

# 연성적인 접합부를 가진 프리캐스트 콘크리트 골조건물의 변형수요

Deformation Demand of the Precast Concrete Frame Buildings with Ductile  
Connections in Moderate Seismic Regions



서수연\*  
Seo, Soo-Yeon



이리형\*\*  
Lee, Li-Hyung

## ABSTRACT

This paper evaluates nonlinear response characteristics of precast concrete frame buildings where plastic hinging occurs in the precast connection. Designs were developed for buildings of 5, 10, and 15 stories in height for moderate seismic risk regions of the U.S. The responses of the buildings were analyzed using DRAIN-2DX and following the Nonlinear static analysis procedure of ATC 19. The main variables of the analyses were the strength and stiffness of the connection. Also, for the analysis, the bi-linear response model, developed and inserted into the DRAIN-2DX program by Shan Shi and D. Fouch, was used. With the results of analyses, the deformation demands of the connection of precast concrete frame buildings are proposed by using equal-dissipated energy capacity. It was shown that the strength of the buildings as well as their displacement capacities decreased with the decrease of either the strength or stiffness in the connections. Therefore such changes also require reductions in the response modification factors for such buildings. However, if the precast concrete frame building has plastic hinging in the connection, and has a more ductile connection than the monolithic frame building, then no reduction in R may be necessary. The deformation demand required of the connection to achieve that condition is evaluated and a simple relation is suggested in the paper

Keywords : precast concrete frame building, connection, deformation demand

\* 정회원, 한양대학교 STRESS 연구조교수

\*\* 정회원, 한양대학교 건축공학과 교수

• 본 논문에 대한 토의를 2000년 2월 29일까지 학회로 보내주시면 2000년 4월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

## 1. 서 론

현재 미국의 기준<sup>1,2)</sup>에서는 프리캐스트 콘크리트 구조의 접합부 철근 또는 그와 유사한 연결물의 강도는 설계상 요구되는 강도보다 더 높게 설계되도록 규정되어 있으며, 이는 소성힌지를 접합부가 아닌 보 내부로 이동시켜서 일체식 철근콘크리트 구조와 동일한 성능을 보유하도록 하고자 하는 것이다. 이에 따라 실험과 해석적 연구로부터 프리캐스트 콘크리트 구조의 접합부 성능이 일체식 철근콘크리트 구조와 동일하거나 또는 그 이상인 것으로 입증될 경우, 지진설계시 적용하는 설계하중 저감계수인 반응수정계수를 일체식 철근 콘크리트 구조와 동일한 값을 사용하도록 하고 있으며, 그렇지 않은 경우에는 저감된 반응수정계수를 사용하도록 규정하고 있다.

프리캐스트 콘크리트 골조구조에서, 강한 접합부는 소성힌지를 보내부로 이동시켜 접합부의 파괴를 방지할 수 있으나, 이를 위해서는 접합부에 과도한 강도증가가 요구될 뿐만아니라, 보 내측으로 이동된 소성힌지에서 회전각의 증가가 요구된다. 접합부에서의 소요강도증가는 접합부 부위의 상세가 복잡해지거나, 이로 인한 시공상의 어려움과 경비의 상승을 초래하게 되며, 이동된 소성힌지부에서의 회전각 증가는 그 부근에서의 집중적인 피해를 초래하게 되는 원인이 된다. 또한, 프리캐스트 콘크리트 부재는 정착철근 베어링 플레이트 등의 정착, 단부의 전단 파괴 방지, 컨넥터 또는 연결철물의 부착성능 확보 등과 같은 요인에 의해 실제 강도가 설계강도에 비해 높아지게 되어, 접합부에 소성힌지가 발생할 가능성이 높아지며, 그리고, 접합부에는 불연속면이 있기 때문에 이에 의해 초기강성이 낮아지는 경향이 있다.

이러한 현상은 비록 소성힌지가 보내측으로 이동될 수 있도록 접합부가 설계되더라도, 접합부에서 소성힌지가 발생할 가능성은 여전히 높아지게 됨을 의미한다. 따라서, 비록 기둥면과 보 단부의 조인트, 즉 접합부에 소성힌지가 발생하더라도, 컨넥터가 소정의 강도와 강성 및 연성을 보유하여, 지진에 어느 정도 효과적으로 저항 할 수 있게 된다면, 그리고 소성힌지에서의 피해가 심각하지 않다면, 프리캐스트

트 콘크리트 구조의 장점을 더욱 높일 수가 있게 되는 것이다. 이러한 설계개념을 근거로 하여, Nakaki<sup>3)</sup>과 Martin<sup>4)</sup>은 프리캐스트 골조구조의 연성적인 접합부 상세를 제시하기도 하였다.

## 2. 연구목적 및 방법

본 연구에서는 비록 소성힌지가 접합부 부분에서 발생하지만 일체식 철근콘크리트 구조에 상당하는 내진성능을 가지기 위해 프리캐스트 콘크리트 구조에 요구되는 변형수요(Deformation Demand)를 평가하고자 한다. 이는 지나치게 접합부의 성능이 인접한 프리캐스트 부재에 비하여 낮지 않으며, 즉 건물전체의 내력이 설계 전단력 보다 높은 상태에서 요구되는 접합부의 변형수요를 평가하는 것이다. 이를 위해 소성힌지가 접합부에 발생하는 경우, 즉 접합부 부분의 강도와 강성저감에 따른 건물의 응답을 평가하고, 이를 근거로 등가 에너지 원칙(Equal-Energy Principle)<sup>5)</sup>을 적용하여 요구되는 변형수요를 산정한다. 미국의 중지진지역인 중서부 지역을 대상으로 5층, 10층 그리고 15층의 철근콘크리트 골조 건물을 구조설계하고, 접합부의 강도와 강성저감에 따라, DRAIN-2DX<sup>6)</sup> 프로그램을 이용하여 비선형 정적 해석(Nonlinear Static Analysis)<sup>7)</sup>을 실시하여, 작용 횡력에 대한 밀면전단력과 지붕층 횡변위 관계를 구한 후, 이를 근거로, 각 경우에 대한 응답특성을 평가한다. 이때, 접합부의 모델링은 최대하중에 이른 이후 강도가 저하되는 현상을 모델링할 수 있는 파괴모델<sup>8)</sup>을 이용한다. 각 건물의 밀면전단력-횡변위 곡선으로부터, 등가 에너지 원칙을 적용하여, 요구되는 접합부의 변형수요를 평가한다.

## 3. 강한 접합부와 연성적인 접합부

NEHRP 97<sup>2)</sup> 기준에 의하면, 프리캐스트 콘크리트 구조의 접합부는 강한 접합부(습식 조인트)과 연성적인 접합부(건식 조인트)로 분류되며, 강한 접합부는 일체식 콘크리트와 동일한 성능을 가지며, 약한 접합부는 ACI 318-95<sup>9)</sup> 규정에서 정의된 불확실한 시스템으로 분류된다. ACI 318-95 규정에서

는 이 기준을 만족시키지 않는 경우에는 적절한 실험과 해석적인 연구결과를 요구하고 있다. 따라서, 대부분의 프리캐스트 접합부의 경우, 연성적인 거동을 입증하는 실험과 해석적인 연구결과가 없다면, 강한 접합부로 설계되어야 한다.

강한 접합부의 경우, 소성힌지는 보 내측으로 이동되며, 이는 ACI 318-95 규준에 특별규정으로 규정되어 있는 내용이다. 그러나, 이 경우, 접합부에 요구되는 초과강도는 소성힌지를 보내측으로 이동시키는 만큼 증가하게 된다. 그리고, 기둥면으로부터 소성힌지를 보내측으로 이동시키게 되면, 주어진 층변위에 대해서 이동된 소성힌지 부위에서의 회전각 수요(Rotation Demand)를 증가시키게 된다.

Fig. 1은 횡하중 만이 작용하는 골조를 나타낸 것으로서, 힌지가 기둥-보의 접합면에서 거리  $L_p$  만큼 이동될 경우, 보에 발생하는 최대 전단력( $V_p$ )은 식(1)과 같다.

$$V_p = \frac{\lambda_0}{\phi} \frac{M_H}{\left(\frac{L_C}{2} - L_p\right)} \quad (1)$$

여기서,  $\lambda_0$  = 초과강도 계수,  $\phi$  = 단면에 대한 휨강도 저감계수,  $M_H$  = 힌지에서의 모멘트,  $L_C$  = 보의 순스팬.

기둥면에서 요구되는 공칭 모멘트를  $M_I$ 라 하면 식(2)와 식(3)의 관계가 성립한다.

$$\phi M_I \geq V_p \frac{L_C}{2} \quad (2)$$

$$\phi M_I \geq \frac{\lambda_0}{\phi} M_H \frac{L_C/2}{(L_C/2 - L_p)} \quad (3)$$

이때, 힌지에 발생하는 회전을 나타내면 Fig. 2와 같다. Fig. 2(a)의 소성힌지의 회전각  $\theta_b$ 는 탄성 이후의 층변위각  $\theta_c$ 와 같지만, Fig. 2(b)의 기둥면에서 거리  $L_p$  만큼 이동된 힌지에 요구되는 회전각  $\theta_b$ 는, 식(4)와 같이 탄성 이후 층변위각  $\theta_c$ 보다 커지게 된다.

$$\theta_b = \theta_c \left(1 + \frac{L_p}{L_C/2 - L_p}\right) \quad (4)$$

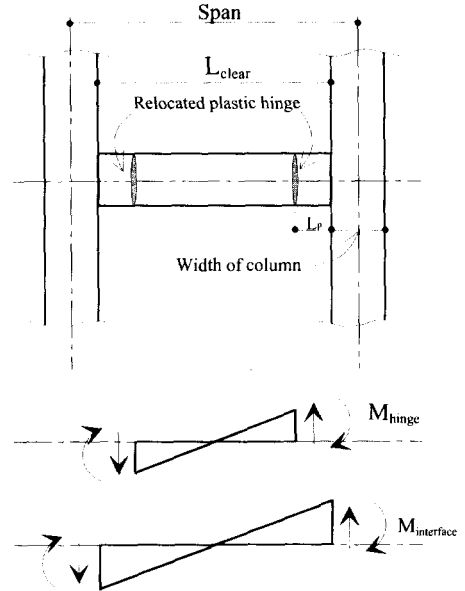
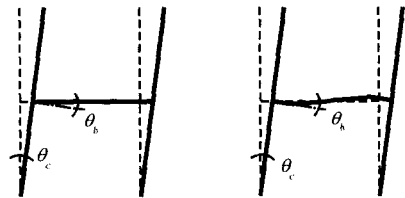


Fig. 1 Moment diagram of beam



(a) Hinge at interface (b) Relocated hinge

Fig. 2 Hinge rotations of frames

식(3)과 식(4)를 이용하여, 기둥 중심간 거리가 28 ft이고, 기둥단면이 3 ft인 경우에 대하여 평가하면, 기둥면에서 소성힌지를 보내측으로 3 ft 이동시키기 위해서는, 기둥면에 요구되는 모멘트  $M_I$ 가 소성힌지부의 모멘트,  $M_H$ 의 2.03배 이상이 되어야 한다. 그리고, 소성힌지가 보 내측으로 이동될 때, 이동된 힌지부에서의 회전각,  $\theta_b$ 는  $\theta_c$ 의 1.32배 이상이 된다. 접합부부분에서의 모멘트 증가는 공사비의 증가 요인이 되며, 이동된 소성힌지에서의 회전각 증가는 소성힌지에서의 변형 집중현상에 의한 취

성과파 가능성을 높이게 된다. 이러한 현상을 방지하기 위해서는 이동된 소성힌지 부위에서 피해를 적절히 분산시킬 수 있는 추가적인 배근상세가 요망되기도 한다. 따라서, 비록 프리캐스트 콘크리트 구조의 접합부 부위에서 소성힌지가 발생하더라도, 이 접합부가 설계하중에 충분히 저항할 수 있는 소정의 강도와 강성 뿐만아니라, 연성을 확보하고 있다면, 프리캐스트 콘크리트 구조가 보유하고 있는 특성을 충분히 효과적으로 발휘할 수 있게 된다. 이러한 개념은 강한지진지역 보다는 건물에 요구되는 횡변위가 작은 중지진지역에서 보다 효과적이 된다.

#### 4. 대상건물의 설계

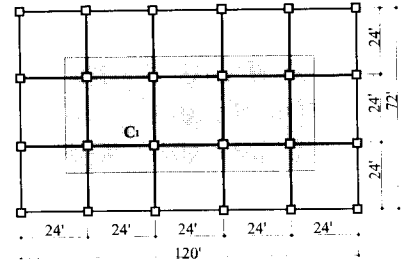
미국의 중지진지역을 대상으로 3개의 빌딩, 5층, 10층, 그리고 15층 오피스 빌딩을 설계하였다. 건물의 형태는 Fig. 3과 같으며, 길이방향 120ft (5 bay), 단변방향 72ft (3 bay)이며 각 기둥의 배치는 가로, 세로, 각각 24ft 간격이다. 건물설계시 적용한 설계하중 및 재료성질은 다음과 같으며, 규준은 UBC 97과 ACI 318-95규준이다.

- 설계하중  
 적재하중 : 50 psf (2.4 kpa)  
 부가된 고정하중 : 42.5 psf (2.04 kpa)
- 재료성질  
 콘크리트 :  $f'_c = 4$  ksi(보, 기둥),  
                   6 ksi(기둥)  
 철      근 :  $f_y = 60$  ksi

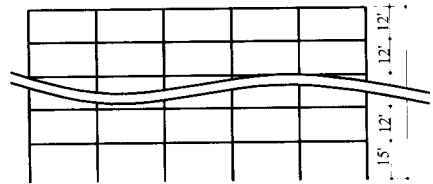
대상건물 설계시 지진하중만을 수평하중으로 고려하였으며, 수평하중 산정시 비틀림에 의한 영향, 5%를 고려하였다. 설계된 보와 기둥의 단면은 Table 1에 나타난 바와 같다.

#### 5. 비선형 정적 해석

DRAIN-2DX프로그램을 이용하여 설계된 3개 예제건물의 장변방향골조에 대해서 비선형 정적해석을 실시하였다.



\* 표기되지 않은 기둥은 C2  
 평면



단면

Fig. 3 Example building

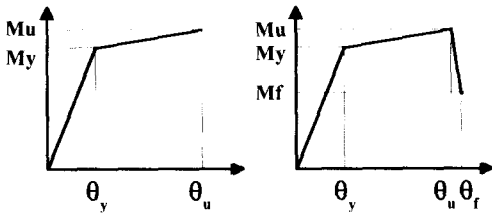
Table 1 Sections of beams and columns

| building | floor | beam<br>(in×in) |       | column<br>(in×in) |                | f' <sub>c</sub><br>(ksi)<br>column |
|----------|-------|-----------------|-------|-------------------|----------------|------------------------------------|
|          |       | ext.            | int.  | C <sub>1</sub>    | C <sub>2</sub> |                                    |
| 5 story  | 1     | 16×20           | 18×20 | 24×24             | 20×20          | 4                                  |
|          | 2     | 16×20           | 18×20 | 24×24             | 20×20          | 4                                  |
|          | 3     | 16×20           | 18×20 | 22×22             | 18×18          | 4                                  |
|          | 4     | 16×20           | 18×20 | 22×22             | 18×18          | 4                                  |
|          | 5     | 16×18           | 18×20 | 22×22             | 18×18          | 4                                  |
| 10 story | 1~4   | 16×20           | 18×20 | 26×26             | 22×22          | 6                                  |
|          | 5~7   | 16×20           | 18×20 | 22×22             | 20×20          | 4                                  |
|          | 8~10  | 16×18           | 16×20 | 22×22             | 20×20          | 4                                  |
| 15 story | 1~3   | 18×22           | 18×22 | 24×24             | 22×22          | 6                                  |
|          | 4~6   | 18×22           | 18×22 | 24×24             | 22×22          | 6                                  |
|          | 7~9   | 18×20           | 18×22 | 24×24             | 22×22          | 4                                  |
|          | 10~12 | 16×20           | 18×20 | 24×24             | 20×20          | 4                                  |
|          | 13~15 | 16×20           | 16×20 | 24×24             | 18×18          | 4                                  |

f'<sub>c</sub> of beam : 4 ksi

기둥의 변형경화 강성은 탄성강성의 5%로 하였으며 보의 경우에는 단면의 휨성능으로부터 산정한 1%를 적용하였다. 수평하중과 중력하중에 대해서, P- delta효과를 고려하였으며, 수평하중은 건물높이에 대하여 역삼각형의 하중형태를 고려하였다. 기

등과 보에 적용한 모델은 탄소성 모델로서, Fig. 4(a)에 나타낸 바와 같으며, 접합부는 Fig. 4(b)와 같이 보 단부의 힌지로 모델링하고, 이 힌지부는 파괴가 고려될 수 있도록, Shan Shi와 Fouch에 의해 개발된 파괴모델<sup>8)</sup>을 사용하였다. 건물전체의 모델링은 바닥의 다이어프램 효과를 고려하기 위하여 Fig. 5와 같이 내부와 외부 골조를 강한 링커로 연결시켰다.



(a) Beam, column (b) Connection

Fig. 4 Element models

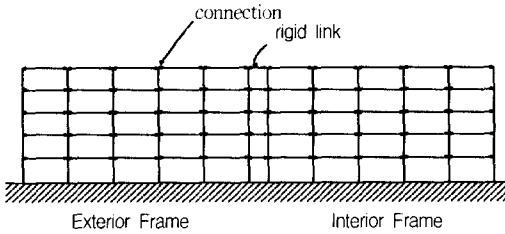


Fig. 5 Mathematical model of example buildings

### 5.1 강성과 강도의 관계

소성힌지가 접합부에 발생하는 경우는, 접합부의 내력이 인접한 프리캐스트 부재에 비하여 낮은 경우를 말한다. 따라서, 본 연구에서는 접합부의 강도 또는 강성이 프리캐스트 콘크리트 부재에 비해서 낮은 몇가지 경우에 대해서 그 응답을 연구하고자 한다. Fig. 6은 저감된 강도와 강성을 갖는 접합부의 탄소성 곡선을 나타낸다. 접합부에서 강성이 저감되더라도, 항복점과 극한점의 회전각에는 차이가 없다면, 접합부의 탄소성 곡선은 OA'B'가 된다. 그러나, 강성저감은 있으나, 항복점과 극한점에서의 내력에서 차이가 없게되면, 접합부의 탄소성 곡선은

OAB가 된다. 따라서, 일정량의 강도저감이 있는 경우, 접합부의 항복과 극한점의 회전각이 접합부의 강성비에 따라 변하게 되며, 접합부의 탄소성 곡선은 선분 OAB와 OA'B'사이에 있게 된다. 비록 접합부에서의 회전각 수요는 프리캐스트 콘크리트 부재를 연결하는 방법과 사용재료에 따라 다르겠지만, 구조설계상의 조건을 만족시키는 최소한의 값은 예측할 수 있다. Fig. 6으로부터 강도와 강성의 저감에 따른 효과를 표현하면 다음 식과 같다.

$$K_{bl} = \frac{M_{by}}{\theta_{by}}, \quad K_{cl} = \frac{M_{cy}}{\theta_{cy}} \quad (5)$$

$$K_{cl} = \gamma K_{bl}, \quad M_{cu} = \beta M_{bu} \quad (6)$$

$$\theta_{cy} = \frac{\beta M_{by}}{\gamma K_{bl}} = \frac{\beta}{\gamma} \theta_{by} \quad (7)$$

여기서,  $K_{bl}, K_{cl}$  : 보와 접합부의 초기강성,  $\theta_{by}, \theta_{cy}$  : 보와 접합부의 항복 회전각,  $M_{by}, M_{cy}$  : 보와 접합부의 항복 모멘트,  $M_{bu}, M_{cu}$  : 보와 접합부의 극한모멘트,  $\beta$  : 강도(strength) 저감계수,  $\gamma$  : 강성(stiffness) 저감계수.

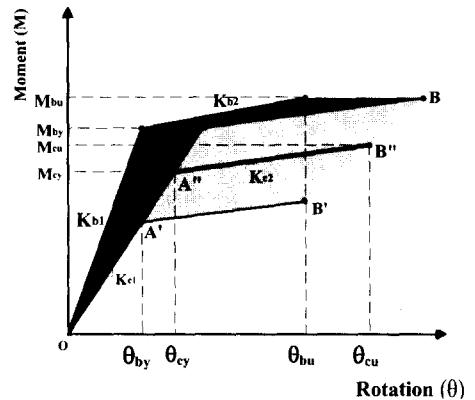


Fig. 6 Comparison of moment-rotation curves of beam and connections

$\beta$ 와  $\gamma$ 에 따른 항복 회전각을 상기 식에 따라 계산하여 나타내면, Table 2와 같다. 본 연구에서는

보와 접합부의 항복 회전각 비의 범위를 1.0~2.0으로 하였으며, 이는 비록 강성 저감에 따라 접합부의 회전각이 증가하더라도 2배 이상 증가하기는 어렵다는 것을 전제로 한 것이다. 최종적으로 본 연구에서 고려한 강도저감은 0, 10, 20 %이며, 강성저감은 0, 20, 40%이다.

Table 2 Ratio of strength and stiffness reduction factor

| $\beta$ | $r$  |      |     |     |     |     |      |      |
|---------|------|------|-----|-----|-----|-----|------|------|
|         | 0.3  | 0.4  | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0.9  | 1.0  |
| 0.80    | 2.67 | 2.00 |     |     |     |     | 0.89 | 0.80 |
| 0.85    | 2.83 | 2.13 |     |     |     |     | 0.94 | 0.85 |
| 0.90    | 3.00 | 2.25 |     |     |     |     |      | 0.90 |
| 0.95    | 3.17 | 2.38 |     |     |     |     |      | 0.95 |
| 1.00    | 3.33 | 2.50 |     |     |     |     |      |      |

5.2 등가에너지 개념을 이용한 변형성능 평가

접합부의 강도 또는 강성이 프리캐스트 부재에 비하여 낮은 경우, 즉 소성힌지가 접합부에 발생할 경우, 프리캐스트 콘크리트 건물의 전체적인 응답은 일체식 건물과 다르게 되며, 이러한 현상을 고려하여, NEHRP 97규준에서는 다음과 같은 보정된 반응수정계수를 사용하도록 규정하고 있다.

$$\frac{R}{2} \leq R_j \leq R-1 \tag{8}$$

여기서,  $R$  : 일체식 철근콘크리트 건물의 반응수정계수,  $R_j$  = 보정 반응수정계수

그러나, 접합부의 강도 또는 강성이 프리캐스트 부재에 비하여 낮게 됨으로 인하여, 비록 소성힌지가 접합부에 발생하더라도 이 부분이 연성적으로 거동할 경우, 즉, 건물전체의 횡변위는 크지만, 그 변위양이 건물의 안전상 요구되는 횡변위를 초과하지 않고 건물에 심각한 피해가 발생하지 않는 경우라면, 반응수정계수의 보정은 불필요하게 될 수 있다. 접합부의 강도 또는 강성 저감에 따라 건물전체의 전단내력이 저하되지만, 그에 상응하는 정도의 연성

적인 변형성능을 확보하고 있다면, 반응수정계수를 보정할 필요가 없게 되는 것이다. 이 개념은 비교적 지진수요가 높은 지역, 즉 큰 변형수요를 요구하는 강진 지역보다는 중지진이상의 지역에서 보다 효과적이 된다.

Fig. 7은 접합부가 소성화된 프리캐스트 건물의 횡변위곡선을 일체식 철근콘크리트 건물의 경우와 비교하여 나타낸 것이다. A는 일체식 철근콘크리트 골조건물의 변위응답을 나타낸 것이고, B는 소성힌지가 접합부에 발생하는 프리캐스트 콘크리트 건물의 변위응답, C는 프리캐스트 콘크리트 건물이 일체식 철근 콘크리트 골조건물과 동일한 성능을 보이기 요구되는 에너지 수요를 나타낸 것이다. 이 그림에서는 접합부가 소성화된 프리캐스트 콘크리트 건물의 경우, 일체식 철근 콘크리트 건물에 비하여 낮은 항복강도 및 변위를 보이고 있다. 이 경우, 일체식 철근 콘크리트 건물과 동일한 최대변형성능( $\delta_m$ )을 보유하더라도 항복 변위가 작을 경우, 연성비( $\mu_p = \delta_m / \delta_{yp}$ )는 오히려 일체식 철근 콘크리트 건물( $\mu = \delta_m / \delta_y$ )에 비하여 높게 나타나게 된다. 따라서, 연성비를 이용하여 구해지는 반응수정계수를 근거로 요구되는 변형수요를 구하는 방법은 적합하지 않을 수 있다.

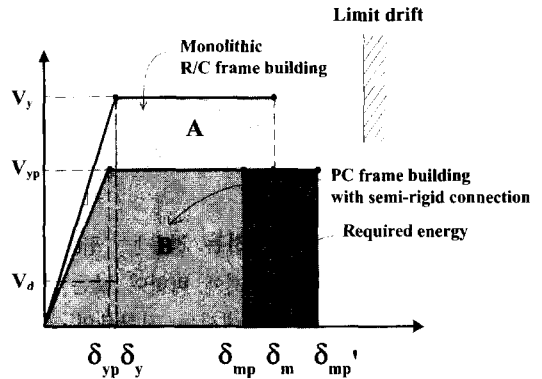


Fig. 7 Base shear versus roof displacement response relationships of R/C and PC frame buildings

반면에, 에너지 흡수능력을 동일하게 함으로써, 이에 요구되는 변형수요를 추정할 수 있다. Fig. 7에서, 일체식 철근 콘크리트 골조건물과 프리캐스트 콘크리트 골조건물의 에너지를 표현하면,

$$\begin{aligned}
 \text{Area } A &= (V_y \cdot \delta_m) - \frac{1}{2}(V_y \cdot \delta_y) \\
 &= V_y(\delta_m - \frac{1}{2}\delta_y)
 \end{aligned}
 \tag{8}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Area } B+C &= (V_{yp} \cdot \delta_{mp}') \\
 &\quad - \frac{1}{2}(V_{yp} \cdot \delta_{yp}) \\
 &= V_{yp}(\delta_{mp}' - \frac{1}{2}\delta_{yp})
 \end{aligned}
 \tag{9}$$

$K_p = \zeta K_R$ 라 하면,

$$\frac{V_{yp}}{\delta_{yp}} = \zeta \frac{V_y}{\delta_y}$$

$$\delta_{yp} = \frac{V_{yp}}{V_y} \frac{\delta_y}{\zeta}
 \tag{10}$$

에너지의 비, 즉 면적비는

$$\frac{A}{B+C} = \frac{V_y(\delta_m - \delta_y/2)}{V_{yp}(\delta_{mp}' - \delta_{yp}/2)}
 \tag{11}$$

상기 값이 1보다 작거나 같을 경우, 프리캐스트 콘크리트 골조가 일체식 철근콘크리트 골조와 동일하거나 또는 큰 에너지를 보유하게 된다. 이때의  $\delta_{mp}'$ 를 구하면,

$$\frac{V_y}{V_{yp}} \frac{\delta_m - \delta_y/2}{\delta_{mp}' - \delta_{yp}/2} \leq 1
 \tag{12}$$

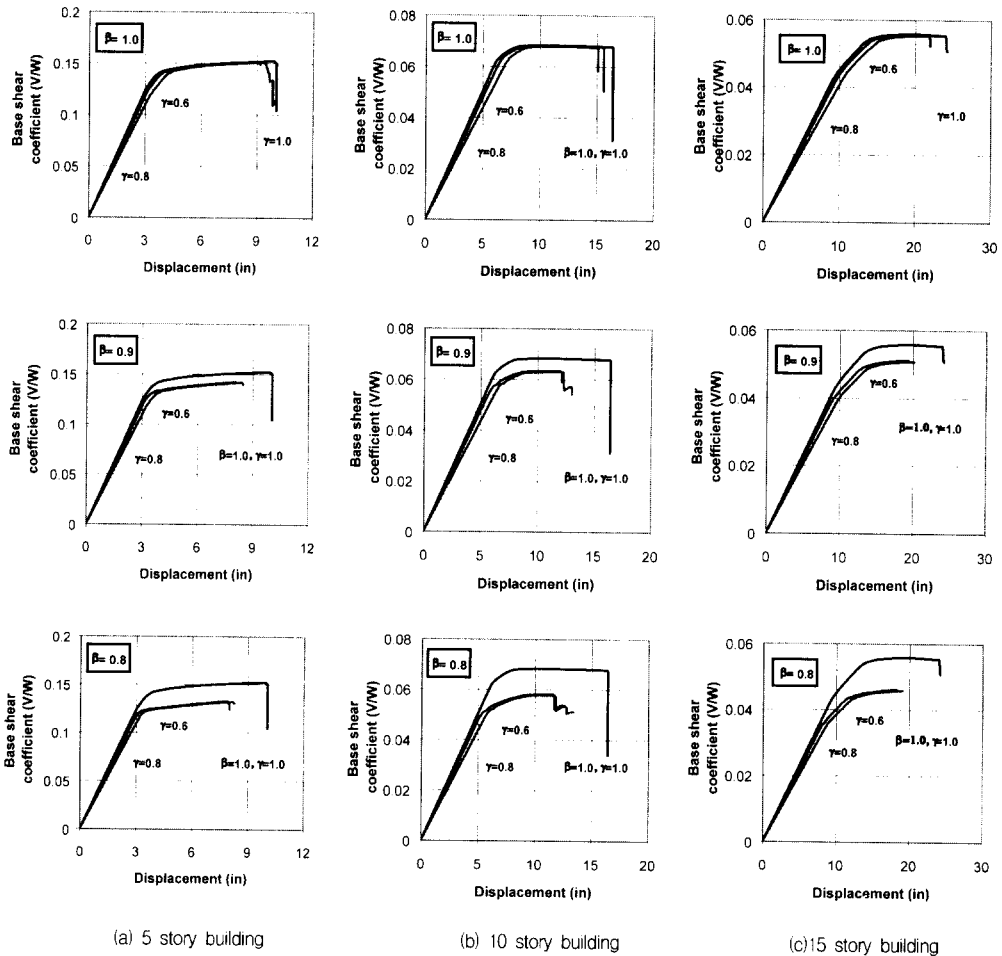


Fig. 8 Base shear coefficient-roof displacement curves of buildings

$$\delta_{mp}' \geq \frac{V_y}{V_{yp}} \left( \delta_m - \frac{\delta_y}{2} \right) + \frac{\delta_{yp}}{2}$$

$$= \frac{V_y}{V_{yp}} \left( \delta_m - \frac{\delta_y}{2} \right) + \frac{V_{yp}}{V_y} \cdot \frac{\delta_y}{\zeta} \quad (13)$$

여기서,  $\frac{V_y}{V_{yp}} = R_{sp}$ (강도계수)라 하면,

$$\delta_{mp}' = R_{sp} \left( \delta_m - \frac{\delta_y}{2} \right) + \frac{\delta_{yp}}{2 R_{sp} \cdot \zeta} \quad (14)$$

### 5.3 해석결과와의 비교

Fig. 8은 비선형 정적 해석후 나타난 건물의 밀면전단력계수와 지붕층 횡변위 곡선을 나타낸 것이다. 그림으로부터, 접합부의 강도 또는 강성이 저감됨에 따라, 건물의 횡변위 응답에서, 밀면전단력 계수 뿐만아니라, 지붕층의 최대 횡변위도 감소함을 알 수 있다. 이들 횡변위 곡선에 대한 에너지 평가를 위해, Fig. 8의 각 곡선을 탄성과 소성의 2개 선분으로 이상화 하였으며, 이때, 건물의 항복은 Fig. 9에 나타난 바와 같은 방법으로 정의하고 그 이후에 밀면전단력 계수값은 일정한 것으로 가정하였다. 반복된 싸이클에 의한 누적에너지 효과를 고려하여, 지붕층의 최대 횡변위는 Fig. 8의 최대 횡변위를 20% 저감<sup>7)</sup>시킨 값으로 하였다.

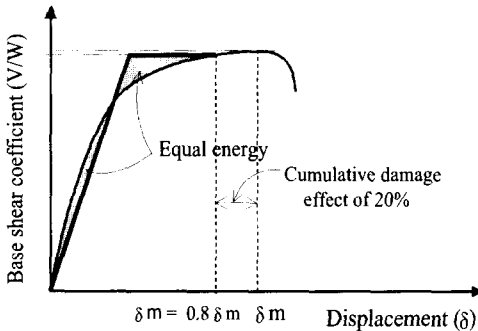


Fig. 9 Idealized bi-linear curve

Table 3은 이로부터 산정한 항복시와 최대하중시의 밀면전단력과 횡변위 뿐만아니라 일체식 철근콘크리트 골조건물과 동일한 에너지를 보유하기 위하여 요구되는 변형, 즉 식(14)에 의해 계산되는 지붕층 횡변위, 이때 각 접합부에 요구되는 최대회전각

Table 3 Displacement at yield and ultimate status

| building | reduction factors                 | $\beta = 1.0$ |           |           | $\beta = 0.9$ |           | $\beta = 0.8$ |           |
|----------|-----------------------------------|---------------|-----------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|
|          |                                   | $y = 1.0$     | $y = 0.8$ | $y = 0.6$ | $y = 0.8$     | $y = 0.6$ | $y = 0.8$     | $y = 0.6$ |
| 5 story  | $v_y/w$                           | 0.151         | 0.150     | 0.149     | 0.140         | 0.140     | 0.130         | 0.130     |
|          | $\delta_y$                        | 3.91          | 4.10      | 4.35      | 3.80          | 4.06      | 3.49          | 3.76      |
|          | $\delta_m$                        | 7.91          | 7.46      | 7.23      | 6.48          | 6.72      | 6.32          | 6.56      |
|          | $r\delta_m$                       | 9.89          | 10.06     | 10.27     | 10.41         | 10.57     | 10.83         | 11.00     |
|          | $\frac{\theta_{PC}}{\theta_{RC}}$ | 1.00          | 1.11      | 1.13      | 1.47          | 1.43      | 1.70          | 1.53      |
| 10 story | $v_y/w$                           | 0.068         | 0.068     | 0.068     | 0.063         | 0.063     | 0.058         | 0.058     |
|          | $\delta_y$                        | 6.92          | 7.35      | 7.95      | 6.85          | 7.45      | 6.45          | 7.10      |
|          | $\delta_m$                        | 12.90         | 12.30     | 12.00     | 9.62          | 10.34     | 10.01         | 10.15     |
|          | $r\delta_m$                       | 16.13         | 16.40     | 16.78     | 17.02         | 17.40     | 17.87         | 18.28     |
|          | $\frac{\theta_{PC}}{\theta_{RC}}$ | 1.00          | 1.08      | 1.16      | 1.61          | 1.64      | 1.72          | 1.77      |
| 15 story | $v_y/w$                           | 0.056         | 0.056     | 0.055     | 0.050         | 0.050     | 0.045         | 0.045     |
|          | $\delta_y$                        | 12.80         | 13.49     | 14.09     | 11.83         | 12.85     | 10.95         | 11.87     |
|          | $\delta_m$                        | 19.20         | 18.56     | 17.38     | 15.35         | 16.00     | 14.56         | 15.20     |
|          | $r\delta_m$                       | 24.00         | 24.60     | 25.20     | 25.43         | 26.00     | 26.80         | 27.50     |
|          | $\frac{\theta_{PC}}{\theta_{RC}}$ | 1.00          | 1.08      | 1.22      | 1.48          | 1.47      | 1.66          | 1.83      |

$v_y/w$  ; base shear coefficient at yielding point

$\delta_y$  ; yield displacement of roof

$\delta_m$  ; maximum displacement of roof

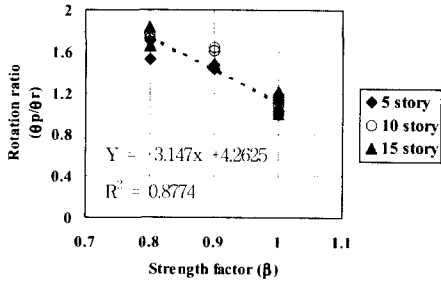
(reduction of 20% for cyclic effect)

$r\delta_m$  ; required maximum displacement of roof

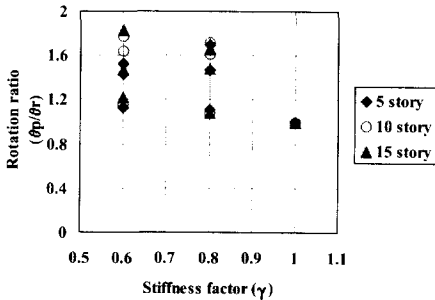
$\frac{\theta_{PC}}{\theta_{RC}}$  ; ratio of increased rotation at the connection

변형을 나타낸다. Table 3으로부터, 접합부의 강도 또는 강성의 저감이 있을 경우, 일체식 철근 콘크리트 골조건물과 동일한 에너지를 보유하기 위해서는 건물지붕층의 횡변위는 최대 1.4배의 증가가 요구되며, 접합부의 최대 회전각 변형능력은 1.8배의 증가가 요구됨을 알 수 있다. 강도저감 계수와 강성저감 계수에 따른 접합부의 회전각 변형수요를 비로 나타내면 Fig. 10과 같다. 강도저감계수에 따른 접합부의 회전각 변형수요는 선형적으로 증가하며, 강성저감에 의한 영향은  $\beta=1.0$ 인 경우, 그 영향이 미소하게 나타나고 있음을 알 수 있다. 따라서 접합부 강도저감의 향으로 회전각 변형수요를 나타내면 식(15)과 같다.





(a) Rotation ratio vs. strength factor



(b) Rotation ratio vs. stiffness factor

Fig. 10 Increased rotation ratio

$$\frac{\theta_{PC}}{\theta_{RC}} = -3.15\beta + 4.26 \quad (15)$$

식(15)에 강성저감에 의한 영향을 고려하여 보정 후, 단순화하면 식(16)을 얻을 수 있다.

$$\theta_{pi} = 3.2(1 - \beta) \theta_m \quad (16)$$

여기서,  $\theta_{pi}$  : 프리캐스트 콘크리트 골조건물의 접합부 최대 회전각 변형수요,  $\theta_m$  : 일체식 철근콘크리트 골조건물의 접합부 최대 회전각.

## 6. 결론

접합부에 소성현상이 발생하는 프리캐스트 콘크리트 골조건물의 응답을 평가하기 위하여, 미국의 중지진 지역을 대상으로 5층, 10층, 15층의 3개 건물을 설계하고, 비선형 해석을 실시한 결과, 접합부의 강도 또는 강성 저감에 따라, 건물의 밀면 전단력계

수와 최대 횡변형 능력이 낮아지는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 접합부가 소성화될 경우, 그에 상응하는 정도로 건물 전체의 성능저하가 나타나기 때문에 이에 의한 영향이 건물의 반응수정계수 결정 시 반영되어야 함을 의미한다. 그러나, 건물의 보유 밀면전단력이 설계전단력을 충분히 상회할 뿐만 아니라, 최대 횡변위가 건물의 안전상 문제가 없는 범위에서, 변형능력이 증대될 경우, 접합부의 강도 또는 강성저하에 의한 건물의 성능저하는 연성을 증가시킴으로서 상쇄시킬 수 있다. 등가 에너지 개념을 적용하여, 이때 요구되는 건물의 횡변위 수요의 증가와 접합부의 회전각 변형수요의 증가를 산정한 결과 접합부의 강도 또는 강성저감이 있을 경우, 일체식 철근 콘크리트 골조건물과 동일한 에너지를 보유하기 위해서는 건물지붕층의 횡변위는 최대 1.4배의 증가가 요구되며, 접합부의 최대 회전각 변형능력은 1.8배의 증가가 요구되는 것으로 나타났다. 또한 이들 증가는 접합부의 강성저감보다는 강도저감에 밀접한 상관관계가 있는 것으로 나타나, 이를 근거로 접합부의 강도저감에 따른 회전각 변형수요의 증가량을 추정할 수 있는 관계식을 제시하였다.

## 감사의 글

본 연구는 초대형 구조시스템 연구센터의 연구비 지원하에 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. ICBO, "Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, California, 1997.
2. FEMA, "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings 1997", Federal Emergency Management Agency, 1997
3. Nakaki, S. D., Englekirk, R. E., and Plaehn, J. L., "Ductile Connectors for a Precast Concrete Frame", PCI Journal, September-October, 1994, pp.46-59.
4. Martin, L. D., and Korkosz, W. J., "Connections for Precast Prestressed Concrete

- Buildings-Including Earthquake Resistance", Technical Report No.2, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL., 1982.
5. Paulay, T., and Priestly, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley & Sons, Inc., 1992, pp.76-79.
  6. Prakash, V., Powell, G. H., and Filippou, C., "DRAIN-2DX : Base Program User Guide", Department of Civil Engineering, Report No. UCB/SEMM-92/29, University of California, Berkeley, California, 1992.
  7. ATC, "Structural Response Modification Factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council Redwood City, California, USA, 1995.
  8. Shan Shi, "Evaluation of Connection Fracture and Hysteretic Type on the Seismic Response of Steel Buildings", Doctoral Thesis of University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, 1997.
  9. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI, 1995.
  10. Ghosh, S. K., Domel, A. W. Jr., and Fanella, D. A., "Design of Concrete Buildings for Earthquake and Wind Forces", Second Edition, Publication EB 113.02D, Portland Cement Association, Skokie, IL., 1996.
  11. Priestley, M. J. N., "the PRESSS Program- Current Status and Proposed Plans for Phase III", PCI Journal, March-April, 1996, pp.22-40.

## 요 약

본 연구에서는 비록 소성힌지가 접합부 부분에서 발생하지만 일체식 철근콘크리트 구조에 상당하는 내진성능을 가지기 위해 프리캐스트 콘크리트 구조에 요구되는 변형수요(Deformation Demand)를 평가하고자 한다. 이는 지나치게 접합부의 성능이 인접한 프리캐스트 부재에 비하여 낮지 않으며, 즉 건물전체의 내력이 설계 전단력 보다 높은 상태에서 요구되는 접합부의 변형수요를 평가하는 것이다. 이를 위해 소성힌지가 접합부에 발생하는 경우, 즉 접합부의 강도와 강성저감에 따른 건물의 응답을 평가하고, 이를 근거로 등가 에너지 흡수능력을 평가한다. 미국의 중지진지역인 중서부 지역을 대상으로 5층, 10층 그리고 15층의 철근콘크리트 골조 건물을 구조설계 하고, 접합부의 강도와 강성저감에 따라, DRAIN-2DX 프로그램을 이용하여 비선형 정적 해석(Nonlinear Static Analysis)을 실시하여, 작용 횡력에 대한 밀면전단력과 지붕층 횡변위 관계를 구한 후, 이를 근거로, 각 경우에 대한 응답특성을 평가한다. 이때, 접합부의 모델링은 최대하중에 이른 이후 강도가 저하되는 현상을 모델링할 수 있는 파괴모델 (Shan Shi와 Fouch)을 이용한다. 각 건물의 밀면전단력-횡변위 곡선으로부터, 등가의 에너지 흡수능력을 평가하여, 요구되는 접합부의 변형수요를 구한다. 해석결과로부터, 접합부의 강도 또는 강성이 저감됨에 따라, 건물의 내력과 변형능력도 감소하는 것으로 나타나, 이와 같은 시스템인 경우에는 반응수정계수의 보정이 필요한 것으로 보여진다. 일체식 철근콘크리트 골조구조와 동일한 내진성능을 보유하기 위해 이상의 프리 캐스트 콘크리트 골조구조의 접합부에 요구되는 변형수요를 평가하고 그 상관관계를 제시하였다.

(접수일자 : 1999. 7. 27)