

# 스트럿-타이 모델에 의한 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단강도 예측에 관한 연구

## A Study on Shear Strength Prediction for High-Strength Reinforced Concrete Deep Beams Using Strut-and-Tie Model

이 우 진\*      서 수 연\*\*      윤 승 조\*\*\*      김 성 수\*\*\*\*  
Lee, Woo Jin      Seo, Soo Yeon      Yoon, Seung Joe      Kim, Seong Soo

### ABSTRACT

Reinforced concrete deep beams are commonly used in many structural applications, including transfer girders, pile caps, foundation walls, and offshore structures. The existing design methods were developed and calibrated using normal strength concrete test results, and their applicability to HSC deep beams must be assessed. For the shear strength prediction of high-strength concrete(HSC) deep beams, this paper proposed Softened Strut-and-Tie Model(SSTM) considered HSC and bending moment effect. The shear strength predictions of the refined model, the formulas the ACI 318-02 Appendix A STM, and Eq. of ACI 318-99 11.8 are compared with the collected experimental data of 74 HSC deep beams with compressive strength in the range of 49~78 MPa. It is shown the shear strength of deep beam calculated by those equations are conservative on comparing test results. The comparison shows that the performance of the proposed SSTM is better than the ACI Code approach for all the parameters under comparison. The parameters reviewed include concrete strength, the shear span-depth ratio, and the ratio of horizontal and vertical reinforcement. The proposed SSTM gave a mean predicted to experimental ratio of 0.99, 32 percent higher than ACI 318-02 Code, however with the low coefficient variation.

### 1. 서 론

ACI 318-02코드는 깊은 보의 전단설계에 있어 스트럿-타이 모델(Strut-and-Tie Model, STM)을 Appendix A에 추천하고 있다. STM은 소성이론의 하한계 법칙(Low bound theorem)을 이용한 트러스 이론을 근거하고 있다. 전단을 받는 콘크리트 보의 웨브에서 이축 인장-압축상태로 배근된 웨브철근의 인장 변형에 의해 균열이 발생된 콘크리트의 압축강도는 감소된다. 주원인은 아마도 균열들 사이의 콘크리트의 불규칙한 형태의 결과로 볼 수 있으며, 압축하에서 균열 발생된 철근 콘크리트는 일축 압축을 받는 콘크리트보다 낮은 강도와 강성을 나타내는 것으로 관찰되었다. 이런 현상은 근본적으로 콘크리트의 균열과 길이방향의 변형률의 정도에 관련되어 있다. 이것을 콘크리트의 연화 효과(Softening effect)라 하며, 고강도 콘크리트일수록 현저하게 나타난다. 이러한 연화 효과를 고려하여 휴스턴 대학의 Pang과 Hsu는 전단 균열은 적용된 하중에 의해 결정되는 주 압축응력의 방향과 평행하다고 가정하여 전단저항에 있어 콘크리트의 기여도를 유추하기 위하여 고정각 연화 트러스 이론(Fixed Angle Softened Truss Model, FA-STM)을 발표하였다. Pang과 Hsu는 압축강도 41MPa정도의 10개의 패널 실험(Panel Test)을 근거로 하고 있어 고강도 콘크리트 깊은 보에 적용하기는 한계가 있다. 또한, 연화 트러스 모델에서 웨브의 전단 요소의 응력은 균등하다고 가정되며, 압축 응력의 흐름은 일련의 평행한 압축 스트럿에 의해 이상화되지만, 깊은 보의 복부에서 내부 응력의 흐름은 상부의 하중과 지지점의 반력으로 인하여 매우 복잡하게 나타난다. 이런 응력이 교란되는 D-구역내에서 전단 응력이 균등하다고 가정하는 것은 매우 부적당하다. 그러므로, 집중되는 압축응력의 흐름은 압축 스트럿(Struts)으로 나타내고, 보강철근은 인장 타이(Ties)로 나타내는 스트럿 타이 모델이 깊은 보에 있어서 힘의 흐름을 표현하는 것이 보다 현명한 선택으로 판단된다. Shyh-Jiann Hwang등은 철근 콘크리트 깊은 보의 전단강도를 예측하기 위하여 Mau와 Hsu에 의해 발전된 연화 트러스 모델을 근거로 하여 연화 스트럿-타이 모델(Softened Strut-and-Tie Model, SSTM)을 제안하였다.

\* 정회원, 청주대학교 건축공학과 박사과정  
\*\* 정회원, 충주대학교 건축공학과 전임강사  
\*\*\* 정회원, 충주대학교 건축공학과 교수  
\*\*\*\* 정회원, 청주대학교 건축공학과 교수

Hwang 등의 제안 모델은 스트럿-타이 모델의 개념에 기본을 두고 있으며, 균열이 발생한 철근 콘크리트의 구성법칙, 변형을 적합조건, 힘의 평형조건을 적용하고 있다. 그러나 Hwang의 SSTM에서 두 가지 문제점을 안고 있다. 첫째, 구성법칙 중 콘크리트의 응력-변형도 관계는 보통강도 콘크리트에 적용하는 Hognestad 곡선을 이용한 Zhang, Hsu의 제안모델을 적용하고 있어, 고강도콘크리트 깊은 보에 적용한다는 것은 한계가 있을 것으로 판단된다. 둘째, 층이 깊은 보의 위험단면에서의 계수전단력에 의한 휨모멘트의 영향이 고려되어야 한다. 본 연구에서는 고강도콘크리트 깊은 보의 전단설계에 있어 Hwang 등의 제안 모델을 근거로 하여 위에서 서술한 두 가지 문제점을 보완한 수정모델을 제안하고, 제안된 모델을 검증하기 위해 국·내외에서 실험된 콘크리트 강도 49MPa~78MPa의 2점가력을 받는 고강도콘크리트 깊은 보의 실험결과와 ACI 318-02 코드 부록A의 스트럿-타이 모델, ACI 318-99 11.8절(국내기준과 동일)의 전단설계법과 비교·분석하였다.

## 2. ACI Building Code에 의한 깊은 보 설계

### 2.1 ACI 318-99 Section 11.8

ACI 318-99 Code의 11.8절에 따르면, 깊은 휨 부재(Deep flexural member)의 단면 전단강도는 콘크리트 및 수직·수평 철근의 기여도의 합으로 계산된다. 콘크리트와 철근의 기여도는 식1~식6까지 나타나 있다.

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \text{ psi (Eq.(11-28))} \quad (1)$$

$$V_c = \left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}\right) \left(1.9\sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \leq 6\sqrt{f'_c} b_w d \text{ psi (Eq.(11-29))} \quad (2)$$

$$V_s = \left[ \frac{A_v}{s} \left( \frac{1 + \frac{l_n}{d}}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left( \frac{11 - \frac{l_n}{d}}{12} \right) \right] f_y d \text{ (Section 11.8.8, Eq.(11-30))} \quad (3)$$

$$V_n \leq \begin{cases} 8\sqrt{f'_c} b_w d & \text{for } \frac{l_n}{d} < 2 \\ \frac{2}{3} \left(10 + \frac{l_n}{d}\right) \sqrt{f'_c} b_w d & \text{for } 2 \leq \frac{l_n}{d} \leq 5 \end{cases} \text{ (Section 11.8.4, Eq.(11-27))} \quad (4)$$

여기서,  $3.5 - 2.5(M_u)/(V_u d)$ 는 2.5보다 작거나 같다.

$f'_c$  = 콘크리트의 공칭압축강도,  $b_w$  = 보 폭,  $d$  = 유효깊이(압축연단에서 주인장철근의 중심까지 거리),  $V_u$  = 위험단면에서의 계수전단력,  $M_u$  = 위험단면에서  $V_u$ 가 작용할 때 동시에 작용하는 계수 모멘트,  $\rho_w = A_s/b_w d$  = 주인장철비,  $A_s$  = 주인장철근(non-prestressed)의 단면적,  $l_n$  = 스패의 길이,  $a$  = 전단 스패,  $A_v$  = 간격  $s$  내에서 휨인장철근에 수직인 전단철근의 면적,  $A_{vh}$  = 간격  $s_2$  내에서 휨 인장철근에 평행한 전단철근의 면적.

## 2.2 APPENDIX A OF ACI 318-02 BUILDING CODE

Appendix A는 스트럿-타이 모델(Strut-and-Tie Models)에 의한 깊은 보의 전단 설계규준을 제공하고 있다. STM은 부재내의 힘 또는 응력의 흐름은 트러스 시스템으로 표현할 수 있다. 트러스는 압축을 받는 축하중 요소(struts), 인장(ties), 그리고 트러스 부재의 교차점은 절점(Nodal Zone)으로 구성된다. 스트럿에서 균열제어를 위한 최소 웨브철근량은  $\beta_s$  요소에 의해 고려되고, 콘크리트 압축강도 6000psi(41 MPa) 이하에서 식 6을 만족하는 철근이 스트럿에 배근되는 경우 25%까지 증가시킬 수 있다. 압축 스트럿의 유효 압축강도와 절점의 유효압축응력은 다음과 같다.

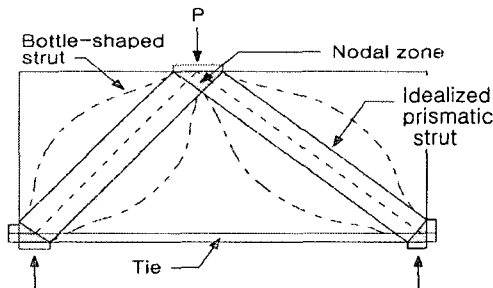


그림 1. Strut-and-Tie Model의 구성

$$f_{cu} = 0.85\beta_s f'_c \quad (\beta_s = 0.4 \sim 1.0), \quad f_{cn} = 0.85\beta_n f'_c \quad (\beta_n = 0.6 \sim 1.0) \quad (5)$$

$$\sum \frac{A_{si}}{bs_i} \sin \gamma_i \geq 0.003 \quad (\text{Eq.(A-4)}) \quad (6)$$

여기에서,  $A_{si}$  =  $i$ 열에서 압축 스트럿을 가로지르는 철근의 단면적,  $b$  = 부재의 폭,  $s_i$  =  $i$ 열 부근의 철근 배근간격, in.  $\gamma_i$  =  $i$ 열 철근과 스트럿이 이루는 각

## 3. 연화 스트럿-타이 모델

본 연구에서 제안된 연화 스트럿-타이 모델은 Hwang 등의 SSTM에 사용된 힘의 전달기구, 힘의 평형조건과 동일하다.

3.1 깊은 보에 작용하는 힘 전달 기구

그림 2는 깊은 보의 전단저항 기구로 대각선, 수평, 수직의 메커니즘으로 구성된 SSTM 모델을 보여주고 있다. 먼저, 그림 2(a)의 대각선의 메커니즘은 식 7과 같이  $\theta$ 만큼 기울어진 압축 스트럿이다.

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{jd}{a} \right] \quad (7), \quad A_{str} = a_s \times b_s \quad (8), \quad a_s = \sqrt{(kd)^2 + a_b^2} \quad (9)$$

여기서,  $a_s$ : 압축스트럿의 폭,  $b_s$ : 보폭,  $a_b$ : 지지블록의 폭  $A_{str}$ : 대각선 Strut의 유효면적 수평 메커니즘 그림 2(b)는 한 개의 수평 tie와 두 개의 균일한 strut으로 구성되어 있다. 수직적 메커니즘 그림 2(c)는 한 개의 수직 tie와 두 개의 가파른 strut을 포함하고 있다. 수직 철근은 수직의 tie를 구성한다. 수직 tie의 횡단면을 계산하는 방법은 수평 tie와 동일하게 가정한다.

3.2 힘의 평형조건

그림 3은 STM을 이용한 얇은 보의 전단 스패ن 구간 안에서의 힘의 평형을 보여준다. 수평과 수직전단의 저항하는 전단은 다음과 같이 나타낼 수 있다.  $V_{bv} = -D \sin \theta + F_h \tan \theta + F_v$ ,  $V_{bh} = -D \cos \theta + F_h + F_v \cot \theta$  (10)

여기서  $D$ : 경사스트럿의 압축력,  $F_h$ : 수평 tie의 인장력,  $F_v$ : 수직 tie의 인장력 수직 전단력이 세 개의 메커니즘으로 배분된 양의 비율은 다음과 같이 가정할 수 있다.

$$-D \sin \theta : F_h \tan \theta : F_v = R_d : R_h : R_v \quad (11)$$

여기서  $R_d, R_h$ 와  $R_v$ 는 각각 대각, 수평, 수직 메커니즘에 저항하는 보의 전단비 식(11)는 다음과 같이 풀이할 수 있다.

$$D = \frac{-1}{\sin \theta} \times \frac{R_d}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv}, \quad (12)$$

$$F_h = \frac{-1}{\tan \theta} \times \frac{R_h}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv}, \quad (13)$$

$$F_v = \frac{R_v}{(R_d + R_h + R_v)} \times V_{bv} \quad (14)$$

여기서,  $R_d = \frac{(1-\gamma_h)(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v}$ ,  $R_h = \frac{\gamma_h(1-\gamma_v)}{1-\gamma_h\gamma_v}$ ,  $R_v = \frac{\gamma_v(1-\gamma_h)}{1-\gamma_h\gamma_v}$

여기서,  $\gamma_h$ 는 수직 tie가 없는 보의 수평 tie에 의해서 전달되는 수평 전단력의 비이며  $\gamma_v$ 는 수평 tie가 없을 때 수직 tie에 의해 이동되는 수직 전단력의 비이다.

Schafer에 따르면  $\gamma_h$ 와  $\gamma_v$ 에 값은 다음과 같다.

$$\gamma_h = \frac{2 \tan \theta - 1}{3} \text{ for } 0 \leq \gamma_h \leq 1 \quad (15)$$

$$\gamma_v = \frac{2 \cot \theta - 1}{3} \text{ for } 0 \leq \gamma_v \leq 1 \quad (16)$$

최대 압축력  $\sigma_{d,max}$ 는 절점(Nodal Zone)의 대각선 수평·수직 strut의 압축력의 합으로 구할 수 있으며, 다음과 같이 추정할 수 있다.

$$\sigma_{d,max} = \frac{1}{A_{str}} \left[ D - \frac{\cos \left[ \theta - \tan^{-1} \left[ \frac{jd}{2a} \right] \right]}{\cos \left[ \tan^{-1} \left[ \frac{jd}{2a} \right] \right]} F_h - \frac{\cos \left[ \tan^{-1} \left[ \frac{2jd}{a} \right] - \theta \right]}{\sin \left[ \tan^{-1} \left[ \frac{2jd}{a} \right] \right]} F_v \right] \quad (17)$$

3.3 구성법칙

본 연구에서 적용된 연화트러스모델은 3가지의 구성법칙이 요구된다. 먼저, 연화된 콘크리트의 응력-변형률곡선은 Collins, Vecchio 등이 고강도콘크리트에 잘 맞는 Thorenfeldt(1987)의 곡선을 이용하여 제안하였고, 다음과 같이 나타낸다.

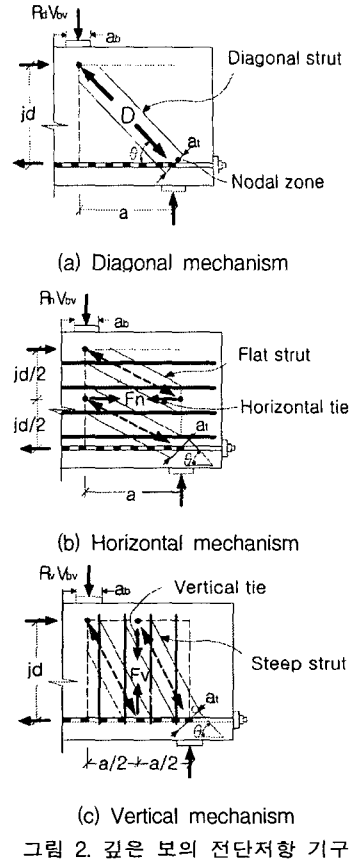


그림 2. 깊은 보의 전단저항 기구

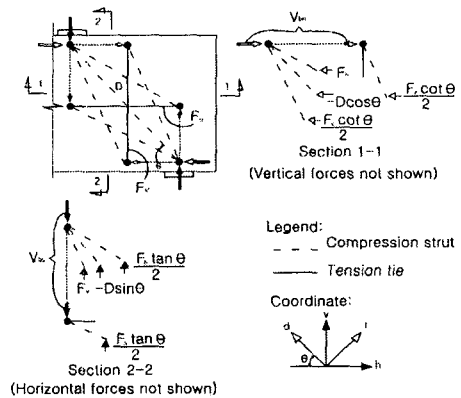
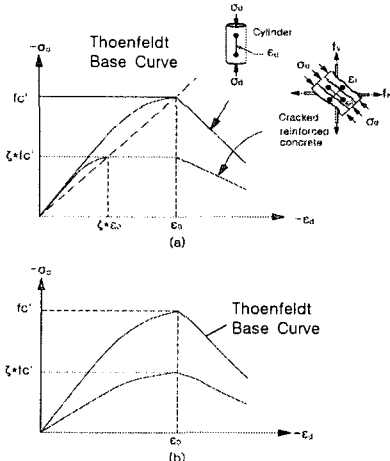


그림 3. 깊은 보의 Strut-and-Tie 모델(Hwang et al.)



(a) 응력·변형률 모두연화 (b) 응력만 연화  
 그림 4. 압축을 받는 콘크리트의 응력과 변형률의 연화모델

$$\sigma_d = -\zeta f_c' \frac{1}{\lambda} \frac{n(-\epsilon_d/\zeta\epsilon_0)}{n-1 + (-\epsilon_d/\zeta\epsilon_0)^{nk}} \quad (18)$$

$$\lambda = \left(0.8 - 0.34 \frac{\epsilon_r}{\zeta\epsilon_0}\right) (0.9 + 0.0045f_c') \geq 1$$

여기서,  $n=0.80+f_c'/17$  (MPa),  $f_c'$  = 실린더 물체의 최대압축응력,  $k=1.0$  for  $-\zeta\epsilon_0 < \epsilon_d < 0$ ,  $k=0.67+f_c'/62$  (MPa) for  $\epsilon_d < -\zeta\epsilon_0$

Collins 등의 연화모델은 두 가지 변수가 있다. 첫째, 일축 압축을 받는 콘크리트의 응력-변형률 곡선을 최대응력과 최대응력에 대응하는 변형률에 대하여 수정되거나, 단지 최대응력 관점에서만 수정하는 것이다. Collins 등은 두 가지 경우의 연화계수는 다음 식에서 구할 수 있다.

$$\zeta = \frac{1}{1 + K_C K_f} \quad (19)$$

여기서,  $K_C$ : 길이방향의 균열과 변형률과 관계된 수정계수,  $K_f$ : 콘크리트 강도( $f_c'$ )와 관계된 수정계수

두 가지 경우 사용된 곡선은 최초로 Thorenfeldt, Tomaszewicz에 제안되었고, 나중에 Collin와 Porasz에 의해 계산되었다. 그림 4(a)의 강도와 변형률 연화모델에서, 변형률의 영향은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_C = 0.35(-\epsilon_1/\epsilon_2 - 0.28)^{0.80} \quad (\text{그림 4(a)}), \quad K_C = 0.27(\epsilon_1/\epsilon_0 - 0.37) \quad (\text{그림 4(b)}) \quad (20)$$

여기서,  $\epsilon_1$ : 평균 주인장변형률,  $\epsilon_2$ : 평균 주압축변형률.  $\epsilon_0$ 는 실린더의 최대응력에서의 변형률(=0.002).

강도와 변형률 연화모델은 다소 복잡하나, 더 정확한 강도를 예측할 수 있다. 정적 실험결과로부터  $K_f$ 는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$K_f = 0.1825\sqrt{f_c'(MPa)} \geq 1.0 \quad (\text{그림 4(a)}), \quad K_f = 2.55 - 0.2629\sqrt{f_c'(MPa)} \leq 1.11 \quad (\text{그림 4(b)}) \quad (21)$$

보강 철근의 응력·변형률 관계는 수평·수직 전단 보강근은 완전 탄소성 구간으로 가정하면, 응력 변형관계는 다음과 같다.

$$f_s = E_s \epsilon_s \quad (\epsilon_s < \epsilon_y), \quad f_s = f_y \quad (\epsilon_s \geq \epsilon_y) \quad (22)$$

이것이 수평 혹은 수직 철근에 적용되었을 경우  $f_s$ 는  $f_h$ 나  $f_v$ 로  $\epsilon_s$ 는  $\epsilon_h$ 나  $\epsilon_v$ 로  $f_y$ 는  $f_{yh}$ 나  $f_{yv}$ 로 각각 변하게 된다. 기본 구조에 기초를 둔 철근의 평형 방정식은 인장 tie의 내력과 변형에 관련이 깊으며 다음과 같다.

$$F_h = A_{th} E_s \epsilon_h \leq F_{yh}, \quad F_v = A_{tv} E_s \epsilon_v \leq F_{yv} \quad (23)$$

$A_{th}$ 와  $A_{tv}$ 는 각각 수평 tie와 수직 tie의 면적을 나타내며,  $F_{yh}$ 와  $F_{yv}$ 는 각각 수평타이의 수직타이가 항복할 때의 응력이다.

### 3.4 적합조건

2차원 부재 요소의 정밀 해석을 위해서는 Mhor의 변형률 적합 조건을 만족시켜야 한다.

$$\epsilon_r + \epsilon_d = \epsilon_h + \epsilon_v \quad (24)$$

식 (24)은 식(19)과 같이 콘크리트의 연화에 직접적으로 관련된 주인장 변형률을 계산하는데 사용된다.

### 4. 계산 방법

축이 깊은 보의 전단 내력을 예측하기 위해서 Hwang등에 의해 개발된 연화 스트럿-타이 모델을 사용하였다. 수정모델은 고강도 콘크리트에 적용가능 하도록 Collins등이 Thorenfeldt의 곡선을 이용하여 제안한 콘크리트의 응력-변형률관계와 연화계수를 적용하였고, 깊은 보의 특성상 휨모멘트가 고려되도록 위험단면에서 전단력에 의한 모멘트가 공칭모멘트( $\phi M_n$ )을 넘지 않도록 제한하였다. 계산순서는 전단력  $V_{bv}$ 를 가정하는 것으로부터 시작하여 그림 5의 플로우차트와 같다.

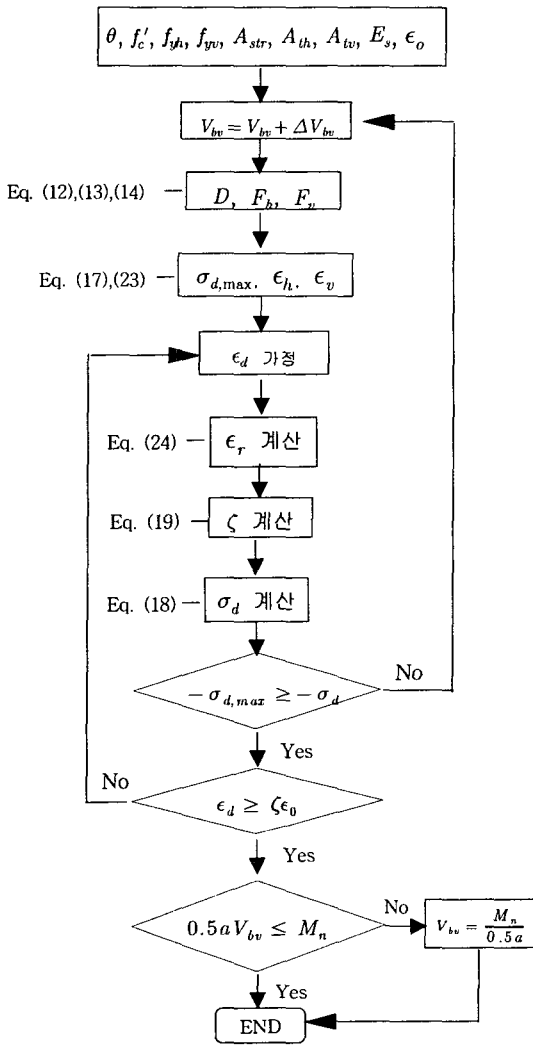


그림 5. 수정 SSTM의 FlowChart

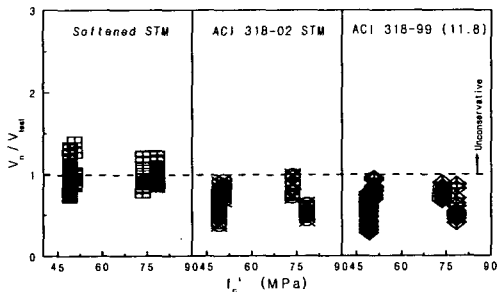


그림 6. 콘크리트강도의 영향

### 5. SSTM과 ACI Code의 전단강도 비교

제안된 모델을 검증하기 위해 국·내외에서 실험된 콘크리트 강도 49MPa~78MPa의 2점가력을 받는 고강도콘크리트 깊은 보 74개의 실험결과와 ACI 318-02 코드 부록A의 스트럿-타이 모델, ACI 318-99 11.8절(국내기준과 동일)의 전단설계법과 비교·분석하였다. 표 1은 실험값과 해석값을 비교한 것이다.

SSTM은 실험값과 해석값의 비( $V_n/V_{test}$ )가 평균 0.99, 표준편차 0.15, 변동계수 0.15로 ACI 318-99, 02기준의 STM보다 정확하고, 변동계수가 가장 낮은 것으로 조사되었다.

표 1 실험체 일람 및 해석결과 비교

	Specimen	a/h	f' <sub>c</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>SSTM</sub>	V <sub>STM</sub>	V <sub>99</sub>	V <sub>SSTM</sub> /V <sub>test</sub>	V <sub>STM</sub> /V <sub>test</sub>	V <sub>99</sub> /V <sub>test</sub>
1	HA00	0.40	49.0	52.80	48.90	27.08	16.55	0.93	0.51	0.31
2	HA02	0.40	49.0	58.15	60.30	33.85	24.65	1.04	0.58	0.42
3	HA11	0.40	49.0	58.25	49.60	27.08	22.20	0.85	0.46	0.38
4	HA20	0.40	49.0	54.30	61.60	27.08	19.75	1.13	0.50	0.36
5	HA22	0.40	49.0	55.75	59.90	33.85	27.85	1.07	0.61	0.50
6	HB00	0.80	49.0	31.95	36.20	20.87	12.10	1.13	0.65	0.38
7	HB02	0.80	49.0	38.75	40.30	26.09	20.15	1.04	0.67	0.52
8	HB11	0.80	49.0	41.30	32.20	26.09	17.75	0.78	0.63	0.43
9	HB20	0.80	49.0	37.45	28.70	20.87	15.30	0.77	0.56	0.41
10	HB22	0.80	49.0	40.60	30.00	26.09	23.40	0.74	0.64	0.58
11	HC00	1.20	49.0	22.15	23.50	15.26	6.15	1.06	0.69	0.28
12	HC02	1.20	49.0	22.05	26.30	15.26	14.25	1.19	0.69	0.65
13	HC11	1.20	49.0	24.55	27.10	17.55	11.80	1.10	0.71	0.48
14	HC20	1.20	49.0	29.50	22.50	15.26	9.40	0.76	0.52	0.32
15	HC22	1.20	49.0	31.40	22.50	15.26	17.45	0.72	0.49	0.56
16	HA100	0.50	49.1	73.36	67.60	40.20	37.13	0.92	0.55	0.51
17	HA1A2(1)	0.50	49.1	81.46	74.80	50.25	44.73	0.92	0.62	0.55
18	HA1B2	0.50	49.1	80.64	74.80	50.25	45.62	0.93	0.62	0.57
19	HA1C2	0.50	49.1	80.94	75.20	50.25	46.81	0.93	0.62	0.58
20	HA200	0.85	49.1	45.82	60.30	34.27	25.07	1.32	0.75	0.55
21	HA2A2(1)	0.85	49.1	55.77	46.55	42.83	32.67	0.83	0.77	0.59
22	HA2B2(1)	0.85	49.1	52.13	42.70	42.83	33.56	0.82	0.82	0.64
23	HA2C2(1)	0.85	49.1	48.04	45.20	42.83	34.75	0.94	0.89	0.72
24	HA300	1.25	49.1	38.54	50.10	26.87	17.58	1.30	0.70	0.46
25	HA3A2(1)	1.25	49.1	38.65	33.40	26.87	25.19	0.84	0.68	0.64
26	HA3B2(1)	1.25	49.1	43.51	36.90	26.87	26.08	0.85	0.62	0.60
27	HA3C2(1)	1.25	49.1	45.96	39.30	26.87	27.56	0.86	0.58	0.60
28	HA4C2	2.00	49.1	26.88	26.20	22.21	17.82	0.97	0.83	0.66
29	HA5A2	2.00	49.1	24.06	25.40	17.75	15.74	1.06	0.74	0.65
30	HA5B2	2.00	49.1	27.10	29.30	17.75	16.63	1.08	0.65	0.61
31	HA1A0	0.50	50.7	42.99	59.80	36.44	37.25	1.39	0.85	0.87
32	HA1A1	0.50	50.7	49.23	49.90	36.44	38.97	1.01	0.74	0.79
33	HA1A2(2)	0.50	50.7	60.67	60.00	45.59	42.42	0.99	0.75	0.70
34	HA1A3	0.50	50.7	56.29	71.60	45.59	49.37	1.27	0.81	0.88
35	HA2A2(2)	0.85	50.7	48.56	41.90	38.77	31.72	0.86	0.80	0.65
36	HA2B2(2)	0.85	50.7	44.63	39.40	38.77	32.91	0.88	0.87	0.74
37	HA2C2(2)	0.85	50.7	46.26	41.60	38.77	34.22	0.90	0.84	0.74
38	HA3A0	1.25	50.7	26.44	33.70	24.31	19.96	1.27	0.92	0.76
39	HA3A1	1.25	50.7	32.23	30.20	24.31	21.68	0.94	0.75	0.67
40	HA3A2(2)	1.25	50.7	34.23	30.80	24.31	25.13	0.90	0.71	0.73
41	HA3A3	1.25	50.7	36.01	31.02	24.31	32.08	0.86	0.67	0.89
42	HA5A2(2)	2.00	50.7	20.42	19.80	16.00	16.04	0.97	0.78	0.79
43	UA1A0	0.50	73.6	67.65	66.10	47.69	41.17	1.22	0.88	0.76
44	UA1A1	0.50	73.6	67.05	52.60	47.69	42.89	0.78	0.71	0.64
45	UA1A2	0.50	73.6	67.87	67.90	59.60	46.34	1.00	0.88	0.68
46	UA1A3	0.50	73.6	67.65	67.65	59.60	53.29	1.21	0.88	0.79
47	UA2A2	0.85	73.6	51.68	48.40	49.82	35.23	0.94	0.96	0.68
48	UA2B2	0.85	73.6	50.79	44.60	49.82	36.24	0.88	0.98	0.71
49	UA2C2	0.85	73.6	50.49	47.20	49.82	37.54	0.93	0.99	0.74
50	UA3A0	1.25	73.6	36.01	37.50	30.81	22.57	1.04	0.86	0.63
51	UA3A1	1.25	73.6	38.39	34.00	30.81	24.30	0.89	0.80	0.63
52	UA3A2	1.25	73.6	41.88	34.70	30.81	27.74	0.83	0.74	0.66
53	UA3A3	1.25	73.6	41.21	35.20	30.81	34.69	0.85	0.75	0.84

표 1 실험체 일람 및 해석결과 비교(계속)

	Specimen	$a/h$	$f'_c$	$V_{test}$	$V_{SSTM}$	$V_{STM}$	$V_{99}$	$\frac{V_{SSTM}}{V_{test}}$	$\frac{V_{STM}}{V_{test}}$	$\frac{V_{99}}{V_{test}}$
54	UH6A2	2.00	73.6	26.44	30.20	19.82	17.47	1.14	0.75	0.66
55	HENN	0.5	49.0	78.60	74.80	28.79	26.24	0.95	0.37	0.33
56	HESS	0.5	49.0	90.60	81.99	35.99	40.24	0.90	0.40	0.44
57	HIONN	1.0	49.0	48.60	60.30	22.10	22.72	1.24	0.45	0.47
58	HIOSS	1.0	49.0	57.60	51.70	27.62	40.24	0.90	0.48	0.70
59	UHENN	0.5	78.4	84.00	90.19	40.12	32.00	1.07	0.48	0.38
60	UHENS	0.5	78.4	91.30	95.89	50.15	39.04	1.05	0.55	0.43
61	UHENT	0.5	78.4	98.70	101.79	50.15	46.08	1.03	0.51	0.47
62	UHESN	0.5	78.4	100.10	94.79	50.15	42.64	0.95	0.50	0.43
63	UHESS	0.5	78.4	105.20	93.69	50.15	48.96	0.89	0.48	0.47
64	UHETN	0.5	78.4	115.80	114.19	50.15	48.96	0.99	0.43	0.42
65	UHENS	0.7	78.4	82.80	74.70	45.37	39.04	0.90	0.55	0.47
66	UHSS	0.7	78.4	86.80	73.40	45.37	48.96	0.85	0.52	0.56
67	UHONN	1.0	78.4	58.50	68.40	29.90	26.56	1.17	0.51	0.45
68	UHONS	1.0	78.4	69.20	59.90	37.37	33.60	0.87	0.54	0.49
69	UHONT	1.0	78.4	79.50	67.70	37.37	40.72	0.85	0.47	0.51
70	UHOSN	1.0	78.4	61.90	67.00	37.37	37.20	1.08	0.60	0.60
71	UHOSS	1.0	78.4	66.90	59.00	37.37	44.32	0.88	0.56	0.66
72	UHOTN	1.0	78.4	62.00	75.30	37.37	47.92	1.21	0.60	0.77
73	UHSONN	1.5	78.4	33.50	40.80	21.53	17.12	1.22	0.64	0.51
74	UHSSS	1.5	78.4	42.70	50.00	26.91	34.88	1.17	0.63	0.82
						평 균		0.98	0.67	0.59
						표준편차		0.15	0.15	0.15
						변동계수		0.15	0.22	0.25

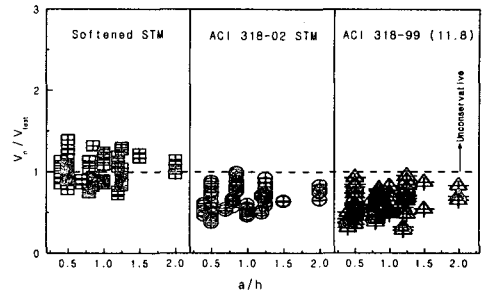


그림 8. 전단스팬비(a/h)의 영향

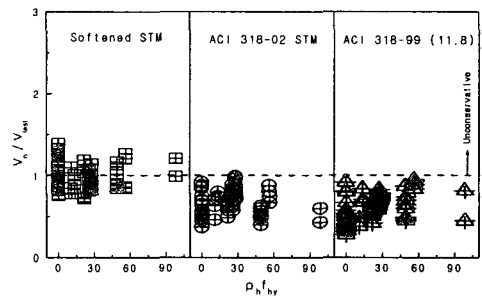


그림 9. 수평철근의 영향

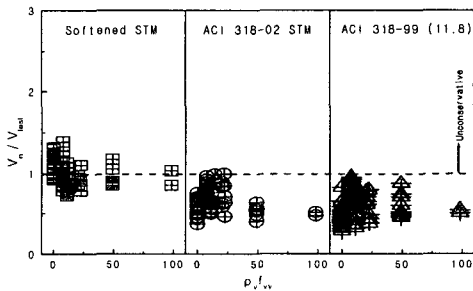


그림 7. 수직철근의 영향

## 6. 결론

본 연구는 고강도콘크리트 깊은 보의 전단강도 예측에 있어 연화 STM, ACI 318-02 부록A STM, ACI 318-99기준을 적용하여 기존 실험결과와 해석값을 비교한 결과 다음과 같았다.

1) 본 연구에서 수정 제한한 SSTM은 깊은 보의 전단강도 예측에 있어 다양한 콘크리트강도, 전단스팬비, 전단보강 수직철근, 수평철근비에 대하여 평균 0.98, 표준편차 0.15, 변동계수 0.15로 잘 예측하고 있으며, 가장 작은 변동계수를 나타내었다.

2) ACI 318-02 부록 A의 STM은 해석값과 실험값의 비( $V_n/V_{test}$ )가 평균 0.67, 표준편차 0.15, 변동계수 0.22로 전단강도를 23% 낮게 안전측으로 예측하는 것으로 조사되었으며, ACI 318-99 기준은 평균 0.59, 표준편차 0.15, 변동계수 0.25로 전단강도를 41%정도 과소평가하는 것으로 나타났다.

## 참 고 문 헌

1. 양근혁(2001), 고강도 철근콘크리트 깊은 보의 전단내력 평가, 박사학위논문, 중앙대학교.
2. 이진섭(1999), 철근콘크리트 깊은 보의 전단거동에 미치는 구조변수의 영향, 박사학위논문, 인하대학교.
3. 오정근, 신성우(1997), 고강도 철근콘크리트 춤이 큰 보의 전단스팬비 효과, 한국콘크리트학회, 제9권 제5호, pp. 311~320.
4. ACI Committee 318(2002), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02).
5. Xiao-Bo "David" Pang and Thomas T. C. Hsu, Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, V93, No.2, March-April 1996, pp.197~207.
6. Shyh-Jiann Hwang, Wen-Yao Lu, and Hung-Jen Lee, Shear Strength Prediction for Deep Beams, ACI Structural Journal, V.97, No. 3, May-June 2000, pp. 367~376.