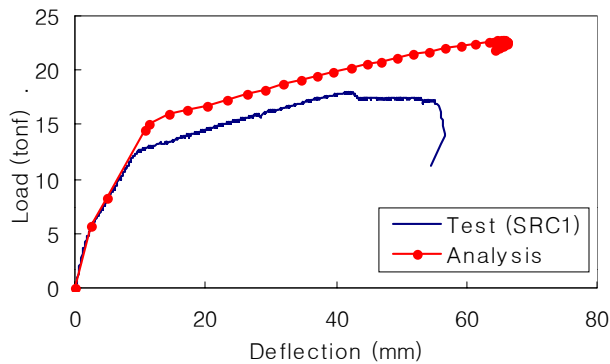
(i) Results of experiment and analysis (PRC10)

Fig 4.1 Comparison between proposed analysis model and experimental result (PRC)

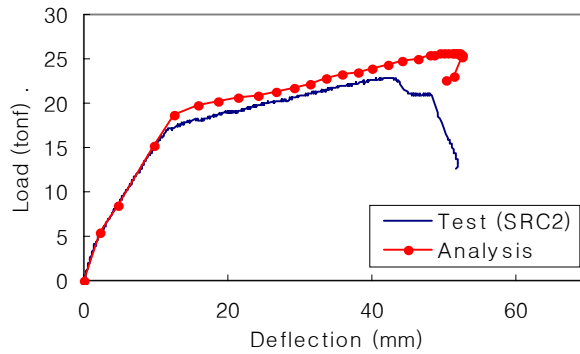
2) SRC 실험체



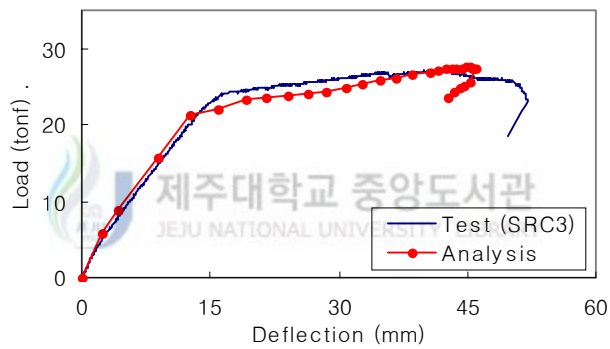
Fig 4.2(a)부터 Fig 4.2(k)은 SRC 실험체에 대해 실험결과와 해석결과를 비교하였다. 대부분의 해석결과가 실험결과보다 높게 산정되었는데 이는 실험체 제작 시 콘크리트 타설 과정에서의 다짐부족으로 인해 콘크리트의 강도감소와 보 단면의 결손의 결과로 사료된다.



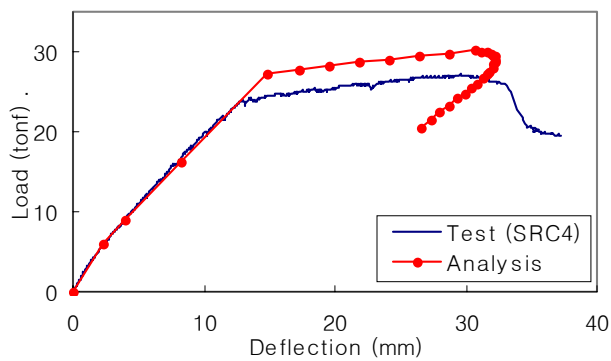
(a) Results of experiment and analysis (SRC1)



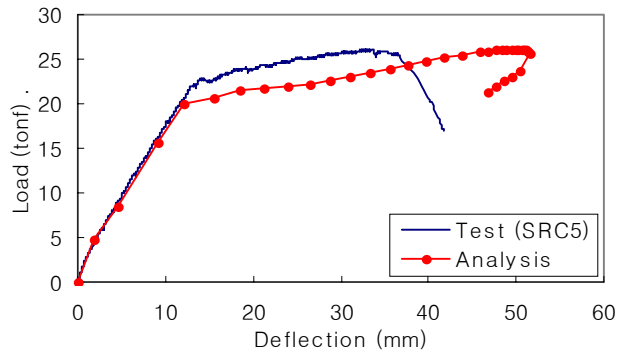
(b) Results of experiment and analysis (SRC2)



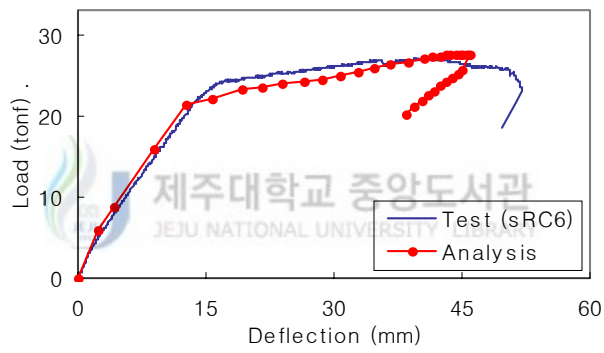
(c) Results of experiment and analysis (SRC3)



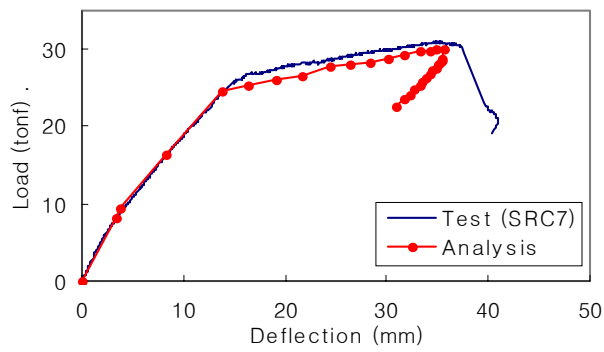
(d) Results of experiment and analysis (SRC4)



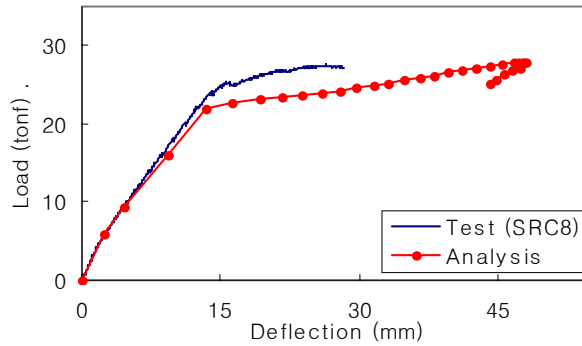
(e) Results of experiment and analysis (SRC5)



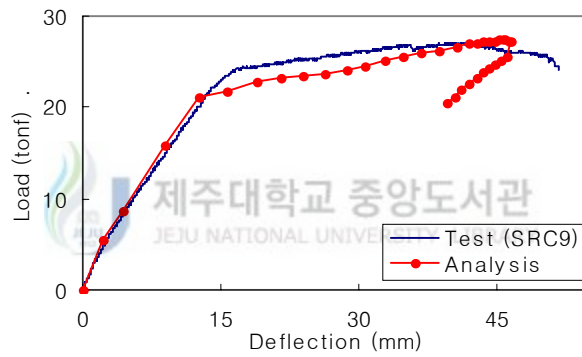
(f) Results of experiment and analysis (SRC6)



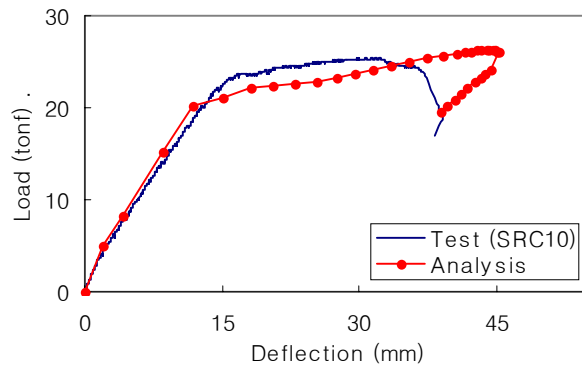
(g) Results of experiment and analysis (SRC7)



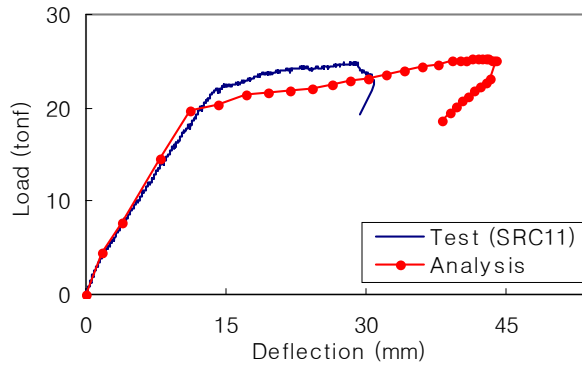
(h) Results of experiment and analysis (SRC8)



(i) Results of experiment and analysis (SRC9)



(j) Results of experiment and analysis (SRC10)



(k) Results of experiment and analysis (SRC11)

Fig 4.2 Comparison between proposed analysis model and experimental result (SRC)



## 2. 변수별 효과 분석

### 1) 일반철근비의 영향

외부 긴장재를 갖는 콘크리트 보에서 일반철근비가 외부 긴장재의 극한응력에 대한 영향을 변수로 갖는 실험체로서 PRC2, PRC3, PRC4, PRC5, SRC1, SRC2, SRC3, SRC4을 대상으로 해석하였다. Fig 4.3에서 일반철근비의 양과 외부 긴장재 응력과의 관계는 일반철근비의 양이 증가함에 따라 외부 긴장재의 극한응력( $\Delta f_{ps}$ )은 전체적으로 감소하는 반비례 관계를 나타내고 있는 반면, 기존 ACI 시방식은 일반 철근의 영향을 전혀 고려하고 있지 않기 때문에 철근의 강재지수에 따른 영향을 전혀 반영하고 있지 못하다.

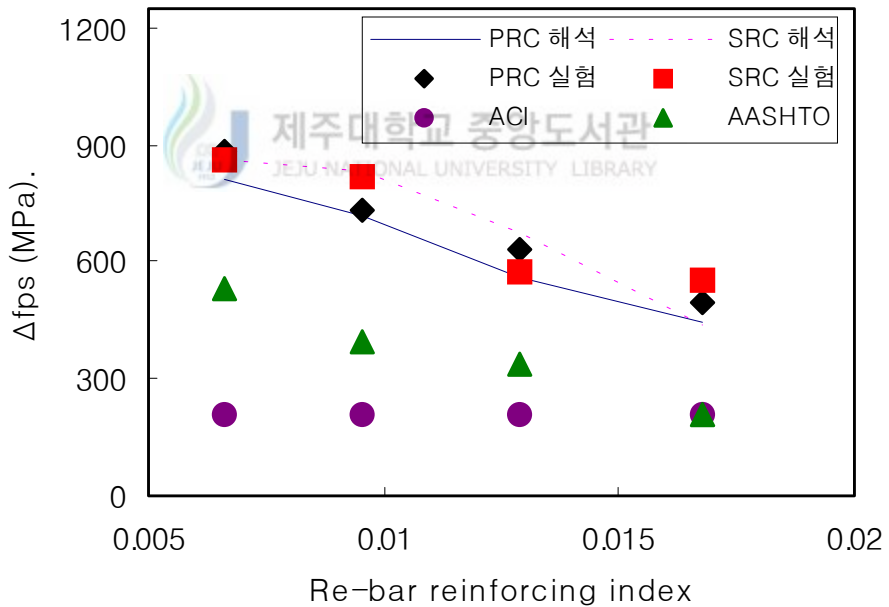


Fig 4.3 Increased ultimate stress of external PS steel and reinforcing index of re-bar



Fig 4.4은 일반철근비의 양과 중앙부 변위와의 관계를 나타낸 그래프로서 전체적으로 일반철근의 양이 증가함에 따라 중앙부 변위는 감소하고 있음을 알 수 있다. 또한, Fig 4.4에서 실험체는 각각 일정한 지간/깊이 비에 따른 일반철근의 효과로서 반비례 관계를 나타내고 있다. Fig 4.3과 Fig 4.4에서 살펴 볼 수 있듯이 실험결과와 해석결과 또한 일반철근비에 대한 외부 긴장재의 극한응력과 부재의 중앙부의 변위가 같은 경향을 보이고 있음을 확인할 수 있다. Fig 4.5와 Fig 4.6은 내부 인장철근의 변수를 갖는 실험체들은 해석한 하중-변위 곡선이다.

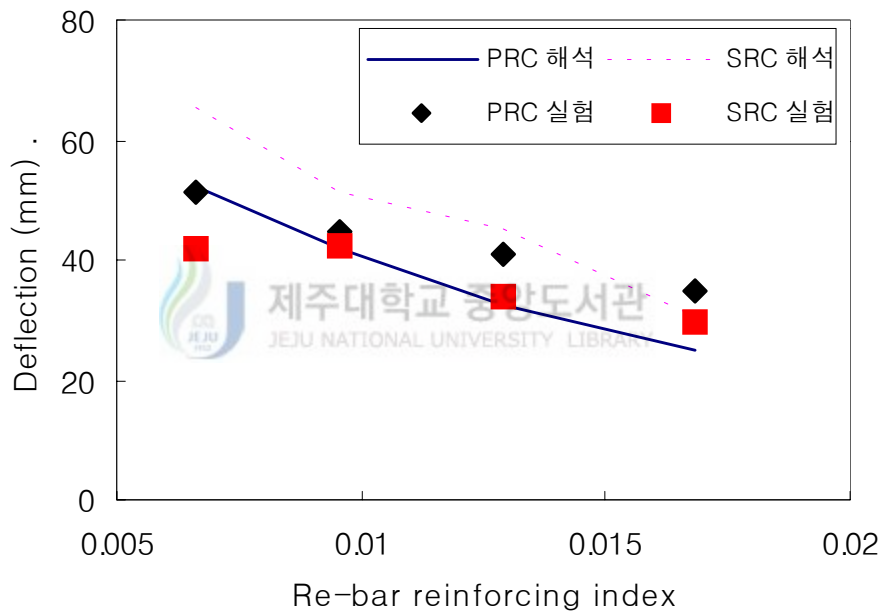


Fig 4.4 Deflection at center in the beam and reinforcing index of re-bar

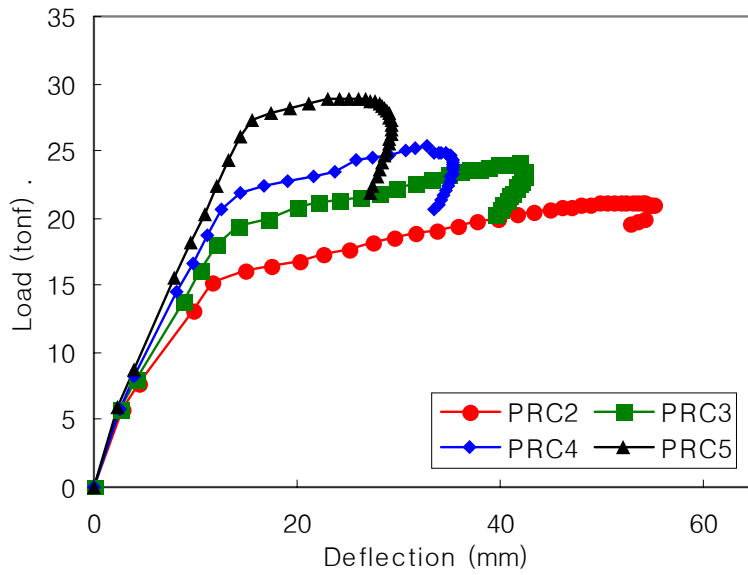


Fig 4.5 Load-deflection curves by analysis model with different re-bar ratio (PRC)

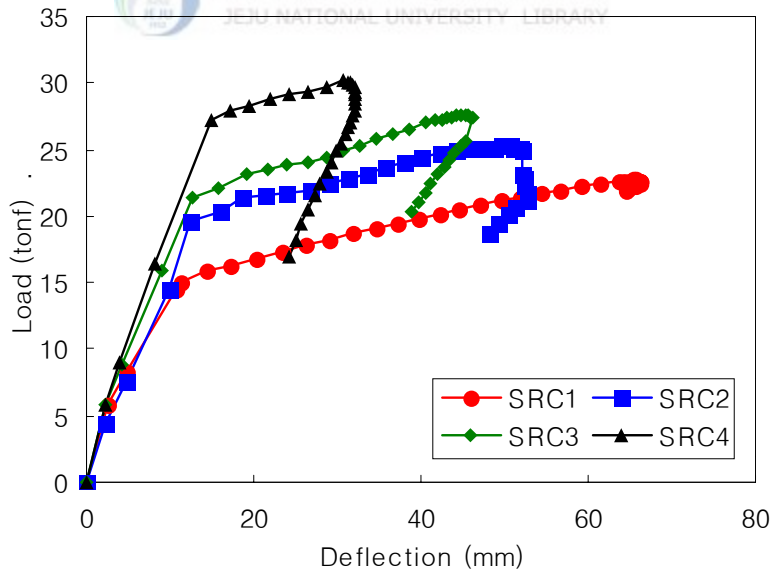


Fig 4.6 Load-deflection curves by analysis model with different re-bar ratio (SRC)

2) 외부 긴장재비의 영향

Fig 4.7과 Fig 4.8은 외부 긴장재비의 변수를 갖는 실험체로서 PRC6, PRC4, PRC7, SRC5, SRC6, SRC7을 대상으로 해석하였다. 외부 긴장재비에 대한 외부 긴장재의 극한응력과 부재 중앙부의 처짐과의 관계를 살펴보면, Fig 4.7에서 보는 바와 같이 외부 긴장재비가 증가할수록 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력 증가분은 감소되는데, 기존 ACI 시방식은 외부 프리스트레싱 강재의 영향을 고려하고 있지만 실험결과와 기울기에 있어서 차이를 보이고 있다. 이는 기존의 ACI 시방식이 최소 내부철근을 갖고 외부 프리스트레싱 강재로만 인장력을 저항하는 경우의 시방식이기 때문으로 판단된다. 반면 해석결과와 비교하면 외부 프리스트레싱 강재비의 영향을 비교적 잘 고려하고 있어 실측 응력값의 경향을 잘 반영하고 있다.

Fig 4.8은 외부 긴장재에 대한 부재 중앙부의 처짐의 관계를 나타낸 그래프인데, 외부 긴장재가 증가함에 따라 반비례 관계임을 확인할 수 있다. 또한 실험결과와 해석결과 마찬가지로 같은 경향을 보이고 있어 해석 모델식의 외부 긴장재비의 영향에 대해서 합리적으로 고려하고 있음을 확인할 수 있다. Fig 4.9과 Fig 4.10은 외부 긴장재비에 따른 해석대상 실험체에 대한 해석결과의 하중-처짐 곡선을 나타내고 있는데, 그림에서 보는 바와 같이 외부 긴장재의 보강량이 증가하면 극한강도가 증가하고 극한처짐은 감소함을 알 수 있다.

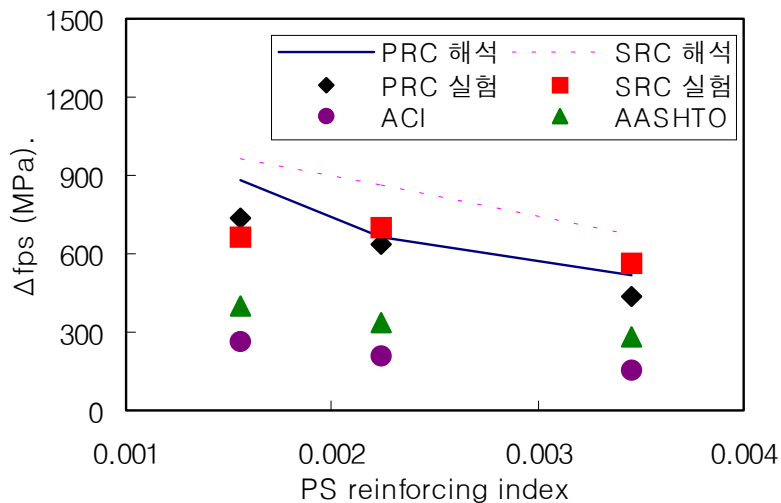


Fig 4.7 Increased ultimate stress of external PS steel and reinforcing index of external PS steel

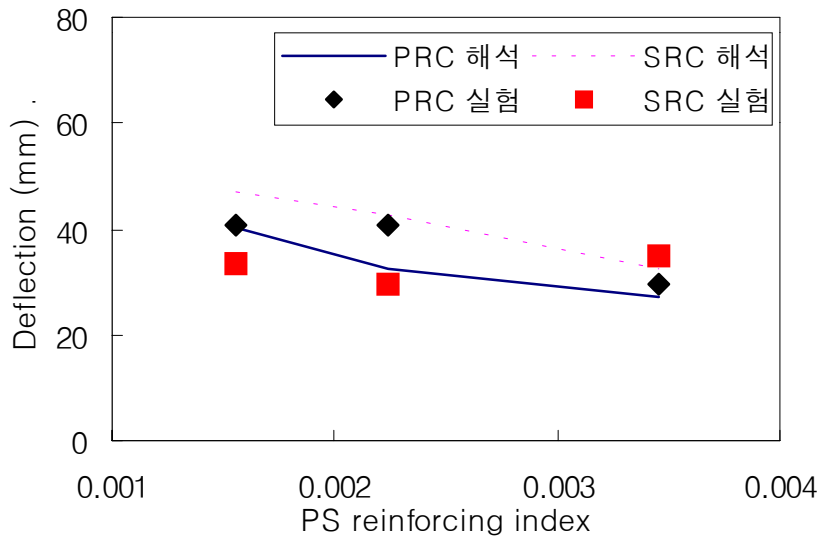


Fig 4.8 Deflection at center in the beam and reinforcing index of external PS steel

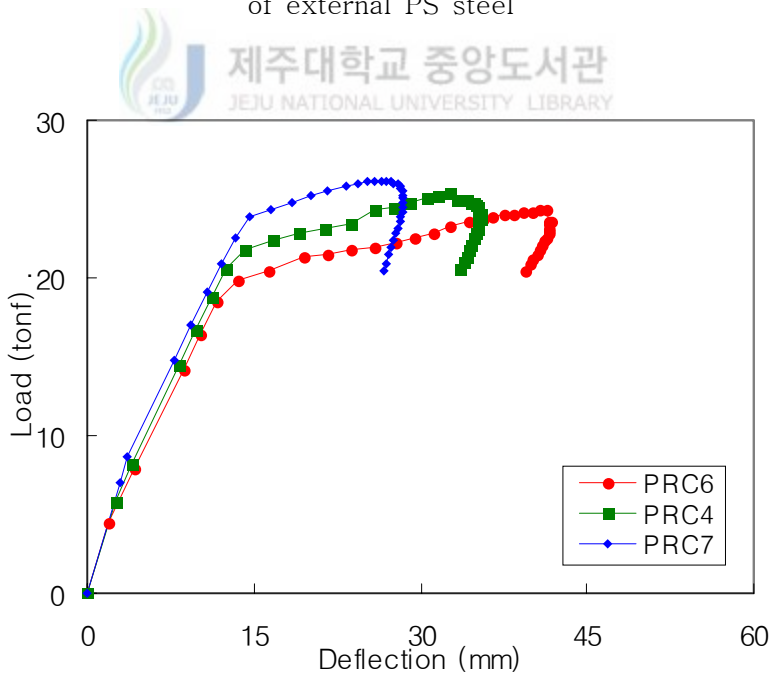


Fig 4.9 Load-deflection curves by analysis model with different reinforcement ratio of external PS steel (PRC)

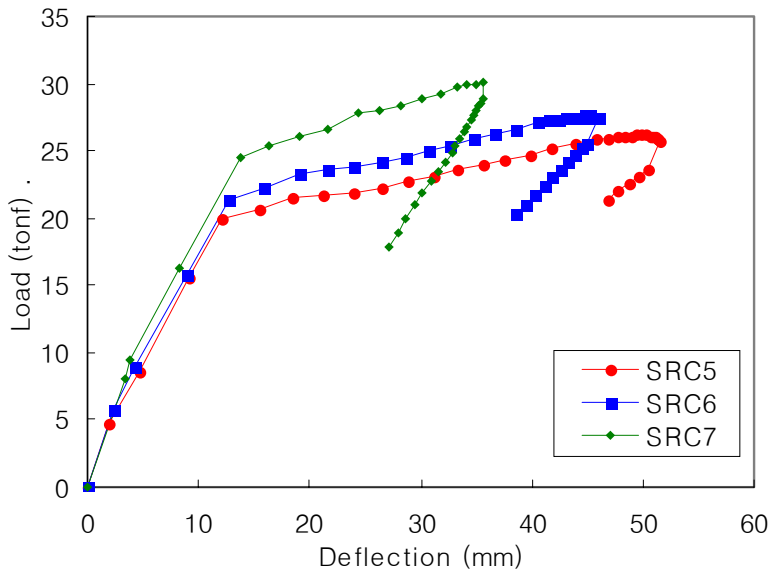


Fig 4.10 Load-deflection curves by analysis model with different reinforcement ratio of external PS steel(SRC)

### 3) 지간과 강재깊이 비 ( $L/d_{ps}$ )의 영향

Fig 4.12에서 지간/강재깊이 비는 다른 변수와 달리 부재 중앙부의 변위에는 거의 영향을 미치지 않는 것으로 나타내는데, 이는 지간과 강재깊이 비가 서로 근소한 차이로 변수를 갖기 때문으로 판단된다. ACI 시방식에서  $L/d_{ps}$ 의 비를 35로 기준하여 사용하고 있는 반면 본 연구에 이용한 모든 실험체가 35보다 작은 값을 사용하고 있기 때문이다.

반면, Fig 4.11에서 지간과 강재깊이 비가 증가함에 따라 외부 긴장재의 극한응력은 감소하는 반비례하고 있음을 확인할 수 있으며, 실험결과와 해석결과 또한 지간/깊이 비가 증가함에 따라 반비례 관계를 갖는 경향을 보이고 있다.

Fig 4.13과 Fig 4.14은 지간/강재깊이 비를 갖는 PRC(8,9,10) 실험체와 SRC(8,9,10,11) 실험체를 해석한 하중-변위 곡선 결과로서, 지간/강재깊이 비가 증가할수록 하중-변위 곡선에서 하중은 증가하는 반면, 처짐에 대해서는 큰 차이는 보이고 있지 않지만, 계측값과 해석결과를 자세히 살펴보면 감소하는 반비례 관계를 갖는 경향을 보이고 있다. 다만, 앞서 언급했지만  $L/d_{ps}$ 의 비가 근소하여 본

연구에서는 미미한 영향을 보고 있다.

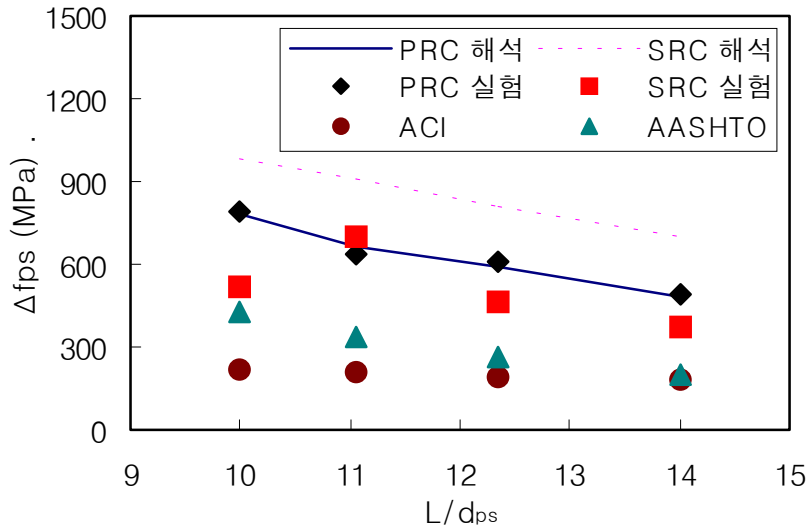


Fig 4.11 Increased ultimate stress of external PS steel and span/depth ratio

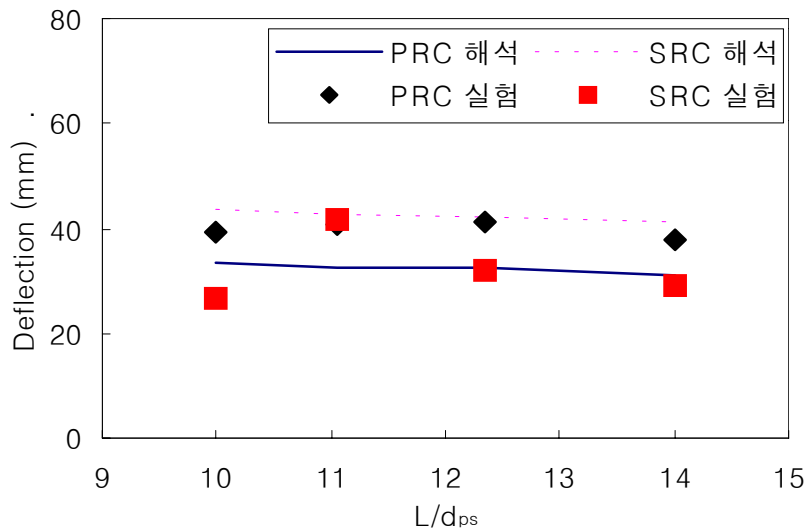


Fig 4.12 Deflection at center in the beam and span/depth ratio

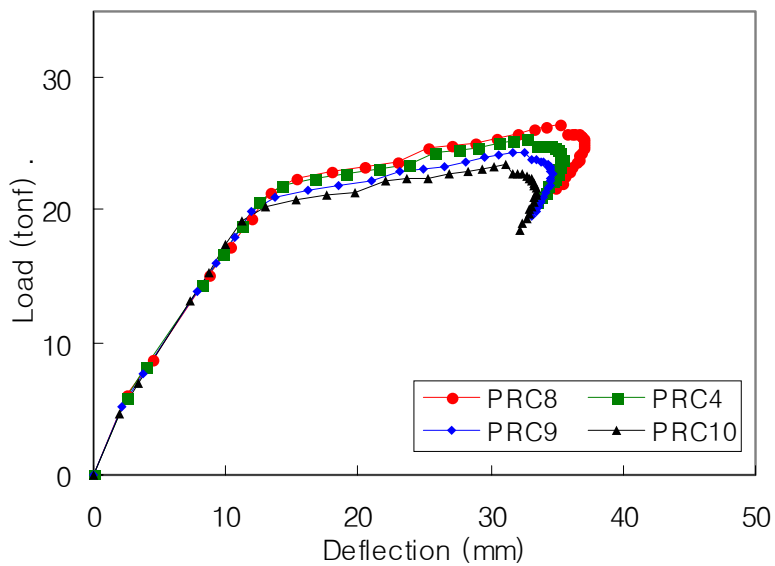


Fig 4.13 Load-deflection curves by analysis model with different span/depth ratio (PRC)

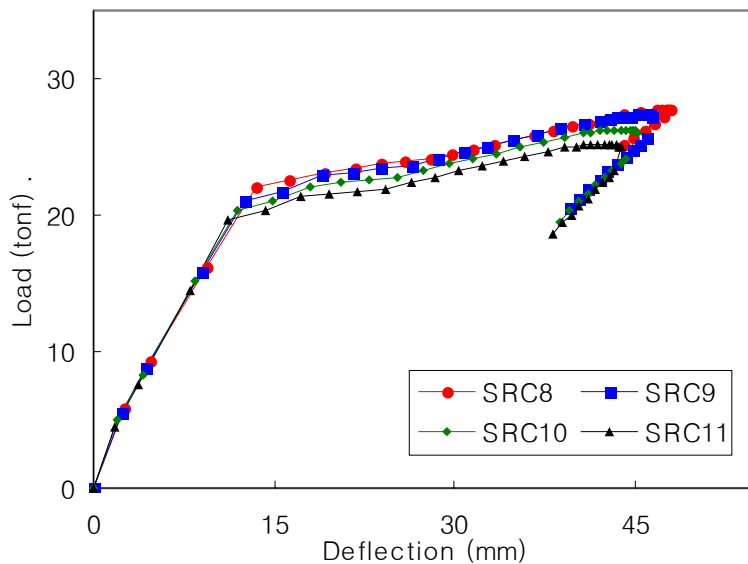
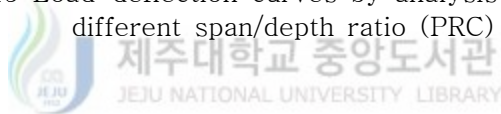


Fig 4.14 Load-deflection curves by analysis model with different span/depth ratio (SRC)

### 3. 극한 저항모멘트의 비교

Fig 4.15과 Fig 4.16은 PRC 실험체와 SRC 실험체별로 극한모멘트에 대한 실험값과 해석결과를 비교한 것이다. 전체적으로 실험값과 해석값이 잘 일치하고 있을 수 있는데, PRC 실험체인 경우 모든 실험체가 실험결과보다 해석결과가 낮게 나타났으며, SRC 실험체인 경우 대부분이 실험체가 실험결과보다 해석결과가 높게 나타났다. 그 중 SRC1 실험체의 해석결과가 가장 크게 해석되었는데 이 실험체인 경우는 다른 실험체와는 달리 내부 인장철근비보다 내부 압축철근비가 커서 실제 계측된 극한 모멘트값이 내부 인장철근비에 따른 변수를 갖는 실험체보다 상대적으로 낮은 결과를 보이고 있어 해석결과와 큰 오차를 보이고 있는 것으로 판단된다. 또한 PRC 실험체에 사용된 압축철근비보다 SRC 실험체에 2배의 내부 압축철근을 사용하여 실험한 것으로 같은 변수의 영향을 고려하여 제작된 실험체이지만 내부 압축철근의 비가 큰 SRC 실험체에서 계측된 극한 모멘트의 결과보다 해석결과가 높게 평가된 것으로 판단된다.

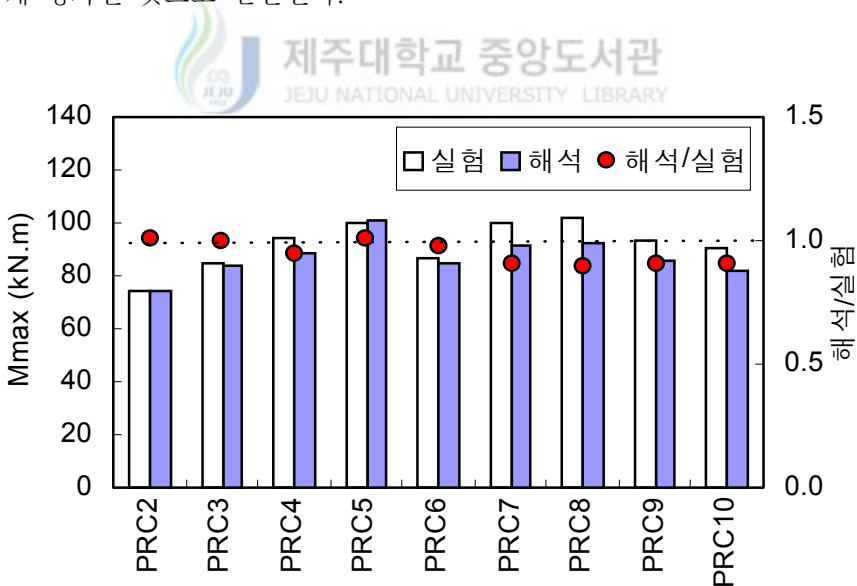


Fig 4.15 Comparison of ultimate moment by measurement and analysis (PRC)



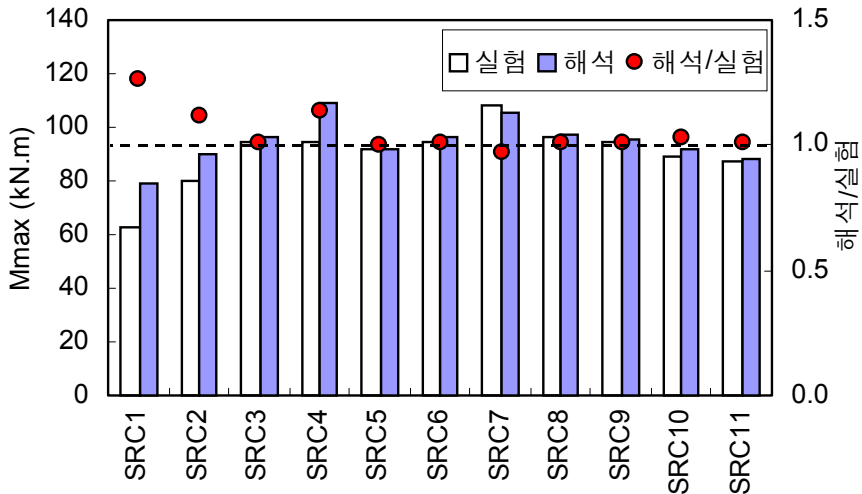


Fig 4.16 Comparison of ultimate moment by measurement and analysis (SRC)



#### 4. 외부 긴장재의 극한응력 증가량 비교

Fig 4.17과 Fig 4.18는 PRC 실험체와 SRC 실험체별로 극한상태에서의 외부 프리스트레스 강재의 증가된 극한응력( $\Delta f_{ps}$ )에 대한 실험결과와 해석결과를 비교한 것이다. PRC 실험체인 경우 PRC6, PRC7, PRC10 실험체를 제외하고 모든 실험체가 실험결과보다 해석결과 값이 낮게 나타났다. 해석결과에서 PRC7 실험체의  $\Delta f_{ps}$  값이 상대적으로 높게 평가된 것은 극한상태에서의 실험체가 T형보 거동을 하기 때문으로 판단된다. 해석 대상인 PRC와 SRC 실험체에 대해 PRC7, PRC8, SRC4, SRC8, SRC10, SRC11를 제외한 대부분의 실험체의 외부 프리스트레싱 강재의 극한응력을 비교적 양호하게 예측하고 있다.

일반적으로는 비선형해석에서 해석결과와 실험결과와 비교해 보면, 보통 해석결과 값이 낮게 나타나는 데, 본 연구에서는 PRC7, PRC10, SRC8, SRC10, SRC11 실험체인 경우 오히려 실험결과 보다 높은 결과를 얻었다. 이는 실험결과가 대단히 만족스럽다는 가정하에 해석상에서 비부착 긴장재를 사용한 휨부재를 모델링 할

때 고려하지 못한 요소가 있을 가능성에 그 원인이 있는 것으로 삼고, 이를 보완하기 위한 연구가 더욱 진행되어야 할 것으로 사료된다.

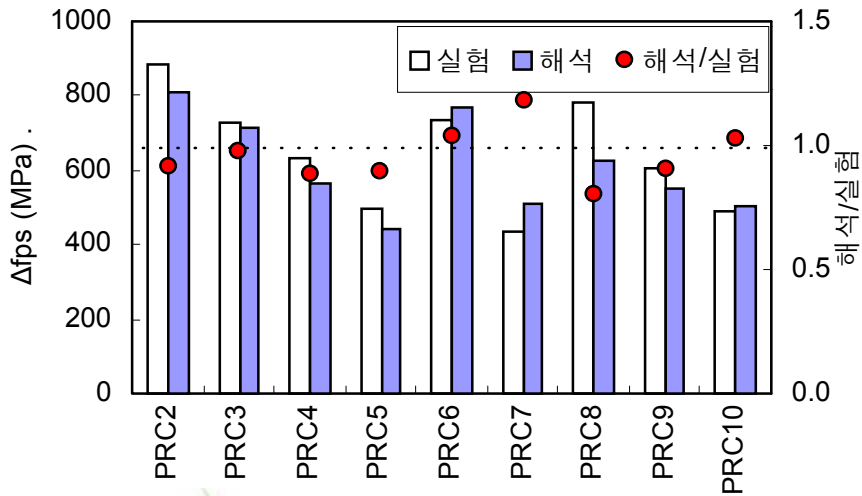


Fig 4.17 Comparison of increased ultimate stress of external PS steel by measurement and analysis (PRC)

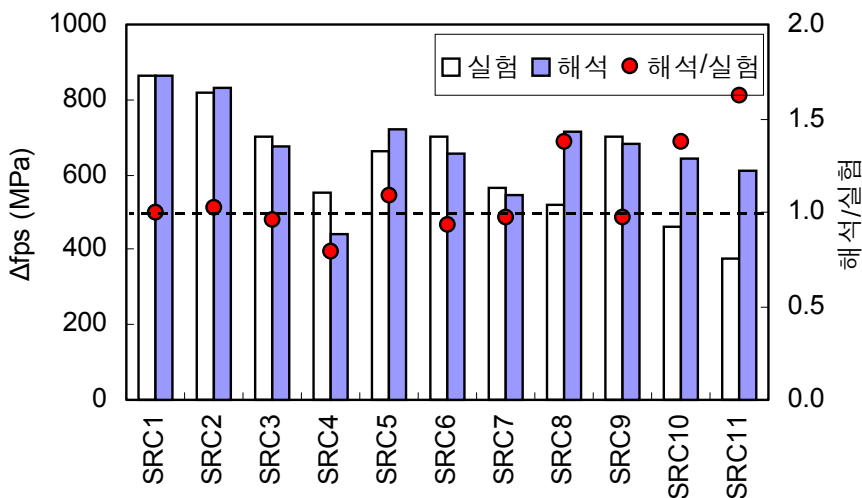


Fig 4.18 Comparison of increased ultimate stress of external PS steel by measurement and analysis (SRC)

참고로 긴장재의 재료시험에 의한 재료모델을 해석에 적용시킬 때에는 공장에서 제시한 자료에 의해 적용하는 것이 더욱 정확할 것으로 사료되므로 향후 연구자에게 권한다.

## 5. 압축철근비와 외부 긴장재의 극한응력 증가량 비교

Fig 4.19과 Fig 4.20은 각 예측식들과 측정값을 비교한 그래프로써 Fig 4.19은 PRC 실험체에 대해 예측식들에 의한 외부 PS강재의 극한응력 증가량을 비교하였고, Fig 4.20은 SRC 실험체에 대해 비교하였다. 두 실험체의 변수로는 내부 인장철근비의 변수를 갖는 실험체는 PRC(2~5)와 SRC(1~4)이며, 외부 PS 강재비의 변수를 갖는 실험체는 PRC(6,7)과 SRC(5~7)이며, 지간/외부 PS 강재의 깊이비의 변수를 갖는 실험체로는 PRC(8~10)과 SRC(8~11)로 구성되었다. 그리고 PRC 실험체와 SRC 실험체는 각각의 변수별에 따른 압축철근비가 서로 다른 실험체로 이뤄졌다. 여기서 AASHTO 시방식을 제외한 ACI 시방식과 본 연구의 제안 모델식은 압축철근에 따른 외부 PS 강재의 극한응력 예측에 큰 차이 없이 비슷하게 예측하고 있다. 그러나 AASHTO 시방식에서 PRC 실험체와 SRC 실험체의 외부 PS 강재의 극한응력 증가량을 비교해 보면 PRC와 SRC 실험체의 실측값에 대한 극한응력 증가량은 비슷한 결과값을 갖고 있지만, AASHTO 시방식인 경우 외부 PS 강재의 극한응력을 예측하는데 큰 차이를 보이고 있다. 이는 실험결과에서 압축철근에 대한 두 실험체의 극한응력의 변화에는 큰 차이 없이 비슷하나, 압축철근의 강재지수가 큰 SRC 실험체에서는 외부 PS 강재의 극한응력 예측을 잘 예측하고 있어 압축철근의 영향으로 극한응력 예측에 차이를 보이는 것으로 판단된다.

현재까지 AASHTO 시방식에서 여러 변수들에 대한 경향성을 잘 표현하고 있어 외부 긴장재의 극한응력을 비교적 정확히 예측하고 있는 것으로 나타났으나 압축철근비에 의한 극한응력 예측에 불안전 값을 나타내고 있어 향후 연구 과제로써 압축철근비에 대한 변수를 고려하여 보완되어야 할 것으로 사료된다.

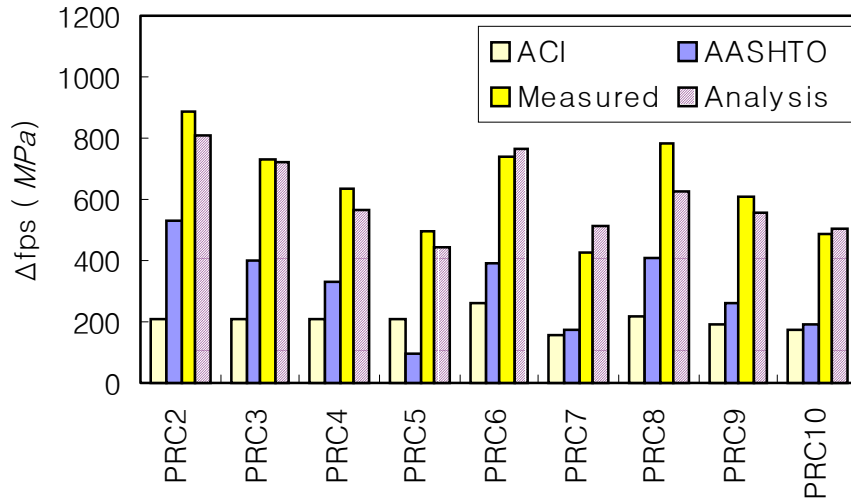


Fig 4.19 Increased ultimate stress of external PS steel (PRC)

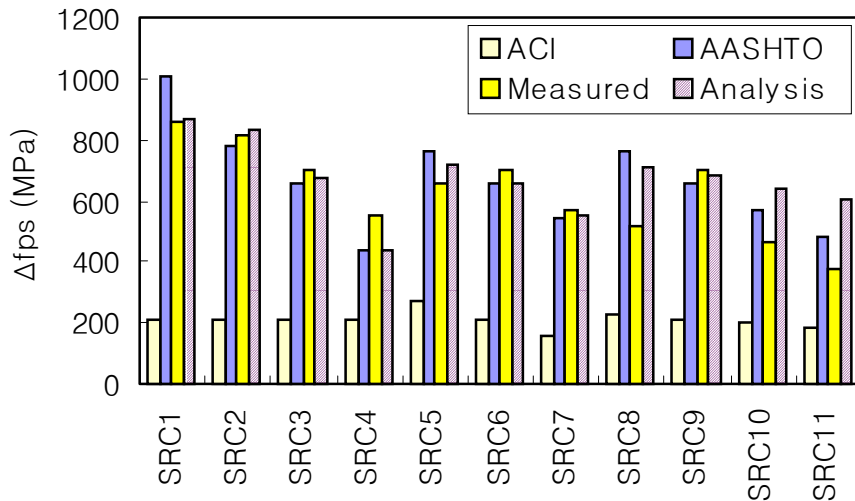


Fig 4.20 Increased ultimate stress of external PS steel (SRC)

아래의 Table 4.1와 Table 4.2는 PRC 실험체와 SRC 실험체의 해석결과를 표로 나타내었다.

Table 4.1 Summary of measured and analyzed results (PRC)

Beam I.D	$f_{pe}$ (MPa)	$\Delta f_{ps}$ in ACI (MPa)	$\Delta f_{ps}$ in AASHTO (MPa)	Measured $\Delta f_{ps}$ (MPa)	Calculated $\Delta f_{ps}$ (MPa)	Measured $M_u$ (kN · m)	Calculated $M_n$ (kN · m)	$M_u/M_n$
PRC2	845.90	206.5	530.21	886	811.04	73.82	74.22	0.99
PRC3	834.00	206.5	396.00	730	717.50	84.42	84.22	1.00
PRC4	815.00	206.5	334.50	632	561.38	94.22	88.99	1.06
PRC5	794.30	206.5	208.27	496	443.50	100.00	101.22	0.99
PRC6	729.60	263.7	402.42	736	767.16	86.87	85.17	1.02
PRC7	693.30	158.1	281.27	432	511.71	100.38	91.50	1.10
PRC8	731.10	220.8	423.86	784	628.97	102.38	92.43	1.11
PRC9	789.80	192.0	267.27	608	554.02	93.77	85.32	1.10
PRC10	842.10	177.7	197.03	490	504.56	90.48	81.91	1.10

Table 4.2 Summary of measured and analyzed results (SRC)

Beam I.D	$f_{pe}$ (MPa)	$\Delta f_{ps}$ in ACI (MPa)	$\Delta f_{ps}$ in AASHTO (MPa)	Measured $\Delta f_{ps}$ (MPa)	Calculated $\Delta f_{ps}$ (MPa)	Measured $M_u$ (kN · m)	Calculated $M_n$ (kN · m)	$M_u/M_n$
SRC1	810.0	212	1005.78	862.49	863.96	62.96	79.54	0.79
SRC2	730.3	212	779.50	816.10	833.61	80.11	90.00	0.89
SRC3	777.5	212	656.64	699.72	672.85	94.98	96.37	0.99
SRC4	788.0	212	437.74	553.23	439.22	94.97	108.66	0.87
SRC5	794.4	273	765.59	661.24	719.64	91.67	91.64	1.00
SRC6	793.1	212	654.89	699.72	653.68	94.98	96.49	0.98
SRC7	817.3	162	546.56	565.01	547.51	108.51	105.42	1.03
SRC8	714.9	227	763.48	520.41	713.26	96.22	97.43	0.99
SRC9	718.6	212	657.52	699.72	684.85	94.98	95.83	0.99
SRC10	720.2	197	565.41	463.77	641.17	88.79	92.00	0.97
SRC11	728.6	182	482.33	375.00	608.40	87.16	88.31	0.99

## V. 결 론

본 연구에서는 외부 긴장재를 갖는 콘크리트 보의 휨거동을 예측하고, 극한응력과의 관계분석에 대한 해석적 연구를 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 제안된 비선형 휨거동 해석 모델이 실제 거동을 비교적 정확히 예측하였다.
- 2) 외부 긴장재의 응력 증가량에 영향을 주는 변수인 일반철근비, 외부 긴장재비, 지간/유효높이 비 등은 긴장재의 극한응력( $\Delta f_{ps}$ )에 주요 변수임을 확인하였다.
- 3) 일반철근비와 외부 긴장재비는 부재 중앙부 변위와 반비례 관계를 가지고 있다.
- 4) 지간/PS강재의 깊이 비 ( $L/d_p$ )가 증가함에 따라 긴장재의 응력은 반비례 관계를 가지는 반면 부재 중앙부의 변위에는 영향이 없는 것으로 나타났다.
- 5) 부재 중앙부 변위와 비부착 긴장재의 극한응력은 비례관계를 가지고 있으며, 소성힌지 개념을 이용하여 예측한 실험체의 처짐이 실험값과 비교적 잘 일치하고 있음을 확인할 수 있다.
- 6) 기존 ACI 시방식이나 우리나라 시방식의 외부 비부착 긴장재의 응력예측식은 중요 변수인 내부 인장철근을 고려하고 있지 않아 외부 긴장재를 갖는 철근 콘크리트 보의 극한응력 예측에 부적합함을 확인할 수 있다.
- 7) AASHTO 시방식은 프리스트레싱 강재의 극한응력을 강재와 중립축 깊이비의 함수로 나타내고 있어 그 경향성은 비슷하나 실측값과 오차가 크며, 내부 인장철근비가 철근콘크리트 보에 대해 극한상태에서의 단면이 T형보 거동을 할 경우 과소평가됨을 확인할 수 있다.
- 8) AASHTO 시방식은 압축철근비에 따라 긴장재의 극한응력 예측에 큰 차이를 보이며, 압축철근에 대한 변수를 고려하여 보완되어야 할 것으로 사료된다.

## VI. 참고 문헌

- ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)," American Concrete Institute, Detroit, 2002.
- Alkhairi, F. M., "On the flexural behavior of concrete beams prestressed with unbonded internal and external tendons." Ph.D thesis, University of Michigan at Ann Arbor, 1991.
- Campbell, T. I. and Chouinard K. L. (1991), "Influence of Nonprestressed Reinforcement on the Strength of Unbonded Partially Prestressed Concrete Members", ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5, pp. 546-551.
- Cooke. N., Park, R., and Yong, P., "Flexural Strength of Prestressed Concrete Members with Unbonded Tendons," PCI Journal, Vol. 26, No. 6, Nov. Dec., 1981, pp 52-80.
- Du, G. and Tao, X., "Ultimate Stress in Unbonded Tendons of Partially Prestressed Concrete Beams," PCI Journal, Vol. 30, No. 6, Nov-Dec. 1985, pp. 72-91.
- Harajli, M. H., "Effective of span-depth ratio on the ultimate steel stress in unbonded prestressed concrete members," ACI Journal. May-Jun., 1990, pp 305-312.
- Jenn-Chuan Chern, Chii-Ming You, Zdenek P.Bazant., "Deformation of Progressively Cracking Partially Prestressed Concrete Beams" ,PCI Journal, January-February, 1992, pp.74-85
- Mattock, A. H., Yamazaki, J., and Jattula, B. T., "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams with and without Bond," ACI Journal, Vol. 68, No.3, Feb. 1971, pp. 116-125.
- Menegotto, M., and Pinto, P. E., "Method of Analysis for Cyclically Loaded R. C. Plane Frames," IABSE Preliminary Report for



- Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal, 1973, pp 15-22.
- Naaman A. E., "External Prestressing for Rehabilitation: Analysis and Design Implications," 4th International Conference on Structural Failure, Durability and retrofitting," Singapore, July 1993.
- Naaman, A. E. and Alkhairi, F. M., "Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons: Part 2-Proposed Methodology," ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 6, Nov-Dec. 1991, pp. 683-692.
- Naaman, A. E., "A New Methodology for the Analysis of Beams Prestressed with External or Unbonded Tendons," ACI SP-120-16, pp. 339-354.
- Naaman, A. E., "Partial Prestressing in the Rehabilitation of Concrete Bridge," Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, Proceedings of the 1st Us-European Workshop, A. S. Npwak and E. Absi Editors, The University of Michigan, 1987, pp. 391-406.
- Naaman, A. E., and Alkhairi, F. M., "Stress at ultimate in unbonded post-tensioning tendons. Part II: Proposed methodology." ACI Journal, Nov.-Dec., 1991, pp 683-692.
- Pannell, F. N., "The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Prestressed Concrete Beams," Magazine of Concrete Research, Vol. 21, No.66, March 1969, pp. 43-54.
- Tom, A. and Pannell, F. N., "The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete Beams," Magazine of Concrete Research, Vol. 28, No. 97, Dec. 1976, pp. 203-208.
- Virlogeux, M., (1982), "External Prestressing," IABSE Proceeding, International Association for Bridge and Structural Engineering, P-62/82, Zurich, Switzerland, pp. 101-108.
- Virlogeux, M., "Non-Linear Analysis of Externally Prestressed Structures,"

FIP Symposium in Israel.

Virlogeux, M.P., "External Prestressing From Construction History to Modern Technique and Technology," External Prestressing in Bridges, ACI SP 120-1, Proceedings of an International Symposium, A.E. Naaman and J.E. Breen, Editors, Detroit, 1989, pp. 1-60.

건설교통부 (1999), 콘크리트 구조 설계기준

김민경, 이차돈, "비선형 유한요소법에 의한 부착 및 비부착된 프리스트레스트 콘크리트 보의 휨모델," 중앙대학교, 1999, pp. 17-45.

김민경, 이차돈, "부착 및 비부착된 프리스트레스트 콘크리트 보의 휨모델," 콘크리트학회 가을 학술발표회 논문집, 제11권, 2호, 1999, pp. 467-470

박상렬, "외부 프리스트레싱으로 보강된 R.C 보에서 강재량 및 턴던깊이에 따른 프리스트레싱 강재의 극한응력" 대한토목학회지, Vol.15, No.4, August, 2003, pp. 585-593.

신용철, "외부 프리스트레싱으로 보강한 콘크리트 보의 휨거동," 제주대대학교 석사학위논문, 2003, 12.

오병환, 유성원, "외부 비부착 강선을 가진 PSC 교량의 휨거동 해석기법 및 해석 프로그램 개발," 대한 토목학회 논문집, Vol. 19, No. I-5, 99. 9, pp. 761-771.

오병환, 유성원, "외부 프리스트레스트 콘크리트 부재의 극한상태에서의 강선응력 예측식 제안," 콘크리트학회 논문집, 제11권 6호, 99. 12, pp. 12-24.

이중윤, 임재형, 문정호, 신경재, "비부착 긴장재를 갖는 프리스트레스트 콘크리트 보에서 긴장재 응력의 과대평가," 콘크리트학회 논문집, 제11권 4호, 99. 9, pp. 73-81.

임재형, "프리스트레스트 콘크리트 콘크리트 부재에서 비부착 긴장재의 응력평가에 관한 연구," 한양대학교 박사학위논문, 1997, 12.

임재형, 문정호, 음성우, 이리형, "프리스트레스트 콘크리트 부재에서 비부착 긴장재의 극한응력에 관한 연구(I)-기존연구 및 ACI 기준식의 고찰," 콘크리트학회지, 제9권 4호, 97. 8, pp. 167-176.

임재형, 문정호, 음성우, 이리형, "프리스트레스트 콘크리트 부재에서 비부착 긴장재의 극한응력에 관한 연구(II)-변형도 적합조건을 이용한 설계식의 제

- 안,” 콘크리트학회지, 제9권 5호, 97. 10, pp. 105-113.
- 임재형, 문정호, 이리형, “비부착 긴장재의 응력산정을 위한 극한강도 설계식의 평가,” 콘크리트학회 논문집, 제11권 3호, 99. 6, pp. 113-122.
- 임재형, 문정호, 이리형, “비부착 긴장재의 응력에 영향을 미치는 중요변수에 대한 실험연구,” 콘크리트학회 논문집, 제11권 1호, 99. 2, pp. 209-219.
- 임재형, 문정호, 이리형, “비부착 긴장재의 응력을 평가하기 위해 제안된 설계식의 타당성 검증,” 콘크리트학회 논문집, 제11권 2호, 99. 4, pp. 127-137.



감사의 마음을 전합니다.....

미력이거나 본 논문을 쓰기까지 그 어느 누구보다 우선 저의 부족함을 탓하지 않으시고 노력과 인내로 지도해주셨으며, 당신 스스로 노력하는 자세와 연구에 매진하는 열정을 보여주신 박상렬 교수님께 진심으로 감사드립니다. 평소에 학문의 바른길을 몸소 보여주시고 구조의 길을 갈 수 있도록 도와주신 양성기 교수님, 김남형 교수님, 남정만 교수님, 이병걸 교수님께 깊은 감사드립니다. 그리고 바쁜 와중에도 논문 심사를 맡아 세심하게 검토하고 지적하여 주신 김상진 교수님과 김성근 교수님께 이 자리를 빌어서 다시 한번 깊은 감사의 뜻을 올립니다.

논문이 나오기까지 아낌없는 도움을 주신 력강 철콘구조연구실 가족인 김태우, 신용철, 부성욱, 천현, 양철영, 김영인에게 감사하며, 실천하면서 힘들고 굶은 일을 도맡은 박현수, 김영변, 허성호에게 고마움을 전합니다. 그리고 대학원 생활을 같이 하면서 형으로써 부족함이 많았으나 불평없이 도맡은 조영웅, 허영택, 박지훈, 강현우, 오동익, 김승희, 고건, 문덕철, 권혁춘, 김광익, 박현수, 김경보에게도 고마움을 전합니다. 늘 가까이 학생이 되어 조언과 격려해 주었던 병식이형, 은희, 한영, 성봉, 근형, 남용, 영권, 종균, 종한, 순웅, 근운 친구와 선배님 모두에게 감사합니다.

공부를 끝까지 할 수 있도록 항상 나를 믿고, 묵묵히 지켜봐 주시고 많은 용기를 주셨던 아버지, 그리고 많은 뒷바라지를 해주신 어머니 감사합니다. 그리고 마음의 안식처인 부처님께 머리 숙여 항장합니다.

오늘의 결실이 있기까지 힘들고 고된 순간들을 이겨낼 수 있도록 관심과 용기주신 이 모든 분이 있었기에 다시 한번 이 논문의 지면을 빌어 깊은 감사의 마음을 전합니다.

항상 노력하는 사람이 되겠습니다.

2004년 6월.