

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 -

Analysis of Hysteretic Behavior of R/C Members subjected to Load Reversals
- Single component model having the finite size of plastic regions -

金 潤 一,* 李 利 衡,** 徐 洙 演,*** 千 榮 洙,***
Kim, Yoon-il Lee, Li-hyung Seo, Su-yeon Chun, Young-soo

ABSTRACT

Inelastic behavior of reinforced concrete members is very complex and affected by many factors. Therefore, though using the finite element method which is good to predict the response of R/C member, it has to be preceded to model these factors appropriately which have influence on the behavioral characteristics of reinforced concrete members. The proposed model consists of the physical single component model having the finite size of plastic regions and the hysteretic rules, by regressing experimental data, which can idealize the hysteretic behavior of R/C member under inelastic cyclic loads. This study confirms the accuracy of the developed analytical model through comparison with the test results of R/C members having a variety of shear-to-depth ratio and maximum shear stress.

1. 序論

反復荷重을 받는 鐵筋 콘크리트 部材의 非彈性 履歴舉動은 매우 복잡하고 여러가지 影響因子와의 相互作用에 의하여 복잡적으로 나타나게 된다. 비록 有限要素法과 같은 精確한 解析法을 사용한다 할지라도 이러한 因子들의 相關關係를 적절하게 모델링해야만 最終破壞時까지의 履歴루프와 龜裂被害狀況 및 그 진행을 精確히 예측할 수 있다. 그러나 解析시 계산과정이 복잡할 뿐만아니라 많은 시간과 노력이 필요하게되어 實用的인 방법이라 할 수는 없다.

이러한 측면에서 提案된 모델로서는 分離 線形要素 모델(Discrete Line Element Model)과 화이버 모델(Fiber Model) 등을 들 수 있다. 部材를 軸에 따라 여러 조각으로 나누어 解析하는 화이버 모델은 有限要素法에 비하여 解析過程이 단순화될 수 있지만 다음과 같은 중요한 解析上的 限界가 있다.

1) 剪斷變形과 이것이 履歴舉動에 미치는 效果, 骨材의 맞물림 작용, 剪斷 미끄러짐 등을 고려하지 않는다.

2) 큰 變形시 포아송 效果, 局部좌굴에 의한 斷面의 變形 可能性을 고려하지 않는다.

반면에 分離線形 要素 모델은 部材의 모델링과 理論的인 解析過程이 分離된 것으로서 部材는 線形要素(Line Element)와 非彈性 스프링 또는 有限한 塑性域으로 모델링되고 解析過程은 實驗結果를 통하여 提案된 履歴規則에 따라 진행된다. 따라서, 화이버 모델에 비하여 계산과정과 노력이 간소화 될 수 있으며 解析結果도 비교적 精確하게 얻어낼 수 있음이 이전의 여러 研究結果[1,2,3,4]에 의해 입증되었다. 이에 본 研究에서는 部材端에 有限한 塑性域을 갖는 一元成分의 線形要素모델과 實驗結果의 分析을 통해 얻

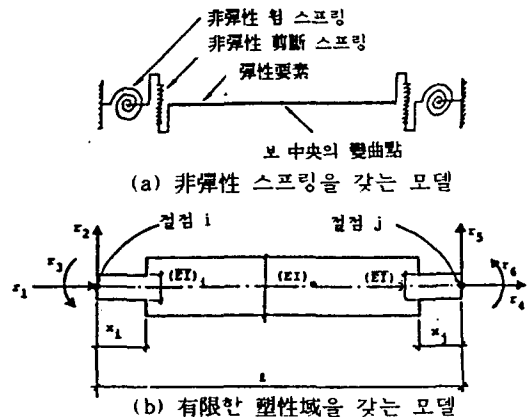


그림 2-1. 一元成分 모델

은 履歴모델을 사용하여 鐵筋콘크리트 部材를 해석하고 解析法의 精確性和 效用性을 밝히고자 한다.

2. 解析 모델

一元成分 모델에서 部材의 塑性힌지部는 非彈性 스프링으로 치환될 수 있지만[1,5], 실제 塑性힌지部는 어느정도의 領域(보 스패의 약 0.5 배에서 1.0 배 길이)을 갖고 있으며 그 구간에서 非彈性 曲率이 변화되기 때문에 그림 2.1b와 같이 塑性힌지部를 有限한 크기의 塑性域으로 치환하여 모델링하였다 [2,3,4].

2-1. 塑性域의 剛性 및 길이의 變化

塑性域에서 각각의 斷面에 대한 剛性을 계산하는

* 正會員, 關東大 助教授, 工博
** 正會員, 漢陽大 教授, 工博
*** 漢陽大學校 大學院

대신에 이를 塑性域 전체에 대한 補整된 平均剛性 $(EI)_p$ 로 치환하면 (2-1)式과 같다[2,3,4].

$$(\overline{EI})_p = \frac{(EI)_p(EI)_e}{c(EI)_e + (1-c)(EI)_p} \quad (2-1)$$

여기서, $(EI)_e$ = 彈性域의 剛性, $(EI)_p$ = 部材端에 발생하는 塑性힌지의 剛性, $(EI)_p$ = 塑性域의 補整된 平均剛性, $c = 0.5 \sim 0.7$ 로써 實驗으로 부터 유추된 계수이다.

따라서, 非彈性 再荷와 除荷시 部材端(i端, j端)의 塑性域의 剛比(Q_i, Q_j)는 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$Q_i \text{ 또는 } Q_j = \frac{(EI)_e}{(EI)_p} = c \left(\frac{(EI)_e}{(EI)_p} - 1 \right) + 1 \quad (2-2)$$

그러므로, 彈性範圍에서는 $(EI)_p = (EI)_e$ 가 되며 이때의 Q_i, Q_j 값은 각각 1이 된다.

그림 2-1b의 解析모델에서 降伏以後 발생하는 部材端部の 塑性域 길이는 (2-3)式과 같이 모멘트 증가율에 비례하여 증가한다[4]. 그러나 最大 모멘트 이후 荷重이 除荷되어 모멘트가 감소하더라도 계산된 塑性힌지 길이는 모멘트의 증가가 있을 때까지는 변하지 않는 것으로 가정한다.

$$x_i(x_j) = \frac{M_i - M_j}{M_i + M_j} L \quad (2-3)$$

여기서, M_i, M_j = 部材端의 모멘트, M_y = 降伏모멘트, L = 部材길이 이다.

2-2. 탄젠트 剛性 매트릭스

그림 2-1b와 같은 有限한 塑性域을 갖는 一元成分 모델 즉, 部材에 대한 탄젠트 剛性 매트릭스는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$K_0 = \begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & K_{14} & 0 & 0 \\ & K_{22} & K_{23} & 0 & K_{25} & K_{26} \\ & & K_{33} & 0 & K_{35} & K_{36} \\ & & & K_{44} & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & & K_{55} & K_{56} \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \quad (2-4)$$

$$K_{11} = K_{44} = -K_{14} = \frac{EA}{L} \quad (2-5)$$

(2-4)식의 개개 構成要素인 K_{33}, K_{36}, K_{66} 은 (2-6)식과 같은 延性係數로부터 구해진다.

$$f_{ii} = \frac{1}{3(EI)_e L^2} \{ (Q_j - 1)x_j^3 - (Q_i - 1)(L - x_i)^3 + Q_i L^3 \} \quad (2-6a)$$

$$f_{jj} = \frac{1}{3(EI)_e L^2} \{ (Q_i - 1)x_i^3 - (Q_j - 1)(L - x_j)^3 + Q_j L^3 \} \quad (2-6b)$$

$$f_{ij} = \frac{1}{3(EI)_e L^2} \{ (Q_j - 1)x_j^2(1.5L - x_j) + (Q_i - 1)x_i^2(1.5L - x_i) + L^3/2 \} \quad (2-6c)$$

$$K_{33} = f_{jj} / (f_{ii} f_{jj} - f_{ij}^2) \quad (2-7a)$$

$$K_{66} = f_{ii} / (f_{ii} f_{jj} - f_{ij}^2) \quad (2-7b)$$

$$K_{36} = -f_{ij} / (f_{ii} f_{jj} - f_{ij}^2) \quad (2-7c)$$

3. 모멘트 - 곡률 관계 (M - ϕ)

部材의 平斷面 理論(Plane Section Theory)을 적용하여 初期 모멘트-곡률 관계를 구하기 위해서는 鐵筋과 콘크리트의 應力度-變形度 關係를 결정하여야 한다. 본 論文에서는 鐵筋에 대해서는 Brown[6]이 提案한 모델을 適用하고 콘크리트에 대해서는 Roufaiei와 Meyer가 단순화한 모델[4]을 적용하였다.

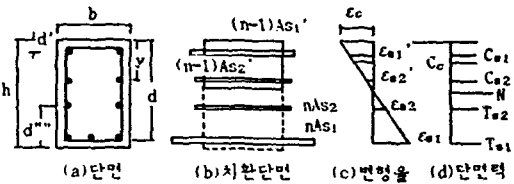


그림 3-1. 斷面의 應力 - 變形關係

일반적인 解析上的 假定을 전제로 하여 곡률을 콘크리트의 破壞變形까지 점증시킴으로써 모멘트-곡률 관계를 구한다. 彈性範圍에서는 그림 3-1(d)의 斷面力이 다음과 같이 算定된다.

$$C_{s1} = E_c (n-1) (\gamma - d') A_{s1} \phi \quad (3-1a)$$

$$C_c = E_c (b/2) \gamma^2 \phi \quad (3-1b)$$

$$C_{s2} = E_c (n-1) (\gamma - d'') A_{s2} \phi \quad (3-1c)$$

$$T_{s1} = E_c n (d - \gamma) A_{s1} \phi \quad (3-1d)$$

$$T_{s2} = E_c n (d - \gamma - d''') A_{s2} \phi \quad (3-1e)$$

여기서, $C_{s1} + C_c + C_{s2} + T_{s1} + T_{s2} + N = 0$ (3-2) 이 되며, 이때 中立軸에서 壓縮側 緣端까지의 거리 γ 는 다음과 같다.

$$\gamma = \frac{-a + \sqrt{a^2 + 2b\beta}}{b} \quad (3-3a)$$

$$a = n(A_{s1} + A_{s2}) + (n-1)(A_{s1}' + A_{s2}') + N/E_c \quad (3-3b)$$

$$\beta = n(dA_{s1} + dA_{s2} + d'''A_{s2}') + (n-1)(A_{s2}d' + A_{s1}d''') + (h/2E_c)N \quad (3-3c)$$

따라서, 彈性區間에서의 모멘트-곡률 관계는 다음과 같다.

$$M = (EI)_e \phi = E \left[(b/3)\gamma^3 + (n-1)A_{s1}'(\gamma - d')^2 + (n-1)A_{s2}'(\gamma - d'')^2 + n(d - \gamma - d''')^2 A_{s2} + nA_{s1}(d - \gamma)^2 \right] - N(h/2 - \gamma) \quad (3-4)$$

여기서, C_{s1} = 壓縮鐵筋의 耐力, C_c = 압축측 콘크리트의 耐力, C_{s2} = 壓縮側 中間鐵筋의 耐力, T_{s1} = 引張鐵筋의 耐力, T_{s2} = 引張側 中間鐵筋의 耐力이다.

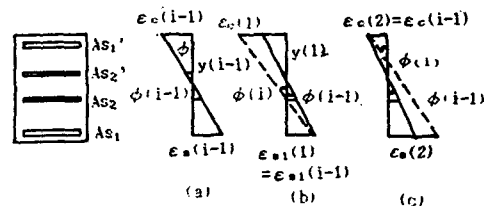


그림 3-2. 中立軸을 구해나가는 順序

非彈性 範圍에서는 동일 곡률에 따른 變形率을 壓縮側 緣端(그림 3-2b)과 引張側 緣端(그림 3-2c)에 적용하여 각각의 합력을 계산하고 이들 두 경우에 대한 힘의 합이 "0"에 가까운 값이 될 때까지 이러한 과정을 反復計算하여 中立軸을 구하였다.

주어진 곡률(ϕ_0)에서의 中立軸에 대한 모멘트를 계산하면 (3-5)식과 같게 된다.

$$M = M_c + M_{s1}' + M_{s2}' + M_{s1} + M_{s2} \quad (3-5)$$

이때의 M_c = 壓縮側 콘크리트의 모멘트, M_{s1}' = 壓縮側 鐵筋의 모멘트, M_{s2}' = 壓縮側 中間鐵筋의 모멘트, M_{s1} = 引張側 鐵筋의 모멘트, M_{s2} = 引張側 中間鐵筋의 모멘트이다.

以上과 같은 反復過程을 거쳐 구한 모멘트-곡률 관계에서 降伏곡률(ϕ_y)과 降伏모멘트(M_y)는 鐵筋의 變形度(ϵ_s)가 鐵筋의 降伏變形度인 ϵ_{sy} 를 넘게되는 때의 곡률과 모멘트이며 破壞곡률(ϕ_m)과 破壞모멘트(M_m)는 콘크리트의 變形度가 破壞變形度에 도달할 때의 곡률과 모멘트이다.

4. 履歴 모델

본 연구에서 提案된 履歴루프 모델은 그림 4-1과 같으며 이는 다음의 3부분으로 要約된다.

- ① 荷重 除荷(Unloading)時的 剛性(K_3, K_4)
- ② 荷重 除荷가 끝난뒤 再荷(Reloading)時的 初期 龜裂이 닫혀질 때까지의 引張剛性(K_5)
- ③ 再荷(Reloading)시 龜裂이 닫혀진 후의 強度低下 및 剛性低下(K_6)

履歴루프 모델은 Ma & Bertero[8], Hwang[10], Wight[9], 이리형[14], Nmai[12], Darwin[11] 등에 의해 實驗된 18개의 試驗體를 分析 함으로써 얻어졌다.

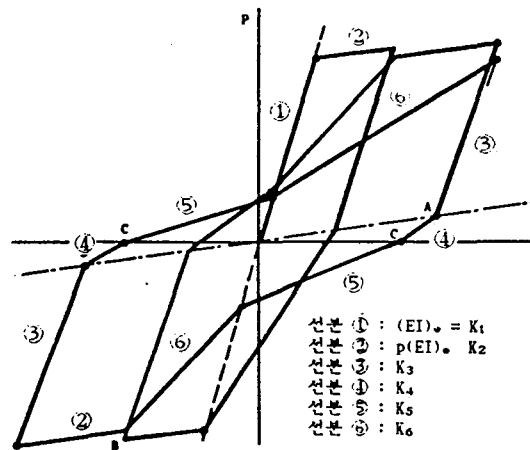


그림 4-1. 基本 履歴規則

4-1. 除荷時的 剛性 低下

降伏荷重을 경험하고 난후 除荷될 때의 剛性(K_3)은 해당사이클의 延性비가 클수록 초기의 彈性剛性(K_1)에 比例하여 감소하게 된다[7]. 이는 非彈性 사이클의 最大變位가 증가함에 따라 콘크리트의 힘 剪斷龜裂과 主根의 미끄러짐에 의한 균열이 확장됨으로써

部材斷面의 抵抗能力이 低下되기 때문이다. 따라서 이러한 剛性低下는 (4-1)식과 같이 표현될 수 있다. Takeda 모델 [7]을 비롯한 여러 모델에서는 이 부분의 剛性低下를 延性비에 比例하는 것으로 提案하고 있으며 本論文에서도 그 算定關係式은 延性비의 함수로 보나 指數 α 값은 0.33으로 한다.

$$K_3 = (1/\mu)^\alpha (EI)_0 \quad (4-1)$$

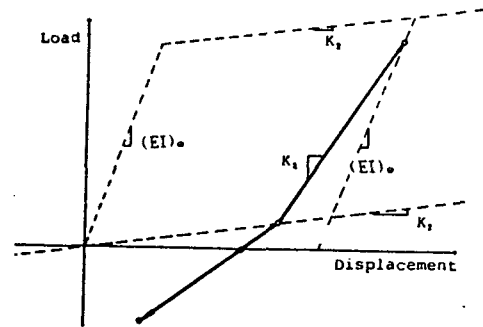


그림 4-2. 除荷時的 剛性

4-2. 荷重反轉後 再荷時的 剛性低下

降伏荷重을 경험한 이후 荷重이 反轉되었을 때 나타나는 이력루프의 引張현상은 部材에 發生된 剪斷應力度가 클때($1.0v_f'c$ kg/cm² 이상 일때) 두드러지게 나타나게 된다. 이때의 引張剛性(K_5) 低下率은 部材에 發生된 剪斷應力度에 비례하고 剪斷補強根의 剪斷力 負擔能力에 반비례하는 것으로 판단되며 (4-2a)식과 같이 표현될 수 있다.

$$K_5 \propto D_s \quad (4-2a)$$

$$D_s = (\sqrt{f'c} / v_m)(\sqrt{v_s} / \sqrt{v_m})$$

여기서 v_m = 部材에 나타난 最大 剪斷應力度, v_s = $A_v f_{vy} / b_s$ 로서 A_v = 스테럽의 斷面積, b = 보 폭, s = 스테럽의 간격이다. 또한 荷重反轉後 初期의 剛性低下는 해당 사이클의 最大變位가 클수록 더욱 심하게 나타나고 동일한 最大變位에서도 계속하여 사이클이 증가하게 되면 그 진행된 사이클에 비례하여 低下되는 것으로 판단되며 그 相關關係는 (4-2 b)식과 같이 나타낼 수 있다.

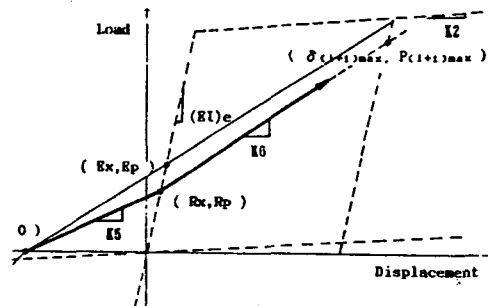
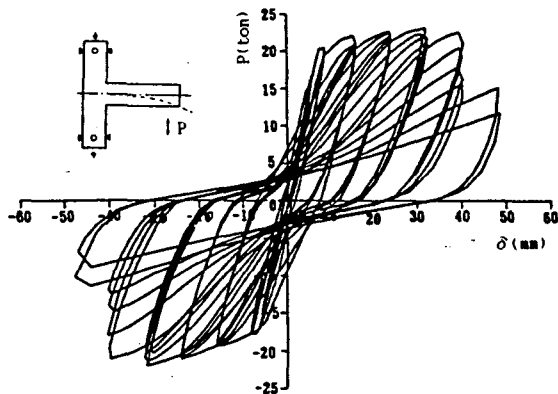
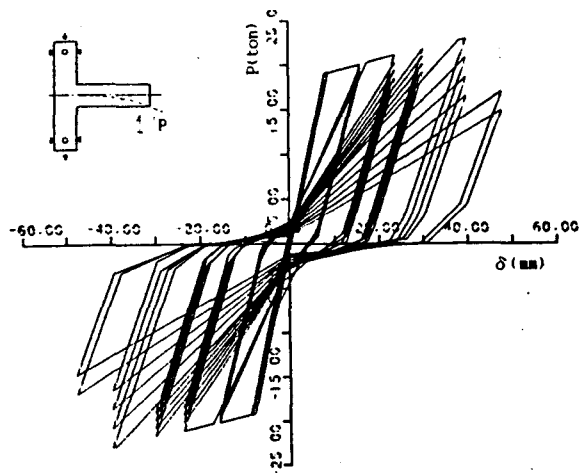


그림 4-3. 再荷時的 剛性

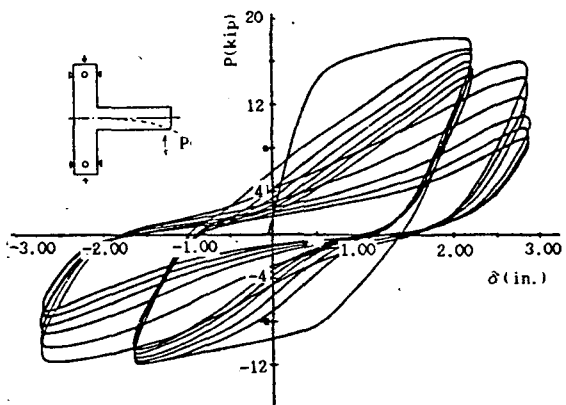


(a) 實驗結果

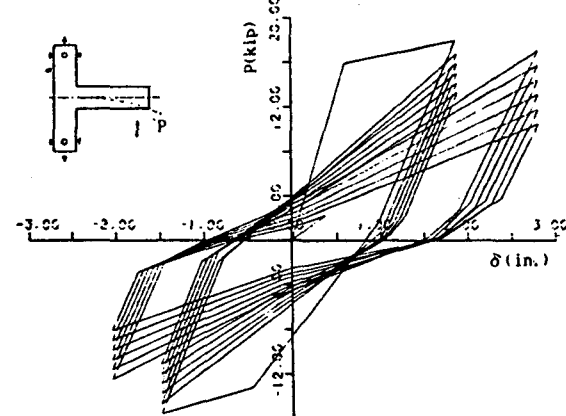


(b) 解析結果

그림 5-1. C25 試驗體의 實驗結果와 解析結果의 比較

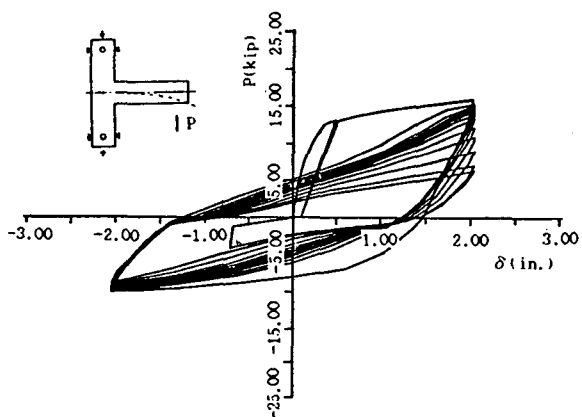


(a) 實驗結果

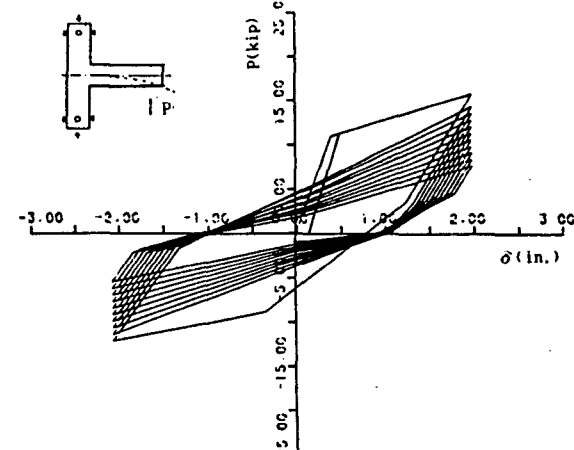


(b) 解析結果

그림 5-2. 7 試驗體의 實驗結果와 解析結果의 比較



(a) 實驗結果



(b) 解析結果

그림 5-3. F-4 試驗體의 實驗結果와 解析結果의 比較

$$K_s \propto (1/\mu)^\beta \quad (4-2b)$$

$$RX = q(1/\mu)^\beta EX \quad (4-2c)$$

$$RP = q(1/\mu)^\beta EP \quad (4-2d)$$

4-3 強度低下

보의 強度低下는 非彈性 再荷區間에서 나타나며 이때의 실제 履歴루프는 實驗結果를 관찰해 볼때 해당 사이클의 延性비가 증가할수록 크게 나타남을 알 수 있다. Meyer, Chung[4] 등은 部材가 終局破壞에 도달할 때까지 強度는 加速的으로 減少하는 것으로 提案하였다. 그러나 실제 實驗結果를 관찰하면 부재의 強度低下는 초기에 비록 加速하여 나타나지만 후반 사이클에서는 局部的으로 그 低下量이 감소되어짐을 알 수 있다. 따라서 본 論文에서는 동일 延性비에서의 전체적인 強度低下量은 유사한 것으로 판단하여 Meyer 등에 의해 提案된 (4-3)式[4]을 이용하여 동일變位에서의 強度低下量은 일정한 것으로 한다.

$$\Delta M = [(\phi_r - \phi_y)p(EI)_0 + M_y - M_r] \left[\frac{\phi - \phi_y}{\phi_r - \phi_y} \right]^\omega \quad (4-3)$$

여기서, ΔM =強度低下量, ϕ_r =破壞곡률, ϕ_y =降伏곡률, $p(EI)_0$ =變形硬化 剛性, M_y =降伏모멘트, M_r =破壞모멘트, ω =實驗에 의한 係數로서 1.4~1.6이다

5. 解析結果와 實驗結果의 比較 및 分析

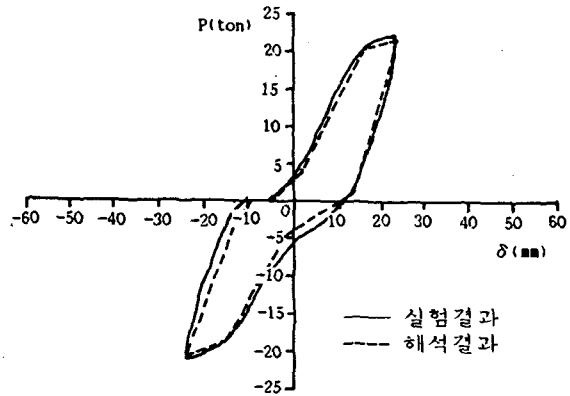
이상과 같이 提案된 解析모델을 이용하여 이리형 등의 試驗體 [4], Wight 등의 試驗體 [9]와 Nmai 등의 試驗體[12]를 대상으로 解析하였으며 각각의 實驗結果와 比較分析하였다. 각 試驗體의 一覽表는 表5-1과 같고, 解析結果는 그림 5-1~ 5-3과 같으며 解析結果와 實驗結果의 비교는 表 5-2와 表 5-3에 각각 나타내었다. 또한, 연성비에 따라 C25 시험체의 실험 결과와 해석결과를 중첩하여 그림 5-4에 나타내었다.

表 5-1. 試驗體 一覽表

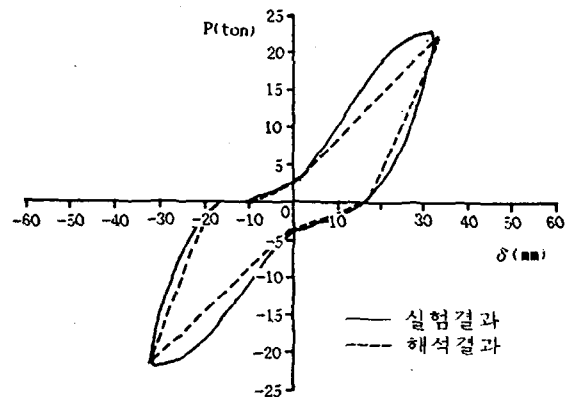
실험자	시험체명	a/d	$v_m / \sqrt{f'_c}$	Ds
이리형, 김운일 등	C25	2.57	5.05	0.27
Scribner, Wight	7	4.10	3.60	0.54
Nmai, Scribner	F-4	3.90	2.22	0.44

1) C25 試驗體[14]

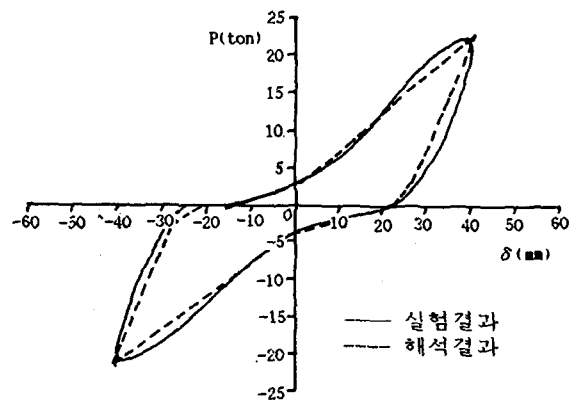
비교적 높은 剪斷應力을 받는 C25 試驗體의 強度低下는 본 解析모델의 解析結果와 좋은 대응을 보이지만, 變位 延性비가 6인 마지막 2 사이클(25,26사이



(a) 延性比(δ/δ_y) 3일 때



(b) 延性比(δ/δ_y) 4일 때



(c) 延性比(δ/δ_y) 5일 때

그림 5-4. C25 試驗體의 實驗結果와 解析結果의 延性比別 比較

클)에서는 實驗結果에 비해 解析結果가 각각 1.1%, 1.24% 정도 높은 強度를 나타내고 있다. 剪斷 剛性低下에서도 解析結果와 實驗結果가 잘 일치하는 것으로 보아 본 解析모델에서 강성저하 관계를 延性比, 非彈性 사이클數, D_s 값등을 포함한 관계식으로 고려한 것은 타당한 것으로 판단된다. 총 26사이클 동안의 전체 에너지 消散量은 實驗結果의 91%정도로 다소 낮게 나타났다. 이는 再荷時의 實驗結果의 剛性이 비교적 완만한 곡선으로 이루어진 반면에 解析上의 剛性は 단순한 선분으로 치환되었기 때문으로 판단된다.

表 5-2. 降伏強度, 降伏變位, 에너지 消散量의 比較

시험체명	$F_y(kip)$			$\delta_y(in)$			소산에너지(kip-in)		
	실험	이론	이론/실험	실험	이론	이론/실험	실험	이론	이론/실험
C25	9.29	8.7	0.94	0.32	0.33	1.03	170.53	163.4	0.91
7	15	16.0	1.06	0.7	0.65	0.93	407.0	386.4	0.95
F-4	13	12.0	0.92	0.4	0.37	0.93	297.0	256.39	0.87

表 5-3. 사이클別 最大耐力의 比較

사이클 시험체명	사이클	5	7	9	11	13	17	21
		C25	실험	20.5	18.6	22.0	20.5	22.6
	이론	18.94	18.91	19.75	19.05	20.80	21.55	22.63
	이론/실험	0.93	1.01	0.90	0.93	0.92	0.94	1.01
7	실험	15.4	16.05	12.5	9.89	-	-	-
	이론	14.18	17.0	13.45	10.81	-	-	-
	이론/실험	0.92	1.05	1.07	1.09	-	-	-
F-4	실험	14.0	13.4	11.0	6.9	-	-	-
	이론	16.2	12.8	10.5	8.0	-	-	-
	이론/실험	1.16	0.95	0.95	1.16	-	-	-

2) 7 試驗體 [9]

이 試驗體는 C25 試驗體에 비하여 낮은 剪斷應力을 받지만 強度低下가 확연히 나타나며 동일 延性比에서의 強度低下가 거의 일정하여 解析結果와 비교적 일치됨을 보이고 있다. Meyer [3,4] 등에 의하면 전단스팬비(a/d)가 4 이상인 경우에는 荷重 반전 후 初期의 剛性低下가 나타나지 않는 것으로 고려하였지만 實驗結果를 분석한 결과 사이클이 반복될 수록 剪斷剛性的 低下가 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 이를 고려한 본 解析結果는 實驗結果와 좋은 대응을 보여 주고 있다.

3) F-4 試驗體 [12]

부담하는 剪斷應力이 C25와 7 試驗體에 비해 낮은 F-4 試驗體의 解析結果는 + 방향은 비교적 잘 일치되

나 -방향의 強度低下量은 다소 차이를 보이고 있다. 이는 + 방향의 전단 저항메카니즘이 저하되는 속도와 - 방향의 전단 저항메카니즘이 저하되는 속도의 차이를 적절히 고려치 못했기 때문이며 이에 대하여는 향후 보완적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

6. 結論

이상과 같은 研究를 통하여 얻어진 結論은 다음과 같다.

- 1) 塑性인지부를 有限한 크기의 塑性域으로 置換하여 解析함으로써 비교적 정확하게 部材의 履歴舉動을 예측할 수 있다.
- 2) 본 解析모델을 이용하여 낮은 剪斷應力을 받는 試驗體와 비교적 높은 剪斷應力을 받는 試驗體를 解析한 결과 剪斷應力度가 $3.5/f'_c$ psi 이상인 경우에도 다소 발생하는 剪斷剛性的 低下를 적절히 고려할 수 있는 것으로 나타났다.
- 3) F4 試驗體의 경우 상, 下 斷面의 차이에서 오는 상호 관련된 強度低下 효과를 적절히 예측할 수 없음으로 인하여 理論的인 예측결과와 다소 誤差를 나타내었다. 따라서, 이에 대하여는 향후 補完的인 연구가 수행되어야 할 것이다.

본 論文에서는 제한된 보 부재에 국한하여 研究를 수행하였으나 앞으로 기둥部材와 그리고 프레임 構造體에 대한 履歴舉動을 예측할 수 있도록 계속된 연구가 필요한 것으로 사료된다.

끝으로 본 論文은 韓國科學財團의 研究費 支援下에 이루어진 研究의 일부로서 關係官 諸位께 感謝의 뜻을 표합니다.

參 考 文 獻

- 1) Clough, R. W., and Benuska, K. L., "Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Building," Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 93, No. EM3, June, 1967, pp.129-148
- 2) Meyer, C., and Roufael, M., "Analysis of Damaged Concrete Frames for Cyclic Loads," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, 1983, pp.207-228
- 3) Roufael, M., and Meyer, C., "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames," Journal of Struct. Div., ASCE, Vol.113, No.3, Mar. 1987, pp.429-443
- 4) Chung, Y.S., Meyer, C., and Shinozuka, M., "Modeling of Concrete Damage," ACI Structural Journal, Vol.66, No.3, May-June 1969, pp. 259-271
- 5) Ozcebe, G., & Saatcioglu M., "Hysteretic Shear Model for Reinforced Concrete Members," Journal of Struct. Div., ASCE, Vol.115, No.1, Jan. 1989, pp.132-149
- 6) Brown, R.H., and Jirsa, J.O., "Reinforced concrete Beams under Load Reversals," Journal of the ACI, Vol.68, May 1971, pp.380-390
- 7) Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielson, M.N., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," Journal of the Struct. Div., ASCE, Vol.96, No.517, Dec. 1970, pp.2557-2573
- 8) Ma, S.M., Bertero, V.V., and Popov, E.P., "Experimental and Analytical Studies on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. EERC 76-2 Earthquake Engng. Center, Univ. of Calif., Berkeley, Calif., May 1976.
- 9) Scribner, C.F., and Wight, J.K., "Strength Decay in Reinforced Concrete Beams under Load Reversals," Journal of the Struct. Div., ASCE, Vol.106, No.574, Apr.1980, pp. 861-875.
- 10) Hwang, T.H., and Scribner, C.F., "R/C Member Cyclic Responses during Various Loadings," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.110, No.3, Mar. 1984, pp.477-489
- 11) Darwin, D. and Naai, C.K., "Energy Dissipation in RC Beams under Cyclic Load," Journal of Struct. Div., ASCE, Vol.112, No.8, Aug. 1986 pp.1829-1846
- 12) Darwin, D., and Naai, C.K., "Lightly Reinforced Concrete Beams under Cyclic Load," ACI Journal, Vol.83, No.9, Sep. 1986, pp.777-783.
- 13) Popov, E.P., Bertero, V.V., and Krawinkler, H., "Cyclic Behavior of Three Reinforced Concrete Flexural Members with High Shear," Report No. EERC 72-5, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, Calif., Oct. 1972.
- 14) 金興一, 千榮洙, 崔彭植, 徐泳廣, 李利新, "反覆荷重을 받는 鐵筋콘크리트 보의 剪斷補強 및 塑性인지 移動(II)," 大韓建築學會 論文集, 第9卷第2號(通卷 第16號), 1989.10.