

法政大学 大学院 学生会員 ○石川 雅美
 間組 技術研究所 正会員 吉川 弘道
 名古屋大学 工学部 正会員 田辺 忠顕

1. まえがき 静的荷重を受けるコンクリートの多軸挙動を記述する構成則は、一般に非線形弾性と弾塑性に大別される。弾塑性は、塑性ポテンシャルを仮定し、流れ則と硬化則によって展開されるが、定式化や塑性ポテンシャルの定義が繁雑である。一方、非線形弾性は、弾性諸係数をひずみなどの状態量の関数として表示するもので、従来の実験結果をそのまま構成側に反映することができ、直観的にも明快である。本文は、従来の提案式や実験の知見をもとに、平面応力場におけるコンクリートの応力-ひずみ関係を非線形弾性によって表示し、シミュレーションおよび実験結果との比較を行ったものである。

2. 力学モデル 二軸荷重下（平面応力場）における力学的挙動を非線形弾性として表示する場合、一般に次のような特徴をもつ。①材料マトリックスは直交異方性となる。②二軸効果を示す。③ひずみ依存型の非線形を示す。従って、コンクリートの力学的挙動を有限要素法を用いて解析する場合、これらの特徴を合理的に表現する力学モデルを構築し、解析に組み入れる必要がある。筆者らは、従来の実験公式や提案式をもとに、次のようなモデル化を行った。

①直交異方性マトリックスとして、Darwin, Pecold¹⁾による次の提案式を用いる。

$$\frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \text{sym.} & E_2 & 0 \\ & & \frac{1}{4}(E_1+E_2-2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \end{bmatrix} \dots\dots (1)$$

ここで、 E_1, E_2 はひずみに依存する接線弾性係数とし、 ν は等価ポアソン比（ $\nu = \sqrt{\nu_1 \nu_2}$ ）とする。

②二軸応力状態では、ピーク時の応力 σ_p とひずみ ϵ_p は、一軸状態に比べ増加するが、これを次式で定義する二軸効果係数によって表わす。

$$p = |\sigma_p|/f_c, \quad q = |\epsilon_p|/\epsilon_0 \quad \dots\dots (2)$$

ここで、 f_c, ϵ_0 はそれぞれ、コンクリートの単軸圧縮強度とそのときのひずみである。また、 p, q を主応力比 $\alpha (= \sigma_2/\sigma_1)$ の関数とし、Kupferらの実験公式²⁾を用い、 $-\infty < \alpha \leq 1$ までの範囲で図-1のようにモデルした。

③非線形曲線としては、CEB/FIPコードによる放物線近似式を用い、これに前述の二軸効果係数を導入し、次の式を提案した。（図-2参照）

$$\frac{\sigma}{f_c} = p \left\{ 2 \left(\frac{\epsilon}{q\epsilon_0} \right) - \left(\frac{\epsilon}{q\epsilon_0} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots (3)$$

なお、ひびわれによる剛性低下は、＜その2＞で述べる様に、別個の独立したアルゴリズムにより処理するもので、本モデルではひびわれが発生しないものとして取扱う。

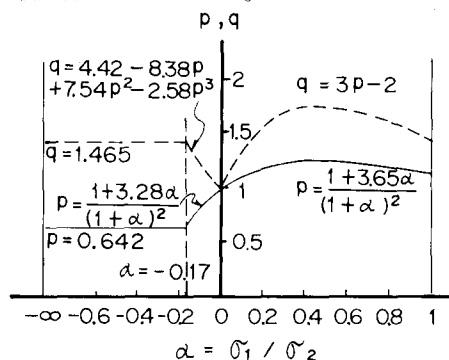


図-1 二軸効果係数 p, q と α の関係
 (Kupferによる実験結果²⁾のモデル化)

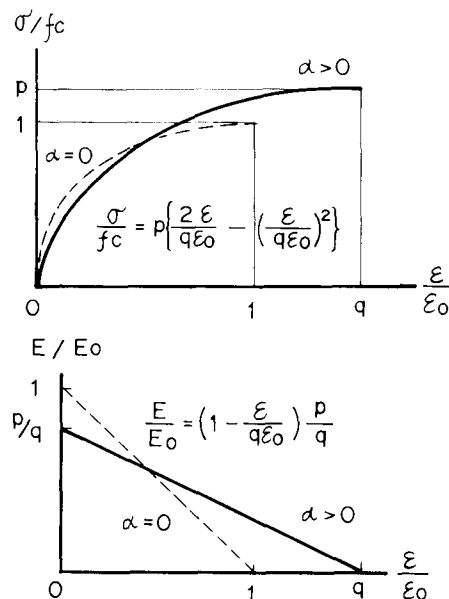


図-2 応力-ひずみ曲線のモデル化

3. シミュレーションおよび実験結果との比較

本文中で提案した力学モデルを用い、平面応力下でのパラメトリック・スタディを行った。計算は、接線係数法による荷重増分法を用いた有限要素法で行った。

まず、主応力比 $\alpha = \sigma_2/\sigma_1$ を一定とする比例応力状態での応力-ひずみ関係を図-3(a)に示す。ここでは、 σ_1, σ_2 が圧縮応力状態 ($\sigma_1, \sigma_2 < 0, 0 \leq \alpha \leq 1$) の場合についてシミュレートし、応力およびひずみを、 $f_c(>0)$ とひずみ $\epsilon_0(>0)$ によって正規化した無次元量によって表示した。

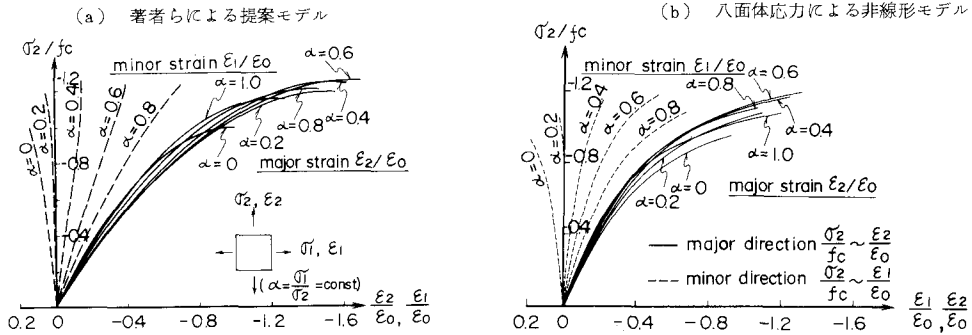


図-3 主応力場における応力-ひずみ曲線 ($\alpha = \text{一定}$)

図-3(b)は、Kupfer, Gerstle (1973) による体積弾性率、せん断弾性率に関する提案式を用いて計算したもので、非線形弾性の一つに分類される。両者は全く異なる手法ではあるが、同様な非線形挙動を呈し、応力比 α による違いが明瞭に認められる。Kupferモデルは、応力-ひずみ関係を表わす構成方程式として用いられるもので、終局の最大応力点はややあいまいとなっている。一方、本モデルでは、終局応力点が二軸効果係数によって明記されるので、破壊則 (failure criteria) としての機能も有し、両者の違いが図-3の最大応力近傍に表われている。次に、定軸応力 σ_0 を受けた時のせん断変形挙動を図-4に示す。本モデルによる異方性マトリックスは交叉効果 (cross effect) をもたないので、軸力レベルに関係なく、ほぼ同様な $\tau - \gamma$ 曲線を示している。

本モデルによる計算値を実験結果 ($\alpha = 0, 0.52$) と比較し、図-5に示した。これによると両者は概略一致しているが、 $\alpha = 0.52$ の場合、低応力レベルでの接線弾性係数が異なり、中応力レベルでの違いとなって表われている。これは二軸効果係数 p, q がもともと最大応力から決定されたことによるもので、これらを修正することによって、両者の乖離は改善されるであろう。

4. あとがき

非線形弾性モデルとして、等価単軸モデル、Liu (1972) による異方性モデルなどが既に発表されている。これらの多くは、増分形による構成則に帰着し、有限要素解析に容易に組込むことができる。多くの実験結果から得られる力学の特徴を簡便にしかも直接的に導入できる点において、本モデルのような非線形弾性は有用であると考えられる。

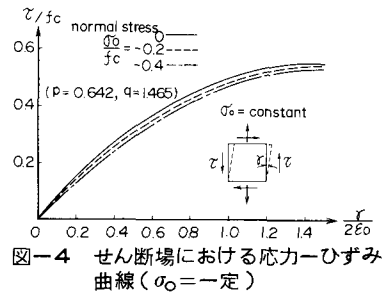


図-4 せん断場における応力-ひずみ曲線 ($\sigma_0 = \text{一定}$)

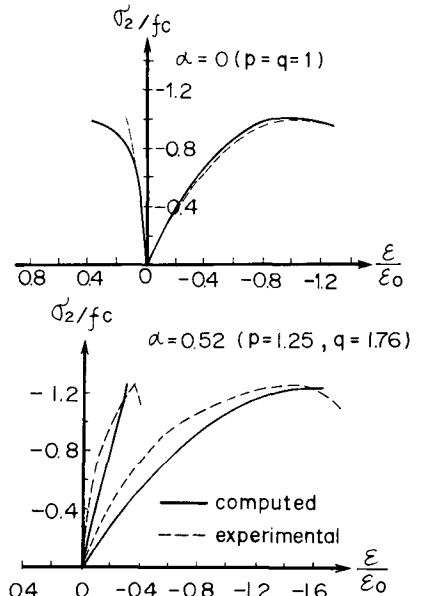


図-5 計算値と実験値との比較

- <参考文献>
- 1) Darwin, Pecknold, : Inelastic Model for Concrete, ASCE (EM4), 1976.
 - 2) Kupfer, Hilsdorf, K  sch, Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ACI, 1969.
 - 3) Kupfer, Gerstle, : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ASCE (EM4), 1973.