

콘크리트 충전각형강관 (CFT)기둥과 철근콘크리트 무량판 접합부 상세 및 설계법 개발을 위한 실험연구

An Experimental Study for Development of Details and Design Method of CFT Column-to-RC Flat Plate Connections

이 철 호¹⁾ · 김 진 원²⁾ · 오 정 근³⁾
Lee, Cheol Ho Kim, Jin Won Oh, Jeong Gun

요약 : 본 논문은 중력하중의 지배를 받는 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 실물대 실험결과를 요약한 것이다. CFT구조는 여러 가지 구조 및 시공상의 장점으로 인하여 국내 건설 현장에서 상대적으로 짧은 시간에 폭넓게 수용되고 있다. 주차장 용도로 주로 사용되는 지하층은 철근콘크리트 무량판으로 시공하여 경제성을 도모하는 것이 국내에서 일반적으로 요구되는 시공관행이다. 그러나 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 효율적인 디테일은 아직 국내·외적으로 제시된 바가 없어서 이 분야의 연구가 매우 필요한 실정이다. 현장 시공시 경제성을 극대화할 수 있는 몇 가지 전략을 기초로 해서, 여러 가지 접합 상세를 제안하였고 실험을 통하여 검증하였다. 실험결과 본 연구에서 제시된 CFT기둥-RC 무량판 접합 상세의 편성강도 및 강성이 RC 무량판 접합부와 동등하거나 이를 상회하는 것을 확인할 수 있었다.

ABSTRACT : This paper summarizes the full-scale test results on the 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. Constructing an underground parking floor as a flat plate system is often regarded as essential for both cost savings and rapid construction. Efficient details for CFT-column-to-flat-plate connections have not been proposed yet, however, and their development is urgently needed. Based on some strategies that maximize economical field construction, several connecting schemes were proposed and tested based on a full-scale model. The test results showed that the proposed connection details can exhibit punching shear strength and connection stiffness comparable to or greater than those of their R/C flat plate counterpart.

핵심 용어 : 합성구조, 콘크리트충전강관기둥, 접합부, 철근콘크리트 무량판 바닥, 편성전단

KEYWORDS : Composite construction, Concrete filled steel tubular column, Connection, RC Flat plate floor, Punching shear

1. 서 론

최근 들어서 국내에서도 CFT (Concrete Filled Steel Tube)구조에 의한 고층건물의 시공이 급격히 증가하는 추세에 있다. CFT구조가 가지는 여러 가지 구조적/시공상의 장점은 이미 잘 알려져 있다. 주차장 용도로 주로 사용되는 지하층은 철근콘크리트 무량판으로 시공하여 경제성을 도모하는 것이 국내에서 일반적으로 요구되는 설계 및 시공 관행이

다. 지하층의 공기가 전체공기에서 차지하는 비중이 크므로 드롭페널이 포함된 플랫 슬라브 (flat slab) 대신 플랫 플레이트 (flat plate)로 구축하는 것은 시공성 확보는 물론 충고 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 무

1) 정회원, 서울대학교 건축학과 교수, 공학박사
(Tel. 02-880-8735, Fax. 02-871-5518, E-mail : cheolee@snu.ac.kr)

2) 정회원, 서울대학교 대학원 박사과정(mad0199@snu.ac.kr)

3) 정회원, 삼성건설기술연구소 수석연구원(ohjk123@samsung.com)

본 논문에 대한 토의를 2006년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

량판 접합부의 설계법 정립의 필요성은 국내에서 먼저 제기되는 상황이 아닌가 한다. 따라서 이 부분은 CFT구조의 설계를 수행하는 국내의 구조설계자가 부딪치는 가장 어려운 문제의 하나로 부각되고 있다. 특히 국내 CFT구조에서 40 mm 이상의 후판재를 사용할 경우 CFT기둥은 일반 RC기둥에 비해 기둥의 사이즈가 대폭 감소하게 된다. 그러나 이에 비례하여 기둥 외주면에서 형성되는 편침전단의 주장 역시 대폭 감소하므로 편침전단에 대한 취약성을 오히려 증대되는 부작용을 노출하고 있다. 본 연구에서는 실험적 연구를 통하여 일반 RC기둥-무량판 접합부의 내력과 동등하거나 또는 이를 상회하는 접합부내력을 갖는 동시에 뛰어난 시공성을 지닌 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 상세 및 설계법을 제시하고자 하였다.

2. 실험프로그램 개요

2.1 접합부개발을 위한 사전고려사항

- (1) 접합부의 안전성 및 현장에서의 시공성 제고를 접합부 개발의 최우선 기준으로 연구를 진행하였다. 통상 주열대 휨모멘트의 가운데 기둥폭에 부과되는 휨모멘트의 전달을 위해 휨철근의 전강도이음을 위한 현장 용접이 불가피하다. 그러나 본 연구에서는 휨철근을 현장용접하지 않고도 휨철근의 전강도를 발휘할 수 있는 효과적 정착방안을 모색하였다.
- (2) 콘크리트의 일체타설 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 편침강도 이상이 되도록 확보되어야 할 것이다.
- (3) 본 연구를 통하여 개발되는 접합부의 설계법은 현재 실무자들이 사용하는 RC 무량판 설계법 (가령 직접 설계법, 등가골조설계법 또는 상용프로그램을 이용한 유한요소해석에 기반한 설계법)에 그대로 흡수될 수 있도록 제시하고자 하였다.
- (4) 중력하중을 받는 내부 접합부를 대상으로 하되 실험 결과의 신뢰도 확보를 위해, 실물대 실험으로 연구를 수행하였다.

2.2 시험체 상세

앞에서 언급한 접합부 개발방침을 바탕으로 다음과 같은 디테일 방안을 연구하였다 (그림 1~5 참조). 접합부의 휨모멘트 전달을 위해, 1) 가이드 도관 (Guide Conduit)을 이용하여 휨철근을 CFT기둥에 완전관통시켜서 구조적 연속성을 확보하는 완전관통 (Full Penetration)상세, 2) 휨철근을 반관통시킨 후 겹친이음부를 구축하여 정착강도를 확보하는 반관통 (Half Penetration)상세, 3) 후크 (Hook)를 사용하여 휨철근을 정착시키는 상세를 검토하였다. 접합부 편침전단 전달을 위한 전단키로 CT형강 (Cut Tee)과 유사한 전단티 (Shear Tee)를 사용하는 방법 (그림 1, 2, 5 참조)과 전단 스터드 (Shear Stud)를 사용하는 방법 (그림 4 참조), 그리고 전단머리 (Shear Head)를 사용하는 방안 (그림 3 참조)을 검토하였다. 완전관통상세의 경우 CFT기둥의 외곽치수가 커서 현장에서의 철근 관통이 어려울 경우에는 미리 철근을 관통시키는데 가이드역할을 할 수 있는 도관 크기만큼의 구멍을 뚫고 현장에서 철근 조립시 도관을 설치한 후 이 도관을 통해서 기둥 폭에 부과되는 휨철근을 삽입한다 (그림 1 참조). 반관통상세의 경우 휨철근을 기둥한쪽만 관통시킴으로써 완전관통상세 보다 시공성을 향상시킨 상세이다 (그림 2 참조). 반관통접합부 겹침부의 강도는 CFT기둥 내의 콘크리트 부착력과 CFT기둥 플랜지의 면외 휨강성이 제공하는 유리한 정착효과로 인하여 철근의 전강도가 발휘될 것을 기대하고 제작하였다. 휨철근을 표준 후크로서 공장 용접된 인장탭에 정착시키는 방안은 상대적으로 박판의 CFT기둥이 사용되는 경우 기둥의 면외 변형이 발생할 수 있다. 따라서 이 경우에는 CFT 기둥내부에 앵커스터드를 설치하여 내부 콘크리트 정착부에 이르기까지 완전한 응력전달경로를 확보하도록 상세를 구축하였다 (그림 5 참조).

표 1. 시험체 일람

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

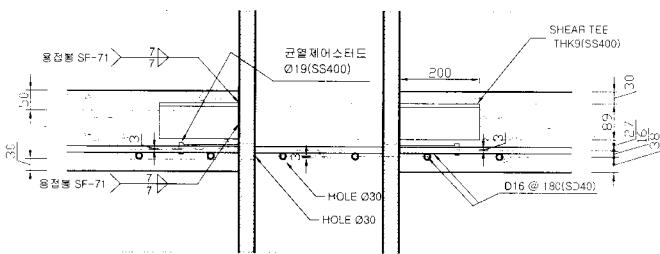


그림 1. FP-ST 시험체 상세

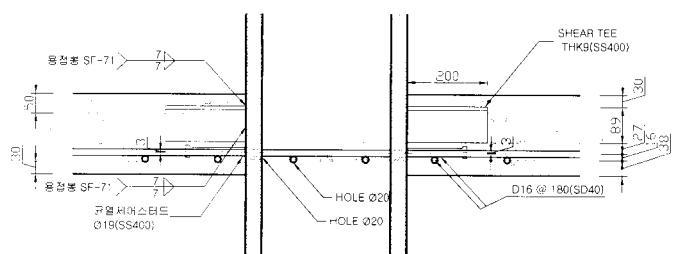


그림 2. HP-ST 시험체 상세

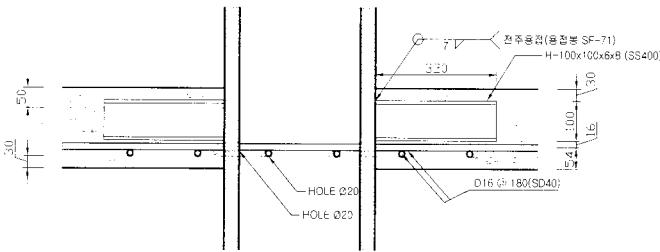


그림 3. HP-SH 시험체 상세

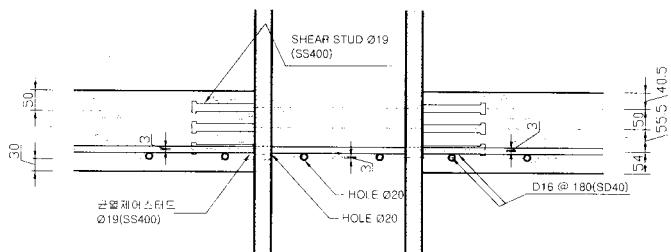


그림 4. HP-SS 시험체 상세

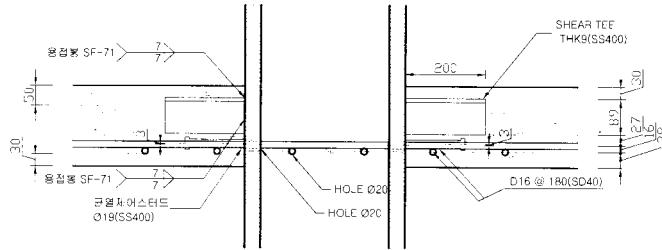


그림 5. HK-ST 시험체 상세

2.3 시험체 설계 및 제작

시험체 설계에 사용된 적재하중은 대한건축학회의 건축물 하중 기준 및 해설에 따라 옥내주차구역 승용차 전용에 해당하는 적재하중 (600 kgf/cm^2)을 사용하였다 (대한건축학회 2000). 슬래브의 스판 길이는 $6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$. 기둥 크기는 $400\text{mm} \times 400\text{mm}$ 로 가정하여 직접설계법 (Direct Design Method, Wang-Salmon 1979)에 의해 시험체를 설계하였다. CFT기둥-RC 무량판 접합부의 전단기로는 9mm 강판 (SS400)을 사용하여 제작된 전단티와, H-100x100x6x8 (SS400)의 전단머리, 직경 19mm 전단 스터드 (SS400)를 사용하였다. 시험체 제작시 용접봉은 인장강도 490MPa 급을 사용하였다. 옥내 주차구역 승용차 전용에 해당하는 적재하중(600kgf/cm^2)에 의해 발생하는 주열대의 휨모멘트에 대

한 휨철근은 D16 (휨철근비 0.64 %), 슬래브와 CFT기둥 내에 설계기준강도 26Mpa 급 콘크리트를 타설하였다. 반관통-전단머리 (HP-SH)시험체를 제외하고 CFT기둥-RC 무량판 접합부 시험체에는 콘크리트와 CFT기둥 계면의 이간지연에 도움이 되는 역할을 하도록 균열 제어용 스터드를 휨철근과 동일한 높이에 설치하였다. 전단티 및 전단스터드는 전단항복강도를 고려하여 설계하였고 (AISC 2000 참조), 전단머리는 ACI 318-02의 전단머리 설계 규정에 따라 설계하였다 (ACI 318 Committee 2002; Wang-Salmon 1979; Corley-Hawkins 1976). 총 6개의 시험체를 제작하였고, 실험에 사용된 시험체 일람은 표 1과 같다. 시험체 평면도 및 상세는 그림 1~그림 5와 같다.

시험체 제작에 사용된 강재의 역학적 성질을 파악하기 위

하여, 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. 콘크리트 압축강도는 3개의 공시체 (100mm×200mm)와 각 시험체에서 채취한 6개의 코어 공시체로 재령 28일에 압축강도를 측정하였다. 측정한 압축강도는 표준 공시체 (150mm×300mm) 강도의 97%로 하였다. 콘크리트 압축강도 시험결과 29MPa로 설계기준강도를 상회하는 것을 확인하였다.

표 2. 강재 인장강도 시험결과

인장시험편	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	σ_y/σ_u	연신률(%)
BC-40(SM490)	338	495	0.68	32
BC-20(SM490)	357	533	0.67	26
ST-09(SS400)	314	483	0.65	26
SH-08(SS400)	305	435	0.70	21
SH-06(SS400)	332	443	0.75	37
SD40- ϕ 16	447	644	0.69	21

2.4 가력 및 계측계획

연속 슬래브 경간에서 스팬 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. 편침전단이 거동을 지배하도록 연직하방으로 하중을 가하는 형태로 실험을 진행하였다 (그림 6 참조). 변위계 (LVDT) 4개를 기둥 하부면에 설치하여 CFT기둥의 수직변위를 측정하였고 (그림 7 참조), 휨철 균에 1축 스트레인 게이지를 부착하여 변형도를 측정하였다. 변위제어를 통하여 가력하면서 균열 진행상황을 파악하였다.



그림 6. 시험체 셋업 전경



그림 7. 변위계 설치 사진

2.5 RC 무량판 편침전단강도식 고찰

그림 8은 ACI 318-02 (ACI Committe 318 2002), EC2 (Technical report 2001) 그리고 Model Code 90 (Technical report 2001)에서 규정하고 있는 RC 무량판 구조에서 내부기둥의 위험단면을 도시한 것이다.

2.5.1 ACI 318-02

ACI 318-02에서 제안하고 있는 편침전단강도식은 콘크리트의 강도, 기둥 형상과 주강의 길이에 영향을 받는다. ACI 318-02는 내부기둥의 위험단면을 기둥면으로부터 $d/2$ (슬래브의 유효두께)만큼 떨어진 위치에서 형성된다고 정의하고 있다 (그림 8 (a) 참조). 전단보강이 이루어지지 않은 RC 무량판의 전단강도는 아래 식 (1)에 의하여 구할 수 있다. f_{ck} 는 콘크리트 압축강도, b_0 는 위험단면의 주장을 나타낸다.

$$V_c = 0.33\sqrt{f_{ck}} b_0 d \quad [\text{MN}] \quad (1)$$

2.5.2 EC2

EC2는 RC 무량판 접합부 내부기둥의 위험단면은 기둥면으로부터 $1.5d$ 만큼 떨어진 위치에서 형성된다고 정의하고 있다 (그림 8 (b) 참조). 편침전단강도는 아래 식 (2)에 의해서 구할 수 있다. 여기서 k 는 크기영향계수 [= 1.6-d ≥ 1], $f(p_i)$ 은 인장보강함수 [= 1.2+40 p_i], $p_i \leq 1.5\%$, 여기서 p_i 은 철근비 (%)를 나타낸다.

$$V_c = 1.5 (0.035) f_{ck}^{0.67} k f(p_i) b_0 d \quad [\text{MN}] \quad (2)$$

2.5.3 Model Code 및 FIP-Recommendation 1996

Model Code 90은 RC 무량판 접합부 내부기둥의 위험단

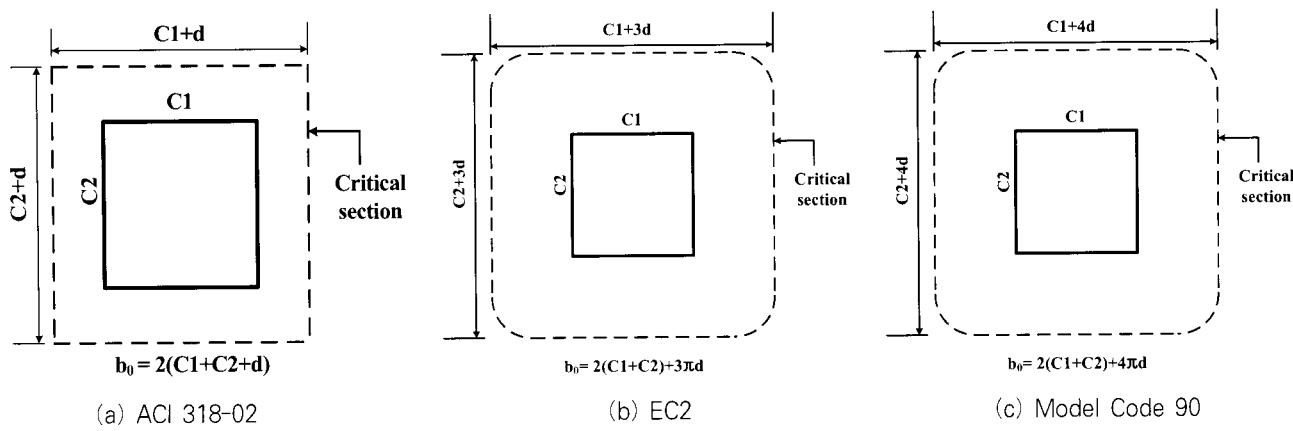


그림 8. 내부기둥의 위험단면

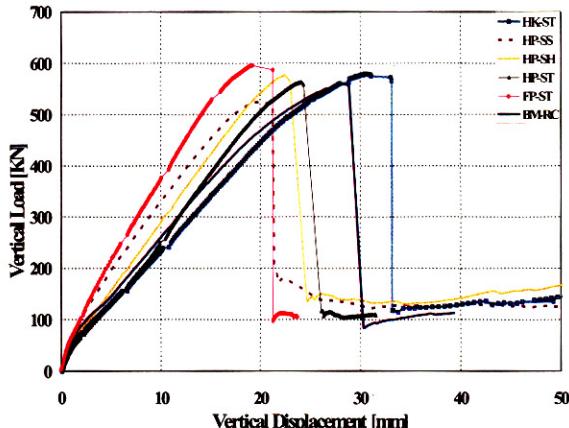


그림 9. 각 시험체의 하중-변위 관계도

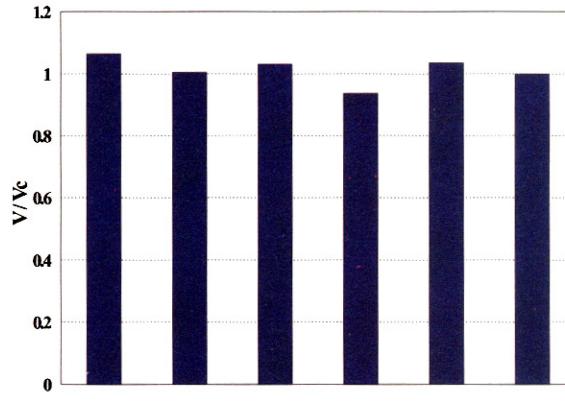
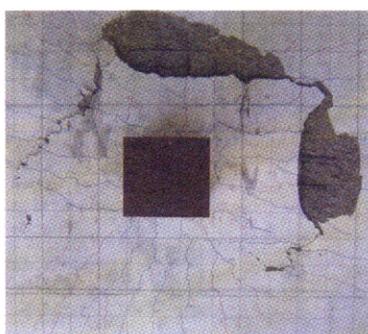
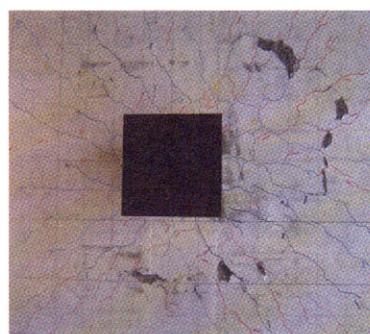


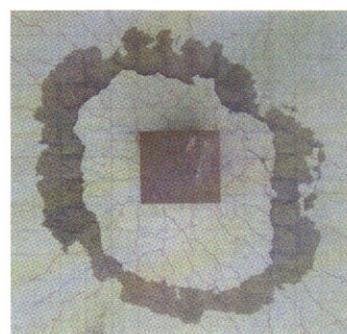
그림 10. 무차원 편itch전단강도 비교



(a) BM-RC



(b) FP-ST



(c) HP-SH

그림 11. 실험종료 후 인장측 균열도 및 편itch전단 패턴

면은 기둥면으로부터 $2d$ 만큼 떨어진 위치에서 형성된다고 정의하고 있다 (그림 8 (c) 참조). 편itch전단강도는 아래 식 (3)에 의해서 구할 수 있다. 여기서 k 는 크기영향계수 [= $1 + \sqrt{200/d} \leq 2.0$], $f(\rho_i)$ 은 인장보강함수 [= $\sqrt{100\rho_i}$]를 나타낸다.

$$V_c = 1.5(0.12)f_{ck}^{0.33}k f(\rho_i) b_0 d \quad [\text{MN}] \quad (3)$$

3. 실험결과

그림 9는 각 시험체의 하중-변위 관계도를 나타낸 것이다. FP-ST 시험체의 경우 597 (KN)으로 가장 큰 편itch강

도를 갖는 것을 알 수 있었다. 그림 10은 각 시험체의 편침전단강도를 BM-RC의 편침전단강도로 무차원화하여 나타낸 것이고, 그림 11은 실험종료 후 인장측 균열 및 편침전단면을 나타낸 것이다. 우려했던 가력 초반의 기둥과 슬래브 계면의 균열은 거의 발생하지 않았는데, 이는 CFT기둥 계면의 이간지연에 도움이 되도록 설치한 균열제어 스티드가 도움이 된 것으로 사료된다.

시험체 설계에서 의도한 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 설계 개념은 다음과 같다 : 1) 전단보강재의 강도는 휨강도를 충분히 상회하도록 설계하여 휨철근의 항복이 우선되도록 한다. 2) 하중의 증가에 따라 휨철근 항복이 진행되면서 압축대의 콘크리트 변형도가 증가하게 되고, 결국에는 콘크리트의 압괴에 이은 편침 파괴가 최종 파괴모드로서 발생한다. 모든 시험체는 예상 파괴모드와 일치하는 결과를 보여주었다. 그림 9 및 10에 나타난 바와 같이 HP-SS 시험체를 제외한 나머지 시험체는 BM-RC의 편침전단강도와 동등하거나 이를 상회하는 편침전단강도를 갖는 것을 알 수 있다. FP-ST 시험체는 BM-RC 시험체에 비해 약 6.47 % 증가된 편침전단강도를 가졌다.

전단키의 종류에 따른 편침전단강도의 영향을 평가하기 위하여 HP-SS 시험체, HP-ST 시험체, HP-SH 시험체의 편침전단강도를 비교한 결과 (그림 10 참조), 전단키로 전단티와 전단머리를 사용한 상세가 전단스티드를 사용한 상세에 비하여 7% 및 10% 가량 편침전단강도가 증가한 것을 확인하였다.

그림 11에 나타난 바와 같이 CFT기둥-RC 무량판 접합부는 RC 무량판 접합부에 비해 확대된 편침전단면을 형성하는 것을 확인할 수 있었다.

4. 분석 및 고찰

4.1 편침전단강도 보정

시험체 제작상의 오차로 인하여 슬래브 면이 평활하지 못하여 반력면에서 불균등 반력이 발생하였고 기둥부재의 수직도 오차로 인해 편침전단강도의 저하가 나타났다. 실제의 등분포하중 조건과 실험 하중조건의 차이를 고려하여 편침전단강도를 다음과 같이 보정하였다. 그림 12는 편침전단강도 보정을 위한 개념을 나타낸 것이다.

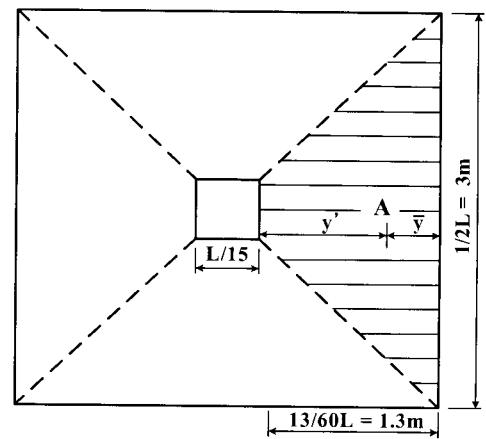


그림 12. 편침전단강도 보정개념도

실제 하중 조건에서 변곡선상에 작용하는 전단력은 아래식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_u' = P_u - \left(\frac{1}{2}L\right)^2 w_u = \frac{3}{4}P_u \quad (4)$$

여기서, $P_u = w_u L^2$

변곡선 상에 작용하는 전단력은 $3/4P_u$ 가 되고 이 전단력이 반력상의 4면에 고루 분포한다고 가정하면 각 면의 반력상에 $3/16P_u$ 가 작용하게 된다. 계수하중이 작용하는 슬래브가 그림 12에서와 같이 네 개의 사다리꼴 모양으로 분배가 된다고 하면 면적 A에 해당하는 부분의 도심에 $0.0614P_u$ 에 해당하는 하중이 작용한다고 볼 수 있다. 그림 13은 실제 등분포하중의 합력위치 및 가력하중을 도시한 것이다. 등분포하중이 기둥 외주면에 유발하는 모멘트와 실험으로 확인된 접합부 파괴 모멘트를 등치시켜서 아래식 (5)와 같이 보정할 수 있다.

$$0.0614P_{u,cor} \cdot 0.1693L + \frac{3}{16}P_{u,cor} \cdot \frac{1}{4}L = \frac{1}{4}P_{f,test} \cdot \frac{1}{4}L \quad (5)$$

$$P_{u,cor} = 1.0913P_{f,test} \quad (6)$$

따라서 실제 편침전단강도는 실험에서 얻어진 값보다 9.13 % 할증하여 구할 수 있다.

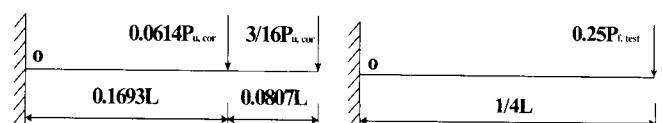


그림 13. 실제 등분포하중의 합력위치 및 가력하중

4.2 RC 무량판 편칭전단강도식에 의한 강도평가

그림 14~그림 16은 각 실험에서 얻어진 편칭강도 및 보정된 편칭강도를 ACI 318-02 (식 1 참조), EC2 (식 2 참조) 및 Model Code 90 (식 3 참조)에서 규정하고 있는 RC 무량판의 편칭전단강도로 정규화시켜서 나타낸 것이다.

보정전의 편칭강도는 ACI 318-02에서 규정하고 있는 편칭전단강도식으로 비교할 때 CFT기둥-RC 무량판 접합부 시험체는 일반 RC 무량판 접합부의 83%~94% 정도의 편칭전단강도를 갖는 것으로 나타났다 (RC 무량판 접합부 시험체의 경우는 88% 정도의 편칭전단강도를 갖음). 반면 EC2 및 Model code 90에서 규정하고 있는 편칭전단강도식으로 비교해 볼 때 CFT기둥-RC 무량판 접합부 시험체는 일반 RC 무량판 접합부의 편칭전단강도를 2%~16% 가량 상회하는 것으로 나타났다.

보정후의 편칭강도는 ACI 318-02에서 규정하고 있는 편칭전단강도식으로 비교할 때 CFT기둥-RC 무량판 접합부 시험체는 일반 RC 무량판 접합부의 90%~102% 정도의 편칭전단강도를 갖는 것으로 나타났다 (RC 무량판 접합부의 경우는 96% 정도의 편칭전단강도를 갖음). 반면 EC2 및 Model code 90에서 규정하고 있는 편칭전단강도식으로 비교해 볼 때 CFT기둥-RC 무량판 접합부 시험체는 일반 RC 무량판 접합부의 편칭전단강도를 12%~27% 가량 상회하는 것으로 나타났다.

앞에서 기술한 바와 같이 EC2와 Model code 90에 의한 편칭전단강도식은 본 연구의 보정된 편칭전단강도와 큰 오차를 보여주고 있으며, 편칭전단강도를 저평가하는 것으로 나타났다. 따라서 EC2와 Model code 90을 통하여 설계를 할 경우 상당히 보수적인 설계가 될 것이다. 반면 ACI 318-02의 산정식은 평균 3% 정도의 오차만 보여주고 있는바 CFT 기둥-RC 무량판 접합부는 ACI 318-02에 따라 설계 및 검토할 것을 권장한다. 본 연구의 실험결과와 ACI 318-02의 편칭전단강도식과 약간의 오차가 발생하는 이유는 다음과 같이 추정해 볼 수 있다. 첫째는 가력시 제어하기 힘든 편심하중 효과에 의한 영향을 거론할 수 있다 (기둥 부재의 수직도 및 4변 반력면에서 밀착도의 불충분). 또한 본 연구에서는 힘철근의 정착 및 전단 보강 방법에 따른 편칭전단강도의 증진 여부를 파악하기 위하여 포스트펀칭 (Post Punching) 철근을 의도적으로 제외하였다. 포스트펀칭 철근이 존재할 경우 콘크리트 슬래브의 압축대 보강 효과에 의하여 편칭전단강도는 증가할 것이다. 이런 요인들을 고려한다면 ACI 318-02에서 규정하고 있는 편칭전단강도식을 사용하여 실용적으로 충분한 정확도로서 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 강도를 예

측할 수 있을 것이다.

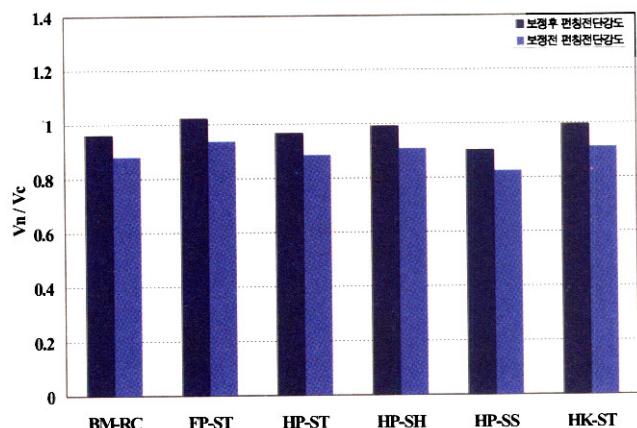


그림 14. ACI 318-02에 의한 편칭전단강도의 무차원화값의 비교

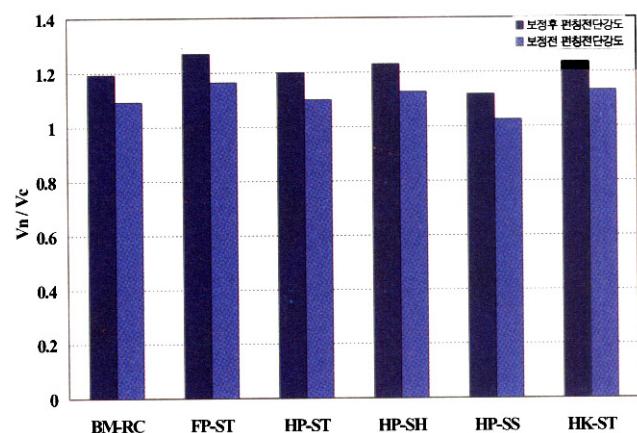


그림 15. EC2에 의한 편칭전단강도의 무차원화값의 비교

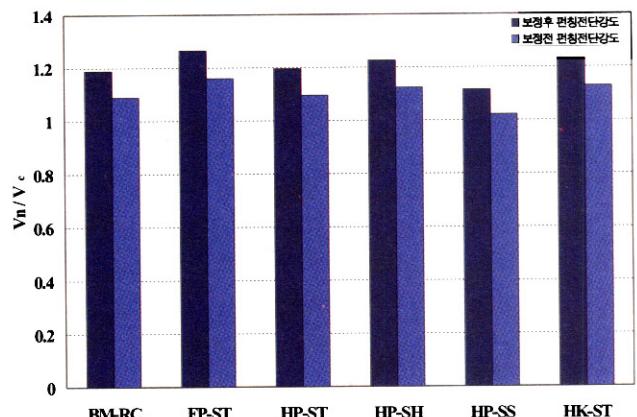


그림 16. Model Code 90에 의한 편칭전단강도의 무차원화값의 비교

4.3 할선강성의 비교

그림 17은 실험에서 얻어진 각 시험체의 할선강성을 나타낸 것이다. 접합부의 강성은 무량판 접합부의 처짐에 영향을 미치는 중요한 요소이다.

HK-ST 시험체를 제외한 모든 시험체가 BM-RC 시험체에 비해 19.4%~57.92% 큰 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 본 연구의 CFT기둥-RC 무량판 접합부로 구축된 무량판의 처짐은 RC 무량판에 비해 작아지는 이점이 있을 것이다 (즉 기존의 RC 무량판 처짐 산정식을 사용해도 무방할 것이다). 휨철근 정착 방법에 따른 강성의 평가를 위하여 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 32.24% 증가된 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 완전관통 상세가 반관통 상세에 비해 강성의 측면에서도 유리함을 알 수 있다.

전단키의 종류에 따른 강성의 영향을 평가하기 위하여 HP-SS 시험체, HP-ST 시험체, HP-SH 시험체의 강성을 비교한 결과 (그림 17 참조), 전단키로 전단스터드와 전단머리를 사용한 상세가 전단티를 사용한 상세에 비하여 13% 및 10% 가량 증가한 것을 확인하였다.

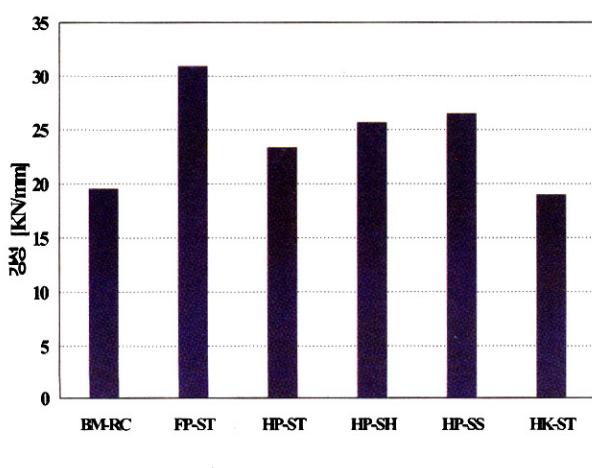


그림 17. 할선강성의 비교

4.4 편칭파괴이후 휨 인장철근의 수직하중 지지능력

본 연구에서는 휨철근 정착 및 전단보강방법에 따른 효과를 파악하기 위하여 포스트편칭 철근을 의도적으로 제외하였다. 실험결과를 살펴보면(그림 9 참조), 편칭파괴가 발생한 후에 포스트편칭 철근의 부재로 인하여 하중 저하가 발생한 것을 알 수 있다. 그림 9에서 보듯이 편칭파괴에 이어 급격

한 내력저하가 발생한 이후 일정한 내력상태를 유지하였다. 이는 킹크 (Kink)가 발생한 휨 인장철근의 수직성분이 편칭파괴이후의 수직하중을 부담하기 때문인 것으로 판단된다. 그림 18 및 그림 19는 킹크가 발생한 휨 인장철근의 수직성분이 편칭파괴이후의 수직하중을 부담하는 것을 개념적으로 도시한 것이다. 편칭파괴는 4면에서 균등하게 이루어졌다고 가정하고, 편칭파괴이후 콘크리트와 전단키에 의한 중력하중 부담은 없다고 하면 휨 인장철근의 킹크 각도를 아래 식 (6)을 사용하여 역으로 추정해 볼 수 있다. 여기서 $P_{u, post}$ 는 편칭파괴이후의 수직하중을 나타내고, A_s 는 휨철근의 단면적, f_{y_m} 은 소재인장시험에 의해 측정된 철근의 항복강도, 그리고 α 는 휨철근의 킹크 각도를 나타낸다.

$$P_{u, post} = 4A_s f_{y_m} \sin \alpha \quad (6)$$

편칭 파괴 이후 휨 인장철근의 수직하중 지지능력을 표 3에 나타내었다. 표 3에 나타난 것과 같이 HP-SS를 제외하면 약 16°~ 22°의 경사각을 갖는 것으로 나타났다. HP-SS 시험체의 경우 편칭파괴 이후 압축대에 보강되어 있는 전단스터드가 휨 인장철근과 함께 중력하중을 부담하고 있기 때문에 다른 시험체에 비하여 킹크 각도가 크게 나타난 것으로 사료된다.

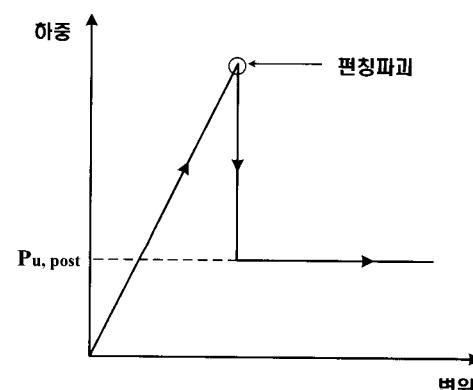


그림 18. 편칭파괴 이후의 잔존강도 ($P_{u, post}$)

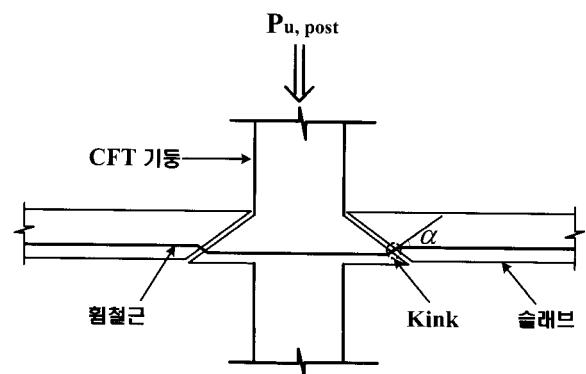


그림 19. 편칭파괴이후 접합부 거동

표 3. 편침파괴이후 휨철근의 수직하중 지지능력

시험체명	최대하중 [kN]	$P_{u,post}$ [kN]	A_{sfym} [kN]	α [°]
BM-RC	560	85	89	14
FP-ST	597	98	89	16
HP-ST	564	117	89	19
HP-SH	578	135	89	22
HP-SS	525	205	89	35
HK-ST	581	119	89	20

4.5 변형도 분포

그림 20은 스트레이인 게이지의 부착 위치를 도시한 것이다. 본 연구에서 제안한 반관통 상세의 휨철근 전강도 발현여부를 파악하기 위하여 CFT기둥면에 근접한 지점 (S5)에서 측정한 BM-RC 시험체, FP-ST 시험체 및 HP-ST 시험체의 변형도를 비교하였다 (그림 21 참조). 가로축은 CFT기둥의 수직변위를 나타내고, 세로축은 휨철근의 변형도분포를 나타낸다. 항복변형도 ϵ_y 는 소재인장실험을 통하여 얻어진 항복 강도를 사용하여 산정하였다. 그림 21에 나타난 것과 같이 BM-RC 시험체에서 측정한 휨철근의 변형도 분포와 FP-ST 시험체 및 HP-ST 시험체에서 측정한 휨철근의 변형도 분포는 유사한 경향을 보이는 것을 알 수 있었고, 예상했던 파괴 메커니즘대로 편침파괴가 발생하기 전에 휨철근의 항복이 진행되는 것을 확인할 수 있었다. 본 연구에서 제안한 반관통 접합부의 경우 우려했던 휨철근의 뾰루현상이 발생하지 않고 휨철근의 전강도 발휘가 가능함을 알 수 있다.

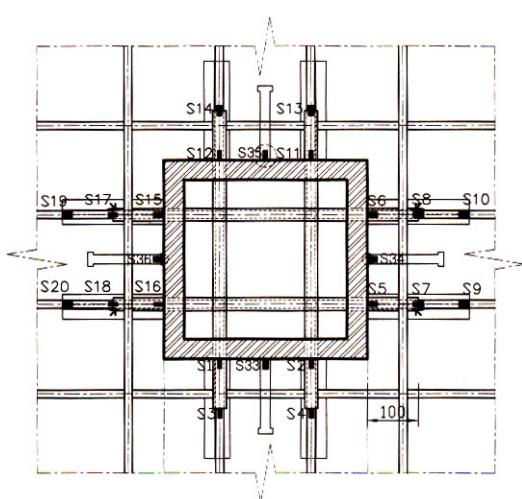


그림 20. 스트레이인 게이지 부착 위치

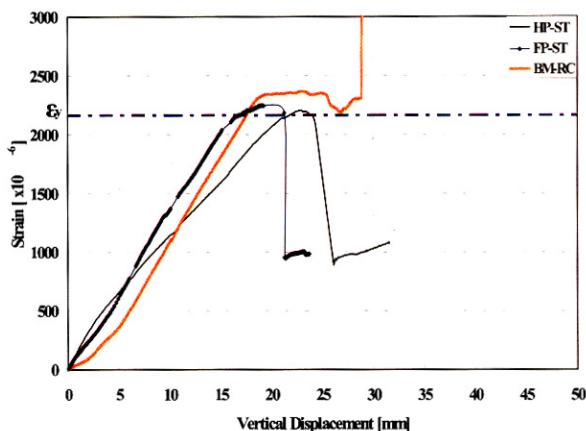


그림 21. BM-RC, FP-ST, HP-ST 휨철근의 변형도 비교

4.6 포스트펀칭 철근 배근

ACI-ASCE Committee 352는 RC 무량판 구조에서 예상치 못한 갑작스런 파괴에 대한 방안으로 편침파괴가 발생한 후에 이를 하부철근 (Post-Punching Reinforcement)이 저항할 수 있도록 하부철근을 배근토록하고 있다 (ACI Committe 318 2002). 편침 파괴가 발생한 후에 이를 저지하는 하부 철근은 약 30도만큼 기울어진다고 가정하고, 기울어진 각도의 수직성분이 편침파괴 이후의 중력하중을 저지한다는 개념이다 (그림 22 참조). 포스트펀칭 철근의 단면적은 아래 식 (7) 및 (8)에 의하여 산정한다. 본 연구에서는 휨철근 정착 및 전단보강 방법에 따른 편침전단강도의 증진 여부를 파악하기 위해 포스트펀칭 철근을 의도적으로 제외하고 실험을 수행하였지만 실제 건물에 적용할 경우 반드시 포스트 펀칭 철근을 사용하도록 하고, CFT기둥면을 완전히 관통시켜야 한다.

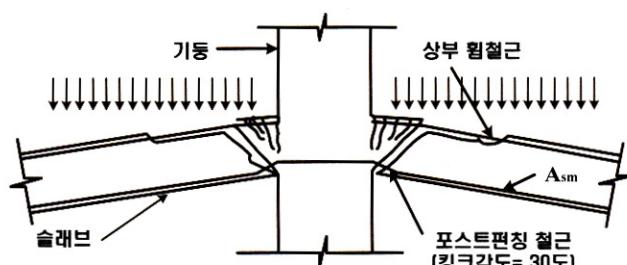


그림 22. 포스트펀칭 철근 개념도

$$4\Phi A_{sm} f_y \sin\Theta = w_u l_1 l_2 \quad (7)$$

$$A_{sm} = \frac{0.5w_u l_1 l_2}{\phi f_y} \quad (8)$$

5. 결 론

CFT기둥-RC 무량판 접합부의 편칭전단강도 평가를 수행한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 제시한 다양한 형식의 CFT기둥-RC 무량판 접합부는 기준의 RC 무량판 접합부 강도와 동등하거나 그 이상의 강도를 발휘할 수 있음을 실물대 실험을 통하여 입증하였다. 전단키로 전단 스터드를 사용한 HP-SS 시험체를 제외한 나머지 시험체에서 일반 RC 무량판 접합부의 강도와 동등한 또는 상회하는 편칭전단강도를 갖는 것으로 확인되었다.
- (2) EC2와 Model code 90에 의한 편칭전단강도식은 편칭전단강도를 저평가하는 것으로 나타났다. 따라서 EC2와 Model code 90을 통하여 설계를 할 경우 상당히 보수적인 설계가 될 것이다. 반면 ACI 318-02의 산정식은 평균 3% 정도의 오차만 보여주고 있는바 CFT기둥-RC 무량판 접합부는 ACI 318-02에 따라 설계 및 검토할 것을 권장한다. 앞에서 언급한 여러 오차발생 원인들을 고려한다면 ACI 318-02에서 규정하고 있는 편칭전단강도식을 사용하여 실용적으로 충분한 정확도로서 CFT기둥-RC 무량판 접합부의 강도를 예측할 수 있을 것이다.
- (3) 본 연구에서 제시한대로 전단키의 설계 및 휨철근의 정착이 적절히 이루어질 경우, 기둥 외주면 슬래브의 휨항복 및 이의 전파 그리고 압축대 콘크리트의 압괴에 이은 편칭파괴가 전형적인 파괴모드가 되는 거동을 확보할 수 있다.
- (4) HK-ST 시험체를 제외하고 BM-RC 시험체에 비해 19%~58% 증가된 강성을 갖는 것으로 평가되었다. 따라서 본 연구의 CFT기둥-RC 무량판 접합부로 구축된 무량판의 처짐은 RC 무량판에 비해 작아지는 이

점이 있을 것이다. 즉 기존의 RC 무량판 처짐 산정식을 사용하면 보수적인 설계가 될 것이다.

- (5) 이상의 실험결과를 종합해 볼 때 본 연구에서 제시된 다양한 형식의 CFT기둥-RC 무량판 접합상세 가운데, 완전관통 상세와 전단키로 전단티 및 전단머리를 사용하는 상세를 채택할 경우 가장 바람직한 CFT기둥-RC 무량판 접합부가 구축될 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 삼성물산(주) 건설부분의 연구비지원에 의한 것으로 이에 감사드립니다.

참 고 문 헌

- 대한건축학회 (2000), 건축물 하중기준 및 해설, 태림문화사.
AISC (2001), Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design, Third Edition
ACI Committe 318 (2002), Building Code Requirements fo Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), American Concrete Institute (ACI), Detroit, Mich.
C. K. Wang and C. G. Salmon (1979), Reinforced concrete design, Harper & Row Publishers.
Technical report (2001), Punching of structural concrete slabs, CEB/fib Task Group (Utilisation of concrete tension in design), bulletin 12, fe'de'ration internationale du béton.
N. M. Hawkins (1974), Shear strength of slabs with shear reinforcement, Shear in reinforced concrete, Vol. 2 (SP-42), Detroit: ACI, pp.785-816.
W. G. Corley and N. M. Hawkins (1968), Shearhead reinforcement for slabs, *ACI Journal*, Proceedings, 65, October, pp. 811-824.

(접수일자 : 2005. 5. 2 / 심사일 2005. 5. 23 /
심사완료일 2005. 7. 26)