

휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단성능 저하에 관한 연구

이 정 윤^{1)*}

¹⁾성균관대학교 건축공학과

(2001년 5월 8일 원고접수, 2001년 8월 29일 심사완료)

Shear Deterioration of Reinforced Concrete Beams Failing in Shear after Flexural Yielding

Jung-Yoon Lee^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architectural Engineering, Sungkyunkwan University, Suwon, 440-746, Korea

(Received on May 8, 2001, Revised on August 29, 2001)

ABSTRACT

The potential shear strength of reinforced concrete beams decreases after flexural yielding due to the decrease of the effective compressive strength of concrete in plastic hinge zone. A truss model considering shear deterioration in the plastic hinge zone was proposed in order to evaluate the ductile capacity of reinforced concrete beams failing in shear after flexural yielding. This model can determine the potential shear strength of the beam by using a truss model. The potential shear strength gradually decreases as the increase of the axial strain of member. When the calculated potential shear strength decreases up to the flexural yielding strength, the corresponding rotation angle is defined as the ductile capacity of the beam. The predicted ductile capacity of reinforced concrete beams is shown to be in a good agreement with experimental results.

Keywords : shear deterioration, ductility, axial strain, truss model, reinforced concrete beam

1. 서 론

철근콘크리트 부재의 전단에 대한 연구의 대부분은 전단 강도 예측에 중점을 두고 있고, 전단 변형률, 전단 파괴 모드, 전단 균열폭, 파괴에 도달하기까지의 전단보강근의 응력의 변화 등의 정보를 제공하지 못하고 있다. 이러한 연구는 주인장근이 휨항복하기 이전에 전단 파괴하는 부재와 같이 전단 강도만의 예측을 요구하는 설계법에는 도움을 줄 수 있지만, 부재의 강도와 변형 능력의 예측을 동시에 요구하는 설계 요구 조건은 만족시키지 못한다. 지진력을 받는 철근콘크리트 구조물의 내진설계는 구조물 또는 부재의 구조특성에 따라 보유내력과 변형능력의 관점에서 이루어진다. 보 항복이 선행한 후에 전체 붕괴가 일어나는 철근콘크리트 건물의 경우에 그 건물의 기둥에 대한 설계는 보유내력의 관점에서 이루어진다. 따라서, 기둥은 극한강도가 설계하중보다 크면 설계요구조건을 만족시킨다. 그러나, 소성힌지가 형성되는 보의 강도와 변형이 동시에 요구되므로 소성힌지를 형성할 수 있는 강도 및 설계에서 요구하는 소요변형능력을 동시에 충족시켜야 한다.

Fig. 1은 휨과 전단을 받는 철근콘크리트 보의 하중-부재 회전각 관계를 나타낸다¹⁾. Fig. 1의 보의 주인장근이 항복한 후 보의 단부에 소성힌지가 형성되며 부재회전각이 증가함에 따라 사인장근균열폭이 증가하여 소성힌지 부근에서 취성적인 전단파괴를 한다. Fig. 1의 시험체에 대한 가력방법, 축방향 변형률 예측 등은 5장에서 상세히 설명될 것이다. 이러한 보의 휨모멘트보다 전단력의 영향이 크게 받기 때문에 이력곡선에 핀칭 효과(pinching effect)가 나타나 에너지 소산구간이 작다. Fig. 1과 같은 보의 설계에서는 휨항복 후 소성힌지를 형성할 수 있는 강도의 예측 및 부재의 변형 능력 (힌지회전각, 또는, 부재 회전각)의 예측이 동시에 필요하다.

ACI²⁾ 및 AIJ³⁾의 전단 설계에서는 전단 강도의 예측에 중점을 두고 있고 휨항복 후 전단 파괴하는 부재의 변형 능력은 전단 강도 여유율의 개념에 의해 간접적으로 평가하고 있다. 따라서, ACI 및 AIJ의 전단 설계는 정량적이며 명확하게 부재의 변형 능력을 예측하지 못하고 있다. 1990년 일본건축학회에서 발표된 "철근콘크리트 구조물의 극한강도 내진설계지침⁴⁾"에서는 철근콘크리트 부재의 전단강도를 소성이론을 이용한 트러스 기구와 콘크리트의 아치 기구의 합에서 구하고 있다. 부재의 변형 능력은 소성힌지 구간에서의 트러스 기구의 콘크리트 압축재 각도

* Corresponding author

Tel : 031-290-7564 Fax : 031-290-7570

E-mail : jylee@yurim.skku.ac.kr

의 제한 및 콘크리트 유효 압축 강도의 저하에 의해 평가한다. 그러나 “철근콘크리트 구조물의 극한강도 내진설계 지침”에서 쓰여지고 있는 부재의 변형 능력-트러스 기구의 콘크리트 압축재 각도 관계, 부재의 변형 능력-콘크리트 유효 압축 강도 관계는 아직 이론적으로 그 타당성이 검증되고 있지 못하고 있다.

이 연구는 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 성능 저하를 예측함을 목적으로 한다. 휨항복 후 철근콘크리트 보에는 소성 힌지 구간이 형성되며 축방향 변형률이 급격히 증가한다. 축방향 변형률이 급격히 증가함에 따라 콘크리트 유효 압축 강도가 감소하며, 철근콘크리트 보의 잠재 전단 강도는 감소한다. 제안된 전단 성능 저하 예측법은 이와 같은 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 파괴 특성을 고려한 트러스 모델에 기본을 두고 있다.

2. 휨항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 잠재 전단강도 저하

Fig. 2는 휨과 전단을 받는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률 ϵ_x -연성률 μ 의 관계를 나타낸다. 여기서, 연성률 μ 는 철근의 항복점을 기준으로 결정된다. Fig. 2의 사각형 표시는 주인장근의 항복점을 나타낸다. 그림에서 보여지는 것과 같이 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 는 주인장근이 항복한 후에 단면 중립축 높이의 감소와 잔류 변형률의 증대로 인하여 급격히 증가한다. 이 논문에서는 실험 및 단면해석에 근거하여 예측된 부재 축방향 변형률 ϵ_x -연성률 μ 관계식을 이용하였다. ϵ_x - μ 의 관계는 4장에서 상세히 설명될 것이다.

부재 축방향 변형률 ϵ_x 가 증가하면 소성힌지 구간에서 형성되는 사인장 균열폭이 증가하며, 콘크리트의 주인장 변형률 ϵ_1 (사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률)도 급격히 증가한다. 트러스 모델의 콘크리트 압축재 각도와 콘크리트의 주압축 응력각도가 같다고 가정하면 사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률 ϵ_1 은, $\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_y - \epsilon_2$ 의 관계에서 구할 수 있으며, 여기서, ϵ_y 는 부재축과 직각되는 방향의 변형률이며, ϵ_1 과 ϵ_2 는 콘크리트의 주인장, 주압축변형률을 나타낸다.

Collins등⁵⁾, Hsu등^{6,7)} v_{fck} 의 철근콘크리트 패널 실험에 의하면 콘크리트 유효 압축 강도 (균열이 발생한 콘크리트의 압축강도)는 콘크리트의 주인장 변형률 ϵ_1 과 밀접한 관계가 있어 Fig. 3에서 보여지는 것과 같이 ϵ_1 값이 증가함에 따라 v_{fck} 값은 감소하였다. 따라서, 휨항복 후 전단파괴 하는 철근콘크리트 보의 주인장근이 항복한 후에 부재 축방향 변형률 ϵ_x 가 급격히 증가한다. ϵ_x 값이

증가하면 콘크리트의 주인장 변형률 ϵ_1 의 값이 증가하게 되므로 콘크리트 유효 압축 강도 v_{fck} 는 감소한다.

결과적으로 휨항복 후 전단파괴 하는 철근콘크리트 보의 연성률 μ 가 증가하면, ϵ_1 의 값이 증가하게 되며, ϵ_1 의 증가에 의하여 v_{fck} 가 감소한다. 따라서, Fig. 4와 같이 철근콘크리트 보의 잠재 전단내력 V_u 는 연성률 μ 의 증가에 의하여 감소하게 된다.

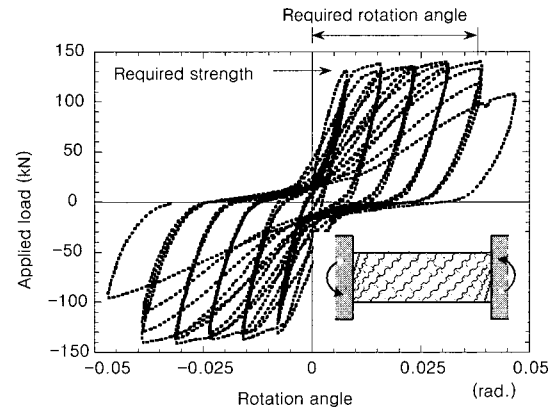


Fig. 1 Load vs. rotation angle of a reinforced concrete beam which fails in shear after flexural yielding

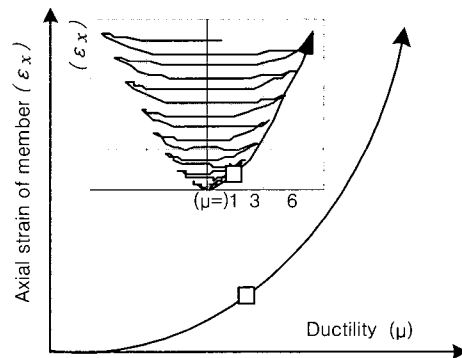


Fig. 2 Axial strain of member vs. ductility of RC beams failing after flexural yielding

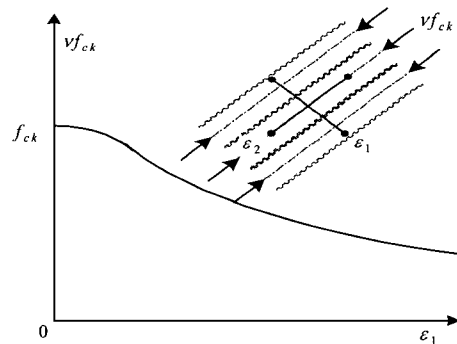


Fig. 3 Effective strength of concrete vs. principal tensile strain of concrete

이 논문에서는 주인장근의 항복 후 전단파괴하는 철근 콘크리트 보의 파괴 특성을 고려한 트러스 모델을 이용하여 보의 연성능력을 구하고자한다. 논문에서는 전단위험요소를 Fig. 5(a)에서 보여지는 것과 같이 소성 힌지 영역과 비소성힌지 영역의 경계점인 ㉠단면의 단면중심으로 가정하였다. Fig. 5(a)는 역대칭모멘트를 받아 균열이 발생한 철근트러스 보의 트러스 모델과 평균 변형률 상태를 나타낸다. 콘크리트 압축대의 각도 α 는 구역 ①②③④에서는 일정하지만, 직선①② 또는 ③④에서 단부에 가까워질수록 증가하여 부재끝 응력장을 형성한다. Fig. 5(a)의 전단위험요소에서의 콘크리트 압축대의 압축응력 σ_2 는 평형조건에서 식(1)과 같다.

$$\sigma_2 = \rho_v f_y (1 + \cot^2 \alpha) + \sigma_1 \cot^2 \alpha \quad (1)$$

여기서 ρ_v 는 전단보강근비, f_y 는 전단보강근의 항복응력, σ_1 는 콘크리트의 인장응력이다.

따라서, σ_2 는 압축대의 각도 α 가 증가함에 따라 감소하며, Fig. 5(b),(c)에서 보여지는 것과 같이 ㉠단면에서 구역 ①②③④의 축방향 변형률이 최대가 되어 전단내력이 감소한다. 따라서, 논문에서는 소성 힌지 영역과 비소성 힌지 영역의 경계점인 ㉠단면을 전단위험요소로 가정하였다.

해석에서는 단면해석과 실험결과에 근거하여 계산된 부재 축방향 변형률 ϵ_x 값을 MCFT 또는 RA-STM에 대입하여 고정한 후에 그 부재의 잠재 전단 강도를 구한다. 휨항복 후, 비소성 힌지 영역에 비하여 소성 힌지 영역에서의 부재축방향 변형률이 급격히 증가한다. 따라서, 해석에서는 부재축방향 변형률의 증가에 의한 전단강도 내력의 저감을 평가하기 위하여 소성 힌지 영역의 축방향 변형률을 전단위험요소에서의 ϵ_x 로 적용하였다. 즉, 휨항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 전단위험요소는 콘크리트 스트럿 각도가 작아 스트럿의 압축응력이 크며, 부재 축방향의 변형률이 소성 힌지 영역에 의하여 급격히 증가하여 전단내력이 감소하는 소성 힌지와 비소성 힌지 영역의 경계점이 될 것이다. 만일, 전단위험요소에서의 부재축방향 변형률이 비소성 힌지에 의하여 결정된다면, 그 요소는 더 이상 위험 요소(critical element)가 되지 못하며, 휨항복 후 소성 힌지영역에서의 부재축방향 변형률의 급격히 증가와 이에 따른 전단성능저하가 평가될 수 없을 것이다.

3. 연성능력 평가 방법

3.1 변형률 적합조건 이론

근년, 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건을 이용한 수

정 압축장 이론(Modified Compression Field Theory, 이하 MCFT)⁵⁾과 회전각 연화 트러스 이론 (Rotating Angle Softened Truss Model, 이하 RA-STM)⁸⁾이 발표되었다. 두 이론은 사인장균열 각도 α 와 콘크리트의 주압축응력의 각도 θ 가 동일하다고 가정한다. θ 는 힘의 평형조건과 변형률의 적합조건에 의하여 구해지며 전단강도와 부재의 변형을 예측할 수 있다.

그러나 두 이론은 순수 전단을 받는 철근콘크리트 막 요소(membrane element)에 대한 이론이므로 휨모멘트의 영향이 고려되어 있지 않다. 따라서, MCFT 또는 RA-STM을 이용하여 부재 축방향의 철근량(주인장근의 철근량)과 부재축과 직각되는 방향의 철근량(전단보강근의 철근량)이 동일한 철근콘크리트 보의 파괴 거동을 예

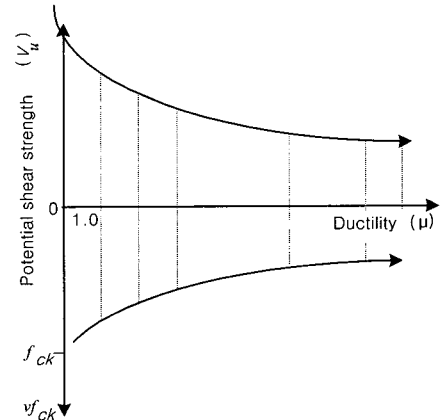


Fig. 4 Decrease of potential shear strength and effective compressive strength of concrete as the increase of ductility

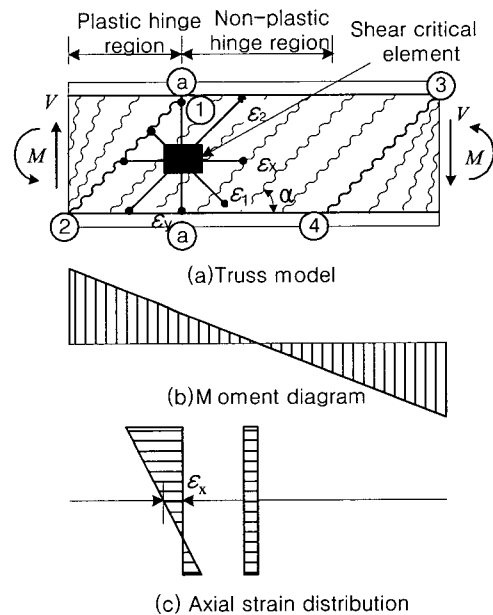


Fig. 5 A truss model of reinforced concrete beam

축할 경우에 철근의 항복은 양방향에서 동시에 발생한다. 그러나 전단경간비가 1이상인 실제의 철근콘크리트 보에서 양방향의 철근량이 동일한 경우에 철근의 항복은 휨모멘트의 영향에 의하여 부재 축방향에서 먼저 발생할 것이다. 이와 같이 휨모멘트의 영향을 고려하지 않고 순수전단만을 고려한 MCFT 또는 RA-STIM은 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 값을 실제값보다 작게 예측한다. 따라서, 철근의 항복은 철근량이 작은 방향에서 발생하게 되며 철근콘크리트 보의 실제 변형 능력을 정확하게 예측할 수 없다. 그러므로 트러스 모델을 이용하여 보다 정확히 철근콘크리트 보의 변형 능력을 예측하기 위해서는 휨모멘트의 영향이 고려된 부재축방향 변형률을 이용하여야 한다.

3.2 해석 흐름도

이 연구에서 제안된 해석법의 계산과정을 요약하면 다음과 같다. 해석에서는 단면해석과 실험결과에 근거하여 계산된 부재 축방향 변형률 ϵ_x 값을 MCFT 또는 RA-STIM에 대입하여 고정한 후에 그 부재의 잠재 전단 강도를 구하였다. 주어진 ϵ_x 값이 증가함에 따라 콘크리트의 주인장 변형률 ϵ_1 이 증가하게 되므로 Fig. 4와 같이 콘크리트 유효 압축강도 νf_{ck} 는 감소한다. νf_{ck} 값이 감소함에 의하여 철근콘크리트 보의 잠재 전단 강도 V_u 는 감소한다.

Fig. 6은 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 연성능력 예측을 위한 해석 흐름도를 나타낸다. 해석에서는 먼저 부재 회전각이 주어진다(Step 1). 부재 회전각이 주어지면 부재 회전각의 함수인 부재 축방향 변형률 ϵ_x 를 Step 2에서 구할 수 있다. 부재 회전각과 부재 축방향 변형률과의 관계에 대해서는 4장에서 보다 상세하게 설명될 것이다. 부재 축방향 변형률 ϵ_x 가 구해지면 ϵ_x 값을 고정한 후에 전단보강근의 변형률 ϵ_y 를 증가 시켜(Step 3) 부재의 전단력을 응력의 평형조건, 변형률의 적합조건 및 재료의 구성법칙을 이용한 MCFT 또는 RA-STIM에서 구할 수 있다(Step 4). 구해진 전단력이 최대가 될 때를 그 부재의 잠재 전단 강도 V_u 로 간주한다(Step 5). 해석에서는 구해진 잠재 전단 강도 V_u 가 휨항복 시의 전단력 V_f 에 도달할 때의 부재 변형 능력을 그 부재의 최대 연성 능력으로 하였다(Step 6 과 Step 7).

Fig. 7은 RA-STIM에 의해 구해진 철근 콘크리트 보의 전단력과 전단 변형률 관계를 나타낸다. 해석된 보의 단면은 15×30 cm, 콘크리트 압축강도 $f_{ck} = 29.3$ MPa, 전단보강근비 $\rho_w = 0.008$ 이다. 그림의 점선은 ϵ_x 값을 고

정한 후에 전단보강근의 변형률 ϵ_y 를 증가 시켜 전단강도에 도달하기까지의 하중-전단변형률 관계를 나타낸다(해석흐름도의 Step 3, 4, 5에서 구할 수 있다). 실선은 ϵ_x 값의 증가에 의해 변화하는 잠재 전단 강도 V_u 를 나타낸다. 주어진 ϵ_x 값이 증가함에 따라 콘크리트의 주인장 변형률 ϵ_1 이 증가하므로 콘크리트 유효 압축 강도 νf_{ck} 는 감소하여 잠재 전단 강도 V_u 는 감소한다. 해석에서는 Fig. 8과 같이 구해진 잠재 전단 강도 V_u 가 휨항복시의 전단력 V_f 에 도달할 때의 부재 변형 능력을 그 부재의 최대 연성 능력으로 간주하였다.

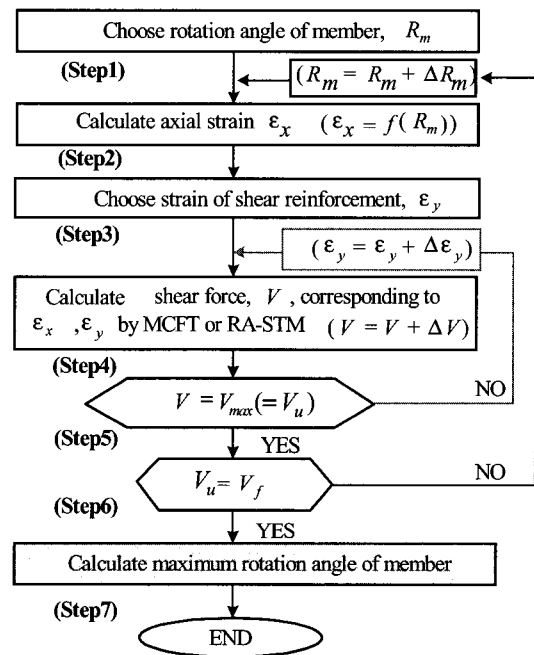


Fig. 6 Calculation procedure

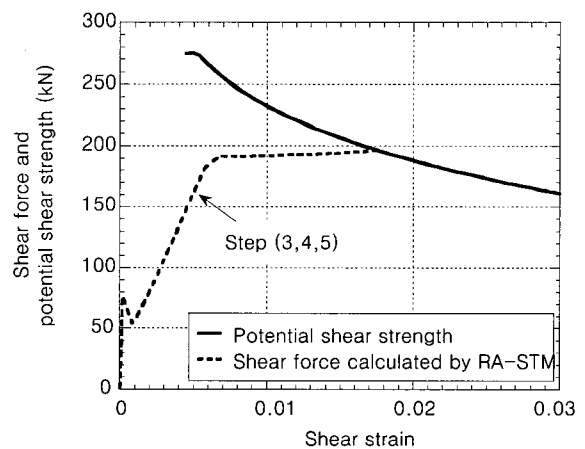


Fig. 7 Potential shear strength and shear force calculated by fixing ϵ_x

4. 부재 축방향 변형률과 부재회전각

4.1 부재 축방향 변형률 모델

3장에서 설명한 것과 같이 MCFT 또는 RA-STM을 이용하여 철근콘크리트 보의 변형 능력을 구하기 위해서는 휨모멘트의 영향을 반영할 수 있는 부재 축방향 변형률 ϵ_x 의 예측이 필요하다.

Fig. 9는 휨항복 후 전단파괴 하는 철근콘크리트 보¹⁾의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 와 부재 회전각 관계 R_m 을 나타낸다. 그림에서 ϵ_x 는 휨항복 후 급격히 증가하며 휨항복 이전의 ϵ_x 의 증가율과 제하시의 ϵ_x 의 감소율은 거의 동일함을 알 수 있다. 또한, 제하 후에 균열폭이 닫혀지는 미끌림 구간(slip region)에서 ϵ_x 는 일정하며 R_m 이 증가함에 따라 미끌림 구간도 증가한다. 동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우, ϵ_x 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가하지만 증가율은 그다지 크지 않다. 해석에서는 실험결과와 철근콘크리트의 단면해석에 근거하여 Fig. 10과 같이 제안된⁹⁾ 부재 축방향 변형률 ϵ_x 와 부재 회전각 R_m 관계를 이용하였다.

Fig. 10은 다음의 4가지 경로로 구성되었다.

- 경로 1: 휨항복 이전 또는 제하시 ϵ_x 의 기울기의 증감률은 동일하다.
- 경로 2: 휨항복 이후 ϵ_x 는 급격히 증가한다.
- 경로 3: 사인장 균열의 폭이 닫혀지는 미끌림 구간으로 ϵ_x 는 변화하지 않는다.
- 경로 4: 동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우 ϵ_x 는 반복하중의 수에 반비례하여 증가한다.

4.2 각 경로의 누적 부재 축방향 변형률 예측

4.2.1 경로 1의 누적 부재 축방향 변형률

단면 중심에서의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 는 압축철근의 변형률 ϵ_c 와 인장 철근의 변형률 ϵ_t 의 평균값에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{\epsilon_c + \epsilon_t}{2} \quad (2)$$

곡률 φ 는 ϵ_c 와 ϵ_t 에 대하여 식(3)과 같으며, 소성힌지 구간에서 소성힌지거리 l_h 와 소성힌지회전각 R_h 와는 식(4)의 관계가 있다.

$$\varphi = \frac{-\epsilon_c + \epsilon_t}{z} \quad (3)$$

$$\varphi = \frac{R_h}{l_h} \quad (4)$$

여기서, z 는 상하철근 중심간 거리이다.

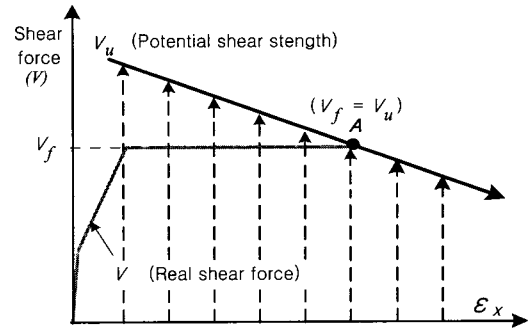


Fig. 8 Maximum ductility of a reinforced concrete beam which fails in shear after flexural yielding

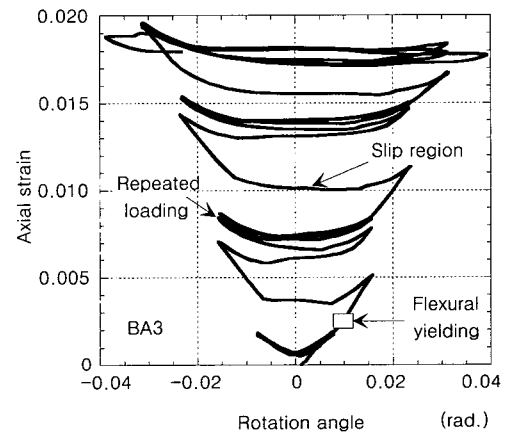


Fig. 9 Axial strain vs. rotation angle

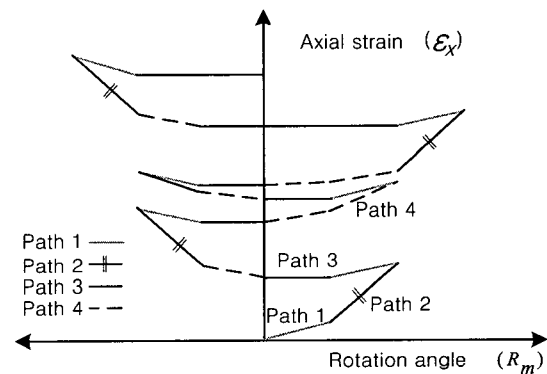


Fig. 10 Proposed model for axial strains for reinforced concrete beams

따라서, 단면 중심에서의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 는 식(3)과(4)를 식(2)에 대입하여 식(5)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_x = \epsilon_c + \frac{R_h \cdot z}{2 l_h} \quad (5)$$

여기서는 일본 콘크리트학회의 "콘크리트구조물의 연성과 평가법"10)에서 쓰여진 식(6)를 사용하여 소성힌지길이 l_h 를 구하였으며 소성힌지회전각 R_h 는 부재 회전각 R_m 과 동일하다고 가정하였다.

$$l_h = 0.5 \left(\frac{M}{V \cdot h} \right) \cdot d \quad (0.75d \leq l_h \leq d) \quad (6)$$

여기서, $M/(V \cdot h)$ 는 전단스팬비, d 는 단면 유효깊이이다.

한편 경로 1의 제하시 부재 축방향 변형률 ϵ_{x1f} 의 감소 기울기는 휨항복 이전의 부재 축방향 변형률의 증가 기울기와 동일하므로, ϵ_{x1f} 는 식(7)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x1f} = -F \epsilon_{xf} \quad (7)$$

여기서, F 는 제하수, ϵ_{xf} 는 휨항복시의 부재 축방향 변형률 $\epsilon_{xf} = \left(\epsilon_{cy} + \frac{R_{em} \cdot z}{2 l_h} \right)$, ϵ_{cy} 는 휨항복시의 주압축근의 변형률, R_{em} 은 휨항복시의 부재 회전각이다. 따라서 휨항복 후 전단파괴 하는 철근콘크리트 보의 경로 1의 부재 축방향 누적 변형률 ϵ_{x1} 은 식(8)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x1} = \epsilon_{xf} + (-F) \epsilon_{xf} = (1-F) \epsilon_{xf} \quad (8)$$

4.2.2 경로 2의 누적 부재 축방향 변형률

휨항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 주인장근의 항복한 후에 단면 중립축 높이가 감소하며 주인장근의 신장에 비해 주압축근의 축소 ϵ_c 는 매우 작다. 또한, 반복 하중을 받을 경우 잔류 변형률의 증대로 부재 축방향 변형률 ϵ_x 가 증가한다. 따라서, 경로 2의 부재 축방향 누적 변형률 ϵ_{x2} 는 식(5)의 ϵ_c 를 무시하고 정(正)과 부(負)방향의 소성 부재 회전각의 영향을 포함한 식(9)에서 구하였다.

$$\epsilon_{x2} = \frac{(R_{pmp} + R_{pmn}) \cdot z}{2 l_h} \quad (9)$$

여기서, R_{pmp} 와 R_{pmn} 은 각각 정과 부방향의 소성 부재 회전각이다.

4.2.3 경로 3의 누적 부재 축방향 변형률

사인장 균열폭이 닫혀지는 미끌림 구간에서는 ϵ_x 는 변화하지 않는다.

$$\epsilon_{x3} = 0 \quad (10)$$

4.2.4 경로 4의 누적 부재 축방향 변형률

동일한 R_m 에서 반복하중을 받을 경우에 경로 4에서의 부재 축방향 누적 변형률 ϵ_{x4} 는 반복하중의 수 N_j 에 반비례하여 증가한다. 또한, ϵ_{x4} 는 반복되는 R_m 의 크기에 영향을 받아 큰 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 ϵ_{x4} 값이 작은 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 ϵ_{x4} 값보다 크다. 따라서 ϵ_{x4} 는 R_m 크기의 영향과 N_j 의 영향을 포함한 식(11)에서 구할 수 있다.

$$\epsilon_{x4} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^{N_j} \left(\frac{R_{mi} \cdot z}{2 \cdot l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4 \cdot N_j} \quad (11)$$

단, $(1 \leq N_j \leq 5)$

식(11)의 R_{mi} 는 Fig. 11에 보여지는 것과 같이 분해된 i 번째의 부재 회전각이며, N_j 는 분해된 i 번째 부재 회전각의 j 번째 반복하중 수이다. 식(11)은 축방향 변형률 $R_{mi} \cdot z / (2 \cdot l_h)$ 를 변수로 하여 큰 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 ϵ_{x4} 값과 작은 R_m 값에서의 하중의 반복에 의해 증가되는 ϵ_{x4} 값의 차이를 평가할 수 있다. 식(11)에서 반복하중의 수 N_j 가 증가하면 ϵ_{x4} 의 증가율은 낮아지며 N_j 가 5이상이면 ϵ_{x4} 는 증감하지 않아 부재는 미끌림 구간으로 변한다. 또한, ϵ_{x4} 값은 반복하중의 수 N_j 에 반비례하여 증가한다.

Fig. 11과 같은 하중이력은 $R_{m1} \sim R_{m3}$ 으로 구분할 수 있고, R_{m1} 과 R_{m2} 에 대한 N_j 의 값은 각각 5와 4이다. R_{m3} 에서는 반복하중 구간이 없으므로 N_j 의 값은 0이며, ϵ_{x4} 은 R_m 의 크기와 반복하중의 영향을 고려하여

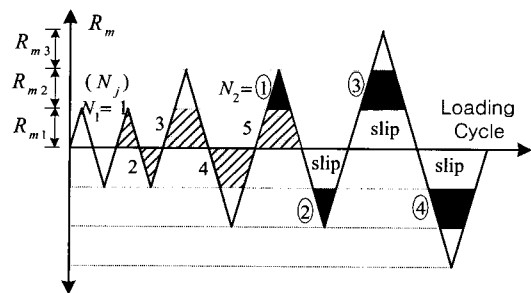


Fig. 11 Schematic figure on R_{mi} and N_j

다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_{x1} = \left(\frac{R_{m1}z}{2l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \frac{1}{5} \right) + \left(\frac{R_{m2}z}{2l_h} \right)^{0.85} \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} \right)$$

4.3 부재 축방향 변형률의 약산식

4.2절에서는 경로 1에서 경로 4까지의 부재 축방향 변형률 계산식이 소개되었다. 반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 하중이력의 변화에 따라 ϵ_x 값이 변화하며, 식(8) ~ (11)은 이러한 하중이력의 변화에 따른 ϵ_x 값의 변화를 추적할 수 있다. 그러나 식(8) ~ (11)을 이용하여 ϵ_x 를 구할 경우에 식(8)의 ϵ_{xf} 및 식(11)의 R_{mi} 와 N_j 의 크기에 의한 ϵ_{x1} 의 크기 변화를 구하는 것은 용이한 일이 아니므로 실용화에 문제가 있다. 따라서 이 논문에서는 하중이력의 포락선(envelope curve)에서의 ϵ_x 를 추적하기 위하여 다음과 같은 약산식을 사용하였다.

Fig. 9의 휨항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률 ϵ_x 와 부재 회전각 R_m 의 관계에서 보여지는 것과 같이 경로 1의 제하에 의한 ϵ_{x1f} 의 감소율과 경로 4의 ϵ_{x1} 의 증가율은 크지 않다. 약산식은 경로 1의 제하에 의한 ϵ_{x1f} 의 감소율과 경로 4의 ϵ_{x1} 의 증가율이 동일하다고 가정한 후, 식(8) ~ (11)의 합에서 구한다.

$$\epsilon_x = \frac{(R_{mp} + R_{mn}) \cdot z}{2l_h} \quad (12)$$

여기서, R_{mp} 와 R_{mn} 은 정과 부방향의 부재 회전각이다.

부재 축방향 변형률에 대한 보다 상세한 내용 및 하중이력이 다른 실험결과와의 비교결과는 문헌(9)를 참조하기 바란다.

5. 실험에 의한 검증

제안된 해석법에서는 부재 회전각이 주어진 후에 철근콘크리트 보의 실제 부재 축방향 변형률 ϵ_x 값을 하중이력에 따라 변화하는 식(8) ~ (11)과 약산식(12)에서 구하였다. 그 후 구해진 ϵ_x 값을 Hsu 등의 RA-STM에 대입하여 부재의 잠재 전단 강도를 구하였다.

해석법에 대한 검증은 Muguruma 등의 실험¹⁾을 통해 이루어졌다. 시험체의 단면은 20×30 cm, 전단경간비 2이

며, 주요변수는 콘크리트의 압축강도(29.3, 43.4 MPa)와 전단보강근의 양이다. 실험에서는 소성힌지 구간에 5개의 변위 측정기를 설치하여 소성힌지구간의 휨 변형, 부재 축방향 변형률, 부재축과 직각되는 방향의 변형률 및 전단변형률을 측정하였다. Table 1은 시험체의 특성을 나타낸다. 시험체는 역대칭 모멘트를 받도록 가력되었으며 시험체 BA2 ~ BA7 및 BA10 ~ BS12는 휨항복 후 전단파괴하였고 시험체 BA8과 BA9는 휨항복 이전에 전단파괴하였다. 시험체BA1은 가력 장치의 고장에 의해 파괴되었다. 따라서, 이 논문에서는 휨항복 후 전단파괴한 시험체 BA2 ~ BA7 및 BA10 ~ BS12의 실험 결과를 이용하여 제안 해석법을 검증하였다.

5.1 변형 능력의 예측에 대한 검증

Fig. 12는 실험과 해석에서 구해진 하중과 부재 회전각의 관계를 비교하고 있다. Fig. 12의 가는 점선은 실험 결과를, 굵은 점선은 식(8)-(11)에서 계산한 ϵ_x 값을 이용한 해석 결과를, 굵은 실선은 식(12)에서 계산한 ϵ_x 값을 이용한 해석 결과를 나타낸다. Fig. 12(a)와 (b)에서 보여지는 것과 같이 29.3 MPa의 보통강도 콘크리트를 사용하며 전단보강근의 양이 적은 시험체 BA2와 BA3에 대하여 해석 결과는 실험 결과를 약 35% 과소 평가하고 있다. 한편, 전단보강근의 양이 증가된 시험체 BA4, BA5, BA6에 대한 해석 결과와 실험 결과의 차는 약 25%이다. 43.4MPa의 고강도 콘크리트를 사용한 시험체 BA7과 BA10의 변형 능력에 대한 실험 결과와 해석 결과는 거의 일치하고 있음을 Fig. 12(f)와 (g)에서 알 수 있다. 전단보

Table 1 Material properties of the specimen

Specimen	f_{wy} (MPa)	ρ_w (%)	Concrete	Tensile long. bar
BA1	492.3	0.400	$f_{ck} = 29.3\text{MPa}$	6-D13 (4-D13 + 2-D13)
BA2	696.3	0.267		
BA3	838.2	0.200		
BA4	691.7	0.800		
BA5	731.5	0.533		
BA6	875.5	0.400		
BA7	581.9	0.200		
BA8	696.3	0.133	$f_{ck} = 43.4\text{MPa}$	$f_{ty} = 399.5\text{MPa}$
BA9	838.2	0.100		
BA10	691.7	0.600		
BA11	731.5	0.400		
BA12	838.2	0.300		

f_{ck} : compressive strength of concrete, f_{wy} : yield stress of stirrup, ρ_w : shear reinforcement ratio, f_{ty} : yield stress of tensile longitudinal bar, ρ_l : tensile longitudinal reinforcement ratio

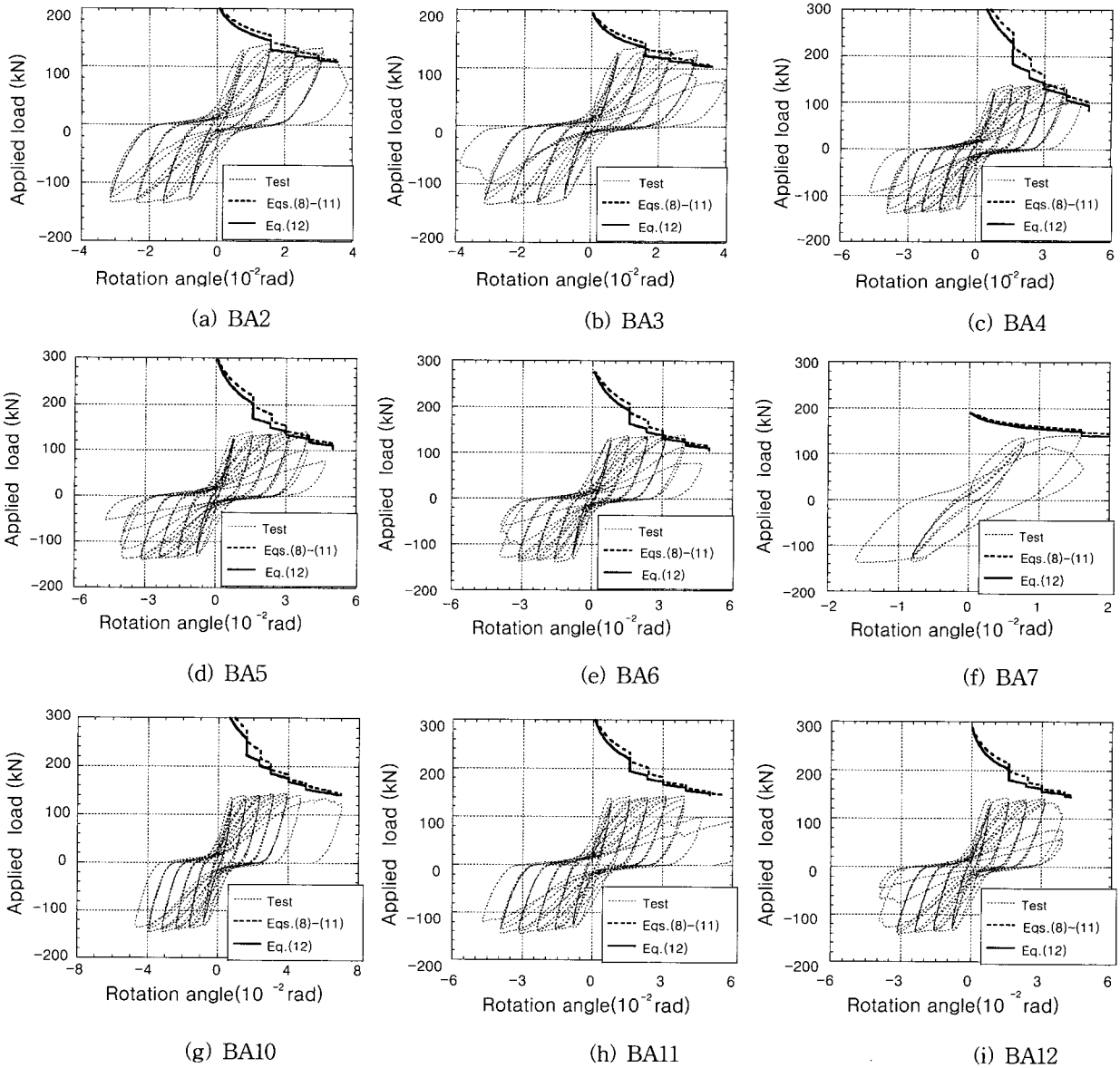


Fig. 12 Comparisons between observed and calculated rotation angle

강근의 양이 증가된 시험체 BA11, BA12의 변형 능력에 대하여 해석 결과는 실험 결과를 약 20% 과대 평가하였다. 식(8)-(11)에서 계산된 ϵ_x 값을 이용한 해석 결과는 R_m 값이 작을 경우 식(12)을 이용하여 계산된 잠재 전단강도 값보다 작았다. 그러나, R_m 이 증가함에 따라 그 차이는 점차 줄어들었다. 이와 같은 전단 변형 능력의 예측은 콘크리트유효 압축 강도 νf_{ck} 와 밀접한 관계가 있다. 이는 νf_{ck} 가 감소하면 철근콘크리트 보의 잠재 전단 강도가 감소하여 전단 변형 능력이 감소하기 때문이다. 현재 널리 적용되고 있는 콘크리트 유효 압축 강도 νf_{ck} 에 관한 식으로는 Collins 등⁵⁾, Hsu 등^{6,7)}의 제안식이 있다. 2장에서 설명한 바와 같이 νf_{ck} 는 사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률 ϵ_1 과 밀접한 관계가 있다. Collins 등, Hsu

등의 제안식은 ϵ_1 값이 비교적 작은 경우의 실험결과를 근거로 하고 있다. 그러나, 주인장근의 항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 ϵ_1 값은 주인장근이 파괴하기 이전에 전단파괴하는 철근 콘크리트 보의 ϵ_1 값보다 현저히 크다. 따라서, 주인장근의 항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 변형 능력을 보다 정확히 예측하기 위해서는 ϵ_1 가 큰 경우의 콘크리트 유효 압축 강도 νf_{ck} 에 대한 연구가 필요하다고 사료된다.

5.2 부재축방향 변형률의 예측에 대한 검증

Fig. 13은 실험과 해석에서 구해진 부재 축방향 변형률 ϵ_x 와 부재 회전각 R_m 의 관계를 비교하고 있다. Fig. 13의 가는 실선은 4.2절의 식(8)-(11)에 의하여 계산된 결

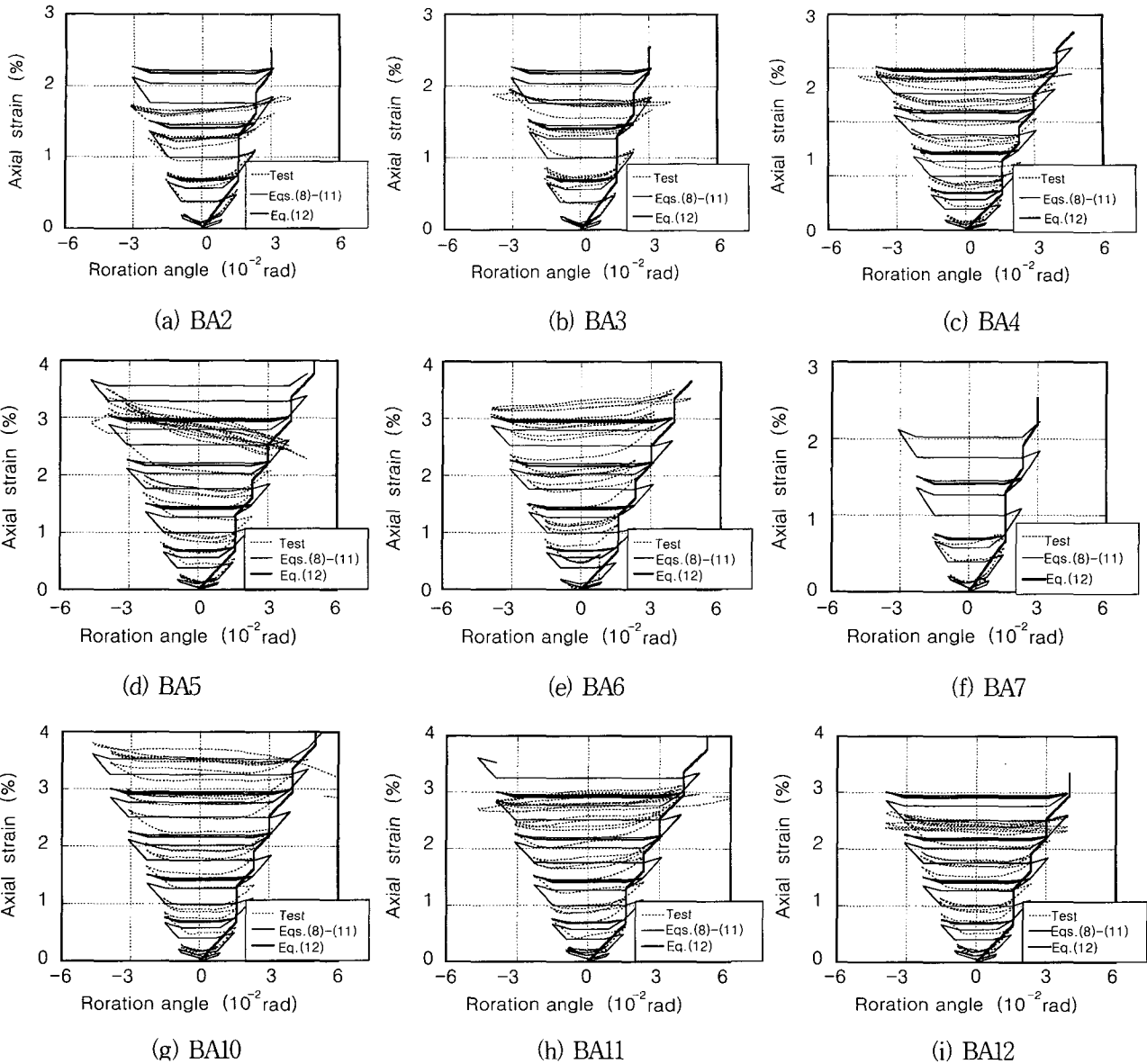


Fig. 13 Comparisons between observed and calculated axial strains of member

과이며, 굽은 실선은 4.3의 약산식(12)에 의해 계산된 결과이다.

Fig. 13(a)-(i)에서 시험체 ϵ_x 값은 부재가 최대하중에 도달하기 이전까지는 일정한 크기로 증가하지만, 콘크리트의 압괴에 의하여 부재내력이 감소하면 ϵ_x 값도 감소함을 알 수 있다. 식(8)-(11)에 의하여 예측된 ϵ_x 값은 시험체가 최대하중에 도달하기 이전까지의 실제의 ϵ_x 값을 하중이력의 변화에 상응하여 최대 15%의 차이에서 예측하고 있음을 알 수 있다. 또한, 약산식(12)에 의하여 계산된 ϵ_x 값은 부재 회전각 R_m 이 작을 때의 실제의 ϵ_x 값을 과대평가하지만, R_m 값이 증가함에 따라서 그 차이는 감소하였다. 식(8)-(12)에서 구한 부재축방향 변형률은 부재가

구속되지 않은 경우에 대한 예측으로, 만일 인접한 부재등의 구속에 의하여 부재축방향 변형률의 증가가 제한된 경우에는 여기에 맞는 부재축방향 변형률의 평가가 필요하다.

6. 결 론

이 연구는 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 성능 저하를 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 파괴 특성을 고려한 트러스 모델을 이용하여 예측하였다. 이 논문의 결론을 요약하면 다음과 같다.

1) 휨항복 후 철근콘크리트 보에는 소성 힌지 구간이 형성되며 축방향 변형률이 급격히 증가한다. 축방향 변형

률이 급격히 증가함에 따라 콘크리트 연화 효과가 증가하므로 철근콘크리트 보의 잠재 전단 강도는 감소한다. 제안된 전단 성능 저하 예측법은, 이와 같은 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 파괴 특성을 고려한 트러스 모델에 기본을 두고 있다.

2) 예측된 부재 변형 능력은 보통강도 콘크리트를 사용한 시험체의 부재 변형 능력을 최대 35% 과소 평가하였지만, 그 차이는 전단보강근의 양이 증가함에 따라서 감소하였다.

3) 예측된 부재 변형 능력은 고강도 콘크리트를 사용한 시험체의 부재 변형 능력을 최대 20% 과대 평가하였다.

4) 식(8)-(11)에 의하여 예측된 ϵ_x 값은 시험체가 최대 하중에 도달하기 이전까지의 실제의 ϵ_x 값을 최대 15%의 차이에서 예측하였다.

5) 약산식(12)에 의하여 계산된 ϵ_x 값은 부재 회전각 R_m 이 작을 때의 실제의 ϵ_x 값을 과대 평가하지만, R_m 값이 증가함에 따라서 그 차이는 감소하였다.

6) 주인장근의 항복 후 전단파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 변형 능력을 보다 정확히 예측하기 위해서는 사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률 ϵ_1 가 큰 경우의 콘크리트 유효 압축 강도 νf_{ck} 에 대한 연구가 필요하다고 사료된다.

참고문헌

1. Muguruma H., Watanabe F., et al. "Study on Shear Design of RC Beams subjected to Combined Bending and Shear Part1 and Part2," *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting*

of AIJ, 1988, pp.183~186.

2. ACI Committee 318-99, "Building Code and Commentary," 1999.

3. Architectural Institute of Japan, "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," 1991.

4. Architectural Institute of Japan, "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept," 1990.

5. Vecchio F. J. and Collins M. P. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," *ACI Structural Journal*, Vol.83, No.2, 1989, pp.219~231.

6. Belarbi A. and Hsu T.T.C., "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression," *ACI Structural Journal*, Vol.92, No.5, 1995, pp.465~474.

7. Zhang L.-X., and Hsu T.T.C., "Behavior and Analysis of 100MPa Concrete Membrane Elements," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No.1, 1998, pp.24~34.

8. Hsu T.T.C. "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol.85, No.6, 1988, pp.624~635.

9. 이정운, "반복하중을 받는 철근콘크리트 보의 부재 축방향 변형률에 관한 연구," 한국콘크리트학회 논문집, 제13권 3호, 2001. 6, pp.251~260.

10. Japan Concrete Institute, "JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and Its Evaluation," 1988.

요 약

휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 성능 저하가 예측되었다. 휨항복 후 철근콘크리트 보에는 소성 힌지 구간이 형성되며 축방향 변형률이 급격히 증가한다. 축방향 변형률이 급격히 증가함에 따라 콘크리트 유효 압축 강도가 감소하며 철근콘크리트 보의 잠재 전단 강도는 감소한다. 제안된 전단 성능 저하 예측법은 이와 같은 휨항복 후 전단 파괴하는 철근콘크리트 보의 전단 파괴 특성을 고려한 트러스 모델에 기본을 두고 있다. 해석에서는 철근콘크리트 보의 실제 부재 축방향 변형률 ϵ_x 값을 RA-STM에 대입하여 고정한 후에 그 부재의 잠재 전단 강도를 구하였다. 주어진 ϵ_x 값의 증가에 의하여 보의 잠재 전단 강도가 휨항복 시의 전단력에 도달할 때의 부재 변형 능력을 그 부재의 최대 연성 능력으로 하였다.

예측된 부재 변형 능력은 보통강도 콘크리트를 사용한 시험체의 부재 변형 능력을 최대 35% 과소 평가하였지만, 그 차이는 전단보강근의 양이 증가함에 따라서 감소하였다. 고강도 콘크리트를 사용한 시험체에 대하여 예측된 부재 변형 능력은 실제 부재 변형 능력을 최대 20% 과대 평가하였다. 철근콘크리트 보의 전단 변형 능력의 예측은 콘크리트의 유효 압축 강도 νf_{ck} 와 밀접한 관계가 있어 보의 전단 변형 능력을 보다 정확히 예측하기 위해서는 사인장 균열과 직각 되는 방향의 변형률 ϵ_1 가 큰 경우의 νf_{ck} 에 대한 연구가 필요하다고 사료된다.

핵심용어 : 전단성능저하, 연성, 축방향 변형률, 트러스모델, 철근콘크리트 보,