

## 2축 인장을 받는 철근콘크리트의 구성방정식

조재열<sup>1)\*</sup> · 김남식<sup>2)</sup> · 조남소<sup>2)</sup> · 전영선<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>위스컨신주립대 토목환경공학과 <sup>2)</sup>현대건설기술연구소 <sup>3)</sup>한국원자력연구소

(2002년 5월 21일 원고접수, 2002년 12월 5일 심사완료)

### Constitutive Law of Reinforced Concrete Subjected to Biaxial Tension

Jae-Yeol Cho<sup>1)</sup>, Nam-Sik Kim<sup>2)</sup>, Nam-So Cho<sup>2)\*</sup>, and Young-Sun Choun<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Dept. of Civil & Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Wisconsin 53705, USA

<sup>2)</sup> Hyundai Institute of Construction Technology, Yongin, 449-716, Korea

<sup>3)</sup> Korea Atomic Energy Research Institute, Daejeon, 305-353, Korea

(Received May 21, 2002, Accepted December 5, 2002)

#### ABSTRACT

One directional and biaxial tension tests of 13 reinforced concrete panels were conducted to derive a constitutive law of concrete. Based on the test results, a model equation is derived for the stress-strain relationship of concrete in tension. Main test variables are reinforcement ratio and the load ratio applied in two directions. In addition, a failure envelope of concrete in tension-tension region is suggested based on the initial crack occurrence. Test results show that the concrete carries substantial tensile stress even after cracking occurrence. However, the application of this proposed stress-strain relationship for concrete is limited to the case where the direction of reinforcement coincides with the direction of the applied principal stresses.

**Keywords:** biaxial tension, reinforced concrete, constitutive law, reinforcement ratio

#### 1. 서 론

일반적으로 고층빌딩, 박스거더 형식의 교량, 원자력 발전소 격납건물, LNG저장 탱크 그리고 원유채취를 위한 해양플랫폼 등은 셸 형태의 철근콘크리트 구조형식을 하고 있으며, 특히 평면내 응력 상태(in-plane stress state)라는 2차원 응력상태의 거동을 보이는 특징이 있다<sup>1,2)</sup>. 특히, 이 연구의 궁극적인 목적인 원자력 발전소 격납건물의 합리적 설계와 해석 방안을 마련하기 위해서는 이러한 응력상태를 표현하는 해석 모델이 마련되어야 한다.

이와 같은 구조물의 올바른 해석을 위해서는 평형방정식과 변형률적합조건을 만족시키는 사용재료의 평균응력-평균변형률 관계가 요구된다. 콘크리트 및 철근에 대한 평균응력-변형률 관계는 일반적으로 사용하고 있는 재료실험으로부터 얻은 응력-변형률 관계와는 상당한 차이를 보이고 있다<sup>3-5)</sup>.

인장을 받는 콘크리트의 경우 제안된 대부분의 응력-변형률 관계는 콘크리트의 균열 후 응력이 급격히 감소하며, 철근이 항복한 후에 콘크리트의 역할은 사라진다고 보고 있다. 따라서, 콘크리트의 인장응력-변형률 관계곡선은 일

반적으로 0으로 간주한다. 그러나 이러한 가정은 철근콘크리트 부재의 강성을 크게 과소평가하는 결과를 초래한다. 그리고 균열을 가로지르는 철근의 평균응력-변형률 관계는 콘크리트에 매설되지 않은 철근(bare bar)의 재료실험으로부터 얻은 응력-변형률 관계와 같다고 가정한다. 다시 말해서, 철근의 평균응력-변형률 관계곡선은 항상 탄성-완전소성 거동을 한다고 가정한다. 이 또한 철근콘크리트 부재 부재 내에서 철근의 항복응력을 심각하게 과대평가하는 결과를 초래할 수 있다<sup>2,4)</sup>.

따라서, 이 연구에서는 이러한 문제점을 해소하기 위하여 철근콘크리트 패널 실험체의 2축 인장 실험을 통하여 평균응력-변형률 개념을 도입한 철근과 콘크리트의 구성방정식을 도출하고자 하였으며, 더불어 인장-인장 영역에서 콘크리트의 균열하중에 대한 포락선을 얻고자 하였다. 이 연구에서는 콘크리트의 응력-변형률 관계를 다루었다.

이와 관련한 기존의 연구는 무근 콘크리트 실험체를 대상으로 한 인장실험<sup>6,7)</sup>, 그리고 철근 콘크리트 패널의 1축 인장실험 등이 있으나<sup>2,4,8)</sup>, 본 연구 결과가 인장-인장을 받고 있는 철근콘크리트 구조물의 특성을 가장 잘 반영할 것으로 사료된다.

기존 연구 결과에 대한 분석을 통하여 주요 실험변수로는 철근비와 2축 하중비를 채택하였으며, 총 13개의 실험체에 대한 실험을 통하여 결과를 도출하고자 하였다.

\* Corresponding author  
Tel : 1-608-238-9783  
E-mail : jaecho@wisc.edu

## 2. 철근콘크리트 패널의 2축 인장실험

본 연구에서 수행한 성과는 예기치 않은 사고가 발생하여 극한내압이 작용할 때 원자력 발전소 격납건물의 거동을 예측하고, 격납건물의 설계와 해석을 위한 프로그램 개발에 있어 기초자료 제공 및 결과의 비교분석 등 실제 구조물과 밀접한 연관이 있기 때문에 콘크리트의 설계기준강도는 격납건물 시공 시 적용되는 40 MPa로 고정하였다.

### 2.1 실험체 설계

본 실험의 주요 실험변수는 철근비인데, 본 연구와 원자력 발전소 격납건물의 연계성을 고려하여 원자력 발전소 격납건물의 현황 조사로부터 선정하였다. Fig. 1에 국내 격납건물의 철근비와 이번 연구에서 고려한 철근비의 분포를 비교하여 제시하였다.

실험체를 설계할 때 주의하여야 할 사항은 콘크리트의 균열 발생 하중이 철근의 항복하중보다는 작도록 설계하여야 한다는 것이다. 그렇지 않으면 실험체에 균열이 발생하기 전에 철근이 항복하게 되어 콘크리트의 인장강성 효과를 볼 수 없게 되므로 실험 수행의 의미가 없어지게 되어 이에 대한 면밀한 고찰이 필요하다.

기존의 격납건물 중 낮은 철근비를 갖는 격납건물에 대해 실험체로 제작한다고 가정했을 때, 철근이 먼저 항복하는 결과를 초래할 수 있다. 이와 같은 철근비의 한계는 탄성해석결과 0.0080 정도로 나타났으므로, 최소한 이보다 높은 철근비를 갖도록 실험체를 설계하여야 한다. 따라서 실험체는 철근비가 0.0090, 0.0135, 0.0188의 세 경우에 대해서 설계하였으며, 기존의 원자력 발전소 격납건물의 철근비 분포(0.0035~0.0139)에 비추어 볼 때 본 연구는 철근의 비중이 높은 영역의 콘크리트 부재에 대한 인장 강성 효과의 파악에 중점을 둔 것이다.

한편 실험의 편의를 기하고 실험 외적인 요인(철근 직경, 피복두께 등)을 배제하기 위하여 동일한 직경의 철근을 사용하여 콘크리트의 단면을 조정함으로써 각 실험체의 철근비를 나타내고자 하였다. 그런데 철근비가 0.0188인 실험체는 다른 철근비의 실험체와 같이 8개의 철근을 사용할 때 실험체의 형상이 정육면체에 가까워지므로 철근 수를 10개로 늘려 판의 형태를 유지하도록 하였다.

Table 1에 실험 변수에 따른 실험체의 설계 조건을 나타내었다. 여기서  $c$ 는 피복두께이며,  $d_b$ 는 철근의 직경이다.

실험체의 정확한 이해와 실험의 원활한 수행을 위하여 각각의 실험체에 대해 실험체 명칭을 부여하였다. 재하 장치에 의한 가력 조건으로 1축 인장실험인 경우는 U(Uni-axial load), 2축 인장실험은 B(Bi-axial load)로 하였다. 또한 실험체 철근비의 크기 순으로 R1=0.0090, R2=0.0135, R3=0.0188으로 정하였다. 2축 실험의 경우 2축

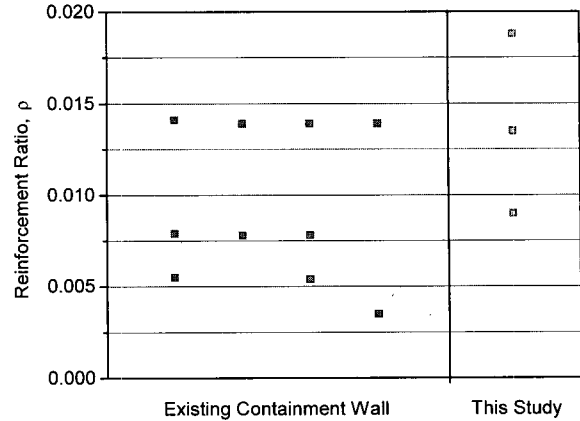


Fig. 1 Reinforcement ratio

Table 1 Specimen details

Reinforcement Ratio	Amount	Dimension of Specimen (mm)	Cover Depth (mm)	$c/d_b$	Spacing (mm)
R1=0.0090	8-D29	1500×1500×380	80	2.8	300
R2=0.0135	8-D29	1000×1000×380	80	2.8	200
R3=0.0188	10-D29	900×900×380	80	2.8	150

으로의 하중비  $P_1:P_2$ 는 1:1, 1:0.577, 1:0.268로써 이것을 각도로 나타내면, 각각 45°, 60°, 75°이며 각각 연번 1, 2, 3으로 구분하였다. Fig. 2는 실험체명에 대한 설명인데, 여기서  $\alpha$ 는  $P_1/P_2$ 를 의미한다.

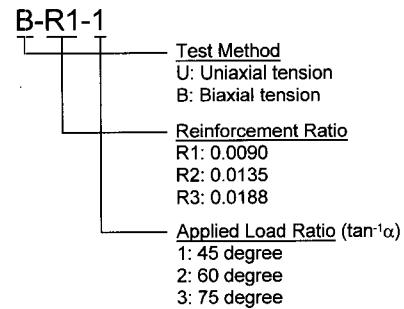
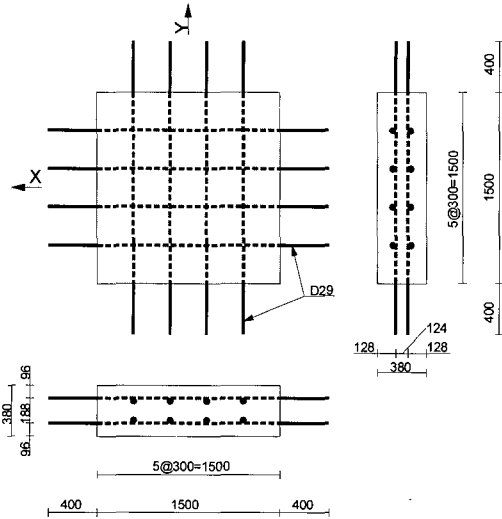


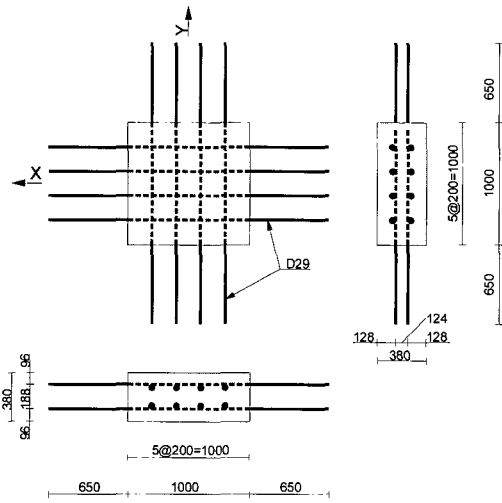
Fig. 2 Specimen identifications

### 2.2 재료특성

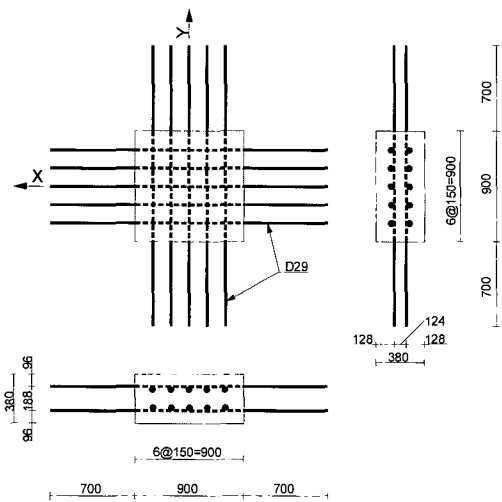
콘크리트는 프리스트레스트 콘크리트 구조물의 대표적인 구조형식인 원자력발전소 격납건물에 주로 사용되는 설계 기준강도 40 MPa의 배합이 사용되었다. 물-시멘트비는 32%, 단위수량, 단위시멘트량, 잔골재량, 굵은골재량은 각각 172, 531, 681, 1016 kg/m<sup>3</sup>이며, 공기량은 2%를 목표로 하였고, 작업성을 고려하여 혼화제를 1.0% 사용하였다. 실험체별로 3~6개의 원주공시체 (Φ100×200 mm)를 제작하여 실험체의 실험일자에 맞추어 압축강도실험을 수행하였는데 이 때 재령은 약 50일 전후였다. 그 결과 평균압축강도가



(a) R1 series specimen (unit: mm)



(b) R2 series specimen (unit: mm)



(c) R3 series specimen (unit: mm)

Fig. 3 Specimen configurations and dimensions

41.9 MPa로 나와 설계기준강도인 40 MPa과 상당히 근접한 결과를 나타내었다.

이 실험에서 사용된 철근은 KS D 3504에 규정하고 있는 항복강도 400 MPa 이상의 규격 SD40 그리고 직경 D29인 이형철근이다. 재료실험결과 평균항복강도는 404 MPa, 탄성계수는 194,000 MPa의 물성을 나타내었다.

계측 및 가력시스템 등 기타 실험에 관한 사항은 앞서 발표한 연구 내용을 참조하기 바란다<sup>9)</sup>.

### 3. 콘크리트의 응력-변형을 관계

콘크리트는 비교적 인장력에 약하고 취성의 특징을 갖고 있다. 1축 인장을 받고 있는 무근 콘크리트의 경우 응력이 인장강도에 이르게 되면 균열이 발생한다. 무근콘크리트는 균열발생 직후 인장응력이 급격히 0으로 떨어진다. 그러나 철근콘크리트의 경우 균열발생 후 인장력은 부분적으로는 철근에 의하여 저항되며, 또 부분적으로는 콘크리트에 의하여 저항된다. 재하되는 하중이 증가할 수록 더 많은 균열이 생성되며 균열폭은 증가하여 결국 콘크리트 내에 평균인장 응력은 감소하게 된다. 이러한 균열사이의 콘크리트의 역할을 tension stiffening이라고 일컬으며, 철근콘크리트 구조물에 있어서 매우 중요한 역할을 한다. 이 장에서는 본 연구에서 수행한 실험결과를 토대로 하여 인장영역에서 콘크리트의 응력-변형률 관계를 도출하고자 한다.

#### 3.1 균열응력

무근콘크리트의 인장강도를 결정하는 간접적인 인장실험 방법은 몇 가지 존재하는데, 이러한 방법에는 3등분점하중법에 의한 휨인장 실험(ASTM C78-02), 2등분점하중법에 의한 휨인장 실험(ASTM C293-02), 할렬인장실험(ASTM C496-71) 등이 있다. 이러한 실험법은 각기 다른 인장강도의 값을 보이고 있다. 예를 들어 휨인장실험으로부터 얻은 인장강도는 할렬인장실험으로부터 얻은 값보다 약 40~80% 큰 값을 보인다<sup>10)</sup>. 그러나, 이러한 간접실험 방법은 상대적으로 실험방법이 간단하기 때문에 자주 사용된다.

정확한 인장강도는 직접인장 실험으로부터 얻을 수 있지만 무근콘크리트에 순수인장력을 도입하기란 쉽지 않다. 특히, 인장력 도입 시 편심을 완전히 제거하기란 거의 불가능하며, 실험체를 물고 있는 부분에서 조기파괴가 발생할 확률이 높기 때문에 직접인장실험에 대한 표준실험 규정이 없는 상태이다.

균열응력을 포함한 완벽한 콘크리트의 인장응력-변형률 관계식을 얻기 위한 효과적인 방법이 철근콘크리트 패널을 이용한 직접인장 실험을 수행하는 것이다. 이 경우 철근에 재하된 하중은 패널의 가장자리 근처에서 정착길이를 따라 부착에 의하여 콘크리트로 전달된다.

본 연구에서는 총 13개의 철근콘크리트 패널실험체를 대상으로 1축 및 2축 인장력을 가하여 콘크리트의 인장 응력-변형률 관계를 얻고자 하였다.

콘크리트의 인장강도는 각 실험체의 균열하중으로부터 얻을 수 있었는데, 첫 번째 균열이 발생하는 시점에서 균열하중  $P_{cr}$  및 균열변형률  $\epsilon_{cr}$ 은 결정되었다.

다음은 도입된 하중으로부터 균열응력을 계산하는 방법인데 우선, 인장을 받고 있는 철근콘크리트 패널내의 인장력은 철근과 콘크리트의 강성에 따라 비례적으로 분포된다. 콘크리트의 인장변형률  $\epsilon_t$ 일 때 총 재하된 하중은 다음과 같다.

$$P = P_c + P_s = (E_c A_c + E_s A_s) \epsilon_t \quad (1)$$

여기서,  $P_c$ 와  $P_s$ 는 각각 콘크리트와 철근이 받는 하중이며,  $A_c$ 와  $A_s$ 는 각각 콘크리트와 철근의 단면적이다.

균열발생시,  $P = P_{cr}$ ,  $\epsilon_t = \epsilon_{cr}$ , 그리고  $E_c \epsilon_{cr} = f_{cr}$ 이며, 이것을 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$P_{cr} = f_{cr} A_c + E_s A_s \epsilon_{cr} \quad (2)$$

이 식은 다시,

$$f_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_c} - \rho E_s \epsilon_{cr} \quad (3)$$

여기서,  $\rho = A_s/A_c$ 는 콘크리트 순 단면적에 대한 철근비로써,  $A_c$ 는  $A_g - A_s$ 이고,  $A_g$ 는 콘크리트 패널의 전단면적이다. Table 2는 실험으로부터 얻은 결과와 식(3)에 의하여 계산된  $f_{cr}$ 과 탄성계수를 정리한 것이다, Fig. 4는 균열응력으로써 인장-인장 영역에서의 콘크리트 파괴포락선을 그래프로 나타낸 것인데, 철근비가 증가할수록 포락선의 형상은 거의 같은 경향을 띠며 2축 인장-인장 영역에서 콘크리트의 균열발생 응력은 증가함을 알 수 있다. 한편 Fig. 4에서  $f_o$ 는 콘크리트의 1축압축강도를 나타낸다. 일반적으로 유한요소해석에서 콘크리트의 인장-인장 영역에 대한 파괴모델은 Fig. 4의 점선으로 나타낸 것과 같이 1축 인장강도의 값을 그대로 사용하여 직선으로 모델링하여 사용한다. 이 점선도 실험으로부터 얻은 콘크리트의 평균 활렬인장강도  $f_{sp}$ 로부터 다음의 관계식을 이용하여 1축 인장강도를 얻은 후 콘크리트의 평균압축강도로 나누어 얻은 것이다.

$$f_t = 0.9 f_{sp} \quad (4)$$

$$\frac{f_t}{f_o} = 0.079 \quad (5)$$

여기서,  $f_{sp}$ 는 활렬인장강도로서 실험으로부터 얻은 평균값은 3.67 MPa이며, 마찬가지로 실험으로부터 얻은 콘크리트 1축 압축강도  $f_o$ 는 41.9 MPa이다. 이 점선으로 표시된 일반적인 파괴 포락선과 본 연구에서 철근콘크리트 패널의 2축 인장실험으로부터 얻은 파괴포락선과는 상당히 차이가

Table 2 Test results

Specimen	$f_{ck}$ (MPa)	$P_{cr}$ (kN)	$f_{cr}$ (MPa)	$\epsilon_{cr}$ (mm/m)	$E_c$ (MPa)
U-R1-1	44.0	1,064	1.83	0.000115	18,348
B-R1-1	44.0	889	1.49	0.000098	17,653
B-R1-2	48.1	966	1.72	0.000077	24,675
B-R1-3	39.1	1,131	2.04	0.000107	20,467
U-R2-1	46.2	730	2.10	0.000128	16,484
B-R2-1	36.6	560	1.47	0.000116	13,966
B-R2-2	40.0	673	1.76	0.000120	16,167
B-R2-3	39.1	863	2.31	0.000123	19,837
U-R3-1	46.2	783	2.17	0.000121	20,331
B-R3-1	43.4	777	2.06	N.A.	N.A.
B-R3-2	36.6	662	1.81	0.000126	16,429
B-R3-3	39.1	1,111	3.46	N.A.	N.A.
B-R3-4*	39.1	1,111	2.07	0.000117	28,803

\* Supplementary specimen exactly same as B-R3-1

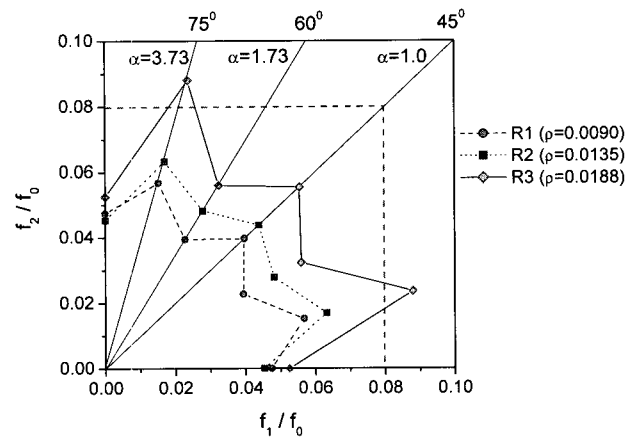


Fig. 4 Failure envelope of concrete in tension-tension region

있음을 알 수 있다.

한편, Table 2에 계산된 탄성계수  $E_c$ 도 함께 수록하였으며, Fig. 5는 실험으로부터 얻은 콘크리트 압축강도와 균열응력과의 관계를 그래프로 그린 것이다. 이로부터 콘크리트 압축강도 제곱근과의 관계를 회귀분석하여 다음과 같은 식을 얻었다.

$$f_{cr} = 0.339 \sqrt{f_{ck}} \quad [\text{MPa}] \quad (6)$$

Fig. 6은 실험결과로부터 얻은 균열응력과 식(6)에 의하여 계산된 값의 비교를 위한 그래프로써 두 값의 비가 약 0.959로 나타났다.

## 32 콘크리트의 인장 응력-변형률 곡선

### 3.2.1 균열발생 전

균열발생 전 철근과 콘크리트는 탄성적으로 거동하며, 인장력은 각 재료의 강성에 비례하여 전달된다. 주어진 외력

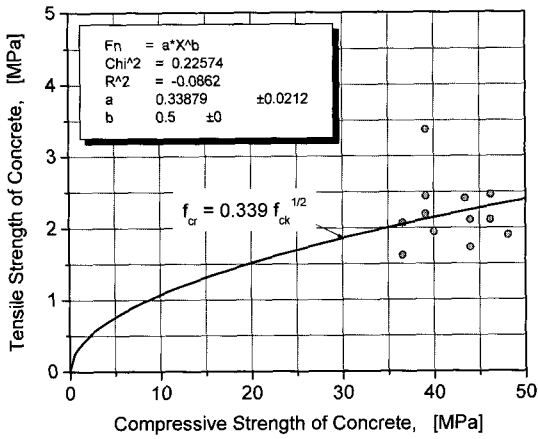


Fig. 5 Relationship between cracking stress and compressive strength of concrete

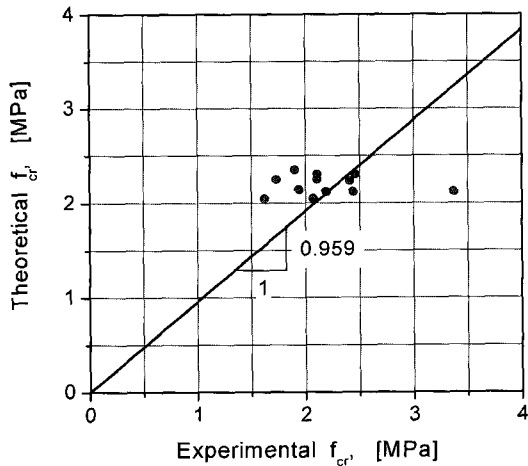


Fig. 6 Comparison of calculated and experimental cracking stresses

$P$ 에 대하여 콘크리트의 인장변형률  $\epsilon_t$ 에 상응하는 인장응력  $f_t$ 는 식(3)과 같은 평형조건에 의하여 계산할 수 있는데, 인장철근이 항복하기 전에 대한 관계식은 다음과 같다.

$$f_t = \frac{P}{A_c} - \rho E_s \epsilon_t \quad (7)$$

따라서 균열발생 전 콘크리트의 인장변형률  $\epsilon_t$ 에 상응하는 인장응력  $f_t$ 는 모든 하중단계에 있어서 식(8)과 같은 관계를 가진다.

$$f_t = E_c \epsilon_t \quad (8z)$$

여기서  $E_c$ 는 탄성계수로써 직선의 기울기이다.

한편, 이 실험에서 변형률 측정을 위한 방법으로 전기저항식 변형률계와 LVDT를 이용하였다. 그런데, 이 절에서 다룰 평균변형률의 개념을 적용하기 위해선 철근의 국부적 응력을 나타내는 변형률계보다 실험체 표면에 부착한 LVDT를 이용하여 얻은 변형률이 훨씬 실제의 거동에 가깝다고 볼 수 있다. Fig. 7과 Fig.8은 이렇게 두 가지 방법에 의하여 측정된 변형률을 비교하여 모든 실험

체에 대하여 그래프로 나타낸 것이다. LVDT로부터 얻은 결과는 같은 방향으로 부착했던 4개 혹은 6개의 LVDT값을 각각의 게이지 길이로 나누어 평균을 취한 것인데, 각 LVDT마다 차이를 보이는 경우가 있지만, 실험체의 전체적 거동을 반영한다는 의미로 평균을 취하였다. 마찬가지로 변형률계이저로부터 얻은 변형률도 같은 방향의 철근에 부착했던 모든 게이지의 값을 평균하여 실험체의 상하좌우의 비대칭 거동을 상쇄시켰다.

Fig. 7은 0.003까지의 변형률을 비교한 것인데, 실험체에 따라 두 가지 측정 장치에 의한 결과가 차이를 보이고 있다. 그러나 이들 그래프의 평균을 취하였을 때, 전반적으로 거의 같은 결과를 보이는 것을 알 수 있었다. 그러나 균열 발생시점 부근인 0.0002까지의 부분을 확대하여 그린 Fig. 8을 보면 철근에 부착한 변형률계이저로부터 얻은 변형률이 LVDT로부터 얻은 변형률보다 훨씬 큰 것을 알 수 있다. 균열발생 전 단계에서 철근과 콘크리트의 완전합성 거동을 가정한다면 이론상 두 그래프는 일치해야 하지만, 상당히 큰 차이를 보이고 있다. 이것은 실험체의 표면에 균열이 발생하기 전까지는 철근의 위치에 있는 콘크리트와 표면부의 콘크리트사이에는 철근의 피복 두께에 따라 비선형적으로 응력이 분포되고 있음을 나타내는 것이며, 또 한 가지는 변형률계이저로부터의 변형률은 상대적으로 국부적인 변형률을 반영하기 때문에 LVDT로부터 얻은 변형률보다 큰 값을 가지는 것으로 판단된다.

실험으로부터 측정된 결과를 분석해 보아도, 균열발생 전 콘크리트의 변형률은 상당히 작은 값을 보이다가 균열발생 시 비정상적으로 크게 증가함을 알 수 있는데, 균열발생 전 하중단계에서 패널실험체의 콘크리트 변형률은 완전합성 거동을 가정하여 변형률계이저로부터 측정된 값을 반영하는 것이 바람직하다고 사료된다. 따라서 Fig. 9는 변형률계이저로부터 얻은 변형률로써 그래프를 그린 것이다.

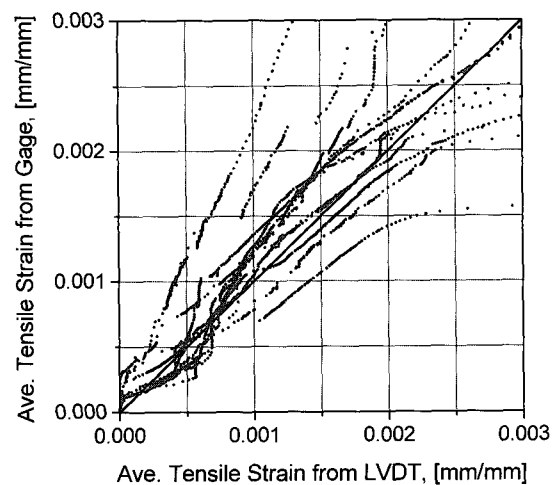


Fig. 7 Comparison of strains measured from strain gage and LVDT (0~0.003)

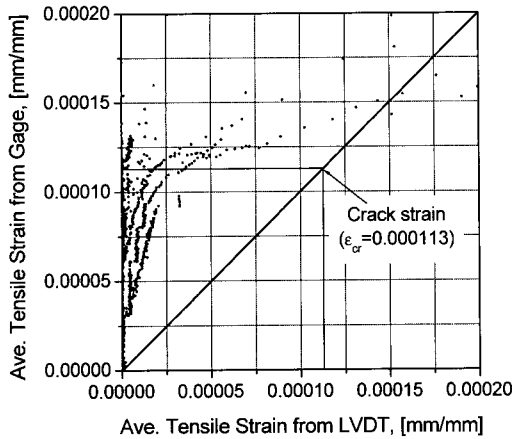


Fig. 8 Comparison of strains measured from strain gage and LVDT (0~0.0002)

Fig. 9와 Table 2에서 콘크리트의 균열발생 변형률은 평균 0.000113인데, 식(8)의 정규화된 형태는  $f_t$ 를  $f_{ck}$ 로 나누고,  $\epsilon_t$ 를 0.000113으로 나누어 표현할 수 있다. 즉, 균열발생 전 콘크리트의 정규화된 응력-변형률 관계식은 다음과 같다.

$$\frac{f_t}{f_{cr}} = \frac{\epsilon_t}{0.000113} \quad (9)$$

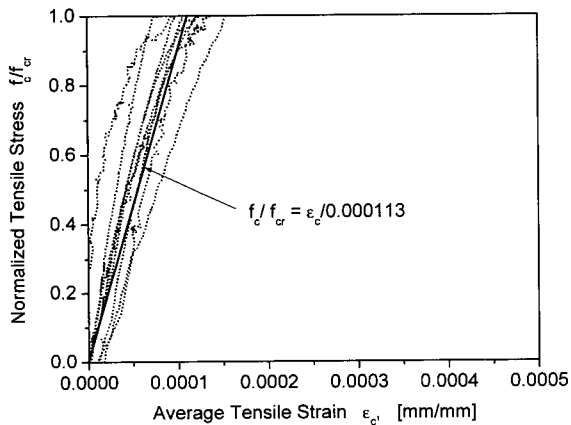


Fig. 9 Stress-strain relationship of concrete prior to initial crack

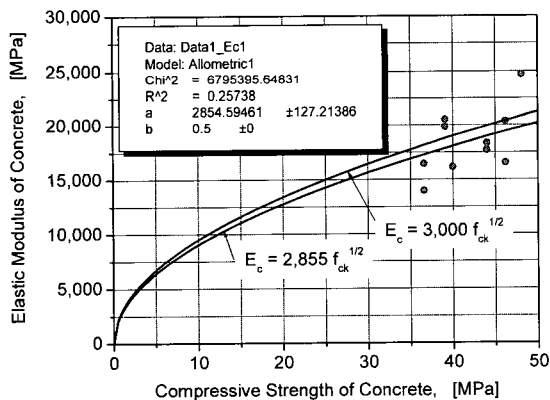


Fig. 10 Relationship between modulus of elasticity and compressive strength of concrete

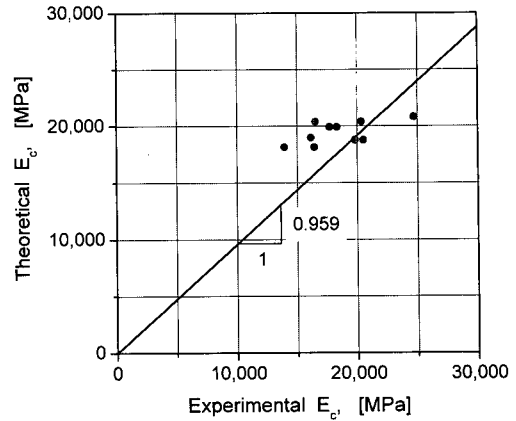


Fig. 11 Comparison of calculated and experimental modulus of elasticity

한편, 콘크리트의 탄성계수는 식(6)과 식(8)을 식(9)에 대입하여 다음과 같은 식을 얻을 수 있다.

$$E_c = 3,000 \sqrt{f_{ck}} \quad [\text{MPa}] \quad (10)$$

실험으로부터 얻은 탄성계수  $E_c$ 와 콘크리트의 압축강도  $f_{ck}$ 와의 관계를 Fig. 10에 제시하였으며, 식(10)과 비교하였다. 한편, 실험데이터를 회귀분석한 결과도 동시에 비교하였는데, 계수가 각각 3,000과 2,855로써 매우 유사한 결과를 나타내었다. Fig. 11은 실험으로부터 얻은 탄성계수와 식(10)으로부터 계산된 값을 비교한 것인데, 그 비가 평균 0.959로써 상당히 좋은 결과를 보이고 있다.

### 3.2.2 균열발생 후

Fig. 12에서 보는 바와 같이 1축 인장을 받고 있는 철근 콘크리트 부재에서 두 개의 균열이 발생할 때 균열위치의 철근은  $\sigma_{so}$ 의 응력으로써 모든 인장력을 받게 된다. 그러나, 두 개의 균열 사이 임의의 단면에서 철근의 응력은  $\sigma_{so}$ 보다 작으며, 그 차이는 콘크리트에 의하여 전달된다. 균열 사이의 임의의 단면  $x$ 에서 힘의 평형조건으로부터 다음의 관계가 성립한다.

$$P = A_s \sigma_{so} = A_s \sigma_s(x) + A_c \sigma_c(x) \quad (11)$$

식(11)를 응력으로 표현하면,

$$\sigma_{so} = \sigma_s(x) + \frac{1}{\rho} \sigma_c(x) \quad (12)$$

$x$  방향으로 콘크리트의 응력  $\sigma_x$ 와 변형률  $\epsilon_x$ 의 관계를 얻기 위하여,  $\epsilon_x$ 을 다수의 균열을 가로지르는 길이에 걸쳐 측정된 평균변형률이라 할때,

$$\epsilon_x = \frac{1}{L} \int_0^L \epsilon_s(x) dx \quad (13)$$

과 같이 표현할 수 있다. 여기서,  $\epsilon_s(x)$ 는 철근의 국부 변형률이다. 철근의 첫 항복발생 전에  $\epsilon_s(x) = \sigma_s(x)/E_s$ 의 관계는 임의의 단면  $x$ 에서 유효하다. 이 관계를 식(13)에 대

입하면,

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_s} \left( \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_s(x) dx \right) \quad (14)$$

식(14)의 괄호안의 부분은 철근의 평균응력  $\sigma_s$ 로 정의할 수 있다. 즉,

$$\sigma_s = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_s(x) dx \quad (15)$$

따라서, 식(14)는 다음과 같다.

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (16)$$

이러한 평균개념을 이용하여,  $x$ 방향으로 이 응력들을 적분하고 길이  $L$ 로 나누면 식(12)의 우변의 응력들의 평균을 취할 수 있다. 따라서, 식(12)는 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma_{so} = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_s(x) dx + \frac{1}{\rho} \left( \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_c(x) dx \right) \quad (17)$$

식(17)의 우변의 첫 번째 식은 식(15)에서 정의한 철근의 평균응력이다. 그러나, 두 번째 식에서 괄호안의 식은 일반적인 개념이 아니며 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\sigma_x = \frac{1}{L} \int_0^L \sigma_c(x) dx \quad (18)$$

그리고 응력  $\sigma_x$ 는 인장을 받고 있는 콘크리트의 평균응력이라고 정의할 수 있다. 따라서, 식(17)은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma_{so} = \sigma_s + \frac{1}{\rho} \sigma_x \quad (19)$$

식(16)으로부터  $\sigma_s = E_s \epsilon_x$ 를 식(15)에 대입하면, 콘크리트의 평균응력과 평균변형률과의 관계를 다음과 같이 유도할 수 있다.

$$\sigma_x = \rho(\sigma_{so} - E_s \epsilon_x) = \rho \left( \frac{P}{A_s} - E_s \epsilon_x \right) = \frac{P}{A_c} - \rho E_s \epsilon_x \quad (20)$$

위의 균열 후 영역에 대한 식(20)은 균열 전 영역에 대한 식(7)과 완전히 같음을 알 수 있는데, 이것은 콘크리트의 평균 응력 계산을 위한 식이 철근의 항복 시점까지는 유효하다는 것을 의미한다.

패널 실험으로부터 측정된 평균변형률  $\epsilon_x (= \epsilon_t)$ 에 대하여 콘크리트의 평균응력  $\sigma_x (= f_t)$ 는 식(20)에 의하여 계산할 수 있다. 모든 하중 단계에 있어서  $\epsilon_x$ 과  $\sigma_x$ 를 도시화함으로써 각 패널 실험체에 대하여  $x$ 방향으로 콘크리트의 실험적 응력-변형률 곡선을 얻을 수 있다.

Fig. 13과 Fig. 14는 균열 발생 이후 콘크리트의 평균인장 응력-변형률 관계곡선인데, 이때의 변형률은 각각 변형률계이지와 LVDT로부터 얻은 변형률을 이용하여 식(20)에 의해 계산하여 그래프로 그린 것이다. 앞서 3.2.1절에서 설명하였듯이, 균열 발생 전 하중단계에서는 각 측정 장치로부터 얻은 결과가 큰 차이를 보였으나, 균열 발생 이후 단계에

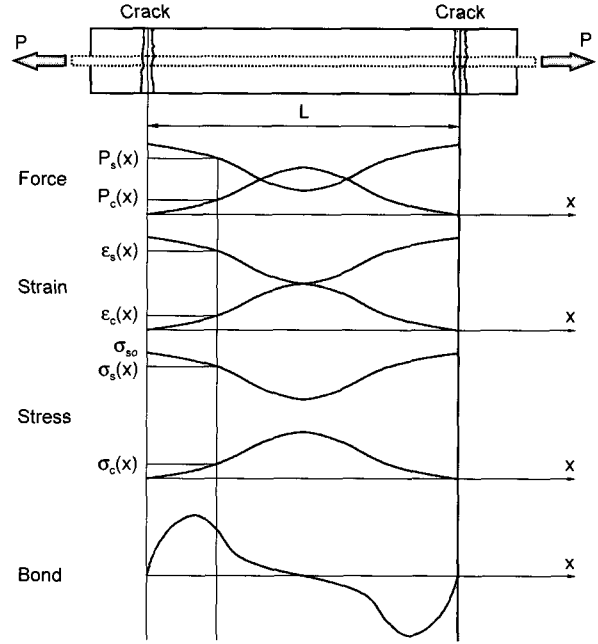


Fig. 12 Force, strain, stress, and bond distribution in cracked reinforced concrete member

서는 그 차이가 대폭 줄어들 수 있다.

콘크리트의 인장 응력-변형률 관계곡선에 대한 여러 가지 모델이 제시되어 있으나, Fig. 13에서 보는 바와 같이 이 연구에서는 균열 발생 후 하강 곡선부는 다음과 같은 직선으로 표현할 수 있었는데, 각각의 그래프에 평균을 취한 곡선과도 유사한 결과를 보임을 알 수 있다.

$$\begin{aligned} \frac{f_t}{f_{cr}} &= 1 - \frac{\epsilon_t - \epsilon_{cr}}{0.001323 - \epsilon_{cr}} \quad (21) \\ &= 1 - \frac{\epsilon_t - 0.000113}{0.001323 - 0.000113} \end{aligned}$$

한편, Fig. 13이 변형률계이지로부터 얻은 변형률을 이용한 것과 달리 Fig. 14는 LVDT로부터 얻은 변형률을 이용하여 그린 것인데, Fig. 13에서 얻은 모델 식(21)과 각 그래프의 평균을 취한 곡선을 동시에 제시하였다. 한편, 이 실험적 응력-변형률 곡선은 다음과 같은 수학적 모델로 회귀분석이 가능하였다.

$$f_t = f_{cr} \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_t} \right)^c = f_{cr} \left( \frac{0.000113}{\epsilon_t} \right)^{0.4} \quad (22)$$

식(22)의 형태를 갖는 모델은 Tamai에 의해 처음 제안되었으며<sup>11)</sup>, Belarbi에 의하여 그 효용성이 검증된 바 있듯이, Fig. 13에서 보는 바와 같이 패널 부재에도 잘 적용됨을 알 수 있었다<sup>2,4)</sup>.

이상의 결과를 종합해볼 때 균열 발생 후 변형률계이지의 값은 LVDT에 비하여 패널 실험체의 국부적인 변형률을 반영하므로 Fig. 14에 제시한 모델이 균열 발생 후 콘크리트의 하강곡선부를 보다 현실적으로 반영하는 것이라고 판단된다.

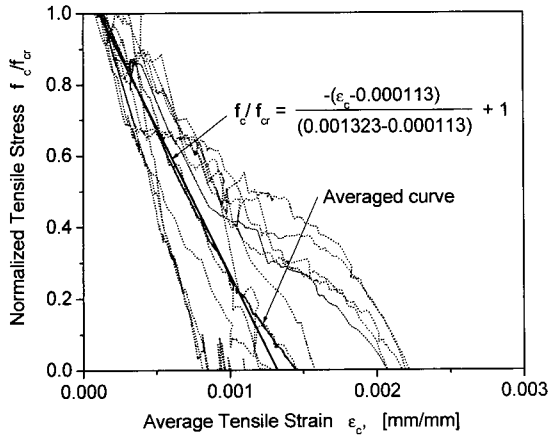


Fig. 13 Average stress-strain relationship of concrete after crack occurrence (Using the data measured from strain gage)

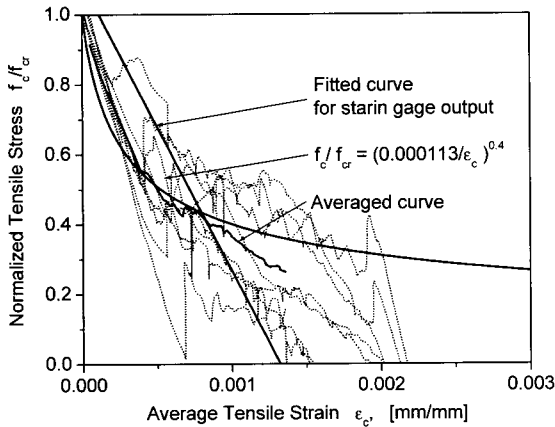


Fig. 14 Average stress-strain relationship of concrete after crack occurrence (Using the data measured from LVDT)

한편, Fig. 15는 이 연구에서 제안한 모델 식(22)와 기존의 제안식과의 비교를 위하여 제시한 것이다. 즉, 균열 발생 후 하강 곡선부 모델을 그래프로 나타낸 것인데, 객관적 비교를 위하여 x축의 원점을 균열발생 변형률로 일치시켰다. 여기서 제시한 모든 제안식은 실험으로부터 얻은 결과인데, 본 연구와 Belarbi에 의해 수행된 순수 2축 인장 실험의 경우를 제외하곤 패널의 1축인장 실험 및 전단 실험 등을 통하여 얻은 결과들로서, 본 연구결과보다 다소 높은 응력을 보이고 있으나, 대체로 유사한 결과를 보이는 것으로 나타났다.

#### 4. 결론

이 연구에서는 철근콘크리트 패널의 2축 인장 실험을 통하여 콘크리트의 인장-인장 영역에서의 파괴포락선과 인장응력-변형률 관계 곡선을 도출하는 과정과 결과를 다루었다. 이 결과는 원자력 발전소 격납건물 등과 같이 인장을 받는 헬구조의 합리적이고 현실적인 해석과 설계에 일조를

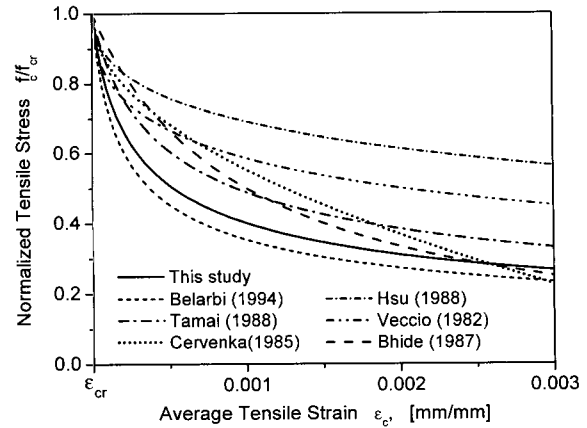


Fig. 15 Comparison with other models<sup>4,11~15)</sup>

할 것으로 판단된다. 다음은 본 연구 결과의 주요 내용을 요약 정리한 것이다.

- 1) 실험으로부터 얻은 균열하중으로부터 콘크리트의 균열응력을 계산하여 인장-인장 영역에서의 파괴포락선을 제안하였는데, 일반적으로 무근 콘크리트로부터 얻은 파괴포락선에 비하여 작은 균열응력을 나타내었다.
- 2) 1축 인장을 받는 철근콘크리트의 균열거동과 이론을 응용하여 2축 인장을 받는 철근 콘크리트 패널실험체의 실험 결과로부터 콘크리트의 인장응력-변형률 관계곡선을 제안하였다.
- 3) 인장응력-변형률 관계곡선의 상승부는 직선의 형태로 균열응력과 탄성계수로써 표현하였다.
- 4) 하강부 곡선은 매설된 철근에 부착한 전기저항식 스트레인게이지와 패널 표면에 부착한 LVDT로부터 얻은 변형률을 이용하여 얻은 두 가지의 모델을 비교 분석한 결과, 상대적으로 패널실험체의 전체적인 거동을 잘 반영한 LVDT로부터 얻은 데이터를 이용한 모델이 평균 응력-변형률 개념에 잘 부합되는 것으로 나타났다.

#### 감사의 글

이 연구는 과학기술부의 원자력연구개발 중장기사업의 일환으로 수행되었으며, 이에 연구비 지원을 한 관계 기관에 감사드립니다.

#### 참고 문헌

1. Hsu T. T. C., "Unified theory of Reinforced Concrete," University of Houston, 1992.
2. Belarbi A., "Stress-Strain Relationships of Reinforced Concrete in Biaxial Tension-Compression," Ph. D., University of Houston, Texas, 1991.
3. Stevens N. J., Uzumeri S. M., Collins M. P., and Will G.T., "Constitutive Model for Reinforced



- Concrete Finite Element Analysis*," ACI Structural Journal, Vol.88, No.1, 1991, pp.49~59.
4. Balarbi A. and Hsu T. T. C., "Constitutive Law of Concrete in Tension and Reinforcing Bar Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, 1994, pp.465~473.
  5. Chan H. C., Cheung Y. K., and Huang Y. P., "Crack Analysis of Reinforced Concrete Tension Members," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No.8, 1992, pp.2118~2132.
  6. Kupfer H., and Hilsdorf H. K., "Behavior of Concrete Under Biaxial Stress," *ACI Journal, Proceedings*, Vol.66, No.8, 1969, pp.656~666.
  7. Hussein A., and Marzouk H., "Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Stresses," *ACI Materials Journal*, Vol.97, No.1, 2000, pp.27~36.
  8. Russo G. and Romano F., "Cracking Response of RC Members to Uniaxial Tension," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No.5, 1992, pp.1172~1191.
  9. 조재열 외, "원자력발전소 격납건물 벽체의 균열거동," 한국콘크리트학회 논문집, 2002.
  10. Neville A. M., "*Hardened Concrete : Physical and Mechanical Aspects*," ACI Monograph No.6, ACI Iowa State Univ. Press, 1971, pp.260.
  11. Tamai S., Shima H., Izumo J., and Okamura H., "Average Stress-Strain Relationship in Post Yield Range of Steel Bar in Concrete," *Concrete Library of JSCE*, No.11, 1988, pp.117~129.
  12. Cervanka V., "Constitutive Model for Cracked Reinforced Concrete," *Journal of ACI, Proceedings*, Vol.82, No.6, 1985, pp.877~882.
  13. Hsu T. T. C., "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion," *Journal of ACI, Proceedings*, Vol.85, No.6, 1988, pp.624~635.
  14. Vecchio F. and Collins M. P., "*The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress*," Publication No. 82~03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982.
  15. Bhide S. B. and Collins M. P., "*Reinforced Concrete Elements in Shear and Tension*," Publication No. 87~02, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1987.

## 요 약

콘크리트의 응력-변형률 관계 곡선을 도출하기 위하여 총 13개의 철근콘크리트 패널실험체를 이용하여 1축 및 2축 인장실험을 수행하였다. 실험결과를 이용하여 콘크리트의 인장 응력-변형률 관계곡선의 모델을 수식으로 제안하였다. 주요 실험변수로는 철근비와 도입된 2축 하중비가 고려되었다. 또한 초기균열하중을 이용하여 인장-인장 영역에서의 파괴포락선을 제시하였다. 실험결과 콘크리트는 균열 이후에도 인장에 어느 정도 견디는 것으로 나타났다. 그러나 본 연구에서 제안한 콘크리트의 응력-변형률 관계 곡선은 철근의 방향과 하중의 방향 혹은 주응력의 방향이 일치하는 경우에 가장 적합할 것으로 판단된다.

**핵심용어** : 응력-변형률 관계, 철근콘크리트, 2축 인장, 철근비, 파괴포락선