



## 포스트텐션 부재에서 비부착긴장재의 응력 거동 예측 모델

김강수<sup>1)</sup> · 이득행<sup>1)\*</sup> · 갈경완<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>서울시립대학교 건축학부

## Prediction Model of Unbonded Tendon Stresses in Post-Tensioned Members

Kang-Su Kim,<sup>1)</sup> Deuck-Hang Lee,<sup>1)\*</sup> and Gyung-Wan Kal<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup>Dept. of Architectural Engineering, University of Seoul, Seoul 130-743, Korea

**ABSTRACT** As the demand on long span structures increases more in recent years, the excessive deflection, in addition to the ultimate strength, in horizontal members becomes a very important issue. For this reason, as an alternative method to effectively solve the deflection problems, the application of post-tensioned structural system with unbonded tendon increases gradually. However, most of the existing researches on post-tensioned members with unbonded tendons (UPT) focused on the ultimate flexural strength, which would be impossible or improper to check serviceability such as deflections. Therefore, this study aims at proposing a stress prediction model for unbonded tendons that is applicable to the behavior of UPT members from the very initial loading stages, post-cracking states, and service to ultimate conditions. The applicability and accuracy of the proposed model were also evaluated comparing to the existing test results from literature. Based on such comparison results, it was verified that the proposed model provided very good predictions on tendon stresses of UPT members at various loading stages regardless their different characteristics; wide range of reinforcement index, different loading patterns, and etc. The proposed model especially well considered the effect of various loading types on stress increases of unbonded tendons, and it was also very suitable to apply on the over-reinforced members that easily happened during strengthening/repairing work.

**Keywords** : unbonded tendon, prestressed, flexural behavior, posttension, flexural strength

### 1. 서 론

공간의 효율적 사용을 위하여 건축물의 경간 길이는 갈수록 길어지는 추세에 있기 때문에 수평부재는 극한강도 뿐만 아니라 처짐 및 균열 제한 등과 같은 사용성을 충족시켜야 된다.<sup>1)</sup> 따라서 이에 대한 효율적인 방법인 포스트텐션 공법의 적용이 증가될 것으로 예상되며, 특히 비부착긴장재에 의하여 건축물에서 시공성이 뛰어난 비부착긴장재의 적용이 늘어갈 것으로 판단된다.

비부착긴장재를 사용한 포스트텐션 부재(unbonded post-tensioned concrete members, 이하 UPT부재)의 강도는 부착방식의 경우와는 달리 정확한 강도예측이 어렵기 때문에 지금까지 여러 연구자들의 중요한 연구주제가 되어왔다. 그러나 아직도 UPT부재의 극한강도에 대한 기준설계식<sup>2-8)</sup> 및 여러 연구자들에 의해 제안된 강도예측식<sup>9-31)</sup>은 경험적인 제안식이 많으며, 서로 매우 다른 결과 값을 주는 경우가 많을 뿐만 아니라 정확도에도 다소 미흡한 면이 있다. 따라서 이 연구의 저자들은 UPT부재의 휨 강도

에 대한 기존의 접근방법<sup>17,20,21,25-28)</sup>을 수정하여 철근보강지수(reinforcement index, R) 및 모멘트 분포형상 등의 주요변수가 고려된 극한강도 예측식을 제안하였으며, 지난 60년간의 주요 참고문헌<sup>10-17)</sup>에서 수집한 177개의 실험자료를 통하여 제안식의 합리성 및 정확도를 검증하였다.<sup>39)</sup>

다른 한편으로는, 앞서 언급된 바와 같이 UPT부재를 적용하는 경우에 극한강도 뿐만 아니라 사용하중 상태에서의 거동이 매우 중요하다. 그러나 기존의 연구는 비부착 긴장재의 극한강도 산정에 초점이 맞추어져 있기 때문에 사용성 검토에는 적용이 불가능 하거나 매우 어려운 실정이다.<sup>9-15,18-31)</sup> 따라서 이 연구는 UPT부재에서 비부착 긴장재의 극한응력 예측식<sup>39)</sup>에 이은 일련의 연구로서, 부재의 균열 전, 균열 후, 사용하중 및 극한상태에서 적용이 가능한 응력예측모델을 제안하고자 한다. 또한, 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 제안 모델의 적용성 및 정확도를 검증하고자 하였다.

### 2. 기존 연구

#### 2.1 강도모델

UPT부재에서 비부착긴장재의 극한응력을 예측하기 위

\*Corresponding author E-mail : lee\_good@hanmail.net

Received June 16, 2009, Revised July 31, 2009

Accepted September 14, 2009

©2009 by Korea Concrete Institute

하여 Warwaruk et al.<sup>10)</sup>은 부착철근의 유무 및 재하하중을 변수로 한 실험을 수행하였으며, 이를 바탕으로 부착철근계수와 모멘트면적계수를 이용한 근사적인 해법을 제시하였다. Harajli<sup>21)</sup>는 소성힌지의 길이를 이상화시켜 최대모멘트 구간에 일정부분 연장된 등가소성힌지 개념을 제안하였으며, Bui and Niwa<sup>28)</sup> 및 Lee et al.<sup>19)</sup>은 Harajli의 등가소성힌지모델을 바탕으로 긴장재의 극한강도,  $f_{ps}$ 를 회귀분석하여 강도예측식 및 설계식을 제안하였다. 이후 Macgregor et al.<sup>26)</sup>은 모든 변형이 소성힌지의 한 단면에 집중된다고 가정하는 강체모델을 제시하였으며, Robert-Wollmann et al.<sup>27)</sup> 및 Harajli<sup>20)</sup>는 이러한 강체모델을 보완 발전시켰다. 한편, Naaman et al.<sup>22,23)</sup>은 단면뿐만 아니라 부재길이 방향에서의 모멘트-곡률관계와 긴장재의 배치형상 및 하중형태를 고려한 휨강도 설계식을 제안하였으나, 핵심개념인 부착계수를 경험적으로 결정하였다.

최근까지 발전되고 있는 기존의 대표적인 연구<sup>17,20,21,25-28)</sup>에서는 비부착긴장재의 총 변형량( $\Delta L$ )을 산정하는 데에 중요한 역할을 하는 소성힌지의 길이를 추정하는 제안식을 제시하였다. 그러나 소성힌지의 길이는 정확한 예측이 매우 어렵기 때문에 정확한 비부착긴장재의 응력증가량( $\Delta f_{ps}$ )의 산정에 오히려 오차를 발생시키는 근본적인 이유가 되고 있다. 따라서 저자들은 Warwaruk et al.<sup>10)</sup> 및 Cambell et al.<sup>14)</sup> 등의 실험 결과를 근거로 하여 극한상태에서 최대모멘트 구간에 변형이 집중된다는 가정을 적용하여 UPT부재에서 긴장재의 극한응력 예측식을 제안하였다.<sup>39)</sup> 제안된 강도모델에서 비부착긴장재의 극한응력( $f_{ps}$ ) 및 극한변형률( $\epsilon_{ps}$ )은

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \leq f_{py} \quad (1a)$$

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_{pe} + \Delta \epsilon_{ps} \quad (1b)$$

로 구해지며, 여기서  $f_{pe}$ 와  $\epsilon_{pe}$ 는 각각 유효 프리스트레스 응력과 변형률,  $f_{py}$ 와  $\epsilon_{py}$ 는 각각 항복응력과 항복변형률,  $\Delta f_{ps}$ 는 극한시 긴장재의 추가응력으로서 추가변형률( $\Delta \epsilon_{ps}$ )에 대응하는 값을 의미하며,

$$\Delta \epsilon_{ps} = \alpha k \frac{\epsilon_{cu}}{c_m} (d_p - c_m) \quad (2)$$

이다. 여기서  $\alpha$ 는 모멘트형상계수(Table 1 참조),  $k$ 는 부재 길이에 대한 최대모멘트 구간 길이의 비율(2점재하인 경우에는 실제 구간비, 그 이외의 경우에는 1/3 사용),  $\epsilon_{cu}$ 는 콘크리트의 극한변형률,  $d_p$ 는 압축연단에서 긴장재도심까지 거리이며,  $c_m$ 은 최대모멘트 구간에서 중립축의 높이로

$$c_m = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (3a)$$

**Table 1** Coefficient of moment distribution shape ( $\alpha$ ) for different loading patterns

Loading pattern	1 point loading	Uniform loading	2 point loading
$\alpha$	0.75	1.0	1.0

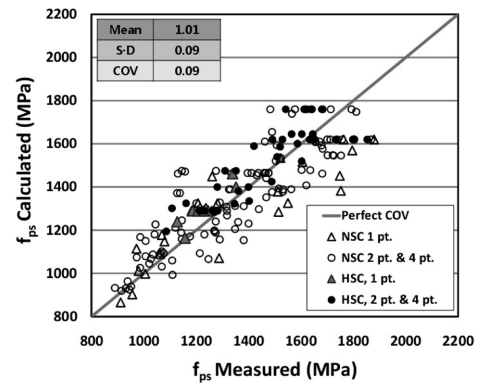
이고,  $A, B, C$ 는 각각

$$A = 0.85 f_{ck} b \beta_1 \quad (3b)$$

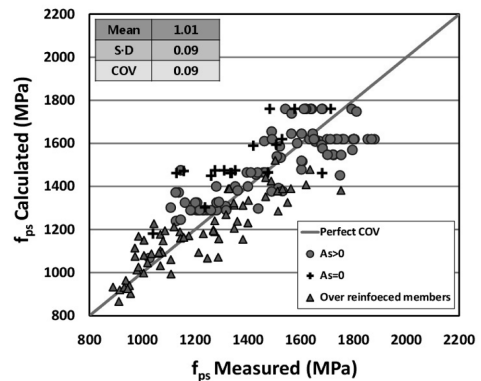
$$B = -(f_s A_s - f_s' A_s' - \alpha k \epsilon_{cu} E_p A_{ps} + \epsilon_{pe} E_p A_{ps}) \quad (3c)$$

$$C = -\alpha k \epsilon_{cu} E_p A_{ps} d_p \quad (3d)$$

이다. 식 (3)에서  $A_{ps}$ 는 긴장재의 단면적,  $A_s$ 는 인장철근 단면적,  $A_s'$ 은 압축철근의 단면적,  $E_p$ 는 긴장재의 탄성계수이며, 특별히 언급되지 않은 기호는 콘크리트구조설계기준<sup>8)</sup>에 정의된 바와 같다. 제안된 응력예측모델에 의하여 산정된 비부착긴장재의 극한응력과 177개의 기존 실험 결과를 비교하여 Fig. 1에 나타내었다. 재하형태(모멘트 분포형상) 및 부착철근의 유무에 관계없이 실험값과 잘 일치하고 있으며, 특히 활용도가 높아지고 있는 고강도 부재 및 보수·보강시 발생될 수 있는 과보강 부재에 대해서도 강도를 상당히 정확하게 예측하고 있음을 알 수 있다. 제안식의 자세한 유도과정을 포함하여 다양



(a) Effect of loading patterns and concrete strength



(b) Effect of bonded reinforcement and over-reinforcement

**Fig. 1** Performance of ultimate unbonded tendon stress ( $f_{ps}$ ) by the proposed strength model

한 변수 분석 결과 및 기존연구들과의 비교 등에 대한 사항은 참고문헌<sup>39)</sup>에 구체적으로 설명되어 있다.

## 2.2 거동모델

UPT부재의 휨거동 모델에 대한 국내외 연구는 휨강도 예측에 대한 연구에 비하여 그다지 많지 않다. 국내외 연구 중 대표적인 예로 신경재 외<sup>32)</sup>가 제시한 단순누가-트러스모델을 들 수 있다. 단순누가-트러스 모델은 Fig. 2(a)에 나타낸 것과 같이 비부착긴장재는 단순히 축하중만을 받는 부재로 해석하고, 긴장재와 콘크리트는 부재 내부의 꺾인점(drape point)에서 처짐이 같다는 가정을 이용하여 모델링되었다. Fig. 2(b)를 보면 철근콘크리트 부재의 강도와 긴장재의 강도를 단순히 누가하여 산정하였기 때문에 비교적 간략하지만 긴장재와 철근콘크리트 부재의 변형시점이 일치하지 않아서 균열 전후의 휨강성을 정확하게 평가하지 못한다는 단점이 있으며, 부재 내부에(매립형) 배치된 긴장재의 휨거동을 표현하는 것은 거의 어렵다고 볼 수 있다. 문정호 등<sup>16)</sup>도 실험 결과의 회귀분석을 토대로 하중과 변위의 관계를 비교적 정확하게 예측할 수 있는 비부착긴장재의 응력예측모델을 제안하였다. 그러나 궁극적으로 극한강도를 회귀분석을 통하여 얻어진 강도 예측식에 기반한 것이기 때문에 휨거동에

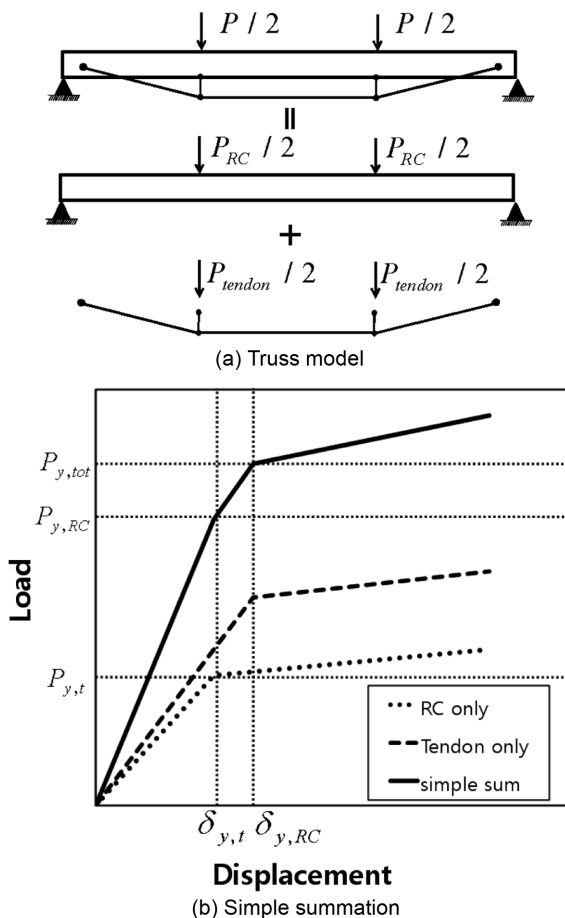


Fig. 2 Simple summation truss model

적용하는 것은 다소 무리가 있는 것으로 판단된다.

국외에서는 Tan et al.<sup>33)</sup>이 외부포스트텐션 부재의 정착장치 위치가 변화됨에 따라서 동반되는 긴장재의 편심 변화로 인하여 추가적으로 발생하는 2차모멘트 효과를 반영한 제안식을 제시하였다. Ozkul et al.<sup>37)</sup> Fig. 3에 나타낸 이상화된 트러스-보 모델(idealized trussed-beam model)을 이용하여 2개의 하중체계 즉, 프리스트레스트 축력이 없는 2점가력 하중만을 받는 경우(Fig. 3 (b) 참조)와 프리스트레스트 축력만을 받는 경우(Fig. 3 (c) 참조)로 나누어 단위하중법을 적용하였으며, 이를 토대로 비부착긴장재의 응력 및 부재의 휨거동을 예측하는 모델을 제안하였다. 휨거동을 균열 전 과 균열 후로 나누어 해석하였으며, 균열 후 거동은 유효단면2차모멘트의 개념을 적용하였다. 그러나 대체로 부재의 휨강성을 작게 평가하는 경향을 보이며, 재하형태에 대한 반영은 고려되지 않았다.

최근 Ozkul<sup>17)</sup>은 Harajli 등과 함께 이상화된 트러스-보 모델을 수정 및 보완하여 GIA(general incremental analysis)를 제안하였다. 하중단계를 선형탄성구간, 균열하중구간 및 극한하중구간으로 나누어 하중-변위관계를 유도하였으며 비교적 정확한 해석결과를 얻었다. 그러나 극한상태에서 발생하는 소성힌지길이를 적용한 강도모델을 거동에 적용한 것이기 때문에 역시 사용하중 하에서의 거동에 직접적으로 적용하는 것은 큰 무리가 있으며, 재하형태의 영향도 반영되지 못하였다.

## 3. 비부착긴장재의 응력거동 예측 모델의 제안

### 3.1 긴장재의 응력거동 예측 모델의 기본 개념

휨균열 발생 전에는 부재의 길이방향 곡률 분포가 휨모멘트의 분포와 동일한 형태로 분포하게 되며, 이때 인

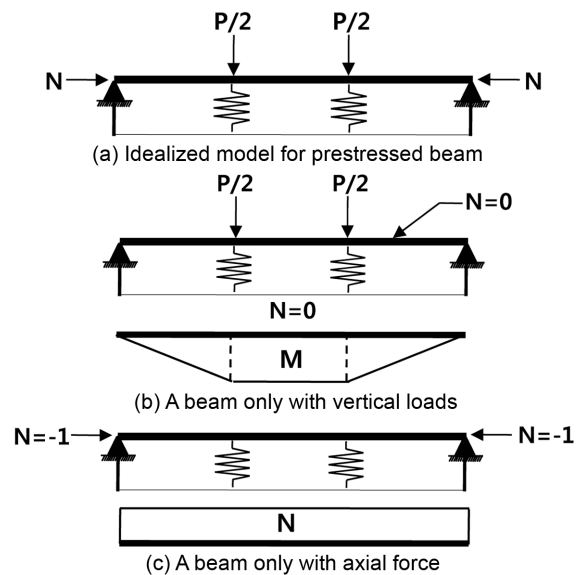


Fig. 3 Unit load trussed-beam model

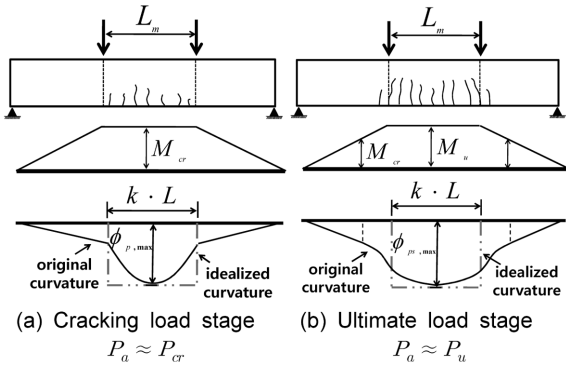


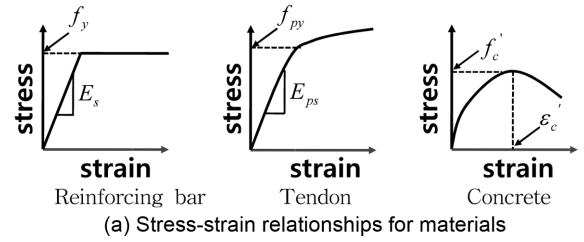
Fig. 4 Bending moment and curvature distribution at various loading stage

장축 콘크리트의 모든 단면이 휨강성에 기여한다. 하중이 증가하면서 부재의 최대모멘트 구간 내에서 휨균열이 발생된 후에는 Fig. 4(a)에 나타낸 것과 같이 곡률의 분포가 휨모멘트의 분포 양상과 달리 균열부근에서 극부적으로 커지게 된다. 이러한 곡률분포의 변화는 정밀한 예측이 매우 어렵기 때문에 기존의 여러 연구자들은 소성힌지길이 내에 곡률이 집중된 것으로 가정하여 휨거동 예측모델을 제안하였다.<sup>17,19,21)</sup> 이후 제안된 강체모델<sup>20,26-28)</sup>도 역시 극한상태의 소성힌지길이가 부재의 휨거동에 매우 중요한 영향인자로 적용되었다. 그러나 소성힌지길이를 적용한 기존 모델들은 기본적으로 모두 극한상태를 기반으로 유도되었기 때문에 휨거동 모델에 적용하는 것이 비합리적이며, 이러한 모델들에서 주요 인자인 소성힌지길이 자체가 정확한 예측이 어려워서 연구자들 간에도 많은 이견을 보이고 있다.

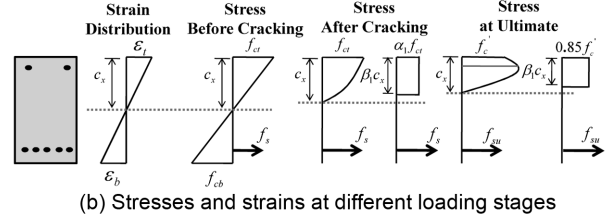
따라서 이 연구에서는 Fig. 4(b)와 같이 Warwaruk et al.<sup>10)</sup>의 실험 결과를 토대로 최대모멘트 구간 내에 곡률이 집중되는 것을 단순화하여 최대 곡률분포를 이상화하였다. 즉 이전 연구<sup>39)</sup>에서 설명된 바와 같이 기준에서 제시하고 있는 최소부착철근이 배치된 부재의 경우에 사용하중에서 극한상태에 이르기까지 압축연단 콘크리트의 변형률을 측정된 결과 대략적으로 최대모멘트 구간내에서 변형이 집중되며, 최소철근이 배치되지 않은 경우에도 2점가력하중하에서는 적은 수의 균열이라 할지라도 최대모멘트 구간 내에서 적절히 발달하는 현상을 반영할 수 있다.<sup>10,11,14)</sup> 또한 단부 정착구 사이에서 발생하는 긴장재의 총 길이 변화량( $\Delta L$ )은 긴장재와 동일한 위치에 있는 콘크리트의 총변형량과 같아야 하는 UPT부재 변형의 적합조건을 적용하여 긴장재의 응력증가량 예측 모델을 유도하였다.

### 3.2 제안 응력거동 예측모델의 유도

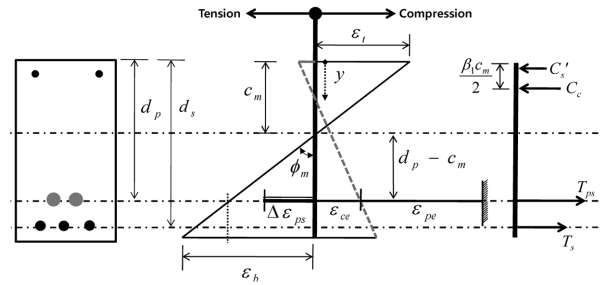
이 연구에서는 앞서 설명한 바와 같이 최대모멘트구간의 이상화된 곡률분포를 전제로 이전 연구<sup>39)</sup>에서 제안한 비부착긴장재의 극한응력 예측식을 모든하중단계에 적용할 수 있는 응력예측모델로 확장 적용한다. Fig. 5(a)에



(a) Stress-strain relationships for materials



(b) Stresses and strains at different loading stages



(c) Strains and internal forces at a section

Fig. 5 Stress-strain distribution at each loading stage

응력예측모델에 적용한 재료의 응력-변형률 곡선을 나타내었다. 철근의 경우에는 계산의 단순화를 위하여 일반적인 탄소성모델(elastic-plastic model)로 가정하였으며, 긴장재의 응력-변형률 관계는 Ramberg-Osgood 식<sup>40)</sup>을 사용하였다. 콘크리트의 경우에는 비선형거동을 효율적으로 표현할 수 있는 Collins et al.<sup>1)</sup>의 모델을 도입하였으며, 콘크리트의 응력( $f_c$ )-변형률( $\epsilon_c$ ) 관계는

$$f_c = f_{ck} \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (4)$$

로 나타난다. 여기서  $f_{ck}$ 는 콘크리트의 압축강도,  $\epsilon_{cu}$ 는 콘크리트의 최대 압축변형률이다. Fig. 5(b)에 나타낸 바와 같이 임의 크기의 하중상태에서 압축축 콘크리트의 합력은 단면의 압축연단에서 중립축( $c$ )까지 분포하는 콘크리트 응력( $f_c$ )을 적분하여 구할 수 있으며,

$$\int_0^c f_c b dy = \alpha_1 f_{ck} \beta_1 c b \quad (5)$$

이다. 여기서  $b$ 는 단면의 폭,  $\alpha_1$ 는 유효압축응력계수,  $\beta_1$ 는 등가응력블럭의 중립축계수,  $c$ 는 단면의 압축연단에서 중립축까지 거리,  $y$ 는 단면 임의의 위치에서 중립축까지 수직거리,  $\alpha_1 \beta_1$ 는

$$\alpha_1 \beta_1 = \frac{\epsilon_t}{\epsilon'_c} - \frac{1}{3} \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon'_c} \right)^2 \quad (6)$$

이다. 여기서  $\varepsilon_t$ 는 압축측 최외단의 변형률이다. 이때 중립축으로부터 압축응력의 합력까지의 거리( $\bar{y}$ )는

$$\bar{y} = \frac{\int_0^c f_c b y dy}{\int_0^c f_c b y dy} = c - 0.5 \beta_1 c \quad (7)$$

이 된다. 따라서 식 (5), (6) 및 (7)으로 부터 등가응력블럭의 중립축계수( $\beta_1$ )을 구하여 나타내면

$$\beta_1 = \frac{4 - \varepsilon_t / \varepsilon_c'}{6 - 2 \varepsilon_t / \varepsilon_c'} \quad (8)$$

이 되며, 유효압축응력계수( $\alpha_1$ )도 식 (8)을 식 (6)에 대입하여 구할 수 있다.

Fig. 5(c)에서 볼 수 있는 것과 같이 임의 하중상태에서 단면의 압축연단 변형률( $\varepsilon_t$ )을 가정하면 압축연단으로부터 수직거리  $y$ 만큼 떨어져 있는 위치의 변형률을 가정된  $\varepsilon_t$ 로 나타낼 수 있다. 즉, 임의의 위치( $y$ )에서 변형률( $\varepsilon_x$ )은

$$\varepsilon_x = \varepsilon_t + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_t}{h} y \quad (9)$$

로 나타낼 수 있으며, 여기서, 압축변형률은 음수, 인장 변형률은 양수이고,  $h$ 는 단면의 높이,  $\varepsilon_b$ 는 Fig. 5(c)에 보이는 바와 같이 단면 최하단 변형률로서 초기 계산시 대략적인 값을 입력해야 되지만 가정된  $\varepsilon_t$ 에 대하여 식 (14)에 나타난 힘의 평형을 만족시키는 변형률은 오직 한 개만이 존재하므로 반복계산 후에는 정해를 구할 수 있다. 단면의 상하부 변형률( $\varepsilon_t$ 와  $\varepsilon_b$ )이 정해지면 이를 이용하여 중립축깊이( $c_x$ ) 및 보강재 위치에서 변형률을 계산할 수 있다. 중립축깊이( $c_x$ )는 식(9)에서 임의의 위치( $y$ )에서 변형률( $\varepsilon_x$ )이 “0” 되는  $y$ 값이다.

단면의 최하단 변형률( $\varepsilon_b$ )이 균열변형률( $\varepsilon_{cr}$ )을 초과하기 전까지 Fig. 5(b)에 나타난 균열 전 응력분포와 같이 하부인장측의 콘크리트의 인장응력을 포함하여 계산하였다. 여기서 균열변형률( $\varepsilon_{cr}$ )은

$$\varepsilon_{cr} = \frac{M_{cr} h}{E_c I_g} \frac{1}{2} \quad (10)$$

이고,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수,  $I_g$ 는 콘크리트 단면의 단면2차모멘트,  $M_{cr}$ 은 최하단 콘크리트의 인장응력이 균열응력(파단계수,  $f_r$ )에 도달하는 모멘트이며,  $f_r$ 은  $0.63 \sqrt{f_{ck}}$ 를 사용하였다. 단면 최하단 변형률이 균열변형률을 초과한 경우에는 중립축 하부 콘크리트의 인장력이 미미하기 때문에 계산의 간략화를 위하여 무시하였다.

인장철근 및 압축철근의 변형률( $\varepsilon_s$  및  $\varepsilon_s'$ )은 식 (9)에 단면최상부에서 인장철근 및 압축철근의 도심까지의 거리( $d_s$  및  $d_s'$ )를 각각 대입하여

$$\varepsilon_s(\text{or } \varepsilon_s') = \varepsilon_t + \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_t}{h} d_s(\text{or } d_s') \quad (11)$$

으로 산정되며, Fig. 5(a)에 나타난 철근의 응력-변형률 곡선에 대입하여 철근의 응력을 계산한다. 다만 앞서 설명된 바와 같이 철근의 변형률( $\varepsilon_s$ )이 항복변형률( $\varepsilon_y$ )을 넘는 경우에는 철근의 응력( $f_s$ )을 항복강도( $f_y$ )로 제한하였다.

$$\text{if } \varepsilon_s < \varepsilon_y, f_s = E_s \varepsilon_s \quad (12a)$$

$$\text{if } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y, f_s = f_y \quad (12b)$$

여기서  $E_s$ 는 철근의 탄성계수를 나타낸다. 긴장재의 변형률은 유효프리스트레스 변형률( $\varepsilon_{pe}$ )에 증가된 추가변형률( $\Delta\varepsilon_{ps}$ , 식 (2) 참조)을 더하여

$$\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} + \Delta\varepsilon_{ps} = \varepsilon_{pe} + \alpha k \frac{\varepsilon_t'}{c_x} (d_p - c_x) \quad (13)$$

으로 계산되며, Ramberg-Osgood 식<sup>40)</sup>에 대입하여 변형률에 따른 긴장재의 응력을 계산하였다.

Fig. 5(c)에 나타난 단면력의 분포에 따라 힘의 평형방정식은

$$\alpha_1 f_{ck} b \beta_1 c_x + f_s' A_s' - f_{ps} A_{ps} - f_s A_s = 0 \quad (14)$$

으로 정리되며, 식 (14)를 만족하는 중립축의 위치에서 각단면력까지의 거리를 곱하여 모멘트강도를 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\begin{aligned} M_n &= C_c \left( c_x - \frac{\beta_1 c_x}{2} \right) + C_s (c_x - d_s') + \sum T (d - c_x) \\ &= \alpha f_{ck} b \beta_1 c_x \left( c_x - \frac{\beta_1 c_x}{2} \right) + f_s' A_s' (c_x - d_s') \\ &\quad + f_{ps} A_{ps} (d_p - c_x) + f_s A_s (d_s - c_x) \end{aligned} \quad (15)$$

위에서 설명된 계산과정을  $\varepsilon_t$ 가  $\varepsilon_{cu}$ 에 도달할 때까지 증가시키면서 긴장재의 응력 및 모멘트를 산정하여 모든 하중 단계에서의 모멘트-긴장재의 응력증가량( $M - \Delta f_{ps}$ ) 관계를 구할 수 있으며, 이 해석 모델의 계산과정을 정리하여 Fig. 6에 순서도로 나타내었다.

### 3.3 제안모델의 검증

제안된 긴장재의 응력거동 모델을 검증하기 위하여, 하중단계별로 긴장재의 응력증가량  $\Delta f_p$ ( $\Delta f_{ps}$ )이 명확히 나타나 있는 실험 결과와 제안모델에 의한 예측값을 비교하였다. Fig. 7은 Du and Tao<sup>12)</sup>에 의하여 보고된 실험 결과이며, 여기서 사용된 실험체의 단면은 모두 높이 280 mm, 폭 160 mm인 직사각형보이며, 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ )

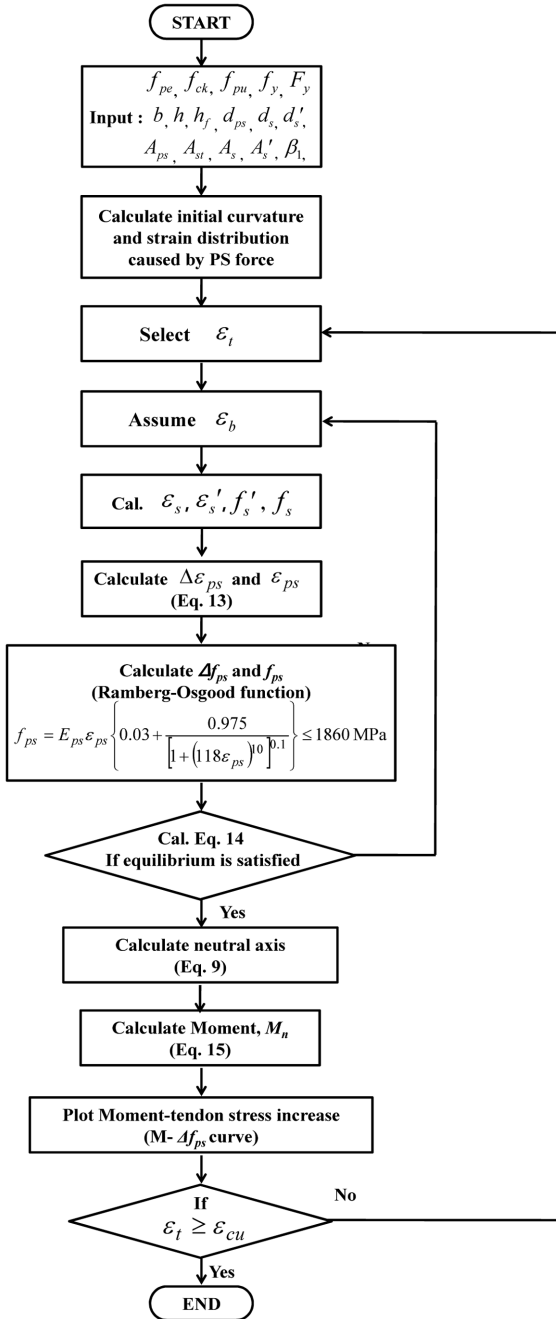


Fig. 6 Flow chart for the calculation of moment-curvature curve by the proposed model

는 30.6~33.1 MPa, 철근의 항복강도( $f_y$ )는 395~430 MPa, 긴장재의 인장강도( $f_{pu}$ )는 1,790 MPa이었다.

Fig. 7(a)에 나타난 A-2 실험체는 철근비( $\rho_s$ ) 0.45%, 긴장재비( $\rho_p$ ) 0.28%, 휨보강지수(reinforcement index, R) 0.23인 부재이며, 휨보강지수(R)는 다음과 같이 정의된다.<sup>2,8)</sup>

$$R = w_p + \frac{d_s}{d_p}(w_s - w')$$

$$\omega_p = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_{ck}}, \omega_s = \rho_s \frac{f_y}{f_{ck}}, \omega_s' = \rho_s' \frac{f_y'}{f_{ck}} \quad (16)$$

여기서  $\rho_p, \rho_s, \rho_s'$ 는 긴장재, 인장철근 및 압축철근비이

고,  $f_{pu}, f_y, f_y'$ 은 각각 긴장재의 인장강도, 인장 및 압축철근의 항복강도이다. A-2실험체에 대한 제안모델의 해석 결과가 실험에서 측정된 모멘트-응력증가량( $M-\Delta f_{ps}$ ) 곡선의 초기 기울기와 매우 정확하게 일치하는 것을 볼 수 있으며, 기울기 감소시점 및 이후 극한상태까지도 잘 예측하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 7(b) 및 (c)는 철근비 0.88%로 동일하고 긴장재비가 각각 0.22% 및 0.11%인 일반적인 수준으로 보강된 A-5 및 A-7 실험체를 보여주고 있으며, 이들 실험체는 Fig. 7(a)에 보이는 A-2 실험체에 비하여 부착철근량이 2배 가량 많고 긴장재량이 각각 2/3 및 1/3 수준으로 보강된 부재이다. 이처럼 긴장재량에 비해 부착 철근량이 비교적 많이 배치된 두 실험체에 대해서도 제안 모델은 매우 정확하게  $M-\Delta f_{ps}$  관계를 예측하였다. 이는 제안 모델에서 부착철근의 영향을 중립축의 변화로 잘 반영하고 있으며, 역시 최대모멘트 구간에 곡률이 집중된 것으로 보는 가정이 큰 무리없이 적용되고 있다고 판단된다.

Fig. 7(d)는 보강지수가 0.367로 A-2 실험체에 비하여 긴장재량과 부착철근량이 각각 2배가량 높게 배치된 A-3 실험체이며, Fig. 7(e)는 A-2에 비하여 긴장재량이 2배, 부착철근량이 5배가량 많게 배치된 보강지수 0.55인 A-9 실험체이다. 두 실험체 모두 기준<sup>3,9)</sup>에서 제시된 보강지수 제한치( $0.36\beta_1$ )를 초과한 과보강된 실험체이기 때문에 매우 취성적인 파괴모드 즉, 매우 작은 곡률에서 파괴된 실험체들인데도 이들 실험체의 긴장재 응력증가량을 파괴시 까지 매우 정확히 묘사하였다. 따라서 제안된 응력모델은 부재를 보강할 때 발생할 수 있는 과보강의 경우에도 사용하중 및 극한상태에서의 긴장재의 응력 및 강도예측을 매우 정확하게 예측한다는 것을 알 수 있다.

Fig. 8은 임재형 등<sup>38)</sup>에 의하여 보고된 실험 결과이며, 여기서 사용된 실험체의 단면은 모두 높이 300 mm, 폭 200 mm인 직사각형보이며, 콘크리트의 압축강도( $f_{ck}$ )는 23.5 MPa, 철근의 항복강도( $f_y$ )는 420 MPa, 긴장재의 인장강도( $f_{pu}$ )는 1,860 MPa이다. Fig. 8(a)에 나타난 F-2 실험체는 철근비 0.24% 긴장재비 0.26%인 일반적인 수준으로 보강된 부재로서, 1점 재하된 경우이다. 초기  $M-\Delta f_{ps}$ 뿐만 아니라 항복이후 거동까지 연속적으로 매우 잘 예측하는 것을 확인할 수 있는데, 이는 제안 모델에서 모멘트 면적을 이용하여 하중형태를 고려한 방법이 매우 합리적이라는 것을 뒷받침해줄 수 있는 것으로 판단된다.

Fig. 8(b)에 나타난 B-2실험체는 4점가력 하중으로 등분포하중에 가깝게 재하되었으며, 보강지수가 기준 제한치를 초과한 과보강 부재이다. 제안된 모델이 보강지수가 초과한 부재에 대해서  $M-\Delta f_{ps}$  관계를 매우 정확히 예측한다는 것은 앞서 언급된 바 있으며, B-2실험체와 같이 등분포에 가깝게 재하된 부재에서도 초기 거동, 사용하중 및 항복 후 거동까지도 매우 잘 예측되고 있음을 볼 수 있다. 즉, 등분포재하형태에 대해서도 제안 모델에서 적용한 모멘트 면적을 통한 하중형태의 고려방법이 타당함을 확인 할 수 있다고 판단된다.

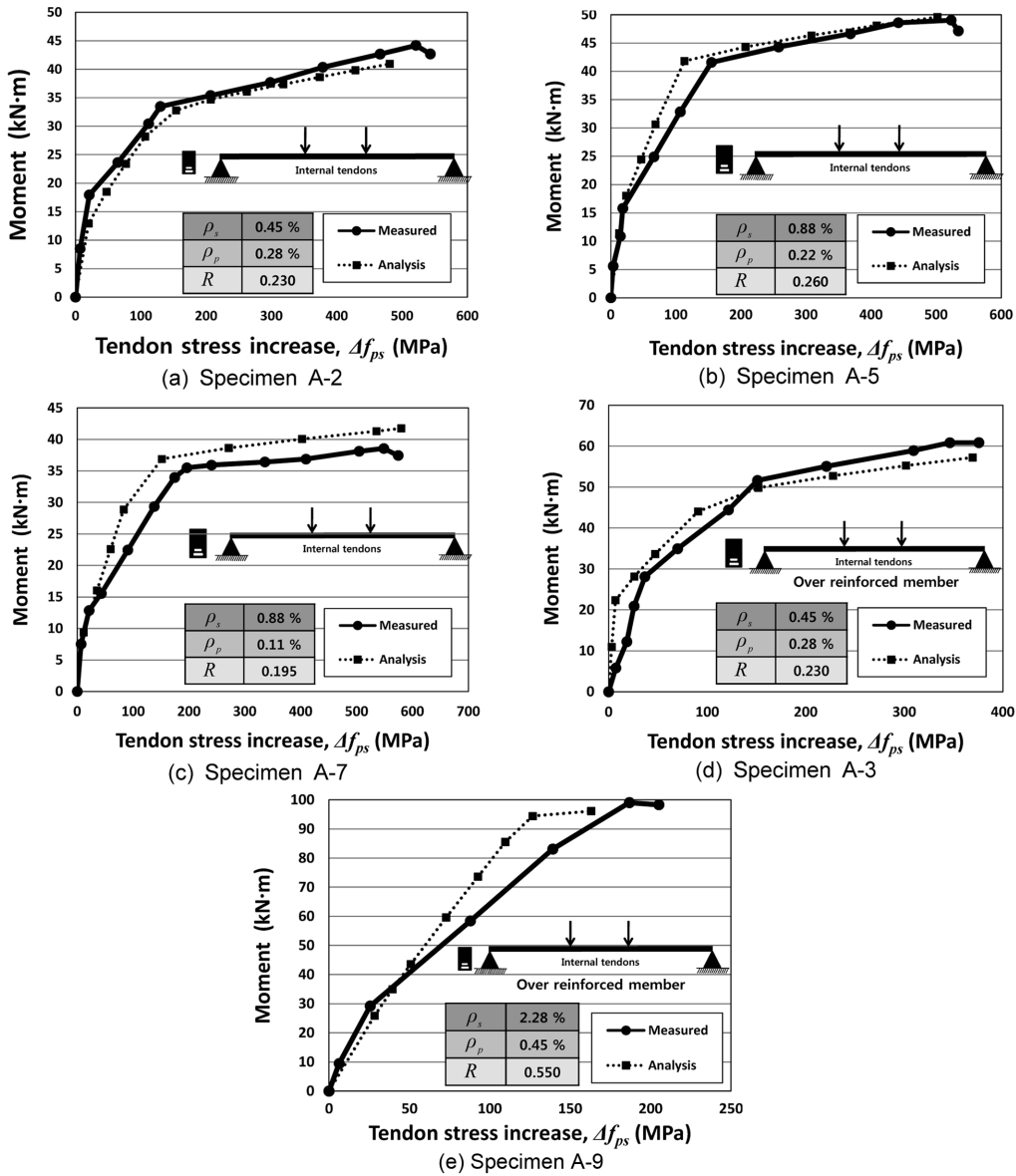


Fig. 7 Load vs. tendon stress increase response of reference 12

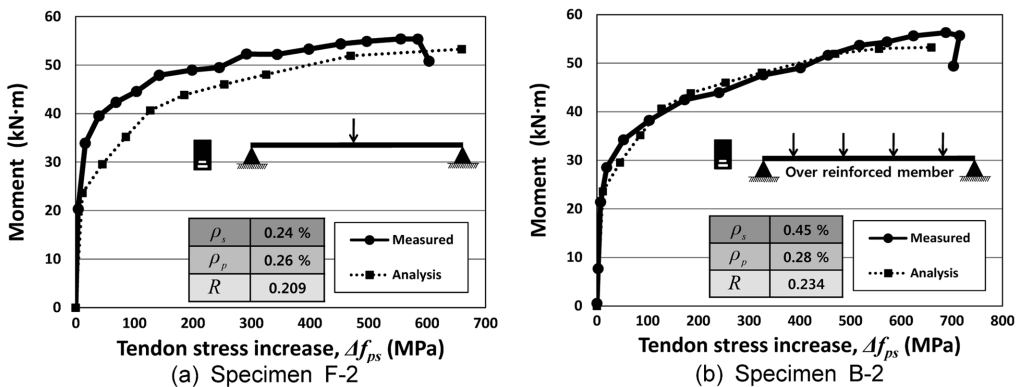


Fig. 8 Load vs. tendon stress increase response of UPT member subjected to different loading patterns

#### 4. 결 론

이 연구에서 비부착 긴장재를 사용한 포스트텐션 부재 (UPT)의 모든 하중단계에서 적용이 가능한 긴장재의 응

력거동 예측모델을 제안하고, 기존 실험 결과와의 비교를 통하여 제안 모델의 정확도 및 적용성을 검증하고자 하였으며, 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 제안모델은 다양한 부재 특성을 가진 기존의 실험

결과를 초기부터 극한상태까지, 즉 모든 하중단계별로 모멘트-응력증가량( $M - \Delta f_{ps}$ )관계를 매우 정확하게 예측하였다.

- 2) 제안 모델이 이점 하중으로 재하된 부재뿐만 아니라 집중하중 및 등분포하중까지 다양한 형태로 재하된 부재의 긴장재 응력을 매우 정확히 예측할 수 있는 것은 모멘트 면적을 이용하여 하중형태를 고려한 방법이 타당하다는 것을 뒷받침해 주었다.
- 3) 제안 모델은 부재를 보강할 때 쉽게 발생할 수 있는 과보강 부재에 대해서도 무리없이 적용을 할 수 있을 것으로 판단되며, 이는 제안 모델에서 적용하는 중립축이 보강비에 대한 고려를 효과적으로 반영하고 있는 것으로 판단된다.
- 4) 제안 모델은 비부착 긴장재를 사용한 포스트텐션 부재에서 하중단계별 긴장재의 응력과 극한 강도를 일관성 있게 예측할 수 있는 우수한 모델임을 검증할 수 있었다.

### 감사의 글

이 논문은 2008년도 서울시립대학교 교내학술연구비에 의하여 연구되었음.

### 참고문헌

1. Collins, M. P. and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structure*, Prentice Hill, 1991, 766 pp.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318M-05)," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, 2005, 436 pp.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, Third Edition, AASHTO, Washington, DC, 2004, 1450 pp.
4. CAN3-A23.3-M94, *Design of Concrete Structure*, Canadian Standard Association, Rexdale, Ontario, 1994, 353 pp.
5. BSI 8110-85, *Section 4.3.7.3: Structural Use of Concrete*, British Standards Institution, London, 1985, 161 pp.
6. DIN 4227, "Part 6: Prestressed Concrete, Construction of Prestressed Concrete Member," *German Code*, 1980, 365 pp.
7. NEN 3880, "Part H: Regulations for Concrete," *Dutch Code*, 1984, Section 503.1.3.
8. 한국콘크리트학회, 콘크리트구조설계기준 해설, 한국콘크리트학회, 2007, 523 pp.
9. Mojtahedi, S. and Gamble, W. L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *ASCE, Journal of Structural Division*, Vol. 104, No. ST7, 1978, pp. 1159~1165.
10. Warwaruk, J., Sozen, M. A., and Siess, C. P., "Investigation of Prestressed Concrete for Highway Bridges, Part.: Strength and Behavior in Flexure of Prestressed Beam," *Bulletin, Engineering Experiment Station*, University of Illinois, Urbana, Ill, No. 464, 1962. 105 pp.
11. Janney, J. R., Hognestad, E., and Mchenry, D., "Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete Beam," *ACI Structural Journal*, Title No.

- 52-37, 1956, pp. 601~620.
12. Du, G. and Tao, X., "Ultimate Stress of Unbonded Tendons in Partially Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, Vol. 30, No. 6, 1985, pp. 72~91.
13. Harajli, M. H. and Kanj, M. Y., "Ultimate Flexural Strength of Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 663~673.
14. Campbell, T. I. and Chouinard, K. L. "Influence of Non-prestressed Reinforcement on the Strength of Unbonded Partially Prestressed Concrete Member," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, 1991, pp. 546~551.
15. Chakrabarti, P. R., "Ultimate Stress for Unbonded Post-Tensioning Tendons in Partially Prestressed Beam," *ACI Structural Journal*, Vol. 92 No. 6, 1995, pp. 689~697.
16. 문정호, 임재형, 이창규, "비부착 프리스트레스트 보강재를 갖는 PSC 부재의 변위와 프리스트레스트 보강재 응력의 상관관계 및 변수별 효과," 콘크리트학회 논문집, 14권, 2호, 2002, pp. 171~179.
17. Ozkul, O., Nassif, H., Tanchan, P., and Harajli, M. H., "Rational Approach for Predicting Stress in Beams with Unbonded Tendons," *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 3, 2008, pp. 338~347.
18. Tam, A. and Pannell, F. N., "The Ultimate Moment Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reinforced Concrete," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 28, No. 97, 1976, pp. 203~208.
19. Lee, L. H., Moon, J. H., and Lim, J. H., "Proposed Methodology for Computing of Unbonded Tendon Stress at Flexural Failure," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 6, 1999, pp. 1040~1048.
20. Harajli, M. H., "On the Stress in Unbonded Tendon at Ultimate: Critical Assessment and Proposed Change," *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, 2006, pp. 803~812.
21. Harajli, M. H., "Effect of Span-Depth Ratio on The Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete Members," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 3, 1990, pp. 305~312.
22. Naaman, A. E. and Alkhalairi, F. M., "Stress at Ultimate in Unbonded Post Tensioning Tendons-Part 1: Evaluation of the State-of-the-Art," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, 1991, pp. 641~651.
23. Naaman, A. E. and Alkhalairi, F. M., "Stress at Ultimate in Unbonded Post Tensioning Tendons-Part 2: Proposed Methodology," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 693~692.
24. Bondy, K. B., "Realistic Requirements for Unbonded Post-Tensioning Tendons," *PCI Journal*, Vol. 15, No. 1, 1970, pp. 50~59.
25. Au, F. T. K. and Du, J. S., "Prediction of Ultimate Stress in Unbonded Tendons," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 56, No. 1, 2004, pp. 1~11.
26. Macgregor, R. J. G., Kregor, M. E., and Breen, J. E., "Strength and Ductility of Three Span Externally Post-Tensioned Segmental Box Girder Bridge Model," *Research Report No. 365-3F*, Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin, Texas., 1989, 299 pp.
27. Robert-Wollmann, C. L., Kregor, M. E., Rogosky, D. M.,



- and Breen, J. E., "Stress in External Tendons at Ultimate," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, 2005, pp. 206~213.
28. Bui, D. K. and Niwa, J., "Prediction of Loading-Induced Stress in Unbonded Tendons at Ultimate," *Doboku Gakkai Ronbunshu E*, Vol. 62, No. 2, 2006, pp. 428~443.
  29. Allouche, E. N., Campbell, T. I., Green, M. F., and Soudki, K. A., "Tendon Stress in Continuous Unbonded Prestressed Concrete Members-Part 1 : Parametric Study," *PCI Journal*, Vol. 44, No. 1, 1999, pp. 86~93.
  30. Allouche, E. N., Campbell, T. I., Green, M. F., and Soudki, K. A., "Tendon Stress in Continuous Unbonded Prestressed Concrete Members-Part 2 : Review of Literature," *PCI Journal*, Vol. 44, No. 1 1999, pp. 60~73.
  31. 박상렬, "외부 프리스트레싱으로 보강된 R.C 보에서 강재량 및 텐던깊이에 따른 프리스트레싱 강재의 극한응력," 콘크리트학회 논문집, 15권, 4호, 2003, pp. 585~593.
  32. 신경재, 김병준, "고장력 인장봉으로 보강된 RC보의 휨거동에 관한 연구," 한국강구조학회논문집, 19권, 3호, 2007, pp. 259~270.
  33. Tan, K. H. and Ng, C. K., "Effect of Deviators and Tendon Configuration on Behavior of Externally Prestressed Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 6, 1991, pp. 1~10.
  34. Harajli, M. H. and Kanj, M. Y., "Service Load Behavior of Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 94, No. 1, 1997, pp. 2569~2589.
  35. Harajli, M. H., Khairallah, N., and Nasif, H., "Externally Prestressed Members: Evaluation of Second-Order Effect," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 10, 1999, pp. 1151~1161.
  36. Sivaleepunth, C., Niwa, J., Bui, D. K., Tamura, S., and Hamada, Y., "Prediction of Tendon Stress and Flexural Strength of Externally Prestressed Concrete Beams," *Doboku Gakkai Ronbunshu E*. Vol. 62, No. 1, 2006, pp. 260~273.
  37. Ozkul, O., Nasif, H. H., and Malhas, F., "Deflection Prediction and Cracking of Beams Prestressed with Unbonded Tendons," *Serviceability of Concrete: A Symposium Honoring Dr. E. G. Nawy, SP-225*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, pp. 93~118.
  38. 임재형, 문정호, 이리형, "비부착 긴장재의 응력에 영향을 미치는 중요변수에 대한 실험연구," 콘크리트학회 논문집, 11권, 1호, 1999, pp. 209~219.
  39. 이득행, 김강수, "포스트텐션 휨부재에서 비부착긴장재의 극한응력," 콘크리트학회 논문집, 21권, 4호, 2009, pp. 489~500.
  40. Mattok, A. H., "Flexural Strength of Prestressed Concrete Sections by Programable Calculator," *PCI Journal*, Vol. 24, No. 1, 1979, pp. 32~54.

**요 약** 최근 장경간에 대한 요구가 증가됨에 따라 수평부재는 극한강도 뿐만 아니라 과도한 처짐이 중요한 문제로 인식되고 있다. 따라서 건축물의 경우에 처짐을 해결할 수 있는 좋은 대안으로서 비부착긴장재를 사용한 포스트텐션 구조의 적용이 늘어가고 있다. 그러나 대부분의 기존 연구들은 비부착긴장재를 사용한 프리스트레스트 휨부재의 극한강도에 국한되고 있기 때문에 처짐과 같은 사용성 검토에는 적용이 불가능 하거나 매우 어려운 실정이다. 따라서 이 연구는 비부착긴장재를 사용한 포스트텐션 부재의 균열 전 초기 거동, 균열 후 및 사용하중 상태에서의 거동 및 극한강도까지 적용이 가능한 긴장재의 응력거동 예측모델을 제안하고, 기존 실험결과와의 비교를 통하여 제안 모델의 적용성 및 정확도를 검증하고자 하였다. 다양한 부재 특성을 가진 실험 결과와의 비교를 통하여 제안된 응력거동 예측모델은 보강지수 및 하중형상에 관계없이 하중단계별 긴장재의 응력 및 강도를 매우 정확하게 예측함을 확인할 수 있었다. 특히, 제안된 모델은 다양한 재하형태의 영향을 잘 반영하였으며, 휨 부재를 보강할 때 쉽게 발생할 수 있는 과보강 부재에 대해서도 무리없이 적용 할 수 있을 것으로 판단된다.

**핵심어** : 비부착긴장재, 프리스트레스트, 휨거동, 포스트텐션, 휨강도