



횡하중을 받는 플랫플레이트의 모멘트-변형각 곡선과 유효강성

최경규¹⁾ · 박홍근^{1)*}

¹⁾ 서울대학교 건축학과

(2003년 6월 30일 원고접수, 2003년 9월 23일 심사완료)

Moment-Rotation Relationship and Effective Stiffness of Flat Plates under Lateral Load

Kyoung-Kyu Choi¹⁾ and Hong-Gun Park^{1)*}

¹⁾ Dept. of Architecture, Seoul National University, Seoul, 151-742, Korea

(Received June 30, 2003, Accepted September 23, 2003)

ABSTRACT

Current design provisions and guide for performance-based design do not accurately evaluate seismic performance of flat plate system. In the previous companion studies, parametric studies using nonlinear finite element analyses were performed to investigate behavior of the flat plate, and based on the numerical results, design methods that can predict the bending moment-carrying capacity and the corresponding deformability of the flat plate was developed. In the present study, a generalized moment-rotation relation of the flat plate was developed based on the previous studies and the numerical analyses. The proposed method was verified by the comparisons with existing experiments. In addition, the effective stiffness of the flat plate corresponding to 0.2 percent of lateral drift that is generally regarded as the serviceability limit was proposed, so as to evaluate conveniently deflection of the structure subject to wind load.

Keywords : flat plate, connection, effective stiffness, unbalanced moment, performance based design

1. 서 론

최근들어 구조물의 내진설계에서는, 지진하중에 대한 구조물의 실제 거동특성과 저항능력을 정확히 반영하기 위해 성능기초설계법이 광범위하게 도입되고 있다. 이러한 해석기법을 사용하기 위해서는 균열발생과 최대강도 그리고 그 이후의 거동에 이르기까지 부재의 전체적인 비선형 거동을 명확히 정의하여야 한다. 또한 지진하중 및 풍하중에 대해 사용성 검토를 하기 위해서는, 횡하중의 재하크기에 따라 부재 손상정도를 반영하여 슬래브의 유효강성을 정확히 평가하여야 한다.

플랫 플레이트는 평판 슬래브와 기둥으로 구성되는 단순한 형태이지만, 구조역학적 측면에서는 면부재와 선부재가 접합되므로 구조물의 거동이 매우 복잡하며 저항능력을 예측하기가 어렵다. 따라서 많은 연구자들은 플랫 플레이트를 등가 평면골조로 치환하는 방법을 연구하였다.⁷⁾

일반적으로 탄성 판이론해석¹⁶⁾ 또는 유한요소해석을 수행하여 기둥의 폭, 슬래브의 두께 및 길이 등 기하학적 변수에 따라 변화하는 슬래브의 탄성유효강성을 산정하고, 이에 근거해서 동일한 유효강성을 가지도록 등가골조를 구성하였다. 또한 횡하중이 증가하게 되면, 인장균열이 발생하고 슬래브가 손상되므로 슬래브의 유효강성이 감소된다. 이에 대해 기존연구^{8,13,15)}에서는 실험연구 결과를 바탕으로 0.2% 또는 0.5%의 변형각에 대해 1/3 또는 1/4 등의 강성보정계수를 제안하고 있다.

플랫 플레이트의 모멘트-변형각 곡선을 정확히 정의하기 위해서는 최대강도와 그에 해당하는 변형각을 정확히 나타낼 수 있어야 한다. FEMA 273¹⁵⁾에서는 모멘트-변형각 곡선을 나타내기 위해서 슬래브-기둥 접합부의 소성변형각과 최대변형각을 공칭전단강도에 대한 직접전단력의 비율 V_c/V_c 에 따라 단순하게 정의하고 있다 (Fig. 1). 그러나 이 제안식은 실제 슬래브와 하중 및 경계조건이 다른, 기둥과 주위 슬래브로 구성된 축소모델에 대한 실험연구결과에 근거하고 있으므로, 접합부의 강도 및 변형능력을 정확히 나타내고 있지 못하다. 또한 선행연구³⁻⁵⁾에 의

* Corresponding author

Tel : 02-880-7055 Fax : 02-871-5518

E-mail : hgpark@gong.snu.ac.kr

하면 플랫 플레이트의 최대강도와 변형각은 접합부의 형상비, 경간길이 대 두께비, 중력하중의 크기, 연속 경간의 수 등 다양한 설계변수의 영향을 받는 것으로 나타났다. 선행연구³⁻⁵⁾에서는 연속 플랫 플레이트에 대해 비선형 유한요소해석을 이용한 변수연구를 수행하였으며, 연구결과 슬래브-기둥 접합부의 휨모멘트 강도와 최대변형능력을 비교적 정확히 예측할 수 있는 방법을 개발하였다. 본 연구에서는 이러한 선행연구와 해석결과에 근거하여 균열발생에 따른 슬래브-기둥 접합부의 강성저감효과를 분석하고, 모멘트-변형각의 관계를 예측할 수 있는 방법과 탄성 해석에서 사용할 수 있도록 유효강성을 제안하고자 한다.

2. 해석프로그램과 해석모델

불균등 휨모멘트를 재하받는 플랫 플레이트 접합부의 거동을 규명하기 위해 재료모델 및 해석방법은 선행연구³⁻⁵⁾에서 제시하였으며, 또한 기존 실험연구결과와의 비교를 통해 해석프로그램의 타당성을 검증하였다.

Chen¹⁰⁾ 등의 연구에 의하면, 콘크리트가 설계강도를 발휘하기 이전에 시공단계에서 슬래브에 큰 시공하중이 재하될 수 있다. 이 경우 슬래브에 조기균열이 발생하므로, 슬래브의 강성이 감소하고 장기적인 거동도 영향을 받을 수 있다. 따라서 시공계획에 따른 건설하중의 시간이력을 정확히 반영할 수 있도록 시간의존적 장기해석이 필요하며, 이를 위해 본 연구에서는 이전 연구^{6,11)}에서 개발되고 검증된 시간의존적 거동 해석기법을 채택하였다. 이 해석기법에서는 콘크리트 재료의 크리프와 건조수축현상을 표현하기 위해 Bazant⁹⁾의 모델과 단계적 해석기법⁹⁾을 사용하였다. 또한 재령에 따른 콘크리트의 인장강도, 압축강도, 탄성계수 변화를 고려하기 위해 김진근¹¹⁾의 모델을 사용하였으며, 그 외 장기거동에 대한 수치해석방법은 이전 논문^{6,11)}에 자세히 수록되어 있다. 선행연구³⁻⁵⁾에 의하면 기존 실험의 경계조건과 하중조건은 실제 연속 슬래브의 조건과는 차이가 있다. 따라서 본 연구에서는 연속 슬래브 조건을 보다 충실히 만족시킬 수 있도록 비선형수치해석을 수행하였으며, 이 연구에서 사용된 유한요소 해석모델은 Fig. 2에 나타나 있다. 해석 모델에서는, 경간의 길이가 일정한 연속 슬래브의 대칭성을 고려하기 위해서 슬래브의 A와 B 면에서 서로 대응되는 모든 변위가 일치하도록 하였으며 C 면과 D 면에서는 C-C와 D-D축에 대한 회전변위를 구속하였다. Fig. 2에서 기둥단면적에 해당하는 슬래브 부분은 무한휨강성을 갖는 요소로 이상화하였으며, 중력하중을 실현하기 위해 슬래브에 수직하중을 균등재하하였고 기둥에 작용하는 불균등 모멘트는 두 개의 짝힘으로 재하하였다.

슬래브의 기하학적 조건과 재료적 조건 그리고 수직하중 수준 등 다양한 변수 조합 별로 실제 설계변수의 범위

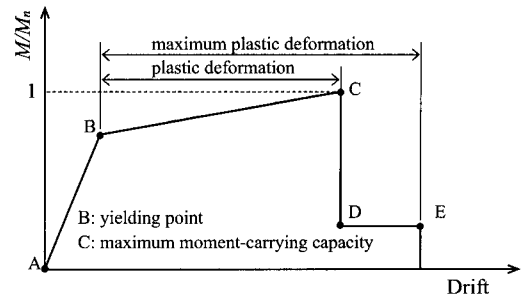


Fig. 1 Load-deformation relation of flat plate specified in FEMA 273

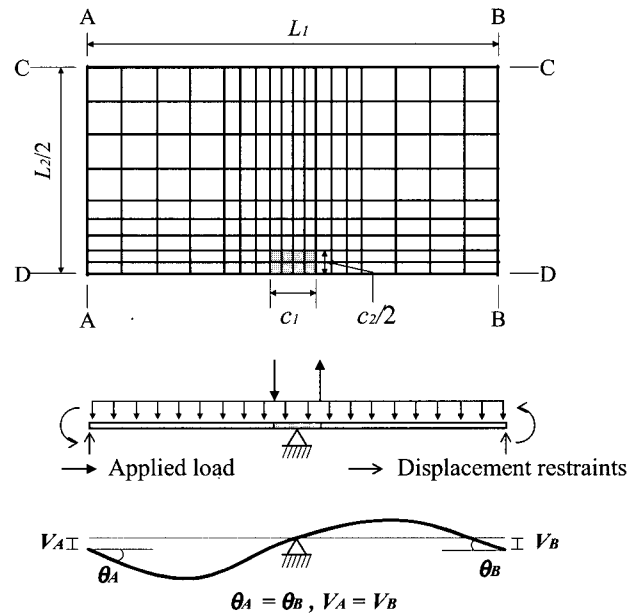


Fig. 2 Finite element model for interior flat plate

를 포괄할 수 있는 넓은 변수범위에 대해 해석연구를 수행하였으며, 각 해석모델은 선행연구³⁾에 제시되어 있다. Table 1에 나타난 모델명은 주요변수를 나타내고 있는데, 모델명은 계열- c_1 - c_2 - h - ρ_t - ρ_b - V_G/V_c 이며 이때, c_1, c_2 = 횡하중 재하방향과 그 직교방향의 기둥 폭 (mm), h = 슬래브 두께 (mm), ρ_t = 상부철근비 (%), ρ_b = 하부철근비 (%), V_G/V_c = 접합부의 공칭전단강도 대비 중력하중에 의한 풀림전단력의 재하비율 (%), L_1, L_2 = 횡하중 재하방향과 그 직교방향의 경간길이 (mm), d = 슬래브의 유효두께 (mm)이다. 주요 변수에 대한 해석범위는 다음과 같다.

$$0 \leq V_G/V_c \leq 75(\%), \quad 0.3 \leq \rho_t, \rho_b \leq 1.2(\%),$$

$$0.05 \leq c_1/L_1, c_2/L_2 \leq 0.15,$$

$$0.03 \leq h/L_1 \leq 0.06,$$

$$3000 \leq L_1, L_2 \leq 6000 \text{ (mm)}$$

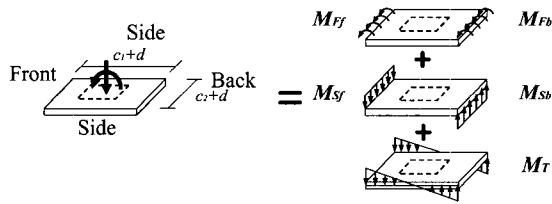


Fig. 3 Components of moment resistance at connection

3. 접합부의 강도 및 최대변형능력

일반적으로 플랫 플레이트 구조에서는 접합부가 상대적으로 취약하므로 슬래브의 강도는 접합부 강도에 의하여 결정된다. 선행연구^{3,4)}에서는 기둥의 둘레로부터 각각 0.5 d 만큼 떨어진 단면을 접합부 강도계산을 위한 위험단면으로 간주하였다(Fig. 3). 또한 전면(front)과 후면(back)은 횡하중에 의한 휨모멘트가 수직하중에 의한 휨모멘트에 추가되는 면과 상쇄되는 면을, 측면(sides)은 전후면에 직교하는 두면을 각각 가리킨다.

선행연구⁴⁾에서는 위험단면에서 기둥 중심에 대한 총 휨모멘트 M_n 을 전후면의 휨모멘트성분 $M_F(=M_{Ff}+M_{Fb})$ 와 전후면의 전단력에 의한 휨모멘트성분 $M_S(=M_{Sf}+M_{Sb})$ 그리고 측면의 비틀림모멘트 M_T 의 합으로 정의하였다(Fig. 3).

$$M_n = M_F + M_S + M_T \quad (1)$$

또한 각 모멘트 성분들은 다음과 같이 산정하였다.

$$M_F = M_{Ff} + M_{Fb} \quad (2a)$$

$$M_{Ff} = A_{sf}f_y \left[d - \frac{A_{sf}f_y}{1.7f_{ck}(c_2+d)} \right] \quad (2b)$$

$$M_{Fb} = A_{sb}f_y \left[d - \frac{A_{sb}f_y}{1.7f_{ck}(c_2+d)} \right] \quad (2c)$$

$$M_S = M_{Sf} + M_{Sb} \\ = [v_u(c_2+d)c_u] \cdot (c_1+d) \quad (3)$$

$$M_T = [v_{us} - v_g] \frac{2J}{c_1+d} \quad (4)$$

여기서, A_{sf} , A_{sb} = 접합부 전후면에 배근된 상부철근과 하부철근의 단면적, v_u = 접합부 전후면 압축대의 최대전단응력, c_u = 극한 휨모멘트에 대한 전후면의 평균 압축대 길이, v_g = 중력하중에 의해 접합부 측면에 재하되는 평균전단응력, v_{us} = 접합부 측면의 최대전단응력, J = 접합부 측면의 비틀림상수.

변수연구결과, 전체 저항모멘트 중 편심전단모멘트가 차지하는 비율은 대략 $\gamma_v = 0.6$ 으로써 이 값은 현행 설계기준에서 정의하는 $\gamma_v = 0.4$ 보다 매우 크며, 특히 측면

의 편심전단모멘트 M_T 가 큰 비중을 차지하고 있다. 또한 측면의 전단강도 v_{us} 는 전후면의 전단강도 v_u 보다 매우 큰 것으로 밝혀졌으며, 근사적으로 $v_{us} = 3.5v_c$ ($v_c = 0.33\sqrt{f_{ck}}$), $v_u = v_c$ 이다. 이는 위험단면의 전단강도는 휨모멘트와의 상호작용에 의하여 결정되는데, 전후면에는 중력하중과 함께 횡하중에 의해서 극한의 휨모멘트가 유발되고, 반면 측면에는 중력하중에 의해서만 휨모멘트가 발생되며 일반적으로 이 휨모멘트의 크기는 그다지 크지 않기 때문이다. 선행연구⁴⁾에서는 접합부의 정확한 강도산정을 위해서 전단응력과 수직응력간의 상호작용을 고려하였으며, 전후면과 측면의 편심전단강도를 각각 구분하여 산정하였다. 그 외 자세한 계산방법들은 선행연구⁴⁾에 소개되어 있다.

슬래브의 변형능력은 접합부의 회전변형과 슬래브의 휨변형의 합으로 산정되어야 한다. 그러나 선행연구⁵⁾에 의하면, 극한상태에서는 접합부에 응력이 집중되므로 접합부의 회전변형이 지배적이며, 또한 슬래브의 변형은 접합부 측면의 비틀림 변형과 밀접한 관계를 가지고 있다. 접합부 측면의 비틀림강성 및 강도와와의 관계를 고려하여, 슬래브의 최대변형능력을 다음과 같이 제안하였다.

$$\theta_n = k_1 \theta_e^{k_2} \cdot \left(\frac{K_{Icon}}{K_I} \right) \quad (5)$$

여기서 k_1 , k_2 = 수치해석결과로부터 유도된 비례상수로서 $k_1 = 0.055$, $k_2 = 0.44$, θ_e = 연속 슬래브에서 접합부 측면의 거동을 이상화한 비틀림부재의 회전각 [$\theta_e = (4/3\pi)(v_{us} - v_g) / G \cdot (c_1 + d) / d \cdot L_e / d$], L_e = 평균경간길이 [$L_e = (L_1 + L_2) / 2$], K_{Icon} , K_I = 중력하중의 영향을 고려한 연속 슬래브와 해당 슬래브의 초기강성. 그 자세한 계산방법들은 선행연구⁵⁾에 소개되어 있다.

수치해석결과, 연속 슬래브의 변형능력은 건축물 하중기준²⁾에서 허용하는 지진하중에 대한 최대변형각 15%를 대체로 충족하지 못하며, 접합부 측면의 형상비와 슬래브의 두께비, 측면의 전단강도 등 다양한 영향변수에 따라 변화하는 것으로 나타났다. 또한 플랫 플레이트의 변형능력은 횡하중 재하방향에 평행한 슬래브 경간수와 밀접한 관계를 가지는데, 연속경간수가 작을수록 초기강성이 감소하므로 변형능력이 증가하는 것으로 나타났다. 선행연구⁵⁾에서는 이러한 영향변수에 따른 변형능력의 변화를 고려할 수 있는 설계방법을 개발하였다. 슬래브의 초기강성을 정확히 산정할 수 있다면, 제안된 설계방법은 다양한 경간수와 기둥배치를 가지는 부정형의 실제 플랫 플레이트 구조물에도 적용할 수 있다.

한편, 이 설계방법은 외부 접합부의 강도가 최대강도 이후에 급격히 감소되지 않으며 하중의 재분배에 의해 구

조물 전체의 강도가 유지되고 외부접합부의 일체성(integrity)이 유지될 수 있다는 가정을 바탕으로 하고 있다.

4. 모멘트-변형각 관계

FEMA 273¹²⁾에서는 중력하중의 영향만을 고려하여 접합부의 변형능력을 정의하고 있으며, Fig. 1에 나타난 바와 같이 직선형태의 모멘트-변형각관계를 제안하고 있다. 그러나 기존 실험 및 해석연구결과에 따르면 플랫 플레이트 구조의 모멘트 강도와 변형능력은 다양한 영향변수에 따라 변화한다. 또한 일반적인 보-기둥 모멘트 골조와는 달리 기둥 둘레의 위험단면 전체가 동시에 저항을 하게 되므로, 전면의 철근이 항복된 이후에도 내력의 재분배를 통해 후면과 측면의 편심진단모멘트가 증가하며, 따라서 외력에 대한 강성 자체는 크게 감소하지 않는다. 따라서 슬래브-기둥 접합부는 항복점이 명확하지 않은 비선형적 거동을 보이므로, 본 연구에서는 Fig. 4와 같은 곡선형태의 모멘트-변형각의 관계를 제안한다.

$$\frac{M}{M_n} = \frac{A(\theta/\theta_n)}{1+(A-2)(\theta/\theta_n)+(\theta/\theta_n)^2} \quad (6)$$

여기서 $A = K_I \theta_n / M_n$ 이며, K_I = 중력하중을 재하받는 슬래브의 초기강성, θ = 슬래브의 변형각, 그리고 M_n , θ_n = 슬래브-기둥 접합부의 휨모멘트강도 및 최대 변형능력을 가리키며, M_n , θ_n 은 식 (1)과 (5)에 의하여 구할 수 있다. 플랫 플레이트는 일반적으로 진단보강을 하지 않기 때문에 최대강도 이후 취성파괴를 일으키므로 식 (6)에서 최대강도 이후의 연성거동을 고려하지 않았으며, 또한 최대강도에서 기울기가 0이다.

휨모멘트-변형각의 관계식 (6)을 사용하기 위해서는, 초기강성 K_I 를 먼저 구해야 한다. 일반적으로 중력하중의 영향이 고려되지 않은 초기강성 K_0 는 등가골조해석 또는 유한요소해석 등 탄성해석을 통해 산정할 수 있다. 그러나 실제 슬래브의 초기강성 K_I 는 중력하중의 영향에 의하여 K_0 보다 감소하며 따라서 중력하중의 영향을 고려해야 한다. 비선형 수치해석결과, Table 1과 Fig. 5에 나타난 바와 같이 중력하중 재하에 따른 슬래브의 초기강성 저하비율 K_I/K_0 는 중력하중의 크기와 밀접하게 관계되는 것으로 나타났다. 해석결과에 근거하여 K_I/K_0 는 다음의 관계식으로 정의된다.

$$\frac{K_I}{K_0} = \frac{1}{1.7(V_G/V_c)+1} \quad (7)$$

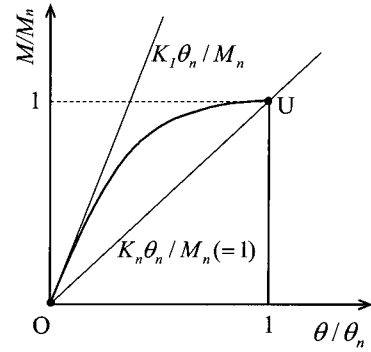


Fig. 4 Moment-drift response of flat plate

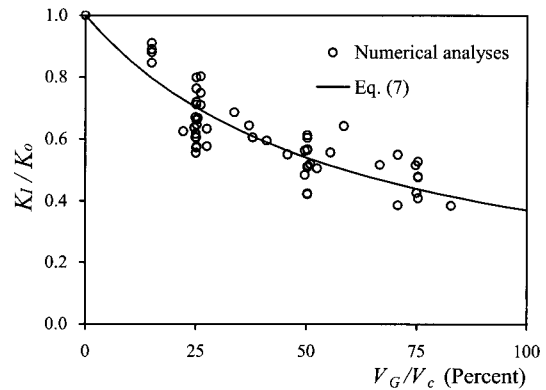
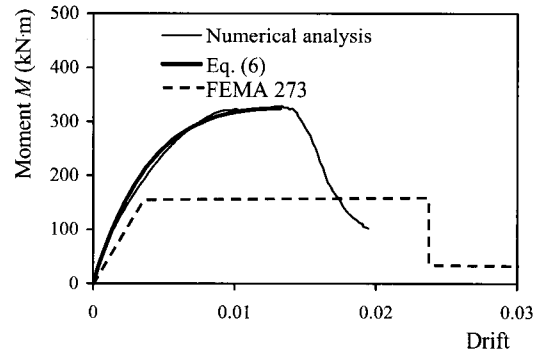
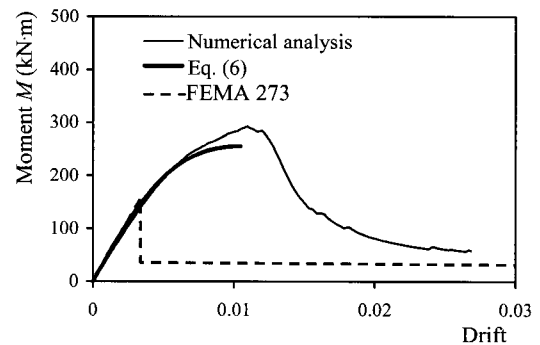


Fig. 5 Relationship between V_G/V_c and K_I/K_0



(a) E-500-500-180-0.6-0



(b) E-500-500-180-0.6-50

Fig. 6 Comparisons of moment-drift relations for analytical models

Table 1 Prediction of stiffness reduction for analytical models (continued)

Model	M_n (kNm)	θ_n (%)	$K_o^{(2)}$ (MNm)	$(\frac{K_I}{K_o})_{Anal.}$	$(\frac{K_{0.2}}{K_o})_{Anal.}$	$\frac{K_{0.2\ pred.}}{K_{0.2\ Anal.}}$	$\frac{K_{0.6\ pred.}}{K_{0.6\ Anal.}}$	$\frac{K_{0.2, creep}^{(3)}}{K_o}$
E-500-500-180-0.3-0.3-0	268	1.42	83.9	1.00	0.72	1.05	1.00	0.719
E-500-500-180-0.3-0.3-25	224	1.24	83.9	0.71	0.55	1.11	1.03	0.498
E-500-500-180-0.3-0.3-50	180	1.03	83.9	0.42	0.37	1.40	1.12	0.314
E-500-500-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	148	0.82	-	-	-	-	-	-
E-500-500-180-0.6-0.6-0	324	1.42	86.8	1.00	0.73	1.09	1.01	0.725
E-500-500-180-0.6-0.6-25	288	1.28	86.8	0.71	0.67	0.96	1.00	0.620
E-500-500-180-0.6-0.6-50	254	1.13	86.8	0.51	0.48	1.10	1.06	0.427
E-500-500-180-0.6-0.6-75	220	0.93	86.8	0.41	0.33	1.29	1.10	0.262
E-500-500-180-0.9-0.9-0	370	1.42	90.9	1.00	0.77	1.10	1.06	0.770
E-500-500-180-0.9-0.9-25	339	1.30	90.9	0.75	0.69	0.94	1.01	0.659
E-500-500-180-0.9-0.9-50	310	1.17	90.9	0.56	0.55	1.00	1.02	0.506
E-500-500-180-0.9-0.9-75	280	1.01	90.9	0.48	0.44	1.05	1.02	0.357
E-500-500-180-1.2-1.2-0	411	1.42	94.4	1.00	0.76	1.16	1.09	0.764
E-500-500-180-1.2-1.2-25	382	1.31	94.4	0.80	0.67	1.03	1.05	0.638
E-500-500-180-1.2-1.2-50	356	1.19	94.4	0.60	0.58	1.00	1.04	0.537
E-500-500-180-1.2-1.2-75	328	1.06	94.4	0.53	0.49	0.99	1.03	0.410
C-300-600-180-0.6-0.6-50	195	0.94	75.6	0.51	0.47	1.15	1.02	-
C-450-600-180-0.6-0.6-50	250	1.08	86.9	0.52	0.47	1.12	1.03	-
C-600-600-180-0.6-0.6-50	311	1.18	98.4	0.51	0.46	1.13	1.05	-
C-750-600-180-0.6-0.6-50	366	1.23	110.0	0.56	0.46	1.11	1.07	-
C-900-600-180-0.6-0.6-50	423	1.28	123.0	0.64	0.46	1.06	1.05	-
T-600-600-180-0.6-0.6-50	311	1.18	98.4	0.51	0.46	1.13	1.05	-
T-600-600-195-0.6-0.6-50	392	1.16	125.4	0.55	0.52	1.07	1.04	-
T-600-600-210-0.6-0.6-50	473	1.12	157.0	0.59	0.57	1.02	1.03	-
T-600-600-225-0.6-0.6-50	559	1.08	193.2	0.64	0.61	0.98	1.01	-
T-600-600-240-0.6-0.6-50	649	1.04	234.4	0.69	0.64	0.95	0.98	-
U-500-500-180-0.3-0.15-0	251	1.42	83.0	1.00	0.69	1.07	1.00	-
U-500-500-180-0.3-0.15-25	207	1.24	83.0	0.66	0.59	1.04	1.01	-
U-500-500-180-0.3-0.15-50	163	1.03	83.0	0.42	0.38	1.30	1.03	-
U-500-500-180-0.3-0.15-75 ⁽¹⁾	132	0.83	-	-	-	-	-	-
U-500-500-180-0.6-0.3-0	298	1.42	85.7	1.00	0.73	1.07	1.02	-
U-500-500-180-0.6-0.3-25	263	1.28	85.7	0.72	0.68	0.95	1.00	-
U-500-500-180-0.6-0.3-50	228	1.12	85.7	0.51	0.48	1.09	1.01	-
U-500-500-180-0.6-0.3-75 ⁽¹⁾	193	0.93	-	-	-	-	-	-
U-500-500-180-0.9-0.45-0	337	1.42	88.3	1.00	0.74	1.12	1.07	-
U-500-500-180-0.9-0.45-25	306	1.30	88.3	0.76	0.69	0.96	1.00	-
U-500-500-180-0.9-0.45-50	275	1.16	88.3	0.57	0.55	1.00	1.01	-
U-500-500-180-0.9-0.45-75	245	1.00	88.3	0.48	0.47	0.98	1.08	-
U-500-500-180-1.2-0.6-0	373	1.42	90.8	1.00	0.75	1.14	1.08	-
U-500-500-180-1.2-0.6-25	344	1.31	90.8	0.80	0.72	0.94	0.99	-
U-500-500-180-1.2-0.6-50	316	1.18	90.8	0.61	0.58	0.97	0.97	-
U-500-500-180-1.2-0.6-75	287	1.04	90.8	0.53	0.50	0.95	1.05	-
SI-150-150-180-0.3-0.3-25 ⁽¹⁾	71	0.69	-	-	-	-	-	-
SI-150-150-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	59	0.57	-	-	-	-	-	-
SI-150-150-180-1.2-1.2-25	133	0.71	62.1	0.60	0.54	1.18	1.02	-
SI-150-150-180-1.2-1.2-75	125	0.63	62.1	0.52	0.47	1.05	1.08	-
SI-450-450-180-0.3-0.3-25	214	0.94	121.5	0.64	0.53	1.05	1.00	-
SI-450-450-180-0.3-0.3-75	172	0.78	121.5	0.39	0.35	1.17	1.00	-
SI-450-450-180-1.2-1.2-25	360	0.97	137.2	0.62	0.57	1.14	1.01	-
SI-450-450-180-1.2-1.2-75	329	0.86	137.2	0.55	0.50	0.99	1.01	-

⁽¹⁾ The models were cracked during vertical loading, and therefore these were excluded in present study.

⁽²⁾ The initial stiffnesses of slab were calculated by finite plate-bending element analysis.

⁽³⁾ Stiffness reduction of slab due to early cracking and long-term deflection.

Table 1 Prediction of stiffness reduction for analytical models

Model	M_n (kNm)	θ_n (%)	$K_o^{(2)}$ (MNm)	$(\frac{K_I}{K_o})_{Anal.}$	$(\frac{K_{0.2}}{K_o})_{Anal.}$	$\frac{K_{0.2, Pred.}}{K_{0.2, Anal.}}$	$\frac{K_{0.6, Pred.}}{K_{0.6, Anal.}}$
S2-200-200-180-0.3-0.3-25	89	0.82	59.5	0.60	0.52	1.07	0.99
S2-200-200-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	69	0.63	-	-	-	-	-
S2-200-200-180-1.2-1.2-25	164	0.85	66.2	0.57	0.55	1.19	1.00
S2-200-200-180-1.2-1.2-75 ⁽¹⁾	151	0.74	-	-	-	-	-
S2-600-600-180-0.3-0.3-25	294	1.14	125.1	0.58	0.53	1.08	1.00
S2-600-600-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	210	0.86	-	-	-	-	-
S2-600-600-180-1.2-1.2-25	481	1.18	141.2	0.64	0.59	1.13	1.07
S2-600-600-180-1.2-1.2-75	426	1.02	141.2	0.48	0.43	1.05	0.94
S3-250-250-180-0.3-0.3-25	107	0.95	61.5	0.56	0.52	1.11	0.99
S3-250-250-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	78	0.67	-	-	-	-	-
S3-250-250-180-1.2-1.2-25	198	0.99	68.7	0.62	0.56	1.20	1.04
S3-250-250-180-1.2-1.2-75	179	0.83	68.7	0.43	0.39	1.22	1.01
S3-750-750-180-0.3-0.3-25	351	1.29	127.1	0.58	0.52	1.11	1.02
S3-750-750-180-0.3-0.3-75 ⁽¹⁾	216	0.85	-	-	-	-	-
S3-750-750-180-1.2-1.2-25	574	1.35	143.7	0.63	0.57	1.14	1.10
S3-750-750-180-1.2-1.2-75	487	1.11	143.7	0.38	0.35	1.23	0.98
F-500-500-180-0.3-0.3-0	291	1.42	94.3	1.00	0.74	1.02	1.04
F-500-500-180-0.3-0.3-65 ⁽¹⁾	176	0.95	-	-	-	-	-
F-500-500-180-0.6-0.6-0	349	1.42	97.3	1.00	0.71	1.12	1.05
F-500-500-180-0.6-0.6-65 ⁽¹⁾	250	1.03	-	-	-	-	-
F-500-500-180-0.9-0.9-0	397	1.42	101.4	1.00	0.73	1.14	1.07
F-500-500-180-0.9-0.9-65 ⁽¹⁾	311	1.09	-	-	-	-	-
F-500-500-180-1.2-1.2-0	441	1.42	104.9	1.00	0.75	1.16	1.11
F-500-500-180-1.2-1.2-65	362	1.12	104.9	0.52	0.48	1.04	1.02
E2-500-500-180-0.3-0.3-15	242	1.33	83.9	0.85	0.68	0.92	0.88
E2-500-500-180-0.6-0.6-15	303	1.35	86.8	0.88	0.71	0.96	0.93
E2-500-500-180-0.9-0.9-15	353	1.37	90.9	0.89	0.72	0.96	0.95
E2-500-500-180-1.2-1.2-15	395	1.37	94.4	0.91	0.75	0.96	0.96
Mean						1.08	1.03
Standard deviation						0.093	0.043

⁽¹⁾ The models were cracked during vertical loading, and therefore these were excluded in present study.

⁽²⁾ The initial stiffnesses of slab were calculated by finite plate-bending element analysis.

⁽³⁾ Stiffness reduction of slab due to early cracking and long-term deflection.

제안된 모멘트-변형각 모델의 타당성을 검증하기 위해, Table 1에 제시된 해석모델 E-500-500-180-0.6-0.6-0와 E-500-500-180-0.6-0.6-50에 대해 본 모델을 적용하였다. 중력하중을 고려하지 않은 초기강성 K_o 는 판요소를 이용한 유한요소해석을 통해 구하였으며, 접합부의 모멘트강도 M_n 과 최대변형능력 θ_n 는 식 (1), (5)에 따라 산정하였다. Fig. 6에서는 제안된 방법과 FEMA 273⁽²⁾에 따라 예측된 해석모델의 모멘트-변형각 곡선을 해석결과와 비교하고 있다. 그림에 나타난 바와 같이, 제안모델은 초기강성 뿐 아니라 최대강도에 이르기까지 모멘트-변형각의 관계를 정확하게 나타낼 수 있다. 반면 FEMA 273은 초기강성을 비교적 정확하게 예측하지만 최대강도 및 변형능력 등 극한거동에서 해석결과와 큰 차이를 보이고 있으며, 따라서 해석모델의 모멘트-변형각 관계를 정확히 예측하지 못하고 있다. FEMA 273에서는 플랫 플레이트 구조의 항복점을 명확히 정의하고 있지 않으므로, 비교에서는 편의상 최대강도를 항복강도로써 사용하였다.

Table 1에는 0.2 % 와 0.6 % 층간변위비에 대해, 식 (6)에 의해 추정된 슬래브의 강성과 해석결과의 비율 $K_{0.2, Pred.}/K_{0.2, Anal.}$, $K_{0.6, Pred.}/K_{0.6, Anal.}$ 이 제시되어 있다. 비교결과, 예측강성 대비 해석강성은 각각 평균이 1.08, 1.03이고 표준편차가 9.3%, 4.3% 로써, 본 연구에서 제안한 모델은 다양한 설계 변형각에 대해서 슬래브의 유효강성을 정확히 예측하고 있는 것으로 나타났다. 제안된 모델을 Hwang and Moehle⁽⁴⁾의 실험연구에 적용하였다. Fig. 7에 나타난 바와 같이 실험체는 3경간으로 구성되며 기둥의 크기 및 형상이 다양하며 슬래브의 철근배근이 매우 복잡하다. 내부 접합부에 해당하는 b2, b3, c2, c3의 부재형상 및 재료특성은 Table 2에 제시되어 있다. 이 실험 장치에서 중력하중은 균등하게 분포된 납블럭에 의해 재하되었으며, 횡하중은 Fig. 8에 나타난 바와 같이 가력기에 의해 N-S 방향과 E-W 방향으로 교대로 재하된다.

모멘트-변형각 곡선을 구성하기 위해서, 슬래브의 초기강성 K_o , K_I 는 실험결과를 사용하였고, 또한 접합부의

모멘트강도 M_n 과 최대변형능력 θ_n 은 식 (1), (5)에 따라 구하였으며 그 값은 Table 2에 나타나 있다. Fig. 9에는 제안모델과 FEMA 273에 의해 추정된 모멘트-변형각의 관계와 실험결과가 비교되고 있다. 실험에서는 E-W와 N-S의 양방향으로 횡하중이 재하되는데, Hwang and Moehle¹⁴⁾에 의하면, 외부접합부의 경우 양방향으로 횡하중이 재하되면 한 방향으로 횡하중이 재하될 때보다 슬래브의 강도가 대략 25% 감소하는 것으로 보고되었다. 이처럼 양방향의 횡하중 재하로 인한 강도감소효과를 고려하기 위하여, 식 (6)에 의해 추정된 내부 접합부의 강도를 25% 감소시킨 값을 슬래브의 강도로 사용하였다. 그림에 나타난 바와 같이, 제안된 모델은 극한거동에 이르기까지 변형각 증가에 따른 강성저감을 비교적 정확하게 나타내는데 반하여, FEMA 273은 강도를 상당히 저평가하고 있다. 전체변형 중 기둥의 변형이 대략 40%를 차지하는 것으로 보고¹⁴⁾되었으므로, 본 연구에서는 실험결과의 60% 만큼을 슬래브의 변형각으로 사용하였다.

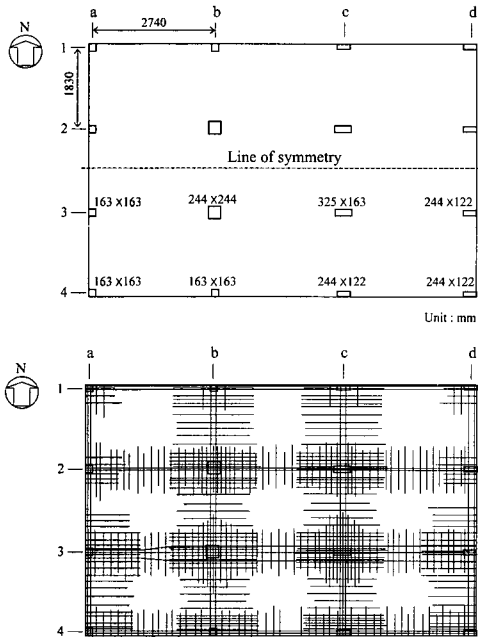


Fig. 7 Layout and steel mat of Hwang and Moehle's test slab

5. 변형각 0.2%에서의 강성보정계수

건축물하중기준²⁾에서는 풍하중에 대한 사용성 조건으로 변형각을 0.2%로 제한하고 있다. 앞서 제안된 모멘트-변형각 모델을 이용해서 슬래브의 휨강성을 산정할 수 있으나, 이 방법을 사용하기 위해서는 접합부의 최대변형능력과 모멘트강도를 정확히 구해야 하고 계산절차가 매우 복잡하다. 따라서 본 연구에서는 0.2% 변형각에서의 슬래브 강성에 대해서는 실제 설계에서 간편하게 활용할 수 있도록 근사법을 제안한다.

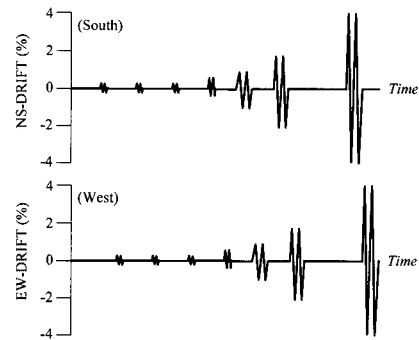


Fig. 8 Loading history

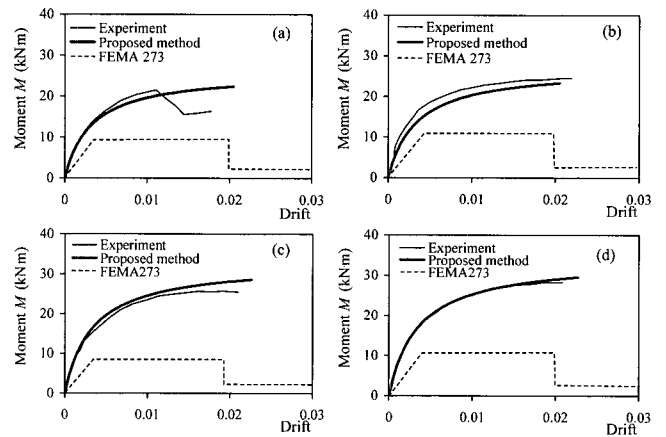


Fig. 9 Predicted moment-drift responses for Hwang and Moehle's specimen (1993): (a) b2; (b) b3; (c) c2; and (d) c3

Table 2 Properties of Hwang and Moehle's specimens, and prediction of ultimate moment-carrying capacity and maximum drift (E-W directions)

Specimen	L_1 (mm)	L_2 (mm)	c_1 (mm)	c_2 (mm)	d (mm)	f_{ck} (MPa)	f_y (MPa)	Reinforcement ratio (%) ⁽¹⁾		Thickness (mm)	V_G/V_c (%)	$M_n^{(2)}$ (kNm)	$\theta_n^{(2)}$ (%)	K_o (MNm)	$M_n^{(3)}$ (kNm)	$\theta_n^{(3)}$ (%)	$K_I^{(3)}$ (MNm)
								Top	Bottom								
b2	2740	1830	244	244	64.3	21.8	456	0.64	0.27	81	28	22.8	2.05	5.20	9.4	1.96	4.93
b3	2740	1830	244	244	70.6	21.8	456	0.74	0.27	81	28	23.8	2.05	5.62	11.4	2.04	5.71
c2	2740	1830	325	163	64.3	21.8	456	0.66	0.27	81	28	29.1	2.26	6.46	8.4	1.92	5.96
c3	2740	1830	325	163	70.6	21.8	456	0.77	0.28	81	28	30.1	2.27	6.54	10.4	2.00	6.22

⁽¹⁾ The ratios were calculated for gross area.

⁽²⁾ The values were calculated by proposed method.

⁽³⁾ The values were calculated by FEMA 273.

앞서 제안된 모멘트-변형각의 관계식 (6)에서 최대변형각 θ_n 와 변형각 $\theta (=0.002)$ 의 비율을 $\theta/\theta_n \ll 1$ 로 가정하게 되면, 다음의 관계식이 유도된다.

$$\frac{K_{0.2}}{K_o} = \frac{K_I}{K_o} / [1 + K_I \cdot 0.002/M_n] \quad (8)$$

여기서 $K_{0.2} = 0.2\%$ 변형각에서 슬래브의 유효강성이다.

식 (8)에서, 0.2% 변형각에 대한 슬래브의 강성보정계수 $K_{0.2}/K_o$ 는 K_I/K_o 와 K_I/M_n 에 의해 결정된다. 수치해석결과, 중력하중 영향에 따른 슬래브의 초기강성 저하

비율 K_I/K_o 와 K_I/M_n 는 중력하중의 크기에 큰 영향을 받는 것으로 나타났다. 그 이유는 0.2% 변형각에서는 철근항복이나 슬래브 전후면에서의 국부적 전단파괴와 같은 비선형적 거동이 대부분 발생하지 않기 때문이며, 따라서 슬래브의 강성저감에 직접 전단력의 크기가 지배적 영향을 미치게 된다. Table 1과 Fig. 10에 나타난 바처럼, 수치해석결과에 의하면 식 (8)은 다음 식에 의해 추정될 수 있다.

$$\frac{K_{0.2}}{K_o} = \frac{7}{10} - \frac{4}{10} \left(\frac{V_G}{V_c} \right) \quad (9)$$

한편 시공중에는 콘크리트가 설계강도를 발휘하기 이전에 슬래브 자중의 1.5배 이상¹⁰⁾의 큰 건설하중이 슬래브에 재하될 수 있다. 이 경우 조기에 균열이 발생하게 되므로 슬래브의 강성이 감소될 수 있으며, 장기거동도 영향을 받을 수 있다. 또한 슬래브에 재하된 지속하중은 슬래브의 장기처짐을 유발하면서 슬래브의 강성저감에 기여할 수 있다. 본 연구에서는 슬래브에 재하되는 건설하중과 지속하중에 의한 추가 강성저감효과를 분석하기 위해 Table 1에 제시된 E계열의 해석모델에 대해 시간의존적 장기해석을 수행하였다. 슬래브의 재령에 따라 슬래브의 강성비가 증가하므로 슬래브에 재하되는 건설하중은 슬래브 강성에 비례하여 각각의 슬래브에 분배되는 것으로 가정하였으며, Chen¹⁰⁾의 수정근사법(Modified simplified method)를 사용하여 건설하중 이력 $V_{const.}$ 을 설정하였다. 이때 건설하중은 동바리설치(shoring)와 재설치(reshoring), 그리고 층별 시공주기(construction cycle) 등 가설지주계획에 따라 크기와 이력이 결정되며, 장비하중을 비롯해서 시공중에 발생하는 모든 하중을 포함한다. 해석조건으로는, 최초하중 재하일과 시공주기가 각각 6일, 7일이고 지주는 3개층으로 설치되며, 또한 안전측으로 중력하중 전체가 크립과 건조수축을 유발하는 지속하중으로 작용하는 것으로 가정하였다. Fig. 11에는 건설하중 $V_{const.}$ 의 이력이 제시되어 있으며, 횡하중 E 는 1000일 동안 지속하중 V_G 가 재하된 뒤에 작용하는 것으로 가정하였다. 여기서 D.L.은 슬래브의 자중을 나타낸다.

Table 1과 Fig. 12에는 수치해석결과, 건설하중과 지속하중에 의해 유발되는 조기균열 및 장기변형을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 강성저감정도가 비교되고 있다. 비교결과, 중력하중이 클수록 건설하중과 지속하중의 영향을 받아 슬래브의 강성이 추가적으로 저감되는 것으로 나타났다. 그러나 일반적인 설계범위 $V_G/V_c < 0.5$ 에서는 그 효과가 그다지 크지 않으므로 무시할 수 있는 것으로 밝혀졌다. 한편 Fig. 12에서 조기균열과 장기변형으로 인한 슬래브 유효강성의 변화를 정확히 분석하기 위해

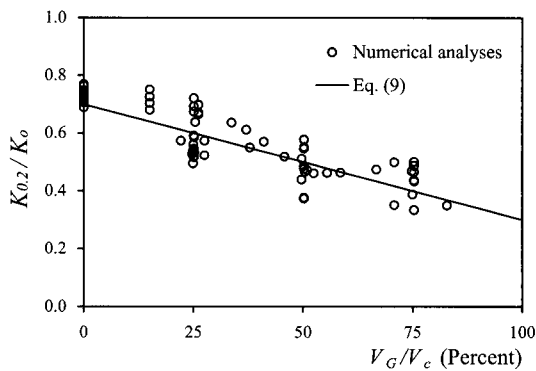


Fig. 10 Relationship between V_G/V_c and $K_{0.2}/K_o$

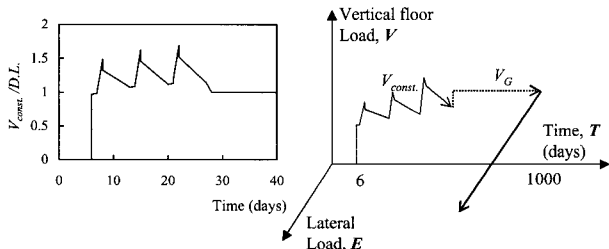


Fig. 11 Loading history of vertical and lateral load

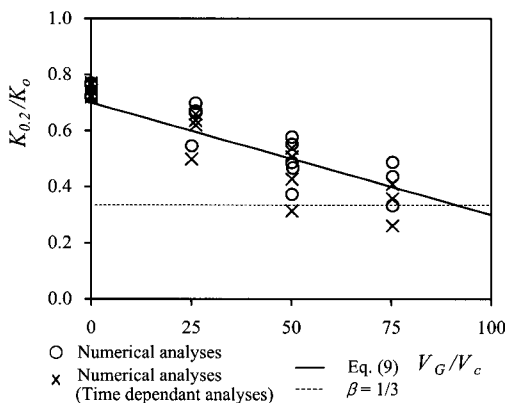


Fig. 12 Variations of $K_{0.2}/K_o$ with early cracking and long-term deflection

서는, 지속하중의 중력하중비율 V_G/V_c 보다는 중력하중 이력 $V_{const.}/V_c$ 전체에서 가장 큰 강성저하를 일으키는 중력하중비에 대해 수치해석결과를 비교하여야 하지만, 본 연구에서는 편의상 지속하중의 중력하중비 V_G/V_c 에 따라 슬래브의 유효강성변화를 분석하였다.

Fig. 12에는 0.2 % 층간변위비에 대해 일반적으로 사용되고 있는 Vanderbilt¹⁴⁾의 강성저감계수 $\beta = 1/3$ 이 함께 비교되고 있는데, 전반적으로 유효강성을 지나치게 과소평가하므로 중력하중비 V_G/V_c 에 따른 유효강성의 변화를 정확히 설명하지 못하는 것으로 드러났다.

6. 결 론

횡하중을 재하받는 플랫 플레이트 시스템에 대해 성능기초 내진설계법을 사용하기 위해서는 슬래브의 초기강성뿐 아니라 최대강도 및 최대변형능력을 비롯해서 전체적인 비선형거동이 정의되어야 한다. 이를 위해 선행연구³⁻⁵⁾에서는 연속 슬래브의 하중조건과 경계조건을 정확히 반영할 수 있도록 비선형수치해석을 수행하였으며, 슬래브의 최대강도와 이에 해당하는 최대변형능력을 규명하였다. 본 연구에서는 이러한 선행연구와 수치해석결과를 바탕으로 횡하중의 증가에 따른 슬래브의 유효강성변화를 분석하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 횡하중의 재하크기에 따라 슬래브의 재료손상과 강성저감정도는 변화하며, 따라서 이를 정확히 반영할 수 있도록 모멘트-변형각 곡선을 제안하였고 해석모델 및 실험결과와의 비교를 통해 검증하였다.
- 2) 0.2 % 층간변위비에서는 슬래브의 비선형 거동이 크지 않으므로, 직접 전단력에 의해 슬래브의 강성보정계수를 근사적으로 추정할 수 있다.
- 3) 슬래브가 설계강도를 발휘하기 이전에 시공과정에서 큰 건설하중이 재하되는 경우, 조기균열이 발생할 수 있으므로 이 영향을 고려해야 한다. 그러나 중력하중에 대한 일반적인 설계범위에서 건설하중과 지속하중에 의한 장기거동은 슬래브의 강성저감에 그다지 큰 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다.

제안된 모멘트-변형각 곡선과 강성저감계수는 슬래브의 성능기초 내진설계에 활용될 수 있을 것이다.

감사의 글

본 연구는 지진공학센터(KEERC), 공대교육연구재단, 그리고 동부건설의 재정적 지원에 의해 수행되었으며 이에 관계자 여러분께 감사드립니다.

1. 한상훈, 김진근, 양은익, “콘크리트 재료역학적 성질에 대한 양생온도와 재령의 효과(II)”, 콘크리트학회 논문집, 12권 6호, 2000, pp.35~42.
2. 대한건축학회, “건축물 하중기준 및 해설”, 2000. pp.270.
3. 최경규, 황영현, 박홍근, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 내부 접합부의 강도에 대한 해석연구”, 콘크리트학회 논문집, 14권 6호, 2002, pp.949~960.
4. 최경규, 박홍근, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트-기둥 접합부의 강도산정모델”, 콘크리트학회 논문집, 14권 6호, 2002, pp.961~972.
5. 최경규, 박홍근, “불균등 휨모멘트를 받는 플랫 플레이트의 변형능력”, 콘크리트학회 논문집, 15권 3호, 2002.
6. 최경규, 박홍근, “바닥하중과 압축력을 받는 플랫 플레이트의 장기거동에 대한 해석적 연구”, 콘크리트학회 논문집, 12권 5호, 2000, pp.153~164.
7. Allen, F. and Darvall P., “Lateral Load Equivalent Frame,” *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, July 1977, pp.294~299.
8. American Concrete Institute, “*Building Code Requirements for Structural Concrete*,” ACI 318-02, pp.184~186, pp.213~232, pp.337~342.
9. Bazant, Z. P., “Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete,” *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1982. pp. 163~256.
10. Mosallam, K. H. and Chen, W. F., “Concrete Buildings: analysis for safe construction,” CRC Press, 1991, pp.123~133.
11. Choi, K., Park, H., and Shin, Y., “Moment magnifier method for long-term behavior of flat plates subjected to in-plane compression,” *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol.129, No.1, 2003, pp.87~95.
12. “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Building,” Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., 1997, pp.6~34.
13. Pan, Austin D. and Moehle, J. P., “An Experimental Study of Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol.89, No.6, 1992, pp.626~638.
14. Hwang, S. J. and Moehle, J. P., “An Experimental Study of Flat-Plate Structures under Vertical and Lateral Load,” Report No. UCB/EERC-93/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Feb, 1993, 278pp.

15. Vanderbilt, M. D. and Corley, W. G., "Frame Analysis of Concrete Building," *Concrete International: Design and Construction*, Vol.5, No.12, 1983, pp.33~43.

16. Pecknold, D. A., "Slab Effective Width for Equivalent Frame Analysis," *ACI Journal*, Vol.72, No.1, 1975, pp.135~137.

요 약

성능기초설계를 위한 기존의 설계방법 및 지침은 플랫 플레이트구조의 내진성능을 정확히 예측하지 못한다. 이전의 연구에서는 슬래브-기둥 접합부에 대하여 비선형 유한요소해석을 이용한 변수연구를 수행하였으며, 해석결과 및 기존실험결과에 근거하여 플랫 플레이트 접합부의 휨모멘트 강도와 최대변형능력을 추정할 수 있는 설계방법을 개발하였다. 본 연구에서는 선행연구결과와 비선형 해석결과에 근거하여 플랫 플레이트구조의 일반화된 모멘트-변형각의 관계를 제안하였으며, 기존 실험결과와의 비교를 통해 검증하였다. 또한 풍하중을 받는 플랫 플레이트구조의 변형을 쉽게 구할 수 있도록 0.2% 층간변위비에 대한 슬래브의 강성보정계수를 제안하였다.

핵심용어 : 플랫 플레이트, 접합부, 유효강성, 불균등 모멘트, 성능기초설계
