철근콘크리트 기둥의 구조좌굴에 관한 수치해석

Numerical Analysis on Buckling of Longitudinal Bar in Reinforced Concrete Columns

이 리 형*
Lee, Li-Hyung
박 재 형**
Bark, Jai-Hyeong
이 용 택***
Lee, Yong-Taeg

요 약

본 연구에서는 철근콘크리트 기둥에서 主筋의 挫屈性狀을 수치 해석법으로 조사하는 것을 목적으로 콘크리트의 모델과 철근과 콘크리트의 경계면에서의 상호 힘의 전달을 나타내는 수치 해석모델을 제안하였다.

본 연구에서 제안된 수치 해석법에 의해 콘크리트의 變形度 軟化 및 철근의 挫屈을 고려한 해석이 가능한 것으로 판단되었으며 또한 취급된 해석예에서는 主筋의 挫屈은 띠철근의 간격 및 主筋의 配筋위치에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있었다.

Abstract

The study summarized in this paper is concerned with the buckling of longitudinal bars in reinforced concrete columns with numerical analysis method.

The objectives of this study are

(1) to investigate the stress transfer mechanism between concrete and reinforcement and (2) to propose a modeling equation.

The results give an acceptable agreement between the proposed modeling equation and published computer packages as follwos ;

(1) the proposed equation is a possible of strain softening of concrete and buckling of reinforcement.

(2) the buckling of longitudinal bar is mainly influenced by spacing of hoop and location of the bar

* 한양대학교 건축공학과 교수
** 동경공업대학 대학원
*** 한양대학교 건축공학과 박사과정

이 논문에 대한 토론을 1995년 12월 31일까지 본 학회에 보내주시면 1996년 6월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

1. 서 론

高軸力下에 있어서 반복 휨, 전단력을 받는 기둥의 실험등[1,2]에서 主筋의 挫屈이 최종적인 耐力低下의 원인이 됨으로 철근콘크리트 構造物에 있어서 기둥에 충분한 강도와 變形能力을 확보시키기 위한 과제의 하나로써 主筋의 挫屈防止를 들 수 있다. 主筋의 挫屈現象은 피복 콘크리트의 剝離가 발생한 후에는 橫補強筋 간격과도 깊은 관계가 있다. 主筋의 挫屈防止의 관점에서 橫補強筋 간격을 主筋徑의 8倍以內[3] 혹은 6倍以內[4]로 할 것을 권장하고 있고, 또 配筋詳細圖가 제시되어 있을 뿐 主筋의 挫屈現象을 해석적으로 취급한 연구는 거의 행해지지 않고 있다.

본 연구는 콘크리트의 變形度 軟化 및 鐵筋의 大變形을 고려한 철근콘크리트 기둥의 주근좌굴에 대한 수치 해석법을 제안함과 동시에 이 해석법을 사용하여 철근콘크리트 部材를 有限要素法에 의해 해석함으로써 主筋의 挫屈性狀을 조사하는 것을 목적으로 한다.

2. 수치 해석법

2.1 鐵筋콘크리트 기둥의 모델링 및 解析上의 假定

① 콘크리트는 平面應力 狀態, 鐵筋은 軸變形과 그것에 直交하는 방향의 변형을 일으킨다고 간주해 철근콘크리트를 모델링한다.

② 피복 콘크리트는 剝離된 것으로 가정한다.

③ 콘크리트의 一軸 應力－變形度 관계는 그림 1의 곡선을 이용한다.

④ 콘크리트는 3角形要素를 사용하며 應力 및 변형도는 그 要素內에서 一定하다.

⑤ 철근은 線材로서 취급하며, 철근의 應力－變形度 관계는 그림 2를 이용한다.

⑥ 철근의 단면은 單位要素로 層狀 分割해서 각각위 단위 要素內에서 應力, 變形度는 일정한 것으로 한다.

⑦ 철근의 挫屈現象을 考慮하기 위해 철근의 重心軸의 縱變形度 增分에 幾何學的 非線形을 考慮한다.

⑧ 철근과 콘크리트 경계면에 스프링을 설치하여 철근과 콘크리트 사이의 응력전달기구를 고려한다.

⑨ 횡보강근의 면의 변형을 고려한다.

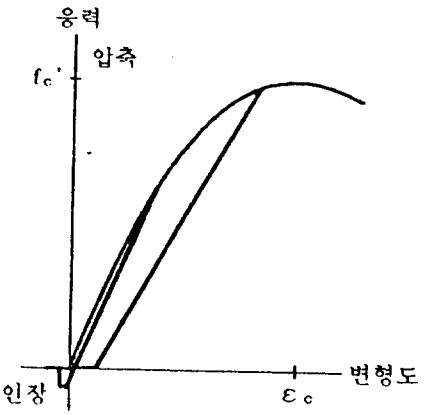


그림 1. 콘크리트의 응력－변형도 곡선

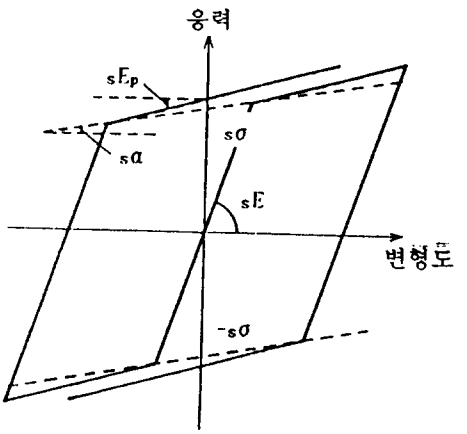


그림 2. 철근의 응력－변형도 곡선

2.2 平面應力下에서의 콘크리트의 構成方程式

平面應力下의 콘크리트는 應力 크기가 극히 작은 範圍에서는 應力－變形度 관계가 거의 線形인 彈性領域이 존재한다. 그러나 變形度가 彈性領域의 境界를 넘어서 증가하면 塑性變形度가 變化함과 동시에 彈性領域이 변형도 평면상에서 擴大된다. 이 새로운 탄성영역내에서는 식 (1) 및 식 (2)에서 정의되는 等價 應力S와 等價 彈性變形度 Ee

의 2가지의 不變量(그림 3 參照)의 크기 관계를 부여하는 하나의 구성 방정식으로써 식 (3)의 線形 관계가 성립한다.[6]

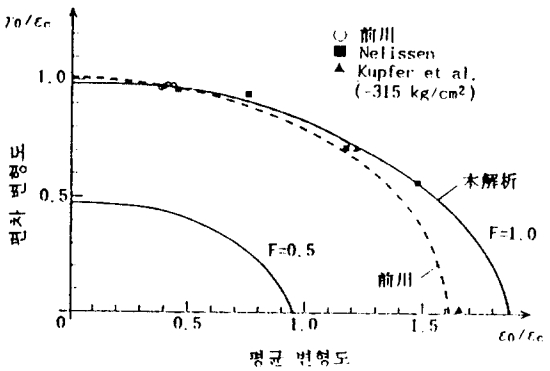


그림 3. 변형도 곡선

$$S=S(\sigma_o,\ \tau_o)=\sqrt{(\frac{0.6\sigma_o}{f_c'})^2+(\frac{1.3\tau_o}{f_c'})^2},$$

$$\sigma_o=\sqrt{2}\cdot\frac{\sigma_{xx}+\sigma_{yy}}{2},$$

$$\tau_o=\sqrt{2\{(\frac{\sigma_{xx}+\sigma_{yy}}{2})^2+\tau_{xy}^2\}} \quad (1)$$

$$E_e=F(\varepsilon_o,\ \gamma_o)=\sqrt{(\frac{0.53\varepsilon_o}{\varepsilon_c})^2+(\frac{1.04\gamma_o}{\varepsilon_c})^2},$$

$$\varepsilon_o=\sqrt{2}\frac{\varepsilon_{exx}+\varepsilon_{eyy}}{2},$$

$$\gamma_o=\sqrt{2\{(\frac{\varepsilon_{exx}-\varepsilon_{ey}}{2})^2+(\frac{\gamma_{exy}}{2})^2\}} \quad (2)$$

$$S=E_o\times K\times E_e \quad (3)$$

이 彈性領域의 境界는 $E_e=E_{emax}$를 정의되어 S_{max}는 다음의 함수로써 나타낸다.

$$S_{max}=E_o\times K(E_{max})\times E_{emax}$$
$$=E_o\times K(E_{max})\times\{E-E_p(E_{max})\} \quad (4)$$

단, f_c' : 一軸 壓縮強度,

ε_c : f_c'에 對應하는 一軸 變形度

여기서 E_o는 北例定數로써 初期 接線剛性 係數에 相當한다. 本 解析에 있어서는 E_o의 값은 2.0으로 한다. K는 이 領域의 彈性係數와 초기탄성계수와의 比를 나타내는 파라메터이다. 콘크리트는 변형이 진전됨에 따라 균열 · 剝離 등으로 인하여 外力에 抵抗하는 體積이 감소된다. 이 에너지 보존영역의 감소를 나타내는 파라메터를 K로 나타내면

$$K=\exp\{-0.73E_{max}(1-\exp(-1.25E_{max}))\} \quad (5)$$

이고, E_p는 等價 塑性 變形度로 彈塑性 境界, $E_e=E_{emax}$에 세운 法線벡터와 塑性 變形度 增分벡터와의 內積으로 나타낸다.

$$E_p=\int dE_p,\ dE_p=\frac{\partial F}{\partial\delta_{ij}}\Big|\delta_{ij}=\varepsilon_{eij}\times d\varepsilon_{pij} \quad (6)$$

$$E=\int dE=\frac{\partial F}{\partial\delta_{ij}}\Big|\delta_{ij}=\varepsilon_{eij}\times d\varepsilon_{ij}\ :\ 等價變形度 \quad (7)$$

여기서 $dE<0$이거나

$dE\geqq 0$이고 $E\leqq E_{max}$ (8)

인 경우 塑性 變形度가 변화하지 않는 변형經路를 갖게 된다. 그리고

$$dE>0이고\ E=E_{max} \quad (9)$$

일 때 塑性 變形度가 變化하고 또한 局部的인 挫屈이나 剝離가 發生하여 變形度 에너지의 保存領域이 감소하는 경로를 나타낸다. E_{max}는 前 단계 중에서 받은 최대 等價 變形度이다.

彈性 變形度와 應力 不變量 벡터와의 사이에는 식 (10)과 같은 等方 對稱 관계가 성립한다.

$$\begin{Bmatrix}\varepsilon_o\\ \gamma_o\end{Bmatrix}=\frac{1}{E^*}\begin{bmatrix}1-\nu & 0\\ 0 & 1+\nu\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\sigma_o\\ \tau_o\end{Bmatrix} \quad (10)$$

단, E^*는 彈性 變形度 不變量 벡터와 應力 不變量 벡터 相互의 스칼라 관계를 부여하는 係數로서

$$E^*=\frac{\sqrt{(\frac{0.53}{\varepsilon_o}(1-\nu)\cdot\sigma_o)^2+(\frac{1.04}{\varepsilon_o}(1+\nu)\cdot\tau_o)^2}}{\sqrt{(\frac{0.6\sigma_o}{f_c})^2+(\frac{1.3\tau_o}{f_c})^2}}\times E_o\times K(E_{max}) \quad (11)$$

ν는 前 단계 중에서 받은 變形 크기를 고려한 포아손比로서

$$\begin{cases}\nu=\nu_o & : E_{max}\leqq 0.5\text{일 때}\\ \nu=\nu_o\{(1.8E_{max}-0.5)+1\} & : E_{max}>0.5\text{일 때}\end{cases} \quad (12)$$

이다. 그러나 塑性 變形度가 變化하는 과정에서는 어떠한 방향으로 塑性 變形度가 변화해서 어떤 방향으로 이동하는가를 규정하는 흐름법칙 Flow Rule)이 필요하다. 흐름법칙은 全 變形度·應力 增分 벡터의 방향방정식에서 식 (10)에 의한 彈性 變形度－應力의 방향방정식을 빼서 부여할 수 있다. 應力 不變量 벡터 $\boldsymbol{V}$는 等價 應力－一定 包絡線에 平行方向의 成分 벡터 $\boldsymbol{V}_1$과, 應力 不變量 增分 벡터와 平行方向의 成分 벡터 $\boldsymbol{V}_2$로 分離하여 그림 4와 같이 보면

$$\boldsymbol{V}=\begin{bmatrix}\Delta\sigma_o\\ \Delta\tau_o\end{bmatrix}=\boldsymbol{V}_1+\boldsymbol{V}_2=\begin{bmatrix}\Delta\sigma_{on}\\ \Delta\tau_{on}\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}\sigma_o^t+\Delta\sigma_{on}\\ \tau_o^t+\Delta\tau_{on}\end{bmatrix}\cdot\Delta l \quad (13)$$

$$S(\sigma_o^t+\Delta\sigma_{on},\ \tau_o^t+\Delta\tau_{on})=S(\sigma_o^t,\ \tau_o^t) \quad (14)$$

이때, 對應하는 變形度 不變量 벡터 $\boldsymbol{X}$는 線形 微分方程式에 의해 $\boldsymbol{V}_1$, $\boldsymbol{V}_2$에 對應하는 벡터 $\boldsymbol{X}_1$과 $\boldsymbol{X}_2$의 벡터의 합으로 생각할 수 있다.(그림 5 參照)

$$\boldsymbol{X}=\begin{bmatrix}\Delta\varepsilon_o\\ \Delta\gamma_o\end{bmatrix}=\boldsymbol{X}_1+\boldsymbol{X}_2=\begin{bmatrix}\Delta\varepsilon_{on}\\ \Delta\gamma_{on}\end{bmatrix}+\begin{bmatrix}\varepsilon_o^t+\Delta\varepsilon_{on}-\alpha\\ \gamma_o^t+\Delta\gamma_{on}-\beta\end{bmatrix}\cdot\Delta m \quad (15)$$

$$F(\varepsilon_o^t+\Delta\varepsilon_{on},\ \gamma_o^t+\Delta\gamma_{on})=F(\varepsilon_o^t,\ \gamma_o^t) \quad (16)$$

여기서 連續條件에 의해 應力 增分이 $\boldsymbol{V}_1$成分만의 경우, 對應하는 變形度 增分은 $\boldsymbol{X}_1$과 일치하지 않으면 안된다.

단, Δl, Δm은 比例 定數

$$(\alpha,\ \beta)=(g\cdot E_e/0.53,\ 0) \quad (17)$$

$g=0$: $E_e\leqq 0.46$

$g=0.3(2.6E_e-1.2)$: $E_e>0.46$

應力 成分 $\Delta\sigma_{ij}$에 對應하는 變形度 增分 $\Delta\varepsilon_{ij}$에 관해서 變形度의 不變量 增分 벡터($\Delta\varepsilon_o$, $\Delta\gamma_o$)는 다음과 같다.

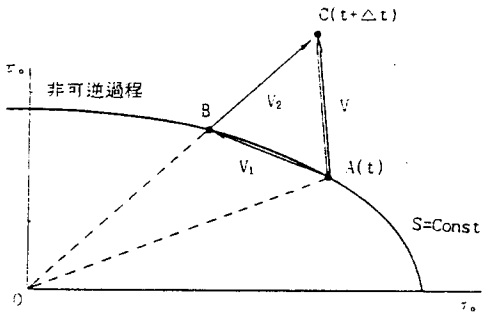


그림 4. 응력불변량 벡터의 분리

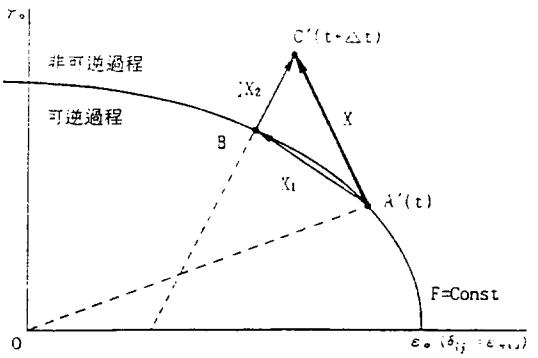


그림 5. 변형도 불변량 벡터의 분리

$$\Delta\varepsilon_o=\varepsilon_o(\delta_{ij}=\varepsilon_{eij}^t+\Delta\varepsilon_{ij})-\varepsilon_o^t$$
$$\Delta\gamma_o=\gamma_o(\delta_{ij}=\varepsilon_{eij}^t+\Delta\varepsilon_{ij})-\gamma_o^t \quad (18)$$
$$\varepsilon_o^t=\varepsilon_o(\delta_{ij}=\varepsilon_{eij})$$
$$\gamma_o^t=\gamma_o(\delta_{ij}=\varepsilon_{eij})$$

等價 變形度 E는 式 (7)을 差分함으로써 구할 수 있다.

$$E=\Sigma\Delta E$$

$$\Delta E=F(\varepsilon_o^t+\Delta\varepsilon_o,\ \gamma_o^t+\Delta\gamma_o)-F(\varepsilon_o^t,\ \gamma_o^t) \qquad (19)$$

平面應力下의 應力 벡터 $\{\rho_{ij}\}$는 應力 不變量 벡터$(\sigma_o,\ \tau_o)^T$ 및 최대 主應力 σ_1과 전체 座標系 X軸과 이루는 角θ로 分解되어 다음의 관계가 成立한다.[12]

$$\{\sigma_{ij}\}=[C(\theta)]\begin{Bmatrix}\sigma_o\\ \tau_o\end{Bmatrix}$$

$$[C(\theta)]=\frac{1}{\sqrt{2}}\begin{bmatrix}1 & \cos2\theta\\ 1 & -\cos2\theta\\ 0 & \sin 2\theta\end{bmatrix}$$

$$\theta=T(\delta_{ij})=\sin(\delta_{sy})\tan^{-1}$$

$$\frac{2\sqrt{(\frac{\delta_{xx}-\delta_{yy}}{2})^2+(\frac{\delta_{xy}}{2})^2+\delta_{yy}-\delta_{xx}}}{\sqrt{2}\sqrt{(\frac{\delta_{xx}-\delta_{yy}}{2})^2+(\frac{\delta_{xy}}{2})^2+\delta_{xx}-\delta_{yy}}} \qquad (20)$$

이상의 식 (1)~식 (20)을 連立해서 계산하면 임의의 變形度 經路下에 있는 應力 不變量을 얻을 수 있다.

2.3 콘크리트의 균열 判定 基準

콘크리트의 균열에 대해서는 Smeared Crack Model(균열이 일어난 콘크리트라도 連續性이 유지되며, 균열의 효과는 要素內에서 일정하게 分布하는 것으로 가정하여 균열은 분리되어 있는 것이 아니라 有限要素를 가로지르는 平行한 무한개의 균열이 생기는 것으로 생각한 모델)[18]을 적용한다. 균열 판정 기준은 變形度 經路를 고려해서 다음의 식을 이용한다.

$$\left\{\begin{array}{ll}\sigma_1<S_c & : 균열\ 없음\\ \sigma_1=S_c 이고\ \varepsilon_1=\varepsilon_{pl} & : 균열\ 開始\\ S_c=1.03(1-0.73E_{max})\cdot f_t & \end{array}\right\} \qquad (21)$$

σ_1은 균열 應力解放을 무시해서 變形度履歷과 콘크리트의 구성방정식으로부터 구한 最大 主應力이며 ε_1은 最大 主變形度, ε_{pl}은 最大 主塑性 變形度이다. 또, f_t는 一軸 引張強度이다. 균열 判定 기준을 만족했을 때의 최대 主應力을 σ_1이라고 하면 塑性 흐름狀態에서 應力은 다음과 같이 부여된다.

$$\left\{\begin{array}{l}\sigma_1=S_c\ (S_c\leqq\sigma_1<2S_c)\\ \sigma_1=0\ (\sigma_1\geqq 2S_c\\ \sigma_2=E_{cR}\cdot\varepsilon_{yy}\end{array}\right\} \qquad (22)$$

$$\tau_{12}=\frac{36}{\varepsilon_{xx}}\cdot\gamma_{xy}$$

단,

$$\begin{Bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix}=[T_\varepsilon]\begin{Bmatrix}\varepsilon_{xx}\\ \varepsilon_{yy}\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix} \qquad (23)$$

$$K_{CR}=\exp(-0.85E_{max}-0.2) \qquad (24)$$

$$E_{CR}=E^*\cdot K_{CR}/K(E_{max}) \qquad (25)$$

여기서 σ_{ij}는 다음과 같이 주어진다.

$$\begin{Bmatrix}\sigma_{xx}\\ \sigma_{yy}\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix}=[T_\sigma]^{-1}\begin{Bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \tau_{12}\end{Bmatrix} \qquad (26)$$

단,

$$[T_\sigma]=\begin{bmatrix}\cos^2\theta & \sin^2\theta & 2\sin\theta\cos\theta\\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & -2\sin\theta\cos\theta\\ -\sin\theta\cos\theta & \sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta-\sin^2\theta\end{bmatrix} \qquad (27)$$

$$[T_\varepsilon]=\begin{bmatrix}\cos^2\theta & \sin^2\theta & \sin\theta\cos\theta\\ \sin^2\theta & \cos^2\theta & -\sin\theta\cos\theta\\ -2\sin\theta\cos\theta & 2\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta-\sin^2\theta\end{bmatrix}$$

2.4 콘크리트의 剛性매트릭스 및 內力 벡터

1) 콘크리트의 接線剛性 매트릭스로 식 (28)을 이용한다.[6]

$$[D]=\frac{E^*}{1-\nu^2}\begin{bmatrix}1 & \nu & 0\\ \nu & 1 & 0\\ 0 & 0 & (1-\nu)/2\end{bmatrix} \quad (28)$$

그리고 균열이 일어난 콘크리트의 應力·變形度 관계로서는 식 (29)를 사용한다.[6]

$$[D_{CR}]=\begin{bmatrix}0 & 0 & 0\\ 0 & E_{CR} & 0\\ 0 & 0 & 36/\varepsilon_{xx}\end{bmatrix} \quad (29)$$

식 (29)는 균열 發生方向을 y軸으로 하였기 때문에 全體剛性 매트릭스를 구성할 때에는 균열의 方向角 θ의 함수로써 座標變換을 한다.

$$[D]=[T\varepsilon]^T[D_{CR}][T\varepsilon] \quad (30)$$

2) 一般的으로 不平衡 벡터를 식 (31)로 나타내고 이것이 영으로 수렴했을 때 解가 된다.

$$\Delta\Delta F=F_{ex}-F_{in} \quad (31)$$

여기서 F_{ex}는 作用하는 全 外力 벡터, F_{in}은 構造體의 內部 應力에 平衡이 되기 위해 필요한 節点 內力 벡터로서 다음과 같이 표현된다.

$$F_{in}=\iiint[B]^T\sigma dV \quad (32)$$

2.5 有限變形을 고려한 철근의 解析方法

하나의 要素에 대해 軸力向에 관해서는 1次, 軸의 직각방향에 관해서는 3차의 다항식 增分變位 함수를 이용한다. 철근의 斷面形은 원형으로 하고 이형철근의 형상은 고려하지 않는다. 應力－變形度 관계의 彈塑性 性狀 및 有限變形을 고려한 解析法은 기존의 연구[7]를 이용하였기 때문에 여기서는 要素內의 軸方向 變形度 增分만을 유도하였다. 이형철근을 원형斷面으로 취급하여 斷面을 20개의 미소단면으로 分割한다.

增分 變位 함수를 未定係數 벡터 $_m\alpha$를 사용하여 要素 座標系에 의해 나타내면 식 (33)과 같다.

$$\begin{Bmatrix}\Delta_m u\\ \Delta_m v\\ \Delta_m\theta\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}1 & x & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 1 & x & x^2 & x^3\\ 0 & 0 & 0 & 1 & 2x & 3x^2\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}{}_m\alpha_1\\ \vdots\\ {}_m\alpha_6\end{Bmatrix} \quad (33)$$

평면유지의 假定으로부터 要素內의 軸方向 變形度 增分은

$$\Delta\varepsilon=\Delta\varepsilon_o-\Delta\phi\cdot y \quad (34)$$

$\Delta\varepsilon_o$: 重心軸의 變形度 增分

$\Delta\phi$: 曲率增分

y : 重心軸으로부터의 거리

여기서, 중심축의 縱變形度 增分은 幾何學的 非線形을 고려하여 매 Step마다 각 요소의 국부좌표계를 이동시켜서 다음과 같이 나타낸다.

$$\Delta\varepsilon_o=\frac{d\Delta u}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\Delta v}{dx}\right)^2 \quad (35)$$

曲率에 관해서는 식 (36)을 사용한다.

$$\Delta\phi=\frac{d^2\Delta v}{dx^2} \quad (36)$$

그러므로 $\Delta\varepsilon$는

$$\Delta\varepsilon=\frac{d\Delta u}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\Delta v}{dx}\right)^2-\frac{d^2\Delta v}{dx^2}\cdot y \quad (37)$$

이 增分 變形度에 의해 요소에 축적되는 變形度 에너지 增分을 계산할 수 있고 이로부터 剛性 매트릭스와 內力벡터를 구할 수가 있다.

2.6 接觸 스프링과 付着 스프링

철근과 콘크리트의 境界面에는 그림 6과 같은 接觸 스프링과 付着 스프링을 부착한다. 여기서, 接觸 스프링에는 그림 7(a)와 같이 철근과 콘크리트가 接觸될 때는 높은 彈性 剛性을 발휘하고, 분리될 때는 전단력이 작용하지 않는 것으로 되는 特性을 가지게 한다. 主筋과 콘크리트의 사이에 壓縮力 P가 작용할 때의 相對 變位量을 δ라 하면,

$$\delta=\frac{P\times d}{D\times S\times {}_cE} \quad (38)$$

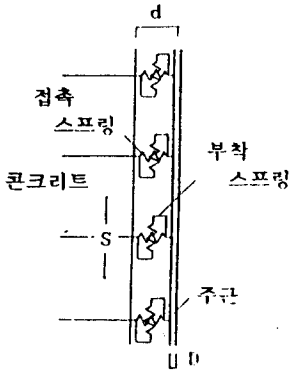


그림 6. 콘크리트와 철근 경계면의 부착 스프링과 접촉 스프링

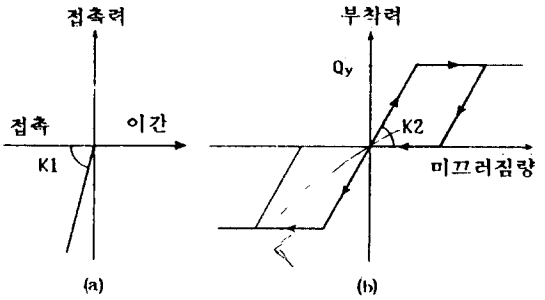


그림 7. 접촉 스프링 및 부착 스프링의 복원력 특성

그러므로

$$K_1=\frac{P}{\delta}=\frac{D\times S\times {}_cE}{d} \qquad (39)$$

철근과 콘크리트가 접촉하고 있을 때는 미끄러짐 마찰에 의해 그림 8(b)와 같은 전단력이 발생하고, 철근과 콘크리트가 분리되었을 때는 전단력이 작용하지 않는 것으로 한다.

2.7 等價變位

主筋이 橫補強筋과 접하고 있는 경우의 해석을 위해 그림 8과 같은 모델을 사용함으로써 입체효과를 고려할 수 있게 하였다. 즉 그림 8에서 構面外에의 變形을 생각할 때, 교차하는 2개의 철근의 線材의 교점에 있어서 線材의 軸方向과 直交하는 방향의 변형량을 等價될 수 있게 한다. 또한, 콘크리트와 橫補強筋에 있어서는 橫補強筋의 축방향

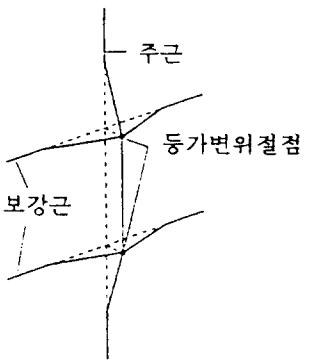


그림 8. 주근과 횡보강근의 등가변위

과 직교하는 방향의 변위를 等價시킨다.

2.8 解析의 흐름도

以上의 콘크리트와 철근의 剛性 매트릭스와 內力 벡터를 사용하여 Step by Step에 의해 解析을 진행한다. 해석의 흐름도는 그림 9와 같다. 斷面이

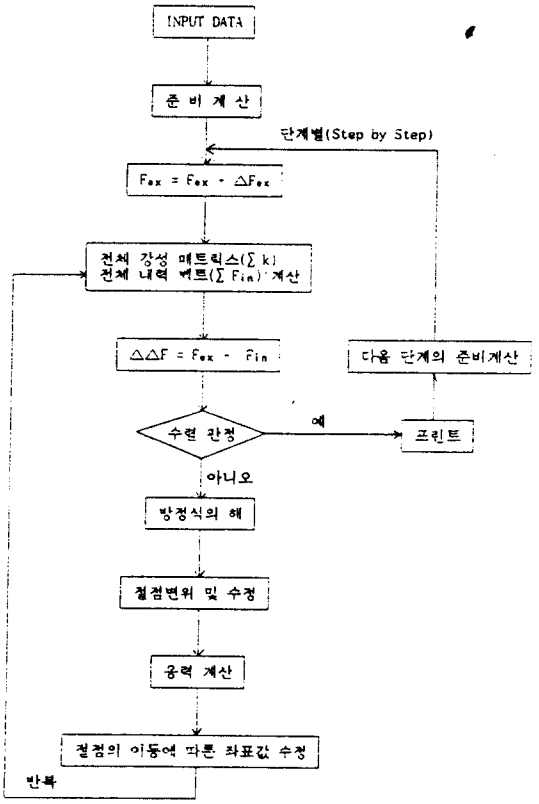


그림 9. 해석의 흐름도

塑性化하거나 變形이 커짐에 따라 內力과 外力은 항상 일치하지는 안헥 된다. 그러므로 같은 조건하에서 반복계산을 행할 필요가 있다. 本 연구에서는 $(F_{in}-F_{ex}, F_{in}-F_{ex})/(F_{in}, F_{in})$이 10^{-8} 보다 작을 때 內力과 外力이 일치한다고 간주하였다. 수렴횟수는 경우에 따라 다르지만, 적을 때는 1, 2回이고 많을 때는 15回 정도였다.

3. 수치 해석 예

이상에서 서술한 解析法을 이용한 철근콘크리트 기둥에서 主筋의 挫屈 解析例를 나타내면 다음과 같다.

3.1 解析對象과 解析모델

해석대상을 그림 10에, 사용한 材料定數를 표 1

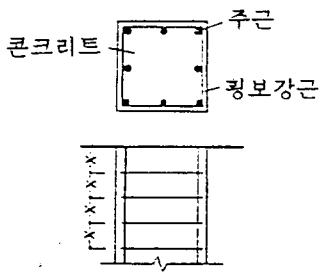


그림 10. 해석 대상 기둥

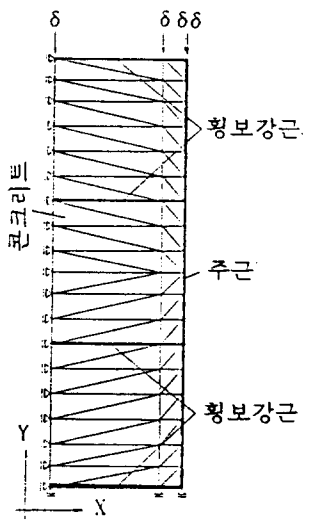


그림 11. 해석 모델링

에 나타내었으며 해석모델은 그림 11과 같다.

3.2 解析

上部의 콘크리트면과 철근에 대해 하향방향의 強制變位를 주어서 해석을 진행한다. 단, 콘크리트가 變形度 軟化에 들어 갔을 때의 불안정을 막기 위해 각 段에 강제변위를 분배해서 부여했다.

主筋은 橫補強筋에 의해 3단으로 나눠지며, 상단과 하단에서는 콘크리트側으로 主筋의 中央에서 橫補強筋 간격(X)의 1/1000의 초기 횡변위를, 中段에서는 外側으로 主筋의 중앙에서 X/100의 초기 횡변위를 각 단에 대해 사인곡선으로 부여했다. 기둥의 단면을 그림 12와 같이 3分割하여 主筋이 隅角部에 있는 경우(Case A)와 중앙부에 있는 경우(Case B)로 분리해서 해석했다. 또 Case A에 있어서는 橫補強筋 간격을 主筋徑의 8倍(이하 8D로 표현)와 10倍(이하 10D로 표현)의 경우를 취급하고 Case B에 있어서는 主筋徑의 8倍를 취급하여 모두 3종류의 해석을 행하여 비교·검토하였다.

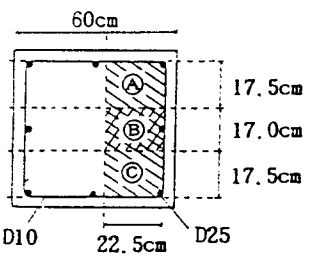


그림 12. 해석 단면

3.3 解析 結果

3.3.1 荷重－變位 關係

각각의 荷重－變位 관계를 그림 13 및 14에 나타내었다.

Case A에 있어서 8D의 경우, 主筋은 降伏應力의 약 95%에 달했을 때 挫屈이 발생하고 있다. 그 후 應力은 약간 저하는 되었지만, 主筋 中央의 횡변위가 最終的(軸變位 0.7cm)으로 약 1cm로 挫屈進行의 방지라는 면에서 橫補強筋의 효과가 나타나고 있다. 이에 대해 10D의 경우 主筋은 降伏應力의 약 91%에 달했을 때 挫屈이 발생하였고

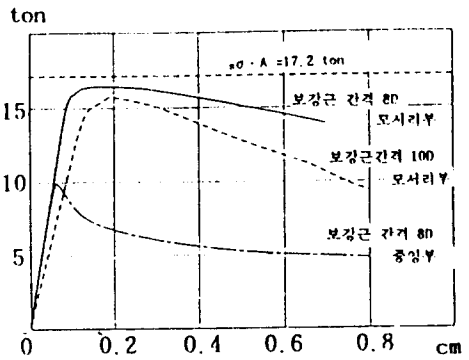


그림 13. 주근의 축력－축변위 곡선

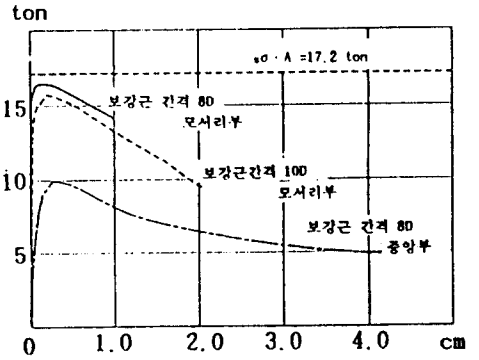


그림 14. 주근의 축력－횡변위 곡선

그 후에도 耐力의 低下를 나타내어 횡변위가 最終的(軸變位 0.8cm)으로 약 2cm로 나타나 8D에 비해 挫屈進行 방지의 효과가 크게 떨어짐을 알 수 있다. 8D라도 Case B의 경우는 主筋이 降伏應力의 약 58%로 상당히 작은 應力下에서 挫屈이 발생하고 있다.

3.3.2 主筋의 變形모우드

主筋의 變形모우드(Mode)를 그림 15에 나타냈다.

隅角部의 主筋의 變形모우드에서 알 수 있듯이 橫補強筋이 있는 곳에서는 拘束效果가 크게 나타나고 있다. 이에 반해 Case B의 경우, 主筋이 挫屈될 때는 橫補強筋도 함께 늘어나 있어, 挫屈發生時 橫補強筋의 拘束效果가 작음을 알 수 있다.

3.3.3 主筋의 應力 分布

그림 16에 主筋의 전단력과 휨 모멘트의 分布를 나타냈다.

隅角部의 主筋의 경우, 橫補強筋이 있는 곳에서는 상당히 높은 應力이 발생하고 있고, 橫補強筋의 구속효과가 크게 나타나고 있다. 이에 반해 중앙의 主筋의 경우에는 橫補強筋의 효과가 극히 작고 휨 모멘트가 反轉하지 않고 있음을 알 수 있다.

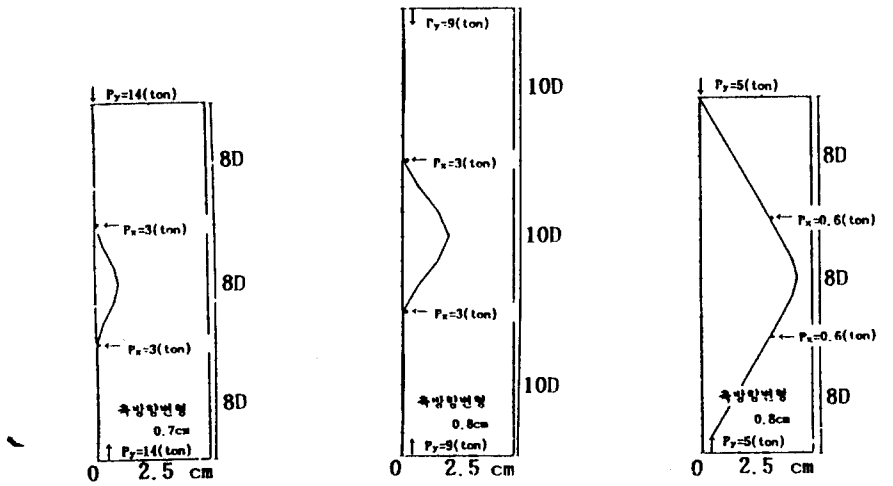
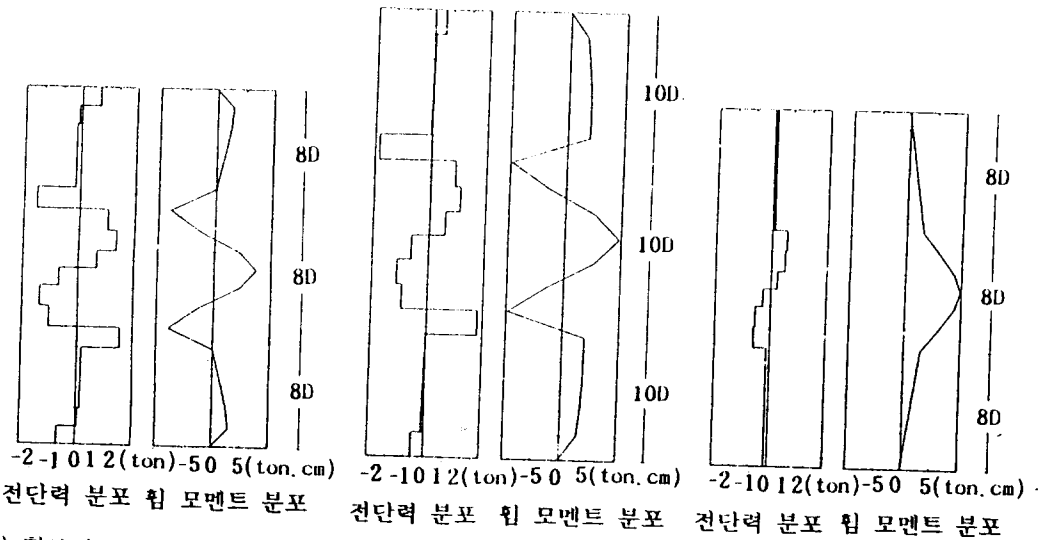
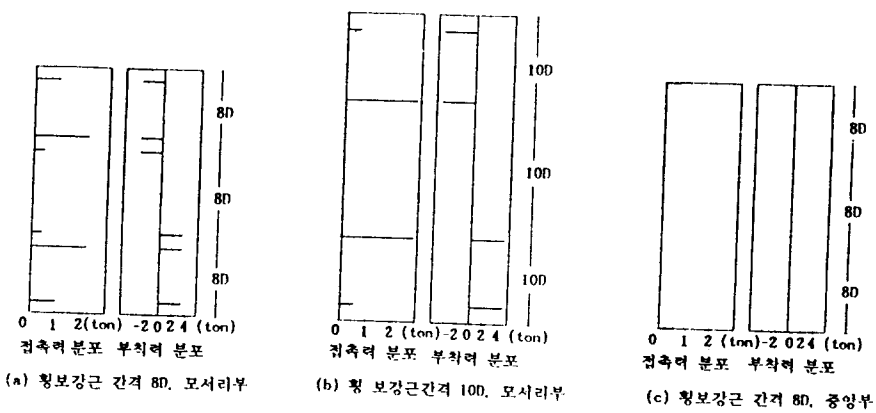


그림 15. 주근의 변형 모드



(a) 횡보강근 간격 8D, 모서리부 (b) 횡 보강근간격 10D, 모서리부 (c) 횡보강근 간격 8D, 중앙부

그림 16. 주근의 응력-분포



(a) 횡보강근 간격 8D, 모서리부 (b) 횡 보강근간격 10D, 모서리부 (c) 횡보강근 간격 8D, 중앙부

그림 17. 주근의 접촉력 및 부착력 분포

3.3.4 境界面에서의 應力의 전달

그림 17에 主筋과 콘크리트사이의 付着力 및 接觸力의 分布를 나타냈다. Case A의 경우는 橫補強筋이 있는 곳에서 상당히 높은 應力이 전달되고 있음을 알 수 있다. 이에 반해 Case B의 경우에는 橫補強筋의 효과가 극히 작고 콘크리트와 떨어져 있어 應力이 거의 전달되지 않고 있다.

4. 결 론

철근의 大變形을 고려한 철근콘크리트 기둥의 挫屈解析을 행한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 본 解析法에 의해 철근콘크리트 기둥에서 콘크리트, 主筋과 橫補強筋에 대해 콘크리트의 變形度 軟化 및 主筋의 挫屈을 고려한 解析이 가능한 것으로 판단된다.

2) 본 해석법에서 취급한 配筋形狀에서는 隅角

部에 있는 主筋은 橫補強筋 간격이 8D의 경우 主筋의 應力이 降伏應力의 약 95%에 달했을 때 그 以上의 應力의 상승은 일어나지 않고 挫屈이 발생했다. 橫補強筋 간격 10D의 경우 主筋의 應力이 降伏應力의 약 91%에 달해서 挫屈이 發生하였고 그 後에도 耐力의 低下와 挫屈의 進行을 나타냈다. 이에 대해 橫補強筋 간격 8D라도 主筋이 중앙에 있는 경우는 철근의 應力이 降伏應力의 약 58%로 상당히 낮은 應力下에서 挫屈應力의 약 58%로 상당히 낮은 應力下에서 挫屈이 發生하고 있어 중앙에 있는 主筋의 挫屈에 대해 橫補強筋의 효과는 적었음을 알 수 있었다.

3) 隅角部 및 중앙부의 主筋에 대한 橫補強筋의 구속효과의 차이는 變形모우드 및 主筋의 應力分布에도 나타났다. 즉, 隅角部의 主筋의 경우 橫補強筋이 있는 곳에서 휨 모멘트 분포가 反轉한 것에 반해 중앙의 主筋 경우에는 主筋이 挫屈할 때 橫補強筋도 함께 늘어나 있어, 橫補強筋의 효과가 극히 작고 휨 모멘트의 反轉도 일어나지 않는 경향을 나타냈다.

참 고 문 헌

1. 黒正清治：高軸力下における鐵筋コンクリート柱の耐震性能の評價に關する研究, 昭和58年度文部省科學研究費補助金研究成果報告書
2. 狩野芳一, 林和也ほか：高軸壓下における 鐵筋コンクリート短柱の力學性狀に關する實驗的 研究(その1：實驗及び實驗結果の概要), 日本建築學會大會學術講演梗概集, 構造C, pp. 435～436, 昭和60年 10月
3. 日本建築學會：鐵筋コンクリート構造計算規集・同解說
4. 日本建築學會：鐵筋コンクリート構造物の 終局強度型耐震設計指針(案)・同解說
5. ACI : Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83)
6. Maekawa, K., *The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Based on the Elasto-Plastic and Fracture Model*, April, 1985
7. 藤本盛久, 和田 章ほか：筋違付鐵骨ラーメンの彈塑性解析に關する研究, 日本建築學會 構造系論文報告集, 第209號, pp. 41～51, 昭和48年 7月
8. 広沢雅也, 柳沢延房ほか：鐵筋コンクリート短柱の崩壞防止に關する總合的 研究(その21：主筋の挫屈), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp. 1329～1330, 昭和49年 10月
9. 広沢雅也, 柳沢延房：鐵筋コンクリート短柱の崩壞防止に關する總合的 研究(その30：主筋の挫屈), pp. 1127～1128, 昭和50年 10月
10. 吉岡研三, 小池健仁ほか：鐵筋コンクリート 短柱の水平加力實驗(その1：スパイラ筋を有する柱), 日本建築學會大會學術講演梗概集, pp. 1353～1354, 昭和49年 10月
11. 黒正清治, 和田 章ほか：鐵筋コンクリート部材のかぶり剝落後の挫屈性狀の解析, 日本建築學會・電子計算機利用委員會 第7回電子計算機 利用シンポジウム 1985, pp. 175～180
12. 山田嘉昭：マトリックス法材料力學, コンピュータによる構造工學講座 Ⅰ-3-A, 培風館
13. 山田嘉昭ら：有限要素ハンドブック(基礎偏), 1981, 培風館
14. 山田嘉昭ら：有限要素ハンドブック(應用偏), 1983, 培風館
15. 黒正清治, 滝口克己：有限要素法による鐵筋コンクリート部材の二次元非線形解析, 日本建築學會論文報告集, 第189號, 昭和46年 11月
16. 野口 博：有限要素法による鐵筋コンクリートの非線形解析, (第1報, 第2報, 第3報, 第4報) 日本建築學會論文報告集, 第252, 258, 261, 262號 昭和52年 2, 8, 10, 12月
17. Phil, M., Breen, J. E., and Jirsa, O., *Reinforced Concrete Fundamentals*, JOHN WILEY & SONS, Inc.
18. Chen, W. F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, Inc, 1982.
19. Hinton, E. and Owen, R, *Computational Modeling of Reinforced Concrete Structures*, Department of Civil Engineering, University College of Swansea, U. K.
20. Kupfer, Von Helmut B., *Das Nicht-lineare Verhalten des Betons bei Zweiachsiger Beanspruchung*, 1973
21. Bathe, K. J., *On Three Dimensional Nonlinear Analysis of Concrete Structures*, Nuclear Engineering and Design, 1978.
22. Suidan, M. and Schnobrich, W. C., "Finite

Element Analysis of Reinforced Concrete," *Journal of The Structural Division, ASCE.* 1973.

23. Bazant, Z. P., "Imbricate Continuum and Its Variational Derivation", *Journal of Engrg.* Mech., Vol. 110, No. 12, December, 1984
24. Bazant, Z. P. and Chang T. P., "Nonlocal Finite Element Analysis of Strain-Softening Solids," *Journal of Engrg. Mech.*, Vol.113, No.1, January, 1987
25. 鈴木計夫, 中塚 詰ほか：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内に配置された 壓縮軸鐵筋の挫屈性狀, コンクリート工學年次 論文報告集 9-2, 1987

(접수일자 : 1994. 8. 3)