

論文 鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度算定法に関する研究

中尾 駿一^{*1}・津田 和明^{*2}

要旨：鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度算定法は数多く提案されており，せん断力に対し，十分に安全性を確保できると思われる。それらの算定法はせん断補強筋の全降伏が前提となっているが，既往実験では，せん断補強筋の降伏前に，部材の最大耐力が決定する場合もある。本報では，筆者らによる鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局強度算定法を拡張し，柱・梁の実際の破壊現象に基づく算定法を提案した。また，その算定精度について既往実験結果を用いて検証した結果，既往算定法と同等以上の精度を有することが分かった。

キーワード：鉄筋コンクリート造，柱，梁，せん断終局強度，トラス理論

1. はじめに

鉄筋コンクリート造柱・梁のせん断終局強度算定法として，日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁾（以下，靱性指針と称す）のせん断終局強度式（以下，靱性指針式と称す）や荒川 mean 式²⁾がよく用いられる。靱性指針式は，トラス機構とアーチ機構を仮定した半理論的な式である。荒川 mean 式は，数多くの実験結果の分析から導いた実験式である。それらは，せん断力に対し十分に安全性を確保することが可能と思われる。しかし，これらの算定法はせん断補強筋の全降伏を前提としており，実際の破壊現象と対応しない場合がある。

耐震壁においては，トラス剛性に基づくせん断終局強度算定法を筆者らが提案している³⁾。その算定法は，実際の破壊現象をほぼ再現できている。また，暫定的な部分はあるものの，その算定精度は既往算定法と比べても遜色なくせん断終局強度を評価できる。そこで，この耐震壁の算定法を拡張し，柱・梁のせん断終局強度算定法を考案する。本報では，その検討結果を報告する。

2. 本提案手法の概要

基本的に，柱・梁のせん断抵抗機構として，図 - 1 に示すトラス抵抗機構を仮定する。これは，コンクリート斜め圧縮バネと鉛直方向と水平方向の引張バネにより構成される。鉛直バネは主筋，水平バネはせん断補強筋と耐震壁の側柱に対応する部位（仮想水平抵抗領域と称す：後に詳述）の曲げ抵抗により形成される。そして，これらのバネのいずれかが強度に達した時を柱・梁のせん断終局強度とする。また，横尾らにより，せん断ひび割れ強度式を考慮することで，せん断補強強度が小さい場合でも，十分な精度でせん断終局強度を評価できるこ

とが報告されており⁴⁾，せん断ひび割れ時が最大強度となる可能性もあることから，本提案手法でも，せん断ひび割れ強度とトラス抵抗機構によるせん断終局強度の大きい方を本提案手法でのせん断終局強度とする。ただし，軸力が引張の場合は，せん断ひび割れ強度は無視する。本提案手法は，筆者らによる耐震壁のせん断終局強度算定法に基づいており，詳細は既報³⁾を参照願いたい。以下，式中の記号は SI 単位系であり，力は N，距離は mm である。本提案手法によるせん断終局強度 (Q_{su}) を式(1)に示す。

$$Q_{su} = \max\{\min(Q_{cc}, Q_{wy}), Q_{cr}\} \quad (1)$$

式(1)中， Q_{cc} はコンクリート斜め圧縮バネの強度で決定されるせん断終局強度であり，式(2)で表される。

$$Q_{cc} = \frac{\nu \sigma_B \sin 2\theta}{2} b D_g \quad (2)$$

この強度は，図 - 2 のように柱・梁の端部で決定する。式(2)は，コンクリートの圧縮強度の有効係数 (ν) にコンクリート圧縮強度 (σ_B) を乗じた値に，柱・梁の有効断面積（有効長さ： D_g ，幅： b ）を乗じてせん断終局強度を算定している。 θ は主圧縮方向角度（縦軸より反時計回り）であり，その算定方法は後述する。

コンクリートの圧縮強度の有効係数は，既報³⁾と同じく，式(3)のように，コンクリート圧縮強度によって，Nielsen の下限式と CEB 式を用い，算定する。

$$\nu = \begin{cases} 0.7 - \sigma_B / 200 & \sigma_B \leq 45 \text{ N/mm}^2 \\ 1.698 \sigma_B^{-0.333} & \sigma_B > 45 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (3)$$

柱・梁端部の有効長さ (D_g) は，式(4)で求めるとこととした。 D は部材せい， h_c は圧縮ストラット最下端と最上端の柱・梁端部からの距離である。

*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科 (学生会員)

*2 近畿大学大学院 産業理工学研究科 教授 博士 (工学) (正会員)

$$D_a = D - h_a \tan \theta \quad (4)$$

圧縮ストラット最下端と最上端の柱・梁端部からの距離 (h_a) は式(5)より求められる。これらの基本的な算出方法は、既報³⁾を参照願いたい。

$$h_a = \frac{K_2 \cos \theta \sin^3 \theta}{2K_x} \leq \frac{L_s}{2.7} \quad (5)$$

h_a に関しては、既報³⁾と同様に、制限値を設けた。 L_s は柱・梁の仮想せん断破壊領域であり、その算出方法は後述する。

次に、 Q_{wy} について記す。 Q_{wy} は、せん断補強筋が降伏する時のせん断終局強度である。このことから、本提案手法では、せん断補強筋が存在しない柱・梁は対象外となる。 Q_{wy} は式(6)で算定される。

$$Q_{wy} = \frac{\sigma_{wy} K_x}{E_{ws} \tan \theta} bD \quad (6)$$

式(6)は、せん断補強筋の降伏ひずみ度 (σ_{wy}/E_{ws}) に水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性 (K_x) を乗じた値に、幅、せいを乗じてせん断終局強度を算定している。

ここで、主圧縮方向角度 (θ) について述べる。主圧縮方向角度は、式(7)により算定する。

$$\left(\frac{1}{K_x} - \frac{1}{K_y} \right) \cos^4 \theta - 2 \left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} \right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_x} = 0 \quad (7)$$

式(7)は、最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って主圧縮方向角度を求める式で、この式より求める角度の妥当性は、筆者らが報告している³⁾。水平方向、鉛直方向の単位面積当りの平均バネ剛性 K_x 、 K_y は式(8)、(9)で算定する。

$$K_x = K_f + p_w E_{ws} = \frac{360 E_c I_c (D - 0.2D)}{b L_s^4} + p_w E_{ws} \quad (8)$$

$$K_y = p_g E_{ts} \quad (9)$$

式(8)中の K_f は、仮想水平抵抗領域の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性である。仮想水平抵抗領域とは、水平方向の拘束効果を発揮する領域であり、その範囲を $0.2D$ とした。この $0.2D$ は、通常コンクリート縁から主筋中心まで $0.1D$ であるため、その値の倍となる。この範囲は暫定であり、検討の余地を有する。試験体では部材せい $D=300\text{mm}$ の場合、かぶり 20mm 、せん断補強筋径 $D6$ 、主筋 $D10$ の場合が多く、主筋位置はコンクリート縁から 31mm で約 $0.1D$ 、実物では $D=600\text{mm}$ 、かぶり 40mm 、せん断補強筋 $D10$ 、主筋 $D25$ で、コンクリート縁から主筋位置は 63mm で約 $0.1D$ となるので、 0.1 倍を用いて計算した。ただし、実物の部材せいが 600mm を超える場合に関しては、今後検討したい。

K_f は、図-3のように両側の仮想水平抵抗領域が同様

に変形すると仮定し、それらが等分布荷重を受ける両端固定梁 (スパン長 = 仮想せん断破壊領域: L_s) とみなした場合の平均たわみ量を両側仮想水平抵抗領域芯々間距離 ($D - 0.2D$) で除すことにより算定した。 E_c はコンクリートのヤング係数、 I_c は仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント、 p_w はせん断補強筋比、 E_{ws} はせん断補強筋のヤング係数、 p_g は主筋鉄筋比、 E_{ts} は主筋のヤング係数である。

また、 K_2 は補正係数を乗じたコンクリートの斜め圧縮方向のバネ剛性であり、式(10)で算定する。この式の妥当性についても、筆者らにより報告されている³⁾。

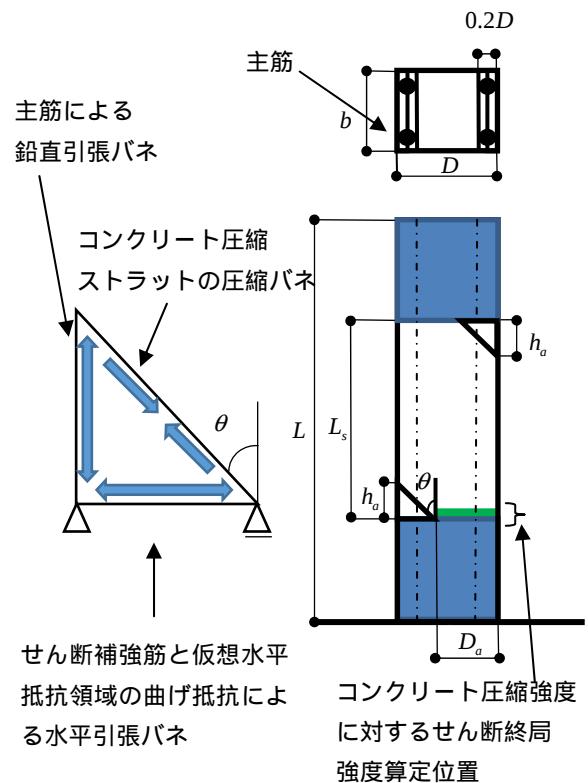


図-1 本提案手法におけるせん断抵抗機構

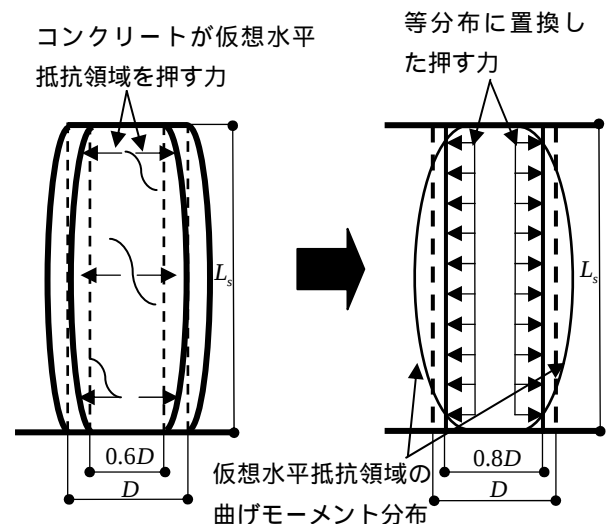


図-3 本提案手法における水平方向抵抗機構の概念

$$K_2 = 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \frac{1}{0.01 \sigma_B + 0.8} \quad (10)$$

柱・梁の部材長が長い場合、中央領域でせん断破壊することが考えられる。そこで、柱・梁の仮想せん断破壊領域 (L_s) を設定した。その値には、制限値を設けることとした。以下に、制限値を示す。

$$L_s = \begin{cases} L & \alpha D \geq L \\ \max(\alpha D, L - 2D) & \alpha D < L \end{cases} \quad (11)$$

制限値 (α) は、本手法を既往実験結果^{5)~36)}303 体に適用し、その結果の平均値と変動係数をみて決定した。ただし、付着剥離破壊したと報告されている試験体は除いた。コンクリート縁から主筋中心までの距離が明確でない試験体に関しては、その距離をせいの 0.1 倍として計算した。

これら既往実験結果による最大耐力を本提案手法におけるせん断終局強度と曲げ終局強度の小さい方の値と比較して検討した。なお、曲げ終局強度の算定には、日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010」³⁷⁾による曲げ終局強度略算式 (Q_{fu}) を用いた。

制限値と平均値、変動係数との関係を図 - 4 に示す。図 - 4 によると制限値が 2.3 の時、変動係数が最も小さく、2.3~2.6 において、ほとんど変動係数は変動しないため、ここでは、制限値を 2.5 とした。

次に、 Q_{cr} について述べる。 Q_{cr} は、主応力度式によるせん断ひび割れ強度式である。

$$Q_{cr} = 1.2 \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad (12)$$

$$\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (13)$$

σ_0 は軸方向応力度 (圧縮は正)、 σ_T はコンクリート引張強度、 κ は断面形状係数である。せん断ひび割れ強度は、今回収集した実験データの分析の結果、1 本のひび割れ発生によって、復元力特性の剛性が変化することはほとんどなく、その強度の 1.2 倍程度で剛性変化が大きく現れていたため、ひび割れ時の 1.2 倍を対象とした。

3. 算定精度の検証

ここでは、既往実験結果を用いた本提案手法の算定精度の検証結果についてまとめる。用いた既往実験結果、曲げ終局強度算定法は、前章と同じである。用いた試験体の各要因の上限値と下限値は、部材幅は 120 b 450[mm]、部材せいは 220 D 450[mm]、せん断スパンは 260 a 1200[mm]、コンクリート圧縮強度は 19.6 σ_B 171[N/mm²]、せん断補強筋降伏強度は 285 σ_{wy} 1453[N/mm²]、主筋降伏強度は 261 σ_y 1072[N/mm²]、せん断補強筋比は 0.09 p_w 1.78[%]、引張鉄筋比は 0.484 p_t 3.9[%]、軸力比は -0.225 σ_0/σ_B 0.736 であ

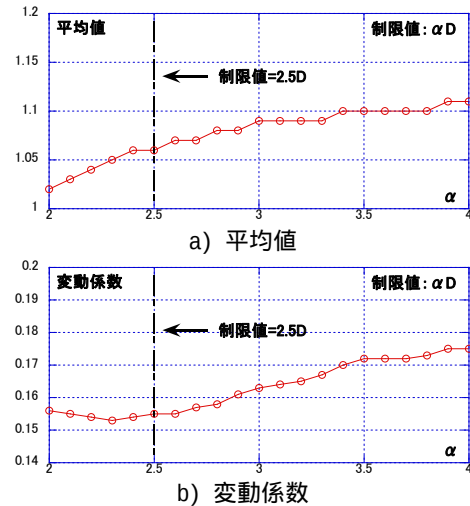


図 - 4 制限値と平均値、変動係数との関係

る。比較対象として、靱性指針式と荒川 mean 式による算定結果も示した。主筋位置が明記されている試験体と 0.1D とした試験体を分けて検証した結果、強度比の差異が確認できなかったため、0.1D でほぼ妥当であったと思われる。

本提案手法 (Q_{su})、靱性指針式 (Q_{aj})、荒川 mean 式 (Q_{am}) の既往実験結果との比較を図 - 5 に示す。靱性指針式において、コンクリートの圧縮強度の有効係数は、本来 Nielsen の下限式を用いているが、提案手法と同様に、Nielsen の下限式と CEB 式を用いた。図 - 5 は、縦軸に実験による最大耐力 (Q_{exp})、横軸に計算によるせん断終局強度を、それぞれ計算による曲げ終局強度で除したものである。提案手法では、最大耐力決定要因 (cc : コンクリート圧縮ストラットの圧壊で決定、 wy : せん断補強筋の降伏で決定、 cr : せん断ひび割れ強度に到達で決定) と、 cc と wy に関しては、 h_0 が制限値に達したか否かで記号を分けた。強度比 (実験による最大耐力を曲げ終局強度計算値と各算定法によるせん断終局強度計算値の小さい方で除した値) の平均値、変動係数は本提案手法が 1.06, 0.155, 靱性指針式が 1.15, 0.200, 荒川 mean 式が 1.30, 0.222 であり、本提案手法が最も良い。303 体中、最大耐力がせん断終局強度計算値で決定した試験体数は、靱性指針式では 238 体、荒川 mean 式では 263 体、本提案手法では 244 体である。また、強度比が 1.0 を下回る試験体は、靱性指針式では 69 体、荒川 mean 式では 29 体、本提案手法では 96 体であり、本提案手法が最も多い。しかし、変動係数は本提案手法が最も小さく、適した安全率を設ければ、本提案手法は十分な算定精度を有する安全なせん断終局強度算定法であると言える。なお、本提案手法で h_0 が制限値に達した試験体は 303 体中、94 体である。また、引張軸力が作用した試験体を除いて検討すると、強度比の平均値、変動係数は本提案手法が

1.07, 0.151, 靱性指針式が 1.15, 0.198, 荒川 mean 式が 1.31, 0.222 である。荒川 mean 式でほとんど変化はないが提案手法, 靱性指針式において, 変動係数が若干小さくなった。

さらに, コンクリート圧縮強度(σ_B), 軸力比(σ_o/σ_B), セン断補強強度(補強筋比 $\times$ 降伏強度: $p_w\sigma_{wy}$), セン断スパン比(M/Qd)に対する計算精度の変動傾向を検討した。実験最大耐力と, 計算の曲げ終局強度とセン断終局強度の小さい方との比の関係を図 - 6 に示す。図中, $\pm 20\%$ の横線を示した。また, 最大耐力決定要因(S : 最大耐力がセン断終局強度計算値で決定したもの, F : 最大耐力が曲げ終局強度計算値で決定したもの)で記号を分けた。

最大耐力決定要因別に記号を分けて検討した結果, 最大耐力が曲げ終局強度計算値で決まったものの方が, 計算と実験の強度の対応は良かった。

コンクリート圧縮強度に関しては, 提案手法では大きな偏りは見られない。他の 2 手法では, コンクリート圧縮強度の増加に伴い, 強度比が小さくなっている。軸力比に関しては, 靱性指針式では軸力比の増大に伴い, 強度比も大きくなっている。他の 2 手法では, 大きな偏りは見られないが, 荒川 mean 式では, 圧縮軸力が作用した場合, ほとんどの試験体の強度比が 1.0 以上となる傾向を示す。セン断ひび割れ強度については, 軸力は因子として考慮しているが, それ以外は軸力を因子として考慮していない。提案手法では, 引張軸力が作用した場合,

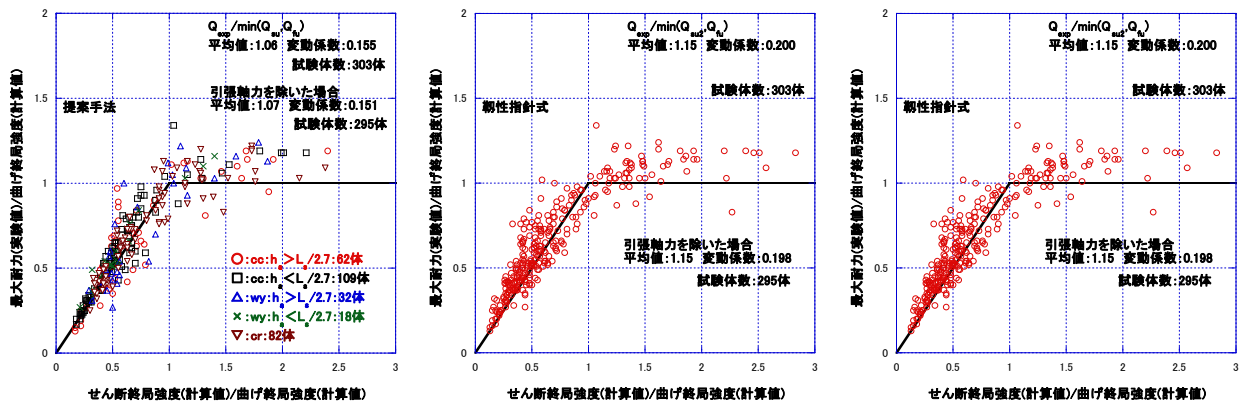


図 - 5 各算定法の算定精度

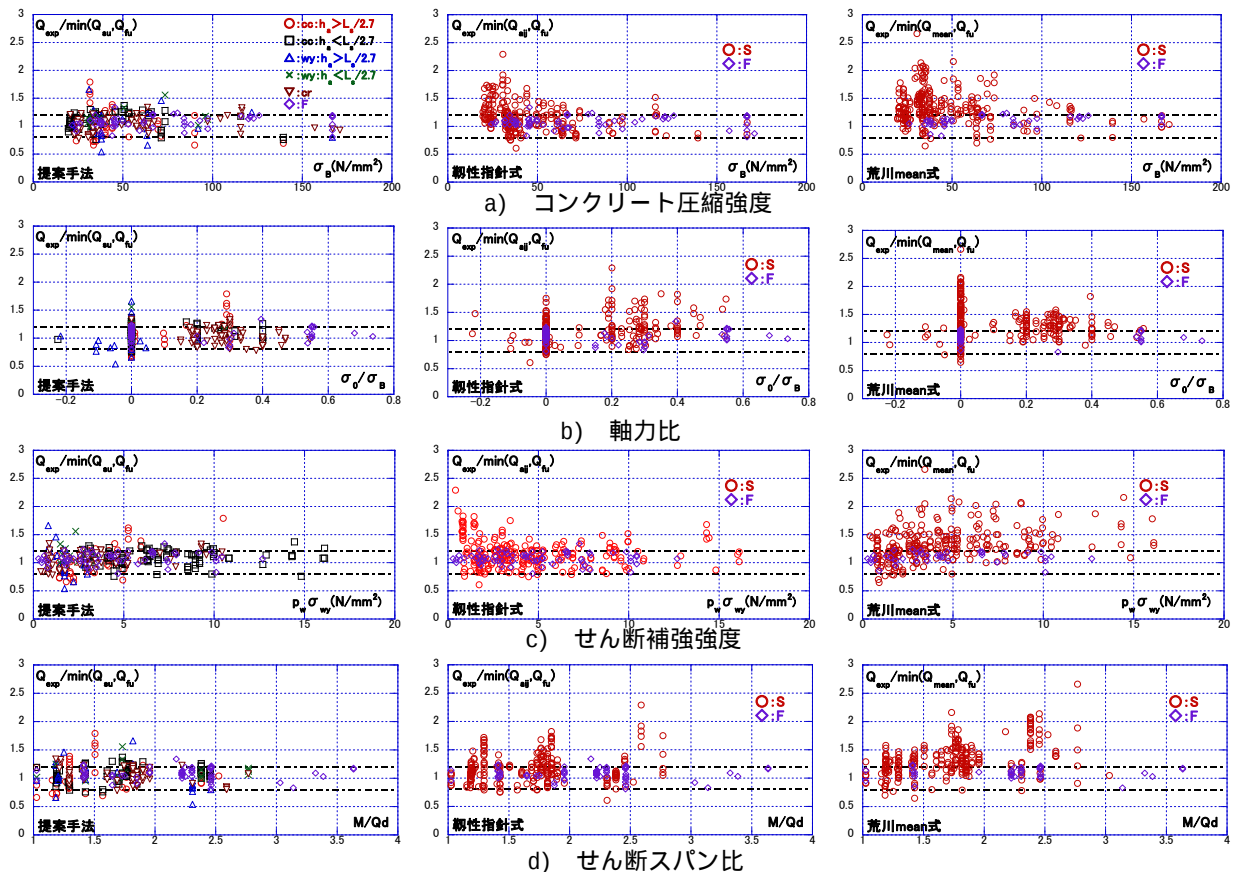


図 - 6 各算定法の因子別分析

強度比が 1.0 以下となる。そのほとんどの試験体は、最大耐力がせん断補強筋の降伏で決定し、かつ h_v が制限値に達している。せん断補強強度に関しては、荒川 mean 式では、せん断補強強度の増大に伴い、強度比も大きくなっている。他の 2 手法では、大きな偏りは見られないが、靱性指針式では、せん断補強強度が小さいほど、比較的バラつきが大きい。提案手法では、せん断補強強度が小さい場合でも比較的バラつきは小さく、そのほとんどは最大耐力がせん断ひび割れ強度によって決定している。せん断スパン比に関しては、荒川 mean 式では、せん断スパン比の増大に伴い、強度比が大きくなっている。他の 2 手法では、大きな偏りは見られない。

因子別に検討した結果、本提案手法は引張軸力が作用した場合、強度比が 1.0 以下となった。しかし、その他には、特に大きな偏りはないと思われ、柱・梁部材に対して十分な算定精度を有していると考えられる。

4.まとめ

今回、筆者らが提案している鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断終局強度算定法を拡張し、柱・梁のせん断終局強度算定法を提案した。

この算定法は、暫定的な部分もあるが、既往実験結果を用いて算定精度を検証した結果、靱性指針式、荒川 mean 式と検証試験体範囲内では同等以上の精度を有することが分かった。

今後の改良点として、以下のことが考えられる。

- 1) 圧縮ストラットの領域算定における制限値の検討。
- 2) せん断補強筋が存在しない場合の検討。
- 3) 引張軸力作用時の検討。
- 4) 仮想水平抵抗領域の検討。

参考文献

- 1) 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・同解説，2001
- 2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990
- 3) 津田和明：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度算定法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 645 号，pp.2069~2075，2009.11
- 4) 横尾慎一，市之瀬敏勝：RC 部材のせん断設計法への一提案，日本建築学会学術講演梗概集，pp.283~284，1991.9
- 5) 宮脇毅，滝澤孝，高木仁之，白石一郎：引張または圧縮軸力を受ける RC 柱のせん断強度に関する研究（その 1，その 2.），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.431~434，2002.8
- 6) 白崎周一郎，武田寛：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断強度性状に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.251~252，2002.8
- 7) 久田昌典，今川祐樹，林静雄，篠原保二：高強度 RC 梁部材の曲げ降伏後のせん断破壊に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.775~780，2010
- 8) 日比野陽，久田昌典，篠原保二，林静雄：横補強筋量が少ない鉄筋コンクリート柱部材の圧縮ストラット形状の変化と終局せん断強度，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 677 号，pp.1113~1122，2012.7
- 9) 高稲宜和，芳村学，中村孝也：鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 573 号，pp.153~160，2003.11
- 10) 竜泰之，中村孝也，芳村学：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.217~222，2001
- 11) 中村孝也，芳村学，大和征良：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.193~199，2002.11
- 12) 曽根大貴ほか：鉄筋コンクリート柱部材の地震時損傷評価に関する実験的研究（その 1.実験計画および結果の概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.460~459，2001.9
- 13) 千田啓吾，石飛直樹，杉山智昭，松崎育弘：超高強度コンクリート（150MPa 級）梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.379~384，2004
- 14) 小倉弘一郎，田中礼治，但木幸男，大芳賀義喜：高強度鉄筋の開発に関する研究（その 10 - はりのせん断強度実験 - ），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.943~944，1990.10
- 15) 大芳賀義喜，田中礼治，小倉弘一郎：高強度鉄筋の開発に関する研究（その 14 - 柱のせん断強度実験 - ），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.951~952，1990.10
- 16) 黒正清治ほか：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究（その 1，その 2.），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2109~2112，1983.9
- 17) 鈴木計夫，中塚信，中田浩之，山中昌一：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いた RC 柱部材の荷重 - 変形特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.11，No.2，pp.455~460，1989
- 18) 西浦範昭，槇谷栄次，新藤健太：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に

- 関する研究,コンクリート工学年次論文集,Vol.15, No.2, pp.461~466, 1993
- 19) 中澤淳,三原重郎,益尾潔,南宏一:高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状,コンクリート工学年次論文集,Vol.13, No.2, pp.445~450, 1991
 - 20) 中岡章郎,入江貴弘,河本純,益尾潔:曲げ降伏型鉄筋コンクリート部材の変形性能に及ぼすせん断補強筋の加工形式の影響,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.741~742, 1992.8
 - 21) 吉田格英,北山和宏,西川孝夫:引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.876~880, 1996
 - 22) 林静雄,武居泰: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集,第415号, pp.43~52, 1990.9
 - 23) 藤沢正視,金久保利之,追法道,園部泰寿:鉄筋コンクリート短スパン梁の靱性能に関する研究(その1,その2),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.851~854, 1994.9
 - 24) 吉田俊夫,森本敏幸,原田博,千葉道夫:高層鉄筋コンクリート造建物に関する実験的研究(その1,その2),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.161~164, 1986.8
 - 25) 石川祐次,濱本学,小谷俊介,青山博之:鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.2, pp.255~260, 1992
 - 26) 嘉村武浩,大水敏弘,小谷俊介,青山博之:鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.15, No.2, pp.335~340, 1993
 - 27) 田中伸幸ほか: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1,その2),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.67~70, 1987.10
 - 28) 渡辺朋之ほか:高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究(その1)柱,梁部材実験,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.475~476, 1988.10
 - 29) 磯健一,柳沢延房:高軸力下における鉄筋コンクリート短柱に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.11, No.2, pp.465~470, 1989
 - 30) 千葉佳英,武田寛:材料強度の組合せがRC梁の剪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, pp.917~918, 1999.9
 - 31) 篠原理恵,武田寛:主筋に高強度鉄筋を用いたRC造梁の耐力および変形性状に関する実験的研究,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.899~890, 1999.9
 - 32) 松崎育弘,中野克彦,磯雅人,渡辺英義: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,コンクリート工学年次論文集, Vol.12, No.2, pp.325~328, 1990
 - 33) 板倉康久,安居功二,張富明,益尾潔:高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いたRC柱のせん断耐力と変形性能に関する実験的研究,コンクリート工学年次論文集, Vol.14, No.2, pp.291~296, 1992
 - 34) 松石長之,川西泰一郎,久田祐司,渡邊史夫: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, pp.909~910, 1999.9
 - 35) 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・同解説, pp.160~161 (6.4.26) (6.4.39), (6.4.41), (6.4.42), (6.4.43), 2001
 - 36) 黒沢俊也,森本敏幸,市川昌和,中岡章郎:超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱および梁部材の実験結果データベースによる各種強度算定式の適合性の検討,日本コンクリート工学会テクニカルレポート, (10)~(13), (15), (21), (31), (36), (39), (51), (57), Vol.44, No.2, pp.14~22, 2006.2
 - 37) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010