

미국에서의 RC무량판 내진설계기준과 개정 방향

Seismic Design Provisions and Revisions to the Guides for RC Flat Plate Systems in the US



강현구*
Thomas H.-K. Kang



박홍근**
Hong-Gun Park

Abstract

Seismic design of reinforced concrete flat plate structures is often complicated as it deals with three dimensionality and continuous spans, and mostly material complexity and reinforcement variation. A great degree of uncertainty in such structural and material properties is thus inherent in the RC flat plate systems, and hinders simplification of the design process in terms of slab flexure, unbalanced moment transfer at a slab-column connection, and punching shear. For these reasons, there have been substantial changes and updates in building codes relating to flat plates and slab-column connections over a handful of decades. Also, for the same reason, some of codes never have been revised. As a consequence of nonsimultaneous development of each provision, it tends to confuse structural engineers when using a mixture of all different US code provisions. In this paper, in the step-by-step logical order, seismic design of the RC flat plate systems is re-organized and clarified to make it easier to apply. Furthermore, recent changes or proposed changes are introduced, and are explained as to how it will apply in practice.

* 오클라호마대학교 토목환경공학과 조교수
tkang@ou.edu

** 정회원, 서울대학교 건축학과 교수

1. 서론

미국의 약지진대(예: 휴스턴, 시카고)나 중지진대(예: 뉴욕, 오클라호마시티)에서 무량판구조의 설계시에, 무량판과 기둥으로 구성된 무량판 모멘트 저항 골조가 중력하중뿐만 아니라 모든 횡하중을 지지하도록 설계가 가능하며, 이러한 구조형식이 보편적으로 많이 사용되고 있다. 또한 횡하중지지의 목적으로, 벽구조나 (테두리) 보-기둥모멘트 저항 골조와 같은 횡력지지 구조를 무량판 구조와 복합적으로 사용하기도 한다.

강지진대인 미국의 캘리포니아지역에서도 무량판이 보편적으로 사용되고 있다. 강지진대에서는 횡하중지지 구조인 (코어) 벽 구조나 보-기둥 모멘트 저항 골조를 반드시 사용하며, 이 횡력 구조가 100%의 횡하중을 지지하고 충분한 연성능력(또는 변형능력)을 확보하도록 설계하여야 한다. 플랫폼레브(무량판)는 중력하중만을 고려하여 휨설계 되지만, 전단설계에 있어서는 횡변위를 고려하여 전단의 안전성을 확인하여야 한다.

최근의 미국건축설계기준인 IBC-06에서는 중지진대나 강지진대 같은 지역적인 개념이 약화되었다. 건축물의 내진설계 적용 범위를 지역적인 구분 방식에서 다양한 건축물의 특성을 포함하는 구분 방식으로 전환하여 내진설계범주(seismic design category; SDC)의 개념으로 진화하였다. 특정 건축물의 내진설계범주를 결정하는 요소로는 (1) 국지적 지진 성분(단층의 크기, 성질, 방향, 또는 단층에서의 거리 등), (2) 토질, 그리고 (3) 건물용도/수용인원이 있다. 따라서 과거 UBC-97에서 중지진대로 분류한 지역의 건축물도 건물의 용도에 따른 중요도가 높고, 토질이 좋지 않은 경우에는 과거 강지진대의 건축물이 받던 지진하중과 비슷한 수준의 지진하중을 받을 수 있다. 국내에서도 KBC 2005에서 이러한 내진설계범주의 개념을 도입하여 사용하고 있다. 내진설계범주는 SDC-A 에서 F 까지의 등급이 있는데, 이 기사에서는 편의상 ACI 318, 표 R.1.1.8.3에 근거하여 SDC-A, B를 약지진대, SDC-C를 중지진대,

SDC-D, E, F를 강지진대라 칭한다.

무량관 구조는 크게 철근콘크리트(reinforced concrete 또는 RC) 무량관 구조와 포스트텐션(post-tensioned 또는 PT) 무량관 구조로 나뉜다. 이 두 가지 구조형태 모두 광범위하게 미국에서 사용되고 있다. PT 무량관 구조는 1960년대 보급된 이후 현재는 뉴욕시를 제외한 대부분의 대도시의 무량관 설계에 PT 시스템을 도입하고 있다. 전통적인 RC 무량관 구조는 경간이 작은 주거용 건축물에 주로 이용되고 있다. 뉴욕에서는, 주로 다른 지역의 설계회사들이 시장을 선점한 PT 무량관 시스템의 유입을 경계하여 뉴욕시 기준에서 PT시스템을 허용하지 않고 있다. 일반적으로 국내의 주거용 건축물에서는 비교적 작은 경간의 RC 무량관 아파트 건설이 활발한 반면, 사무용 건물에서는 코어 벽식 구조와 철골 구조의 복합구조가 보편적이다. 포스트텐션 무량관은 층고를 크게 줄이면서 경간을 늘리는데(두께 대 경간비 = 40-45) 철골구조보다 더 유리하기 때문에 오피스 건축에 있어 PT 무량관 시스템의 적용은 분명히 고려할만한 가치가 있다.

그러나 본 고에서는 우리나라에서의 주 관심거리인 RC 무량관 구조에 한정하여 기술하고자 한다. RC 무량관 구조의 슬래브 두께 대 경간비는 대략 20에서 많게는 30까지도 쓰이나, 북미에서 상업적으로 상당한 시장을 점유한 헤디드 스테드(headed studs) 전단보강이 최근 양방향 실험에서¹⁾ 대각선 횡변위시 연성(중력비 0.5의 시험체 완전편칭과괴시 각 축으로부터의 횡변위=1.25%)을 거의 발휘하지 못한 점을 비추어 볼 때 전단보강 여부에 상관없이 RC 무량관의 두께 대 경간비는 20에서 27 정도가 적당하다. 중력비는 $V_{us}/\phi V_c$ 를 의미한다. 이때 V_{us} 는 설계 하중에 의해 전단위험단면에 작용하는 수직전단력(ACI 318-08, 21.13.6장 참조), $\phi=0.75$, 그리고 V_c 는 같은 전단위험단면의 콘크리트 전단강도를 나타낸다. 단, 실험치는 하중 및 강도계수를 고려하지 않는다. 슬래브의 두께 대 경간비는 중력비를 좌우하는 가장 주요한 변수이고, 이때 슬래브 유효길이(l)가 아닌 두께(h)를 사용함을 상기하고자 한다.

최근 미네소타대에서 미시간대팀이 실험한 슬래브-기둥 접합부 양방향 실험에 대해서 몇가지 더 언급하면, 이 실험에서 주로 첫 헤디드 스테드와 기둥 사이, 그리고 기둥 모서리부근에서 전단손상이 집중적으로 관찰되었다. 이는 현 ACI 318-05, 13장에 의해 <그림 1, 2>와 같이 첫 전단보강 수직근이 최대 $d/2$ 의 거리만큼 기둥에서 떨어져도 무방하고 기둥 대각선 방향으로는 전혀 배근이 되지 않게끔 유도하는 것과 관련이 있는 것으로 판단된다. 슬래브 전단 손상은 반드시 45도 각도의 전단 균열로 발생하는 것은 아니며, 수평면과 30도에서 60도 심

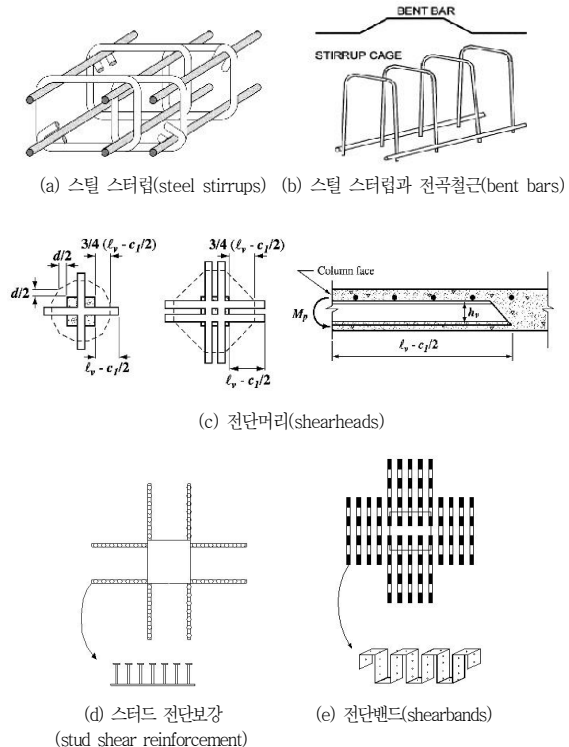


그림 1. 미국에서의 사용되는 전단보강근의 종류
(출처 : ACI 318-05; Kang and Wallace, 2005; Broms, 2007; Kang and Wallace, 2008)

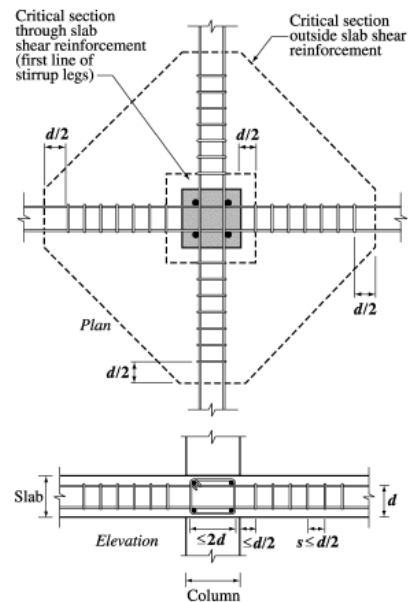


그림 2. 일반적인 전단보강근 상세
(출처 : ACI 318)

지어는 80도 가까운 각도로 다양하게 전단 균열이 발생하는 것이 일반적이다. 이는 플랫슬래브 자체의 불확실성과 복잡한 기하학적 성질에 기인한다. 더욱이 동적(지진)하중이 가해질 때 이런 수직에 가까운 날카로운 균열현상과 그에 따른 '접합면'의 손상이 더 심화되는 것이 관찰되었다²³⁾. 이러한 동적하중에 대한 날카로운 전단파괴 반응은 비단 플랫슬래브만의 성질은 아니며, 빠른 속도로 하중을 가할때 부재의 전단파괴면은 수직으로 나타나는 것이 일반적이다¹⁴⁾.

그간 캘거리대 Ghali 명예교수의 끊임없는 요구와 헤디드 스테드의 미국 시장 장악에 힘입어 2008년판의 ACI 318, 7장과 11장(철근상세장 전단과 비틀림장)에 급기야는 헤디드 스테드에 대한 전단보강규정이 따로 만들어지기에 이르렀다. 여기서 헤디드 스테드는 다른 전단보강과 비교해 더 나은 전단보강 효과가 있다는 방식의 규정이 자리 잡았지만, 실상 이는 캘거리대의 실험 결과만을 근거로 한 것이기에 아직도 논란거리로 남아 있다. 특히 위에서 언급한 미시간대팀의 실험은 이를 강하게 반증한다. 직각 기둥 모서리 부근에 전단근이 특별히 배근하지 않아도 무방한 것은 ACI 318, 11장은 내진규정이 아닌 까닭에 4방향이 아닌 2방향(+자) 배근으로도 충분하다고 판단하였기 때문이고, 또한 때에 따라서 1방향(-자)만의 전단보강만이 필요한 경우를 반영하기 위해서였다. 그러나 내진규정을 담은 ACI 318, 21장에서 중진대에서의 내진시스템으로서의 무량판 설계나 강지진대에서의 지진하중 저항에 기여하지 않는 시스템으로서의 무량판 설계에 있어 13장의 전단설계를 다시 참고하기 때문에 실제로 13장은 내진기준의 일부라 할 수 있다. 이러한 혼란은 21장에 접합부 전단보강근 상세에 대해서는 별도의 규정이 없는 데에 기인한다.

중진진대인 뉴욕에 위치하고 있는 로젠와서 & 그로스만 설계회사는 ACI 318, 13.5.3.3절에서 규정하는 불균형모멘트의 편심전단응력전달의 비율이 설계변수에 따라서 저감시킬 수 있다는 규정을 적극적으로 활용하여, 전단보강근의 사용을 최대한 피하기도 한다. 이러한 설계방식을 사용하는 이유는 무보강 슬래브에 비하여 시공성에 문제가 있고, 성능이 의심스러운 헤디드 스테드의 이용 자체를 피하고 싶기 때문이다. 이러한 설계방식은 슬래브 휨철근의 적절한 배근과 기하학적 성질만을 이용하여 무량판 접합부의 설계가 가능하도록 규정한 현행기준을 그대로 따르는 것이긴 하나, 우리나라에서는 삼풍사건의 비극적 역사를 돌이켜 보더라도 일단 안전성을 우선적으로 고려하여 전단보강근을 기본(default)으로 사용하는 것이 바람직하다. 사실, 일반적인 보에서는 최소전단보강을 규정하고 있는데 반하여 무량판구조에서는 최소전단보강을 규정하고 있지 않은 것은 기준상의 형평성에 반하며, 구조물의 형식에 관계없이 구

조물의 붕괴되지 않을 확률을 일정하게 유지하여야 하는 기준의 기본 취지상에도 적합하지 않다.

최근 미국에서는 헤디드 스테드의 대체로서 E 등의 업체에서 판매하는 쉬어밴드(shearbands)의 이용이 증가하고 있다<그림 1>. 재료원가 면에서 헤디드 스테드보다 불리한 것이 사실이나, 매우 좋은 시공성에 따른 노동원가 절감으로 상쇄되기 때문에 최근 각광을 받기 시작했다. 이 같은 전단밴드 전단보강은 중력하중과 지진하중하의 실험에서 모두 효과적인 것으로 나타났으나^{25,30)}, 역시 다양한 중력비에 대한 추가 내진 실험이 필요하다. 우리나라에서는 최근 개발된 래티스 전단보강이 우수한 대안이 될 수 있다²⁶⁾.

지금까지 서론에서는 몇 가지 주제 위주로 무량판 내진설계의 최신 동향을 간략하게 언급하였다. 본문에서는 중진진대에서의 무량판과 강지진대에서의 무량판 설계와 상세를 위주로 기술하고자 한다. 본 논문은 ACI 318 기준(7, 10, 11, 13, 21장), 352, 374, 그리고 421 보고서, 뿐만 아니라 IBC-06, ASCE 7-05, UBC-97 기준 등을 아우르는 RC 무량판 설계 지침을 요약하고 있다. 각각의 위원회에서 다른 설계 철학을 가지고 있기 때문에 조금씩 다른 설계규정을 제시하고 있는 것이 사실이나, 바로 이런 이유로 인하여 미국에서 사용되고 있는 RC 무량판 설계 절차를 일목요연하게 정리할 필요가 있다. 무엇보다 강조하고 싶은 점은 모든 나라의 기준이 그렇듯 미국 기준 또한 '최소한'의 규정만을 제공하고 있기 때문에, 때로는 기준에 대한 적절한 해석과 선택이 필요하다는 것이다.

2. 중진진대에서 횡력저항시스템으로서의 무량판의 내진설계

앞에서도 언급한 바와 같이 중진진대에서 무량판구조는 독립적으로 모든 횡하중을 저항하도록 설계할 수 있다. 단, 강성이 일정한 벽구조나 보-기둥 모멘트저항골조와 함께 사용한다면, 모든 횡하중을 이 횡력지지구조가 전담하도록 설계하고, 무량판 구조는 횡변위 적합성(deformation compatibility)이 만족되도록 설계하는 방법이 대안이 될 수 있다. 이 횡변위 적합성 설계는 강지진대에서 중력하중 저항시스템으로서의 무량판 구조 설계와 정확히 같은 설계법이다. 실제로 '횡력저항시스템으로서의 무량판' 접합부 전단 검토의 한 방법으로 ACI 318-08, 21.3.6.8절에 새롭게 ACI 318-05 21.11.5(b)절에 있던 횡변위 적합성 점검을 하나의 설계법으로 인정하였다(2008년판에서는 21.13.6(b)). 이에 대한 배경은 뒤에서 다시 논의한다.

본 논문에서는, 내진시스템으로서의 무량판 구조 설계, 즉 지

진하중 지지를 위한 벽구조나 보-기둥모멘트골조가 거의 사용되지 않은 독립적인 무량관구조시스템의 2차원 설계를 다루고자 한다.

대략의 구조시스템에 대한 초기 설계(평면, 배치, 경간, 슬래브 두께등)를 수행한 후, 두가지 하중조합 (1) $1.2W_{DL} + 1.6W_{LL}$, (2) $1.2W_{DL} + 1.0W_{LL} \pm 1.0E$ 에 대한 구조해석을 수행하여 설계모멘트, 전단력 그리고 축력을 구한다<그림 3>. 이때 풍하중이 지진하중에 미치지 못하고, 기타하중이 존재하지 않는 경우를 전제로 한다. 이때 $1.0W_{LL}$ 는 4.9 kg/m^2 를 넘지 않고, 창고와 공공건물 등의 용도가 아니라면 $0.5W_{LL}$ 으로 대체한다. 대개 내진시스템으로서의 무량관 내진설계시 IBC-06과 ASCE 7-05에 따라 무량관골조를 슬래브보(등가보)-기둥의 선형부재로 구성된 등가의 모멘트 저항 골조로 이상화한다. 이때, 슬래브를 선형부재로 치환하기 위하여 유효슬래브폭모델이 주로 사용된다<그림 3>.

2.1 강성 모델

유효슬래브폭모델은 여러 내진 실험과 해석을 통해 유효성이 입증되었고^{21,22,26}, 사실상 내진설계에 있어 가장 편리하고 유용한 모델이다. FEMA 274와 356의 후속편이 되는 ASCE 41, 2007년판에서는 유효슬래브폭모델, 등가골조모델, 그리고

3차원 유한요소해석 모두를 추천하고 있다. 이 중 유효슬래브폭의 산정에 있어서, ASCE 41, 2007년 판, C6.4.4.1절에서 크게 개정되었는데, Allen and Darvall(1977) 논문의 강성변수 테이블을 참고하는 방법과 Hwang and Moehle²¹이 제시하는 다음의 강성모델 식을 따르는 방법을 선택할 수 있도록 변경되었다.

내부 경간 :

$$b = \alpha l_2 = 2c_1 + \frac{l_1}{3} \tag{1}$$

(골조 테두리와 평행한) 외부 경간 :

$$b = \alpha l_2 = c_1 + \frac{l_1}{6} \tag{2}$$

여기서 b 는 슬래브유효폭, α 는 유효슬래브폭과 전체 슬래브폭의 비, c_1 은 경간과 평행한 방향의 기둥폭, l_1 은 고려하는 방향의 기둥 중심과 중심사이의 경간길이, 그리고 l_2 는 고려하는 방향과 직각인방향의 기둥 중심과 중심사이의 경간길이를 나타낸다.

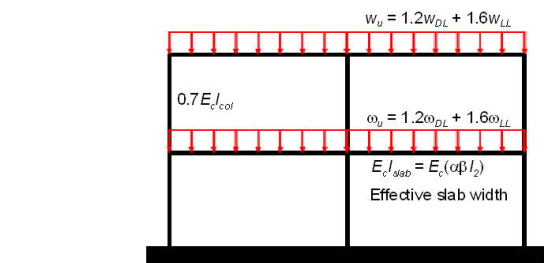
만약 경간 한쪽 끝이 경간방향과 직각인 벽체(즉, 경간방향=벽체의 약축방향)이고, 경간의 다른쪽 끝이 기둥이라면 강축방향의 벽체폭(단, l_2 를 넘지는 않는다)과 αl_2 와의 평균값을 유효슬래브폭으로 결정한다.

한편 ASCE 41-07에 따르면 유효슬래브폭 모델과 등가골조 모델에서 균열에 의한 강성감소계수로서 베타상수 1/3이 사용된다(PT 시스템의 경우 1/2). 유효슬래브폭모델에서는 Hwang and Moehle²¹ 논문을 근거로 하여 다음의 베타상수가 쓰일 수도 있다.

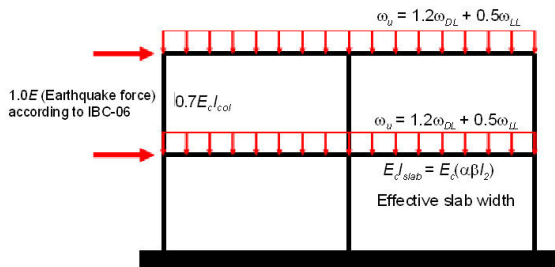
$$\beta = 4 \frac{c_1}{l_1} \geq \frac{1}{3} \tag{3}$$

<그림 4>는 식 (1)과 (3)을 종합하여 도식화한 것이다¹⁶⁾.

사실 FEMA나 ASCE 41은 기존건물 내진성능을 평가하기 위한 지침이고, 위에서 언급한 규정들은 기존건물의 강성 모델링에 관련된 규정이다<그림 3>. 그러나 ACI 318-05, R21.2.2절 (ACI 318-08에서는 R21.1.2절)과 R.13.5.1.2절에서 설명하고 있듯이 구조설계시에는 구조물의 최대 균열 효과를 고려하는 것이 바람직하고, ACI 318-08, 8.8절, 10.10.4.1절과 R13.5.1.2절에서 비슷한 강성 범위를 제시하거나 유효폭슬래브모델을 추천하기 때문에 위에서 언급한 강성 규정들을 신축건물의 설계시에도 그대로 적용할 수 있다. 기둥의 강성은 <그림 3>에서와 같이 균열을 고려하여 ACI 318-08, 10.10.4.1



(a) 하중조합(1)



(b) 하중조합(2)

-used only for intermediate moment slab-column frames

그림 3. 슬래브 설계모멘트를 구하기 위하여 등가 하중을 이용한 선형 2차원 해석-강성모델링

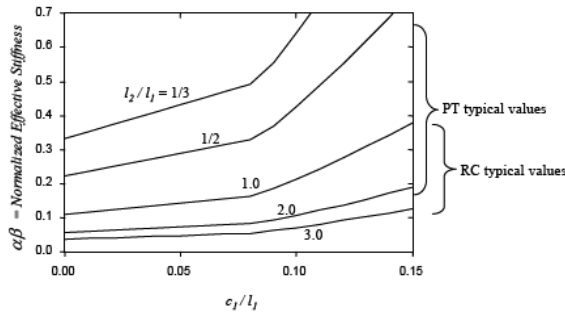


그림 4. 내부경간의 유효슬래브 폭
(출처 : Elwood et al., 2007)

결과 R10.10.4.1절에 따라 결정한다. 즉 총 단면에 대한 강성의 70%를 취한다.

ASCE 7-05, 표 12.2-1, C.6열의 중지진대 모멘트 저항 골조에 대한 반응수정계수($R=5$)를 적용하여 등가지진 횡하중을 구한 후, 지진하중조합에 대하여 선형구조해석을 실시한다. 구조해석으로부터 구한 설계모멘트에 대하여 슬래브를 설계하고 휨철근을 우선 배근한다. 이에 대해서는 ACI 318, 13.3절을 따르며, 슬래브에 개구부 설치시에는 13.4절을 고려한다.

2.2 슬래브 모멘트와 배근

유효슬래브폭모델, 등가골조모델을 이용한 구조해석을 통하여 구한 슬래브의 휨모멘트는 주열대(column strip)과 중간대(middle strip)에 분배하는데, 중력하중조합(1)의 경우에는 직접설계법(direct design method)의 모멘트분배(13.6.4-

13.6.6절)를 사용할 수 있다. ACI 318에는 유효슬래브폭 모델 사용시 기동열/중간열모멘트 분배에 대한 관한 규정이 없으나, 등가골조모델과 동일하게(13.7.7.5절 참조) 직접설계법의 모멘트분배방법을 사용할 수 있다. 일정 조건을 만족하는 슬래브에 대한 중력하중해석은(유효슬래브폭모델 또는 등가골조모델을 배제하고) 직접설계법을 이용할 수 있다.

하중조합 (2)의 경우에는 계수중력하중에 의한 모멘트에 대해서는, 13.6.4-13.6.6절에 따라 주열대와 중간대에 모멘트를 분배하며, 지진하중에 의한 슬래브 모멘트는 100% 주열대에 할당하고 중력 모멘트에 중첩한다. 언뜻 ACI 318은 횡력에 의한 슬래브 모멘트분배에 대해 명확하게 제시하지 않는 듯 보이지만, 21.12.6.1절(2008년판에서는 21.3.6.1절)에서 불균형모멘트(M_{slab})의 전부는 주열대철근으로 지지해야 한다는 내용이 있는 것에 근거할때, 횡하중에 의한 슬래브 모멘트는 전부 불균형모멘트에 관계하는 이유로 100% 주열대에 할당한다. 이 불균형모멘트 중 슬래브 휨모멘트에 의하여 전달되는 부분($\gamma_f M_{slab}$)이 <그림 5>에서 또는 ACI 318, 13.5.3.2과 21.12.6.2절에서 정의하는 슬래브유효폭의 휨철근에 의해 모두 지지 가능한지 확인하고, 그렇지 않다면 추가 배근한다. 이때 γ_f 는 13.5.3절을 따라 계산하고, 때에 따라서는 식 (13-1)의 계산값을 13.5.3.3절에 의거해 조정할 수 있다. 기타 슬래브 철근의 상세는 ACI 318-05, 21.12.6.3에서 21.12.6.7절을 따른다(2008년판에서는 21.3.6.3 에서21.3.6.7절).

이외에 온도-수축철근(주로 하부철근)이 충분히 배근되었는지 7.12절에 따라 확인하고, 최소철근비나 최대철근간격(슬래브 두께의 5배 또는 460 mm)을 유지하고 있는지 7.12.2.1

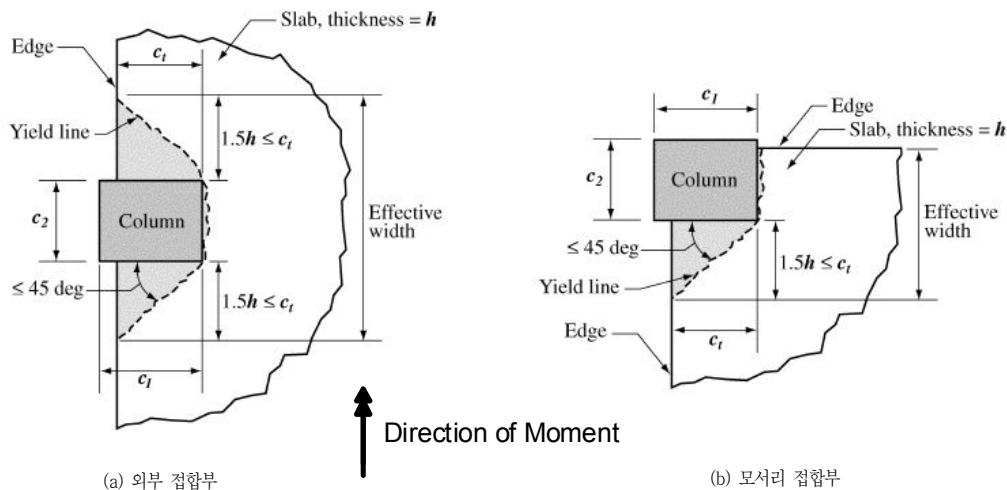


그림 5. 외부 및 모서리 접합부에서의 휨 전달 유효폭 정의
(출처 : ACI 318)

절에 따라 확인한다. 단, 경간의 중심에 배치되는 상부근은 위의 조건에서 배제된다. 최대철근간격은 휨에 대한 위험단면(즉, 경간 중심과 끝)에서는 슬래브 두께의 2배 이내를 유지해야 한다(ACI 318, 13.3.2절 또는 ACI 352, 5.1.2절). 구조물의 연속붕괴를 방지하기 위하여 구조일체용(연속)하부철근을 13.3.8.6절에 따라 배근한다. 이때 철근단면적에 관계없이 두개의 철근만 기둥중심을 통과하거나 90도로 정착하면 무방하다고 규정하고 있으나, 이는 철근 선택에 따라 매우 적은 양이 될 수 있다. 한편 ACI 352 보고서, 5.3.1절에서는 구조일체용 하부철근의 양을 다음과 같이 추천하고 있는데, 이는 실제로 318에 비해 다소 많은 양이라 여겨지고 있다. 그러나 안전성 측면에서 아래 식은 현재 352보고서 개정작업에서도 유지할 예정이다. 오히려 PT슬래브에서도 기둥을 통과하는 긴장재의 유무에 상관없이 다음식을 적용해야 한다고 명시할 예정이다.

$$A_{sm} = \frac{0.5w_u l_1 l_2}{\phi f_y} \quad (4)$$

여기서 A_{sm} 은 각 주축 방향으로의 최소 구조일체용(연속)하부철근양, w_u 은 활하중의 2배를 넘지않는 기둥의 하중부담면적의 설계하중, l_1 과 l_2 는 각 방향의 기둥 중심과 중심사이의 경간길이, 그리고 f_y 은 A_{sm} 의 철근항복강도를 나타내고, $\phi=0.9$ 이다.

슬래브 휨철근비는 무량관 내진설계에 있어 슬래브 연성도를 결정하는 하나의 중요한 요인이다. ACI 352, 5.1.4절에서 유효폭의 철근비에 대하여 규정하고 있다. 또한, ACI 318, R13.5.3.3에 의하면 유효폭에서의 상부근 대 하부근비는 2:1이 적당하다. ACI 352 보고서 5.1.3절에서도 이와 일

맥상통하는 규정들이 있다. 일반적인 ACI 318-05, R13.5.3.3이나 352.1R-89, 5.1.3절을 지키는 것은 그다지 번거로운 일은 아니다.

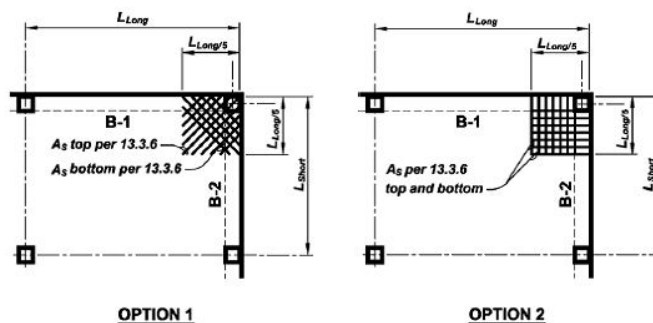
구조일체성 하부근의 외부 또는 모서리 접합부에서의 위로 구부러진 90도 정착은 매우 중요하다. 뿐만 아니라 모든 슬래브근의 정착 또한 간과해서는 안 될 상세이다. 그러나 지면상 상세는 소개하지 않고, ACI 352.1R-89, 5.2절을 참조할 것을 추천한다. 개정작업 중인 352.1R-89에는 기계정착 규정이 포함될 예정이다. 이는 352R-02(보-기둥 접합부 보고서)에서 포함된 것과 유사하나, 정착관 순 지압면적의 크기는 철근단면적의 4배 이상으로 완화될 예정이다.

최근 ACI 318, 2008년판 슬래브 휨설계장(13장)에 새로 개정추가된 사항중에, 시공성을 고려하여, <그림 6>에 나타난 바와 같은 두가지 철근배치를 모서리 철근으로서 사용할 수 있다. 뿐만 아니라, ACI 421보고서에 따라 모서리 접합부 전단설계시 기둥 주축 방향으로 45도로 기울어진 축을 기준으로 편심전단응력모델을 적용해도 된다. 이 안은 개정작업 중인 352 보고서에서도 하나의 대안으로 제시될 예정이다.

2.3 접합부 설계

슬래브-기둥 접합부의 전단설계는 미국에서도 매우 다양한 설계법이 존재한다. ACI 318 규준과 ACI 352, 421, 445보고서 등이 각기 조금씩 다른 철학과 상세를 기반으로 접합부 전단설계를 제시한다. 본 논문에서는 휨 설계와 마찬가지로 설계 진행 절차에 따라 적절한 기준을 인용하며 간략히 기술하는 방식을 따르고자 한다.

편심전단응력모델은 ACI 318-05(11.12절 2008년판에서는



Notes:

1. Applies where B-1 or B-2 has $\alpha > 1.0$
2. Max. bar spacing $2h$, where h = slab thickness.

그림 6. 개정된 모서리 접합부에서의 휨철근 상세 (출처 : ACI 318, 2007)

11.11절), 352.1R-89, 421.1R-99, 그리고 421.2R-07에서 공통적으로 채택하는 전통적인 전단설계방법이다. 그 밖의 몇 가지 다른 접근방법도 ACI 352.1R-89, 445위원회의 SP-232 등에서 소개하고 있다. 편심전단응력은 다음과 같이 구한다.

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} \pm \frac{\gamma_v M_{slab} c}{J_c} \leq \phi v_n \quad (5)$$

여기서 V_u 는 설계하중조합 (1), (2), 그리고 (3)에 의해 접합부 전단위험단면에서 발생하는 최대 수직전단력, b_0 는 전단위험단면의 둘레, d 는 전단위험단면의 유효높이, 그리고 M_{slab} 은 설계하중조합 (1), (2), 그리고 (3)에 의해 접합부에서 발생하는 최대 불균형모멘트를 나타낸다. J_c 는 극모멘트와 유사한 값으로서 그 계산은 직각 내부기둥의 경우 ACI 318-05, R11.12.6.3을 참조하고(2008년판에서는 R11.11.6.3), 그 밖의 다양한 형태의 위험전단단면의 경우 Park and Gamble²⁹⁾의 저서를 참고하며, 기타 불규칙한 형태의 경우는 ACI 421.1R-99, 부록에 있는 식 (B-3)을 따른다. 이때 계산의 편의상 $J_c = I_p$ 를 오차범위 내에서 사용할 수 있으며, <그림 7>에서 c -축은 y 축과 동일하다. c 는 <그림 7>에 나타나 있으며, ϕ 는 일반적인 전단 강도감소계수인 0.75를 사용한다.

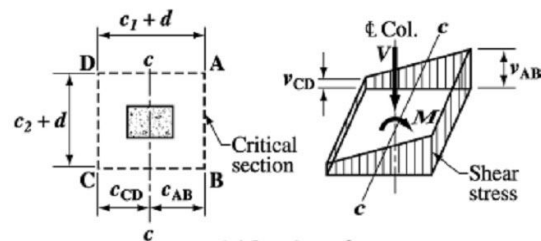
식 (5)는 모든 발생 가능한 전단위험단면에 적용해야 한다. 기둥에서 $d/2$ 떨어진 지점, 기둥에서 최원거리의 전단보강근이나 드롭패널(drop panel) 또는 전단 캐피탈(shear capital)에서 $d/2$ 떨어진 지점 등에서 검토되어야 한다. 전단머리(shearhead)를 사용할 경우 <그림 1>과 같이 중간지점에서 전단위험단면이 형성된다. v_n 값은 전단보강근의 유무에 따라 ACI 318-05, 11.12장의 정의에 맞게 계산된다(2008년판에서는 11.11장). 최근 ACI 318-08에서 경량콘크리트를 사용한 부재의 경우 전단과 비틀림(11장) 규정에 있는 모든 콘크리트 전단강도(V_c)식에 램다계수(λ)를 적용하도록 개정되었다(예: ACI 318, 식 11-35; $V_c = 0.33\lambda\sqrt{f_c'}b_0d$). 그리고 램다계수는 2008년 판에 새롭게 추가한 8.6장에서 자세히 설명하고 있다. 고강도콘크리트를 사용한 일반 부재의 경우 f_c' 가 1.45 MPa를 넘을 때는 1.45 MPa를 사용한다고 ACI 318, 1.1.2절은 규정하고 있으나, 사실 슬래브-기둥 접합부는 보나 기둥 등의 일반 부재와 다르게 ACI 352.1R-89, 4.2.1.1절에 따라 전단강도 계산시 f_c' 의 값은 0.87 MPa를 넘지 않도록 규정된다.

전단보강근 설치구역의 전단위험단면의 안정성을 검증할 때, ACI 421.1R-99에서 제시하는 J_p (기타 다른 코드에서는 J_c) 값에 대한 식을 이용하여야 하는데, 컴퓨터의 도움 없이는 계산이 번거로운 면이 있다. 이는 ACI 에서 사용하고 있는 콘크

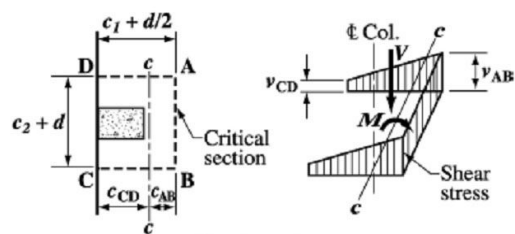
리트 부재설계 경험식들의 사용자 편리 원칙에 반한다. 이에 따라서 ACI 352위원회에서는 편심전단응력모델의 개념을 해치지 않는 범위 내에서 불규칙한 위험단면에 한하여 보다 간략한 J_c 결정 방법을 제시할 예정이다.

편심전단응력모델에 있어 주의할 점은 내진설계시 양방향 지진하중에 의한 불균형모멘트를 고려하는 것이 아니라, 양방향중 불균형모멘트가 큰 값을 식 (5)에 대입하여 전단강도를 평가해야 한다는 것이다. 위 모델은 30년 전 일방향 불균형모멘트에 대해서만 적용하게끔 개발되었다. 만약 양방향 불균형모멘트를 식 (5)에 대입한다면 전단위험단면 모서리에서의 최대 전단응력을 기준으로 접합부를 설계하게 되는데 이는 다소 보수적이라 ACI는 판단하였다¹⁵⁾. 일반적으로 미국 설계사무소에서는 불균형 중력 하중이나 경간배치 또는 활하중 배치에 의해 발생하는 불균형모멘트나 풍하중에 의한 양방향 불균형모멘트를 식 (5)에 동시에 대입하고 있다. 그러나 현재 ACI 352위원회는 지진하중에 의한 불균형모멘트에 대해서만 각각의 방향에 대해서 따로 적용하게끔 규정할 예정이다.

편심응력전달모델은 영국 기준등과 같이 휨철근에 관한 변수항은 없다. 그러나 확실히 휨철근비는 전단성능에 영향을 미치는 매우 중요한 요소이며, 이런 이유로 인하여 불균형모멘트의 휨전달 설계부분에 있어 감마상수(γ_f), 유효폭(b_{eff}), 그리고 최대 및 최소 철근비에 대한 규정도 많은 것이다. 그러나 편심응력전달모델은 지난 40년 전 부터 현재까지 큰 문제없이 안전성



(a) 내부 기둥



(b) 외부 기둥

그림 7. 편심전단응력모델 (출처 : ACI 318)

을 검증받은 모델이기에 많은 다른 대안들이 학술 및 실무면에서 총체적으로 검증받지 못한 상황에서 휩철근의 영향을 반영하고자 하는 ACI 개정은 이루어 지지 않았다. 또한, 휩철근을 ACI 318, 352 등에 부합하게 조정함으로써 불균형모멘트의 휩전달을 극대화시킬 수 있고, 연성을 최적화시킬 수 있다. 또한 휩철근을 ACI 318의 최소 조건에 맞게 설계하였다면, 전단설계에 있어서 편심응력전달모델의 적용 또한 충분히 보수적일 것이다. 기본적으로 ACI 318은 설계에 있어 최소 조건만을 제시한다. 내용 외 여러가지 상황에 대해서는 최소 조건을 만족하는 범위 내에서 추가적인 지침을 따를 수도 있고, 실무적인 경험을 적용할 수도 있다.

ACI 318, 13.5.3.3절에서는 감마계수(γ_f)를 때에 따라 조정할 수 있도록 허용하며, 슬래브 유효폭에 집중하여 상부근을 배근하도록 하고 있다. 슬래브 유효폭에 집중하도록 하는 규정은 강성 증대의 효과를 가져와 적은 횡변형에서 슬래브 공칭모멘트강도에 도달하게 한다(ACI 352.1R-89). 그렇지 않고 휩철근을 슬래브 유효폭밖으로 분산하여 배근한다면, 중지진대에서 일반적인 횡변형각 1.0% 정도에서 설계휩 모멘트강도를 발휘하지 못할 가능성이 크다. 또한, 최대철근비 규정은 과도한 철근비가 되지 않도록 제어하여 비선형시에도 슬래브가 충분한 연성을 보유하도록 유도한다. 종합적으로 ACI 318, 13.5.3.3절은 슬래브의 최대 휩강도의 발현과 함께 충분한 연성을 발휘하도록 규정하고 있다. 2008년판에서는 다른 장과의 호환을 위하여 13.5.3.3절의 감마계수에 관한 규정이 다소 개정되었으나, 실제적으로 기존의 기준과 상이하지 않다.

한편 ACI 318에 2008년 판에 새로 추가된 헤디드 스티드 전단보강철(11.11.5절)에서는 다른 일반적인 전단보강근과 조금 상이한 규정을 담고 있다(이 논문에서는 생략). 최근 ACI 352보고서 개정 작업에서는 전단밴드(shearbands) 등 기타 다른 전단보강근도 소개될 예정이다. 또한, 중지진대나 강지진대의 무량판 구조에 한해 서론에서 언급했던 바와 같이 기둥과의 접합면과 모서리 부근의 전단성능 향상을 위한 새로운 규정이 현 352보고서 개정작업에 포함될 예정이다. 이는 ACI 318보다 다소 보수적인 규정이 될 가능성이 높다.

중지진대에서 내진시스템으로서의 무량판 접합부 전단설계에 있어 무엇보다 중요한 규정이 있다. 바로 ACI 318, 21.12.6.8절에 따라 중력비($V_{ud}/\phi V_c$)를 0.4로 제한하는 것이다(2008년 판에서는 21.3.6.8절). 이 규정은 ACI 318-05, 21.12.6.8절에 있는 대안 규정을 선택할 때 면제 가능하다. 그러나 그 대안 규정은 2008년 판에 다음과 같이 개정되었다. 따라서 여기서는 2008년 기준만을 소개하고자 한다.

- 중력비는 0.4로 제한한다. 단, 이 조항은 횡변위 적합성을

검토하였을 때(즉 ACI 318-05, 21.11.5절 또는 ACI 318-08, 21.13.6절을 검토하였을 때) 면제가 가능하다.

- 위의 두 가지 조항을 모두 충족시키지 못할 때에는 3가지 하중조합을 모두 고려하여 식 (5)에 따라 전단보강근을 설계한다.

현 2008년 ACI 318에서 자칫 21.13.6절의 최소 전단보강근 규정이 중지진대 무량판 접합부에도 적용될 수 있다는 식으로 해석될 여지가 있으나, 자세히 들여다보면 이 규정은 0.4 중력비 제한을 해제하기 위한 수단으로만 쓰인다는 것을 알 수 있다.

3. 강지진대에서 중력저항시스템으로서의 무량판 구조설계

현행 미국의 기준들에 따르면, 원칙적으로 강지진대에서 무량판 구조는 내진시스템으로서의 사용은 불가하다. 그러나 최근 진행중인 ATC 63프로젝트팀은 강지진대에서도 무량판 시스템이 구조물의 둘레에 위치해 있을 때(즉 내진시스템이 둘레에 위치해 있지 않을 때) 30%의 지진하중을 저항할 수 있도록 설계하는 방안을 마련 중이다²⁾. 뿐만 아니라 최근 PEER에서 수행중인 강지진대 초고층 빌딩 프로젝트에서도 이와 유사한 연구가 한창이다. 이는 강지진대의 고층 및 초고층 빌딩 구조물 설계에서 MCE(maximum considered earthquake) 등급의 지진하중 전체를 내진시스템인 코어 벽 구조가 저항하도록 설계하는 것이 매우 어렵기 때문이다. MCE란 그 지역에서 50년 안에 일어날 확률이 2%인 지진으로서 재현주기는 2500년이다. 우리나라에서도 지난 2500년 역사에서 진도 6, 7과 유사한 강도의 지진이 존재했다는 기록이 있기 때문에 우리나라의 MCE도 미국의 중지진대 수준이상이 가능성이 높다. 미 서부에서 MCE는 실상 매우 큰 지진으로서 이런 강한 지진발생시 붕괴를 막는 설계가 현재 건축기준에 의하여 요구되고 있다. 초고층 건물, 공공 및 특수 건물은 100%의 MCE를 기준으로 설계되어야 하기 때문에, 비선형 동적 해석을 통한 설계가 요구된다. 이 논문에서는 이러한 특수 건물의 용도가 아닌 일반적인 건물에 대한 무량판 구조에 한하여 논의하기로 한다.

3.1 미국에서의 내진설계 기준

본론에 앞서 내진설계개념의 변화로 인하여 최근 혼선을 빚고 있는 미국 내진설계 기준에 대해 잠시 언급하기로 한다. 이제 미국의 모든 50개주에서 IBC-06를 채택하였다. IBC-06와 UBC-97 내진설계의 가장 큰 차이점은 내진설계목표에 있다. IBC-06은 MCE의 지진하중 하에서 구조물의 붕괴를 막기 위

한 내진설계의 개념을 담고 있는 반면, UBC-97은 DBE (design basis earthquake)등급의 지진하중 하에서 구조물의 인명 안전성(life safety)을 보장하기 위한 내진설계의 개념을 담고 있다. DBE란 그 지역에서 50년 안에 일어날 확률이 10%인 지진으로서 회전주기는 475년이다. 지진하중의 크기나 강도요구량의 산정에 있어서는 두개의 기준이 크게 차이가 없다. 실제적으로 IBC-06은 설계 스펙트럼 산정시 MCE의 2/3 수준으로 총 등가 횡하중을 결정하도록 규정하고 있는데, 강진대에서는 UBC-97의 DBE를 기초로 한 총 등가 횡하중과 크게 다르지 않다. 다만, 우리나라와 같은 중진대 지역에서는 IBC 규정에 의한 지진하중이 크게 증가 되었다.

현행 IBC 기준을 적용하는데 문제점은 구조물의 연성면에서 IBC-06과 ACI 318-05, 21장이 서로 다른 설계 개념을 추구하는데 있다. ACI 318-05은 UBC-97과 마찬가지로 DBE의 지진하중 하에서 인명안전성(life safety)을 보장하기 위한 내진설계 개념을 채택하고 있으며, 따라서 콘크리트구조물의 설계변위(design displacement)를 구할 때는 ACI 318-05, 21.1절 (2008년 판에서는 2.2절) 에서도 정의하고 있듯이 UBC-97에 근거한 DBE 하에서의 전체 횡변위를 구해야 한다. 강지진대에서는 R (반응수정계수)=1인 내진시스템은 존재하지 않기 때문에 전체 횡변위는 항상 선형 횡변위값을 조정할 비선형 횡변위값이다.

ACI 318, R21.1절에서 언급하고 있듯이 설계 횡변위를 구하기 위해 정적 또는 동적 선형 해석을 이용할 수 있고, 이때 횡변위에 영향을 미치는 모든 변수를 고려해야 한다. 기초 이동/회전, 구조물 비틀림, $P-\delta$ 효과, 그리고 구조물과 비구조물과의 상관관계 등의 부가 영향이 없다고 가정하면 UBC-97, 1630.9.2절에 기반한 설계 횡변위각(δ_u)은 다음과 같다.

$$\delta_u = 0.7R\Delta_s \quad (6)$$

여기서 R은 UBC-97, 표 16-N에서 규정하는 비선형 거동을 고려하는 반응수정계수로서, 내진시스템으로 벽 구조가 쓰였을 때는 5.5, 모멘트 골조가 쓰였을 때는 8.5를 각각 사용한다. Δ_s 는 선형 해석을 통해 구해지는 설계지진하중에 대한 구조물의 횡변위값을 나타낸다. 설계 횡변위각(δ_u)은 접합부 전단설계에 있어서 매우 중요한 변수중 하나이다. 접합부 전단설계는 후에 다시 설명하기로 한다.

3.2 슬래브 모멘트와 배근

중력하중 저항시스템으로서의 무량관 슬래브의 휨설계에서는

말 그대로 중력하중만을 고려한다. 따라서 하중조합 (1)만을 적용하여 슬래브 설계 모멘트를 구한다. 이를 위하여 전장에서 설명된 방법과 같은 방법으로 유효슬래브폭모델 또는 등가골조 모델을 이용하여 골조 해석하거나 또는 ACI 318, 13장의 직접설계법(direct design method)을 사용한다. 정확성에 상관없이 이는 현 ACI 318의 규정이기 때문에 매우 올바른 선택이라 할 수 있다. ACI 318, 2011년판에서 13장이 대폭 개편될 예정이다. 그러나, 순서 등에 변동이 있을지 모르지만 현행 직접모멘트법은 그대로 남아 있으리라 예상된다.

하중조합 (1)은 중력하중만으로 이루어 졌기 때문에 슬래브 단부에서 정모멘트는 발생하지 않는다. 그러나 ACI 318, R.13.5.3.3의 해설에 근거하여 유효폭에서 구조일체성(연속) 하부근을 포함하여 상부근 절반 정도의 하부근을 배근하는 것이 바람직하다. 역시 외부 접합부에서 불균형모멘트 휨 전달부분($\gamma_{ef}M_{slab}$) 또는 총 불균형모멘트($\gamma_{ef}M_{slab}=1.0M_{slab}$)에 저항하기 위한 유효폭의 상부근이 충분한지 점검한다. 내부 접합부의 경우 불규칙한 경간, 하중에 의한 불균형모멘트 휨전달을 대상으로 검토한다. 슬래브근 상세는 중지진대에서 내진시스템으로서의 무량관 슬래브 철근 상세 규정인 21장 대신 ACI 318, 13.3장의 규준을 적용한다. 기타 온도 및 수축철근도 함께 확인한다.

ACI 352.1R-89에 따라 철근비 조건도 검토하는 것이 바람직하다. 즉, 유효폭의 상하부 철근비의 합 $\rho(=A_s/(b_{eff}d))$ 는 $0.75\rho_b$ 이하를 유지하고, $c_2 \geq 4h$ 폭(또는 모서리 접합부 등에서는 $c_2 \geq 2h$)의 하부 철근비는 최소 $0.69/f_t$ (MPa) 이상을 유지한다.

3.3 접합부 설계

강지진대의 중력시스템으로서의 무량관 구조에서 슬래브-기둥 접합부의 전단설계는 2005년에 들어서야 비로소 확립되었다. 그전까지는 이에 대해 명확하게 제시하는 기준이 없었는 바, 이는 사실 매우 큰 오류였으며 실제로 1994년 노스리지(Northridge) 지진에서 중력시스템으로서의 무량관 건축물에 횡변위에 따른 편칭전단파괴가 다수 발생하였다. ACI 318-05, 21.11.5절에서는 횡변위 적합성에 기초한 다음과 같은 접합부 전단설계 방법을 채택하고 있다(2008년 판에서는 21.13.6절).

- 하중조합 (2)에서 중력하중만을 고려한 설계 수직전단력(V_u)과 층간 설계 횡변위각(story design drift ratio ; δ_u)에서 발생하는 불균형모멘트를 본 논문의 식 (5)에 대입함으로써 전단설계 한다.

- 위의 무량판 비선형 해석의 절차 없이, 내진시스템(벽구조나 모멘트골조)의 설계 횡변위각과 <그림 8>에 나타나 있는 횡변위각 제한범위를 비교하면서 횡변위 적합성을 검토할 수 있다.
- 전단보강근 없이 위의 두 조항 중 어느 것이라도 충족시키지 못할 경우에는 최소전단보강근($V_s \geq 0.292 \sqrt{f'_c} b_o d$, 그리고 기둥에서부터의 마지막 열의 전단보강근까지의 거리 \geq 슬래브 두께의 4배)을 배근한다. 전단보강근열 사이의 거리 또는 첫번째 전단보강근열의 위치는 ACI 318-05, 11.12.3 절을 따른다(2008년 판에서는 11.11.3절).

상기 규준중 첫번째 안을 선택할 때, 불균형모멘트를 구하기 위한 골조의 비선형 해석은 필수불가결하다. 이 때 접합부에서의 횡전달/편심응력전달을 모두 고려한(복잡한) 비선형 거동, 지반과 구조물의 상관관계 등 횡변위에 영향을 미치는 모든 요소를 고려하여 해석해야 한다²⁶⁾. 일반적인 비선형해석과 같이 복잡하지 않더라도 강도설계개념(capacity design concept)과 유사한 한계 해석(limit analysis 또는 소성해석)과 식 (5)를 이용(단, 전단 강도 저하를 고려하여 ACI 318, 9.3.4(a)절의 $\phi=0.60$ 을 사용^{2,27)})하여 접합부 전단 강도를 점검할 수도 있다. 식 (5)에 대입할 불균형모멘트(M_{slab})의 값으로 RC 무량판의 경우 기둥열의 슬래브 공칭 정부모멘트의 합(예: 내부 접합부의 경우 $M_{n,cs} + M_{n,cs}$)을²³⁾, PT 무량판의 경우 전체 폭 슬래브 공칭 정부모멘트의 합(예: 내부 접합부의 경우 $M_{n,full} + M_{n,full}$)를 사용하면 적당할 것이다²⁴⁾. 사실 한계해석은 매우 안전한 전단 설계를 보장하기 때문에 이의 사용을 적극 추천한다.

상기 규준은 DBE 하에서의 편칭전단파괴의 가능성을 극소화하고자 제정되었

다. 이때 편칭전단파괴라 하면 붕괴에 이르기 전(혹은 상당 기간 전에) 불균형모멘트 전달 능력을 어느 정도(예: 20%) 잃

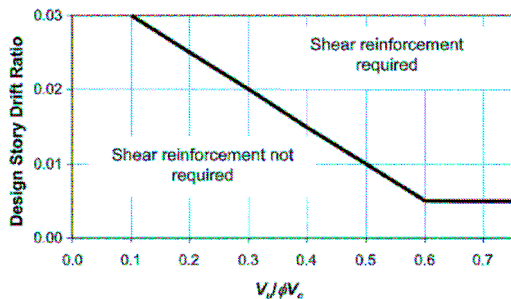


그림 8. 횡변위 호환성-횡변위를 제한 범위 (출처: ACI 318)

었을 때를 의미한다. 이는 ACI 318, 21장이 붕괴가 아닌 인명 안정성 등급의 성능을 유지하고자 하는 취지와 관련이 있다. 따라서 이 규정은 인명 안정성 성능을 높이기 위해서 전단보강근을 배근하는 것이지 꼭 붕괴위험이 있어서 전단보강근을 사용하는 것은 아니다. 붕괴방지는 전단보강의 정도도 어느 정도 관련되지만, 보통 구조일체성(연속)하부철근에 보다 관련되어 있다.

상기 규준 중 두번째 방법에서 설계 횡변위각(δ_d)은 DBE 하에서의 횡변위율을 의미한다. 따라서 UBC-97에 따라 Δ_s 와 R 계수를 구한 후, 이를 식 (7)에 대입하여 δ_d 를 구하여야 한다. 강지진대에서 만약 내진시스템이 벽 구조라면 보통 1.5%~2%, 모멘트저항골조라면 2%~2.5% 정도의 횡변위각이 구하여질 것이다.

한편 강지진대에 위치한 고층 빌딩(통상 미국에서는 20층 이상)의 총 횡변위각을 구하기 위해서는 비선형 동적 해석을 실시하는데, 이때 100%의 MCE 등급으로 조정된 여러 개(예: 7개)의 지진파를 사용한다. 통상 3.0%까지도 횡변위각이 구하여 지는데, 최근 PEER에서 확립할 초고층 빌딩 기준에서는 MCE 하에서 3.0%까지의 횡변위각이 허용될 예정이다. 이는 MCE 하에서 붕괴를 제한하기 위한 설계 방식이므로, 횡변위각의 제한범위도 ACI 318, 21장이 아닌 최근 ACI 374위원회에서 개발하고 있는 붕괴의 제한 범위를 따른다²⁰⁾.

미국에서 PT 무량판 건설의 급증으로 RC 무량판의 건설이 급격히 줄어들고 있는 있지만, 강지진대에서 보-기둥모멘트저항골조가 내진시스템으로 사용되었을 때 RC 무량판 접합부에 전단보강근을 설치하여 여전히 건설되고 있다. 벽 구조가 내진시스템으로 사용되었을 때에는 중력비의 크기와 층수에 따라서 접합부 전단보강근이 필요하지 않을 수도 있다. 전단보강근의 종류는 비교적 다양한 편이나 어떠한 것을 사용하는 것이 적절할지는 시공성과 경제성을 고려하여 결정한다<그림 1>.

일반적인 스티럽(stirrups)의 경우는 노동 비용이 워낙 크기 때문에 현재 미국에서는 거의 쓰이지 않고 있다. 전단머리(shearhead)는 애틀랜타 지역에서 아직 쓰이고는 있으나, 그 사용이 매우 미비하다. 헤디드 스티드(headed studs) 또한 서론에서 언급하였듯 문제점이 있고, 전단밴드(shearbands)는 아직 제품 단가가 꽤 높은 편이다. 경제성과 자체 안전성이 우수한 제품이라면 하루 빨리 실험을 통한 내진성능 검증을 수행할 필요가 있다.

강지진대에서 중력하중 시스템으로서의 무량판구조의 기둥 설계도 설계 횡변위(δ_d)를 고려해야 한다. 즉, ACI 318-05, 21.11.1절과 21.11.2절에 따라 설계한다. 이 설계 및 상세 규정들은 사실 매우 중요한 설계 절차의 일부이나, 본 논문에서는 생략하기로 한다. 다만, 무량판 최상층에서 기둥 철근 정착

상세에 대한 기준은 어디에서도 찾기 힘들다. 무량판의 경우 슬래브의 두께가 매우 작기 때문에 보-기둥 접합부에서와 같은 정착상세를 사용하기 어렵다. 따라서 <그림 9>와 같은 내진상세와 거리가 먼 상세가 추천된다²⁷⁾. 이 무량판 최상층 접합부는 비선형 해석시 기둥과 슬래브 사이에 힌지로 모델링한다.

전장에서도 언급하였듯 슬래브 철근 정착상세는 ACI 352.1R-89, 5.2절을 참조한다. 철근 정착상세에서 발생하는 흔한 문제점은 철근의 과도한 보강으로 인한 시공성과 일체성의 문제이다. 이를 완화하기 위한 기계정착 규정이 352보고서에 포함될 예정이다. 또한 내부 접합부에서 연속으로 배근된 슬래브근의 통과 정착길이(즉, 통과방향의 기둥 치수)가 ACI 352.1R-89에서 추천하는 철근지름의 15배를 넘어야 한다는 '내진' 규정을 더러 맞추기 힘들 때가 있다. 이때는 작은 지름의 슬래브 철근을 사용하거나 기둥 치수를 늘려야 한다.

4. 결 론

슬래브 휨설계, 접합부의 불균형모멘트 휨전달, 그리고 접합부의 전단설계에 관하여 종합적인 설계 절차를 짚어 보았다. 본문에서 정리한 바와 같이 중진진대의 무량판 설계와 강진진대의 무량판 설계방식은 서로 상이한 면이 있다. 그러나 결국 접합부의 휨 전달과 편심응력전달의 적절한 조절을 통해 인명 안전성과 붕괴방지 등의 내진성능을 확보하는 것은 공통된 철학이고, 또 상세조건들을 만족하도록 설계함으로써 이를 어렵지 않게 실현할 수 있다. 우리나라 구조설계 사무소의 역량이 라면 무량판 구조 또는 벽구조와 함께 쓰이는 무량판 구조의 설계는 그리 까다로운 업무가 아닐 것이다. 실상은 시공품질관리를 확보하는 것이 더 어려운 일이다. 우리나라의 경우 대부분의 무량판 구조는 SDC-C등급에 속할 것이라 예상하지만, 지반이 좋지 않은 경우나, 공공건물이나 고층 건물의 경우 SDC-D나 SDC-E등급으로 분류될 가능성 또한 다분하다. 이

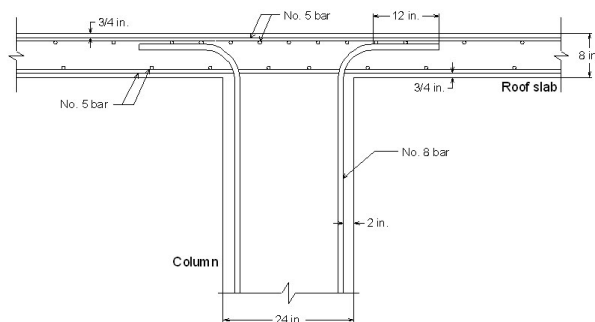


그림 9. 최상층 내부 접합부에서의 기둥주근 정착상세
(출처 : Kang et al., 2008)

경우엔 IBC-06, 표 12.12-1에서 제시하듯이 최대 2.0% 횡변위율을 넘지 않게 설계해야 한다.

본 논문은 RC 무량판에 관한 미국의 여러 기준을 요약 정리한 성격이 짙으나, 현재 유효한 또는 개정작업이 예정된(또는 예상되는) 미국의 여러 가지 기준을 종합하면서 그 안에 저자의 통찰과 철학이 반영되도록 작성되었다. 본 논문의 내용이 무량판구조의 내진설계실무나 향후 연구에 도움이 되기를 바란다.

감사의 글

이 논문의 내용은 전적으로 저자의 의견을 반영하나, 지난 다년간 많은 학자 및 실무자들과의 토의 속에 얻어진 산물도 상당함을 알린다. 꾸준히 많은 도움을 주신 해외학자 위주로 언급하면 다음과 같다 : John W. Wallace, Jack P. Moehle, Stephan A. Mahin, Neil M. Hawkins, Ian N. Robertson, Mary Beth D. Hueste, James M. LaFave, James K. Wight, Michael E. Kreger, Gustavo J. Parra-Montesinos, Kenneth J. Elwood, Sergio M. Alcocer, Thomas A. Sabol, Ertugrul Taciroglu, Attila Beres, Farzad Naeim, Cary S. Kopczynski, Ronald Klemencic, Pawan R. Gupta, 그 밖의 ACI 352와 369, 그리고 PTI Building Design Committee 위원들.

국내 학자 분들께서도 물론 많은 조언을 해주셨으며, 대표로 UCLA에 연구원으로 계실 때 제 1저자에게 많은 조언을 해주신 진주산업대의 고 황진석 교수님과 호서대의 홍건호 교수님께 감사의 말씀을 올린다. □

참고문헌

1. Parra-Montesinos, G. J., Private Communication, 2007.
2. Hawkins, N. M., Private Communication, 2007.
3. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005, 430pp.
4. ACI Committee 318, *Proposed Changes to ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-XX)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2007.
5. Joint ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352.1R-89), *Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Reapproved 2004, 22pp.

6. Joint ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352R-02), *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 37pp.
7. Joint ACI-ASCE Committee 421 (ACI 421.1R-99), *Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 15pp.
8. Joint ACI-ASCE Committee 421 (ACI 421.2R-07), *Seismic Design of Punching Shear Reinforcement in Flat Plates*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 22pp.
9. ACI Committee 445(SP-232), *Punching Shear in Reinforced Concrete Slabs*, Maria Anna Polak eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 302pp.
10. ASCE/SEI 7 (ASCE 7-05), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
11. ASCE/SEI 41 (ASCE 41-07), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
12. Allen, F. H. and P. Darvall, "Lateral Load Equivalent Frame", *ACI Journal, Proceedings*, Vol.74, No.7, July, 1977, pp.294 ~ 299.
13. Broms, C. E., "Flat Plates in Seismic Areas: Comparison of Shear Reinforcement Systems", *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.6, Nov.-Dec., 2007, pp.712 ~ 721.
14. Chung, L., *Effects of Cyclic Loading Rate on Response of Reinforced Concrete Model Beam-Column Joist and Anchorage-Bond*, Ph.D. Thesis, Northwestern University, Evanston, IL, 1998, 268pp.
15. Concrete International, "Concrete Q & A - Checking Punching Shear Strength by the ACI Code", *Concrete International*, Vol.27, No.11, Nov., 2005, 76pp.
16. Elwood, K. J., Matamoros, A. B., Wallace, J. W., Lehman, D. E., Heintz, J. A., Mitchell, A. D., Moore, M. A., Valley, M. T., Lowes, L. N., Comartin, C. D. and J. P. Moehle, "Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions", *Earthquake Spectra*, Vol.23, No.3, Aug., 2007, pp.493 ~ 523.
17. Federal Emergency Management Agency(FEMA 274), *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report No.FEMA-274, Washington DC, 1997, 440pp.
18. Federal Emergency Management Agency(FEMA 356), *Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Report No.FEMA-356, Washington DC, 2000.
19. *International Building Code(IBC-06)*, International Code Council, Falls Church, VA, 2006.
20. Hueste, M. B. D., Lepage, A., Browning, J. P. and J. W. Wallace, "Performance-Based Seismic Design Criteria for Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.4, July-Aug., 2007, pp.448 ~ 458.
21. Hwang, S.-J. and Moehle, J. P., "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames", *ACI Structural Journal*, Vol.97, No.2, Mar.-Apr., 2000, pp.345 ~ 353.
22. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., "Dynamic Responses of Flat Plate Systems with Shear Reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol.102, No.5, Sept.-Oct. 2005, pp.763 ~ 773.
23. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., "Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.103, No.4, July-Aug., 2006, pp.531 ~ 540.
24. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., "Stresses in Unbonded Tendons of Post-Tensioned Flat Plate Systems under Dynamic Excitation", *Journal of the Post-Tensioning Institute*, Vol.6, No.1, Feb., 2008, pp.31 ~ 44.
25. Kang, T. H.-K. and Wallace, J. W., "Seismic Performance of Reinforced Concrete Slab-Column Connections with Thin Plate Stirrups", *ACI Structural Journal*, Accepted for publication, 2008.
26. Kang T. H.-K., Wallace, J. W. and Elwood, K. J., "Dynamic Tests and Modeling of RC and PT Slab-Column Connections", *Proceedings*, 8NCEE, San Francisco, CA, Apr., 2006, 10pp.
27. Kang, T. H.-K., Robertson, I. N., Hawkins, N. M. and LaFave, J. M., "Recommendations for Design of Post-Tensioned Slab-Column Connections Subjected to Lateral Loading", *Journal of the Post-Tensioning Institute*, Vol.6, No.1, Feb., 2008, pp.45 ~ 59.
28. Park, H.-G., Ahn, K. S., Choi, K. K. and Chung L., "Lattice Shear Reinforcement for Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, Vol.104, No.3, May-Jun. 2007, pp.294 ~ 303.
29. Park, R. and W. L. Gamble, *Reinforced Concrete Slabs*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY, 2000, 736pp.
30. Pilakoutas, K. and Li, X., "Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.129, No.9, Sep. 2003, pp.1164 ~ 1172.
31. *Uniform Building Code(UBC-97)*, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997.