

## 論文

鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度算定式  
に関する一考察

村上 聖\*

A Consideration on Calculation of Ultimate Shear Strength  
of Reinforced Concrete Beam

Kiyoshi MURAKAMI

## 1. はじめに

RC部材の終局せん断強度算定式には、膨大な実験結果の統計処理に基づく修正大野・荒川式(以下、荒川 mean 式と呼ぶ)、終局強度型耐震設計指針<sup>1)</sup>および靱性保証型耐震設計指針(案)<sup>2)</sup>で採用されているトラスおよびアーチ機構の塑性解析に基づく理論式がある。1990年に、終局強度型耐震設計指針式が公表されて以来、実験結果との適合性について数多くの検証結果が報告されており、学会指針式は、実験結果に対する計算結果の精度、高強度コンクリートや高強度せん断補強筋への適合性に関して、荒川 mean 式よりも一般にすぐれていることが示されている。また、それと並行して、より平均的に精度の高い結果を与えるための修正式もいくつか提案されている。

ところで、終局強度型耐震設計指針式において仮定を含むパラメータは、基本的にトラス機構におけるコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度 $\phi$ とコンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu$ であり、それらの仮定の違いにより、俗にA法およびB法と呼ばれている2種類の式が示されている。しかし、せん断補強筋がない場合、終局せん断強度に関係するのはアーチ機構のみであり、 $\phi$ の値が算定式に含まれるトラス機構は関

与しないので、A法とB法で $\nu$ の値が異なるのは物理的意味から疑問が残る。それでは、せん断補強筋がない場合の終局せん断強度の実験結果と計算結果の適合性が良いのはどちらかとなると、計算結果は、実験結果に対してA法では過小に、B法では逆に過大に評価され、 $\nu$ 値の見直しの必要性も指摘されている。また、せん断補強筋のない場合も含めて平均的に精度の良い終局せん断強度算定式は、耐震補強におけるシート状繊維や繊維補強コンクリートなどによるせん断補強効果を定量化するためにもぜひ必要になってくる。

そこで、本研究では、終局強度型耐震設計指針式を骨子に、 $\phi$ および $\nu$ の値を既往の実験結果との適合性から見直し、より平均的に精度の高い修正式を提案することを目的とする。方法論としては、 $\phi$ の値が関係しないせん断補強筋比が0のRC梁の逆対称曲げ載荷試験による終局せん断強度の実験結果から $\nu$ 値を逆算により求め、得られた $\nu$ 値に対してA法とB法における $\phi$ 値の仮定について実験結果との適合性を調べた。なお、コンクリート圧縮強度 $F_c$ と有効圧縮強度 $\nu F_c$ の関係については、 $\nu$ 値の逆算に供する既往の実験データが少なく、その関係式を限られたデータの回帰により求めるには難があるので、ここでは、ひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度に関する考察により、その関係式を導いた。

平成11年10月20日受付

\*工学部助教授、環境システム工学科

## 2. 解析方法

終局強度型耐震設計指針式を参考までに表1に示す。なお、後述の解析では、 $\sigma_{wy} > 25F_c \rightarrow \sigma_{wy} = 25F_c$ の制約はないものとした。韌性保証型耐震設計指針式では、この制限の理論的根拠が示されていないことから、撤廃されている。

以下に、修正の手順を示す。

1) 既往の実験結果<sup>9)-10)</sup>から、せん断補強筋比が0のRC梁の逆対称曲げ載荷試験による終局せん断強度の測定値を用いて、次式から $\nu$ 値を逆算により求めた。

表1 終局強度型耐震設計指針式

$$V_u = V_t + V_a$$

$$V_t = b j_i p_w \sigma_{wy} \cot \phi$$

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) b D \nu F_c / 2$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) p_w \sigma_{wy}}{\nu F_c}$$

$$p_w \sigma_{wy} \geq \nu F_c / 2 \rightarrow p_w \sigma_{wy} = \nu F_c / 2$$

$$(\sigma_{wy} > 25F_c \rightarrow \sigma_{wy} = 25F_c)$$

### ①A法

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

$$\nu = 0.7 - F_c / 196$$

$$\cot \phi = \min \left[ 2.0, \frac{j_i}{D \tan \theta}, \sqrt{\frac{\nu F_c}{p_w \sigma_{wy}}} - 1.0 \right]$$

### ②B法

$$\tan \theta = \sqrt{\{2M/(QD)\}^2 + 1} - 2M/(QD)$$

$$\nu = \frac{2M/(QD) + 1}{4}$$

$$\cot \phi = 1.0$$

ここに、 $V_t$ ：トラス機構による負担せん断力(N)

$V_a$ ：アーチ機構による負担せん断力(N)

$j_i$ ：主筋重心間距離(mm)

$\phi$ ：トラス機構におけるコンクリート圧縮束の部材軸に対する角度

$\theta$ ：アーチ機構の材軸に対する角度

$b$ ：梁幅(mm)

$D$ ：梁せい(mm)

$p_w$ ：せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$F_c$ ：コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\nu$ ：コンクリート圧縮強度の有効係数

$L$ ：せん断スパン長さ(mm)

$$\nu = 2V_{uexp} / (bDF_c \tan \theta) \quad (1)$$

ここに、 $V_{uexp}$ ：終局せん断強度の測定値(N)

$b$ ：梁幅(mm)

$D$ ：梁せい(mm)

$\theta$ ：アーチ機構の材軸に対する角度

$F_c$ ：コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

上式により得られた有効圧縮強度 $\nu F_c$ とコンクリート圧縮強度 $F_c$ の関係については、後述のひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度に関する考察により、その関係式を導いた。

2) 上記による $\nu$ 値を用いて、A法とB法における $\cot \phi$ の仮定について、既往の実験結果<sup>9)-9), 11)-19)</sup>との適合性を検討した。ここで引用の文献は、実験結果が文献中に数値で記載されているものに限定し、データ数の合計は約150個である。その中には、付着割裂破壊がせん断破壊に先行して生じたものやせん断補強筋が未降伏のものも含まれており、実験結果との適合性を調べるにあたって、せん断補強筋の降伏条件や付着割裂強度については、以下のように考慮した。

[1] せん断補強量が多くなると、せん断補強筋が未降伏のまません断破壊が生じる場合がある。そのとき、せん断補強筋の降伏を仮定している学会指針式は、終局せん断強度を過大評価する。そこで、ここでは、磯ら<sup>20)</sup>により提案され、益尾<sup>21)</sup>による終局せん断耐力評価式で利用されているせん断補強筋の降伏条件式を用い、未降伏と判定された場合、次式により得られるせん断補強筋の実応力を降伏強度に代えて用いた。

$p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c} < 0.664$  のとき、せん断補強筋降伏  
 $0.664 \leq p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c}$  のとき、せん断補強筋未降伏

$$[0.664 \leq p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c} < 1.53]$$

$$\sigma_{ws} / \sigma_{wy} = -0.42(p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c}) + 1.28 \quad (2)$$

$$[1.53 \leq p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c}]$$

$$\sigma_{ws} / \sigma_{wy} = 0.98 / (p_w \sigma_{wy} / \sqrt{F_c}) \quad (3)$$

ここに、 $p_w$ ：せん断補強筋比

$\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ws}$ ：せん断補強筋実応力(N/mm<sup>2</sup>)

[2] 付着割裂強度の算定には、実験結果との適合性が良いといわれている韌性保証型耐震設計指針(案)の解説文中のサイドスリップ破壊に対する前田式をそのまま用いた。また、付着破壊を考慮したせん断強度算定式には、韌性保証型耐震設計指針式を参考に次式を用いた。なお、引用文献のうち付着割裂破壊を生じ

ているものは、すべてサイドスリップ破壊と判別された。

$$V_{bu1} = (\tau_{bu}\psi_1 + \tau_{bu2}\psi_2)j_i + \tan\theta \left\{ 1 - \frac{2.5(\tau_{bu}\psi_1 + \tau_{bu2}\psi_2)}{b\nu F_c} \right\} bD\nu F_c / 2 \quad (4)$$

$$V_{bu2} = \nu F_c b j_i / 2 \quad (5)$$

$$V_{bu} = \min[V_{bu1}, V_{bu2}] \quad (6)$$

ここに、 $V_{bu}$ ：付着破壊を考慮したせん断強度 (N)  
 $\tau_{bu}$ ：前田式による主筋の付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{bu2}$ ：2段目主筋の付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 [ここでは、 $0.6\tau_{bu}$ とした]  
 $j_i$ ：上下主筋重心間距離 (mm)  
 $\psi_1$ ：1段目主筋の周長和 (mm)  
 $\psi_2$ ：2段目主筋の周長和 (mm)  
 なお、 $\nu$ 値には、1)において得られた値を用いた。

### 3. 解析結果および考察

#### 3.1 コンクリート圧縮強度と有効圧縮強度の関係

図1に、逆算により求められた $\nu$ 値をコンクリート圧縮強度と有効圧縮強度の関係で示す。また、図中には、学会指針A法、New RC式、市之瀬式<sup>22)</sup>、益尾式<sup>21)</sup>およびA法の関数に基づく回帰式を参考までに併記している。図より、逆算による $\nu$ 値は、学会指針A法を下限、益尾式を上限とする範囲にほぼ納まっているが、 $F_c$ が約50MPa以下の範囲では、市之瀬式が平均的に精度が良い。ただ、それ以上の高強度の範囲では、実験データ数が少ないので確かなことはいえないが、有効圧縮強度に頭打ちの傾向がみられ、圧縮強度とともに有効圧縮強度が単調増加する市之瀬式やNew

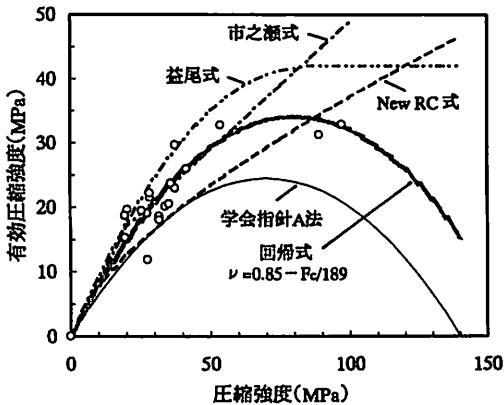


図1 コンクリート圧縮強度と有効圧縮強度の関係

RC式の超高強度範囲への拡張適用には検討を要する。また、A法に基づく回帰式は、当然のことではあるが、逆算による $\nu$ 値を平均的に精度良くとらえているが、 $F_c$ が約100MPa以上の実験データがないので、その範囲への外挿には注意が必要であり、益尾式のようにある圧縮強度以上で有効圧縮強度が一定値をとるような式も想定できる。これに関して、特定の圧縮強度の範囲で実験結果との適合性が良い式を使い分ける方法も考えられるが、できれば全範囲を精度良く網羅することができるような式を確立するのが理想的である。

そこで、ここでは、ひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度に関する考察により、有効圧縮強度の算定式を導くことにする。いま、コンクリートの一軸圧縮強度試験において、コンクリート供試体の圧縮破壊性状と圧縮応力-ひずみ曲線の対応について考える。図2に示すように、圧縮強度時までに供試体内部では付着クラックやモルタルクラック等の微細ひび割れが生じているが、除荷による残存強度の低下はみられない。一方、強度時付近では内部の微細ひび割れが合体することにより、供試体表面に縦ひび割れが生じ、ひび割れ分割された柱状体の座屈や剝離を伴う圧縮軟化域では、除荷による残存強度の低下が起こる。この圧縮軟化域における残存強度の低下が斜めひび割れゾーンにおけるコンクリートの有効圧縮強度と対応していると考えると、圧縮軟化域におけるどの時点の圧縮応力が有効圧縮強度に相当するのかを一義的に決定することは不可能であるが、その極限を定めることは可能である。すなわち、剛塑性体では圧縮軟化域での残存強度の低下がないので、 $\nu=1$ となり、完全脆性体では圧縮

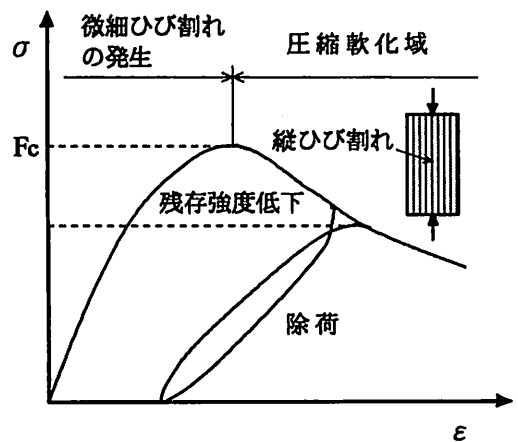


図2 一軸圧縮試験における破壊性状と圧縮応力-ひずみ曲線

軟化域で一気に残存強度は0となるので、 $\nu=0$ となる。そこで、この両極限を連続的に表現できる構成式として、いま次式で表される Popovics 式を用いる。

$$\sigma = F_c \frac{n(\epsilon/\epsilon_{co})}{n-1+(\epsilon/\epsilon_{co})^n} \tag{7}$$

ここに、 $\sigma$  : 圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon$  : 圧縮ひずみ  
 $\epsilon_{co}$  : 圧縮強度時のひずみ  
 $n$  : 実験定数

ここで、図3に、 $n$ 値に対する無次元化応力-ひずみ曲線の変化を示す。図より、Popovics式では、 $n=1$ のとき剛塑性体、 $n \rightarrow \infty$ のとき完全脆性体を示し、前述のように $n=1$ のとき $\nu=1$ 、 $n \rightarrow \infty$ のとき $\nu=0$ がそれぞれ対応している。そこで、 $n$ 値と $\nu$ 値の関係を素直なところで $\nu=n^a$ (ただし、 $a < 0$ )と仮定し、 $n$ 値とコンクリート圧縮強度 $F_c$ の関係が与えられれば、前記の $\nu$ の逆算値から回帰分析により $a$ の値を求め、 $\nu$ 値を $F_c$ の関数として与えることができる。

ところで、上記の方法を適用するにあたって、まず Popovics 式がコンクリートの圧縮応力-ひずみ曲線を精度良く表示できることを示し、 $n$ 値と $F_c$ の関係式を与えることが必要である。Popovics は、 $n$ 値と圧縮強度時のひずみ $\epsilon_{co}$ を次式で与えている<sup>23)</sup>。

$$n = 0.0582F_c + 1 \tag{8}$$

$$\epsilon_{co} = 767 \times 10^{-6} F_c^{1/4} \tag{9}$$

ここに、 $F_c$  : コンクリート圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 上式を用いて、文献24)に示されている普通強度、高強度および超高強度コンクリートの代表的な圧縮応力

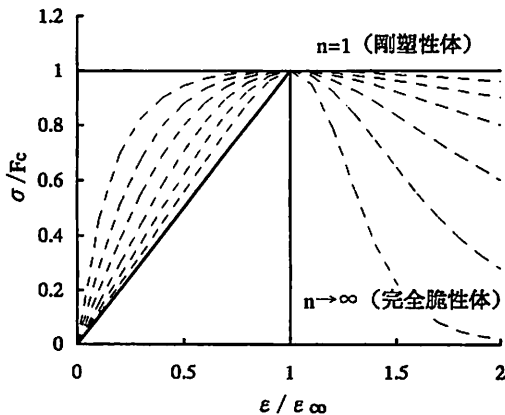


図3 n値に対する無次元化応力-ひずみ曲線の変化

-ひずみ曲線の実験結果と Popovics 式による計算結果の比較を図4に示す。図より、普通強度コンクリートについては良い適合性が得られているが、高強度および超高強度コンクリートに関しては適合性が悪くなっている。これは、 $n$ 値や $\epsilon_{co}$ が普通強度コンクリートの実験結果との適合性から求められているからである。そこで、それらの値を高強度範囲にまで適合性が良くなるように修正することを試みる。

Popovics 式では、 $n$ 値と $\epsilon_{co}$ を $F_c$ の関数として与えているが、いまヤング係数(1/3割線弾性係数)の測定値と Popovics 式による計算値が一致することを前提にすると、次式が得られる。

$$(1/3)F_c = \frac{n(F_c/(3E\epsilon_{co}))}{n-1+(F_c/(3E\epsilon_{co}))^n} \tag{10}$$

ここに、 $E$  : ヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

いま、 $X = F_c/(3E\epsilon_{co})$ とおくと、ヤング係数の測定値と計算値が一致するためには、次式を満足しなければならない。

$$F(X) = X^n - 3nX + n - 1 = 0 \tag{11}$$

$F(X) = 0$ の解が存在するためには、

$$n=1 \text{ のとき, } X=0 \tag{12}$$

$$\lim_{n \rightarrow \infty} X = 1/3 \tag{13}$$

ここで、 $X$ の陽な解を得ることは困難なので、 $X$ を次式で近似する。

$$X = \frac{1-1/n}{3}$$

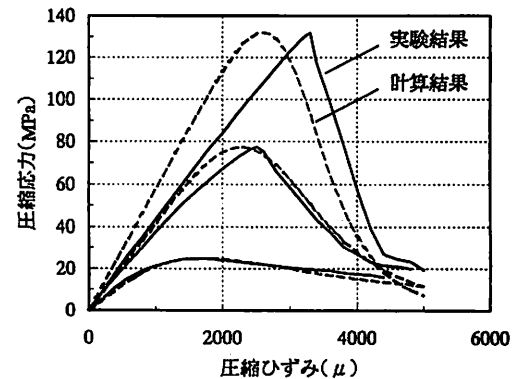


図4 式(8), (9)を用いた Popovics 式による計算結果と実験結果の比較

この近似解は、式(12)、(13)を満足し、 $F_c$ が約20MPa以上では $n$ 値は約2以上であり、その範囲では厳密解に対する近似解の誤差は約3%以下と小さい。従って、

$$\epsilon_{\infty} = \frac{F_c}{E(1-1/n)} \quad (14)$$

上式より、 $\epsilon_{\infty}$ と $F_c$ の関係は、 $n$ と $E$ が与えられれば確定する。そこで、 $E$ と $F_c$ の関係は、高強度コンクリートの範囲まで実験結果との適合性が良い次式で表される野口式<sup>25)</sup>を用いる。

$$E = k_1 \times k_2 \times 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/2.4)^2 \times (F_c/60)^{1/3} \quad (15)$$

ここに、 $\gamma$  : 単位容積質量 (t/m<sup>3</sup>)

[ここでは、 $\gamma=2.4$ とした]

$k_1, k_2$  : 粗骨材の種類および混和材の種類により定まる補正係数

[ここでは、 $k_1=k_2=1$ とした]

再び、 $n$ 値に式(8)のPopovics式と式(14)、(15)により得られる $\epsilon_{\infty}$ を用いて、前記の圧縮応力-ひずみ曲線の実験結果との適合性を調べた結果を図5に示す。図より、圧縮強度時のひずみや上昇域における圧縮応力-ひずみ曲線の実験結果と計算結果の間に良い一致が得られているが、圧縮軟化域における実験結果との適合性はあまり良いとはいえない。このことは、Popovics式では $n$ 値は $F_c$ に比例する形になっているが、 $F_c$ の大きい範囲ではそれ以上に $n$ 値は大きく、脆性的になることを示している。そこで、 $n$ 値と $F_c$ の関係式として、次式を仮定し、圧縮軟化域における実験結果との適合性から式中の定数を定めた(図6)。

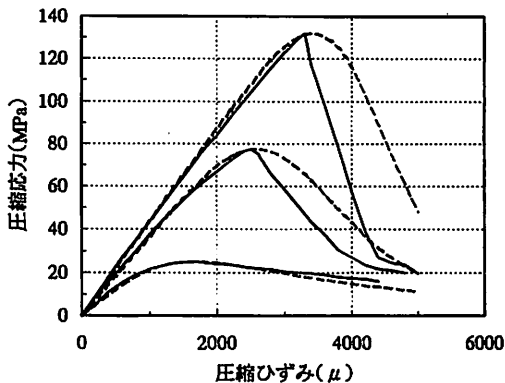


図5 式(8)、(14)、(15)を用いたPopovics式による計算結果と実験結果の比較

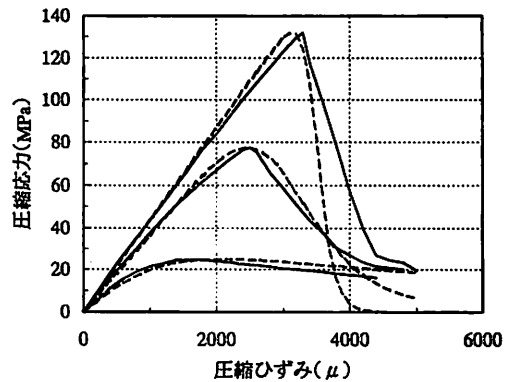


図6 式(14)、(15)、(16)を用いたPopovics式による計算結果と実験結果の比較

$$n = \exp(\beta F_c) \quad (16)$$

ここに、 $\beta$  : 定数 [=0.0256]

以上、式(14)、(16)をPopovics式における $\epsilon_{\infty}$ 、 $n$ 値の修正式として提案し、それらの値の既往の関係式との対応を図7に示す。図より、 $\epsilon_{\infty}$ に関しては、既往の関係式と妥当な対応を示している。ただ、既往の関係式では、高強度の範囲でヤング係数の測定値と計算値が一致するための下限値を下回っているが、提案式は、高強度範囲で下限値に漸近する形となっている。また、 $n$ 値に関しては、 $F_c$ が約60MPa程度までPopovics式とほぼ一致しているが、それ以上の高強度範囲で $n$ 値は急増し、圧縮軟化域が急激に脆性化する形となっている。

ここで、 $\nu$ の逆算値を得るために用いた既往の実験結果におけるコンクリート圧縮強度から式(16)により $n$ 値を求め、 $n$ 値と $\nu$ 値の関係を示したのが図8である。その結果として、図中に示す回帰式が得られた。その回帰式に式(16)を代入し、 $\nu$ 値と $F_c$ の関係として次式を得た。

$$\nu = \exp(-F_c/85) \quad (17)$$

上式によるコンクリート圧縮強度と有効圧縮強度の関係を図9に示す。図より、提案式は、A法の関数に基づく回帰式と比べて、 $F_c$ が約100MPa以上の範囲での圧縮強度の増加に伴う有効圧縮強度の低下がかなり緩やかになっている。これが妥当かどうかについては、次節以降の実験結果との適合性に関する検証結果において考察する。

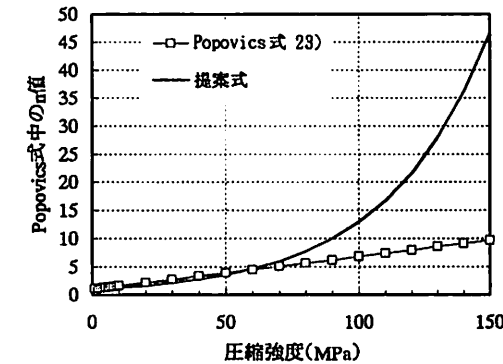
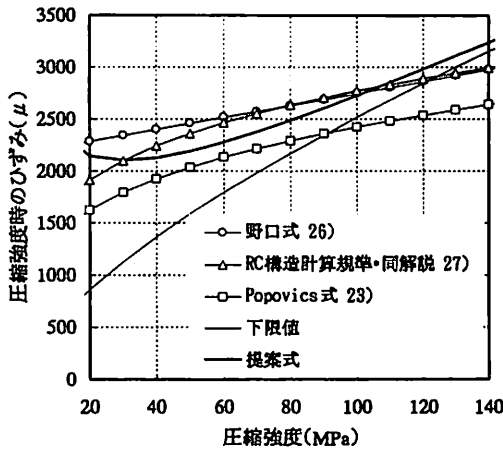


図7  $\epsilon_{co}$ , n 値の提案式(14), (16)と既往の関係式との比較

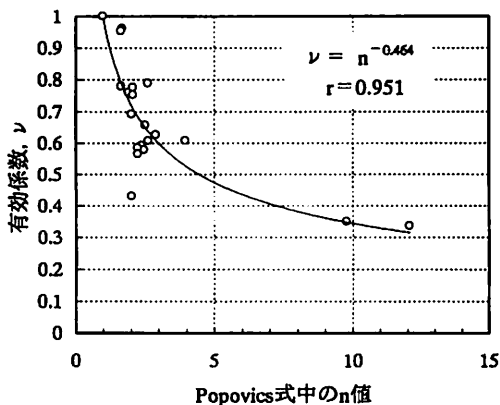


図8 n 値と  $\nu$  値の関係

3.2  $\cot\phi$  の仮定の実験結果との適合性に関する検証

ここでは、学会指針 A 法および B 法における  $\cot\phi$  の仮定について実験結果との適合性を調べた。また、

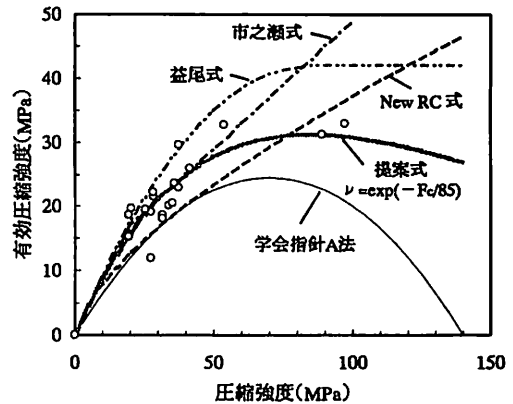


図9 提案式(17)によるコンクリート圧縮強度と有効圧縮強度の関係

ここで対象とした実験結果は、一方向載荷によるものに限定した。なお、正負交番載荷による実験結果との対応については後述する。

図10に、荒川 mean 式、学会指針 A 法および B 法、 $\nu$  値として前記の式(17)を用いた修正 A 法および B 法による終局せん断強度の計算結果と実験結果の比較を示す。なお、荒川 mean 式についてはすべての実験結果を対象とし、学会指針式および修正式については付着割裂破壊が先行すると判定された実験結果は除いている。また、各式による終局せん断強度の計算結果に対する実験結果の比の平均値と変動係数の一覧を表2に示している。荒川 mean 式は、せん断補強筋がないものやせん断補強筋が小さいものに対しては平均的に精度が良いものの、せん断補強筋が多くなると、計算結果は実験結果に対してかなり過小評価される。学会指針式は、全体的に荒川 mean 式よりも平均的に精度がすぐれているが、せん断補強筋のないものやせん断補強筋が少ないものに対して精度が悪くなっており、計算結果は実験結果に対して A 法では過小に、B 法では過大に評価される。修正 A 法は、せん断補強筋にかかわらず平均的に精度が良く、変動係数ももっとも小さい結果となっている。一方、修正 B 法は、修正 A 法と  $\nu$  値を同じにしているので、せん断補強筋のないものに対しては同じ結果を与えるが、せん断補強筋があるものについては一様に計算結果が実験結果よりも小さくなっている。このことから、 $\cot\phi$  の仮定については、A 法による値が妥当であることが検証された。これに関しては、終局強度型耐震設計指針・同解説<sup>1)</sup>中の一文にある「有効係数を同一とした場合、A 法は B 法よりもつねに大きなせん断強度を与えることになり、

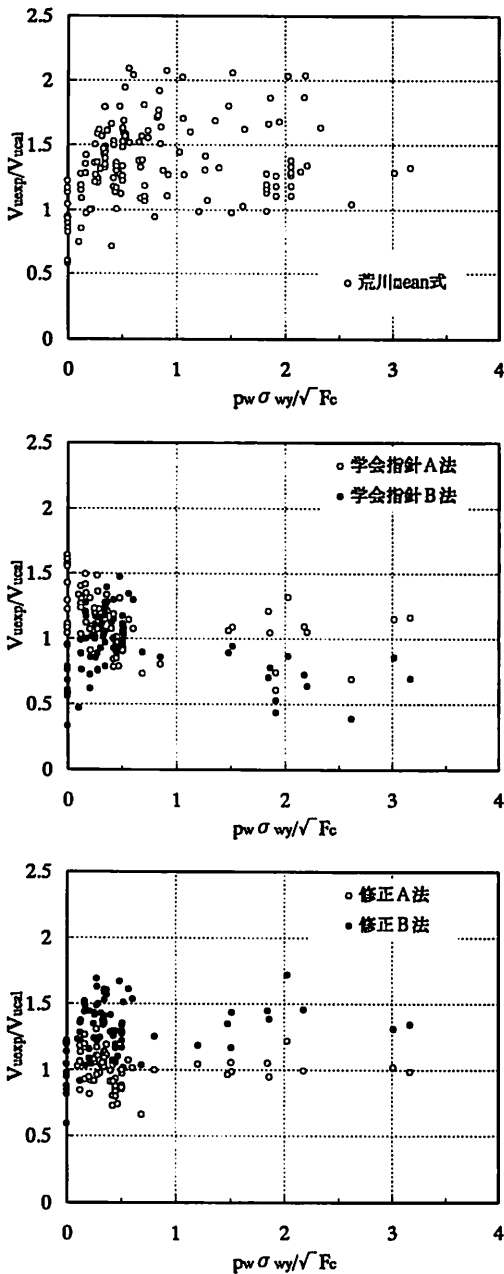


図10 荒川 mean 式, 学会指針式および修正式による終局せん断強度の計算結果と実験結果の比較

表2 終局せん断強度の計算結果に対する実験結果の比の平均値および変動係数

荒川mean式		学会指針A法		学会指針B法		修正A法		修正B法	
平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
1.361	23.13%	1.130	18.65%	0.933	26.49%	1.001	14.07%	1.295	17.13%

塑性理論の下界定理によれば, より高い崩壊荷重を与えるものが真の崩壊荷重により近いものであり, A法によるせん断強度がより実質的に真の耐力に近いものになる。」を裏付ける結果となった。

図11には, すべての実験結果に対して学会指針 A 法および修正 A 法による計算結果を示す。なお, 付着割裂破壊が先行すると判別されたものは, 上端筋およびその他の両方による付着強度を用いた結果を併記している。また, 各式による付着破壊を考慮したせん断強度の計算結果に対する実験結果の比の平均値と変動係数の一覧を表3に示す。文献11), 12)のように付着割裂破壊が先行するように計画された実験結果に対しては, ほぼ付着割裂破壊が先行すると判別されたが, 付着割裂破壊を意図していない実験結果でも, 前記のせん断補強筋の未降伏条件, すなわち  $0.664 \leq pw \sigma_{wy} / \sqrt{F_c}$  で付着割裂破壊が先行すると判別された実験結果がかなり多くなっている。このことは, 実質的に付着割裂破壊が先行したためにせん断補強筋が降伏しないケースもかなり存在することを示しているものと思われる。以上, せん断破壊や付着割裂破壊等の破壊形式の相違にかかわらず, 修正 A 法は平均的に精度の良い結果を与えることがわかる。

### 3.3 $\nu$ 値の提案式の妥当性に関する検証

前述のように,  $\nu$  値の本提案式(17)の妥当性に関して, 文献15)の実験結果を用いて検証する。ここで用いられたコンクリートの圧縮強度は  $F_c=140\text{MPa}$  である。表4に実験結果と計算結果の比較を示す。なお, 学会指針 A 法による  $\nu$  値の算定式では,  $F_c=140\text{MPa}$  に対して  $\nu=0$  となり, 終局せん断強度の計算は不可能になる。そこで, ここでは  $\nu$  値として New RC 式を比較のために用いた。表より, 学会指針 A 法の場合, 試験体 SH-1 を除くその他の試験体では付着割裂破壊となったが, いずれにしても計算結果は実験結果よりもかなり高くなっている。一方, 修正 A 法では, 試験体 SH-1 以外はせん断補強筋が未降伏と判定され, せん断補強筋の実応力を降伏強度に代えて用いると, すべての試験体はせん断破壊となった。ただし, 付着破壊を考慮したせん断強度も SH-1 以外では終局せん断強度とほとんど差がなく, せん断破壊か付着割裂

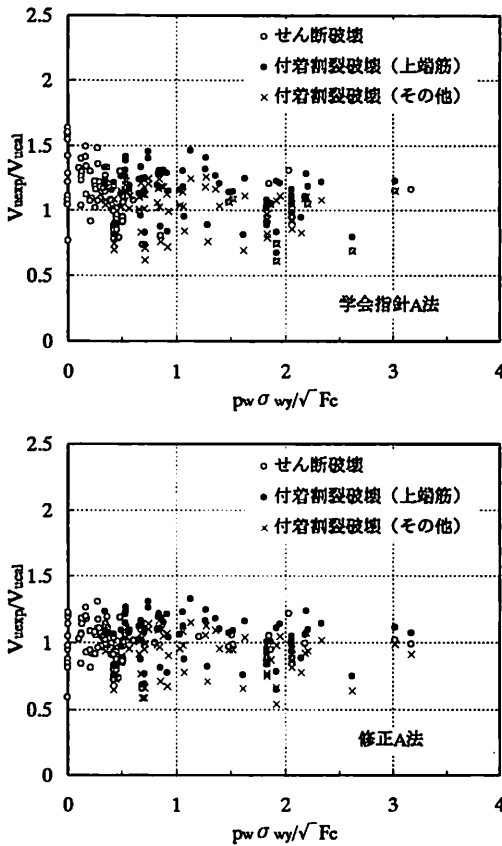


図11 学会指針 A 法および修正 A 法による計算結果の実験結果との適合性

破壊のどちらが先行するかは微妙であり、実験結果では試験体 SH-4 で付着割裂破壊が生じたと述べられている。この実験結果についてみる限りでは、 $\nu$  値の本提案式は十分妥当であるものと考えられる。

3.4 正負交番繰返し載荷に対する検討

図12に、文献9), 17), 18), 19)における正負交番繰返し載荷による実験結果と計算結果の比較を示す。なお、参考に一方向載荷による結果も併記している。図より、荒川 mean 式、学会指針 A 法および修正 A 法のどの計算結果においても一方向載荷よりも正負交番載荷の方が計算結果に対する実験結果の比は一概に小さくなっており、言い換えれば、同一のせん断補強量に対して一方向載荷よりも正負交番載荷の場合の方が終局せん断強度が小さくなることを示している。この理由に関しては、正負交番載荷による斜めひび割れゾーンにおける交差ひび割れの形成が、一方向載荷の場合よりも有効圧縮強度を小さくしているためではないかと予想される。従って、正負交番載荷の場合には、一方向載荷と異なる  $\nu$  値の算定式を設定するか、便宜的に正負交番載荷による低減係数を  $\nu$  値の算定式に乗ずる等の対応が必要になるものと思われる。

4. まとめ

本研究では、学会指針のトラスおよびアーチ機構の塑性解析に基づく終局せん断強度の算定式について考察を行い、より平均的に精度の良い修正式を提案した。

表3 付着破壊を考慮したせん断強度の計算結果に対する実験結果の比の平均値および変動係数

学会指針A法				修正A法			
上端筋		その他		上端筋		その他	
平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数
1.135	16.30%	1.009	16.89%	1.035	15.67%	0.920	16.62%

表4 文献15)における実験結果と計算結果の比較

試験体	V <sub>uexp</sub> (kN)	学会指針A法 $\nu = 1.7F_c^{-1/3}$				修正A法 $\nu = \exp(-F_c/85)$			
		V <sub>u</sub> (kN)	V <sub>bu</sub> (kN)		V <sub>u</sub> (kN)		V <sub>bu</sub> (kN)		
			上端筋	その他	降伏	未降伏	上端筋	その他	
SH-1	228	312	-		251	-	-		
SH-2	321	468	410	384	327	323	342	324	
SH-3	350	534	458	429	342	336	342	342	
SH-4	357	563	494	461	342	338	342	342	

文献15)では、SH-1以外はせん断補強筋未降伏で、破壊形式は、SH-1：せん断引張破壊、SH-2,3：せん断圧縮破壊、SH-4：せん断圧縮破壊または付着割裂破壊と記されている



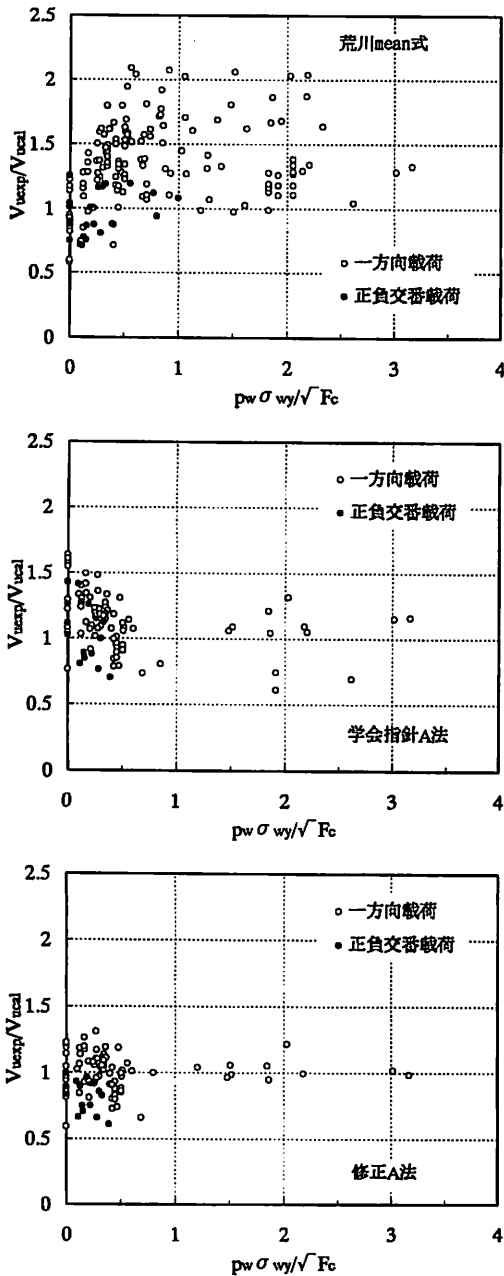


図12 正負交番載荷に対する計算結果と実験結果の比較

コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu$ については、せん断補強筋のないRC梁の終局せん断強度の既往の実験結果から $\nu$ 値を逆算により求め、ひび割れ分割されたコンクリートの圧縮強度に関する考察により式(17)を

誘導した。また、トラス機構における $\cot\phi$ の仮定については、式(17)による $\nu$ 値を用いた場合、学会指針A法による仮定の方がB法による場合よりも実験結果との適合性が高いことを明らかにした。さらに、既往のせん断補強筋の降伏条件式や付着強度算定式として前田式を併用することにより、せん断破壊や付着割裂破壊等の破壊形式の相違も本修正式により精度良く推定できることを示した。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997
- 3) 植松卓二ほか：高強度せん断補強筋を用いたRCはりのせん断実験 その1-降伏点強度の影響（実験概要および結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 711-712，1989. 10
- 4) 岡本 直ほか：繊維補強材を用いたコンクリート梁のせん断耐力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 455，pp. 127-136，1994. 1
- 5) 黒正清治ほか：鉄筋コンクリートはりのせん断終局強度に及ぼすせん断補強量およびコンクリート強度の影響に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 373，pp. 83-91，1987. 3
- 6) 福原正志ほか：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究—はりの曲げせん断実験—，日本建築学会論文報告集，No. 320，pp. 12-20，1982. 10
- 7) Agussalim et al. : Shear Resistant Behavior of RC Beams with High Strength Concrete, J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No. 497, pp. 123-131, 1997. 7
- 8) 林 静雄ほか：鉄筋コンクリート部材のせん断力伝達機構に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 415，pp. 43-52，1990. 9
- 9) 坂口 昇ほか：超高強度鉄筋コンクリート造短スパン梁の曲げせん断耐力実験（その2）せん断特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 69-70，1987. 10
- 10) 古内 仁ほか：反曲点を有するRCはりのせん断破壊に対する斜ひびわれの影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp.

- 449-454, 1993
- 11) 奥出久人ほか：高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験 その4-付着割裂破壊に支配されるはりのせん断耐力（実験概要及び結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 717-718, 1989. 10
  - 12) 新田隆雄ほか：RC 梁の付着割裂破壊に対するせん断スパン比の影響 その1-実験概要および結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 309-310, 1990. 10
  - 13) 慶 祐一ほか：高強度コンクリートを用いた梁のせん断強度に関する研究（その1  $f_c' = 600 \text{ kg/cm}^2$ ,  $800 \text{ kg/cm}^2$  に関する実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 269-270, 1991. 9
  - 14) 黒正清治ほか：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断性状に関する実験研究—せん断スパン比による影響—，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 71-72, 1987. 10
  - 15) 楊 辞冬ほか：超高強度材料を用いた梁のせん断破壊実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp. 27-32, 1993
  - 16) 松石長之ほか：鉄筋コンクリート造梁のせん断ひび割れ幅制御に関する研究（その1）実験概要と結果の考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 909-910, 1999. 9
  - 17) 松野一成ほか：正負繰返し荷重を受ける高強度 RC はりのせん断抵抗性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16, No. 2, pp. 494-502, 1994
  - 18) 千葉佳英ほか：材料強度の組合せが RC 梁のせん断性状におよぼす影響に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 917-918, 1999. 9
  - 19) 両宮 篤ほか：超高強度 RC 梁のせん断挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 273-274, 1991. 9
  - 20) 磯 雅人ほか：鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験研究（その2 補強効果の定量化），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp. 277-278, 1991. 9
  - 21) 益尾 潔：鉄筋コンクリート柱，はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価，日本建築学会構造系論文報告集，No. 452, pp. 87-97, 1993. 10
  - 22) 市之瀬敏勝ほか：スパイラル筋を使用した RC 梁のせん断強度，日本建築学会構造系論文報告集，No. 441, pp. 85-91, 1992. 11
  - 23) S. Popovics: A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, pp. 583-599, 1973
  - 24) 野口貴文：高強度コンクリートの基礎的力学特性に関する研究，東京大学学位論文，1995
  - 25) 野口貴文ほか：高強度コンクリートの圧縮強度とヤング係数との関係，日本建築学会構造系論文集，No. 474, pp. 1-10, 1995. 8
  - 26) 野口貴文ほか：高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学的特性との関係，日本建築学会構造系論文集，No. 472, pp. 11-16, 1995. 6
  - 27) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説，1995