

塑性힌지부가 移動 및 擴張된 鐵筋콘크리트 部材의 履歴舉動에 대한 解析모델

Analytical Model of Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Members
with Relocated and Enlarged Plastic Hinging Zones

徐 洙 演* 金 潤 一** 李 利 衡***
Seo, Soo yeon Kim, Yoon il Lee, Li hyung

ABSTRACT

Based on the design concept of a "Strong Column - Weak Beam" in the design of reinforced concrete, recently, a design method which moves the plastic hinging zone of a specific length away from the column face, has been proposed for reducing the degradation of stiffness and strength in the beam-column joint. To analyze reinforced concrete structures designed by this method, It is necessary to establish the analytical model which can simulate the hysteretic behavior depended on the initial positions and enlargements of plastic hinges. In this paper, by the numerical assumptions and the regression of experimental results, an analytical model is proposed. To estimate the accuracy of this model, some example analyses are conducted and compared with experimental results. From these comparison, It is shown that the proposed model is a good to predict the behavior of members subjected to cyclic loads.

1. 序 論

地震荷重을 받는 鐵筋 콘크리트 構造物에서 "강한 기둥-약한 보"의 設計概念이 一般的으로 받아들여지고 있다. 그러나 塑性힌지가 기둥-보의 接合面에서 形成될 때 보 主筋의 降伏이 接合部내로 침투됨으로써 接合部の 현저한 剛性 및 強度低下를 야기시키게 된다. 이를 해결하기 위하여 塑性힌지부를 보 내측으로 移動시키는 設計概念이 최근의 實驗研究들에서 提案되어 왔으며, 韓行의 ACI-ASCE 委員會 推選조항과 뉴질랜드 規準(NZS 3103)에서 耐震設計의 한 方法으로 제시하고 있다. 이에 本 研究에서는 以上과 같은 塑性힌지 移動의 概念으로 設計된 鐵筋 콘크리트 構造物의 解析을 위하여 塑性 힌지부의 初期發生位置와 擴張을 고려한 部材의 解析모델을 提示하고자 한다.

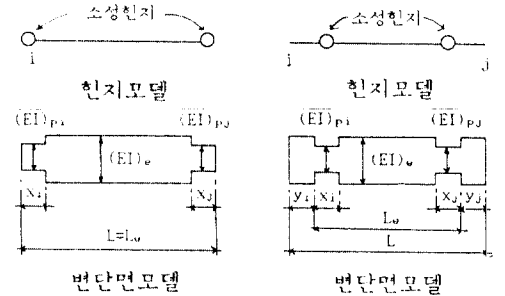
2. 部材의 모델링

일반적으로 反復荷重을 받는 部材의 塑性힌지부는 하나의 非彈性스프링이나 힌지로 置換되어 解析될 수 있다[1,6]. 그러나 실제의 塑性힌지부는 어느 정도 的 領域을 가지게 되고 그 길이 및 曲率 변화되는 때문에 그림(2.1)과 같이 有限한 塑性域으로 치환하는 것이 더 타당하다[4]. 이때의 塑性 힌지부는 彈性區間보다 斷面이 취약해진 變斷面으로 假定되며 塑性힌지부의 길이(x_i, x_j)에 따라서 剛性이 變하게 된다.

2.1 塑性域의 길이

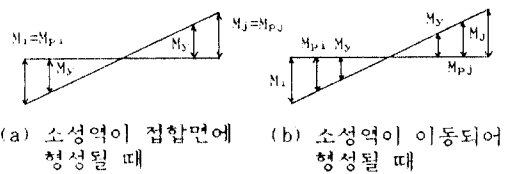
降伏斷面에서 형성된 初期의 塑性힌지부는 계속

* 漢陽大 建築工學科 大學院生
** 關東大 建築工學科 助教授·工博
*** 漢陽大 建築工學科 教授·工博



(a) 소성역이 접합면에 형성될 때 (b) 소성역이 이동되어 형성될 때

그림(2.1) 解析모델



(a) 소성역이 접합면에 형성될 때 (b) 소성역이 이동되어 형성될 때

그림(2.2) 部材의 모멘트도

된 反復荷重을 받게되면 모멘트가 큰 方向으로 破壞가 進行되어 塑性域의 길이 x_i 는 증가하게 된다. 그러나, 降伏斷面이 보 내부에서 形成되었을 경우에는 塑性域은 接合面쪽으로 확산되지만 接合面에서 降伏斷面이 形成될 경우에는 보 내부로 破壞가 進行되게 된다. 이 때의 塑性域의 길이 x_i, x_j 는 部材가 새로운 曲率(또는 모멘트)을 경험할 때 그림(2.2)와 같은 모멘트도로 부터 式(2.1)과 같이

計算되어지며 최대 모멘트 이후 強度가 감소하더라도 일정한 값으로 남아있게 된다.

$$x_i(x_j) = \frac{M_{pi}(M_{pj}) - M_y}{M_{pi} + M_{pj}} L_o \dots\dots\dots(2.1)$$

2.2 塑性域의 剛性

그림(2.1)과 같은 變斷面으로 치환된 部材에서 塑性域의 剛性은 각 단면에서 달리 나타나게 되므로 개개 단면에 대하여 剛性を 구해야 하지만 이렇게 하기에는 많은 시간과 노력이 소요되게 된다. 실제 塑性域의 剛性은 塑性域의 길이(\$x_i, x_j\$)에 대한 平均剛性を 사용함으로써 비교적 쉽게 구해낼 수가 있다. 따라서 본 解析에서는 塑性域의 剛性を 塑性域의 길이에 대한 平均剛性으로 하고 각 구간 마다의 平均剛性は

- 1) 彈性載荷 또는 除荷時
\$(EI)_p = (EI)_o\$
- 2) 非彈性 再荷時
\$(EI)_p = (EI)_2\$
- 3) 非彈性 除荷 또는 荷重反轉 後 非彈性 再荷時

$$(\overline{EI})_p = \frac{(EI)_p(EI)_o}{c(EI)_o + (1-c)(EI)_p}$$

여기서 \$(EI)_o\$ = 彈性域의 剛性, \$(EI)_p\$ = 實驗結果로부터 구한 履歴剛性, \$(\overline{EI})_p\$ = 塑性域의 보정된 平均剛性, \$c\$ = 0.5 ~ 1.5 로써 實驗結果로부터 추정된 係數이다[4].

따라서, 塑性域의 剛性和 彈性剛性과의 比는

$$Q_i \text{ 또는 } Q_j = \frac{(EI)_o}{(EI)_p} \dots\dots\dots(2.2)$$

가 된다.

2.3 部材剛性 매트릭스

그림(2.1)과 같이 모델링된 部材에서의 일반적인 剛性 매트릭스는 다음과 같이 구해진다.

$$K_o = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & K_{14} & 0 & 0 \\ & K_{22} & K_{23} & 0 & K_{25} & K_{26} \\ & & K_{33} & 0 & K_{35} & K_{36} \\ & & & K_{44} & 0 & 0 \\ \text{Symm} & & & & K_{55} & K_{56} \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \dots\dots(2.3)$$

이때의 상기 개개 構成要素를 決定하는 部材의 延性係數는 式(2.4)와 같이 구해지게 된다.

$$f_{ii} = \frac{1}{3(EI)_o L^2} \{ (Q_j - 1)(x_j^3 + A) - (Q_i - 1)[(L - x_i)^3 + B] + Q_i L^3 \} \dots\dots\dots(2.4a)$$

$$f_{jj} = \frac{1}{3(EI)_o L^2} \{ (Q_i - 1)(x_i^3 + C) - (Q_j - 1)[(L - x_j)^3 + D] + Q_j L^3 \} \dots\dots\dots(2.4b)$$

$$f_{ij} = \frac{1}{3(EI)_o L^2} \{ (Q_j - 1)[x_j^2(1.5L - x_j^2) + E] + (Q_i - 1)x_i^2(1.5L - x_i) + F + L^3/2 \} \dots\dots(2.4c)$$

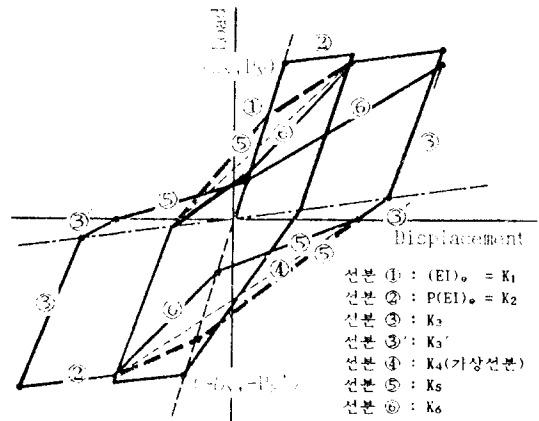
여기서,

- A = 3 x_j y_j (x_j + y_j),
- B = 3 x_i y_i (2L - x_i - y_i),
- C = 3 x_i y_i (L - x_i - y_i),
- D = 3 x_j y_j (L - x_j - y_j),
- E = 3 x_i y_i (x_i + y_i),
- F = 3 x_j y_j (2L - x_j - y_j) 이다.

式(2.4)의 A, B, C, D, E, F 항은 塑性힌지부의 移動에 따른 係數로서 \$y_i, y_j\$ 가 "0" 일때는 그 값도 역시 "0"이 된다.

3. 履歴規則

地震과 같은 反復荷重을 받는 경우에 있어서 部材의 履歴舉動은 塑性域의 舉動에 지배를 받게되며, 대체로 單調加力時의 초기 모멘트-곡률관계 곡선을 따르게 된다. 본 解析에서의 기본적인 履歴規則은 그림(3.1)과 같이 Takeda 모델을 수정한 것으로서 크게 剪斷應力의 지배를 받는 구간과 強度低下의 구간으로 구분될 수 있다.



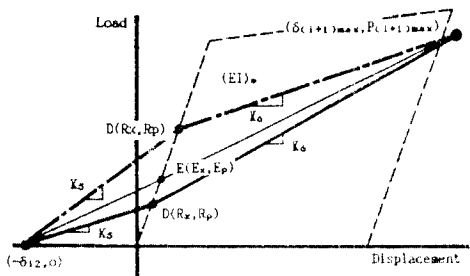
그림(3.1) 基本 履歴規則

3.1 剪斷補強 效果

荷重이 反轉된 後 再荷時에 部材의 履歴舉動은 剪斷應力에 의해 지배를 받게되며, 이때의 剛性は 部材의 剪斷 應力度와 剪斷 補強筋의 形態, 剪斷 補強量, 剪斷 스펀比, 主筋의 부착력 등에 영향을 받게 된다. 塑性힌지부를 보 내측으로 이동 시킨다 하더라도 높은 剪斷應力에 대한 적절한 補強이 없거나 主筋의 부착력이 상실될 경우에는 荷重-變位 曲線에서 심한 핀칭이 일어나게 된다. 이때의 剛性은 그림(3.2)에서와 같이 彈性剛性과의 교점 \$E(x, E_p)\$를 핀칭 또는 바우싱거 效果에 의한 係數를 사용하여 式(3.1)과 같이 보정함으로써 구할 수 있다.

$$R_x = \alpha_p E_x \dots\dots\dots(3.1)$$

\$R_p = \alpha_p E_p\$
여기서, \$\alpha_p\$는 핀칭 또는 바우싱거 效果에 의한 계수로써 塑性域의 剪斷補強 形態와 量, 그리고 部材의 剪斷 應力度 등에 의해 결정된다.



그림(3.2) 再荷時의 剛性

(1) 塑性域이 스테럽만으로 剪斷補強되어있는 경우 접합면에 塑性域이 형성되거나 또는 中間鐵筋에 의하여 塑性域이 이동되어 형성되더라도 스테럽만으로 剪斷補強되어있는 경우에 있어서의 係數 α_p 값은 다음과 같이 算定될 수 있다.

$$\alpha_p = q(1/\mu)^3 \dots \dots \dots (3.2a)$$

$$\beta = 0.08 n$$

$$q = 0.2 D_s \quad (D_s \leq 0.1)$$

$$2 D_s \quad (0.1 < D_s \leq 0.5)$$

$$1 D_s \quad (D_s > 0.5)$$

여기서 β , q 는 既存의 實驗結果들을 回歸分析하여 얻어진 것이며, $\mu = \delta/\delta_y$, $D_s = (\sqrt{f'c}/v_m)(\sqrt{v_s}/\sqrt{v_m})$, $v_s = A_v f_{vy}/bs$, $A_v =$ 스테럽의 단면적 $b =$ 보폭, $s =$ 스테럽 간격, $v_m =$ 部材에 나타난 最大 剪斷 應力度, $n =$ 同一變位에서의 非彈性 歪률數이다.

(2) 塑性域이 X字形的 벤트근과 스테럽으로 剪斷補強되어있는 경우

移動된 塑性域을 X字形벤트근으로 剪斷補強하였을 경우에는 X字形 벤트근이 斜引張 龜裂에 직접 대응되어 높은 剪斷剛性を 나타내게 된다. 이때의 係數 α_p 는 다음과 같이 算定한다.

$$\alpha_p = q(\mu-4)^3 + 1.2 \dots \dots \dots (3.2b)$$

$$\beta = 0.08 n$$

$$q = \frac{0.1}{D_s} \left(\frac{v_m}{v_d} - 0.6 \right)$$

여기서 β , q 는 既存의 實驗結果들을 回歸分析하여 얻어진 것이며, $v_d =$ X字形 벤트근의 剪斷力 負擔能力이다.

3.2 強度低下

反復荷重時에 나타나는 部材의 強度低下는 單調加力時에 구해지는 強度低下 기율기를 따르게 되며 이는 降伏以後 部材의 曲率延性比에 비례하여 증가하게 된다. 이때의 상관관계식은 Meyer, Chung 등 [3]에 의해 提案된 式을 根據로 하였다. 그러나 部材가 경험하는 剪斷 應力度에 따라 이때의 低下量은 다소 차이를 나타내게 되므로, 이를 고려함이 바람직한 것으로 판단된다. 따라서 본 解析에서는 實驗結果를 토대로하여 部材의 強度低下는 式(3.3)에 따라 發生하는 것으로 고려하였다.

$$\Delta M_i = \gamma_d (M_m - M_r) \left[\frac{\phi_i - \phi_y}{\phi_r - \phi_y} \right]^\omega \dots \dots \dots (3.3)$$

$$\gamma_d = 0.67 \frac{v_m}{\sqrt{f'c}}$$

여기서, $\Delta M_i =$ i단계에서의 強度低下量, $M_m =$ 最大 모멘트, $M_r =$ 破壤 모멘트, $\phi_y =$ 降伏曲率, $\phi_r =$ 破壤曲率, $\omega =$ 強度低下 係數로서 본 解析에서는 1이다.

4. 實驗結果와 解析結果의 比較

以上과 같은 解析모델의 正確性を 평가하기 위하여 既存 研究者들에 의해 實驗된 試驗體를 선정하여 解析하고 실제 實驗結果와 解析結果를 비교하였다. 選定試驗體는 表(4.1)과 같으며 이들 試驗體는 모두 塑性힌지부가 보 내측으로 이동된 試驗體이다. 즉, IM25 試驗體[3]는 中間鐵筋을 이용하여 소성힌지를 이동시켰으며, DM34 試驗體는 X字形 벤트근을 利用하여 塑性힌지부를 移動시키고 또한 剪斷補強한 試驗體이다. 實驗結果와 解析結果를 比較하여 나타낸 表(4.2)와 그림(4.1), 그림(4.2)에서 보는 바와 같이 본 研究가 提案하고 있는 解析모델에 의한 解析結果가 實驗結果와 좋은 대응을 보이고 있음을 알 수 있다.

表(4.1) 試驗體 一覽表

인용 문헌	시험 체명	*1 a/d	*2 $v_m/\sqrt{f'c}$	*3 D_s	비 고
[3]	IM25	2.57	5.30	0.16	중간철근 사용
[3]	DM34	3.14	3.98	0.24	X 벤트근 사용

*1 전단 스패니, *2 psi 단위에 의한 것임, *3 $(\sqrt{f'c} / v_m)(\sqrt{v_s} / \sqrt{v_m})$

表(4.2) 實驗結果와 解析結果의 比較

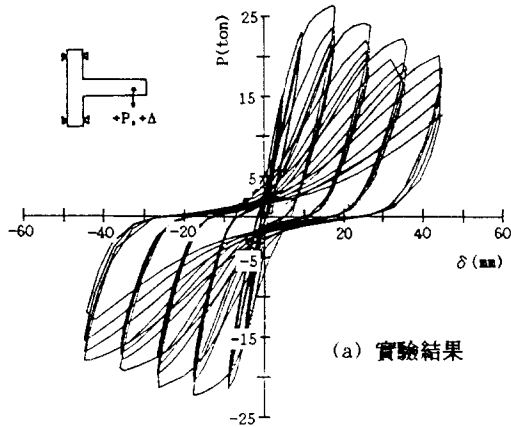
시험체 명	사이클에서의 최대강도	에너지*2				
		5*1 $\mu=2.0$	9 $\mu=3.0$	13 $\mu=4.0$	15 $\mu=4.0$	소산면적
IM25 [3]	실험	26.3	23.8	22.5	20.0	5186
	이론	24.6	23.4	21.4	17.6	4577
	이론/실험	0.94	0.98	0.95	0.88	0.88
DM34 [3]	실험	17.5	17.5	17.0	16.0	8426
	이론	17.0	16.9	16.4	15.0	9087
	이론/실험	0.97	0.97	0.96	0.94	1.07

*1 사이클 번호(단위:ton), *2 단위 : t.cm

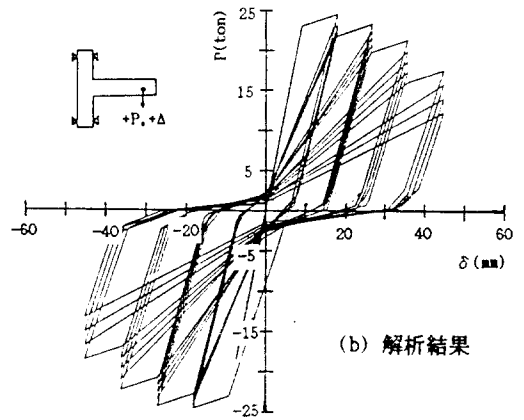
5. 結論

以上과 같은 解析의 研究를 통하여 얻어진 結論은 다음과 같다.

- 1) 塑性힌지부를 有限한 크기의 塑性域으로 置換하여 解析함으로써 塑性힌지부의 移動 및 擴張을 보다 效果的으로 고려할 수 있다.
- 2) 部材의 履歴變動에서 荷重反轉 後 再荷時의 剛性は 주로 경험된 最大 剪斷應力度, 剪斷補強量, 剪斷補強筋의 形態 등에 영향을 받는 것으로 판단되며, 이를 고려하여 提案된 履歴規則 모델의 正確성이 確認되었다.

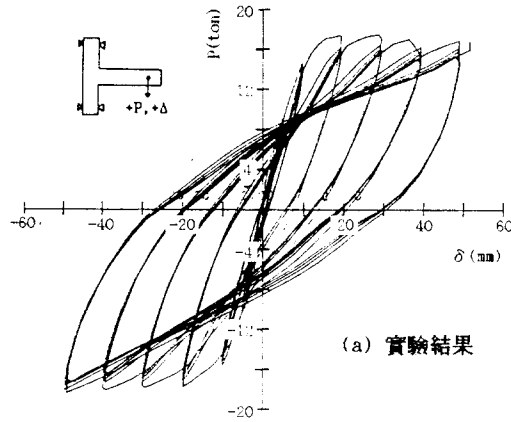


(a) 實驗結果

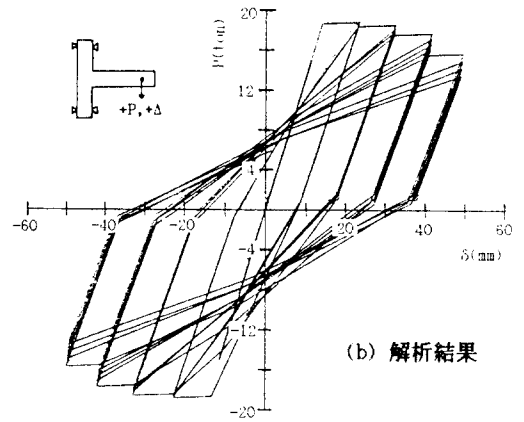


(b) 解析結果

그림(4.1) IM25 試驗體의 荷重-變位 曲線[3]



(a) 實驗結果



(b) 解析結果

그림(4.2) DM34 試驗體의 荷重-變位 曲線[3]

3) 그러나, 塑性힌지부가 X字形的의 변트근 등으로 특별히 剪斷補強되었을 경우의 再荷時 剛性變化和 強度低下의 모델링에 대해서는 보다 많은 實驗研究 結果가 요청되며 이를 根據로 補完되어야 할 것으로 判斷된다.

끝으로 本 研究는 韓國科學財團의 研究費 支援下에 이루어진 것으로써 關係官 諸位께 感謝의 뜻을 表합니다.

參考文獻

1) Bahjat Abdel-Fattah, and Wight, J. K., "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of R/C Buildings," ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 1, Jan.-Feb., 1987, pp. 31-39
 2) Paulay, T., and Park., "Joints in Reinforced Concrete Frames Designed for Earthquake Resistance," Research Report 84-9, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand, Jun 1984.

3) 金潤一, "反復荷重을 받는 鐵筋 콘크리트 보의 履歴舉動," 漢陽大 大學院 博士學位 論文, 1989. 12.

4) Roufaiel, M.S. and Meyer, C., "Analytical Modelling of Hysteretic behavior of R/C Frame," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No.3, March, 1987, pp 429-443.

5) Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M., "Seismic Damage Assesment of Reinforced Concrete Members," Report No.NCEER 87-0022, Department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Univ. of Columbia, New York, Oct., 1987.

6) Al-Haddad, S.M. and Wight, J.K., "Feasibility and Consequences of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of R/C Buildings, Report No.CEE 83-01790, Department of Civil Engng., Univ. of Michigan Ann Arbor, MI, July, 1986.

7) 金潤一, 李利衡, 徐洙演, 千榮洙, "反復荷重을 받는 鐵筋 콘크리트 部材의 履歴舉動 解析(有限한 塑性域을 갖는 一元成分 모델을 使用하여)," 韓國 電算構造工學會 學術發表會 論文集 第3卷 第1集(通卷 第4號), 1990. 4, pp.6-11