

論 文

[1041] コンクリートの非線形破壊に及ぼす3軸拘束効果

正会員○前川宏一（東京大学工学部）

正会員 竹村淳一（運輸省港湾局）

正会員 入江正明（日建設計土木部）

1. はじめに

コンクリートの非線形挙動は、塑性変形と微小ひびわれ発生に起因する弾性剛性の低下を意味する破壊（損傷）の2者に支配される¹⁾。3軸応力下における塑性挙動については、多くの工学材料に対して、実験的、ならびに解析的側面から研究が報告されている²⁾。一方、微小ひびわれの導入に伴う弾性剛性の低下は、平面応力下に限れば、定量的にほぼ解明されている¹⁾。しかし、3軸圧縮拘束下における破壊の進行特性については、岩盤、コンクリート材料共に解明すべき点を多く含んでいる。本研究は3軸圧縮応力下におけるコンクリートの非線形な破壊現象を支配する要因を実験的に分析し、3軸拘束状態の除荷・再載荷挙動の解析精度を向上させるに資する材料を提供することを目的とする。

2. 採用した載荷経路と対象範囲

Mangら³⁾による3軸圧縮実験データの整理によれば、応力の平均不変量 I_1 ($= \sigma_{zz}/3$) が、偏差不変量 J_2 ($= \sqrt{S_{11} \cdot S_{22}}/2$, $S_{ij} \equiv \sigma_{ij} - I_1 \delta_{ij}$ は偏差応力) に比較して非常に大きい領域で、多くの材料実験が今日に至るまで実施されてきたことが図1から分かる。偏差応力に比べて大きい圧縮平均応力を受けたコンクリートの除荷時弾性剛性は、応力経路に殆ど依存することなく、一定である。一方、相対的に小さい圧縮拘束力（低い I_1 領域）で載荷を受けるコンクリートは、偏差応力の増加に従って非可逆的に弾性剛性が低下する、即ち破壊が進行することが認められている。弾性剛性の載荷履歴に伴う低下が微小ひびわれ発生と、コンクリート複合体が作用応力を抵抗し得る体積の減少に起因していることを考慮すれば、3軸拘束力が本研究で指摘する破壊の進行性状に大きく関与していることは明白である。

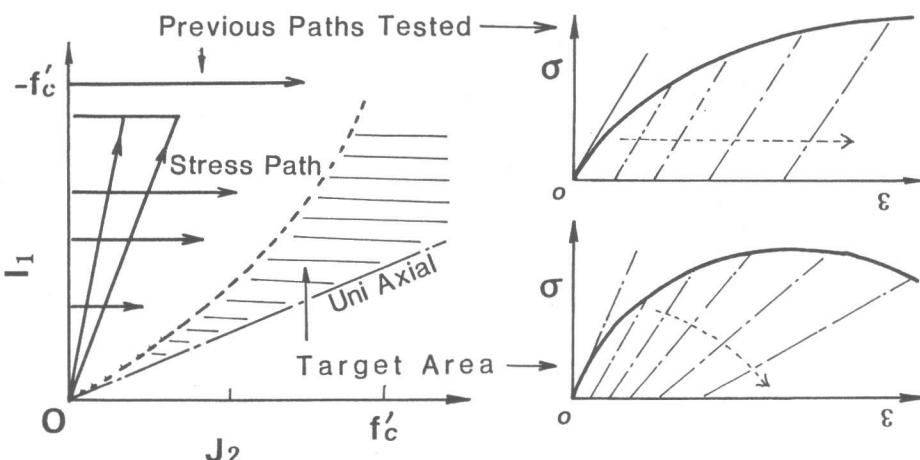


図1 多軸載荷材料実験における載荷経路と本研究の対象領域

RC柱部材の横拘束筋がコンクリートに与える応力の偏差不変量が小さいという現実を鑑みれば、従来の多軸試験領域から離れて、比較的、拘束応力の小さい3軸状態の破壊現象を定量化することは、構造解析の精度向上に不可欠である。そこで、本研究の対象領域を、工学上、より重要と考えられる低3軸拘束状態のコンクリートの破壊挙動に限定した（図1参照）。実験は、除荷・再載荷経路を含む、鋼製リングを円周方向に取りつけた円柱圧縮試験 ($f'_c = 20 \sim 40 \text{ MPa}$)⁴⁾ を用いた。なお、拘束状態の極端なケースとして、2軸圧縮—引張試験結果¹⁾ 等も用いた。

2. 平均応力—平均弾性ひずみ関係に現れる破壊と3軸拘束効果

図2は本研究で実施した、鋼リング付き供試体 ($10\text{mm} \phi \times 20\text{mm}$) の軸圧縮応力—軸圧縮ひずみ関係を示したものである。リング降伏時の平均側圧 p_y は $0 \sim 12 \text{ MPa}$ であった。リング拘束方向のひずみと応力は、リングのひずみ測定値より算出した。弾性ひずみ $\epsilon_{e,i}$ は、応力を完全に除荷した場合の回復ひずみ成分と定義する。ここで、低拘束下での応力の平均不変量 I_1 と弾性ひずみの平均不変量 $I_{e,1}$ ($= \epsilon_{e,i} / 3$) の関係を、図2の実験結果と既往の実験結果³⁾ から描いたものが図3である。両者の関係はほぼ線形であり、注目すべきは、拘束状態の大幅に異なる実験載荷経路においても、その関係は影響を受けていないことである。図3には、偏差応力が全く作用していない完全3軸拘束状態でのNewmannら⁶⁾ の実験結果、逆に引張応力を作用させた前川らの2軸実験結果¹⁾（低拘束実験）が含まれている。両者は拘束状態として極端なケースであり、コンクリートに導入される微小ひびわれの密度も、後者が前者に比較して当然多い。低3軸圧縮応力下での挙動は、両者の間に位置すると考えられる。

図3に示した I_1 と $I_{e,1}$ の関係が囲む領域は、微小ひびわれを含むコンクリート複合体の持つ、平均弾性ひずみエネルギーを示す。偏差応力経路が様々で、微小ひびわれの状態が異なるにもかかわらず、 I_1 と $I_{e,1}$ の関係は拘束状態に依存することなく、一定であることが認められた。この関係が拘束の大小に依存しないことは、平均応力に対するひずみエネルギーの蓄積能力が微小ひびわれの状態如何にかかわらず一定で、何ら力学的に損傷を受けないことを意味する。換言すれば、平均応力に対して、コンクリートは全体積が弾性ひずみエネルギーを蓄積する能力を有するのである。この結論は直観的にも理解し易い。したがって、任意3軸応力経路に対する平均応力—弾性ひずみに関する一般化構成式は、式(1)の弾性構成式と同一形式で表記される。

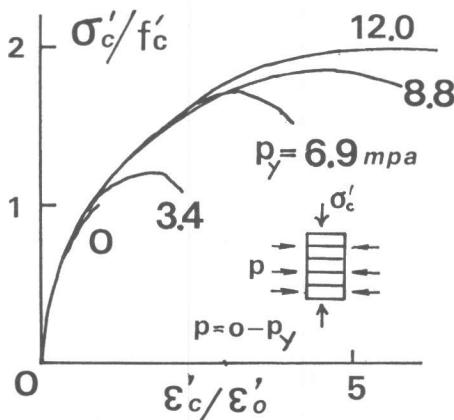


図2 拘束コンクリートの応力ひずみ関係
(リング降伏強度 $f_y = 300 \text{ MPa}$)

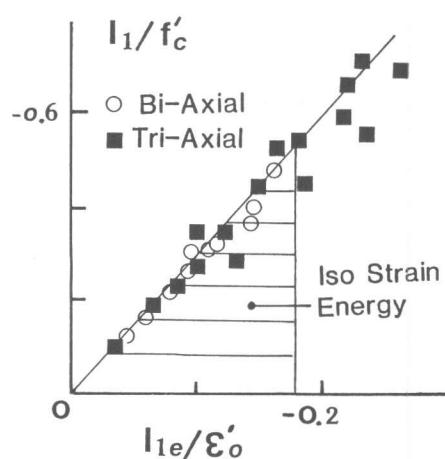


図3 平均応力—平均弾性ひずみ関係

$$I_1 = 3 K_0 \cdot I_{e1}, \quad K_0 = E_0 / 3 (1 - 2 \nu_0) \quad \dots \dots \quad (1)$$

ここに、 K_0 ：体積弾性係数、 E_0 ：弾性係数、 ν_0 ：弾性ポアソン比であり、コンクリートの弾性領域での値に一致する。

3. 偏差応力—偏差弾性ひずみ関係に現れる破壊と3軸拘束効果

3軸圧縮ならびに2軸応力を受けた状態での、応力の偏差不変量 J_2 と弾性ひずみの偏差不変量 J_{e2} ($= \sqrt{e_{eij} \cdot e_{eij}} / 2$, $e_{eij} \equiv \epsilon_{eij} - I_{e1} \delta_{ij}$) を図4に示す。両者の関係は非線形であることが認められる。除荷を受けると、 J_2 と J_{e2} の関係は弾性ひずみの定義より、必ず原点に戻る。ここで、両者の関係の割線剛性は、拘束の大きい載荷経路ほど、同一の J_{e2} に対して剛性低下が抑えられていることが分かる。平均応力成分に関して見られなかった3軸拘束効果が、偏差挙動には如実に現れているのである。

$J_2 - J_{e2}$ 関係における割線と座標軸とが囲む面積（図4参照）は、応力の偏差、即ちせん断応力に対する、せん断弾性ひずみエネルギーに相当する。図4は拘束が小さくなるほど、せん断に対する弾性ひずみエネルギーの蓄積能力が低下することを示している。換言すれば、微小ひびわれが混在するコンクリート複合体では、せん断に対する弾性エネルギーが蓄積し得る体積は、微小ひびわれ導入の程度に応じて、非可逆的に減少すると結論づけることができる。そこで、初期せん断剛性 G_0 に対する割線剛性の低減率をもって、3軸応力下での破壊パラメータ $K^{(T)}$ と定義した。2軸応力下の破壊パラメータ $K^{(B)}$ は、等価弾性ひずみの関数として既に与えられている¹⁾。何れの K 値も弾性ひずみエネルギーを保存する体積有効率に相当する。

$$J_2 = 2 G_0 \cdot K^{(T)} \cdot J_{e2}, \quad G_0 = E_0 / 2 (1 + \nu_0) \quad \dots \dots \quad (2)$$

ここに、 $K^{(T)}$ は1以下の正值をとり、 G_0 は初期弾性せん断剛性ある。任意応力経路に於いて $K^{(T)}$ を与えることが、偏差応力に対する一般化構成式の表すべき内容である。

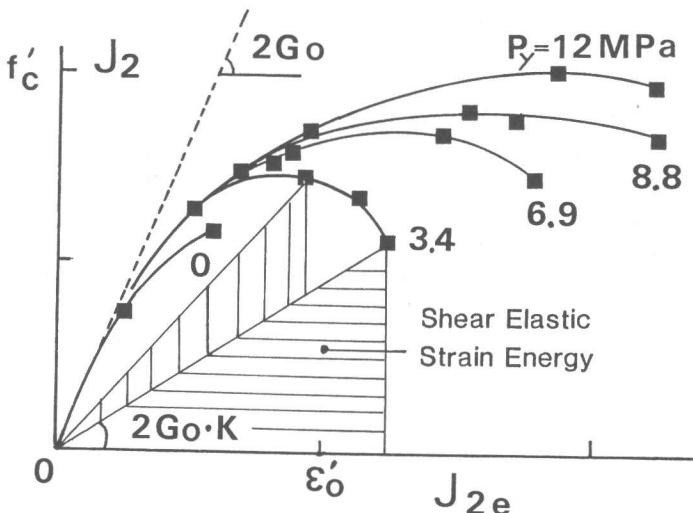


図4 応力の偏差不変量と弾性ひずみの偏差不変量との関係

図5は、各拘束実験での $K^{(T)}$ - J_{e2} 関係を示す。拘束が高いほど、破壊の進行が抑制される3軸効果が認められる。既に定式化されている2軸応力下の $K^{(B)}$ 値の構成式¹⁾を参考にして、本研究ならびに既往の3軸圧縮実験から、以下に示す構成式を提案したい。

$$K^{(T)} = \exp(-F/a) \cdot \exp(-F/b)$$

$$F = \sqrt{2} \cdot J_{e2} / (c - \sqrt{3} \cdot I_{e1}) \quad \dots \dots \dots (3)$$

ただし、 a , b , c は定数で、それぞれ3.25, 0.8, 0.23 ε_0 ($\varepsilon_0 = 2 \times 10^{-3}$)を普通コンクリートの標準値とする。拘束係数 F は、偏差弾性ひずみに対する拘束状態を代表する係数であり、2軸応力下の定式化で用いられている等価弾性ひずみ¹⁾に相当するものである。

5. 破壊の方向性と検証

4章で定義した3軸破壊パラメータ $K^{(T)}$ は、微小ひびわれの導入に伴うせん断ひずみエネルギーを蓄積できる体積率を平均的に代表するものであり、破壊に伴う低減された弾性剛性の異方性を表すものではない。李ら⁵⁾の主応力軸回転載荷実験から、弾性ひずみと全応力の主軸は一致することが実証されている。したがって、破壊の異方性を採り入れた一般的な偏差成分に関する構成式は以下のように記述できる。

$$S_{ij} = 2G_0 K_{ij} \cdot e_{eij} \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 K_{ij} は(i j)方向に関する弾性損傷を表す。李・前川らの2軸圧縮-引張応力を受けるコンクリートの載荷実験^{1), 5)}によれば、弾性挙動に関して異方性は小さいことが報告されている。3軸拘束下では一層、弾性異方性が表れにくくなることを考慮して、破壊に関して等方性を仮定することにした。なお、本研究で仮定する等方性は、あくまで弾性挙動に関するものであり、塑性変形と応力、あるいは全ひずみに関する等方性を仮定するものではない。既往の多軸損傷モデル⁷⁾で議論されている異方性は、弾性損傷と塑性変形を区別したものでない。

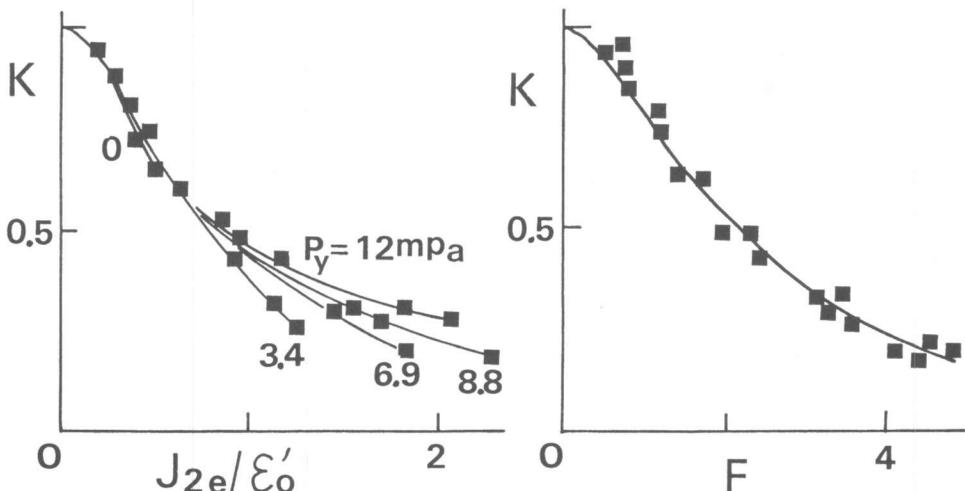


図5 破壊パラメータと偏差弾性ひずみの不変量、拘束係数との関係

このとき、 K_{ij} はすべて同じとなり、その絶対値も破壊パラメータ $K^{(T)}$ に一致する。

$$K_{ij} = K^{(T)} \quad \dots \dots \dots (5)$$

式(1)～式(4)が、本研究において提案する3次元応力下での弾性破壊構成式である。

既往の異方性モデル⁵⁾では、ポアソン比を実験的に与えている。本研究では逆に、破壊の進行に伴う弾性ポアソン比の変化は、本構成式の中で実験的に与えられるものではなく、等方性の仮定と平均・偏差応力下での破壊モデルから確定する量である。そこで、弾性破壊の等方性を検証する目的で、除荷時の弾性ポアソン比と破壊パラメータ $K^{(T)}$ の関係が、本構成式から予測し得るかを検討した。

式(1)～式(5)を連立して解くと、以下の弾性破壊コンプライアンス C_{ijkl} を得る。

$$\varepsilon_{eij} = C_{ijkl} \cdot \sigma_{kl} \quad (\text{注: 座標系に対応する総和規約を使用})$$

$$C_{ijkl} = \frac{1}{2G \cdot K^{(T)}} \cdot \delta_{ik} \cdot \delta_{jl} + \left(\frac{1}{9K} - \frac{1}{2G \cdot K^{(T)}} \right) \cdot \delta_{ij} \cdot \delta_{kl} \quad (6)$$

見掛けの弾性ポアソン比 ν_e は $-C_{xy}/C_{xxx}$ に相当ので、式(6)から弾性ポアソン比と破壊パラメータ $K^{(T)}$ との陽な関係が解析的に求まるのである。

$$\nu_e = \frac{1 + \nu_e - K^{(T)} (1 - 2\nu_e)}{2 (1 + \nu_e) + K^{(T)} (1 - 2\nu_e)} \quad \dots \dots \dots (7)$$

図6に、3軸拘束実験および2軸圧縮一引張応力載荷実験から実測された弾性ポアソン比と、破壊パラメータの関係を示す。式(7)による予測値は、極めて精度が高く、弾性等方性の仮定は、充分、実用に耐えうるモデルである。なお、式(7)から、弾性ポアソン比の取り得る範囲は以下の通りである。

$$\nu_e (K^{(T)} = 1) \leq \nu_e < 0.5 (K^{(T)} = 0)$$

これと同一の結果を、著者らは実験的に2軸圧縮一引張領域においても得ており¹⁾、コンクリートの一般的な弾性変形特性であると言うことができる。

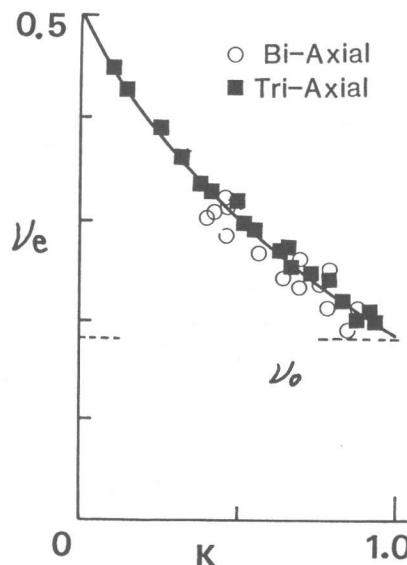


図6 可逆弾性ポアソン比と破壊の関係

6. まとめ

3軸拘束圧縮を受けるコンクリートの変形性状に関する研究は枚挙に暇がないが、繰り返し荷重を受ける、拘束鉄筋を有する柱の構造解析で使用に耐える構成式は、現時点でまだ得られていない。これは既往の3軸圧縮材料実験が、純粋な材料特性の解明に興味の主眼が置かれ、応用の観点から実施された実験が僅かであることが、大きな理由と思われる。そこで、本研究は比較的、拘束応力の小さい領域での挙動に研究上の視点を限定し、その領域で特徴的な弾性ひずみエネルギー蓄積能力の低下（破壊）を取上げ、以下の知見を得た。

(1) コンクリートは微小ひびわれの導入の如何にかかわらず、平均弾性ひずみエネルギーを完全に蓄積・放出する能力を有する。

(2) コンクリートは微小ひびわれの導入レベルに応じて、偏差（せん断）弾性ひずみエネルギーを蓄積し得る体積が、等方的に減少する。

これを、載荷経路に対して定量化する手法を提示し、その妥当性を2軸、3軸載荷試験から検証した。

なお、本研究における弾性破壊構成式と、3軸応力下における塑性構成式を連立することで、初めて構造解析に使用できる構成方程式の体を成す。後者のモデル化については、近い将来、公表する予定である。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、東京大学・岡村 甫博士より有益な助言を得た。ここに感謝の意を表する次第である。なお、本研究の一部は、三菱財団および昭和62年度文部省科学研究費補助金・総合研究A（代表者：町田篤彦）の一部を受けて（分担）行ったものである。

参考文献

- (1) Maekawa, K. and Okamura, H. : The Deformational Behavior and Constitutive Equations for Concrete Using Elasto-Plastic and Fracture Model, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), 1983
- (2) Chen, W.F. and Saleeb, A.F. : Constitutive Equations for Engineering Materials, John Wiley and Sons, 1981
- (3) Eberhardsteiner, Meschke and Mang : Triaxiales Konstitutives Modellieren Von Beton, Technical University Vienna, Wien, 1987
- (4) 大島正康、橋本親典：リング拘束下におけるコンクリートの力学特性、土木学会第39回年次学術講演会講演概要集 第5部、昭和59年
- (5) Maekawa, K. and Li, B. : Elasticity and Plasticity of Concrete under Principal Stress Rotation, ASCE Publication on the Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures edited by Mayer, C. and Okamura, H., 1985
- (6) Kotsovos and Newmann: Generalized Stress-Strain Relations for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 104, EM4, 1987
- (7) Lorrain, M. and Loland, K.E. : Damage Theory Applied to Concrete, Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsvier Science Publishers, 1983