

FRP로 전단 보강된 철근콘크리트 보의 전단강도 예측 (I) - 전단강도 예측 모델제안 및 검증 -

심종성¹⁾ · 오홍섭^{2)*} · 문도영¹⁾ · 박경동³⁾

¹⁾ 한양대학교 토목·환경공학과 ²⁾ 진주산업대학교 토목공학과 ³⁾ 롯데건설 토목사업 본부

(2004년 7월 10일 원고접수, 2005년 4월 15일 심사완료)

Prediction of the Shear Strength of FRP Strengthened RC Beams (I) - Development and Evaluation of Shear strength model -

Jong-Sung Sim¹⁾, Hong-Seob Oh^{2)*}, Do-Young Moon¹⁾, and Kyung-Dong Park³⁾

¹⁾ Dept. of Civil and Environment Engineering, Hanyang University, Ansan, 425-791, Korea

²⁾ Dept. of Civil Engineering, Jinju National University, Chilam, 150, Korea

³⁾ Div. of Civil Works, LOTTE Engineering & Construction, Korea

(Received July 10, 2004, Accepted April 15, 2005)

ABSTRACT

This study developed a shear strength prediction model of FRP strengthened reinforced concrete beams in shear. The primary design parameters were shear crack angle and shear span to depth ratio of FRP reinforcement. Of primary concern in the suggested model was the FRP debonding failure, which is a typical fracture mode of RC beams strengthened with FRP. The proposed model used a crack sliding model based on modified plasticity theory. To address the effect of the shear span to depth ratio, the arch action was considered in the proposed model. The proposed model was applied to RC beams strengthened with FRP. The results showed that the proposed model agree with test results.

Keywords : shear strength, FRP, crack sliding model, RC beam, shear span to depth ratio

1. 서 론

최근 들어 우수한 역학적 특성과 경량의 특징으로 인하여 Fiber Reinforced Plastics(FRPs)을 이용한 철근콘크리트 구조물의 외부부착 보강공법이 주목을 받고 있다. FRP 외부부착공법을 콘크리트 휨부재에 적용하는 경우는 보강 기법별 보강효과에 대한 검증과 해석, 계면박리 등에 대한 연구가 활발히 진행되어 이를 통한 정량적 평가와 효율적인 설계가 가능하게 되었다¹⁻⁴⁾.

그러나 전단 보강된 경우는 휨 파괴에 비하여 취성 파괴되는 특성을 갖고 있음에도 불구하고 연구시도 및 성과가 적은 것이 현실이다. 이것은 전단 보강된 철근콘크리트 보의 거동이 구조물의 기하학적 형태, 콘크리트 강도, 하중재하 조건, 보강방법, 부착된 FRP의 특성 및 보강형태 등과 같은 인자들에 의하여 변화하기 때문에 실용적인 해석 및 강도모델의 제안이 상대적으로 난해하기 때문이다⁴⁻⁶⁾.

국내·외의 연구자들에 의하여 FRP로 전단 보강된 경우의 전단강도 해석에 관한 연구가 수행되고 있다. 그러나 대부분의 연구가 특정시험변수들에 대한 전단거동예측 또는 실험에 기초한 경험식이기 때문에 전단해석에 있어 중요한 인자인 전단 경간비(a/d)에 따라 변화되는 철근콘크리트보의 파괴특성과 FRP의 전단강도 기여도 등을 충분히 고려하지 못하는 문제가 있다. 또한 강도모델을 구성하는 다양한 계수 및 변수를 감안할 때 그 적용이 제한적인 것이 현실이다. 따라서 전술한 바와 같이 효율적인 전단 보강을 위해서는 전단강도모델의 적용성 한계를 극복하고, 보다 정확한 해를 도출할 수 있는 합리적인 전단강도 예측모델의 제안이 필요하다.

본 연구에서는 FRP로 전단 보강된 철근콘크리트 보의 전단강도 해석을 위하여 Zhang⁷⁾ 등에 의해 제안된 수정 소성이론(modified plasticity theory)인 crack sliding model에 FRP로 인한 전단강도 기여도를 추가시켜 예측모델을 수정 제시하였으며, 상한계 소성이론(upper bound theory of plasticity)을 기본으로 하는 crack sliding model의 전단 경간비(shear span to depth ratio)에 따른 범용성

* Corresponding author

E-mail : hongseob@jinju.ac.kr

©2005 by Korea Concrete Institute

을 확보하기 위하여 Kim 등이 실험 및 해석을 통하여 제안한 아치작용계수(arch action factor)를 적용하였다^{8,9)}. FRP의 전단강도 기여분은 최근 발표된 Chen과 Teng¹⁰⁾의 모델을 기초로 하였으며, 이 경우 그들이 제시한 설계개념에서의 45° 균열각과는 달리 전단 경간비(a/d)에 따라 각기 다른 전단균열각을 해석적으로 도출하여 적용하였다. 또한 제안된 모델을 이용하여 전단강도해석 알고리즘을 제안하고 실험값과의 대비를 통하여 이를 비교·검증하였다.

2. 전단강도 예측모델

본 연구에서는 a/d 에 따른 전단 보강된 RC보의 전단 보강효과 검증에 위해 전단 압축 파괴가 예상될 경우에는 상한치 이론(upper bound theorem)을 적용한 소성모델을, 전단인장파괴(사인장파괴)가 예상되는 경우에는 기존의 상한치 소성이론에 아치작용효과를 고려하였다.^{11,12)} 또한 본 연구에서 보강재로 보강된 RC보의 전단강도를 예측하기 위한 소성모델을 적용하기 위하여 Neilsen과 Braestrup이 제안한 다음의 기본가정을 적용하였다¹³⁾.

- 1) 콘크리트는 평면응력상태이며, 콘크리트의 항복강도 $v_f f_{ck}$ 는 최대 주응력 파괴기준에 따라 파괴되는 것으로 정의한다. 이때 콘크리트의 인장강도는 영으로 간주되며, v 는 유효강도계수이고 f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도이다.
- 2) 철근은 완전-소성거동을 하며, 단지 축방향으로만 하중에 저항한다.
- 3) 콘크리트의 압축력은 수평력 C 로 작용되며, 주철근의 인장력은 수평력 T 로 작용된다. 항복시, $T = T_y$ 이다.
- 4) 스티럽은 스티럽이 부담할 수 있는 전단저항력을 제공하며, 스티럽의 응력 f_s 은 항복시 f_y 에 도달한다.

Fig. 1은 상한해를 적용하기 위하여 전단 보강된 보의 파괴상태를 가정한 것이다. 여기서 항복선은 보를 가로지르는 주 균열과 콘크리트 압과 부분으로 구성되며 x 축에 대하여 경사각 θ 를 이루고 있다. 보강재는 콘크리트와 보강재 사이의 전단응력을 통해 스티럽과 유사한 작용력을 발휘하며, 항복선에 따라 상대변위 δ 가 x 축에 수직하게 발생한다. 항복선에 대한 수직 방향으로의 평행방정식을 구성하면 식 (1)과 같다.

$$V_{fu} = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

여기서, V_{fu} 는 철근콘크리트 보의 전단강도, V_c 는 콘크리트의 전단강도, V_s 는 전단철근의 전단강도, V_p 는 전단 보강재 FRP의 전단강도이다.

2.1 전단파괴시의 콘크리트 전단강도(V_{c1}) 산정

전단 경간비(a/d)가 2.0이하로 전단파괴에 의하여 부

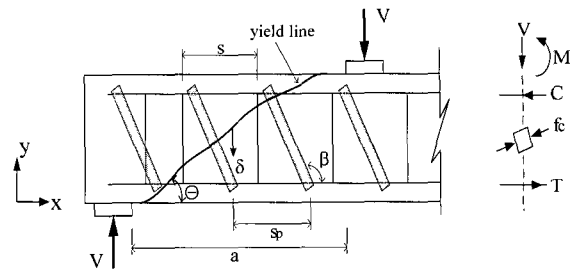


Fig. 1 Failure mode with web crushing criterion in shear of RC beams shear-strengthened by FRP

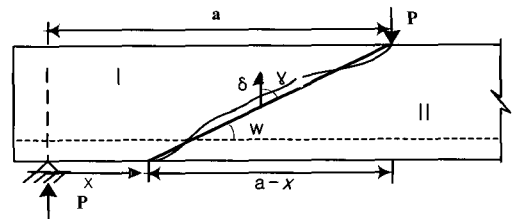


Fig. 2 Idealized diagonal cracks

재가 파괴될 경우의 무보강 보의 전단강도 모델은 기본적으로 Zhang 등의 crack sliding model을 적용하였다⁷⁾. Fig. 2는 무보강보의 임계경사균열(critical diagonal crack)을 나타내고 있다. 하중 가력지점으로부터 경사균열이 직선으로 전진된다고 가정하면, 두 개의 구조체 I, II 사이에 변위 δ 가 발생하게 되며, 이 때 두 구조체를 양분하는 균열면을 따라 균열수평투영거리(crack horizontal projection length) x 가 나타나게 된다. 이 때 에너지 보존법칙에 의해 내적일은 다음 식(2)와 같이 정의된다

$$W = \frac{1}{2} v_s v_0 f_{ck} b h \left[\sqrt{1 + \left(\frac{a-x}{h} \right)^2} - \left(\frac{a-x}{h} \right) \right] \delta \quad (2)$$

여기서, f_{ck} 는 콘크리트의 압축강도(MPa), b 와 h 는 각각 철근콘크리트 보의 폭과 높이(m), x 는 균열의 수평투영 길이, δ 는 균열면에서의 콘크리트의 변위, v_s 는 sliding reduction factor로서 $1/2(f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ 일 때), v_0 는 콘크리트의 연화(softening)를 고려하는 유효강도계수로서 $a/d < 2.0$ 인 경우에는 식 (3)과 같다.

$$v_0 = \frac{0.88}{\sqrt{f_{ck}}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{h}} (1 + 26\rho) \right), v_0 \leq 1 \quad (3)$$

여기서, ρ : 주철근비, h : 철근콘크리트 보의 높이(m)

전단 경간비(shear span to depth ratio)가 2.0 이상인 경우에는 실험결과와 적합하다고 알려진 Nielsen¹¹⁾의 유효강도계수 식 (4)를 사용한다.

$$v_0 = 1.6f_1(f_{ck})f_2(h)f_3(\rho), \quad v_0 \leq 1 \quad (4)$$

$$\text{여기서, } f_1 = \frac{3.5}{\sqrt{f_{ck}}} \quad (5 < f_{ck} < 60 \text{ MPa})$$

$$f_2 = 0.27(1 + \frac{1}{\sqrt{h}}) \quad (0.08 < h < 0.7 \text{ m})$$

$$f_3 = 0.15\rho + 0.58 \quad (\rho < 4.5\%)$$

외적 일은 $V_u \delta$ 이므로 무보강보의 전단강도는 다음 식 (5)와 같다.

$$V_u = V_{cl} = \frac{1}{2}v_s v_0 f_{ck} b h \left[\sqrt{1 + \left(\frac{a-x}{h}\right)^2} - \left(\frac{a-x}{h}\right) \right] \quad (5)$$

전단균열각 (θ)는 균열이 직선이라는 가정 하에 보 전체에 걸쳐 다음 식 (6)으로부터 결정되어진다.

$$\theta = \tan^{-1}(h/x) \quad (6)$$

임계경사균열을 결정하기 위해서는 경사균열을 형성하는 하중수준(load level)의 결정이 필요하며, 다음 Fig. 3에서 균열경사면 AB를 따라 일정한 유효인장강도를 발휘한다고 하면, 점 B에서 모멘트를 취함으로써 균열모멘트 (M_{cr})을 산정할 수 있다¹¹⁾.

$$M_{cr} = \frac{1}{2}f_{tef}b((a-x)^2 + h^2) \quad (7)$$

여기서, f_{tef} 는 하중 재하점으로부터 균열을 형성하는 콘크리트의 유효인장강도(effective tensile strength)로 식 (8)과 같이 표현된다.

$$f_{tef} = 0.156f_s^{2/3}(h)_{ck} \quad (8)$$

여기서, $s(h)$ 는 Weibull 크기효과를 고려하는 계수¹¹⁾(size effect factor)로서 $(\frac{h}{0.1})^{-0.3}$ 로 구할 수 있다.

따라서 균열하중(P_{cr})은 식 (7)의 균열모멘트(cracking moment)로부터 구할 수 있다.

$$V_{cr} = \frac{\frac{1}{2}f_{tef}b((a-x)^2 + h^2)}{x} \quad (9)$$

이때 전단 경간비가 충분히 짧아 초기 전단균열을 직선으로 가정할 수 있다면, 균열각 θ 는 Fig. 4의 관계로부터 가정된 x 로부터 균열의 수평거리 $a-x$ 를 산정하여 계산할 수 있다. 이때 균열각과 균열의 수평거리는 부재의 전단스팬비와 전단철근 및 전단 보강 FRP 등의 효과에 의하여 지배받게 된다. 이때 초기 전단균열하중 V_{cr} 과 전단

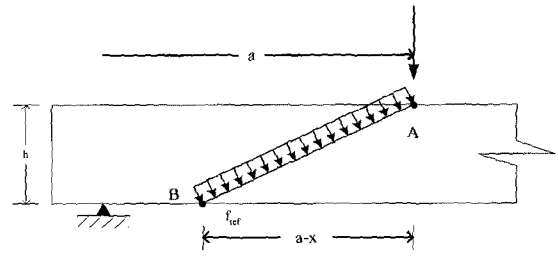


Fig. 3 Distribution of effective tensile strength

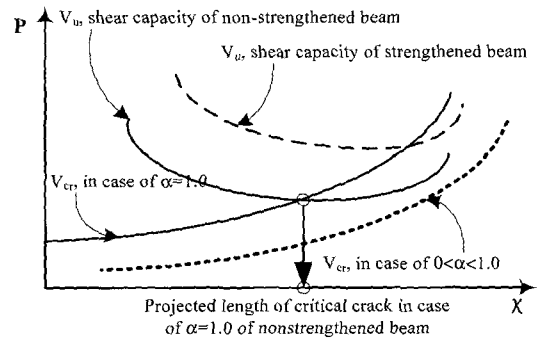


Fig. 4 Conceptual variation of projected crack length caused by shear span to depth ratio and strengthening

강도 V_u 는 Fig. 4에 표현한 것과 같이 x 가 증가함에 따라 각각 증가하거나 감소하게 된다. 따라서 V_{cr} 과 V_u 의 관계로부터 V_{cr} 이 작은 경우에 있어 균열이 형성되는 유효값을 가지며, 두 곡선의 교차점으로부터 균열수평투영거리 x 를 구하고 이 값을 식 (9)에 대입함으로써 전단강도를 산정할 수 있다. 이 경우 기하학적 조건으로부터, 만약 x 가 Fig. 4의 전단경간(a)을 초과하게 되면 이때의 최대값인 a 를 사용한다.

전단 경간비가 짧고 전단철근으로 보강되지 않은 보에 외부 집중하중이 작용할 경우 부재의 균열은 Fig. 5와 같이 발생하게 될 것이다. 초기 균열은 외부집중하중에 의하여 초기 휨 균열이 발생하게 되고, 하중의 증가와 함께 새로운 균열이 지점부에서 추가적으로 발생하게 된다. 이때 보의 전단균열까지의 거리(x)에 따라 균열하중의 크기는 감소하는 반면 전단강도는 증가하게 된다. 따라서 전단하중과 균열하중 곡선이 교차하는 점이 생기게 되고, 이점에서 부재의 항복선(Yield Line)이 생성되고 전단파괴가 발생하게 된다⁶⁾.

2.2 휨과 전단의 복합파괴시의 콘크리트 전단강도 (V_{c2}) 산정

일반적으로 휨과 전단이 복합적으로 작용하는 전단 경간비(a/d)가 2.0 이상의 철근콘크리트 보의 실제적인 보 작용(beam action)에 의해 전단력에 저항하게 된다⁶⁾. 이

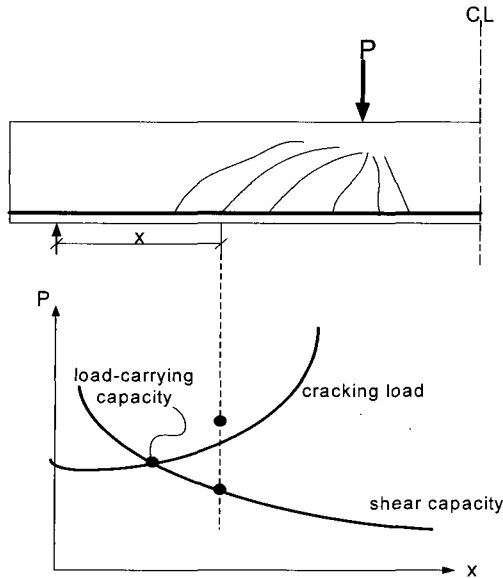


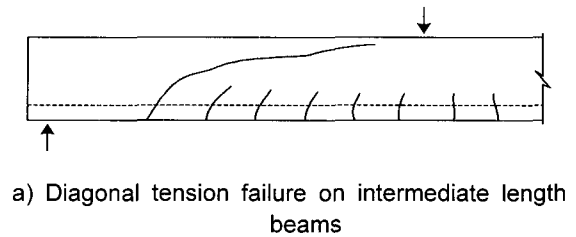
Fig. 5 Crack formation in a beam without shear reinforcement

경우 부재는 사인장균열이 발생하게 되고 내력의 재분배가 균열단면에서 일어나게 되어 Fig. 6과 같이 모델링할 수 있다⁸⁾. 이때 파괴는 스테럽량이 상대적으로 적은 경우 사인장균열 사이의 스테럽 항복에 의해 일어난다. 이 경우의 트러스 모델은 Fig. 6(b)와 같이 콘크리트 압축대와 인장철근이 각각 직선의 상·하현재로 작용하고 스테럽과 콘크리트 압축장은 각각 수직재와 경사재로 가정할 수 있다. 그러나 이와 같은 트러스 모델은 휨과 전단이 복합적으로 작용하여 Fig. 6(a)와 같은 곡선 형태의 사인장균열이 발생하는 부재의 파괴 형태를 효과적으로 묘사하기 어렵다.

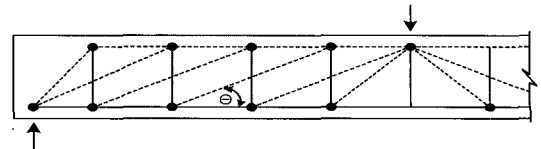
Zhang⁷⁾의 crack sliding model은 콘크리트 강도유효계수의 적절한 변동을 가함으로써 전단강도에 대해 전단 경간비에 따른 적용을 가능하게 하고 있다. 그러나 실제로 휨과 전단이 복합적으로 작용하는 전단 경간비가 대략 2.0 이상의 철근콘크리트 보의 내력의 흐름은 Fig. 2와 같이 직선으로 가정하기에는 무리가 따른다. 이는 기존에 제시된 대부분의 연구에서 역시 전단 경간비가 작은 경우와 큰 경우의 두 가지로 다르게 제안하고 있는 점을 감안할 때 한계점을 충분히 인식할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 이러한 경우에 있어 아치작용계수(arch action factor)를 도입하였다. 따라서 이 경우, 본 연구에서는 콘크리트와 FRP가 합성으로 작용될 때의 균열 수평투영위치에서 아치곡선의 궤적과 맞게 되는 직선(Fig. 7의 B)과 수평축(Fig. 7의 A)이 이루는 각을 고려하였다. 즉, FRP의 전단균열각은 콘크리트 압축 스트럿의 사재 부재력의 방향과 일치한다고 가정하였다.

보 이론에 의한 전단경간에서의 철근이 인장력과 내적모멘트 팔길이의 관계는 다음과 같이 정의 될 수 있다.



a) Diagonal tension failure on intermediate length beams



b) Truss model for RC beams on the CEB-FIP

Fig. 6 Diagonal tension failure and truss analogy

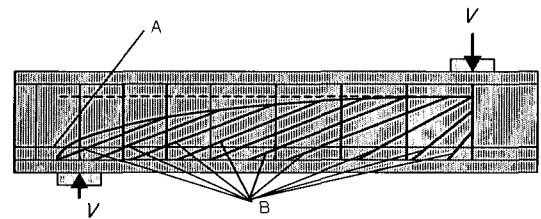


Fig. 7 Shear crack angle with distance to loading point

$$\frac{z_o}{z_s} = \frac{T_s}{T_o} \quad (10)$$

여기서, z_o 은 보 이론으로 계산된 내적모멘트 팔길이, z_s 는 실제 내적모멘트 팔길이, T_o 은 보이론으로 계산된 철근의 인장력, T_s 는 실제 철근의 인장력

아치작용에 의하여 철근의 인장력(T_m)은 보작용에 의한 인장력(T_{beam})과 아치작용에 의한 인장력(T_{arch})으로 분리할 수 있으며, 이때 전단 경간비(a/d)에 의하여 균열후 $\gamma = \frac{T_{arch}}{T_{beam}}$ 의 비는 일정하다고 가정할 수 있으

며, $T_m = (1+\gamma)T_{beam}$ 의 형태로 표현되고 $T_{beam} = T_o$ 로 정의할 수 있다. 따라서 실제 내적 모멘트 팔길이(z_s)은 $\frac{1}{1+\gamma}z_o$ 의 관계를 갖는다. 내적모멘트 팔길이(z_s)은 전단경간(a)의 변화에 따라 변화하게 되고, 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$z_{s(x)} = \left(\frac{x}{a}\right)^\alpha z_o \quad (11)$$

여기서, α 는 경험상수로서 아치작용계수로 정의되며, 식 (12)에 의해 계산될 수 있다. Fig. 8에 α 의 변화를 개념적으로 나타내었다.

$$\alpha = \eta(d/a)^{n_1}(\rho)^{n_2} \leq 1 \quad (12)$$

여기서, ρ 는 주철근비, η, n_1, n_2 는 실험상수로서 $\eta=1, n_1=0.6, n_2=-0.1$ 을 사용하였다⁹⁾.

아치작용계수는 휨과 전단이 동시에 작용하는 경우 Fig. 8과 같은 보 내부에 작용하는 내력의 흐름을 도식화한 계수로 정의된다. 즉, 압축력 궤적이 일정치 않고 Fig. 8과 같이 계속 변화됨을 의미한다. 여기서 아치작용계수가 0일 경우는 선형 탄성 보 이론을 적용한 경우와 동일하며 반면에 1.0일 경우는 완전소성상태로서 Fig. 2와 같이 내력이 하중점에서 균열수평투영거리 x 까지 직선으로 연결한 경사압축대(diagonal strut)를 의미하게 된다. Kim, Kim과 White⁵⁾는 실험적 방법을 통해 철근인장력의 변화는 다음 식 (13)과 같다고 밝혔다.

$$T_s = \left(\frac{a}{x}\right)^\alpha \frac{M_x}{z_0} \quad (13)$$

여기서, x 는 지점으로부터 전단균열까지의 거리

이를 이용하여 균열하중에 아치작용계수(arch action factor)의 영향을 고려하면 다음과 같이 정의할 수 있다.

Fig. 9의 비균열 영역에서의 인장철근 주변부 수평전단면이 존재할 때, Fig. 10의 인장철근 주변부 $opqr$ 에는 전단응력이 발생할 것이며 이 경우 수평면 $q-r$ 에 작용하는 수평전단력은 $v_{avg}bx$ 가 되며 이는 철근 인장력 T_s 와 평형을 이룬다. 따라서 평균수평 전단응력(v_{avg})은 다음 식 (14)와 같다.

$$v_{avg} = \frac{T_s}{bx} \quad (14)$$

균열면에서의 T_s 는 식 (13)과 동일하게 식 (15)로 나타낼 수 있다.

$$T_s = \left(\frac{a}{x}\right)^\alpha \frac{M_{cr}}{z_0} \quad (15)$$

여기서, M_{cr} 은 균열모멘트

이 식을 식 (14)에 대입하면, 수평전단면에서의 평균 전단응력 v_{avg} 는 다음과 같다.

$$v_{avg} = \left(\frac{a^\alpha}{x^{\alpha+1}}\right) \frac{M_{cr}}{z_0 b} \quad (16)$$

Fig 10에 나타낸 최대전단응력 v_{max} 는 v_{avg} 의 k 배 할증된 kv_{avg} 로 표현할 수 있다. 따라서 $k = v_{max}/v_{avg}$ 로 정의된 응력집중계수이다. 즉, 식 (14)로부터 평균전단응력의 k 배만큼 증폭된 최대전단응력이 콘크리트의 유효인장강도 f_{tef} 에 도달하면 사인장균열이 발생할 것이며 이를 식

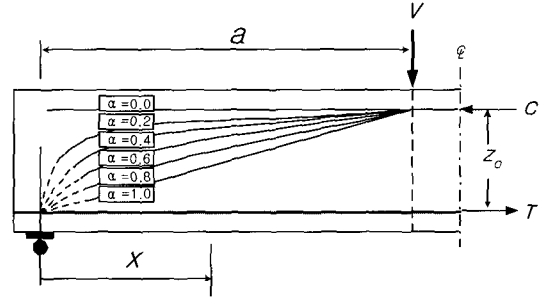


Fig. 8 Arch action effect schemes

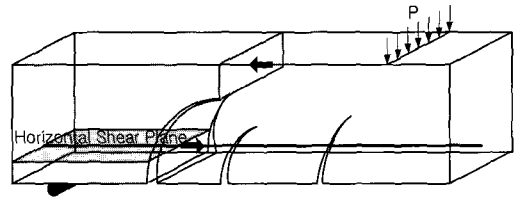


Fig. 9 Horizontal shear plane at un-cracked zone

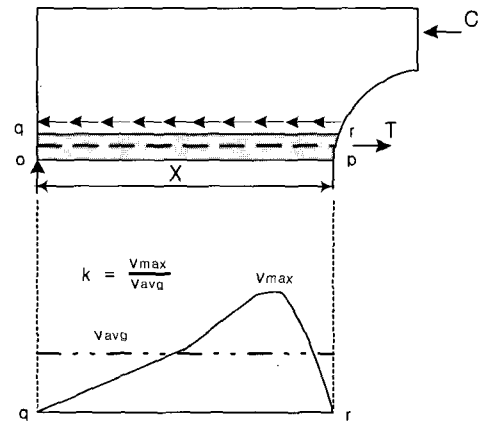


Fig. 10 Horizontal shear stress at end of beam

으로 표현하면 다음 식 (17)과 같다.

$$f_{tef} = k \left(\frac{a^\alpha}{x^{\alpha+1}}\right) \frac{M_{cr}}{z_0 b} \quad (17)$$

식 (17)에서 x 에 관해서 풀면, 식 (18)과 같이 되며,

$$x = \left(\frac{k M_{cr} a^\alpha}{z_0 b f_{tef}}\right)^{\frac{1}{\alpha+1}} \quad (18)$$

$V_{cr} \approx M_{cr}/x$ 이므로 식 (18)은 식 (19)와 같은 형태가 된다.

$$V_{cr} = \left(\frac{M_{cr}}{a}\right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left(z_0 b \frac{f_{tef}}{k}\right)^{\frac{1}{\alpha+1}} \quad (19)$$

따라서 위 식에 식 (7)을 대입하면

$$V_{cr} = \left(\frac{\frac{1}{2} f_{tef} b ((a-x)^2 + h^2)}{a} \right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left(z_0 b \frac{f_{tef}}{k} \right)^{\frac{1}{\alpha+1}} \quad (20)$$

최종적으로 Fig. 9의 균열하중 곡선은 아치효과의 영향으로 인해 전체적으로 줄어들게 되는 결과가 되고, 전단강도 곡선과의 교점인 균열 수평 투영거리가 증대될 것이다. 이로 인하여 전단강도가 감소하게 됨으로서 전단강도에 대한 아치작용의 영향효과를 별도로 고려 없이 반영할 수 있게 하였다.

아치작용에 의한 철근인장력(T_s) 및 상현재 압축력(C_c)은 다음 식 (21)과 같다.

$$T_s = \frac{M_x}{z_0} + \frac{1}{2} V_{cr} \cot \theta \quad (21a)$$

$$C_c = \frac{M_x}{z_0} - \frac{1}{2} V_{cr} \cot \theta \quad (21b)$$

여기서, 식 (13)을 식 (21a)에 대입하면 식 (22)와 같고, $z_0 \approx 0.9d$, $M_x = V \cdot (a-x)$ 이므로 균열각 θ 는 식 (23)으로 가정할 수 있다.

$$\left(\frac{a}{x} \right)^\alpha \frac{M_x}{z_0} = \frac{M_x}{z_0} + \frac{1}{2} V_{cr} \cot \theta \quad (22)$$

$$\theta = \cot^{-1} \left[\frac{2}{0.9} \frac{(a-x)}{d} \left[\left(\frac{a}{a-x} \right)^{\alpha-1} \right] \right] \quad (23)$$

23 전단 보강재의 전단강도(V_s , V_p) 산정

한편, 초기 전단균열 하중의 경우는 일반적으로 철근 스테럽과 FRP 전단 보강재로 인한 균열 하중의 변화가 없기 때문에⁴⁶⁾, 식 (9) 및 (20)을 그대로 적용할 수 있다. 따라서 전단스팬비와 전단 보강량 등에 의하여 변화되는 균열 수평 투영거리 x 를 Fig. 4의 V_{cr} 과 V_u 의 관계로부터 산정할 수 있다. 전단철근과 전단 보강 FRP에 의한 전단강도 기여도(V_{fp})는 식 (24)와 (25)에 의하여 산정된다.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y}{s} x \quad (24)$$

Fig. 4에는 FRP로 보강된 보의 보강효과에 의하여 균열 수평투영거리가 변화되는 것을 나타내고 있다. FRP의 전단강도 기여분은 식 (25)와 같이 표현될 수 있다.

식 (1)의 전단철근과 FRP 전단강도 기여도항은 ACI¹⁴⁾에서 제시하고 있는 전단 보강 FRP의 보강효과를 고려하여 산정하면 다음과 같다.

$$V_p = \frac{A_{frp} f_{frp} (\sin \beta + \cos \beta) d}{s w_{frp} \cdot s_{frp}} x \quad (25)$$

여기서, s , s_{frp} 는 스테럽의 간격, A_{frp} 는 FRP보강재의 단면적, f_{frp} 는 FRP 보강재의 극한강도, w_{frp} 는 FRP 보강재 폭, β 는 FRP 보강재의 종방향인 수평축과 이루는 각을 의미한다.

따라서 식 (25)의 $s w_{frp}$ 는 wing 및 jacket 형태인 경우 전단경간(shear span) 구간 내에 존재하는 FRP의 영향길이, strip type인 경우 전단경간 구간 내에 존재하는 FRP 간격의 합이며 본 연구의 경우는 전단경간과 동일한 값이 된다.

24 보강된 철근콘크리트 보의 전단강도

전단 보강된 철근콘크리트 보의 전단강도는 Fig. 11의 Flow-chart에 따라 계산하였다. 철근콘크리트 보의 전단 경간비(a/d)와 예상되는 파괴형태에 따라 아치효과를 고려하였으며, V_u 와 V_{cr} 가 동일한 값을 갖도록 균열각 θ 를 변화시키면서 수평균열 투영거리 x 및 균열각 θ 를 산정하였다. 산정된 θ 값을 임계 균열각으로 정의하고 식 (6) 또는 (23)을 이용하여 전단 균열각을 계산하여 초기 가정을 만족하는 전단강도를 산정하였다.

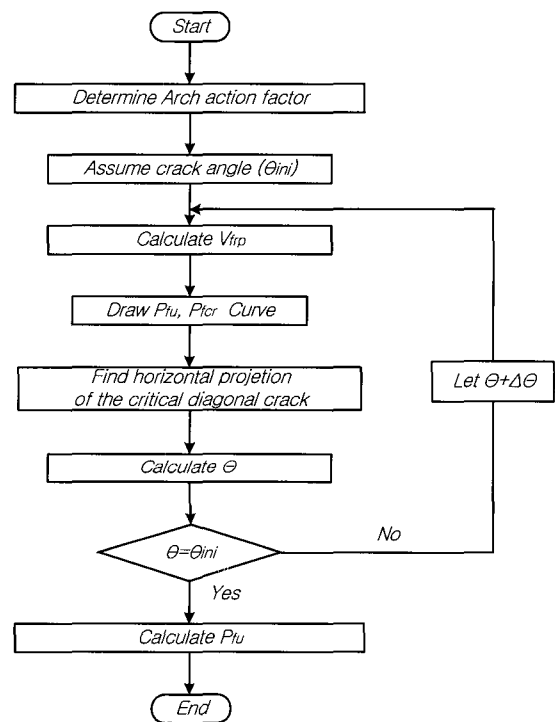


Fig. 11 Shear strength calculation algorithm for RC beam strengthened with FRP

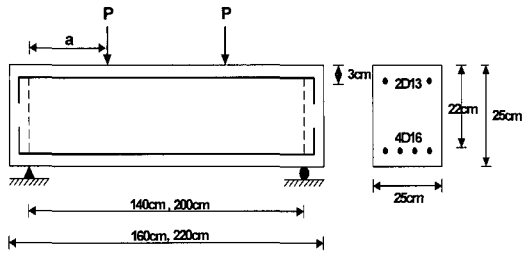
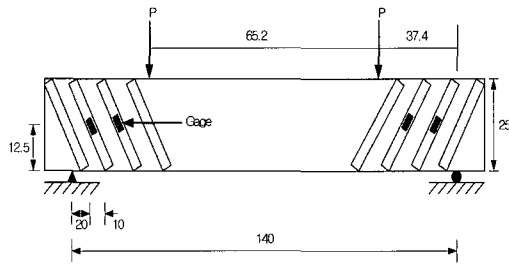
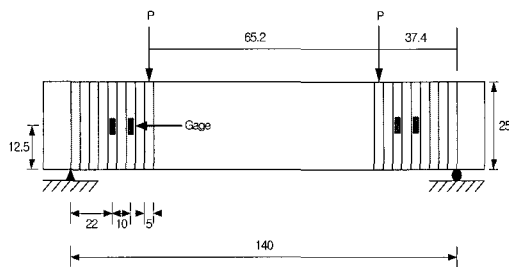


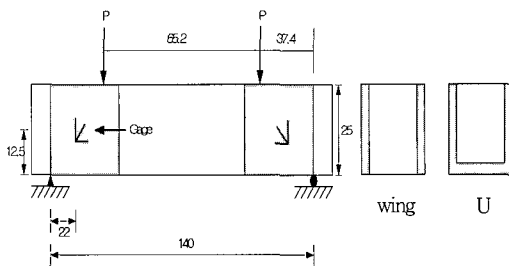
Fig. 12 Reinforcement details and loading scheme



(a) 45° strip type(unit : cm)



(b) 90° strip type(unit : cm)



(c) Wing and U-jacketing type(unit : cm)

Fig. 13 Strengthening details

Table 1 Physical properties of FRP

		Tensile strength (MPa)	Young's modulus (MPa)	Unit weight (g/cm ³)	Ultimate strain (%)
CFS	CF	3,550	2.35×10 ⁵	1.62	1.5
GFRP	TYFO	450	0.23×10 ⁵	1.15	2.0
CFRP	Sika carboDur laminates	3,160	1.58×10 ⁵	1.60	1.9

3. 제안된 예측모델의 검증

본 연구에서 제안한 전단강도 예측모델의 검증을 위해 FRP로 전단 보강된 보의 실험결과와 비교하였다.

다양한 전단 보강방법에 대하여 고려하였는바, 실험결과와의 검증을 위하여 wing 형태, U형 jacket, strip 형태 보강 등에 대하여 고찰하였으며 보강방법에 대한 상세는 다음의 Fig. 13에 나타내었다.

3.1 실험개요 및 결과

철근콘크리트 보 시험체의 단면치수 및 배근상세는 Fig. 12와 같으며 콘크리트의 재령 28일 압축강도는 34.7 MPa, 슬럼프는 180 mm로 나타났다. 사용된 FRP는 탄소섬유시트(CFS), 유리섬유판(GFRP) 및 탄소섬유판(CFRP)로서 전단시험체에 보강을 하였으며, 사용된 FRP의 역학적 성질은 Table 1과 같다.

실험변수는 보강재료, 전단 경간비와 측면 보강 방법이며 측면 보강 방법으로는 strip, wing, u-jacketing type을 선정하였으며, strip일 경우 보강 간격과 보강 방향 등 총 5가지의 변수를 선정하였다. 이를 토대로 총 18개의 시험체를 제작하였다. 실험변수 및 실험결과 각각의 시험체에 대한 파괴 하중 및 기본 시험체에 대한 보강효과와 FRP의 전단 보강 기여도를 다음의 Table 2에 나타내었다.

3.2 제안된 예측모델의 적용 및 검증

실험결과와 본 연구에서 제안된 전단강도 모델을 이용하여 해석을 수행하였으며 그 결과를 Fig. 14와 Table 3에 나타내었다. 전단강도 예측 모델의 정확도를 나타내기 위하여 실험치 대 예측치의 비를 계산하였으며, 모든 시험체의 정확도 값의 평균은 1.0084, 표준편차는 0.1086으로 나타나, 전반적으로 상당히 실험결과와 일치하는 것으로 나타났다. 그러나 탄소섬유 U형 보강의 경우 정확도가 크게 저하되는 것으로 나타났다. 즉 실험값이 예측치보다 크게 못 미치는 것으로 나타났는데, 이는 U형 보강의 경우 콘크리트를 감쌈으로써 발생하는 구속효과가 충분히 발휘되기 이전에 모서리 부분의 응력 집중에 의하여 보강재가 찢김으로써, 발생하는 조기 파괴로 탄소섬유 보강재의 U형 시공시 이에 대한 보완이 필요하다.

탄소 섬유 U형 보강, 즉 CS1VU, CS2VU 시험체를 제외한 나머지 시험체의 실험변수별 정확도의 평균값 및 표준편차는 다음의 Table 4와 같다. 변수별 해석결과를 보면, 해석결과가 실험결과와 상당히 일치하는 것을 볼 수 있으며, 특히 전단 경간비가 다른 경우에도 예측치와 실험치가 매우 유사한 결과를 보였다. 이는 전단 경간비에 따른 범용성을 확보하고자 하는 본 연구의 목적과 부합되는 결과이다.

Table 2 Test results of specimens

Variables	Shear span to depth ratio(a/d)	Strengthening method	Spacing of FRP	Specimen	Max. loads (P : kN)	Strengthening effect (%)	VFRP
Control beam	1.7	-	-	CON-1	105	-	-
	2.2	-	-	CON-2	62.5	-	-
CFRP	1.7	Wing(90°)	-	CP1-VW	173.0	64.8	6.80
		Strip(90°)	1S(100 mm)	CP1-1VS	163.0	54.8	5.80
		Strip(45°)	-	CP1-1DS	178.0	69.0	7.30
	2.2	Wing(90°)	-	CP2-VW	117.0	-	5.45
		Strip(90°)	1S(100 mm)	CP2-1VS	94.5	51.2	3.20
			2S(200 mm)	CP2-2VS	86.0	37.6	2.32
CFS	1.7	Wing(90°)	-	CS1-VW	170.0	61.9	6.50
		Wing(45°)	-	CS1-DW	182.0	73.3	7.70
		U-jackting	-	CS1-VU	133.0	26.7	2.80
	2.2	Wing(90°)	-	CS2-VW	108.0	72.0	4.55
		Wing(45°)	-	CS2-DW	110.0	77.6	4.75
		U-jackting	-	CS2-VU	85.0	40.0	2.25
GFRP	1.7	Wing(90°)	-	GP1-VW	168.0	60.0	6.30
		Wing(45°)	-	GP1-DW	180.0	71.4	7.50
		U-jackting	-	GP1-VU	177.0	68.6	7.20
		Strip(90°)	1S(100 mm)	GP1-1VS	132.0	25.7	2.70

Table 3 Comparisons between predicted and experimental results

Specimen	Test(1) (kN)	P _{theo} (2) (kN)	(1)/(2)
CON-1	105	103.5	1.01
CON-2	62.5	63	0.99
CP1VW	173	172.6	1.00
CP11VS	163	161.4	1.01
CP11DS	178	177.2	1.00
CP2VW	117	112.1	1.04
CP21VS	94.5	96.7	0.98
CP22VS	86	80.8	1.06
CS1VW	170	155.6	1.09
CS1DW	182	164.2	1.11

Mean : 1.0084

Specimen	Test(1) (kN)	P _{theo} (2) (kN)	(1)/(2)
CS1VU	133	167.5	0.79
CS2VW	108	103.9	1.04
CS2DW	110	107.3	1.06
CS2VU	85	118.4	0.72
GP1VW	168	153.6	1.09
GP1DW	180	158.1	1.14
GP1VU	177	167.8	1.05
GP1VS	132	141.7	0.93

Standard deviation : 0.1086

4. 결 론

본 연구를 통해 획득된 연구결과는 다음과 같다.

- 1) 기존의 FRP로 보강된 보의 전단강도 해석시 별도의 개념으로 고려하여 해석을 수행하였던 FRP의 전단강도 기여도와 전단경간의 영향을 통합하여 고려할 수 있는 범용적인 모델을 제안하였다. 또한 제안된 모델의 해석치를 실험결과와 비교하였으며, 해석결과의 정확도 평균 및 표준편차가 1.0084±0.1086으로 나타남으로써 예측모델의 정확성을 검증하였다.

Table 4 Mean value and standard deviation for test variables

Strengthening material	Mean	Standard deviation
CFRP	1.0170	0.0300
CFS	1.0753	0.0721
GFRP	1.0547	0.0898
Strengthening method	Mean	Standard deviation
Strip	0.9975	0.0448
Wing	1.0724	0.0761
U jacket	1.0548	0.0464
Shear span to depth ratio(a/d)	Mean	Standard deviation
1.7	1.0485	0.0741
2.2	1.0371	0.0426

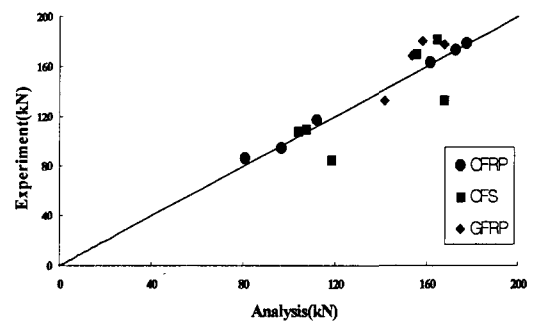


Fig. 14 Experimentally measured and predicted shear strength for test beams(unit : kN)

- 2) 본 연구에서는 FRP로 전단 보강된 보의 전단균열각을 산정함에 있어 전단경간 별로 아치 작용계수의 개념과 Chen과 Teng⁷⁾ 등이 제안한 FRP 전단강도 모델을 채용함으로써, 전단경간에 대한 범용성을 확보하였다. 또한 Chen과 Teng⁷⁾ 등이 전단균열각을 45°로 적용함으로써 발생하는 정확도의 문제를 개선하였다.

3) 일반적으로 사용되는 전단 보강방법인 U형 보강의 경우 본 예측모델의 적용에 한계를 확인하였으며, 이에 대한 보완이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부의 지원에 의한 “프리믹스형 보수 재료를 적용한 R/C 구조물의 보수 및 섬유보강공법 개발” 연구의 일환으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. Saadatmanesh, H. and Ebsani, H. R., “RC Beams Strengthened with GFRP plate I : Experimental Study”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.117, No.11, 1996, pp.3417~3433.
2. Quantil, R. J., Hooaway L. C., and Throne A. M., “Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response”, *Magazine of Concrete Research*, Vol.48, No.177, 1996, pp.331~342.
3. Teng J. G., Chen J. F., Smith S. T., and Lam L., *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons Ltd, 2002, pp.103~134.
4. 심종성, 연구석, 한만엽, 프리믹스형 보수재료를 적용한 R/C 구조물의 보수 및 섬유보강공법 개발, 건설교통부, 1999.
5. 심종성, 오홍섭, 유재명, “섬유보강재료 전단 보강된 RC 보의 전단강도예측을 위한 해석모델에 대한 연구”, 콘크리트학회 논문집, 12권, 5호, 2000, pp.35~46.

6. 조병완, 김영진, 김도, “유리섬유보강재를 이용한 Deep Beam의 전단 보강에 관한 실험적 연구”, 한국콘크리트학회 봄 학술발표회 논문집, 9권 1호, 1997, pp.609~614.
7. Zhang, J. P., *Strength of Cracked Concrete. Part I : Shear Strength of Conventional Reinforced Concrete Beams, Deep Beams, Corbels, and Prestressed Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement*, Technical University of Denmark, Department of Structural Engineering, Report No.311, 1994.
8. Kim, D., Kim, W., and White, R. N., “Arch Action in Reinforced Concrete Beams-A Rational Prediction of Shear Strength”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, No. 4, 1999, pp.586~593.
9. Kim, W. and White, R. N., “Shear-Critical Cracking in Slender Reinforced Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, No.5, 1999, pp.757~765.
10. Chen, J. F. and Teng, J. G., “Shear Strengthened RC beams : FRP Debonding”, *Construction and Building Materials*, Vol.17, 2003, pp.27~41.
11. Nielsen, M. P., “Limit Analysis and Concrete Plasticity-2nd Edition”, *CRC Press*, 1999, pp.373~401.
12. Hoang, L. C. and Nielsen, M. P., “Plasticity Approach to Shear Design”, *Cement and Concrete Composites*, Vol.20, 1998, pp.437~453.
13. Nielsen, M. P. and Braestrup, M. W., “Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams”, *Bygningststatilxe Meddelelser*, Vol.46, No.3, 1975 pp.61~99.
14. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318RM-05)”, *American Concrete Institute*, Sep. 2005, pp.147~150.

요 약

본 논문에서는 FRP 외부 부착공법으로 전단 보강된 철근콘크리트 보의 전단강도 예측 모델을 제안하였다. 제안된 모델은 전단 균열각과 전단 경간비와 같은 주요한 설계인자를 고려할 수 있도록 하였다. 제안된 모델의 주요고려사항은 FRP로 전단 보강된 보의 일반적 파괴 형태인 부착파괴에 대한 전단력 산정이다. 또한 제안된 모델은 기존의 수정 소성이론에 근거한 crack sliding model을 이용하였으며, 아치작용계수를 도입함으로써, 전단 경간비의 영향을 최소화하였다. 최종적으로 본 전단강도 예측 모델을 적용한 해석결과를 실험결과와 비교·검증하였으며, 본 제안된 예측 모델이 실험결과와 상당히 일치하는 것을 확인하였다.

핵심용어 : 전단강도, FRP보강재, crack sliding model, 철근콘크리트 보, 전단 경간비