

# 論文 FEM パラメトリック解析に基づく高強度 RC 造耐震壁のせん断強度推定モデルの検討

沼倉 隆人\*2・白井 伸明\*1・水井 啓介\*2

要旨：本研究は高強度 RC 造耐震壁のせん断強度を推定できる合理的なマクロモデルや設計式の開発を目的として行ったものである。まず、各種の変動因子がせん断強度や抵抗機構に及ぼす影響を把握するため、高強度 RC 造耐震壁に関して FEM によるパラメータ解析を行い、既往のマクロモデルや設計式による計算値と比較した。この結果、コンクリートの有効係数・壁筋の効果・側柱の抵抗機構に問題があることが分かった。本研究では、FEM の計算結果を利用した最適化手法を適用することにより、既往のマクロモデルおよび設計式の改良を試みた。さらに、修正モデルの有効性について確認した。

キーワード：高強度 RC 造耐震壁、FEM、抵抗機構、有効係数、等価長さ

## 1. はじめに

近年、高強度材料を用いた RC 造耐震壁に関する研究が建設省総プロ「New RC」を契機として行われている。しかし、今のところ十分な実験データは蓄積されておらず、また普通強度の RC 造耐震壁に対して提案された既往のマクロモデルや設計式を高強度 RC 造耐震壁に拡張して適用した場合の問題点も十分に明らかにされていないようである。本研究では、高強度 RC 造耐震壁に関する実験データの補完をするため、FEM を用いたパラメータ解析を行い、内部応力等の詳細な資料を得るとともに、各種の変動因子がせん断強度や抵抗機構に及ぼす影響を調べ、既往のマクロモデルや設計式の計算値と比較して問題点を抽出する。さらに、問題点を解決するため、FEM 計算値を利用した最適化手法を適用し、既往のマクロモデルや設計式の改良を試みる。

## 2. FEM パラメータ解析の概要

文献[1]では、普通強度のみならず高強度の鉄筋およびコンクリートにも適用できる構成則の提案を行い、これを STEVENS らが開発した非線形 FEM 解析コード“FIERCM”[2]に組み込み修正が行われている（“修正 FIERCM”と呼ぶ）。また、文献[3]では、修正 FIERCM を高強度 RC 造耐震壁試験体（NW シリーズ 6 体[4, 5] および No. シリーズ 8 体[6]）に適用し、せん断強度の推定精度は概ね 10% 以内であることを確認している。よって、本研究では修正 FIERCM をパラメータ解析の手段として採用する。

パラメータ解析の対象として文献[6]の耐震壁 No. 3 を基準試験体として、変動因子を設定した。図.1 に No. 3 試験体の配筋詳細を示す。また、表.1 にパラメータ解析に用いた試験体の諸元を示す。本研究では、変動因子として次の 5 種類を考慮した。すなわち、(1)コンクリート圧縮強度 ( $\sigma_c = 200 \sim 1055 \text{ kgf/cm}^2$ )、

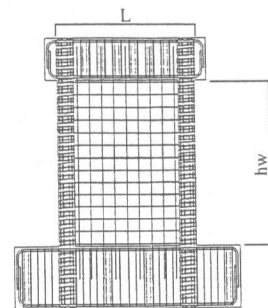


図.1 No. 3 試験体図

\*1 日本大学助教授 理工学部建築学科、工博（正会員）

\*2 日本大学大学院 理工学研究科建築学専攻（正会員）

(2)壁筋比 ( $P_s = 0.2 \sim 3.0\%$ )、  
 (3)柱主筋比 ( $P_g = 1.5 \sim 6.25\%$ )、  
 (4)せん断スパン比 ( $hw/L = 0.88 \sim 2.06$ ) および (5)軸力 ( $N = 60 \sim 120tf$ )を考慮した。  
 なお、変動因子以外の材料定数および諸元は No. 3 の基準試験体と同一とした。

表.1 パラメータ解析用試験体諸元

パラメータ	壁				板		側柱	
	内法高さ (cm) (hw/L)	コンクリート強度 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	壁筋比 $P_s$ (%)	降伏強度 $\sigma_{sy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	壁補強筋量 $P_{sy}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	主筋比 $P_g$ (%)	降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	平均軸力 $\sigma_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
コンクリート強度	200 (1.18)	200 ~ 1055	0.53	8079	42.82	5.08	10289	$\sigma_c/3$
壁筋比								
柱主筋強度	150(0.88) ~ 350(2.06)	732	0.53	8079	42.82	1.25 ~ 6.25	10289	$\sigma_c/3$
せん断スパン比	150(0.88) ~ 350(2.06)					5.08		
軸力	200 (1.18)							$\sigma_c/5$ ~ $\sigma_c/2.5$

次に、本研究で検討の対象とした強度推定式は、マクロモデルとして“称原モデル[7]”、設計式として“学会指針式[8]”の2種類とした。これらはいずれも塑性解析の下界定理に基づいて導かれたものである。なお、指針式の適用範囲は、 $\sigma_c = 210 \sim 360$  kgf/cm<sup>2</sup> および  $\sigma_{sy} = 4000$  kgf/cm<sup>2</sup> 以下であるが、ここでは高強度材料に拡張して適用することにした。

### 3. 結果の検討および強度推定式の問題点

図.2 は  $\sigma_c$  の変化がせん断強度  $V_u$  に及ぼす影響について検討したものである。指針式は  $\sigma_c$  が高くなる程、実験値および FEM 計算値から離れる傾向にある。この原因としては、指針式で採用しているコンクリートの有効係数  $\nu_c$  に対する Nielsen 式が高強度コンクリートの強度低減を過大に見積もるためと考えられる。称原モデルは  $\sigma_c$  の増大に伴うせん断強度の増大を実験値や FEM 計算値より大きく見積もる傾向がある。これは  $\nu_c$  の影響が考慮されていないためと考えられる。図.3 は  $P_s \sigma_{sy}$  の変化が  $V_u$  に及ぼす影響を検討したものである。指針式は  $P_s \sigma_{sy}$  の小さい範囲では、強度を過小評価するが、 $P_s \sigma_{sy}$  の増大に伴う壁筋の効果、つまり  $V_u$  の増加率については実験値や FEM 計算値より大きく見積もる傾向がある。称原モデルは強度をやや過大評価する傾向があるが、 $P_s \sigma_{sy}$  の増大に伴う  $V_u$  の増加傾向は FEM 計算値と類似している。図.4 は、 $P_g$  の変化が  $V_u$  に及ぼす影響について検討したものである。なお、図中には後述の称原モデルを改良した修正モデルの計算値も示してある。指針式は  $P_g$  の影響を考慮していない。一方、称原モデルは FEM 計算値より  $P_g$  の効果を過大に評価している。図.5 は  $hw/L$  の変化が  $V_u$  に及ぼす影響について検討したものである。なお、図中には修正モデルの計算値も示してある。指針式は実験値および FEM 計算値に比べ  $V_u$  を過小に、一方称原モデルは  $V_u$  を過大に見積り、いずれも  $hw/L$  が小さくなるにしたがい適合性は悪くなる傾向にある。最後に、図.6 は平均軸力  $\sigma_a$  ( $N/A$ ;  $A$  は側柱を含む全断面積) の変化

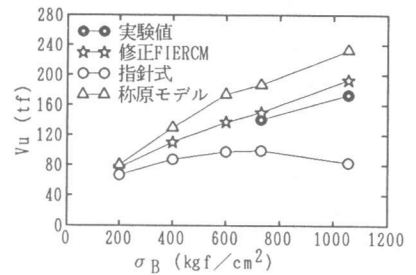


図.2  $\sigma_c$  の影響

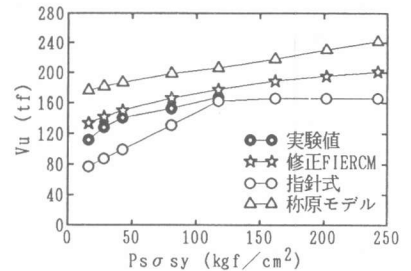


図.3  $P_s (P_s \sigma_{sy})$  の影響

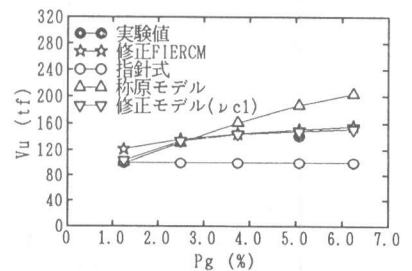


図.4  $P_g$  の影響

が  $V_u$  に及ぼす影響について検討したものである。なお、図中には修正モデルの計算値も示してある。指針式および称原モデルとも検討した  $\sigma_0$  の範囲においては実験値および FEM 計算値との適合性が悪く、 $\sigma_0$  の影響を適切に考慮していない。以上より、既往の強度推定式については次の問題点が指摘される。①コンクリートの有効係数を適切に考慮する必要があり、指針式の Nielsen 式は高強度コンクリートの強度低減を過大に評価する。②称原モデルおよび指針式は、いずれもトラス機構に寄与する壁筋の負担応力を FEM 計算値より大きく見積もっている。③称原モデルは、圧力場が耐震壁からはみ出さないという幾何学的な制約条件を設け、対応する抵抗機構を仮定しているが、同時に側柱のせん断抵抗機構についても考慮する必要があると考えられる。

#### 4. 強度推定式の修正

##### 4.1. コンクリートの有効係数

本研究では、コンクリートの有効係数  $\nu_c$  の推定式として次の 2 種類の式を仮定する。

$$\nu_{c1} = 2.62 \sigma_B^{0.745} / \sigma_B \quad (1)$$

$$\nu_{c2} = 3.68(1+2n) \sigma_B^{0.667} / \sigma_B \quad (2)$$

式(1)は  $\nu_c$  に対する CEB 式 [9] が高強度コンクリートの場合、強度低減をやや過大評価する傾向があること [3] を考慮し、修正マルカート法 [10] を適用して CEB 式を修正したものである (“修正 CEB 式”と呼ぶ)。式(2)は高強度 RC 柱およびはり部材に対して提案された New-RC 式 [11] (ただし、 $n = N/(A\sigma_B)$ ) であり、軸力の影響が考慮されている。

##### 4.2. 壁筋の有効係数

図.7 はトラス機構に寄与する壁筋の負担応力  $\sigma_s$  を比較したものである。縦軸は壁筋負担応力  $\sigma_s$  をその降伏強度  $\sigma_{sy}$  で除してあり、横軸は力学的鉄筋比  $P_s \sigma_{sy} / \nu_{c1} \sigma_B$  である。なお、FEM 計算値は壁板中央近傍の壁筋応力の最大値である。いずれの計算値ともトラス機構に寄与する壁筋応力は、力学的鉄筋比の増大に伴って減少する傾向を示している。しかし、称原モデルおよび指針式とも FEM 計算値に比べ、力学的鉄筋比の増加に伴う壁筋負担応力の減少傾向を過小に評価している。つまり、実際より大きな壁筋の効果を見込んでい

ると言えよう。指針式は壁筋の降伏を仮定し、補強限界 ( $\nu_c \sigma_B / 2$ ) 未満では、 $P_s \sigma_{sy}$  が全て有効であると仮定している。一方、FEM 計算値は補強限界に達する前に壁筋負担応力は減少している。本研究では、壁筋の有効係数を  $\nu_s = \sigma_s / \sigma_{sy}$  と定義し、また  $\nu_s$  は式(3)のように力学的鉄筋比の

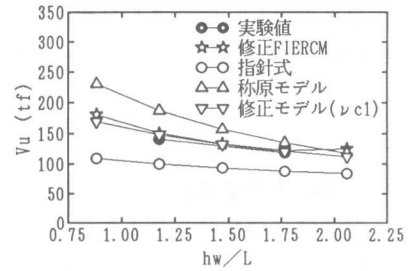


図.5  $hw/L$  の影響

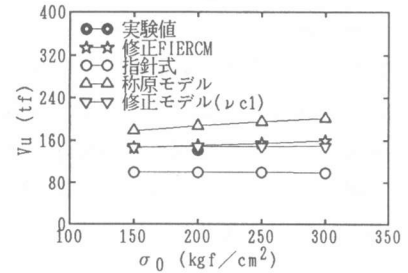


図.6  $\sigma_0$  の影響

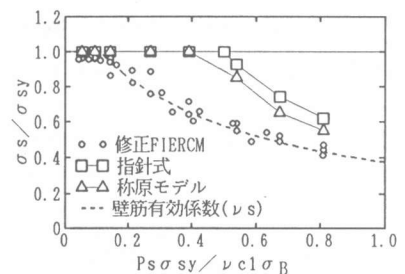


図.7 壁筋の負担応力

関数と仮定し、修正マルカート法を FEM計算値に適用して係数を同定した。すなわち、係数は式(1)を用いた場合  $a=0.795$ 、 $b=2.239$ 、また式(2)を用いた場合、 $a=0.795$ 、 $b=2.326$ と同定された。

$$\nu_s = 1 / \{ a + b(P_s \sigma_{sy} / \nu_c \sigma_B) \} \leq 1 \quad (3)$$

#### 4.3. 側柱の抵抗機構

耐震壁の側柱はかなりのせん断力を負担することが指摘されており、またこの負担せん断力を側柱単体の曲げ強度式[12]に基づいて評価する手法が提案されている[13]。指針式では、側柱の負担せん断抵抗を壁板の等価長さとしてアーチ機構に考慮している。しかし、等価長さを支配する側柱の曲げ強度は軸力の影響を無視した推定式を用い、さらに大胆な単純化を行っている[8]。また、称原モデルでは、側柱はせん断力を負担しないと仮定し、幾何学的条件より圧力場が耐震壁からはみ出さない制約を設けており、高強度 RC 耐震壁の場合には、ほとんどのケースがこの制約に支配されている。本研究では、指針式と同様な方法であるが単純化を行わずに等価長さを評価し、これを称原モデルに組み込み修正を行う(以後、“修正モデル”と呼ぶ)。

図.8 に示したように、柱端部より外側に延長した圧力場の幅、 $\Delta l_c$ 、は、それによる側柱脚部中央に関する曲げモーメントが側柱の曲げ強度  $M_{cu}$  に等しいと仮定すると次式が導かれる。

$$\Delta l_c = \sqrt{\frac{2 M_{cu}}{\nu_c \sigma_B t' \cos^2 \theta} + \frac{D_c^2}{4}} - \frac{D_c}{2} \quad (4)$$

ここに、 $M_{cu}$  は軸力の影響を考慮した柱の曲げ強度式[12]を採用した。力の釣合より導かれる圧力場は等価長さ、 $l_{wa} = D + \Delta l_c$ 、からはみ出すことはできないとすると、

$$x + l \tan \theta \leq l_{wa} \quad (5)$$

式(5)が満足されない場合には、図.9 に示すように、圧力場が等価長さからはみ出さない極限状態のモデルを設定する。最終的に、軸力・モーメント・せん断力の釣合から、アーチ機構の曲げ負担分、 $M_a$ 、およびせん断負担分、 $V_a$ 、は次式のように導かれる。

$$M_a = \frac{N_0' l}{1-k} \cdot \frac{(1 - \lambda \tan \theta) \tan \theta}{\tan^2 \theta + 1} \quad (6)$$

$$V_a = \frac{N_0' (1 - \lambda \tan \theta) \tan \theta}{\tan^2 \theta + 1} \quad (7)$$

ここに、 $N_0' = \nu_c \sigma_B t' l_{wa}$ 、 $\lambda = l/l_{wa}$ 。

式(6)、(7)は、 $\tan \theta = \sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda$  のとき最大となる。

#### 5. 修正モデルの検証

図.10は  $\sigma_B$  の変化が  $V_u$  に及ぼす影響を検討したものである。修正モデルはいずれも FEM 計算

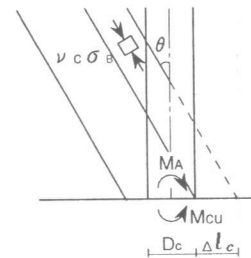


図.8 側柱による圧縮ストラットの有効長さ増分の

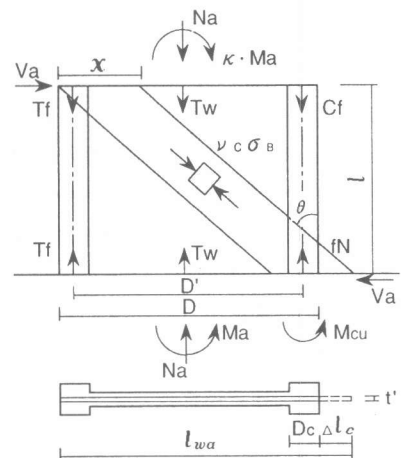


図.9 等価長さによる極限状態モデル

値および実験値の傾向を良く捉えている。なお、修正指針式とは、指針式に本研究で提案したコンクリートおよび鉄筋の有効係数を導入し、さらに単純化を行わない等価長さの算定式および軸力の影響を考慮した曲げ強度式を用いたものである。図.11 は図.10 に対応する結果であり、トラス機構による負担せん断力  $V_t$  を  $\sigma_B$  の変化に対してプロットしたものである。なお、図中には称原モデルおよび指針式の結果も併せて示した。修正モデルはいずれも  $\sigma_B$  の増大に伴い、トラス機構負担分  $V_t/V_u$  はほぼ直線的に減少する傾向を示している。称原モデルは概ねこの傾向と類似しているが、図.3 で見たように、 $V_u$  を過大に評価しており、結果的にはトラス機構負担分を大きく見積もっていることになる。一方、指針式は修正モデルとは全く異なる傾向を示している。修正モデルは FEM 計算値を基にした最適化により修正したものであるから、実際のトラス機構の負担分を正當に評価していると考えられる。図.12 は 図.10 に対応する結果であり、コンクリート主応力の角度  $\theta$  を  $\sigma_B$  の変化に対してプロットしたものである。なお、FEM の  $\theta$  は壁中央近傍のコンクリート要素の平均値である。この値はトラス機構とアーチ機構の重ね合わされた結果であると解釈される。修正モデルは FEM 計算値と若干違いがみられるが、 $\sigma_B$  の増大に伴いやや減少する傾向は FEM 計算値と類似している。図.13、14 および 15 はそれぞれ  $P_s$  あるいは  $P_s \sigma_{sy}$  の変化に対する  $V_u$ 、 $V_t/V_u$  および  $\theta$  の変化を示したものである。 $V_u$  に関して見てみると、修正モデルはいずれも FEM 計算値と良く一致している。次に、修正モデルは  $P_s \sigma_{sy}$  の増大に伴い  $V_t/V_u$  は増大する傾向を与えているが、 $P_s \sigma_{sy}$  の増大に伴って  $V_t/V_u$  が急激に増大している指針式の傾向とは異なっている。称原モデルは修正モデルとほぼ同様の結果を与えている。これは  $\nu_c$  の無視と壁筋が下界定理を満足する限り降伏まで有効であると仮定していることが相殺した結果であると考えられる。 $\theta$  について見てみると、修正モデルは FEM 計算値とはやや異なる結果を与えているが、 $P_s \sigma_{sy}$  の増大に伴い大きくなる傾向は FEM 計算値と類似している。さらに、 $P_g$  および  $hw/L$  に関する修正モデルの結果は、図.4 および 5 に示した通り、FEM 計算値および実験値と良く一致している。なお、 $\sigma_B$ 、 $P_s \sigma_{sy}$ 、 $hw/L$  および  $P_g$  の変化が  $V_u$  に及ぼす影響に関する限り、修正モデルに  $\nu_{c1}$  を適用しても  $\nu_{c2}$  を適用してもほぼ同等の結果が得られた。図.16 は  $\sigma_c$  が  $V_u$  に及ぼす影響について検討したものである。修正モデルの場合、軸力の影響を考慮した  $\nu_{c2}$  を用いると、 $\sigma_c$

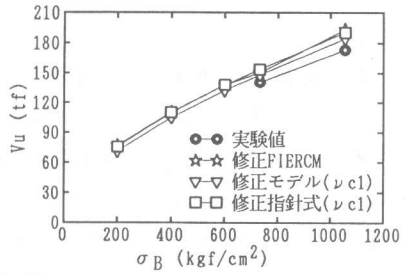


図.10  $\sigma_B$  の影響 ( $V_u$ )

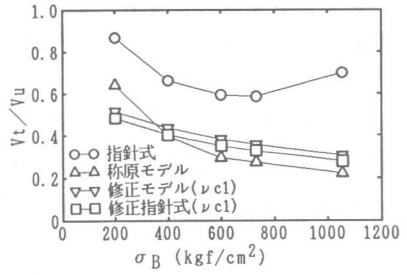


図.11  $\sigma_B$  の影響 ( $V_t/V_u$ )

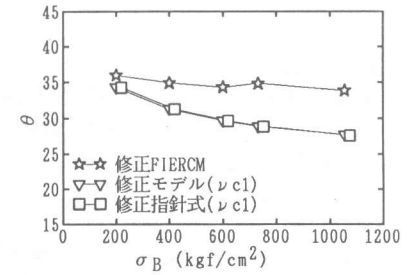


図.12  $\sigma_B$  の影響 ( $\theta$ )

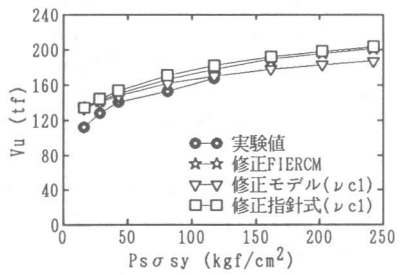


図.13  $P_s$  の影響 ( $V_u$ )

の増大に伴い  $V_u$  が FEM計算値と適合する結果が得られているが、 $\nu_{c1}$  を用いた場合、 $\sigma_0$  の増大の伴って、FEM計算値からやや離れる結果が得られている。しかし、その差はさほど大きくなく、両推定式とも有効であると判断される。

## 6. まとめ

以上の検討の結果より、次のことが明かとなった。

① マクロモデルや設計式にはコンクリートの有効係数を考慮する必要がある、提案した修正CEB式およびNew RC式は有効である。② トラス機構に寄与する壁筋の負担応力を適切に考慮する必要がある、FEM計算値に基づいて提案した壁筋の有効係数は有効である。

③ 特に、高強度RC造耐震壁の場合には、側柱の曲げによるせん断抵抗を考慮する必要がある。指針式と同様の考え方に基づいて壁板の等価長さを導入すると、比較的良好な推定結果が得られる。④ FEMは実験データの補完をするだけでなく、内部応力等の詳細な情報が得られるので、合理的なマクロモデルや設計式を構築するための支援手段として有用である。

謝辞：本研究は文部省科学研究費総合研究A(代表者：千葉大学野口博教授)の助成を受けて行われたものである。

## 【参考文献】

- [1]白井伸明、野口博、塩原等ほか：普通強度及び高強度RC要素の構成則に関する研究、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.1051~1054、1992.8。[2]Stevens,N.J., Uzumeri,S.M. and Collins,M.P.:Analytical Modelling of Reinforced Concrete Subjected to Monotonic and Reversed Loadings, Publication No.87-1, University of Toronto, Department Civil Engineering, January 1987。[3]佐藤稔雄、白井伸明、岡崎真大：高強度鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度に関するパラメータ解析、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp309~310、1993.8。[4]壁谷澤寿海ほか：高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.607~610、1990.8。[5]壁谷澤寿海、倉本洋ほか：シアスパン比が大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2, pp.819~824、1992.8。[6]狩野芳一、柳沢延房：耐震壁のせん断強度に関する研究、NewRC研究開発概要報告集、pp.3-3-35~3-3-40、1992.3。[7]称原良一、加藤勉：鉄筋コンクリート耐震壁の終局耐力、日本コンクリート工学協会、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集、pp.41~48、1982.6。[8]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、丸善、1990。[9]COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON:CEB-PIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURS, 1988。[10]渡部力他2名監修：Portran77による数値計算ソフトウェア、丸善、1990。[11]国土開発技術開発センター：New RC研究開発概要報告書、3.3、1993.3。[12]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、丸善、1988。[13]白石一郎、狩野芳一、町田巨寛：鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察、日本建築学会構造系論文報告集、第365号、pp.144~155、1986.7。

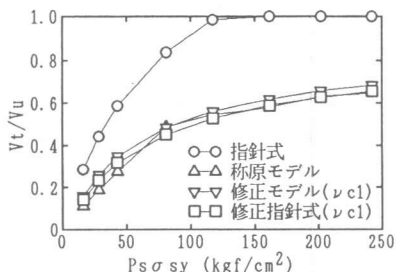


図.14  $P_s$  の影響 ( $V_t/V_u$ )

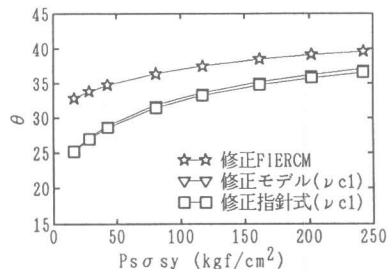


図.15  $P_s$  の影響 ( $\theta$ )

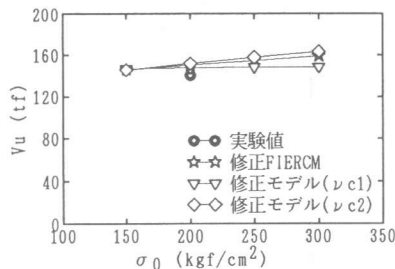


図.16  $\sigma_0$  の影響