

균열 및 비균열 철근콘크리트 기둥의 탄소섬유시트 전단보강효과에 관한 실험적 연구

Experimental Study on the Shear Strengthening Effect of Cracked
or Uncracked RC Columns with Carbon Fiber Sheets

나 정 민* 이 용 택** 김 승 훈*** 이 리 형****
Na, Jung-Min Lee, Yong-Taeg Kim, Seung-Hun Lee, Li-Hyung

Abstract

This study investigates the structural behavior of cracked or uncracked RC columns retrofitted with CFS and evaluates the shear retrofit performance through experiment. Experimental works were conducted for sixth specimens varied in the adhesion method of CFS, the ratio of shear reinforcement bar, and the existence of crack before retrofitting. Throughout cyclic test, the strength, stiffness, failure modes, and ductility are discussed.

The test results show that the retrofitting method with CFS improve the shear strength and ductility. The crack width below 2mm, occurred before retrofitting, didn't reduce the shear strengthening effect.

keywords : Carbon Fiber Sheet, RC Column, Shear Strengthening, Crack

1. 서 론

기둥의 취성적인 전단파괴는 건물 전체의 취성적인 붕괴를 유도한다. 그 한 예로 1995년 일본 한신지진에서 건물의 상당수가 기둥의 낮은 전단보강비로 인하여 붕괴되었다. 이를 볼 때 과거 내진에 대하여 미비한 규준이 적용되어 낮은 전단보강비로 시공된 철근콘크리트 기둥에 대한 전단 보강은 내진 성능 향상을

위하여 중요함을 알 수 있다.

기존 철근콘크리트(RC) 기둥의 보강방법은 단면증설법과 강관보강법이 주로 사용되어져 왔지만, 건물의 중량 증대, 작업하기 위한 공간 및 이용공간 제한 등으로 인하여 최근에는 탄소섬유시트(Carbon Fiber Sheet, 이하 "CFS" 라 칭함), 아라미드(Aramid) 섬유, 유리 섬유 등과 같은 복합 신소재를 이용한 새로운 보강방법이 많이 적용되고 있다.

* 정희원, 한양대 대학원, 박사과정

** 정희원, 한밭대 건축공학과, 조교수

*** 정희원, 한양대 초대형구조시스템연구소, 연구조교수

**** 정희원, 한양대 건축공학부, 교수

E-mail : shshhmlhj@zaigen.co.kr 02-419-4563

• 본 논문에 대한 토의를 2002년 12월 31일까지 학회로 보내 주시면 2003년 4월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

이에 따라 복합신소재의 보강효과 및 설계방법 제시를 위하여 국내외적으로 많은 실험 및 해석 연구가 진행되고 있는 실정이다.

섬유시트로 전단보강된 RC 기둥에 관한 기존 연구들^{(1)~(5)}을 보면 보강재료, 보강방법 및 보강량 등에 따라 전단보강효과가 많은 차이가 있음을 알 수 있다. 특히, 섬유시트 재료의 특성에 따라서 전단강도증진에 대한 기여도는 큰 차이를 보이고 있어 재료에 따른 안전율을 고려한 강도저감계수를 사용하여야 한다고 보고하고 있다. 하지만 기존 실험체의 수가 적고 편차가 커서 신뢰성있는 설계식 산정을 위해서 보다 많은 실험이 필요하다. 또한 RC 기둥에 전단균열이 있을 경우 이러한 균열이 전단보강효과에 영향을 미칠 것으로 예상되지만 기존 연구의 대부분이 균열이 없는 실험체를 대상으로 하고 있어서 이에 관한 평가가 이루어지지 않고 있다. 따라서 본 연구에서는 CFS로 전단보강한 균열 또는 비균열 RC 기둥에 대해 반복이력거동을 갖는 전단실험을 실시하여 기둥의 이력특성, 최대강도, 연성비 등의 분석을 통하여 부재의 거동을 비교함으로써 보강전 균열유무가 CFS의 전단보강효과에 미치는 영향을 파악한다.

2. 기존 연구 및 내력평가식

2.1 기존 연구

국외의 경우 일본을 중심으로 활발히 연구가 진행되고 있으며 이에 대한 연구결과도 지속적으로 발표되고 있다. 특히, 1997년 콘크리트 구조물에 대한 비강재 보강에 관한 국제 심포지엄⁽⁵⁾에서 CFS와 같은 섬유시트로 보강한 기둥에 대하여 많은 연구결과물이 발표되었다.

이 중 Nobuhiro Araki⁽²⁾는 RC 부재에 보강한 CFS의 전단강도의 증진효과를 파악하기 위해 보강재와 락철근 양을 변수로 한 실험을 실시하여 CFS의 응력을 계산하여 강도저감계수 0.6을 도출하였다. 또한 CFS의 보강비가 증가할수록 전단균열 발생 후 강성저하가 작고 최대하중이 크게 증가된다고 보고하였다.

Hideo Katsumata⁽³⁾는 CFS를 RC 기둥의 표면에

나선근처럼 감고 동시에 레진을 함침시키는 방법으로 보강한 기둥에 대하여 보강비, 주근비, 단면형상비 등의 변수로 실험을 실시하였다. 여기서 그는 CFS가 응력곡선에서 최대탄소섬유 인장강도의 2/3의 응력을 받으며, 전단강도를 평가함에 있어 AIJ식은 다소 과대평가하는 경향이 있으나 정확하고, Arakawa식은 과소평가 하는 경향이 있다고 보고하였다.

Takahito Yanse⁽⁴⁾는 고축력하의 RC 기둥모델을 사용한 실험을 실시하여 CFS가 RC 기둥의 지진거동의 향상에 미치는 영향을 평가하였다. 주근의 양, 콘 크리트강도 기둥의 높이를 변수로 하여 파괴모드별로 최대강도 평가식을 보고하였고, 휨파괴로 의도된 기둥의 보강후 휨강도는 약간 증가하나, 연성이 크게 향상되고, 사인장균열 파괴로 의도된 기둥은 보강후 최대강도에 이른 후 내력저하가 완만해졌다고 보고하였다.

국내의 경우에도 이현호 등⁽¹⁾이 아라미드 섬유시트로 전단보강한 철근콘크리트 기둥의 성능에 대하여 연구한 바 있다. 이러한 국내외 연구를 보면 앞서 언급한 바와 같이 적은 실험체 수와 큰 편차로 인하여 명확한 설계식을 제시하지 못하고 있으며, 전단균열이 있는 RC 기둥에 대한 보강효과에 대한 연구는 미비한 것으로 나타났다.

2.2 총전단보강비 산정

섬유시트로 RC 기둥을 전단보강할 경우 섬유시트의 재료적 성질이 전단보강근과 틀리기 때문에 총전단보강비를 산정하기 위해서는 보강재의 보강량을 횡보강근으로 환산할 필요가 있다. 이에 대해 아래와 같은 3가지 식이 제안되어 사용되고 있으며, Kataoka⁽⁶⁾는 식 (3)이 부재의 구조성능을 가장 잘 평가할 수 있다고 보고하고 있다.

$$\sum P_w(1) = {}_sP_w + {}_fP_w \quad (1)$$

$$\sum P_w(2) = {}_sP_w + \frac{fE}{sE} \times {}_fP_w \quad (2)$$

$$\sum P_w(3) = {}_sP_w + \frac{f\sigma_w}{s\sigma_w} \times {}_fP_w \quad (3)$$

여기서, $\sum P_w$: 총전단보강비
 sP_w : 전단철근의 전단보강비
 fP_w : CFS의 전단보강비
 fE : CFS의 탄성계수
 sE : 전단철근의 탄성계수
 $f\sigma_w$: CFS의 인장강도
 $s\sigma_w$: 전단철근의 항복강도

2.3 내력평가식

CFS로 보강된 RC기둥에 대해 일본에서 사용되고 있는 휨내력식, 부착내력식, 전단내력식 등을 Table 1에 나타내었다. Table 1을 보면 휨내력은 CFS의 기여도를 없는 것으로 보고 기존 장발형 RC기둥의 중국휨내력식을 그대로 사용하고 있으며 부착내력은 기존 식에 전단보강근비를 식(1)의 총전단보강비를 사용하고 있다.

Table 1 CFS 보강된 RC기둥의 내력평가식

구분	내력평가식	기호
휨내력 ^{7),8)}	$\textcircled{1} N \leq 0.4bDf_{ck}$ $M_u = 0.8a_t \cdot s\sigma_y \cdot D + 0.5ND(1 - \frac{N}{bDf_{ck}})$ $\textcircled{2} N > 0.4bDf_{ck}$ $M_u = (0.8a_t \cdot s\sigma_y \cdot D + 0.12bD^2f_{ck}) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bDf_{ck}} \right)$ $N_{max} = bDf_{ck} + a_g s\sigma_y$	a_t : 인장주근의 전면적(cm^2) D : 기둥의 전체축(cm) b : 기둥의 폭(cm) f_{ck} : 콘크리트 압축강도(kgf/cm 2) N : 축력(kgf) a_g : 주근 전면적(cm^2) $s\sigma_y$: 주근의 항복강도(kgf/cm 2)
부착내력 ⁹⁾	$Q_{sub} = \tau_{bu} \cdot \sum \Psi \cdot j_t + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot bD\nu_c f_{ck} / 2$ $(\leq b \cdot j_t \cdot \nu_c \cdot f_{ck} / 2)$ $\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st}$ $\tau_{co} = [0.4\{(b - \sum d_b) / \sum d_b\} + 0.5] \sqrt{f_{ck}}$ $\tau_{st} = \left[\frac{(5N_t + 10)}{N_t} P_w' \cdot b \sqrt{f_{ck}} \right] / d_b \quad (N_t \leq 4)$ $= 5P_w' \cdot b \sqrt{f_{ck}} / d_b \quad (N_t > 4)$ $\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$ $\beta = \{ \tau_{bu} \cdot \sum \Psi / (b \cdot \sin \phi \cos \phi) \} / (\nu_c \cdot f_{ck})$ $P_w' = sP_w + fP_w$	τ_{bu} : 압축부착강도(kgf/cm 2) $\sum \Psi$: 인장철근의 원주의 합 j_t : 철근 중심간의 거리(cm) ν_c : 콘크리트 압축강도 유효계수 (= $0.7 - f_{ck}/2000$) L : 기둥의 안목거리(cm) $\sum d_b$: 일렬로 나열된 주근 직경의 합 d_b : 주근의 직경 N_t : 일렬로 나열된 주근의 수
전단내력 ⁹⁾	$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.068\rho_t^{0.23} \cdot (180 + f_{ck})}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 2.7\sqrt{sP_w s\sigma_w + \alpha fP_w f\sigma_w} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot bj$ $Q_{su2} = b \cdot j_t \cdot \sum (P_w \cdot \sigma_w) \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot \nu_c \cdot f_{ck} bD / 2$ $\sum (P_w \cdot \sigma_w) = sP_w \cdot s\sigma_w + \alpha \cdot fP_w \cdot f\sigma_w$ $\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) \cdot \sum (P_w \cdot \sigma_w) \} / (\nu_c \cdot f_{ck})$ $\cot \phi = \min \{ 2.0, j_t / (D \cdot \tan \theta), \sqrt{\nu_c f_{ck} / \sum (P_w \cdot \sigma_w)} - 1.0 \}$	M/Qd : 전단스팬비 σ_0 : 축응력(kgf/cm 2) α : 강도감소계수 ρ_t : 인장철근비(%) j : 모멘트거리 ϕ : 트러스기구의 압축축각도

전단내력은 기존 전단내력식에 식(3)의 총전단보강비에 강도저감계수를 도입하여 산정된 것이다.

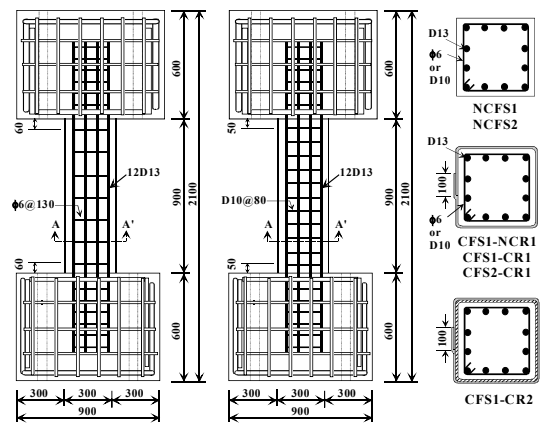
3. 실험

3.1 실험체 계획

CFS의 전단보강효과 및 보강전 균열유무가 전단보강에 미치는 영향을 파악하기 위하여 Table 2와 같이 총 6개의 실험체를 제작하였다. CFS로 보강하지 않고 최대 전단철근 간격을 고려하여 $\phi 6$ 의 전단보강근을 전단보강비 0.151%로 배근한 NCFS1을 기준 실험체로 하여, CFS를 기둥전체에 기존 전단보강근 방향으로 1겹 횡보강한 CFS1-NCR1 실험체와, 축방향으로 부착된 CFS의 전단보강효과를 파악하기 위하여 주근 방향과 전단보강근 방향으로 각각 CFS를 1겹 보강한 CFS1-NCR2 실험체를 계획하였다.

기존 실험체에 비해 전단보강근비가 약 4배 많도록 전단보강근을 배근한 NCFS2 실험체를 계획하여 전단보강근량에 따른 거동 차이를 파악하고자 하였다. 균열이 전단보강효과에 미치는 영향을 파악하기 위하여 NCFS1과 NCFS2 실험체에 대해 항복하중까지 가력한 후 균열폭 0.2 mm 이상의 균열을 예폭시로 보수하고 CFS로 1겹 전단보강한 CFS1-CR1과 CFS2-CR1 실험체를 계획하였다.

각 실험체별로 전단보강근 배근 및 CFS 보강에 따른 총전단보강비를 식 (1)~(3)으로부터 산출하여 Table 2에 나타내었다. 강재와 CFS의 탄성계수 차이가 크지 않아 식 (1)과 식 (2)에 의한 총전단보강비의 값들은 유사하였지만 식 (3)에 의한 총전단보강비는 CFS의 인장강도가 강재에 비해 4.8~8.6배 크므로 큰 차이를 보이고 있다. 기둥의 단면은 30×30 cm의 정방형 기둥으로 높이는 90 cm이며, D13의 주근이 12개 배근되었다. 실험장치와의 연결을 위하여 주두부분을 단면 90×70 cm, 높이 60 cm로 계획하였다. Fig. 1에 실험체 형상과 배근상황을 나타내었다.



(단위: mm)

Fig. 1 실험체 형상과 배근상황

Table 2 실험체 일람표

실험체명	보강전 균열 유무	배근 및 보강방법		전단보강비(%)				
		전단철근	CFS 보강방법	전단철근 ($f P_w$)	CFS ($s P_w$)	$\sum P_w(1)$	$\sum P_w(2)$	$\sum P_w(3)$
NCFS1	-	7- $\phi 6@130$	무보강	0.151	-	0.151	0.151	0.151
NCFS2	-	11-D10@80	무보강	0.592	-	0.592	0.592	0.592
CFS1-NCR1	없음	7- $\phi 6@130$	횡1겹 보강	0.151	0.074	0.225	0.239	0.504
CFS1-NCR2	없음	7- $\phi 6@130$	횡1겹+종1겹 보강	0.151	0.074	0.225	0.239	0.504
CFS1-CR1	있음	7- $\phi 6@130$	횡1겹 보강	0.151	0.074	0.225	0.239	0.504
CFS2-CR1	있음	7- $\phi 6@130$	횡1겹 보강	0.592	0.074	0.666	0.688	1.219

3.2 재료시험

실험체에 사용된 콘크리트의 압축강도 및 철근의 인장강도에 관한 재료시험결과를 Table 3과 Table 4에 각각 나타내었다. 본 실험에서 사용한 보강재는 중탄성 CFS로 별도의 재료시험을 실시하지 않았으며, Table 5와 같이 제품 설명서에 표시된 물성값을 그대로 사용하였다.

3.3 실험체 설치 및 가력

실험체는 기둥의 하부 주두가 완전고정 상태가 되도록 4개의 $\phi 65\text{mm}$ 강봉을 반력 슬래브에 긴결시켰으며, 횡력이 가력되는 동안 축하중에 의한 면외좌굴이 발생하지 않도록 보조 프레임(Guide frame)과 볼지그(Ball jig)를 설치하였다. 실험체 양쪽에 설치된 25 tonf 액츄에이터(Actuator)를 사용하여 일반적으로 기둥의 반복하중시험시 가력하는 축력비 0.1~0.3을 고려하여 축력비 0.15에 해당하는 48.6 ton 크기의 압축력을 실험 종료시까지 일정하게 가력하였다. 실험체에 역대칭 모멘트가 발생하게 하고 전단스팬비 1.5로 실험체가 전단파괴 되도록 횡력을 주는 100 tonf 액츄에이터의 가력 포인트를 실험체의 중심에 맞추어 반력벽에 설치하였다. Fig. 2는 실험체의 설치상황을 나타낸 사진이다.

횡력의 가력방식은 Fig. 3과 같이 실험체의 횡변위



Fig. 2 실험체 설치상황

를 가력점의 높이로 나눈 부재각에 따라 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/20, 1/15까지 단계별로 점중 가력하여 실험을 실시하였다.

Table 3 콘크리트의 압축강도 시험결과

설계압축강도 (kgf/cm ²)	재료시험에 의한 압축강도 (kgf/cm ²)	탄성계수 (tonf/cm ²)
270	360	2.47*10 ⁵

Table 4 철근의 인장강도 시험결과

종류	탄성계수 (*10 ⁶ kgf/cm ²)	항복강도 (kgf/cm ²)	인장강도 (kgf/cm ²)	연신율 (%)
♯6	1.99	7349	8100	25.3
D10	1.82	4127	5550	17.7
D13	1.71	4638	6610	19.2

Table 5 CFS의 특성

종류	FTS-C1-20 중탄성 CFS	FTS-C5-30 고탄성 CFS
중량(g)	200	300
치수 (Wcm×Lcm)	500 × 100	500 × 100
표준 시공두께 (mm)	0.45	0.60
설계 두께 (mm)	0.110	0.165
인장강도 (kgf/cm)	390	500
설계강도 (kgf/cm ²)	35,500	30,000
인장강성 (kgf/cm)	35,900	62,700
설계탄성계수 (kgf/cm ²)	2.35×10 ⁶	3.80×10 ⁶
파단시 변형률 (%)	1.5	0.8

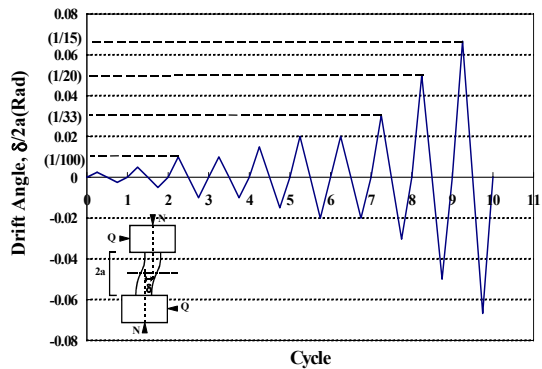


Fig. 3 실험체에 적용된 변위이력

3.4 실험체 변위 및 변형 측정

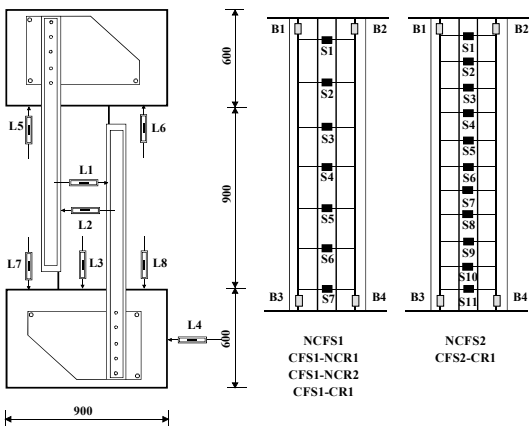
Fig. 4(a)에서와 같이 기둥중심에서 10cm씩 떨어진 위치에 2개의 LVDT(L1, L2)를 설치하여 실험체의 횡변위를 측정하였으며, 그 밖의 수직변위, 회전, 슬립 등을 측정하기 위해 6개의 LVDT(L3~L8)를 추가적으로 설치하였다. 전단 보강근의 변형을 측정하기 위하여 Fig. 4(b)와 같이 모든 전단보강근에 철근 변형게이지(S1~S11)를 부착하였다.

주근에 대해서는 주두와 접합한 기둥 모서리 부분의 주근에 게이지(B1~B4)를 부착하여 휨모멘트에 의한 변형을 측정하였다. CFS로 보강한 실험체의 경우, 시트의 변형상태를 파악하기 위하여 PL-60(60mm) 게이지(C1~C7)를 사용하여 기준 실험체(NCFS1)의 전단보강근 위치마다 시트 중앙에 부착하였다.

4. 실험결과분석 및 보강성능평가

4.1 파괴양상

각 실험체별 하중가력에 따른 파괴진행상황을 다음에 나타내었으며, Fig. 5는 실험체별 최종 파괴상황을 나타내고 있다.



(a) 변위측정 게이지(LVDT) (b) 변형측정 게이지(W.S.G)

Fig. 4 실험체 변위 및 변형 측정

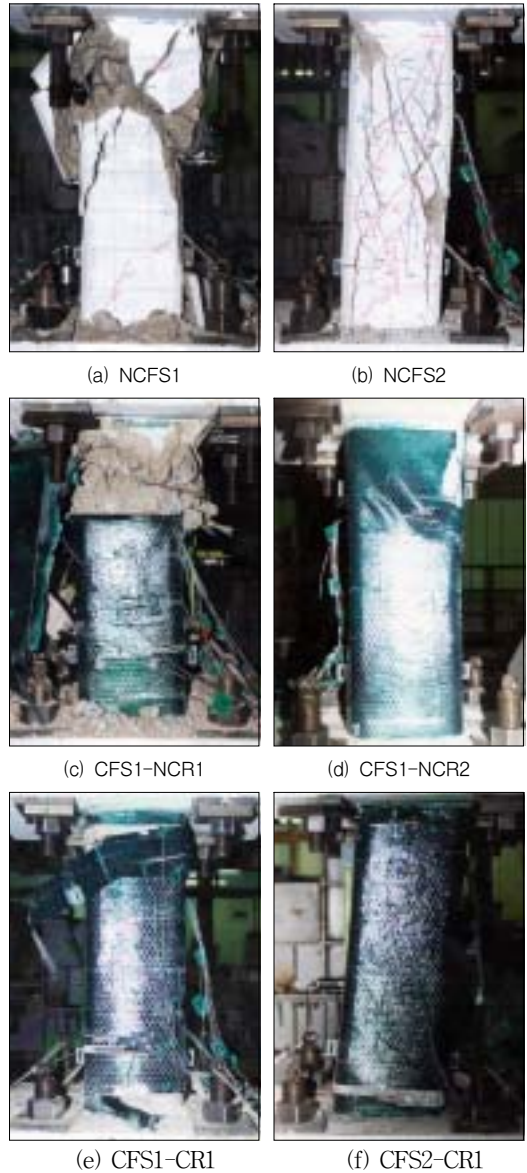


Fig. 5 실험체별 파괴상황

(1) NCFS1

기준 실험체인 NCFS1 실험체는 부재각($=\theta$, rad) 1/200에 기둥 상부의 중앙에 초기 전단균열이 발생하였으며, $\theta=1/100$ 에서 급작스런 전단파괴가 발생하여 주근 좌굴과 상부 2개의 횡보강근 파단으로 최종 파괴되었다.

(2) NCFS2

NCFS1와 같은 무보강 실험체로 D10 철근으로 80mm 간격으로 전단배근되어 전단보강근비가 0.592%인 실험체이다. $\theta=1/100$ 에서 기둥 상부 중앙에 초기 전단균열이 발생하였으며, $\theta=1/67$ 에서 기둥 상단 단부에 수직균열과 피복콘크리트의 박리가 발생하였다. $\theta=1/50$ 에서 기둥전면에 균열폭 1mm의 전단균열이 발생하였으며, $\theta=1/20$ 까지 전단균열의 폭과 균열양이 확대되면서 최종 파괴되었다.

(3) CFS1-NCR1

NCFS1 실험체에 CFS를 전단보강근 방향으로 1겹 보강한 실험체로 CFS로 인하여 기둥 내부의 균열양상을 정확히 관찰할 수 없었다. $\theta=1/50$ 에서 기둥 상단에 CFS의 들뜸이 일어나기 시작하였고, $\theta=1/20$ 에서 기둥 상단 단부로부터 20cm 떨어진 위치에 부착된 길이 2.5cm의 CFS가 접착부분이 박리되었다. $\theta=1/15$ 에서 이전에 박리된 부분의 상부쪽 시트가 박리되면서 최종 파괴되었다.

(4) CFS1-NCR2

NCFS1 실험체에 CFS를 주근 방향과 전단보강근 방향에 각각 1겹 보강한 실험체로 CFS1-NCR1 실험체와 총전단보강근비가 동일하다. $\theta=1/50$ 에서 기둥 하부면에 CFS의 들뜸이 관찰되었으며, $\theta=1/33$ 에서 기둥 하단부 모서리의 CFS가 파단되었다. $\theta=1/20$ 에 기둥 상부 좌측면의 콘크리트가 압괴되었고, $\theta=1/15$ 에 도달하여 기둥 상부 모서리의 CFS가 파단되어 최종 파괴되었다.

(5) CFS1-CR1

NCFS1 실험체를 실험결과에 의한 항복하중까지 가력한 후 균열폭 0.2 mm 이상의 균열을 예폭시로 보수하고 CFS1-NCR1 실험체와 같이 CFS를 전단보강근 방향으로 1겹 보강한 실험체이다. $\theta=1/67$ 에서 기둥 상부에 CFS의 들뜸이 시작하였고, $\theta=1/33$ 에는 기둥 상하부 모두 CFS의 들뜸이 발생하였다. $\theta=1/15$ 에 기둥 상하 단부의 CFS가 파단되어 최종 파괴되었다.

(6) CFS2-CR1

NCFS2 실험체를 실험결과에 의한 항복하중까지 가력한 후 균열폭 0.2 mm 이상의 균열을 예폭시로

보수하고 CFS를 전단보강근 방향으로 1겹 보강한 실험체이다. $\theta=1/50$ 에 CFS의 들뜸이 발생하였고, $\theta=1/33$ 에서 기둥 상단부에 CFS의 파단이 나타났다. $\theta=1/15$ 에 기둥 하단부분의 CFS 파단이 발생한 후 최종 파괴되었다.

4.2 하중-변위 곡선

Fig. 6은 실험체들의 하중-변위 곡선을 나타낸 것이다. Fig. 6(a)에서 전단보강근비가 0.151%로 가장 적은 NCFS1 실험체가 최대내력 도달시 하중이 급격히 감소하여 전단파괴되었음을 알 수 있다.

Fig. 6(b)의 NCFS2 실험체도 최대내력 이후 비교적 급한 하중 감소 기울기를 보여주고 있다. Fig. 6(c)~(f)에서와 같이 CFS로 전단보강한 실험체의 경우 최대내력 이후 하중감소가 완만해졌으며 특히, 총전단보강비가 가장 많은 CFS2-CR1 실험체의 경우 최대내력 이후 하중이 거의 감소되지 않는 휨파괴 양상을 나타내고 있다.

Fig. 7은 균열유무에 따른 CFS 보강성능평가를 변수로 한 NCFS1, CFS1-NCR1, CFS1-CR1 실험체들의 정가력시 하중-변위 곡선에 대한 포락선을 비교한 것이다. 그림에서 초기강성의 경우 보강전 균열을 도입하지 않고 CFS를 1겹 전단보강한 실험체(CFS1-NCR1)가 가장 크게 나타났으며, 균열을 도입한 실험체(CFS1-CR1)의 경우 보강하지 않은 실험체(NCFS1)보다 강성이 감소하였다.

그러나 최대내력은 균열을 도입하지 않고 보강한 실험체가 가장 크게 나타날 것으로 예상되었는데, 실험결과 균열을 도입한 실험체가 가장 크게 나타났다. 이는 균열을 도입한 실험체는 CFS 파단으로 파괴가 일어난 반면, 균열을 도입하지 않는 실험체는 CFS의 박리로 인한 CFS의 부착파괴가 발생하였기 때문인 것으로 사료된다.

CFS를 주근방향과 횡방향 모두 1겹 보강한 CFS1-NCR2 실험체는 CFS를 횡방향으로 1겹 전단보강한 CFS1-NCR1 실험체에 비해 내력은 소폭 증가하였으나 강성은 비슷하게 나타났다.

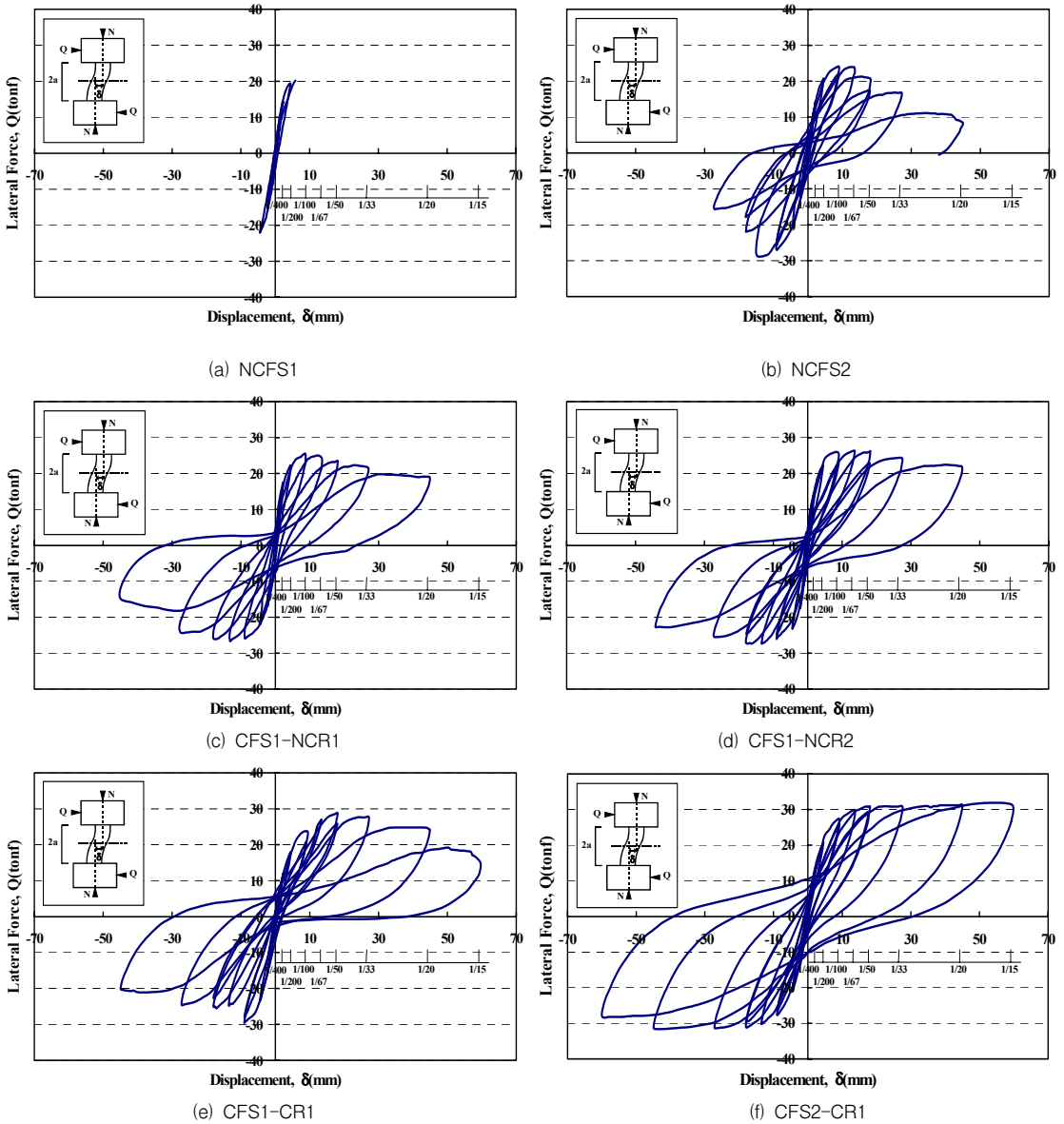


Fig. 6 실험결과에 의한 각 실험체별 하중-변위 곡선

4.3 실험 전단내력

정가력과 부가력 각각에 대하여 주군항복시 전단내력, 항복전단내력, 최대전단내력 등의 전단내력 Q 와 각 시점에서의 변위 δ 를 정리하여 Table 6에 나타내

었다. 항복전단내력은 Fig. 8과 같은 방법을 사용하여 산정하였다.

표에서 보강하지 않은 실험체에 비해 CFS를 보강한 실험체의 최대전단내력이 19%~38% 향상된 것으로 나타났다.

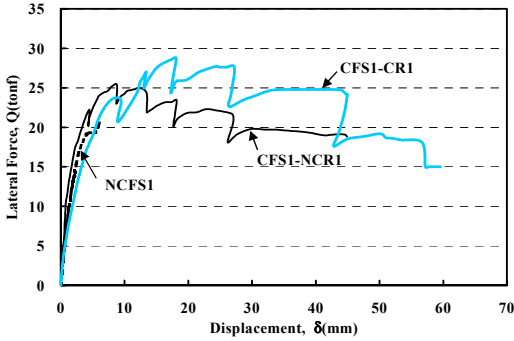


Fig. 7 각 실험체별 하중-변위 곡선의 포락선

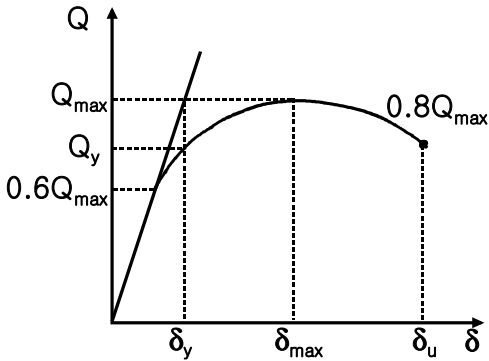


Fig. 8 항복전단내력 산정

Table 6 실험결과에 의한 전단내력 및 변위

실험체명	주근 항복시		실험체 항복시		최대 내력시	
	Q_{By} (ton)	$\bar{\delta}_{By}$ (mm)	Q_y (ton)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	Q_{max} (ton)	$\bar{\delta}_{max}$ (mm)
NCF S1	+	*	15.4	2.42	20.2	5.87
	-	*	-17.9	-2.67	-22.1	-4.47
NCF S2	+	23.0	19.5	3.95	24.1	8.90
	-	23.0	-22.3	-5.62	-28.5	-12.11
CFS1 -NCR1	+	-26.6	18.4	2.75	25.4	8.80
	-	0	-20.1	-3.60	-26.6	-13.20
CFS1 -NCR2	+	25.2	20.3	3.33	26.2	18.2
	-	10.84	-19.3	-2.53	-27.3	-13.40
CFS1 -CR1	+	22.3	22.2	6.76	28.7	18.12
	-	11.51	-24.1	-4.46	-29.5	-9.04
CFS2 -CR1	+	24.3	24.0	6.12	31.9	53.66
	-	6.21	-24.0	-6.37	-31.6	-44.17

보강전 균열을 도입하지 않은 실험체들(CFS1 -NCR1, CFS1-NCR2)의 경우 주근의 항복이 최대내력 부근에서 발생하였다. 반면에 보강전 균열을 도입한 실험체들 (CFS1-CR1, CFS2-CR1)은 주근항복과 동시에 실험체 항복이 일어났으며 이후 최대내력시까지 내력이 계속 증가하였다.

Fig. 9는 식 (3)에 의한 총 전단보강비에 따른 각 실험체 최대내력과 NCF S1 실험체 최대내력의 비를 비교한 것이다. 그림에서 총 전단보강비가 증가할수록 내력이 증가함을 알 수 있다.

4.4 변형도 분포

실험체별 주근의 변형도 변화를 비교하기 위하여 주 근에 부착한 B1부터 B4까지의 철근 변형게이지 중에서 가장 큰 인장변형을 나타낸 게이지값을 각 실험체 별로 Fig. 10에 나타내었다.

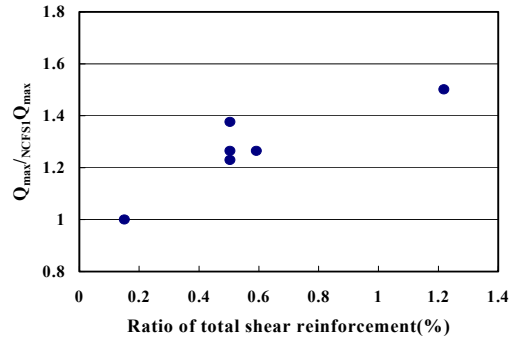


Fig. 9 총 전단보강비에 따른 최대내력비

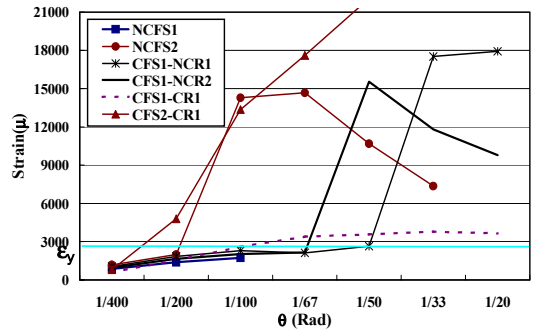


Fig. 10 실험체별 주근 변형도 비교

가로축은 부재각(θ)이고 세로축은 주근의 인장변형도이다. 그림에서 보면 NCFS2 실험체와 보강전 균열을 도입한 실험체가 초기에 주근이 항복하였으며, NCFS1 실험체는 파괴시까지 주근이 항복하지 않았다. 균열을 도입하지 않고 CFS로 보강한 실험체의 경우, 부재가 최대내력에 도달하는 $\theta=1/67$ 이후에 주근이 항복한 것으로 나타났다. 전단철근의 변형도 분포를 각 부재각 별로 Fig. 11에 나타내었다. 그림에 표시된 부재각은 최대내력 이후 최대내력의 80%에 도달할 시까지를 기준으로 하였다. 가로축은 Fig. 4(b)에서 기둥상부로부터 전단철근에 부착한 철근변형게이지(S1~S7 또는 S1~S11)의 순서이고 세로축은 전단철근의 인장변형도($\times 10^{-6}$)이다.

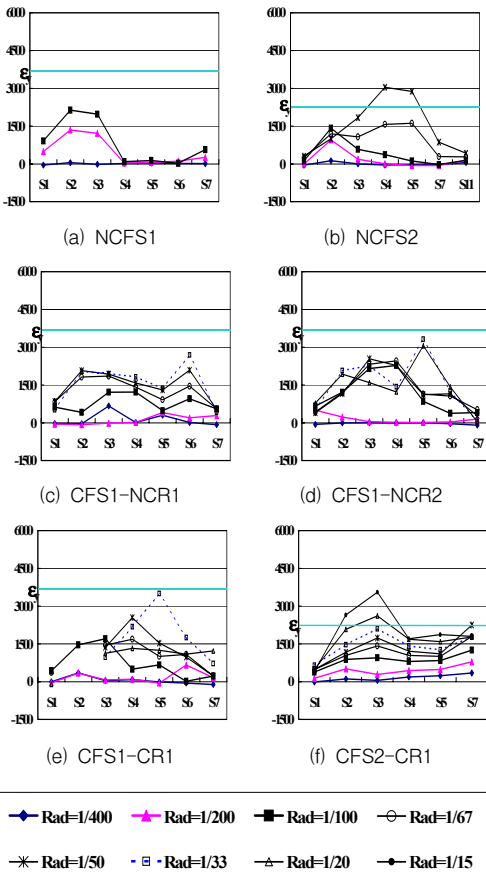


Fig. 11 전단철근의 변형도 분포

콘크리트의 전단파괴에 의해 최종파괴된 NCFS1 실험체의 경우 전단철근이 항복하지 않았으며, NCFS2 실험체는 $\theta=1/50$ 에서 전단철근의 항복이 일어났다. CFS로 보강한 모든 실험체들은 $\theta=1/33$ 까지 전단철근의 항복이 일어나지 않았다. 이는 CFS가 전단응력을 함께 부담함으로써 전단철근에 작용하는 응력이 감소되고, 총 전단보강비 증가에 따라 콘크리트 구속력이 커짐으로써 부재의 연성이 증가하기 때문인 것으로 사료된다.

CFS의 변형도 분포를 각 부재각(최대내력 이후 최대내력의 80%에 도달할 시까지) 별로 Fig. 12에 나타내었다. 가로축은 CFS에 부착한 게이지(C1~C7)의 순서이고 세로축은 CFS의 인장변형도($\times 10^{-6}$)이다. $\theta=1/33$ 를 기준으로 CFS의 변형도를 볼 때, 총 전단보강비가 같은 CFS1-NCR1, CFS1-NCR2, CFS1-CR1 등의 실험체들은 6000 μ 이상의 큰 변형을 보였으나, 총 전단보강비가 2.4배 이상 큰 CFS2-CR1 실험체의 경우 증가된 전단철근비에 의해 4000 μ 이하의 변형을 보였다.

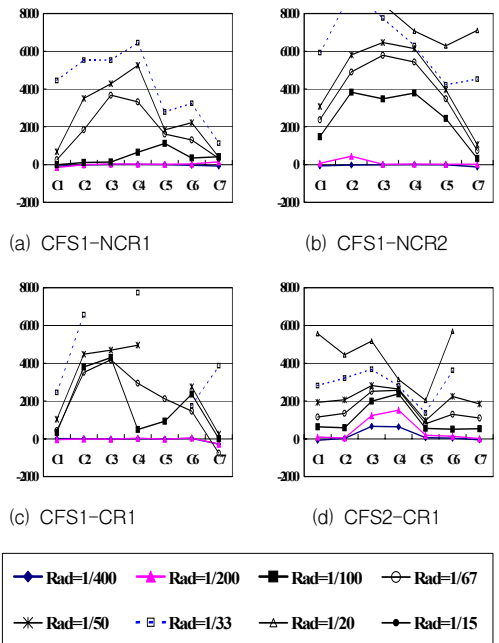


Fig. 12 CFS의 변형도 분포

4.5 변위 연성비

Fig. 13에 포락선상에서 최대하중의 80%에 해당하는 변위를 기준으로 하여 평가한 변위연성비를 총 전단보강비와 비교하여 나타내었다.

그림에서 CFS로 보강한 실험체의 경우 변위연성비가 6 이상으로 나타났다. CFS로 보강전 균열을 도입하지 않은 실험체가 균열을 도입한 실험체 보다 연성비가 우수하였다. 이는 균열을 도입한 실험체의 경우 강성이 감소하여 항복변위가 증가하였기 때문이다.

4.6 기존 내력식에 의한 실험체 내력평가

Table 1의 기존 전단내력식과 휨내력식을 이용하여 본 실험체의 이론내력을 평가하고 실험내력과 비교하여 Fig. 14에 나타내었다. 이때 CFS의 강도감소계수

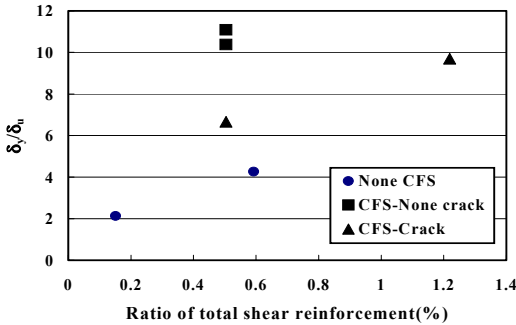


Fig. 13 변위 연성비 비교

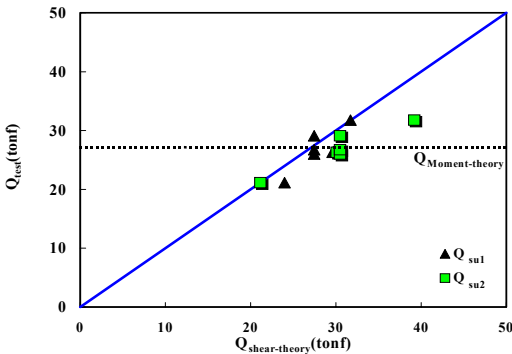


Fig. 14 실험내력과 이론내력의 비교

로는 일본에서 보고⁽⁹⁾된 바 있는 0.67을 적용하였으며, 휨에 의한 내력($Q_{Moment-theory}$)은 M_u 를 $a=45cm$ 로 나누어 산정하였다.

본 연구의 실험체에 대한 실험내력값을 기존 이론식들에 의한 최소 내력값과 비교할 때 -4%~17%의 차이가 나타났으며, 그림에서 CFS가 보강됨으로써 휨과괴에 의해 이론 내력이 결정되어짐을 알 수 있었다.

5. 결론

균열 및 비균열 철근콘크리트 기둥의 탄소섬유시트로 전단보강효과에 관한 실험적 연구를 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) CFS로 보강하지 않은 실험체들의 경우 전단파괴로 인하여 최종파괴가 나타났다. 그리고 CFS로 보강한 실험체들은 CFS의 박리 및 파단으로 최종파괴되었으며, 이 중 보강전 균열을 도입한 실험체들은 부재 항복시에, 보강 전 균열을 도입한 실험체는 최대내력시에 각각 주근이 항복하였다.
- 2) CFS를 보강한 실험체의 최대전단내력이 보강하지 않은 실험체에 비해 19%~38% 증가한 것으로 나타났으며 연성비 또한 2.3배 이상 크게 나타나 CFS 보강이 전단내력 및 연성비 향상에 크게 기여하는 것으로 사료된다.
- 3) 항복하중시까지 가력하여 균열을 도입하여 보강한 실험체가 균열을 도입하지 않은 실험체보다 예폭시의 보강효과로 인하여 최대내력이 10%이상 크게 나타났다. 이에 따라 항복하중시까지 발생한 균열들은 예폭시로 충분히 보수할 경우 CFS의 전단내력저하에 큰 영향을 미치지 않을 것으로 사료된다.
- 4) 보강전 균열을 도입한 실험체의 경우, 균열을 도입하지 않은 실험체에 초기강성이 저하되는 것으로 나타나, 균열이 있는 기둥의 CFS 보강에 따른 구조물의 사용성 및 안전성 평가시 이를 고려하여야 할 것으로 사료된다.
- 5) 전단철근비가 적은 실험체에서 CFS의 변형이 매우 크게 나타나, 적은 전단철근비를 가진 기둥에 대한 CFS 보강이 효과적임을 알 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 '97 산학협력 연구과제(과제번호:97-2-14-01-01-3)연구비 지원 및 한양대 초대형구조시스템연구센터의 협력에 의한 것으로, 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 이현호, 구은숙, “아라미드 섬유쉬트로 전단보강한 RC 기둥의 성능평가에 관한 실험적 연구”, 대한건축학회, Vol. 15, No. 6, 1999. 6.
2. Nobuhiro Araki et al., “Shear Capacity of Retrofitted RC Members with Continuous Fiber Sheets”, Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, Oct., 1997, pp. 515-522.
3. Hideo Katsumata et al., “Retrofit of Existing Reinforced Concrete Columns Using Carbon Fibers”, Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, Oct., 1997, pp. 555-562.
4. Takahito Yanse et al., “An Experimental Study on Existing Reinforced Concrete Columns Jacketed with Carbon Fiber Sheets”, Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, Oct., 1997, pp. 427-434.
5. Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, Oct., 1997.
6. Takahiro Kataoka et al., “Ductility of Retrofitted RC Columns with Continuous Fiber Sheets”, Non-Metallic(FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Third International Symposium, Vol.1, Oct., 1997, pp. 547-554.
7. 日本建築センター, “建築物の構造規定-建築基準法施行令第3章の解説と運用”, 1997年 12月.
8. 日本建築學會, “鐵筋コン크리트造建物の終局強度型 耐震設計指針・同解説”, 1990年.
9. 日本建築學會・構造委員會, “連續纖維補講材のコン크리트構造への應用”, 日本建築學會, 1998年 9月 11日.

(접수일자 : 2002년 9월 16일)