

コンクリートの 3次元非線形解析手法の開発

長 沼 一 洋

概 要

様々な外力を受けるコンクリート系部材や構造物の挙動を有限要素法により精度良く解析するため、三軸応力下におけるコンクリートの破壊条件、応力～ひずみ関係、およびポアソン効果の非線形性に関し、既往の実験結果と提案モデルを相互に比較検討した上で、新たなモデルを提案した。三軸圧縮下のコンクリートの強度は側圧のわずかな変動によって大きく変化する。様々な実験結果との比較に基づいて、既往の主な破壊条件の精度と適用範囲を明らかにした。また、コンクリートの圧縮ひずみ軟化域までを含む応力～ひずみ曲線の形状には、一軸圧縮強度と側圧による強度増大率の影響が大きいことを示し、それらの関数とした応力～ひずみ曲線の表現式を提案した。さらに、鋼材等により拘束されるコンクリートの解析では、ポアソン比の非線形性の考慮が不可欠であることを示した上で、非線形ポアソン効果の評価式を提案し、その有効性を示した。

1. 序論

コンクリート構造物を対象とした3次元有限要素解析は柱や柱はり接合部など帯筋等によるコンクリートの拘束効果が大きい部材や、斜め方向入力（二方向入力）を受ける柱など、適用範囲は極めて広いが、解析には難しい面が多い。特に、鉄筋コンクリート柱や鋼管コンクリート柱のように、鋼材等により拘束された部材におけるコンクリートの圧縮特性は、拘束度に応じて強度と靱性が大きく変化することが知られている。

このようなコンクリートは一般に三軸圧縮状態にあり、その応力～ひずみ関係は一軸圧縮試験から得られるものとはかなり異なることが既往の数多くの実験で示されている。この場合、帯筋や鋼管からコンクリートが受ける拘束力（側圧）の大きさは、コンクリートのポアソン効果によって決まるが、コンクリートのポアソン比は圧縮応力の増大に伴って大きくなることが分かっている。拘束圧の大小はコンクリートの圧縮特性に大きな影響を及ぼすため、解析に際してはコンクリートのポアソン効果の非線形性を適切に考慮する必要がある。

本論文は、三軸応力状態にあるコンクリートの挙動を精度良く解析する目的で、既往の破壊条件を様々な実験結果と比較して、その適用性を明らかにするとともに、三軸圧縮下における軟化域までを含めた圧縮応力～ひずみ関係式を提案し、さらにコンクリートのポアソン比の非線形性を考慮する手法を示したものである^{1),2)}。

2. 三軸応力下の直交異方性構成方程式

平面応力下³⁾と同様に、三軸応力下のコンクリートを歪弾性型の直交異方性モデルで表現する。三軸応力下の直交異方性構成関係は、異方性の主軸方向を1,2,3とすると次式で与えられる⁴⁾。

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\epsilon_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & \frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1)$$

$d\epsilon_i$: i 方向の垂直ひずみ増分
 $d\sigma_i$: i 方向の垂直応力増分
 E_i : i 方向の垂直剛性
 ν_{ij} : ij 面内のポアソン比

$$\begin{Bmatrix} d\gamma_{12} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{31}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\tau_{12} \\ d\tau_{23} \\ d\tau_{31} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (2)$$

$d\gamma_{ij}$: ij 面内のせん断ひずみ増分
 $d\tau_{ij}$: ij 面内のせん断応力増分
 G_{ij} : ij 面内のせん断剛性

ここで、Maxwell Betti の相反定理より、式(1)の非対角項には次の関係が成立する。

$$\mu_{ij} = \sqrt{\nu_{ij} \cdot \nu_{ji}} \dots\dots\dots (3)$$

ij 面内の等価ポアソン比 μ_{ij} を次式で定義する⁴⁾。

$$\frac{\nu_{ij}}{E_j} = \frac{\nu_{ji}}{E_i} \dots\dots\dots (4)$$

μ_{ij} により、式(1)の非対角項は次式で表現される。

$$\frac{\nu_{ij}}{E_j} = \sqrt{\left\{ \frac{\nu_{ij}}{E_j} \right\}^2} = \sqrt{\frac{\nu_{ij} \nu_{ji}}{E_j E_i}} = \frac{\nu_{ij}}{\sqrt{E_j \cdot E_i}} \dots\dots\dots (5)$$

この関係を用いて式(1)および式(2)を逆変換すると、応力～ひずみ構成関係として次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_{12} \\ d\tau_{23} \\ d\tau_{31} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\phi} \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & G_{12} & 0 & 0 \\ & \text{symm.} & & & G_{23} & 0 \\ & & & & & G_{31} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_1 \\ d\epsilon_2 \\ d\epsilon_3 \\ d\gamma_{12} \\ d\gamma_{23} \\ d\gamma_{31} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots (6)$$

$$\phi = 1 - (\mu_{12})^2 - (\mu_{23})^2 - (\mu_{31})^2 - 2\mu_{12} \cdot \mu_{23} \cdot \mu_{31} \quad \dots\dots (7)$$

$$C_{11} = E_1[1 - (\mu_{23})^2] \quad \dots\dots (8)$$

$$C_{12} = \sqrt{E_1 E_2} (\mu_{31} \mu_{23} + \mu_{12}) \quad \dots\dots (9)$$

$$C_{13} = \sqrt{E_1 E_3} (\mu_{12} \mu_{23} + \mu_{31}) \quad \dots\dots (10)$$

$$C_{22} = E_2[1 - (\mu_{31})^2] \quad \dots\dots (11)$$

$$C_{23} = \sqrt{E_2 E_3} (\mu_{12} \mu_{31} + \mu_{23}) \quad \dots\dots (12)$$

$$C_{33} = E_3[1 - (\mu_{12})^2] \quad \dots\dots (13)$$

ここで、異方性の主軸が面内で回転してもせん断剛性は不変であるとの仮定^{(1), (5)}により、 G_{ij} は次式で表わされる。

$$G_{ij} = 0.25[E_i + E_j - 2\mu_{ij}\sqrt{E_i E_j} - (\sqrt{E_i} \mu_{jk} + \sqrt{E_j} \mu_{ki})^2] \quad \dots\dots (14)$$

3. 三軸圧縮下のコンクリートの破壊基準

一般に強度は主応力の関数で表現され、主応力空間内で強度に到達する点の集合は破壊曲面と呼ばれている。Fig. 1 にコンクリートの破壊曲面の概念を示す。なお、破壊曲面を記述するための用語と記号の定義は以下の通りであり、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は主応力で、圧縮を正とする。静水圧軸：主応力空間で $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ となる軸

偏差平面：主応力空間で静水圧軸に直交する平面

子午面：主応力空間で静水圧軸を含む平面

子午線：子午面と破壊曲面の交線

応力の一次不変量： I_1

偏差応力の二次不変量： J_2

静水圧成分を表わす量： ξ

偏差成分を表わす量： r

偏差平面上の位置を表わす量： θ (相似角)

引張り子午線： $\theta = 0$ 度 ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$) の子午線

圧縮子午線： $\theta = 60$ 度 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) の子午線

八面体垂直応力： σ_{oct}

八面体せん断応力： τ_{oct}

既存の多くの実験結果より、コンクリートの破壊曲面はFig. 1 に示すように、曲線の子午線と非円形の偏差平面を有するものと考えられており⁽⁶⁾、この条件を満たすものとして、Ottosen の基準 (4パラメータモデル)⁽⁷⁾、あるいは Willam-Warnke の基準 (5パラメータモデル)⁽⁸⁾ が適していると言える。この二つの破壊基準の違いは、4パラメータモデルでは引張り子午線と圧縮子午線が相似形であるのに対して、5パラメータモデルではその制約が無い点である。これらの基準は以下のように表現される。

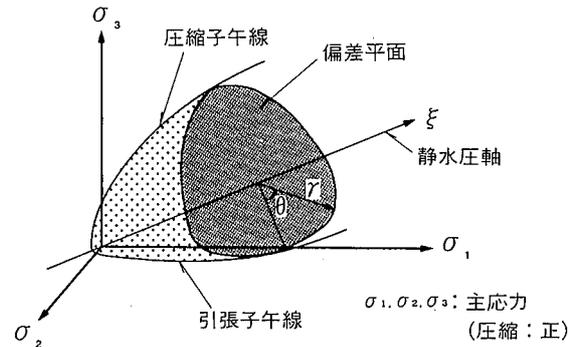


Fig.1 主応力空間における破壊曲面の概念
Failure Surface in Principal Stress Space

・Ottosen の破壊基準 (4パラメータモデル)

$$A \cdot \frac{J_2}{\sigma_B^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{\sigma_B} + B \cdot \frac{I_1}{\sigma_B} - 1 = 0 \quad \dots (15)$$

$$\lambda = K_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \cos^{-1} (K_2 \cdot \cos 3\theta) \right] \quad (\cos 3\theta \geq 0) \quad \dots (16)$$

$$\lambda = K_1 \cdot \cos \left[\frac{\pi - \cos^{-1} (-K_2 \cdot \cos 3\theta)}{3} \right] \quad (\cos 3\theta < 0) \quad \dots (17)$$

σ_B ：一軸圧縮強度

A, B, K_1, K_2 : 材料試験結果から決まる係数

・Willam-Warnke の破壊基準 (5パラメータモデル)

$$\tau_{oct} = \frac{2B(B^2 - A^2)C^2 + B(2A - B)\sqrt{4(B^2 - A^2)C^2 + 5A^2 - 4AB}}{4(B^2 - A^2)C^2 + (B - 2A)^2} \quad \dots (18)$$

$$A = [a_0 + a_1(\sigma_{oct}/\sigma_B) - a_2(\sigma_{oct}/\sigma_B)^2] \cdot \sigma_B \quad \dots (19)$$

$$B = [b_0 + b_1(\sigma_{oct}/\sigma_B) - b_2(\sigma_{oct}/\sigma_B)^2] \cdot \sigma_B \quad \dots (20)$$

$$C = \cos \theta \quad \dots (21)$$

$a_0, a_1, a_2, b_0, b_1, b_2$: 材料試験結果から決まる係数

破壊曲面の形状を決定するための係数に関しては、Ottosen⁽⁷⁾ が既往の低側圧から高側圧の三軸圧縮試験の結果に基づいて4パラメータモデルの係数を決定している。Hatanaka⁽⁹⁾ は、一軸圧縮強度の0.2倍程度までの比較的側圧下での三軸圧縮試験の結果に基づいて、4パラメータモデルの係数を決定している。一方、5パラメータモデルに関しては、ElwiとMurray⁽⁴⁾ が、既往の二軸圧縮試験、および三軸圧縮試験の結果に合わせて係数を決定している。また、大沼・青柳⁽¹⁰⁾ は、一軸圧縮強度の3倍程度までの高側圧下での三軸圧縮試験の結果に基づいて、5パラメータモデルの係数を決定している。ここで、4パラメータモデルと5パラメータモデルに関して、それぞれに既往の提案による係数を用いた場合の破壊曲面の形状を比較してみる。Fig. 2 は柱部材などにおいて拘束を受けるコンクリートの応力状態に近い圧縮子午線上の実験データ ($\sigma_2 = \sigma_3$ の側圧下で σ_1 を増大させ破壊させたもの) と、各係数による圧縮子午線の形状の違いを比較したものである。実験データは以下のものをプロットしている。

・Richart ら (文献6) の図5-5 より)

・Balmer (文献6) の図5-5 より)

・Chinn, Zimmerman (文献6) の図5-21より)

- ・ Schickert, Winkler (文献4) のFig.5 より)
- ・ 大沼, 青柳¹⁰⁾ ・ Mills, Zimmerman¹¹⁾
- ・ Palaniswamy, Shah¹²⁾ ・ Gardner¹³⁾
- ・ 山口, 藤本, 野村¹⁴⁾ ・ Kotsovos, Newman¹⁵⁾
- ・ 畑中ら^{16, 17, 18, 19)}

柱部材において、コンクリートが鋼材から受ける側圧のレベルは、既往の鋼管コンクリートの実験²⁰⁾では300kgf/cm²程度に達し、コンクリートの強度は一軸圧縮強度の3倍程度まで増大することが示されている。この場合には ξ/σ_B がおよそ2~3程度となる。一方、帯筋による拘束を受ける場合は側圧が不均一になり、平均するとおよそ20kgf/cm²以下と言われており¹⁶⁾、おおむね一軸圧縮強度の1~2倍の強度が得られている²¹⁾。

Fig. 2 (a)より、4パラメータモデルでは ξ/σ_B の増大に伴って偏差平面も拡大するが、5パラメータモデルでは ξ/σ_B が3~6程度に大きくなると偏差平面が小さくなり始める点に大きな違いがあることが分かる。また、4パラメータモデルでは ξ/σ_B が1.0を越えるような超高側圧下の実験データにも比較的対応している。Fig. 2 (b)より、 ξ/σ_B が2.0を越える辺りより実験データのバラツキが大きくなり、特に異なるシリーズ間で差が見られる。

Fig. 2 (a)及び(b)より、 ξ/σ_B が1.0以上では、大沼らの係数を用いた5パラメータモデルが実験データの下限を表現しており、畑中らの係数を用いた4パラメータモデルがおおむね実験データの上限を表現していると言える。Fig. 2 (c)に示した ξ/σ_B が1.3以下の領域では、いずれのモデルもほぼ線形で、4パラメータモデルの方が5パラメータモデルより勾配が多少大きい。帯筋等の拘束により、比較的低側圧を受けるコンクリートの応力状態に近いと考えられる ξ/σ_B が1.0程度以下の領域では、実験との対応性は畑中らの係数を用いた4パラメータモデルが最も良好と言える。以上より、拘束を受けるコンクリートの三軸圧縮下の破壊基準としては、比較的低側圧状態では畑中らの係数を用いた4パラメータモデルが適していると思われる。しかし、側圧レベルが高くなると実験データのバラツキが大きくなるため既往の提案モデルの適用性を論じることは難しい。

4. 圧縮強度時のひずみ

Fig. 2に示した実験結果より、三軸圧縮下の強度(σ_p)と強度時のひずみ(ϵ_p)の関係を、それぞれ一軸圧縮強度(σ_B)と一軸圧縮強度時のひずみ(ϵ_B)で無次元化したものをFig. 3に示す。 σ_p/σ_B と ϵ_p/ϵ_B の関係は線形ではなく、圧縮強度時のひずみは強度より顕著に増大することが分かる。およそ、強度が2倍になるとひずみは約4倍、強度が5倍になるとひずみは20倍程度に増加しており、最小自乗法により、 ϵ_p の評価式として図中に示す次式が得られる。

$$\epsilon_p = \epsilon_B (\sigma_p / \sigma_B)^{1.8} \dots\dots\dots (22)$$

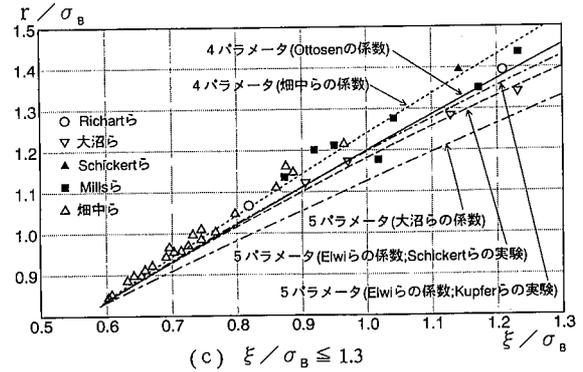
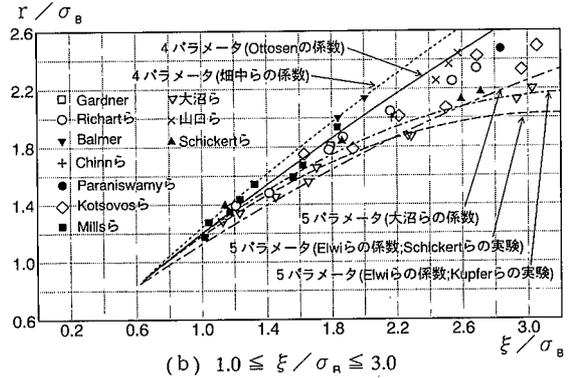
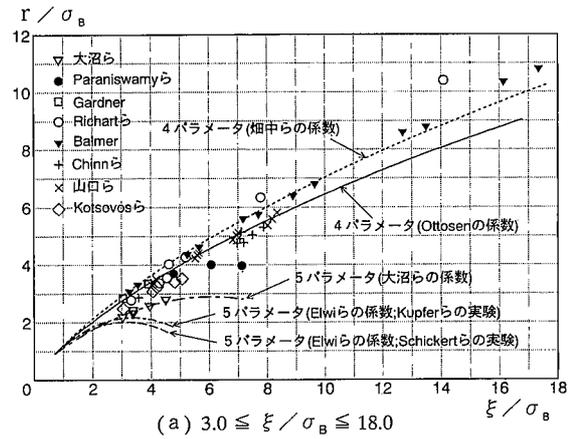


Fig. 2 圧縮子午線上の実験データと既往の破壊条件 Test Results and Compression Meridians of Existing Failure Criteria

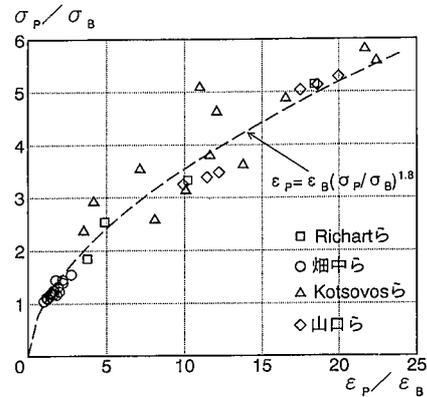


Fig. 3 強度増大率~ひずみ増大率関係の実験結果と提案式 Relationship between Strength Enhancement Ratio and Strain Increase Ratio

5. 三軸圧縮下の応力～ひずみ曲線

拘束を受けるコンクリートの圧縮応力～ひずみ曲線の表現式は種々提案されているが、それらはいずれも適用範囲に限界があることが分かっている¹⁾。様々な実験結果との比較より、Ahmadら²²⁾の提案式を修正した次式により、側圧が低いものから高いものまで統一的に表現できることが分かった。なお、応力とひずみは圧縮を正とし、応力の単位はkgf/cm²である。

$$\sigma = \frac{[A \cdot X + (D-1) \cdot X^2] \cdot \sigma_p}{1 + (A-2) \cdot X + D \cdot X^2} \quad \dots\dots\dots (23)$$

$$A = E_0 / E_p \quad \dots\dots\dots (24)$$

E_0 : 初期剛性

E_p : 最大応力点の割線剛性 (= σ_p / ϵ_p)

上昇域 ($\epsilon \leq \epsilon_p$)

$$X = \epsilon / \epsilon_p \quad \dots\dots\dots (25)$$

$$D = 200 / \sigma_B - (E_p / E_0 - 1)^2 \quad (\geq 1 - E_0 / E_p) \quad \dots\dots (26)$$

$$E_B = \sigma_B / \epsilon_B \quad \dots\dots\dots (27)$$

下降域 ($\epsilon > \epsilon_p$) $X = \left[1 + \frac{\epsilon - \epsilon_p}{\epsilon_p} \right]^n \quad \dots\dots (28)$

$$n = 0.9 + 3.4 (\sigma_B / 1000)^2 \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$D = 1 + 1800 \cdot (\sigma_p / \sigma_B - 1)^2 / \sigma_B \quad \dots\dots\dots (30)$$

本提案式を既往の実験結果と比較したものをFig. 4に示す。応力～ひずみ曲線の形状に着目するため最大応力点(強度および強度時ひずみ)は実験結果に一致させた。

コンクリートの一軸圧縮試験では高強度になると上昇域が直線的になり、ひずみ軟化域は急勾配となる点の特徴である。低側圧下の三軸圧縮試験では、わずかな側圧の存在がひずみ軟化域の形状に大きな影響を及ぼしていることが分かる。また、一軸圧縮強度が高い場合にも上昇域が直線的になるのとは対照的に、側圧により強度が高くなる場合には緩やかな曲線となる点の特徴である。

提案モデルはこれらの特徴を良好に再現している。

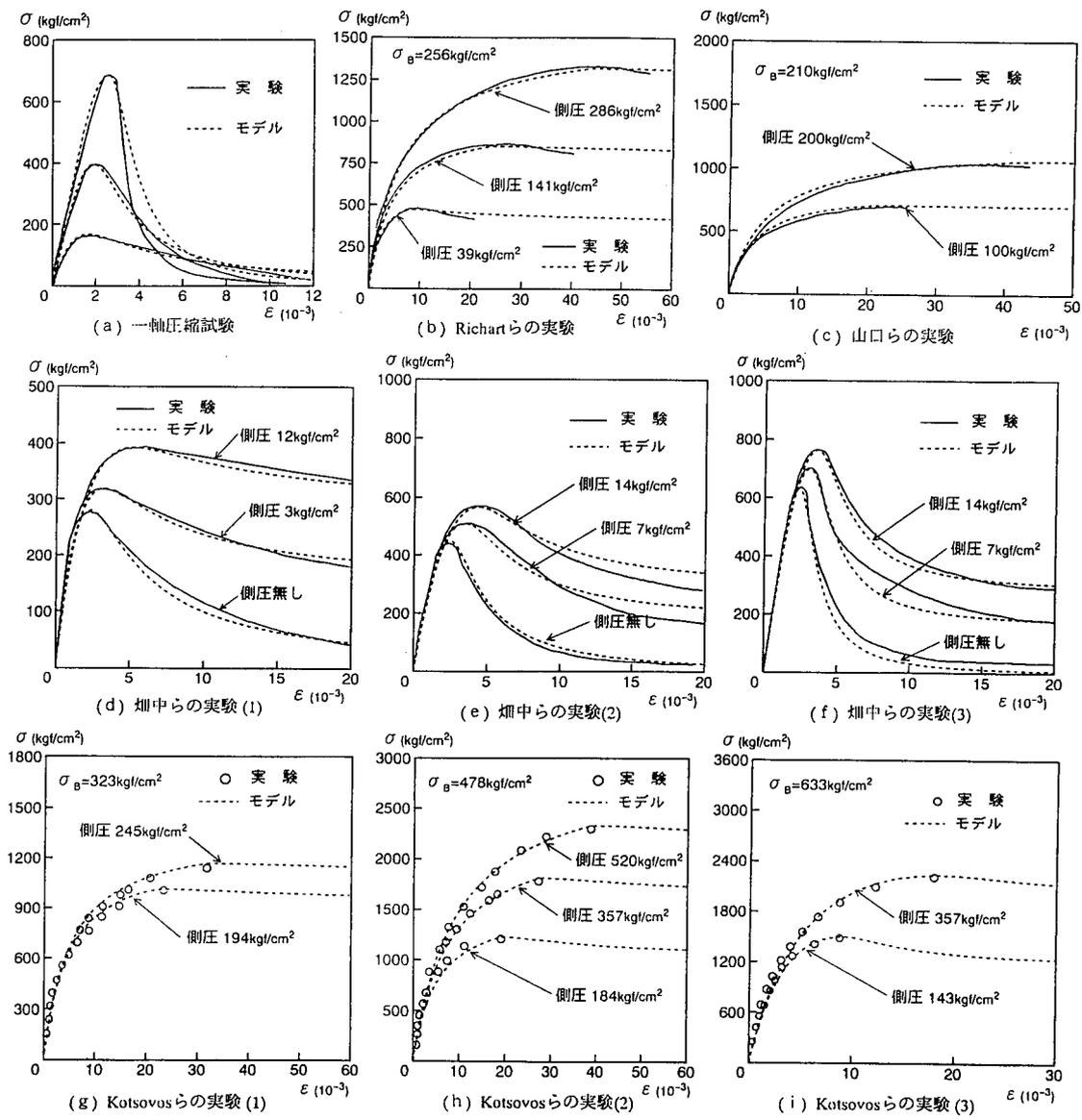


Fig. 4 既往の種々の実験結果と提案モデルの比較
Comparisons between Test Results and Proposed Curves

6. 非線形ポアソン効果のモデル化

一軸圧縮試験によると、コンクリートのポアソン比は圧縮強度の近傍では急激に増大する傾向が見られ、特にポアソン比が0.5を越えて体積膨張する現象は、マイクロクラックの進展に起因するものと考えられる。このポアソン効果の非線形性は、コンクリートが帯筋や鋼管などから受動的な側圧を受けるような部材を解析する場合には、結果に大きな影響を及ぼすことになる。

ここで、直交3方向のひずみが測定されているKupferらの二軸加力実験²⁵⁾、および畑中ら^{19), 26)}による比較的側圧を受けるコンクリートの三軸圧縮試験を対象として、六面体要素1要素で有限要素解析を行った。まず、ポアソン比を一定にした場合の結果をFig. 5およびFig. 6に示す。破壊条件は、二軸加力実験ではKupferらの提案²⁷⁾、低側圧三軸圧縮試験ではOttosenの4パラメータモデル⁷⁾にHatanakaらの提案する係数⁹⁾を適用したものをを用いた。いずれの場合も解析では実験と比較すると、主圧縮方向に直交する方向のひずみ(横ひずみ)が小さいことが分かる。

Darwinらは実験結果との対応性から、二軸圧縮下ではポアソン比は一定(初期値を保持)とし、一軸圧縮と圧

縮-引張の場合に限りポアソン比の増大を考慮する必要があることを指摘している⁵⁾。このことは圧縮と直交方向に拘束力を受けるとポアソン比の増大が抑えられることを示唆するものである。そこで、ポアソン比は圧縮ひずみの増加に伴って増大し、その度合はコンクリートの一軸圧縮強度、および圧縮と直交方向の作用応力の関数として与えられるものと仮定してモデル化を試みた。圧縮方向とそれに直交する方向のひずみが測定されているKupferらの二軸加力実験²⁵⁾、畑中らの低側圧三軸圧縮試験^{19), 26)}、および山口らの高側圧三軸圧縮試験¹⁴⁾の計12体を対象とした解析を通して検討した結果、j方向に作用する圧縮力によりi方向に生じるポアソン効果を表わすポアソン比 ν_{ij} の評価式として、次に示す式を用いることで実験結果をほぼ再現できることが分かった。これらの解析結果は次節にて示す。以下の式では、応力の符号は圧縮を正、単位はkgf/cm²である。

$$\nu_{ij} = \nu_0 + (\nu_p - \nu_0) \cdot R_E^4 \quad (R_E \leq 1.0) \quad \dots (31)$$

$$\nu_{ij} = \nu_p + (R_E - 1.0) \cdot \alpha \quad (R_E > 1.0) \quad \dots (32)$$

$$\nu_p = \nu_0 + (\nu_{p0} - \nu_0)(1.0 - \sqrt{R_S}) \quad \dots (33)$$

$$\nu_{p0} = \sigma_p / 300 \quad \dots (34)$$

$$\alpha = 10 \nu_{p0} \cdot \beta \quad \dots (35)$$

$$\beta = (1.0 - 6.0 \cdot \sqrt{R_S}) \quad (\beta \geq 0.0) \quad \dots (36)$$

$$R_E = \epsilon_j / \epsilon_{jP} \quad (R_E \geq 0.0) \quad \dots (37)$$

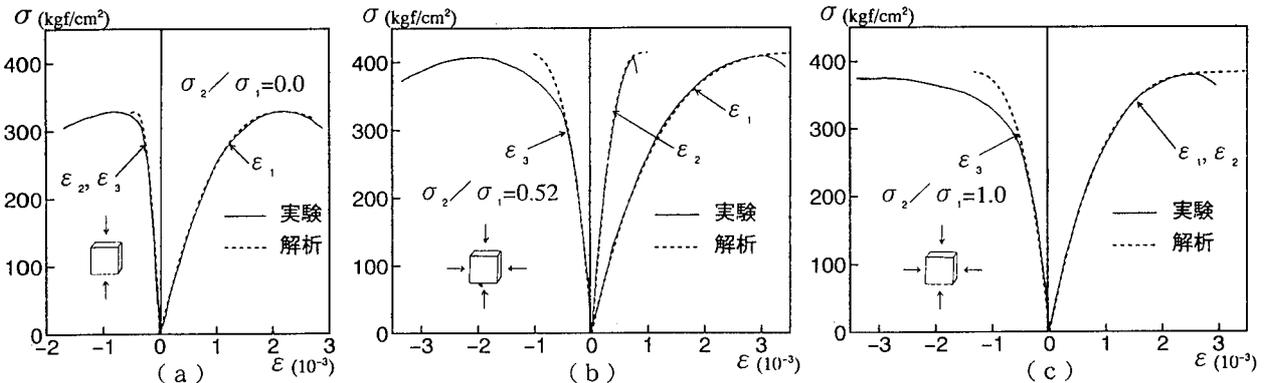


Fig. 5 二軸加力実験結果とポアソン比を一定にした解析結果の比較
Comparisons between Results of Biaxial Loading Test and Analysis with Elastic Poisson's Ratio

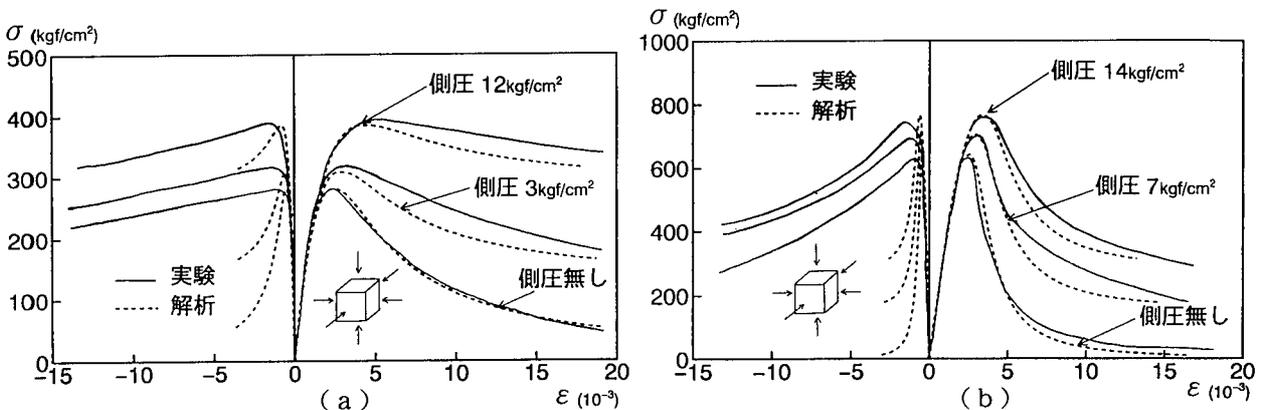


Fig. 6 低側圧三軸圧縮試験結果とポアソン比を一定にした解析結果の比較
Comparisons between Results of Triaxial Compression Test under Low Lateral Pressure and Analysis with Elastic Poisson's Ratio

$$R_s = \sigma_i / \sigma_B \quad (R_s \geq 0.0) \quad \dots\dots\dots (38)$$

ϵ_j : j方向の圧縮ひずみ
 ϵ_{jp} : j方向の圧縮強度時のひずみ
 σ_i : i方向の応力

式(31)および式(32)はFig. 7に示すように圧縮強度時のポアソン比を ν_p として、圧縮ひずみの増加に伴うポアソン比の増大を、圧縮ひずみ比(R_E)の関数として表現したものである。式(33)は圧縮強度時のポアソン比 ν_p が、直交方向に作用している圧縮応力(拘束応力)の一軸圧縮強度に対する比(R_E)に応じて、Fig. 8に示すように変化することを表現している。式(34)で与えられる ν_{p0} は一軸圧縮強度時のポアソン比で、前述の実験結果を参考に、コンクリートの一軸圧縮強度が高いもの程、 ν_{p0} が大きくなる傾向を考慮している。圧縮強度到達後のポアソン比の増大はマイクロクラックの進展を伴う破壊の進行に対応するものであり、現時点では実験データが不十分であるため、便宜的に式(34)に示すように、圧縮ひずみの増加に比例してポアソン比も増大するものと仮定し、実験結果との対応性から、その係数 α を式(35)および式(36)で算定するものとした。

一方、ポアソン比の増大に伴い、式(4)で算定される等価ポアソン比も増大し、式(7)で算定される応力~ひずみマトリクスの分母(ϕ)が零に近づき、場合によっては零あるいは負になることが予想される。このような条件下では計算不能、あるいは演算上のケタ落ちが生じるため、何らかの工夫が必要となる。Vecchio²⁸⁾は平面応力解析でポアソン効果の一部を初期ひずみとして与える方法を用いている。そこで、この方法を三軸応力下に拡張して、 ν_{ij} が弾性ポアソン比を越える場合には、超過分に対応するポアソンひずみを初期ひずみとして与えることにする。ここで主軸方向を1,2,3として、主軸3の方向に作用する圧縮応力増分 $d\sigma_3$ に対応する主軸1,2方向のポアソンひずみの増分の内、初期ひずみとして与える増分 $d\epsilon_{01}, d\epsilon_{02}$ は次式で算定される。

$$d\epsilon_{01} = -(\nu_{13} - \nu_0) \cdot \frac{d\sigma_3}{E_3} \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$d\epsilon_{02} = -(\nu_{23} - \nu_0) \cdot \frac{d\sigma_3}{E_3} \quad \dots\dots\dots (40)$$

ν_0 : 弾性ポアソン比

他の主軸方向に関しても同様にポアソンひずみの増分に対応する初期ひずみを算定して、それらを次の荷重増分時に各方向に与える。この方法を用いると、ポアソン比が0.5を越えて増大しても応力~ひずみマトリクスの分母が零以下になることは防止できる。

7. 解析手法の適用性と今後の検討課題

コンクリートの三軸圧縮試験は数多く行われているが、3方向のひずみが測定されているものは限られており、特に強度到達後のひずみ軟化域までを含めてデータが得られている例は極めて少ない。ここでは、前述のKupferら²⁵⁾、畑中ら^{19), 26)}および山口ら¹⁴⁾の各実験結

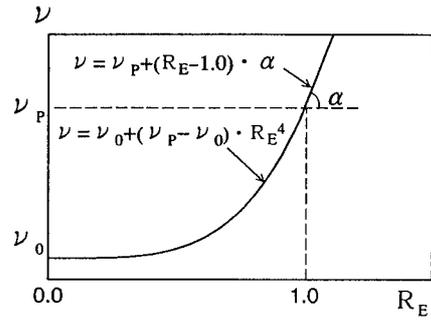


Fig. 7 ポアソン比 ν と圧縮ひずみ比 R_E の関係
Relationship between Poisson's Ratio ν and Compressive Strain Ratio R_E

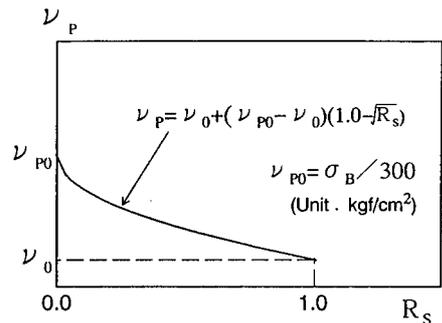


Fig. 8 圧縮強度時のポアソン比 ν_p と拘束応力比 R_s の関係
Relationship between Poisson's Ratio ν_p at Compressive Strength and Confinement Stress Ratio R_s

果を対象として解析した結果をFig. 9~Fig. 11に示す。

これらの図より、コンクリートの一軸圧縮強度や側圧が異なる場合にも、ほぼ良好に実験結果が再現されることが分かる。

なお、これらの解析で用いたコンクリートの破壊条件は、Fig. 9の二軸圧縮試験ではKupferらの破壊条件²⁵⁾、Fig. 10の低側圧三軸圧縮試験ではOttosenの4パラメータモデルにHatanakaらの提案する係数⁹⁾を適用したものの、Fig. 11の高側圧三軸圧縮試験では同じ4パラメータモデルでOttosenの提案する係数⁷⁾を適用したものをそれぞれ用いた。Fig. 11の高側圧三軸圧縮試験の解析にHatanakaらの提案する係数を適用すると、Ottosenの提案する係数を適用した場合より100~130 kgf/cm²程度強度が高くなり、実験値に対しても同程度上回る結果となる。既に述べたように、高側圧下ではコンクリートの三軸圧縮強度の実験値のバラツキがかなり大きく、一つの破壊基準で低側圧から高側圧までを精度良く表現することが難しい面がある。Hatanakaらの提案する係数は、比較的側圧の場合に精度が良いと言える。

8. 結論

本研究で得られた結論を以下に述べる。

1) 三軸圧縮下のコンクリートの強度は、低側圧下では畑中らの係数を用いたOttosenの4パラメータモデルが実験結果との対応性が良い。高側圧下では実験結果の

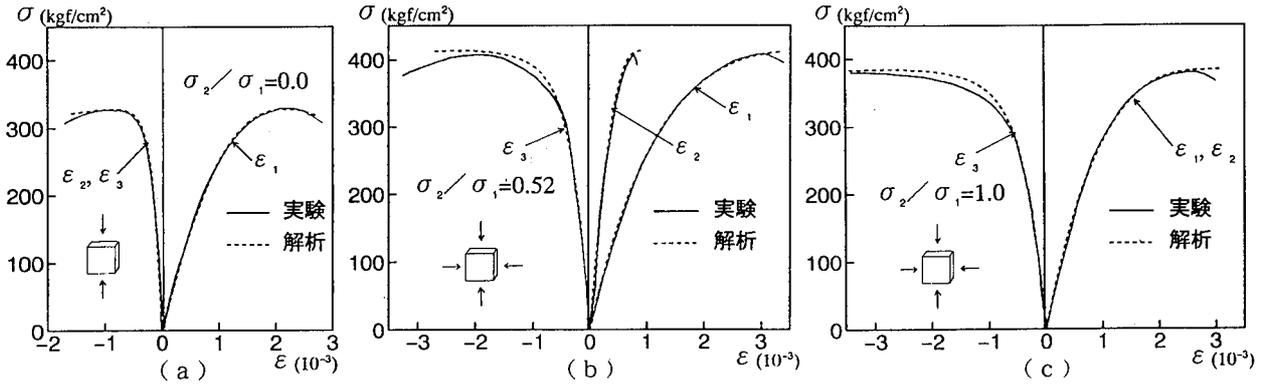


Fig. 9 二軸加力実験結果と非線形ポアソン効果を考慮した解析結果の比較
Comparisons between Results of Biaxial Loading Test and Analysis with Nonlinear Poisson's Effect

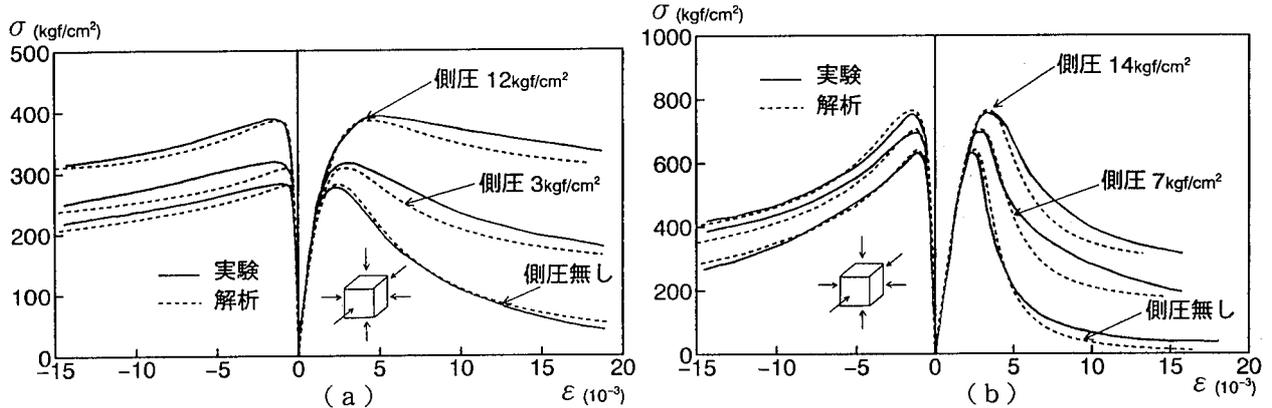


Fig. 10 低側圧三軸圧縮試験結果と非線形ポアソン効果を考慮した解析結果の比較
Comparisons between Results of Triaxial Compression Test under Low Lateral Pressure and Analysis with Nonlinear Poisson's Effect

バラツキが大きく、上述の4パラメータモデルと大沼らの係数を用いたWillam-Warnkeの5パラメータモデルが、それぞれ実験データの上限及び下限にほぼ対応する。

2) 圧縮強度時のひずみは強度より顕著に増大し、強度が2倍になるとひずみは約4倍、強度が5倍でひずみは20倍程度に増加し、ひずみの増加率は強度上昇率の1.8乗でほぼ評価できる。

3) 三軸圧縮下の応力～ひずみ曲線の形状には、一軸圧縮強度と強度増大率が顕著な影響を及ぼす。これらの関数として既往の提案式の係数を算定することで、一軸圧縮強度や側圧レベルが異なる場合の応力～ひずみ曲線の上昇域と下降域をほぼ良好に再現できる。

4) 側圧のレベルが低い場合にはコンクリートのポアソン比の非線形性を考慮することが必要であり、ポアソン比は、圧縮ひずみの増加に伴って大きくなり、コンクリートに作用する側圧が小さいもの程、また一軸圧縮強度が大きいもの程、その傾向が顕著なることを考慮することで、既往の二軸及び三軸圧縮試験の結果を良好に再現できる。

5) ポアソン比の増大に伴う数値計算上の困難さは、ポアソン効果によるひずみを初期ひずみとして与えることで回避できる。

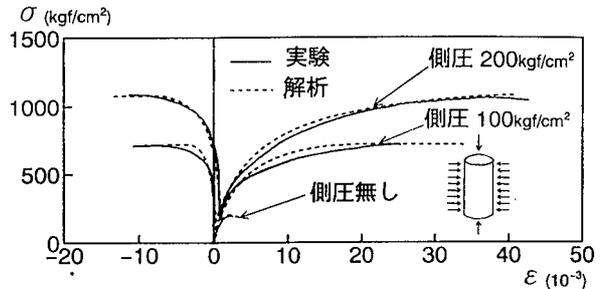


Fig. 11 高側圧三軸圧縮試験結果と非線形ポアソン効果を考慮した解析結果の比較
Comparisons between Results of Triaxial Compression Test under High Lateral Pressure and Analysis with Nonlinear Poisson's Effect

なお、応力～ひずみ曲線の下降域に関しては、高側圧下での適用性や試験体の形状の違いによる影響等、今後さらに検討が必要である。また、本論文で示した非線形ポアソン効果の評価式は、限られた実験結果から誘導したものであり、今後さらに実験データを蓄積し、特に圧縮ひずみ軟化域におけるポアソン比の推移などについて、より実際に近い形で表現する必要がある。

参考文献

- 1) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，p.163～170，(1995.8)
- 2) 長沼一洋：非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル，日本建築学会構造系論文集，第474号，p.109～116，(1996.7)
- 3) 長沼一洋，山口恒雄，表 佑太郎：鉄筋コンクリート板の非線形解析モデルの提案と検証，大林組技術研究所報，No.42，p.9～14，(1991.2)
- 4) Elwi, A.A. and Murray D.W. : A 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.105, No. EM4, p.623～641, (1979.8)
- 5) Darwin, D. and Pecknold, D.A. : Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No. EM2, p.229～241, (1977.4)
- 6) 色部 誠，河角 誠，安達 洋：コンクリート構造物の塑性解析，丸善，(1985)
- 7) Ottosen, N.S. : A Failure Criterion for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No. EM4, p.527～535, (1977.8)
- 8) Willam, K.J. and Warnke, E.P. : Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering Proceedings, Vol.19, p.1～30, (1975)
- 9) Hatanaka, S., Kosaka, Y. and Tanigawa, Y. : Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete Under Low Lateral Pressure - An Evaluation Method for Compressive Toughness of Laterally Confined Concretes (Part 1), Trans. of AIJ, No.377, p.27～40, (1987.7)
- 10) 大沼博志，青柳征夫：三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特究所報告，No.381021，(1981.12)
- 11) Mills, L.L. and Zimmerman R.M. : Compressive Strength of Plain Concrete Under Multiaxial Loading Conditions, ACI Journal, Vol.67, No.10, p.802～807, (1970.10)
- 12) Palaniswamy, R. and Shah, S.P. : Fracture and Stress-Strain Relationship of Concrete Under Triaxial Compression, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.100, No. ST5, p.901～916, (1974.5)
- 13) Gardner, N.J. : Triaxial Behavior of Concrete, ACI Journal, Vol.66, No.2, p.136～146, (1969.2)
- 14) 山口 弘，他：高圧3軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，p.99～108，(1988.7)
- 15) Kotsivos, M.D. and Newman, J.B. : A Mathematical Description of the Deformational Behavior of Concrete Under Complex Loading, Magazine of Concrete Research, Vol.31, No.107, p.77～90, (1979.6)
- 16) 水野英二，畑中重光：塑性理論によるコンクリートの圧縮軟化特性のモデル化，コンクリート工学論文集，第2巻，第2号，p.85～95，(1991.7)
- 17) 水野英二，畑中重光：低側圧3軸圧縮下の高強度コンクリートの塑性変形挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12, No.2, p.719～724，(1990)
- 18) 畑中重光，他：低側圧3軸圧縮下のコンクリートの塑性変形挙動に関する研究（その2：応力～ひずみ特性），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，p.215～216，(1984.10)
- 19) 畑中重光，他：各種コンクリートの圧縮靱性の統一評価（その1：低側圧3軸圧縮実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，p.189～190，(1985.10)
- 20) 佐藤孝典，他：アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮性状とその定式化，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.3, p.355～360，(1988)
- 21) 松浦恒久，葉研地彰：中心圧縮実験に関する文献調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ p.1005～1006，(1992.8)
- 22) Ahmad, S.H. and Shah, S.P. : Complete Triaxial Stress-Strain Curve for Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No. ST4, p.728～742, (1982.4)
- 23) ACI Committee 363 : State-of-the-Art Report on High Strength Concrete, ACI Journal, Vol.81, No.4, p.364～411, (1984.7-8)
- 24) 崎野健治：コンファインドコンクリートの研究の現状，コンクリート工学，Vol.30, No.12, p.5～12，(1992.12)
- 25) Kupfer, H.B., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H. : Behavior of Concrete under Biaxial Stresses, ACI Journal, Vol.66, No.8, p.656～666, (1969.8)
- 26) 畑中重光，他：低側圧3軸圧縮下の高強度コンクリートの塑性変形挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12, No.2, p.719～724，(1990)
- 27) Kupfer, H.B. and Gerstle, K.H. : Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No. EM4, p.853～866, (1973.8)
- 28) Vecchio, F.J. : Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No.9, p.2390～2406, (1992.9)