

論文

[2002] 3軸圧縮下の普通・高強度コンクリートの応力-ひずみモデル

正会員○畑中重光(三重大大学建築学科)

正会員 服部宏己(東 急 建 設)

近藤洋右(三重大学大学院)

正会員 谷川恭雄(名古屋大学建築学科)

1. まえがき

筆者らは、各種の横拘束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を目的として、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一連の研究を行ってきた[1]～[3]。

既に良く知られているように、圧縮下のコンクリートの破壊は、強度が高くなるほど脆性的になり、圧縮靱性改善のためには、高強度コンクリートほど大きな横拘束力を要する。筆者らの既往の研究結果によれば、コンクリートの圧縮強度が2倍になれば、圧縮塑性変形挙動を弾塑性型に近づけるために要求される側圧もおおよそ2倍になる。

本研究では、鋼輪の拘束を用いて高強度コンクリートの3軸圧縮実験を行い、既に提案した多軸圧縮下のコンクリートの応力-ひずみモデルの適用範囲を、より高強度、より高側圧のレベルにまで拡張する。また、高強度コンクリートの圧縮靱性の確保について若干の考察を行う。

2. 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)および側圧の大きさ(σ_l)を取り上げた。供試体は、直径10cm、高さ10cmの円柱体とし、製作には、普通ポルトランドセメント、川砂(5mm未満)、碎石(5～15mm)、高性能AE減水剤および鋼輪(内径10cm、肉厚:3.2mm、幅:2.6, 5.2および10.4mm)を使用した。設計スランプは15cm、調合強度は、300, 500, 700および1000kgf/cm²とした。

鋼輪の応力-ひずみ曲線を図-1に、全鋼輪が降伏した場合に供試体に加わる側圧を表-2に示す。W/C=0.55の供試体は、材令1日目にキャッピング、2日目に脱型し、W/C=0.42, 0.32および

表-1 実験概要

断面 (cm)	H/D	W/C	σ_c^t (kgf/cm ²)	σ_l (kgf/cm ²)
φ10	1	0.55	300	0
		0.42	500	12.5
		0.32	700	25.0
		0.22	1000*	50.0

* $\sigma_c^t = 50 \text{ kgf/cm}^2$ のみ
H/D: 供試体の高さ-直径比, W/C: 水セメント比
 σ_c^t : コンクリート強度の目標値, σ_l : 側圧の目標値

表-2 鋼輪の降伏時の側圧の計算値

f_y (kgf/cm ²)	S (mm)	t (mm)	d (mm)	$\mu \sigma_{lv}$ (kgf/cm ²)
1950	25	3.1	2.6	12.6
			5.2	25.1
			10.4	50.3

f_y : 鋼材の降伏点, S: ピッチ, t: 肉厚
d: 鋼輪幅, $\mu \sigma_{lv}$: 鋼輪降伏時の計算側圧
$$\mu \sigma_{lv} = \frac{2 \cdot t \cdot d}{S \cdot D} \times f_y$$

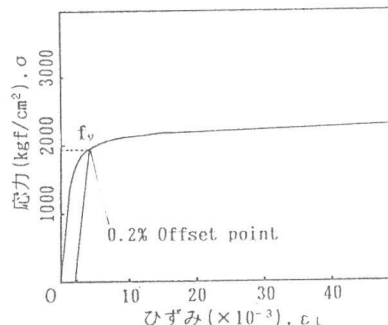
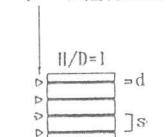


図-1 鋼輪の応力-ひずみ曲線

ゲージ貼付位置



s: ピッチ d: 鋼輪幅

図-2 供試体形状とゲージ貼付位置

び0.22の供試体は、打設6時間後にキャッピング、材令1日目に脱型し、それぞれ養生室内（温度 $27 \pm 1^\circ\text{C}$ ，相対湿度 $88 \pm 2\%$ ）で空中養生を行った。試験材令は、約50日とし、供試体の個数は、各要因毎に2個とした。

载荷には、200 tfアクチュエータ試験機を使用し、軸方向ひずみ（ ε_1 ）が、 20×10^{-3} に至るまで、一定ひずみ速度（毎分約 1×10^{-3} ）で継続的に圧縮载荷した。载荷端面は、2枚のポリプロピレンシートにシリコングリスを塗布した減摩パッドを挿入した。

軸方向のひずみは、上昇域は鋼製棒に取り付けた一対の変位計で、下降域は鋼製棒を外した後、载荷板間に取り付けた一対の変位計でそれぞれ測定した。鋼輪のひずみ（ ε_L ）は、所定の鋼輪に貼付した一対のワイヤストレインゲージ（W.S.G.）によって測定した。図-2に供試体寸法およびゲージ貼付箇所を示す。

3. 実験結果とその考察

3.1 鋼輪の横ひずみ分布と側圧

図-3（a）～（d）は、鋼輪のひずみ分布状況の一例を、図-4（a）～（d）は、図-3（a）～（d）の鋼輪のひずみから計算された供試体の側圧（計算側圧： $\sigma_{H\sigma_L}$ ）の変遷を示したも

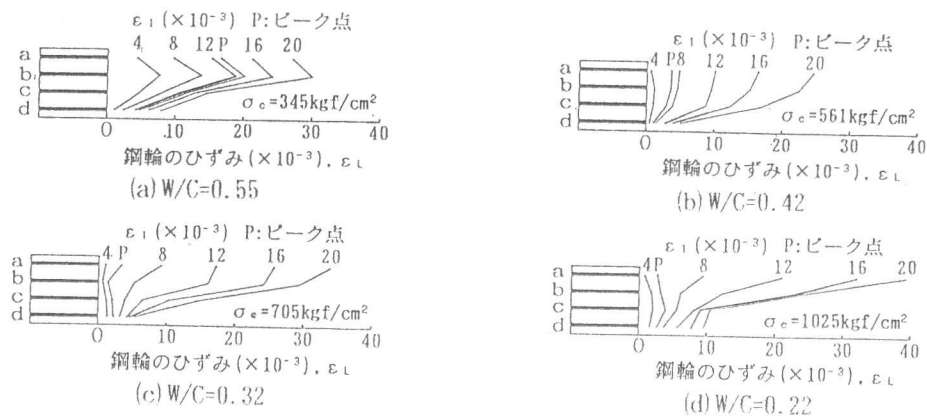


図-3 鋼輪のひずみ分布の変遷
($\sigma_{LY}=50.3\text{kgf/cm}^2$)

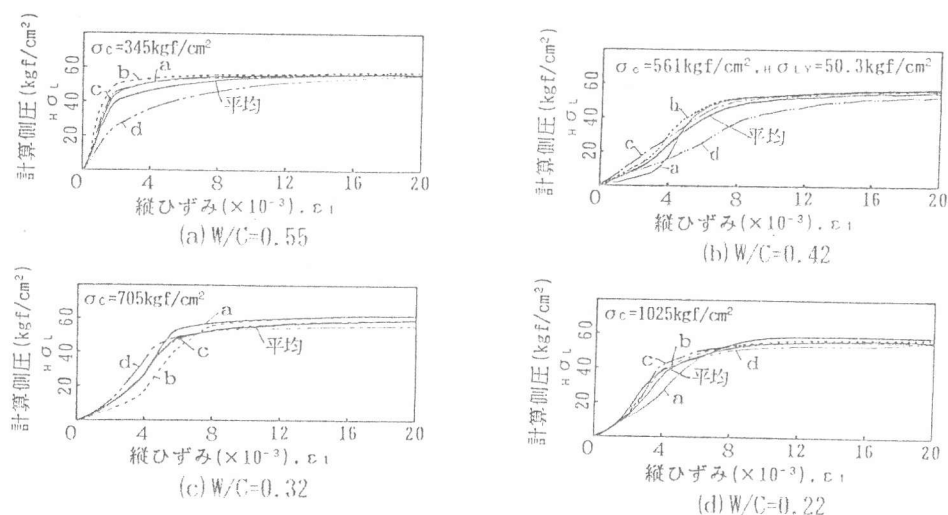


図-4 鋼輪のひずみから求めた側圧曲線
($\sigma_{LY}=50.3\text{kgf/cm}^2$)

のである。これらの図によれば、コンクリートの強度に拘らず、鋼輪のひずみは供試体上部（打込み上部）ほど大きくなる傾向があるが、側圧はほぼ一様に供試体にかかっている。このことから、本実験を受働型（最大応力点近傍までは、側圧が漸増するタイプ）の3軸圧縮実験と見なすことができる。

3.2 応力-ひずみ曲線の補正

図-5は、縦応力-縦ひずみ曲線（以下、 $\sigma_1-\varepsilon_1$ 曲線）の実測値（破線）と補正值（実線）との比較の一例を示したものである。ここでは、図-6に示すように、あるひずみレベルにおける側圧の大きさ（ σ_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、側圧を一定値（ $\sigma_1-\varepsilon_1$ 曲線のピーク応力点での側圧の値 $_{H}\sigma_{LP}$ ）とした場合の $\sigma_1-\varepsilon_1$ 曲線に補正した。また、側圧曲線の実測値（破線）としては、図-4に示した計算側圧の平均値が示されている。

4. 応力-ひずみ曲線のモデル

4.1 モデルの拡張

(1) 最大応力および最大ひずみ

コンクリートの最大応力に及ぼす側圧の影響は、一般に次式で示されることが多い。

$$\sigma_{cc} = \sigma_c + k \sigma_L \quad (1)$$

ここに、 σ_{cc} : 3軸圧縮下のコンクリートの最大応力、 σ_c : コンクリートの1軸圧縮強度、 σ_L : 側圧、 k : 拘束係数

図-7は、実験結果から求めた拘束係数 k の値と既提案[3]の応力の破壊条件式から求めた k の値の比較を示したものである。この図によれば、実験値から計算された k の値の範囲は5~8である。また、コンクリート強度および側圧の大きさによらず、実験値の方が計算値に比べて小さい。この原因として、i) ピーク応力点において、必ずしも全ての鋼輪が降伏していない。すなわち、ピーク応力点における計算側圧 $_{H}\sigma_{LP} <$ 鋼輪が降伏していると仮定した場合の側圧 $_{H}\sigma_{LY}$ （これらの比率については、表-3参照）、ii) ピーク応力点に達するまでの側圧のパスが3軸圧縮試験

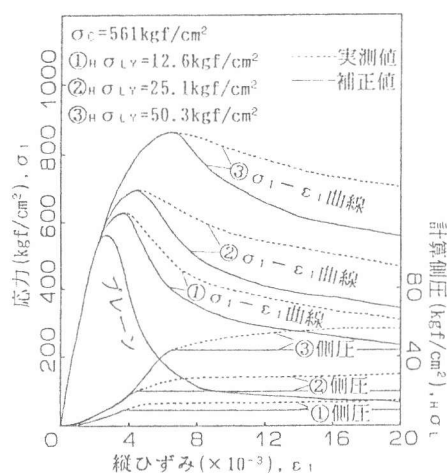


図-5 $\sigma_1-\varepsilon_1$ 曲線の実測値と補正値の比較(W/C=0.42)

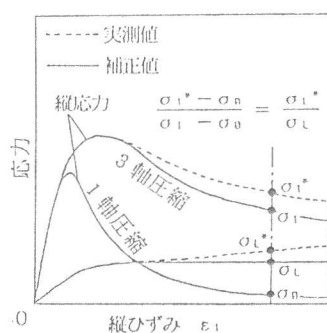


図-6 $\sigma_1-\varepsilon_1$ 曲線の補正方法

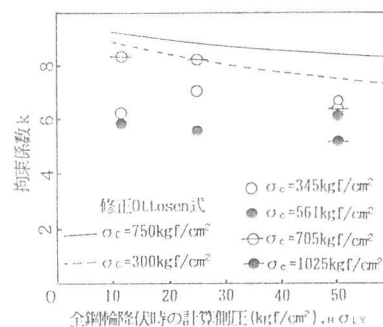


図-7 $k-\sigma_L$ 関係

では能働的、鋼輪による拘束試験では受働的、iii) 3 軸圧縮試験では側圧分布が一樣、鋼輪による拘束試験では若干分布(図-4 参照)、などの点が挙げられる。

図-8 は、最大応力の計算値に対する実験値の割合を側圧に換算して調べたものである。図の縦軸には、表-4 に示した破壊条件式を用いて最大応力から逆算して求めた側圧(能働側圧 σ_A)と、鋼輪のひずみから直接求められた計算側圧($H\sigma_{LP}$)との比率($\omega = \sigma_A / H\sigma_{LP}$)を、横軸には、最大応力時の計算側圧($H\sigma_{LP}$)をとってある。図によれば、 ω の値はほとんどが 1 よりも小さい。この理由として、上の ii) および iii) が挙げられる。また、わずかではあるが、高側圧になるほど ω の値は小さくなる傾向にある。図中に示したように、 ω を最大応力時の計算側圧($H\sigma_{LP}$)の関数として表せば次式のようにになる。

$$\omega = 1 - 0.004 H\sigma_{LP} \quad (2)$$

従って、破壊条件式に入力すべき側圧 σ_A は、次式で与えられる。

$$\sigma_A = \omega \cdot H\sigma_{LP} \quad (3)$$

一方、最大応力時の縦ひずみ(ε_{1f})の実験値(受働型側圧)は、圧縮強度および側圧の大きさによらず、既往のモデルによる計算値(能働型側圧)とほぼ等しい。

表-3 計算側圧の比較

σ_c (kgf/cm ²)	$H\sigma_{LY}$ (kgf/cm ²)	$H\sigma_{LP}$ (kgf/cm ²)	$H\sigma_{LP}/H\sigma_{LY}$
345	12.6	10	0.79
	25.1	24	0.96
	50.3	55	1.09
561	12.6	8	0.63
	25.1	16	0.64
	50.3	37	0.74
705	12.6	11	0.87
	25.1	25	1.00
	50.3	46	0.91
1025	50.3	34	0.68

σ_c : コンクリート強度、 $H\sigma_{LY}$: 全鋼輪降伏時の計算側圧
 $H\sigma_{LP}$: ピーク時の計算側圧

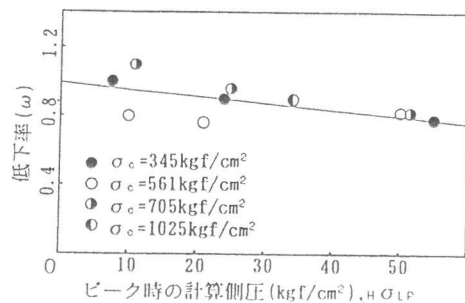


図-8 $\omega - H\sigma_{LP}$ 関係

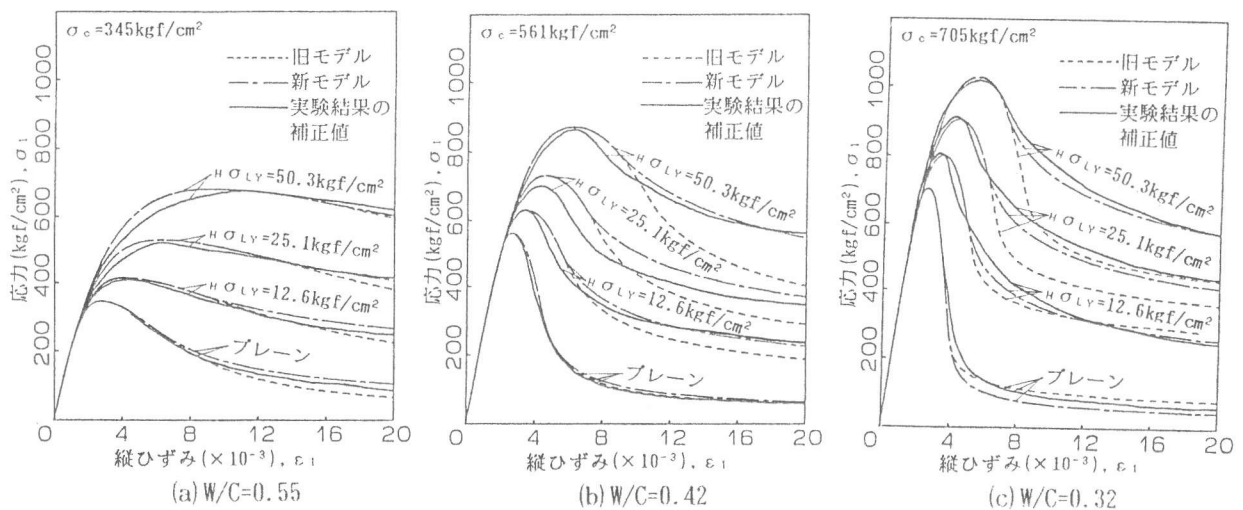


図-9 実験結果の補正值と数式モデルによる計算値との比較

(2) 応力-ひずみ関係

図-9 (a) ~ (c) は、本実験結果の修正値と既に提案したモデル(旧モデル)[3]による $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線の推定値との比較を示したものである。なお、ピーク応力の算定には式(3)を適用した。また、既往の実験結果[3]に基づき、有効側圧の低下率は縦ひずみレベルに拘らず一定(すなわち ω)であるものとした。図によれば、普通強度コンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線は、側圧レベルに拘らず比較的よく推定されている。しかし、高強度コンクリート(図(b)および(c))では、側圧が 20 kgf/cm^2 を超えるあたりから計算値(破線)と実験値(実線)に違いが現れる。

本モデルをより高側圧下のコンクリートにも適用できるように、応力下降域の曲線形状を決定するパラメータ(p, q, r)に若干の修正を加えた。修正モデルの概要を表-4に示す。また、図-9 (a) ~ (c) 中には、修正モデル(新モデル)によって得られた $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線(一点鎖線)も示してある。両者は、比較的よく一致しているといえる。

4.2 圧縮靱性の確保に要する側圧の大きさについて

圧縮強度 σ_c が $200 \sim 1000 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線を非軟化型(1軸圧縮下のコンクリートのピーク応力点以後の応力一定)とするために要する側圧(以下、必要側圧 $R\sigma_L$ と呼ぶ)の変遷を調べた。その求め方の一例を図-10に示す。必要側圧 $R\sigma_L$ の大きさは、ピーク応力以後ひずみレベルの増加に伴って増大し、 $\varepsilon_1 = 20 \times 10^{-3}$ 程度の高ひずみ域では、ほぼ一定値になる傾向がみられる。

図-11は、強度レベルの異なるコンクリートに対する必要側圧 $R\sigma_L$ を比較したものである。ここで、ピーク応力時の縦ひずみ ε_c は、 2.5×10^{-3} の一定とした。図によれば、必要側圧は、コンクリート強度の増加に伴って増大すること、コンクリート強度が高い場合には、ピーク応力点

表-4 $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 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、 $A=1.2566$, $B=4.0301$ $k_1=14.6334$, $k_2=0.9870$	$\frac{\varepsilon_{1f}}{\varepsilon_c} = a(I_{1f}/\sigma_c - 1) + 1$

I_{1f} :破壊時の応力の1次の不変量($I_{1f} = \sigma_{1f} + \sigma_2 + \sigma_3$)、 σ_{1f} , ε_{1f} :最大主圧縮軸方向の破壊時の σ , ε 、 σ_c , ε_c :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)
$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1f}} = \frac{N_a \cdot E}{N_a - 1 + E^{N_a}}$	$\frac{\sigma_1}{\sigma_{1f}} = \frac{1}{N_d} + \frac{(N_d - 1) \cdot X}{N_d - 1 + X^{N_d}}$

$N_a = E_i / (E_i - \sigma_{1f} / \varepsilon_{1f})$ 、 E_i :初期ヤング係数、実測値あるいは、 $E_i = 2.1 \times 10^4 \sqrt{\sigma_c / 200}$ 、 $X = E_i^m$ 、 $E < a$ の時: $E_i = E$ 、 $E \geq a$ の時: $E_i = (e^{b(E-a)} - 1) / b + a$ 、 $E = \varepsilon_1 / \varepsilon_{1f}$ 、 $a = p / (\sigma_c / 100) + 1$ 、 $b = q \times 10^{-3} (\sigma_c / 100)^r$ 、 $N_d = \alpha N_{d0}$ 、 N_{d0} :1軸圧縮時の N_d 、 p , q , r , α :実験定数 ($p=200 / (\sigma_1 + 50)$, $q=5.5$, $r=3.8$, $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)

(c) 1軸圧縮時の応力-ひずみ曲線の表示式中の諸定数

N_{d0}	m	α ($0 \leq \alpha \leq 1$)
$(\sigma_c < 360) \quad 1 + 6(\sigma_c / 100)^{0.6}$ $(\sigma_c \geq 360) \quad 1 + (\sigma_c / 100)^{2.0}$	0.2	$(1.0 \leq S_f \leq 1.15) \quad \alpha = 3 - 2S_f$ $(S_f \geq 1.15) \quad \alpha = 0.7$

$S_f = \sigma_{1f} / \sigma_c$

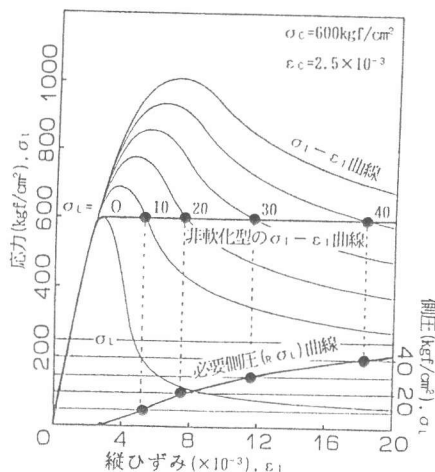


図-10 非軟化型の $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線に対応する側圧の変遷

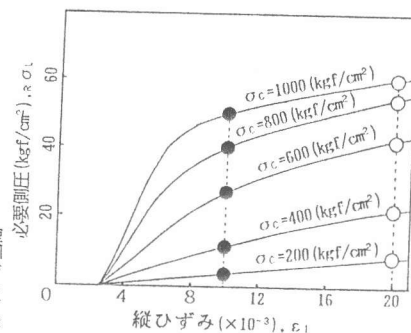


図-11 強度レベルの異なるコンクリートに対する必要側圧の変遷

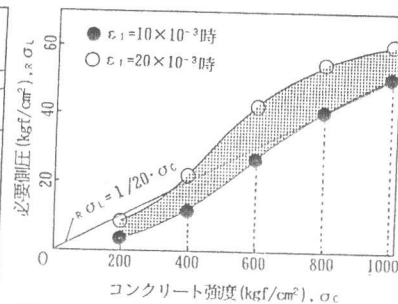


図-12 強度レベルの異なるコンクリートに対する必要側圧の変遷

($\varepsilon_c = 2.5 \times 10^{-3}$) 以後の急速な側圧の伸びが要求されること、などが分かる。

図-12は、コンクリートの圧縮挙動を非軟化型とするために要求される側圧(σ_L)が、コンクリート強度によってどのように異なるかを示したものであり、図中には、 $\varepsilon_1 = (10 \sim 20) \times 10^{-3}$ の範囲の縦ひずみレベルで要求される σ_L の値をプロットしてある。図によれば、必要側圧 σ_L の大きさは、コンクリートの圧縮強度にはほぼ比例して増大し、その値は、概ね圧縮強度 σ_c の $1/20$ になっている。ただしここでは、漸増的に側圧を与えることによる側圧の効率低下が考慮されていないため、実際のコンファインドコンクリートを考えた場合、それ以上の側圧が必要となる。

5. まとめ

- 1) 既報で提案した3軸圧縮下のコンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線モデルの適用範囲を、コンクリート強度 $\sigma_c = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ 、側圧レベル $\sigma_L = 50 \text{ kgf/cm}^2$ にまで拡張した。
- 2) 3軸圧縮下のコンクリートの最大応力の簡易推定式(1)中の拘束係数 k の値は、側圧パスが受働型の場合には、能働型の場合に比べて小さくなり、受働型の場合、その値は $5 \sim 8$ である。
- 3) コンクリートの $\sigma_1 - \varepsilon_1$ 曲線を非軟化型(1軸圧縮下のコンクリートのピーク応力点以後の応力一定)にするには、コンクリート強度の $1/20$ 以上の側圧が必要である。

[謝辞]

本研究に際して、御助力を得た小池狭千朗先生(愛知工業大学)、森博嗣先生(名古屋大学)、三木政明君(伊藤喜工作所(株))および田口貴史君(安井建築設計事務所)に深謝致します。

[参考文献]

- [1] Hatanaka, S., Kosaka, Y. and Tanigawa, Y.: Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete under Low Lateral Pressure, 日本建築学会構造系論文報告集, 第377号, pp. 27-40, 1987. 7
- [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, pp. 19-25, 1985. 1
- [3] 畑中重光、服部宏己、吉田徳雄、谷川恭雄: 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, pp. 719-724, 1990