

論文

[2121] 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

正会員 畑中重光 (三重大学工学部)

正会員○服部宏己 (三重大学大学院)

吉田徳雄 (三重大学大学院)

正会員 谷川恭雄 (名古屋大学工学部)

1. まえがき

筆者らは、各種の横拘束方法によるコンクリートの圧縮靱性の改善効果を、コンクリートに対する 3 軸圧縮効果の観点から統一的に評価すること、および得られた統一評価指標を用いて、RC 部材に所定の靱性を付与するためのコンクリートと鉄筋の合理的複合形式を明らかにすることを目的として、一連の研究を行ってきた<sup>1), 2)</sup>。これらの研究は、1 軸圧縮強度 ( $\sigma_c$ ) が 250~350kgf/cm<sup>2</sup>のコンクリートを対象としたものである。

本研究では、高強度コンクリートを用いた一連の低側圧 3 軸圧縮実験を行い、既に提案した圧縮靱性を統一的に評価するための応力-ひずみモデル<sup>1)</sup>を高強度コンクリートにまで拡張する。さらに、提案モデルを用いて、横補強筋の拘束を想定した若干の事例解析を行う。

2. 低側圧 3 軸圧縮実験

2. 1 実験方法

実験の概要を表-1 に示す。実験要因としては、水セメント比 (W/C)，側圧の大きさ ( $\sigma_L$ ,  $\sigma_2 = \sigma_3$ )，供試体の高さ-辺長比 (H/D)，2 方向の側圧の不均等性 ( $\sigma_2 \neq \sigma_3$ )，および载荷パス (Path) を取り上げた。供試体の製作には、普通ボルトランドセメント、川砂 (5mm未満)、川砂利 (5~15mm)、および高性能減水剤を使用した。設計スランプは18cm、調合強度は300, 500および700kgf/cm<sup>2</sup>とした。材令 1 日目にキャッピング、2 日目に脱型した後、養生室内 (温度 20±2℃, 相対湿度 90±5%) で空中養生を行った。試験材令は、実験-I では約 90日、実験-II では約 110日とし、供試体の個数は、各要因毎に 3 個とした。

载荷は、筆者らの考案した側圧加力装置<sup>1)</sup>を高剛性試験機に組み入れて行い、供試体の最大主圧縮载荷方向のひずみ (以下、縦ひずみ ( $\epsilon_1$ ) ) および横ひずみ ( $\epsilon_2$ ) は、载荷板間に取り付けた一対の変位変換器によって測定した。縦ひずみのひずみ速度は、毎分  $2 \times 10^{-3}$  の一定に保ち、原則として、ひずみが载荷板間で  $30 \times 10^{-3}$  に至るまで载荷を継続した。プレーンコンクリート供試体については、鋼製枠を介して取り付けられた 2 個の変位変換器 (測定長 18.4cm) によって応力-ひずみ曲線を測定し、応力上昇域の補正用データとした。

表-1 実験概要

(a) 実験-I

W/C	H/D*	$\sigma_L$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
0.34 0.42 0.55	1	0, 7, 14
	2	0, 3.5, 7, 10.5

\*D=10cm

(b) 実験-II

W/C	H/D*	( $\sigma_2, \sigma_3$ ) (kgf/cm <sup>2</sup> )	漸増側圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )
0.34 0.42 0.55	2	(0, 10.5) (3.5, 7)	(0~3.5) (0~7)

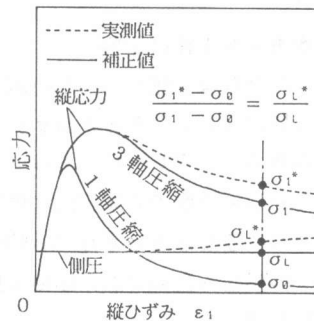


図-1  $\sigma_1 - \epsilon_1$  曲線の実測値の補正方法

## 2.2 実験結果とその考察

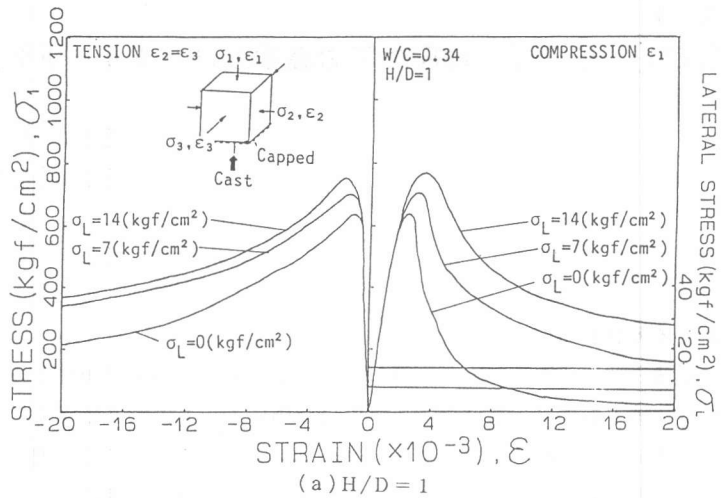
本実験により、低側圧3軸圧縮下の高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線に関する以下の事項が明らかとなった。縦応力 ( $\sigma_1$ ) - 縦ひずみ ( $\varepsilon_1$ ) 曲線に及ぼす諸要因の影響を図-2~4および図-6に示す。なお、高ひずみ領域においては、側圧 ( $\sigma_L$ ) の大きさが変動する。そのため、図-1のように、あるひずみレベルにおける側圧の大きさ ( $\sigma_L^*$ ) と側圧による応力増分 ( $\sigma_1^* - \sigma_0$ ) とが比例するものと仮定して、側圧一定の条件下での応力-ひずみ曲線に補正してある。

### (1) 側圧の大きさの影響

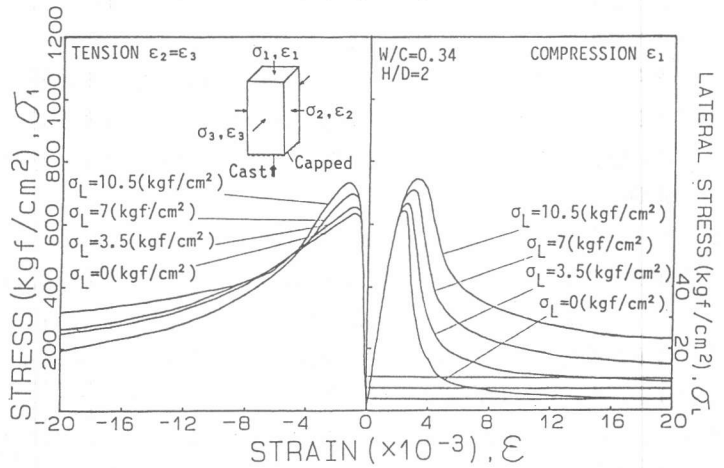
図-2 (a) および (b) は、それぞれ  $H/D=1$  および  $2$  の供試体の  $\sigma_1 - \varepsilon_1$  曲線、並びに縦応力 ( $\sigma_1$ ) - 横ひずみ ( $\varepsilon_2$ ) 曲線に及ぼす側圧 (全面一様側圧) の大きさの影響を示したものである。これらの図によれば、側圧 ( $\sigma_L$ ) の増加に伴う靱性 ( $\sigma_1 - \varepsilon_1$  曲線と座標軸とが囲む面積) の増加量は、 $H/D=1$  と  $2$  の供試体でそれほど変わらない。

### (2) 水セメント比の影響

図-3によれば、側圧が等しい場合、水セメント比 ( $W/C$ ) の異なるコンクリートの  $\sigma_1 - \varepsilon_1$  曲線群は、応力下降域のあるひずみレベルからほぼ一本の曲線に収束する。この曲線群の収束の開始点 (供試体の損傷がある一定のレベルに達したと考えられる時点) は、高強度コンクリートの場合も含めて、側圧の増加に伴い高ひずみ領域に移行している。



(a)  $H/D=1$



(b)  $H/D=2$

図-2 側圧の大きさの影響

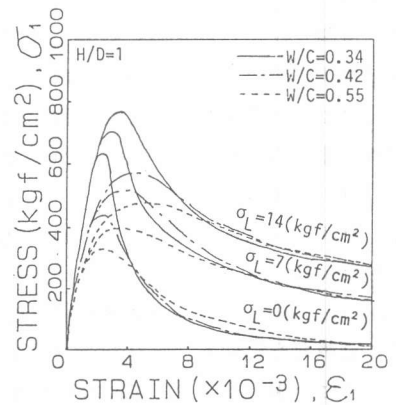


図-3 水セメント比の影響

### (3) 供試体の高さ-辺長比の影響

図-4によれば、供試体のH/Dの増加とともに $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線は脆性的な形状を示す。これは、供試体内部のひずみの局所化に起因する現象と考えられるが、筆者らは、H/Dの異なる供試体の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線間の関係を説明するため、既に図-5のような仮想破壊域モデルを提示した<sup>1)2)</sup>。ここでは、高強度コンクリートに対する本モデルの適用性を調べる。なお、破壊域の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線は、H/D=1の供試体の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線と一致するものとし、破壊域の長さは、辺長Dに等しいと仮定した。図-4中には、仮想破壊域モデルを用いて求めた推定曲線も示してあるが、同図によれば、H/D=2の供試体の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線と推定曲線は、比較的良好一致しているといえる。

### (4) 側圧の不均等性の影響

図-6によれば、側圧の平均値がたとえ同一であっても、側圧の不均等性、すなわち応力の偏差成分の増加によって最大応力および靱性は減少する。また、応力下降域の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の形状は、普通強度コンクリートの場合と同様、側圧の不均等性の程度にかかわらず比較的類似している。

### 3. $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の数式モデル

筆者らは、既報<sup>1)</sup>において低側圧3軸圧縮下のコンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の数式モデルを提示した。ここでは、提案したモデルの高強度コンクリートへの適用性について調べ、若干の修正を行った。

#### 3.1 応力の破壊条件

応力の破壊条件は、図-7に示すように、既報で提示したOttsosen式の修正式によってほぼ推定できる。

#### 3.2 ひずみの破壊条件

ひずみの破壊条件は、破壊時の応力の1次の不変量の関数で与えられるものとし、図-8に示すように、本実験および既往の実験結果と既に提示した数式モデル<sup>1)</sup>による計算値(図中の破線)とを比較した。図によれば、既提案のひずみの破壊条件式では、高側圧を受ける高強度コンクリートの圧縮強度時ひずみを過大評価することになるため、以下のような直線式に修正する。

$$\varepsilon_{1f} / \varepsilon_c = a (I_{1f} / \sigma_c - 1) + 1 \quad (1)$$

なお、実験定数aの値として2.0が得られた(使用記号は表-2(a)参照)。

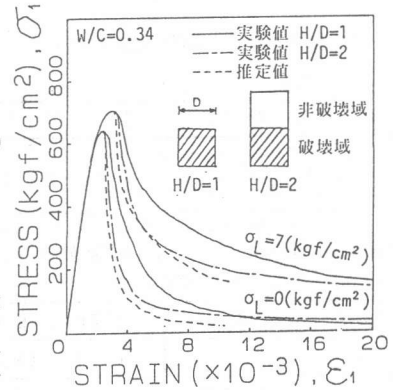


図-4 供試体の高さ-辺長比の影響

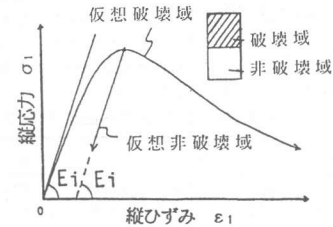


図-5 仮想破壊域モデル

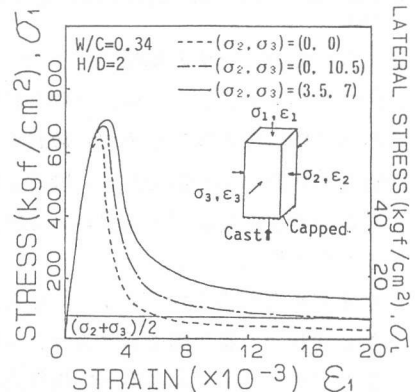


図-6 側圧の不均等性の影響

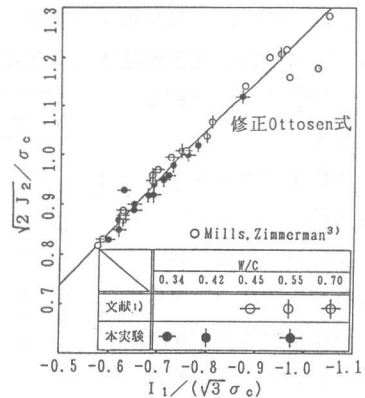


図-7 応力の破壊条件

表-2 応力-ひずみ曲線の数式モデル

(a) 破壊条件

応力の破壊条件	ひずみの破壊条件
Ottosenの提案式において、 A=1.2566, B=4.0301 k <sub>1</sub> =14.6334, k <sub>2</sub> =0.9870	$\frac{\varepsilon_{1f}}{\varepsilon_c} = a(I_{1f}/\sigma_c - 1) + 1$

I<sub>1f</sub>:破壊時の応力の1次の不変量(I<sub>1f</sub>=σ<sub>1f</sub>+σ<sub>2</sub>+σ<sub>3</sub>), σ<sub>1f</sub>, ε<sub>1f</sub>:最大主圧縮軸方向の破壊時のσ, ε, σ<sub>c</sub>, ε<sub>c</sub>:1軸圧縮時のσ, ε, a:実験定数(a=2.0)

(b) 相対応力-相対ひずみ曲線

上昇域 (Popovics式)	下降域 (修正谷川式)
$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1f}} = \frac{N_a \cdot E}{N_a - 1 + E^{N_a}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1f}} = \frac{1}{N_d} + \frac{(N_d - 1) \cdot X}{N_d - 1 + X^{N_d}}$

N<sub>a</sub>=E<sub>i</sub>/(E<sub>i</sub>-σ<sub>1f</sub>/ε<sub>1f</sub>), E<sub>i</sub>:初期ヤング係数, 実測値あるいは、  
E<sub>i</sub>=2.1×10<sup>5</sup>√σ<sub>c</sub>/200, X=E<sub>i</sub><sup>m</sup>, E<aの時:E<sub>i</sub>=E, E≥aの時:  
E<sub>i</sub>=(e<sup>b(E-a)</sup>-1)/b+a, E=ε<sub>1</sub>/ε<sub>1f</sub>, a=p/(σ<sub>c</sub>/100)+1,  
b=q×10<sup>-3</sup>(σ<sub>c</sub>/100)<sup>r</sup>, N<sub>d</sub>=αN<sub>d0</sub>, N<sub>d0</sub>:1軸圧縮時のN<sub>d</sub>, p, q, r,  
α:実験定数(p=4.0, q=1.4, r=4.2)

(c) 1軸圧縮時の応力-ひずみ曲線の表示式中の諸定数

H/D	N <sub>d0</sub>	m	α (0≤α≤1)
1	$\begin{cases} \sigma_c < 360 & 1+6(\sigma_c/100)^{0.6} \\ \sigma_c \geq 360 & 1+(\sigma_c/100)^{2.0} \end{cases}$	0.2	$\begin{cases} (1.0 \leq S_f \leq 1.15) & \alpha = 3-2S_f \\ (S_f \geq 1.15) & \alpha = 0.7 \end{cases}$
2	$1+2.3(\sigma_c/100)^{1.0}$	0.5	$\begin{cases} (1.0 \leq S_f \leq 1.15) & \alpha = 4-3S_f \\ (S_f \geq 1.15) & \alpha = 0.55 \end{cases}$

S<sub>f</sub>=σ<sub>1f</sub>/σ<sub>c</sub>

### 3.3 応力-ひずみ関係

図-9(a)および(b)は、それぞれH/D=1および2の場合の本実験結果と既に提案した数式モデルによるσ<sub>1</sub>-ε<sub>1</sub>曲線とを比較した一例である。図によれば、側圧の大きさにかかわらず、高ひずみ域において計算値(破線)は実験値とかなり相違する。

本モデルを高強度コンクリートにも適用できるものとするため、図-10の概念図に示すように、相対ひずみ(ε/ε<sub>1f</sub>)をコンクリート強度に応じて指数的に増加させることによって応力下降域の曲線形状を修正した(表-2(b)参照)。図-9中には、修正モデルによって得られたσ<sub>1</sub>-ε<sub>1</sub>曲線(1点鎖線)と本実験結果との比較例も示してあるが、両者は比較的良好に一致しているといえる。

### 4. 横拘束コンクリートの等価側圧

筆者らは、既報<sup>1)</sup>において各種横拘束コンクリートの圧縮塑性変形挙動を統一的に評価するために、別に定めた基準時の

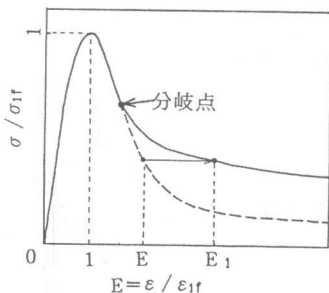


図-10 修正モデルの概念図

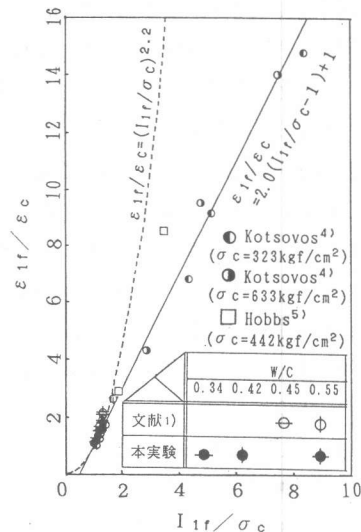
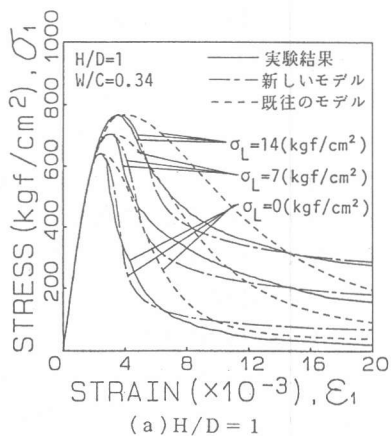
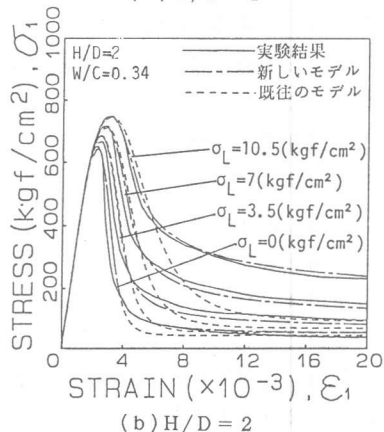


図-8 ひずみの破壊条件



(a) H/D=1



(b) H/D=2

図-9 実験値と数式モデルによる計算値との比較

側圧（等価側圧と呼ぶ）を用いる方法を提案した。図-11は、ある基準状態における $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線に対する各種要因の影響を模式的に示したものである。ここでは、普通強度コンクリートに対する筆者らの過去の実験結果も含めて、低側圧3軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみ曲線に及ぼす諸要因の影響を、表-3に示すように等価側圧の変動という形で表示することを試みる。

#### 4. 1 等価側圧の低減係数

##### (1) 側圧の不均等性による低減( $\alpha$ )

2方向の側圧の不均等性( $\sigma_2 \neq \sigma_3$ )による靱性低下は、 $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線のモデル化の過程で考慮されているため、3主応力を入力すれば、自動的に表現できる。また、低減係数( $\alpha$ )は、提案モデルを用いた事例解析によっても求められるが、ここでは取り扱わない。

##### (2) 側圧载荷点の離散性による低減( $\beta$ )

図-11中の左下図に示すように既往の実験データ<sup>1)</sup>によれば、 $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線のピーク時の応力およびひずみに及ぼす側圧载荷点の離散性（横補強筋の間隔（S）に相当）の影響は、能働側圧の場合、ほとんど見られないが、ピーク点以降は、離散性の影響が徐々に現れる。H/D=1の供試体の実験結果に基づき、等価側圧の低減係数( $\beta$ )を、

$\varepsilon_1 = 20 \times 10^{-3}$ における等価側圧の低減率として次式で表す。

$$\beta = 1 - (S/2D) \quad (S \leq D) \quad (2)$$

ピーク点以後の等価側圧( $\beta(\varepsilon_1)$ )の低下は、図-12に示すように、ひずみ( $\varepsilon_1$ )に比例するものとする。

##### (3) 側圧の受働性による低減( $\gamma$ )

図-11中の右上図は能働側圧および漸増する側圧（受働側圧）を受けるコンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線を比較したものである。図のように、応力下降域のあるひずみレベル( $\varepsilon_1^*$ )において等しい側圧が加わっていたとしても、漸増側圧下の供試体の耐荷力( $\sigma_1$ )は、能働側圧下で得られる耐荷力には達しない。

すなわち、供試体の損傷度はひずみレベル( $\varepsilon_1$ )のみならず、側圧の载荷パスにも依存している。本研究および既往の実験結果<sup>2)</sup>によれば、H/D=1の供試体の場合、側圧の大きさ、コンクリート強度、およびひずみレベルにかかわらず、受働側圧の効果は、能働側圧のおよそ70~85%（低減係数 $\gamma = 0.7 \sim 0.85$ ）である。なお、応力上昇域における側圧の载荷パスが、ピーク時応力に

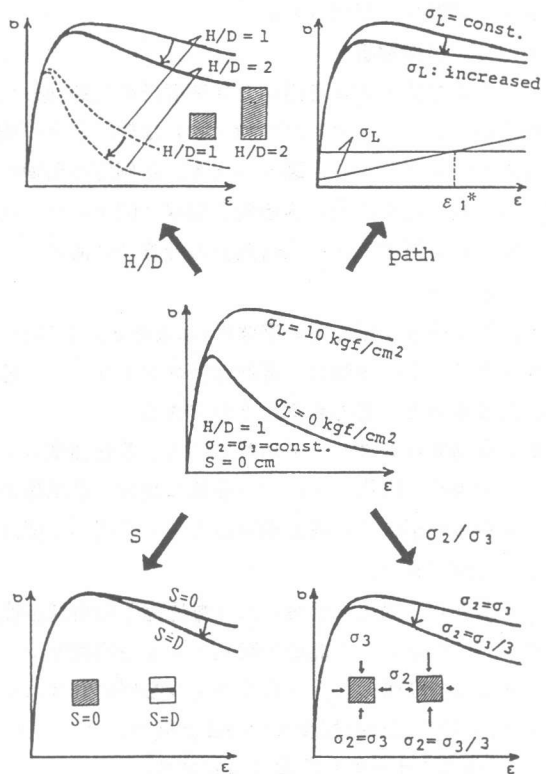


図-11 各種要因の影響の模式図

表-3 等価側圧算定式

$\sigma_L(\varepsilon_1) = \alpha \cdot \beta(\varepsilon_1) \cdot \gamma \cdot \overline{\sigma_L}(\varepsilon_1)$ <p>ここに、<math>\alpha</math> : 2方向の側圧の不均等性による低減係数  <math>\beta(\varepsilon_1)</math> : 側圧载荷点の離散性による低減係数  <math>\gamma</math> : 側圧の载荷パスによる低減係数  <math>\overline{\sigma_L}(\varepsilon_1)</math> : 予想される側圧の平均値</p>
--

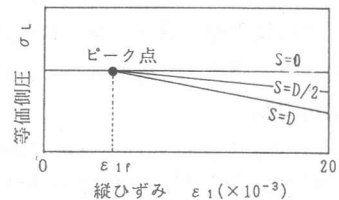


図-12 側圧载荷点の離散性による等価側圧の低減

及ばず影響は無視できる。

#### 4. 2 事例解析

以上の数式モデルを用いた事例解析の例を、図-13(a) および (b) に示す。図-13(a) は側圧および側圧載荷点の間隔(S)を、図-13(b) は側圧の漸増傾向をそれぞれ変えた場合の等価側圧曲線(図中の矢印は低減を表す)に対する $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の計算例である。

#### 5. まとめ

- 1) 低側圧3軸圧縮下の高強度(およそ $\sigma_c = 700 \text{ kgf/cm}^2$ )コンクリートの挙動は、普通強度コンクリートの延長上にあるものとして考えることができる。
- 2) 高強度コンクリートにおいても、普通強度コンクリートの場合と同様、 $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線に及ぼす供試体の高さ-辺長比の影響は、仮想破壊域モデルを用いて関連づけることができる。
- 3) 筆者らが過去に提案した3軸圧縮下の普通強度コンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の数式モデルを高強度コンクリートにまで拡張した。本提案モデルを用いれば、圧縮強度 $\sigma_c = 700 \text{ kgf/cm}^2$ 程度までの高強度コンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線を比較的精度良く推定できる。

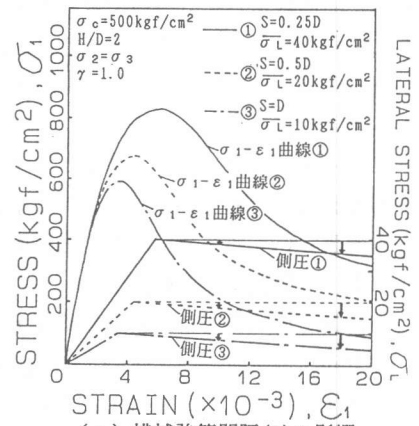
高強度コンクリートを用いた実験データは、まだ必ずしも十分には蓄積されていないため、今後、更に資料を増して検討する必要があるが、本モデルを用いれば、種々の形でコンクリートに加えられる横拘束の効果を互いに関連づけて評価・推定できるものと考えられる。

#### [謝 辞]

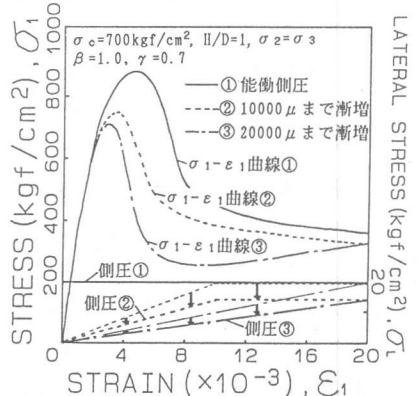
本研究に際して、ご助力を得た山本常夫氏(竹本油脂(株))、梁川幸盛君(三重大大学院)、および出川貴美君(株)コクヨ)に感謝の意を表す。また、本研究の一部は、昭和63年・平成元年度文部省科研費・一般研究(C)によったことを付記する。

#### [引用文献]

- 1) 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 Concretes (Part 1)-, 日本建築学会構造系論文報告集, 第377号, 昭和62. 7, pp. 27-40
- 2) 小阪義夫, 谷川恭雄, 畑中重光: 低側圧3軸圧縮下のコンクリートの塑性変形挙動, 材料, 第34巻, 第376号, 昭和60. 1, pp. 19-25
- 3) Mills L.L. and Zimmerman, R.M.: Compressive Strength of Plain Concrete under Multiaxial Loading Conditions, Jour. of ACI, Vol. 67, No. 10, Oct. 1970, pp. 802-807
- 4) Kotsovos, M. D. and Newman, J. B.: Mathematical Description of Deformational Behavior of Concrete under Generalized Stress Beyond Ultimate Strength, Jour. of ACI, Vol. 77, No. 5, Sept.-Oct. 1980, pp. 340-346
- 5) Ahmad, S. H.: Properties of Confined Concrete Subjected to Static and Dynamic Loads, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Chicago Circle, 1981, 375pp



(a) 横補強筋間隔(S)の影響



(b) 載荷パスの影響

図-13 事例解析