

# CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단강도 및 거동

## Punching Shear Strength and Behavior of CFT Column to RC Flat Plate connections

이철호\*  
Lee, Cheol Ho

김진원\*\*  
Kim, Jin Won

이승동\*\*\*  
Lee, Seung Dong

안재권\*\*\*  
Ahn, Jae Kwon

### ABSTRACT

This paper summarizes full-scale test results on CFT column-to-flat plate connections subjected to gravity loading. CFT construction has gained wide acceptance in a relatively short time in domestic building construction practice due to its various structural and construction advantages. However, efficient details for CFT column to flat plate connections have not been proposed yet. Based on the strategies that maximize economical field construction, several connecting schemes were proposed and tested. Test results showed that the proposed connections can exhibit punching shear strength and connection stiffness exceeding those of R/C flat plate counterparts. A semi-analytical procedure is presented to model the behavior of CFT column-to-flat plate connections. The five parameters to model elastic to post-punching catenary action range are calibrated based on the limited test data of this study. The application of the proposed modeling procedure to progressive collapse prevention design is also illustrated.

### 1. 서론

최근 들어서 국내에서도 CFT (Concrete Filled Steel Tube)구조에 의한 고층건물의 시공이 급격히 증가하는 추세에 있다. CFT 구조가 가지는 여러 가지 구조적/시공상의 장점은 이미 잘 알려져 있다. 주차장 용도로 주로 사용되는 지하층 및 층고절감이 필수인 주거용건물은 철근콘크리트 무량판으로 시공하여 경제성을 도모하는 것이 국내에서 일반적으로 요구되는 설계 및 시공 관행이다. 특히 지하층의 공기가 전체공기에서 차지하는 비중이 크므로 드롭패널이 포함된 플랫 슬라브 (flat slab)대신 플랫 플레이트 (flat plate)로 구축하는 것은 시공성 확보는 물론 층고 및 터파기 깊이 절감, 그리고 공기단축에 크게 기여할 수 있으므로 건설 경쟁력 확보에 중요한 고려사항이다. 그러나 현재 CFT기둥과 RC (Reinforced Concrete)무량판 접합부 구축을 위한 안전하고 경제적인 상세 및 설계법은 국내는 물론 국외에서도 제시된 바가 거의 없다. CFT기둥과 RC 무량판 접합부의 설계법 정립의 필요성은 국내에서 먼저 제기되는 상황으로서, CFT구조의 설계를 수행하는 국내의 구조설계자가 부딪치는 가장 어려운 문제의 하나로 부각되고 있다. 특히 CFT구조에서 후판재를 사용할 경우 CFT기둥은 일반 RC기둥에 비해 기둥의 사이즈가 대폭 감소하게 된다.

\* 정희원 · 서울대학교 건축학과, 부교수

\*\* 서울대학교 건축학과, 박사과정

\*\*\* 서울대학교 건축학과, 석사과정

그러나 이에 비례하여 기둥 외주면에서 형성되는 편칭전단의 주장 역시 대폭 감소하므로 편칭전단에 대한 취약성은 오히려 증대되는 부작용을 노출하고 있다. 본 연구에서는 기존 RC기둥-무량판 접합부의 내력과 동등하거나 또는 이를 상회하는 접합부내력을 갖는 동시에 뛰어난 시공성을 지닌 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 상세 및 설계법을 제시하고자 하였다. 또한 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 초기 탄성거동에서 편칭과괴이후 국부 현수작용에 이르기까지 전 거동의 모델링 방안을 제시하고 이를 활용한 연쇄붕괴방지 설계법을 제안하였다.

## 2. 실험프로그램개요

### 2.1 접합부 개발의 주안점

(1) 접합부의 안전성 및 현장에서의 시공성 제고를 접합부 개발의 최우선 기준으로 연구를 진행하였다. 통상 주열대 휨모멘트의 가운데 기둥 쪽에 부과되는 휨모멘트의 전달을 위해 휨철근의 전강도이음을 위한 현장용접이 불가피하다. 그러나 본 연구에서는 휨철근을 현장용접하지 않고도 휨철근의 전강도를 발휘할 수 있는 효과적 정착방안을 모색하였다.

(2) 콘크리트의 타설 이후의 양생을 통하여 접합부의 구조적 연속성이 시공과정에서 자동으로 확보되는 일반 RC기둥-무량판 접합부와는 달리, CFT기둥-RC 무량판 접합부에는 바닥의 중력하중에서 기인하는 전단력을 전달할 구조요소가 완전히 결여되어 있다. 따라서 CFT기둥-RC 무량판 접합부에는 어떤 형식이든 “전단키(shear key)”의 역할을 할 수 있는 접합요소의 도입이 불가피하다. 이 전단키의 강도는 목표로 하는 편칭강도 이상이 되도록 확보되어야 할 것이다.

(3) 본 연구를 통하여 개발되는 접합부의 설계법은 현재 실무자들이 사용하는 RC 무량판 설계법(가령 직접설계법, 등가골조설계법 또는 상용프로그램을 이용한 유한요소해석에 기반한 설계법)에 그대로 흡수될 수 있도록 제시되는 것이 바람직하다.

(4) 중력하중을 받는 내부 접합부를 대상으로 하되 실험결과와 신뢰도 확보를 위해, 실물대 실험으로 연구를 수행하였다.

### 2.2 시험체 상세

앞에서 언급한 접합부 개발방안을 바탕으로 다음과 같은 디테일을 선정하였다(그림 1 ~ 그림 3 참조). 접합부의 휨모멘트 전달을 위한 상세로서, 1) 휨철근을 CFT기둥에 완전관통시켜서 구조적 연속성을 확보하는 완전관통(Full Penetration)상세, 2) 휨철근을 반관통시킨 후 겹침이음부를 구축하여 정착강도를 확보하는 반관통(Half Penetration)상세, 3) 후크(hook)를 사용하여 휨철근을 정착시키는 상세를 검토하였다. 접합부의 편칭전단 전달을 위한 전단키로 CT형강(Cut Tee)과 유사한 전단티(Shear Tee)를 사용하는 방법과 전단머리(Shear Head)를 사용하는 방안을 검토하였다. 완전관통상세의 경우 CFT기둥의 외곽치수가 커서 현장에서의 철근 관통이 어려운 경우에는 미리 철근을 관통시키는데 가이드역할을 할 수 있는 도관(guide conduit)크기 만큼의 구멍을 뚫고 현장에서 철근 조립시 도관을 설치한 후 이 도관을 통해서 기둥 쪽에 부과되는 휨철근을 삽입한다. 반관통상세의 경우 휨철근을 기둥한쪽만 관통시킴으로써 완전관통상세 보다 시공성을 향상시킨 시스템이다. 반관통접합부 겹침부의 강도는 CFT기둥 내의 콘크리트 부착력과 CFT기둥 플랜지의 면외 휨강성이 제공하는 유리한 정착효과로 인하여 철근의 전강도가 발휘될 것을 기대하고 설계하였다. 휨철근을 표준 후크로서 공장 용접된 인장탭에 정착시키는 방안은 상대적으로 박판의 CFT기둥이 사용되는 경우 기둥의 면외 변형이 발생할 수 있다. 따라서 이 경우에는 CFT기둥내부에 앵커스터드를 설치하여 CFT기둥 플랜지 그리고 내부 콘크리트 정착부에 이르기까지 완전한 응력전달경로를 확보하도록 상세를 구축하였다.

### 2.3 시험체 설계 및 제작

시험체 설계에 사용된 적재하중은 대한건축학회의 건축물 하중 기준 및 해설에 따라 옥내주차 구역 승용차 전용에 해당하는 적재하중(5.88 kN/m<sup>2</sup>)을 사용하였다<sup>1)</sup>. 슬래브의 스패ん 길이는 6 m

x 6 m, 기둥 크기는 400 mm x 400 mm 로 가정하여 직접설계법에 의해 시험체를 설계하였다. CFT기둥-RC 무량판 접합부의 전단키로는 9 mm 강판 (SS400)을 사용하여 제작된 전단티와, H-100x100x6x8 (SS400)의 전단머리를 사용하였고, 용접봉은 인장강도  $F_{EXX} = 490$  MPa 급을 사용하였다. 주열대의 휨모멘트에 대한 휨철근은 D16 (SD40)을 사용하였고 (휨철근비 0.64%), 슬래브와 CFT기둥 내에 강도 27 MPa 급 콘크리트를 타설하였다. 전단머리 시험체를 제외하고는 콘크리트와 CFT기둥 계면의 이간지연에 도움이 되도록 균열 제어용 스티드를 휨철근과 동일한 높이에 설치하였다. 전단티는 전단항복강도를 기준으로 설계하였고<sup>2)</sup>, 전단머리는 ACI 318-05의 전단머리 설계 규정에 따라 설계하였다<sup>3)6)</sup>. 휨철근 정착 및 전단보강 방법이 편칭전단강도에 미치는 영향을 파악하기 위하여 총 5개의 시험체를 제작하였고 (표 1 (a) 시험체 Set #1 참조), 포스트펀칭 철근의 편칭전단강도에 대한 영향 및 편칭 이후의 극한거동을 파악하기 위하여 총 3개의 시험체를 제작하였다 (표 1 (b) 시험체 Set #2 참조). 시험체 Set #2의 포스트펀칭 철근은 ACI 352.1R (1989)에서 규정하고 있는 아래 식 (1)에 따라 산정하였다. 여기서  $w_u$ 는 설계하중,  $l_1$ 과  $l_2$ 는 직각방향의 슬래브 스패ん 길이,  $\phi = 0.9$ ,  $f_y$ 는 철근의 항복강도를 나타낸다.

$$A_{sm} = \frac{0.5 w_u l_1 l_2}{\phi f_y} \quad (1)$$

소요 포스트펀칭 철근은 양방향으로 각각 2-D25 (SD 40)철근이 필요한 것으로 산정되었다. 시험체 평면도 및 상세는 그림 1 ~ 그림 3에 나타내었다.

표 1. (a) 시험체 Set #1

No	시험체명	휨철근 접합	전단키 접합
1	BM-RC (Bench Mark 시험체)	-	-
2	FP-ST	완전관통 (Full Penetration)	Shear Tee 형강
3	HP-ST	반관통 (Half Penetration)	Shear Tee 형강
4	HP-SH	반관통 (Half Penetration)	전단머리 (Shear Head)
5	HK-ST	후크(Hook)	Shear Tee 형강

표 1. (b) 시험체 Set #2

No	시험체명	휨철근 접합	전단키 접합
1	BM-RCP (포스트펀칭 철근이 배근된 Bench Mark 시험체)	-	-
2	FPP-ST	완전관통 (Full Penetration)	Shear Tee 형강
3	FPP-SH	완전관통 (Full Penetration)	전단머리 (Shear Head)

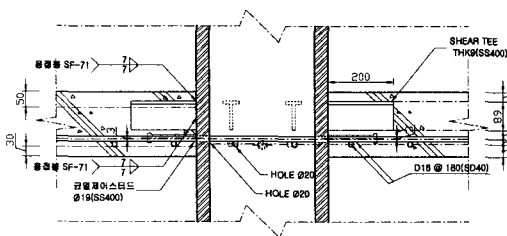


그림 1. HK-ST 시험체 상세

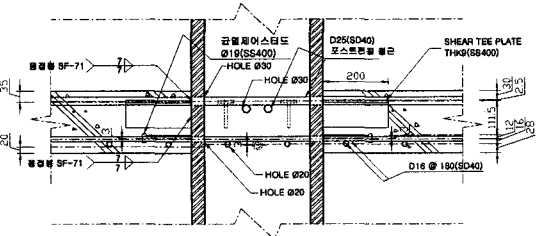


그림 2. FPP-ST 시험체 상세

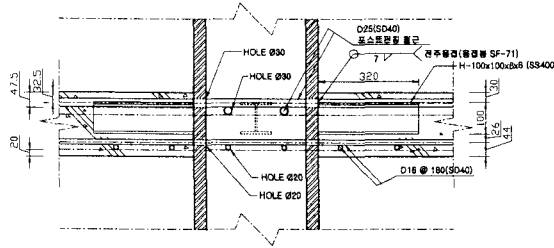


그림 3. FPP-SH 시험체 상세

시험체 제작에 사용된 강재의 역학적 성질을 파악하기 위하여, KS B 0801의 금속재료 인장시험편 규정에 따라 강재 인장 시험편을 제작하여 소재 인장 시험을 실시하였다. 표 2에 나타난 것과 같이 모두 강종별 규격치를 만족하는 것을 확인할 수 있었다.

표 2. (a) 강재 인장강도 시험결과 (Set #1)

인장시험편	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$F_y/F_u$	연신률(%)
SS400-06	332	443	0.75	37
SS400-08	305	435	0.70	21
SS400-09	314	483	0.65	26
SM490-20	357	533	0.67	26
SM490-40	338	495	0.68	32
SD40-φ16	447	644	0.69	21

표 2. (b) 강재 인장강도 시험결과 (Set #2)

인장시험편	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$F_y/F_u$	연신률(%)
SS400-06	312	424	0.73	25
SS400-08	296	404	0.74	26
SS400-09	289	364	0.80	26
SM490-40	320	511	0.63	32
SD40-φ16	442	615	0.72	-
SD40-φ25	433	615	0.70	-

표 3. (a)는 3개의 표준 공시체와 각 시험체에서 채취한 6개의 코어 공시체로 측정된 압축강도의 평균값을 나타낸 것이다. 콘크리트 압축강도 시험결과 28.95 MPa로 설계기준강도를 상회하는 것을 확인하였다. 표 3. (b)는 3개의 시험체에서 채취한 10개의 코어 공시체로 측정된 압축강도의 평균값을 나타낸 것이다. 콘크리트 압축강도는 설계기준강도에 못 미치는 것으로 나타났다. 이는 시험체 제작기간인 12월동안 기온의 저하로 양생이 제대로 이루어지지 않았기 때문으로 판단된다.

표 3. (a) 콘크리트 코어공시체 압축강도 시험결과 (Set #1)

설계기준강도(MPa)	압축강도(MPa)	보정계수	압축강도(MPa)
27	29.85	0.97	28.95

표 3. (b) 콘크리트 코어공시체 압축강도 시험결과 (Set #2)

시험체명	설계기준강도(MPa)	압축강도(MPa)	보정계수	압축강도(MPa)
RC	27	23.73	0.97	23.02
ST		18.68		18.12
SH		17.61		17.08

## 2.5 가력 및 계측계획

연속 슬래브 경간에서 스패ん 길이의 약 1/4 지점에 변곡점이 발생하므로 이 경계조건이 반영되도록 4변을 단순지지하고, 횡변위 방지 턱을 설치하여 슬립현상을 방지하였다. 시험체의 제작이 아무리 정확하다고 하더라도 하부면과의 밀착이 완전히 이루어지기는 어렵기 때문에 반력부와 시험체 슬래브 하부면 사이에 고무판을 설치하여 최대한 반력부와의 밀착이 이루어지도록 하였다. 편칭전단이 거동을 지배하도록 연직하방으로 하중을 가하는 형태로 실험을 진행하였다. 변위계(LVDT) 4개를 기둥 하부면에 설치하여 CFT기둥의 수직변위를 측정하였고, 휨철근에 1축 스트레인 게이지를 부착하여 변형도를 측정하였다. 기둥면과 전단티의 웨브, 전단머리의 웨브 부분에 3축 스트레인 게이지를 부착하여 전단변형도를 측정하였다. 변위 제어를 통하여 가력하면서 균열 진행 상황을 파악하였다.

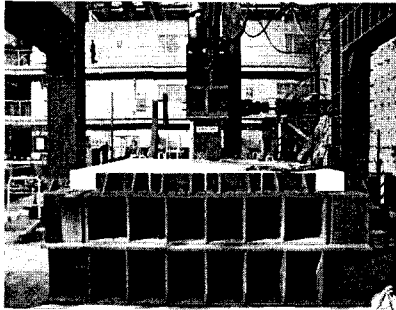


그림 4. 시험체 셋업 전경



그림 5. 변위계 설치 사진

## 3. 실험결과

### 3.1 편칭전단강도

그림 6은 각 시험체의 하중-변위 관계도를 나타낸 것이다. 그림 7은 계측된 편칭전단강도를, 표 3의 압축강도를 (2)식에 대입하여 얻어진 값으로 나누어서 얻어진, 무차원강도로서 나타낸 것이다. 그림 8은 실험종료 후 인장측 균열도 및 편칭전단 패턴을 보여주는 사진이다. 본 연구에서 의도한 CFT기둥-RC무량판 접합부의 파괴모드는 다음과 같다: i) 전단보강재의 강도는 휨강도를 충분히 상회하도록 설계하여 휨철근의 항복이 우선되도록 한다, ii) 하중의 증가에 따라 휨철근 항복이 진행되면서 압축대의 콘크리트 변형도가 증가하게 되고, 결국에는 콘크리트의 압괴에 이은 편칭 파괴가 최종 파괴모드로서 발생한다. 모든 시험체는 의도한 파괴모드와 일치하는 거동을 보여주었다. 우려했던 가력 초반의 기둥과 슬래브 계면의 균열은 거의 발생하지 않았는데, 이는 CFT기둥 계면의 이간을 지연시키도록 설치한 균열제어 스티드가 도움이 된 것으로 판단된다.

ACI 318-05에서 제안하고 있는 편칭전단강도식은 콘크리트의 강도, 기둥 형상과 주장의 길이에 영향을 받고, 위험단면을 기둥면으로 부터  $d$  (슬래브의 유효두께)만큼 떨어진 위치에서 형성된다고 정의하고 있다. 전단보강이 이루어지지 않은 RC 무량판의 전단강도는 아래 식 (2)에 의하여 구할 수 있다.  $f_{ck}$ 는 콘크리트 압축강도,  $b_0$ 는 위험단면의 주장을 나타낸다.

$$V_c = 0.33\sqrt{f_{ck}}b_0d \quad [\text{MN}] \quad (2)$$

그림 7에서 보는 바와 같이, 모든 CFT기둥 시험체는 의도한 바와 같이 기준이 되는 RC시험체와 동등하거나 상회하는 만족스런 편칭전단강도를 발휘하였다. 포스트편칭 철근 배근을 배근하였을 경우, 포스트편칭 철근이 없는 경우 비해 20% ~ 37% 가량 증가하는 것을 확인할 수 있는데, 이는 포스트편칭 철근의 압축대 보강 효과로 인해 편칭을 유발하는 콘크리트의 압괴를 지연시키기 때문으로 판단된다. 휨철근 정착방법 및 전단키 형식에 따른 편칭전단강도의 변동은 매우 미미한

것으로 나타났다. 즉, FP-ST 시험체와 HP-ST 시험체의 편칭전단강도에서 보듯이 완전관통상세가 반관통상세에 비하여 약 6% 정도 큰 값을 보인다. 또한 전단머리 상세가 전단티 상세에 비하여 약 2.5% 증가된 편칭강도를 발휘하였다.

### 3.2 잔존강도

포스트편칭 철근이 배근되지 않은 Set #1 시험체의 경우 편칭파괴 이후 급격한 강도저하가 수반되고 최대값의 1/5 ~ 1/6 수준의 잔존강도 밖에 발생되지 않음을 알 수 있다. 반면 포스트편칭 철근이 배근된 시험체의 경우는 편칭파괴가 발생하여 급격한 내력저하가 일어나지만, 변형의 증가와 더불어 다시 내력이 상승하여 편칭강도의 2/3선까지 강도가 회복되는 바람직한 거동을 보였다. 이는 접합부 부근의 휨철근의 국부현수작용 (local catenary action)에 의한 것으로 무량판구조의 연쇄붕괴 (progressive collapse)방지와 관련하여 매우 중요한 성능이다. 이와 관련된 모델링 및 설계에의 응용례는 4, 5장에서 자세히 논의할 예정이다.

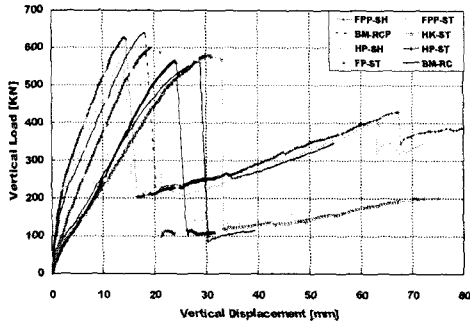


그림 6. 각 시험체의 하중-변위 관계도

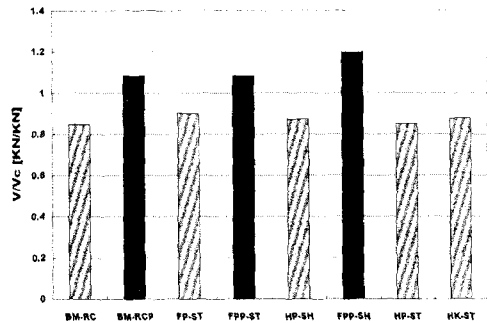
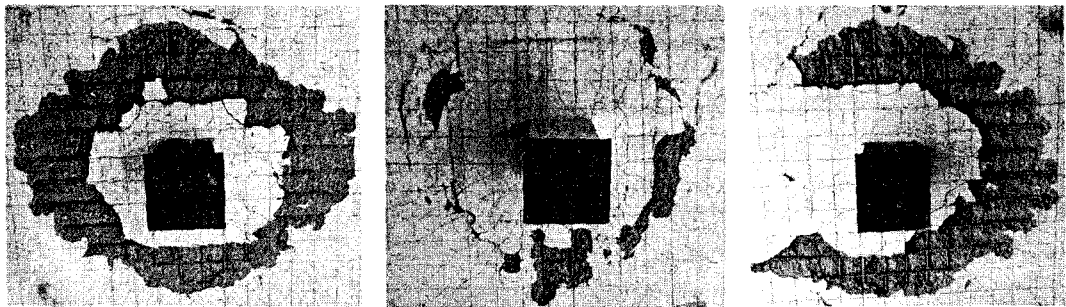


그림 7. 무차원 편칭전단강도 비교



(a) BM-RCP

(b) FPP-ST

(c) FPP-SH

그림 8. 실험종료 후 인장측 균열도 및 편칭전단 패턴

### 3.3 할선강성의 비교

접합부의 강성은 부재의 처짐에 결정적 영향을 미친다. 특히 무량판 설계의 수직처짐의 적절한 제어는 매우 중요하다. 그림 9는 실험에서 얻어진 각 시험체의 할선강성을 비교한 것이다. 실험에서 얻어진 편칭파괴까지의 하중-변위곡선은 미미한 이선형(bi-linear)을 보이므로 접합부의 강성비교에 할선강성을 사용하였다. 포스트편칭 철근이 없는 Set #1 가운데 HK-ST 시험체를 제외하고는 모든 시험체가 BM-RC 시험체에 비해 19% ~ 58% 큰 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 포스트편칭 철근이 배근된 Set #2 시험체의 경우는, 모든 시험체가 BM-RCP 시험체에 비해 20% ~ 25% 큰 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 본 연구의 CFT기둥-RC 무량판 접합부로 구축된 무량판의 처짐은 RC 무량판에 비해 작아지는 유리한 측면이 있다. 이는 처짐 검토에 기존의 RC 무량판 처짐 산정식을 보수적으로 사용할 수 있음을 시사한다. 휨철근을 기둥에 완전히 관통하여 정착시킨 FP-ST 시험체와 절반을 관통하여 정착시킨 HP-ST 시험체의 강성을 비교한 결과, 휨철근을 기둥에 완전히 관통하여 정착시키는 상세가 절반을 관통하여 정착시키는 상세에 비해 약

32.2% 증가된 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 완전관통 상세가 반관통 상세에 비해 강성의 측면에서도 유리함을 알 수 있다. 포스트펀칭철근이 배근된 시험체는 그렇지 못한 시험체에 비해 36% ~ 80% 정도 강성이 증가하였다. 또한 전단키로 전단머리를 사용한 상세가 전단티를 사용한 상세에 비해 10%의 강성이 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

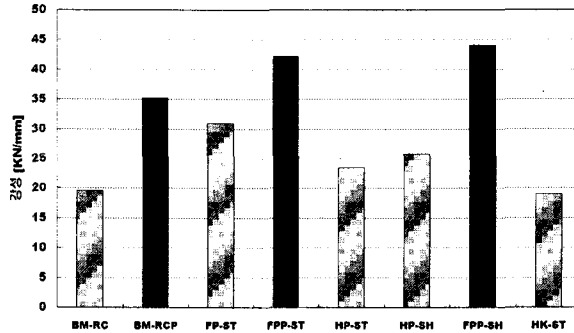


그림 9. 휨선강성의 비교

#### 4. 포스트펀칭 거동의 모델링 방안

이장에서는 펀칭파괴이후 휨철근의 국부 현수작용 모델을 제시하고 제한된 실험결과를 기초로 관련 변수를 제시하고자 한다. 그림 10은 본 연구에서 제시하는 펀칭파괴이후 국부현수작용 (local catenary action, 또는 local cable action) 모델을 도시한 것으로서, 펀칭파괴 이후 접합부 외주면의 위치한 철근 (휨인장 철근 및 포스트펀칭 철근)에 국부적으로 킱크 (kink)가 발생하고 이 킱크 철근의 수직력 성분이 펀칭파괴이후의 중력하중을 부담하는 모델이다. 휨인장 철근의 경우 "tension-stiffening effect"에 의해 포스트펀칭 철근보다 킱크 각도가 다소 작을 것으로 예상되었다. 펀칭파괴가 4면에서 균등하게 이루어졌다고 가정하고, 펀칭파괴 이후 콘크리트와 전단키에 의한 중력하중의 지지를 무시하면, 휨인장 철근 및 포스트펀칭 철근의 킱크 각도를 아래 식 (3)에 의해 역으로 추정해 볼 수 있다 (그림 10 및 11 참조).

$$P_{u,post} = 4(A_{st}F_y \sin\alpha_t + A_{sc}F_y \sin\alpha_c) \quad (3)$$

단 위식에서,  $P_{u,post}$  = 펀칭파괴이후의 최종 잔존강도,  $A_{st}$  = 휨인장철근의 단면적,  $A_{sc}$  = 압축철근의 단면적,  $F_y$  = 소재인장시험에 의해 측정된 철근의 항복강도,  $\alpha_t$  = 휨철근의 킱크 각도, 그리고  $\alpha_c$  = 압축철근의 킱크 각도를 나타낸다.

인장 및 압축철근의 킱크각도를 (3)식 및 실험결과를 이용해 캘리브레이션한 결과를 표 4에 정리하였다. 우선 인장철근의 킱크 각도를 포스트펀칭 철근이 없는 Set #1( $A_{sc} = 0$ )의 실험결과를 (3)식에 대입하여 산정하였다 (그림 11a 참조). 이어서 앞의 계산결과 및 Set #2의 실험결과를 이용하여 압축철근의 킱크 각도를 산출하였다. 표 3에 나타난 것과 같이 휨 인장철근은 약 9°의 경사각을 갖는 것으로 나타났고, 압축철근은 약 10°의 킱크각을 갖는 것을 알 수 있었다. 인장철근과 압축철근 사이의 킱크 각도의 차이는 예상보다 크지 않음을 알 수 있다. ACI 352.1R (1989)의 포스트펀칭 철근 산정식을 살펴보면 인장철근의 기여는 완전히 무시하고, 포스트펀칭(압축)철근의 킱크각도를 30도로 가정하고 있는데, 이는 포스트펀칭철근의 킱크각도를 매우 과대평가하는 것으로 보인다. 또한 펀칭이 발생한 이후 포스트펀칭 철근뿐만 아니라 휨 인장철근 역시 국부현수작용을 통하여 하중지지에 참여하고 있으므로 이를 감안한 본 연구의 (3)식이 더욱 타당한 것으로 판단된다. 이 부분은 추가연구를 통한 면밀한 재검토가 필요한 것으로 사료된다.

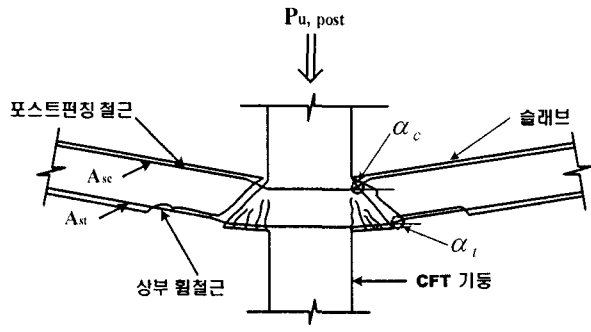
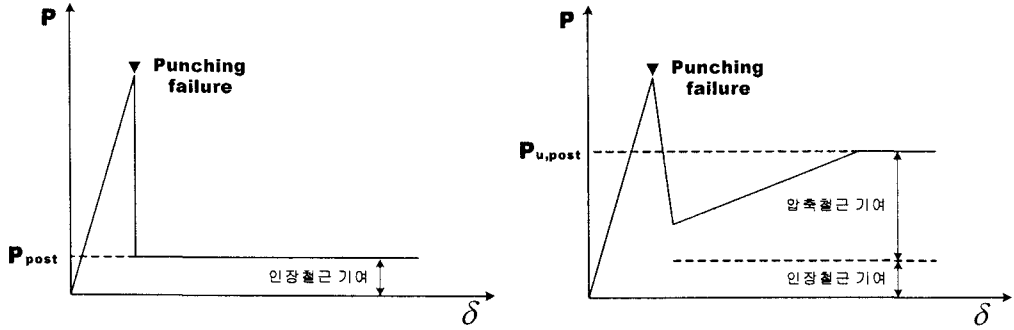


그림 10. 펀칭파괴이후 국부 현수작용 모델



(a) 포스트펀칭 철근이 없는 경우      (b) 포스트펀칭 철근이 배근된 경우

그림 11. 잔존강도의 캘리브레이션 모형

표 4. 인장 및 압축철근의 킹크각도 캘리브레이션

시험체명	최대하중 [KN]	$P_{post}$ [KN]	$P_{u,post}$ [KN]	$A_{st}F_y$ [KN]	$A_{sc}F_y$ [KN]	$\alpha_t$ [degrees]	$\alpha_c$ [degrees]
BM-RC	560.36	84.57	-	175.17	-	7.0	-
FP-ST	596.62	98.29	-		-	8.0	-
HP-ST	563.70	116.82	-		-	9.6	-
HP-SH	578.00	135.24	-		-	11.1	-
HK-ST	580.55	119.07	-		-	9.8	-
BM-RCP	640.23	-	-	438.96	-	-	-
FPP-ST	563.60	-	404.84		-	10.1	
FPP-SH	626.61	-	431.20		-	10.3	
평균						9.1	10.2

합성구조인 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 경우, 초기탄성거동에서 포스트펀칭 이후의 국부현수 거동에 이르기까지의 전 거동을, 순전히 해석적 방법에 의해 모델링하는 것은 거의 불가능하다. 이하에서는 포스트펀칭 철근이 배근된 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 모델링 방안을 제시하고, 제한된 실험결과를 기초로 관련 변수를 캘리브레이션 하고자 한다. 이 결과는 다음 5장에서 보듯이 무량판구조의 연쇄붕괴방지 설계에 응용될 수 있다. 그림 12는 본 연구의 실험결과를 토대로 제시된 초기 탄성거동에서 잔존강도 발현까지의 전 거동을 포함하는 힘-변형 관계의 모델링 방안이다. 이 모델에는 1) 펀칭강도  $P_U$ , 2) 할선강성  $K_1$ , 3) 펀칭후 음강성  $K_2$ , 4) 펀칭후 현수작용 도달 이전의 양강성  $K_3$ , 그리고 5) 잔존강도  $P_{U,post}$  등 5개의 변수가 규정되어야 한다.

먼저 펀칭강도  $P_U$ 는 본 연구의 실험결과를 토대로 ACI 318-05에 의한 식 (2)에 의한 강도보다



14% 높은 값을 권한다. 참고로 본 모델링은 발생확률이 매우 희박한 폭발 또는 화재 등에 의한 이상극한하중(abnormal loading)에 대한 연쇄붕괴방지 설계에 응용하기 위한 것이므로 콘크리트강도 및 철근의 강도도 너무 보수적이지 않도록, 가능하면 공칭값 보다는 실제값 내지는 예상값(계측강도의 평균치)을 사용하는 것이 바람직하다.

할선강성  $K_1$ 은 다음의 방법으로 캘리브레이션한다. 4번 단순지지된 정방형 슬래브 중앙부에 집중하중( $P$ )이 작용할 경우 중앙부 최대처짐은 아래 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다<sup>7)</sup>. (4)식을 변환하여 슬래브 중앙부의 탄성강성  $K_c$ 를 식 (5)와 같이 표시할 수 있다. 단 아래 식에서  $a$ = 정방형 슬래브의 1변길이,  $D$ = 슬래브의 휨강성(flexural rigidity),  $E_c$ = 콘크리트 탄성계수,  $h$ = 슬래브 두께,  $\nu_c$ = 콘크리트 포아송비(=0.17)를 나타낸다.

$$w_{\max} = (0.0116) \frac{Pa^2}{D} \quad (4)$$

$$K_c = \frac{P}{w_{\max}} = \frac{D}{a^2} \times \frac{1}{0.0116} \quad (5)$$

$$D = \frac{E_c h^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6)$$

식 (5)와 실험결과를 이용하여 캘리브레이션된 보정계수를 표 5에 나타내었다.  $K_1$ 은  $K_c$ 의 약 33%,  $K_2$ 는  $K_1$ 의 약 350%,  $K_3$ 는  $K_1$ 의 약 10% 정도의 비를 갖는 것을 알 수 있었다. 비록 제한된 실험결과이긴 하지만  $K_1/K_c$ ,  $K_3/K_1$ 는 매우 일정한 보정계수를 얻을 수 있다.  $K_2/K_1$ 의 경우 3.1 ~ 3.9 범위의 값이 얻어져 약간의 변동성이 있지만 이 값은 전체 모델링에 큰 영향을 미치지 않으므로, 평균값 3.5를 사용하기를 권장한다.

마지막으로 잔존강도  $P_{U,POST}$ 는 (3)식을 사용해서 산정하되, 실험자료가 추가적으로 축적되기까지는, 킥 각도는 인장철근, 압축철근 공히 10도를 택할 것을 권한다. 이미 언급한 바와 같이 연쇄붕괴방지 설계에 응용할 경우 철근의 강도는 너무 보수적이지 않도록, 가능하면 실제값 내지는 예상값을 사용한다. 그림 12는 본 연구에서 제시한 모델링 방안을 요약한 것이다. 다음 절에서는 연쇄붕괴방지 설계에 본 연구의 결과를 응용하는 방안에 대해 논의하고자 한다.

표 5. 탄성강성과 할선강성의 비교 및 캘리브레이션

시험체	$K_c$ [KN/mm]	$K_1$ [KN/mm]	$K_2$ [KN/mm]	$K_3$ [KN/mm]	$K_1/K_c$	$K_2/K_1$	$K_3/K_1$
FPP-ST	127.50	42.20	130.68	4.39	0.33	3.10	0.1
FPP-SH	131.32	44.10	173.94	4.48	0.33	3.94	0.1

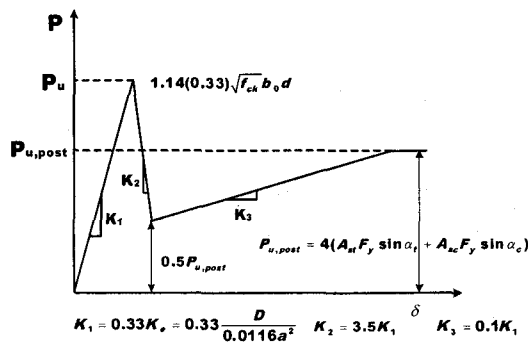


그림 12. 포스트펀칭 거동 모델링 방안

## 5. 무량판구조의 연쇄붕괴방지 설계법의 제안

무량판구조나 PC구조는 모멘트골조 등의 타 구조시스템에 비해 연쇄붕괴에 대한 취약점을 갖고 있는 것으로 우려되고 있다. 그림 13 및 14는 폭발 등에 의한 이상극한하중에 의해 1층 기둥이 손실되었을 때 예상되는 하중저항 메카니즘 두 가지를 도시한 것이다. 그림 13은 바닥판과 기둥으로 구성된 3차원 트러스기둥에 의해 “global catenary action”이 동원되는 바람직한 파괴모드이다. 이 경우 붕괴기구를 규정하는 항복선(yield line)에서 충분한 소성회전능력이 발휘되도록 배근되어야 함은 물론이다. 그러나 만일 기둥 손실 시에 그림 14와 같은 편칭전단 파괴가 우선 된다면, 기둥을 관통하고 있는 접합부 인장철근 및 압축철근의 킹크변형을 통한 “local catenary action”에 의존해서 연쇄붕괴가 방지되어야 한다. 따라서 무량판구조에서 연쇄붕괴방지를 위한 조처(휨철근 및 포스트 편칭철근을 적절히 배근하는 것)는 매우 중요한 설계검토 사항이 되어야 한다.

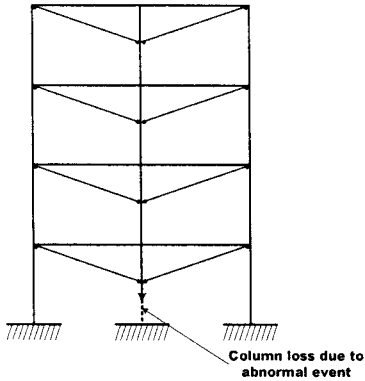


그림 13. 슬래브 바닥판의 “전체” 현수작용

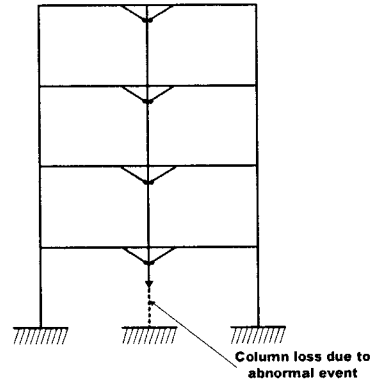


그림 14. 편칭이후의 “국부”현수작용

이하에서는 4절에서 제시한 모델링 방안을 토대로 무량판구조의 연쇄붕괴방지 설계법을 사례를 들어 제시하고자 한다:

**검토조건** : 그림 13과 슬래브 바닥판의 전체 현수작용이 동원되기 이전에 그림 14와 같은 편칭이후의 국부 현수작용이 우선하는 파괴모드를 가정; 정방형 경간 6 m x 6 m이고 (따라서  $a = 6000/4 \times 2 = 3000$  mm), 4층인 CFT-무량판 구조물로서 본 연구에서 제안된 상세에 따라 설계된 것으로 가정; 기둥치수 400 mm x 400 mm; 슬래브 두께 200 (mm), 마감/파티션/반자 포함한 D(총 고정하중) = 7.84 (kN/m<sup>2</sup>); L(적재하중) = 5.88 (kN/m<sup>2</sup>); 콘크리트강도 = 27.0 (MPa); 철근규격 SD40 (공칭강도 = 392 MPa, 예상강도 = 421.4 MPa; 기둥관통 휨철근(상단철근)은 양방향으로 2-D16, 포스트편칭 철근은 양방향으로 2-D25가 4개층 모두 동일하게 배근된 것으로 가정.

### (i) 1층 기둥 축력의 산정

방폭설계상의 기둥제거 시나리오에 따라 1층 기둥의 손실을 가정한다. 1층 기둥의 축력을 고정 하중과 적재하중의 25%를 산정하면<sup>8)</sup>,  $P_s$ 는 1340.64 kN이 된다 (식 (7)참조).

$$P_s = (6 \times 6)(7.84 + 0.25 \times 5.88) \times 4 = 1340.64 \text{ kN} \quad (7)$$

기둥 손실시 1층 기둥에 작용하는 축력도 급작하중 (suddenly applied load)으로서 처음부터 전체값 (full value) 1340.64 (kN)이 작용하는 것임에 유의할 필요가 있다.

### (ii) 접합부의 포스트 편칭 모델링

식 (3) ~ 식 (6)을 사용하여 산정한 값을 표 6에 나타내었고, 이 값을 바탕으로 접합부의 포스트

편칭 모델링을 그림 15에 도시하였다.

표 6. 탄성강성과 할선강성 및 편칭강도 산정 값

$K_e$ [kN/mm]	$K_1$ [kN/mm]	$K_2$ [kN/mm]	$K_3$ [kN/mm]	$P_U$ [kN]	$P_{U,POST}$ [kN]
158.8	52.4	183.4	5.24	728.9	412.88

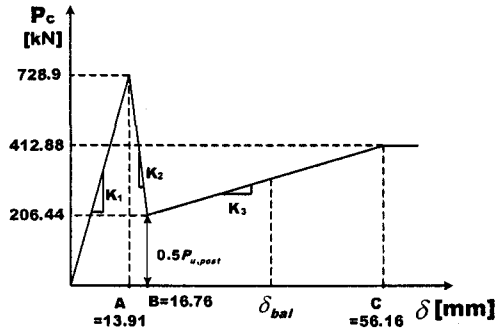


그림 15. CFT기둥-RC 무량판 접합부의 모델링 사례

(iii) 에너지 균형에 의한 평형점 산정

그림 16과 그림 17은 1층 기둥의 축력이 한 일과 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 흡수에너지를 도시한 것이다. 1층 기둥의 축력이 한일과 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 흡수에너지가 같다고 가정함으로써 에너지 균형에 의한 평형점 ( $\delta_{bal}$ )을 산정할 수 있다 (식 (8)참조).

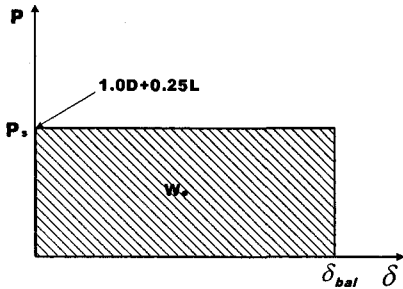


그림 16. 1층 기둥의 축력이 한 일

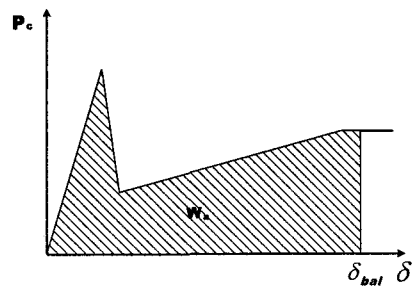


그림 17. CFT-무량판 접합부의 흡수에너지

$$P_s \times \delta_{bal} = \sum_i \int_0^{\delta_{bal}} P_{ci} d\delta \quad (8)$$

에너지 균형점의 위치를 BC 구간으로 가정하고, 식 (8)을 사용하여 에너지 균형점을 산정하면  $\delta_{bal} = 23.90$  [mm]과 같다.

## 6. 결론

CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단강도 및 거동평가를 위해 수행된 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- 1) 본 연구의 모든 CFT기둥 시험체는 의도한 바와 같이 기준 RC시험체와 동등하거나 상회하는 만족스런 편칭전단강도를 발휘하였다. 포스트편칭 철근을 배근하였을 경우, 압축대 보강 효과로 인해 포스트편칭 철근이 없는 경우에 비해 20% ~ 37% 가량 증가하는 것으로 확인 되었다. 휨철근 정착방법 및 전단기 형식에 따른 편칭전단강도는, 작은 차이는 하지만, 완전판통 및 전단머리 형식의 조합이 가장 우수한 것으로 나타났다. 본 연구에서 제시한 방안에 의한

CFT기둥-RC 무량판 접합부는 ACI 318-05의 편칭전단강도 산정식을 사용하여 보수적으로 설계할 수 있다.

- 2) 본 연구의 모든 CFT기둥 시험체는 기준 RC시험체를 상회하는 만족스런 접합부 강성을 발휘하였다. 포스트편칭철근이 배근된 시험체는 그렇지 않은 시험체에 비해 36% ~ 80% 정도로 접합부 강성이 대폭 증가하였다. 접합부 강성 역시 완전판통 및 전단머리 형식의 조합이 가장 우수한 것으로 나타났다. 본 연구의 CFT기둥-RC 무량판 상세를 따를 경우 RC 무량판에 비해 슬라브의 처짐이 감소하므로, 처짐검토에 기존의 RC 무량판 처짐 산정식을 사용하면 보수적인 설계가 될 것이다.
- 3) 편칭파괴 이후 휨인장철근 및 압축철근에 발생하는 키크각도는 각각 평균 9°, 10° 정도로서 인장철근과 압축철근 사이의 키크 각도의 차이는 예상보다 크지 않은 것으로 확인되었다. 그러나 ACI 352.1R (1989)의 포스트편칭 철근 산정식은 인장철근의 기여는 완전히 무시하고, 포스트편칭(압축)철근의 키크각도를 30°로 가정하고 있는데, 이는 포스트편칭철근의 키크각도를 매우 과대평가하는 것으로 보인다. 또한 편칭이 발생한 이후 포스트편칭 철근뿐만 아니라 휨 인장철근 역시 국부현수작용을 통하여 하중지지에 참여하고 있으므로 이를 감안한 본 연구의 제안식(3)식이 좀 더 합리적인 포맷으로 판단된다. 이 부분에 대한 좀 더 면밀한 후속연구가 필요할 것으로 사료된다.
- 4) CFT기둥-RC 무량판 접합부의 초기 탄성거동에서 편칭파괴이후 휨철근의 국부 현수작용에 이르기까지의 모델링 방안을 제시하고 본 연구의 실험결과를 기초로 모델링 변수를 캘리브레이션하였다. 제한된 실험결과를 토대로 한 것이지만 제시된 모델의 양호한 정합성이 확인되었다. 또한 무량판구조의 연쇄붕괴방지 설계에 본 연구의 결과를 응용하는 방안을 사례를 통하여 예시하였다.

#### 감사의 글

본 연구는 학술진흥재단 선도연구자 지원사업 (과제번호 : KRF-2004-041-D00757)의 연구비지원에 의한 것으로 이에 감사드립니다.

#### 참고문헌

1. 대한건축학회, "건축물 하중기준 및 해설", 태림문화사, 2000.
2. AISC, Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design, Third Edition, 2001.
3. ACI Committe 318, "Building Code Requirements fo Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)", American Concrete Institute (ACI), Detroit, Mich., 2005.
4. N. M. Hawkins (1974), "Shear strength of slabs with shear reinforcement", Shear in reinforced concrete, Vol. 2 (SP-42). Detroit: ACI, pp.785-816.
5. W. G. Corley and N. M. Hawkins (1968), "Shearhead reinforcement for slabs", ACI Journal, Proceedings, 65, October, pp. 811-824.
6. C. K. Wang and C. G. Salmon (1979), Reinforced concrete design, Harper & Row Publishers
7. S.P. Timoshenko and S.W.-Krieger (1987), Theory of plates and shells, McGraw-Hill Book co., pp. 141-143.
8. Department of Defense, (2004), "Design of Buildings to Resist Progressive Collapse," Unified Faculties Criteria UFC 4-023-03, approved for public release, distribution unlimited.