

# 論文 ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠のせん断補強効果の定量的評価

原夏生<sup>\*1</sup>・小原孝之<sup>\*2</sup>・鈴木顕彰<sup>\*1</sup>・篠田佳男<sup>\*3</sup>

要旨：ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠（PCa 型枠）を梁部材の側面および底面に配置した場合のせん断補強効果を定量的に評価することを目的として、PCa 型枠の曲げ試験および PCa 型枠を用いた鉄筋コンクリート梁試験体載荷試験を実施した。本論文ではまず、PCa 型枠単体の力学性状をファイバーの寸法、混入率、配向、強度等をもとに評価する。さらに、鉄筋コンクリート梁部材に対するプレキャスト型枠せん断補強効果を修正トラス理論に基づき評価するものである。

キーワード：プレキャスト型枠、繊維補強コンクリート、せん断、修正トラス理論

## 1. はじめに

コンクリート構造物の耐久性向上および施工の合理化を目的として、ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠（以下、PCa 型枠という）が開発されている<sup>1)</sup>。本 PCa 型枠は、型枠内に打設されたコンクリートと一体となって挙動することより、構造物の一部として設計に考慮することが可能である<sup>2)3)4)</sup>。また、PCa 型枠内に混入されているステンレスファイバー（以下、SF という）により、構造物の表面ひび割れ幅を抑制する効果がある<sup>4)</sup>。さらに PCa 型枠を梁部材の側面および底面に配置した場合には、せん断補強効果があることが報告されている<sup>5)</sup>。しかしながら、本補強効果の定量評価には至っていない。そこで本研究では、PCa 型枠によるせん断補強効果を定量的に検討する。SF 単体の強度から PCa 型枠の引張強度を算定し、PCa 型枠を配置した梁の載荷試験結果をもとに、せん断補強効果の評価を行うものである。ただし、ここで言うせん断耐力とはせん断補強筋降伏する時の耐力、すなわち、せん断補強筋降伏時耐力を表す。

## 2. PCa 型枠の強度特性の定量化

### 2.1 PCa 型枠の曲げ強度

本 PCa 型枠は、低水セメント比(30%)モルタルを SF で補強した薄肉プレキャスト型枠である。12MPa 以上の曲げ強度および曲げタフネスを有する<sup>1)</sup>。

本研究に用いた PCa 型枠は、SF の混入量が基材モルタルに対する体積比（以下、混入比という）で 1.5%および 2.5%である。PCa 型枠の曲げ強度は図-1 に示す 2 点曲げ試験において最大耐力として表-1 に示す値を得ている。

表-1 PCa 型枠の強度特性

SF* 混入比 %	基材モルタル		PCa型枠 曲げ強度 MPa
	圧縮強度 MPa	曲げ強度 MPa	
1.5	84.4	12.3	13.4
2.5	76.6	11.0	14.4

SF: φ0.5-35 (規格強度 900MPa)

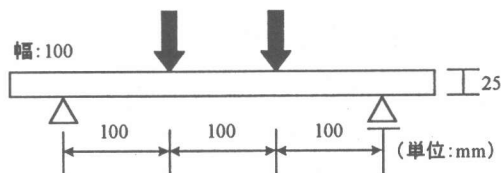


図-1 PCa 型枠の曲げ試験

\*1 前田建設工業（株）技術本部技術研究所主任 工修（正会員）

\*2 前田建設工業（株）技術本部技術研究所研究員 工修（正会員）

\*3 前田建設工業（株）技術本部技術部新事業プロジェクト室課長（正会員）

## 2.2 PCa 型枠の引張強度( $f_t$ )の算定

本 SF は両端に定着部を有するものである(ドッグボーンタイプ)。ここでは、本 SF のように基材モルタルとの付着が完全に繊維の付着破壊がない場合を対象とする。また、ここで言う引張強度( $f_t$ )とは PCa 型枠中の SF の負担する強度であり、モルタルの残留応力を無視したものである。

直交座標系において、図-2 のような空間 V が y 方向に一様なひずみ場  $\varepsilon$  にあるとする。空間中に、図-3 のような方向を持つ繊維が存在すると仮定すると、繊維の軸方向のひずみ  $\varepsilon_f$  は以下のように表せる。

$$\varepsilon_f = \varepsilon \cos^2 \theta_1 \cos^2 \theta_2 \quad (1)$$

繊維の方向を考えて、繊維の y 方向の力の成分  $f_y$  は断面積を  $a_s$  として以下のように表せる。

$$\begin{aligned} f_y &= a_s \sigma_f \cos \theta_1 \cos \theta_2 \\ &= a_s E_f \varepsilon \cos^3 \theta_1 \cos^3 \theta_2 \end{aligned} \quad (2)$$

空間中の y 軸を直交する平面のひび割れ面を考えて、繊維がひび割れ面を跨ぐ確率を  $P(x, y, z, \theta_1, \theta_2)$  とする。このとき、x, y および z は空間中の繊維の中心の座標を、 $\theta_1$  および  $\theta_2$  は繊維の方向を表す。P は以下のように求められる。

$$\iint_S \int_V P dv d\Omega = 1.0 \quad (3)$$

ここに、S: 単位球面の全表面、V: 図-2 に示す検討空間、 $d\Omega$ : 単位球面上の微小面積素であり、 $d\Omega = \cos \theta_1 d\theta_1 d\theta_2$  である。これらより、ひび割れ面における繊維の y 方向の力の成分は、繊維の中心座標および勾配について空間 V および面積 S に対して積分して求められる。

$$F_y = \iint_S \int_V P \cdot f_y dv d\Omega \quad (4)$$

繊維の中心の座標、方向は式(5)の範囲にある。

$$\begin{cases} -\frac{B}{2} \leq x \leq \frac{B}{2}, & -\frac{t}{2} \leq z \leq \frac{t}{2} \\ -\frac{l}{2} \cos \theta_1 \cos \theta_2 \leq y \leq \frac{l}{2} \cos \theta_1 \cos \theta_2 \\ -\frac{\pi}{2} \leq \theta_1 \leq \frac{\pi}{2}, & -\alpha \leq \theta_2 \leq \alpha \end{cases} \quad (5)$$

ここに、l: 繊維の長さ。y の取り得る範囲は図-3 に示すような方向を変数とする範囲であ

る。勾配  $\theta_2$  の値の範囲は、繊維の長さ l がパネル厚さ t より長い場合には図-4 に示すように  $-\alpha \sim \alpha$  に限られる。ここで、各変数に対し一様分布を仮定すると確率 P は式(3)より、

$$P = \frac{1}{BtL} \cdot \frac{1}{4\pi \sin \alpha} \quad (6)$$

したがって、式(4)より  $F_y$  は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} F_y &= \int_{-\alpha}^{\alpha} \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \int_{-\frac{B}{2}}^{\frac{B}{2}} \frac{a_s}{4\pi BtL \sin \alpha} E_f \varepsilon \\ &\quad \times \cos^3 \theta_1 \cos^4 \theta_2 dx dy dz d\theta_1 d\theta_2 \quad (7) \\ &= \frac{3}{40} \frac{la_s}{L} \left\{ \cos^4 \alpha + 3 + \frac{1}{3} (\cos 2\alpha + 2\cos^2 \alpha) \right\} \\ &\quad \times E_f \varepsilon \end{aligned}$$

今、空間内に n 本の繊維が存在するとすれば、ひび割れを跨いで伝達される力の合力( $F_n$ )から、応力( $\sigma$ )は  $F_n$  および断面積  $A(=Bt)$  より以下のよ

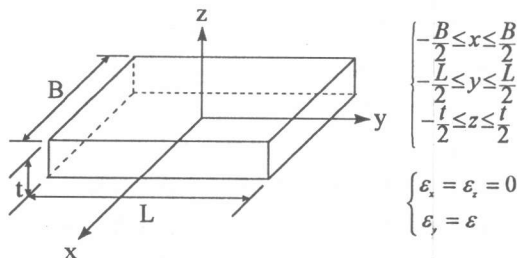


図-2 検討空間

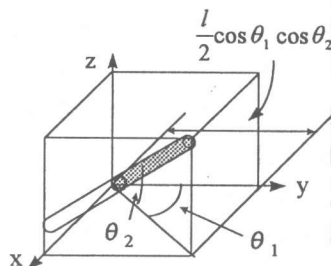


図-3 繊維配向の定義

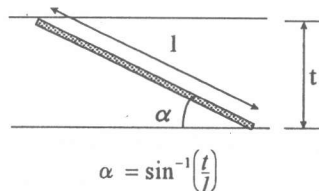


図-4  $\alpha$  の算定

うに求まる。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{F_n}{A} \\ &= \frac{3 n l a_s}{40 B t L} \left\{ \cos^4 \alpha + 3 + \frac{1}{3} (\cos 2\alpha + 2 \cos^2 \alpha) \right\} \\ &\quad \times E_f \varepsilon \\ &= \frac{3}{40} p \left\{ \cos^4 \alpha + 3 + \frac{1}{3} (\cos 2\alpha + 2 \cos^2 \alpha) \right\} E_f \varepsilon \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、 $p$  は繊維の体積混入比であり  $p = n l a_s / B t L$  で表される。

PCa 型枠のひび割れ発生後、すべての SF が降伏している時を考える。SF の応力ひずみ関係にバイリニアの特性を仮定すると、その時の PCa 型枠の一軸引張強度は、SF の降伏強度を  $f_{fy}$  として以下のように表される。

$$f_t = \frac{3}{40} p \left\{ \cos^4 \alpha + 3 + \frac{1}{3} (\cos 2\alpha + 2 \cos^2 \alpha) \right\} f_{fy} \quad (9)$$

SF の混入量が基材モルタルの 2.5(1.5)%, 長さが 35mm, 型枠の厚さが 25mm, SF の降伏強度を実測結果をもとに  $f_{fy} = 600$  (MPa) とすると、 $f_t$  は以下の値をとる。

$$f_t = 3829 \text{ (2.320) MPa} \quad (10)$$

### 2.3 引張強度算定結果の検証

PCa 型枠のひび割れ後の引張軟化特性は図-5 の様であると考えられる。ここで、 $f_t$ : PCa 型枠の引張強度、 $\sigma_c$ : モルタルの引張強度、 $w$ : ひび割れ幅、 $w_f$ : SF がすべて降伏するときのひび割れ幅である。本 PCa 型枠のひび割れ軟化特性に、式(11)の特性を仮定する(図-6)。ここに、 $\sigma_r$ : ひび割れ残留応力である。

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \left( \frac{f_t}{\sigma_c} \right) \left( \frac{w}{w_f} \right) \times \sigma_c \quad (w \leq w_f) \quad (11) \\ \sigma_r &= f_t \quad (w_f < w \leq w_u) \end{aligned}$$

PCa 型枠の一軸引張特性を把握するため、前述の PCa 型枠の曲げ試験結果と有限要素解析との比較を行う。図-1 に示す曲げ試験のモデル化において、有限要素の分割は等曲げ区間の中央位置に単一ひび割れ面を仮定して接合要素を

配置し、その他の要素は弾性要素である。本解析に用いた材料物性値を表-2 に示す。式(11)における  $w_f$  を変数として有限要素解析を行った結果  $w_f = 1.0$  mm の時に実験結果とよく対応した(図-7)。以上から、 $f_t$  の算定方法が妥当であることが示され、SF 混入比、降伏強度、モルタルの引張強度から、PCa 型枠の一軸引張特性を求めることが出来る。

表-2 物性値一覧

SF 混入比 %	基材モルタル			PCa型枠 引張強度 MPa
	圧縮強度 MPa	ヤング率 MPa	引張強度 MPa	
1.5	84.4	37278	5.2	2.3
2.5	76.6	35898	4.8	3.8

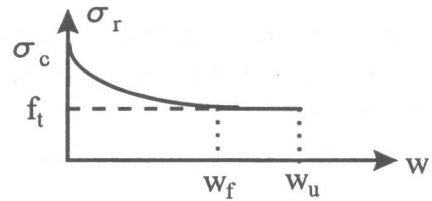


図-5 PCa 型枠の引張軟化性状の概念

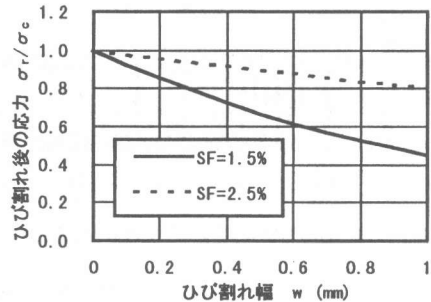


図-6 PCa 型枠の引張軟化特性の仮定 ( $w \leq w_f$ )

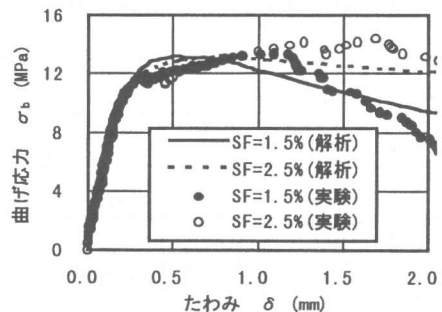


図-7 解析結果と実験結果の比較

### 3. PCa 型枠を配置した梁試験体の曲げせん断載荷実験<sup>5)</sup>

#### 3.1 実験の概要と結果

実験は、図-8に示すPCa型枠を配置しない基準試験体2体とPCa型枠を配置した試験体4体の計6体行っている。実験変数に、PCa型枠中のSFの混入比(1.5%と2.5%)とせん断スパン比(2.0と2.6)を選んでいる。試験体諸元および実験結果を表-3に示す。PCa型枠の配置は、L字型をしたPCa型枠を側面に配置し、平板のPCa型枠を梁の底面に配置している。また、せん断スパン中央には梁軸直角方向の目地を設けている。PCa型枠各々の接合面はエポキシ系の接着剤で接合している。結果より、せん断スパン比が2.0のシリーズにおいては、基準試験体のみがせん断破壊しPCa型枠を配置した試験体は曲げ破壊により終局を迎えた。これは、PCa型枠を配置することによってせん断耐力が向上し、基準試験体と破壊モードが異なったことに

よる。また、せん断スパン比が2.6の試験体においては、すべてせん断破壊により終局を迎えている。基準試験体に比較してPCa型枠を配置した試験体にはせん断耐力の向上が見られた。図-9に終局時のひび割れ状況を示す。

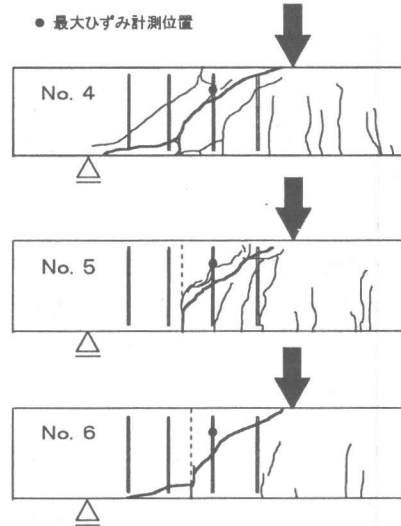


図-9 各試験体のひび割れ性状

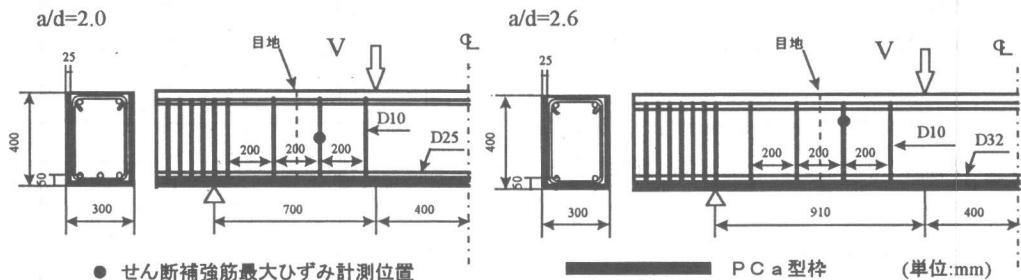


表-3 試験体諸元および結果一覧<sup>6)7)</sup>

No.	せん断スパン比 a/d	コンクリート強度 (MPa)	PCa型枠モルタル強度 (MPa)	PCa型枠のSF混入比	主鉄筋降伏強度 (MPa)	せん断補強筋降伏強度 (MPa)	斜めひび割れ発生せん断力 (kN)	終局時*せん断力 (kN)	破壊モード
1	2.0	28.6	-	PCa型枠なし	373	363	118 (90)	289 (239, 258)	せん断 (せん断)
2		29.4	84.28	0.015	373	363	157 (98)	309 (252, 277)	曲げ (せん断)
3		32.7	70.07	0.025	373	363	167 (99)	319 (254, 281)	曲げ (せん断)
4	2.6	31.1	-	PCa型枠なし	556	363	121 (94)	206 (206, 303)	せん断 (せん断)
5		26.7	75.362	0.015	556	363	128 (96)	239 (208, 303)	せん断 (せん断)
6		27.3	76.538	0.025	556	363	147 (96)	257 (209, 301)	せん断 (せん断)

( ) 内の値は計算結果である。\* : (せん断破壊計算値, 曲げ破壊計算値)  
斜めひび割れ発生荷重は土木学会式、せん断耐力は修正トラス理論を仮定し二羽式および石橋式により算出

### 3.2 せん断補強筋ひずみ性状

図-10に各試験体の作用せん断力と観察された最大のせん断補強筋ひずみの関係を示す。最大ひずみが観察された位置は図-8および図-10に示す。基準試験体に比べてPCa型枠を配置した試験体の方が斜めひび割れ発生後のひずみの増加が緩やかである。これは、斜めひび割れを跨ぐSFの補強効果によるものであり、SFの混入量が多いほどその勾配は大きくなるはずである。実験より観察されたひずみ性状にはその差は明瞭には現れていないが、せん断補強筋の最大ひずみの計測には斜めひび割れの位置とひずみゲージを添付した位置との関係により誤差を含むためと考えられる。

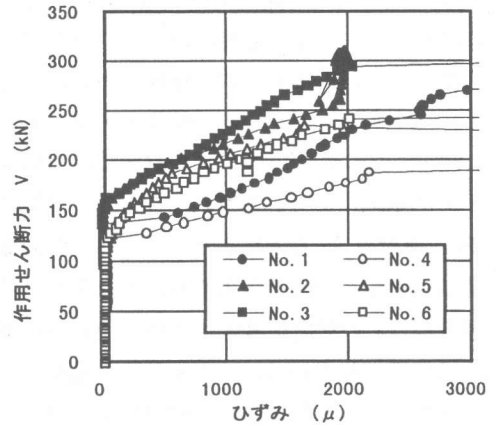


図-10 せん断補強筋のひずみ性状

## 4. PCa型枠のせん断補強効果の定量的評価

### 4.1 PCa型枠配置梁のせん断耐荷機構

PCa型枠を配置した梁のせん断耐荷機構に修正トラス理論を仮定する。斜めひび割れを跨ぐPCa型枠中のSFのせん断補強寄与分を $V_{PCa}$ とするとせん断耐荷力は式(12)で表される。

$$V_y = V_c + V_s + V_{PCa} \quad (12)$$

ここに、 $V_y$ はせん断補強筋降伏時耐力、 $V_c$ はコンクリートの負担するせん断力(せん断補強筋を配置しない梁のせん断耐力)、 $V_s$ は斜めひび割れを跨ぐせん断補強筋が負担するせん断力である。今、図-11に示すフリーボディを考える。終局時において、斜めひび割れを跨ぐSFはひび割れの開口方向に主引張ひずみ状態にあり、そのときの応力は先に求めたPCa型枠の引張強度( $f_t$ )である。このときの斜めひび割れの角度から斜めひび割れにおいて発揮されている力の合力( $F$ )が求められ、合力( $F$ )の梁軸直角方向の成分( $F_v = F \cdot \cos \theta$ )が求められる。梁軸直角方向の成分はせん断補強筋と同様に直接せん断力に抵抗に寄与する( $F_v = V_{PCa}$ )。

なお、本検討では斜めひび割れの角度 $\theta = 45^\circ$ を仮定することとする。

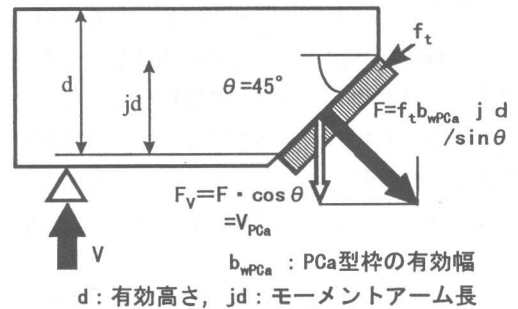


図-11 PCa型枠のせん断耐荷メカニズム

### 4.2 $V_{PCa}$ の定量化

$V_{PCa}$ はせん断補強筋と同様に直接せん断力を負担するものである。せん断補強筋が降伏する時点での斜めひび割れ幅は $w_f$ を越えていると考えて、PCa型枠の引張強度( $f_t$ )を用いて、式(13)により求められる。

$$V_{PCa} = f_t b_{wPCa} jd / \tan \theta \quad (13)$$

ここに、 $b_{wPCa}$ :全PCa型枠の幅、 $jd$ :モーメントアーム長、 $f_t$ :PCa型枠の引張強度で式(9)により算出される。

### 4.3 PCa型枠配置梁のせん断耐力評価式

以上より、PCa型枠を配置したせん断補強筋降伏耐力評価式は式(14)のように表すことが出来る。

$$V_y = V_c + V_s + f_t b_{wPCa} jd / \tan \theta \quad (14)$$

各試験体の耐力と本耐力評価式の比較を行った

のが表-4および図-12である。また、 $j=1/1.15$ とし、 $V_c$ の算定には二羽らの式<sup>6)</sup>( $a/d=2.6$ )および石橋らの式<sup>7)</sup>( $a/d=2.0$ )を用いている。このとき、モルタルの強度も考慮している。図-12においてグラフの縦軸には実験値と耐力評価式による計算値の比をとり、横軸にはPCa型枠のSF混入比をとっている。耐力算定値は試験体のせん断耐力を概ねとらえている。本結果は、SFの配向を考慮したPCa型枠の引張強度の推定値を用いて、修正トラス理論を仮定した本耐力評価式により、SF補強PCa型枠を配置した梁のせん断耐力がおおむね算定できることを示している。しかし、SFの混入量が多いほど、算定誤差は大きくなっている。この原因として、斜めひび割れ幅の分布を無視し、斜めひび割れを跨ぐすべてのSFの降伏を仮定している点が挙げられる。これに関しては、有限要素解析等の数値解析で明らかにしていく方針である。また、対象となる試験体数が少ないことが

あり、これに関しては今後課題が残る。

## 5. まとめ

- (1) SFの配向を考慮したSF補強PCa型枠のSFの負担する引張強度とモルタルの引張残留特性を仮定して、PCa型枠の一軸引張特性を有限要素解析から求めた。解析においてPCa型枠内のSFが降伏するときのひび割れ幅を1mmとすることで実験結果をよく評価することができた。
- (2) PCa型枠を配置した梁のせん断耐荷性状に修正トラス理論を適用し、PCa型枠のせん断補強寄与の定量化を試みた。本提案式により、PCa型枠を配置した梁の載荷実験による試験体の耐力を概ね推定できた。しかし、SFの混入量が多くなるほど誤差は大きくなる傾向がある。

## 参考文献

- 1)今西ら：SF層状配置PCa型枠の基礎的性質，土木学会年次学術講演概要集，第5部，pp.604-605,1994.9
- 2)原ら：PCa型枠を有するRC梁の疲労性状，土木学会年次学術講演概要集，第5部，pp.606-607,1994.9
- 3)河野ら：PCa型枠を有するRC梁の構造性能，土木学会年次学術講演概要集，第5部，pp.608-609, 1994.9
- 4)原ら：ステンレスファイバ<sup>®</sup>で補強したPCa型枠の曲げひび割れ幅抑制効果について，土木学会年次学術講演概要集，第5部，pp.120-121,1995.9
- 5)小原ら：ステンレスファイバー補強プレキャスト型枠のせん断補強寄与に関する実験的検討，土木学会年次学術講演概要集，第5部，pp.966-967,1997.9
- 6)二羽ら：せん断補強筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5,p.167~176,1986.8
- 7)石橋ら：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第377号,p.197~204,1983.9

表-4 試験体耐力と耐力評価式との比較

No.	$V_c$ (kN)	$V_s$ (kN)	$V_{PCa}$ (kN)	$V_y$ (kN)		実験値 計算値
	計算値	計算値	計算値	実験値	計算値	
1	160	79	0	235	239	0.982
2	173	79	35	-	287	-
3	176	79	58	-	313	-
4	127	79	0	206	206	1.003
5	129	79	35	239	243	0.982
6	130	79	58	257	267	0.962

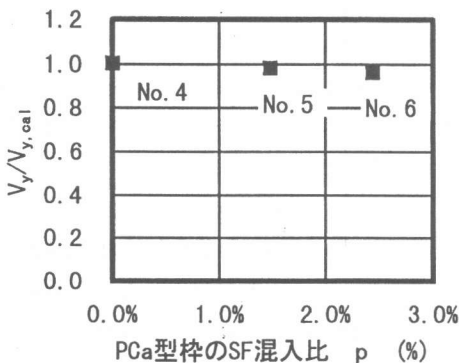


図-12 耐力評価式による計算値と実験結果の比較