

[2117] 鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法

正会員 ○市之瀬敏勝 (名古屋工業大学)
 正会員 大岸 佐吉 (名古屋工業大学)
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)
 正会員 渡辺 史夫 (京都大学工学部)

§ 1 まえがき

これまで、鉄筋コンクリート部材のせん断設計は、荒川式・広沢式などの実験式によることが多かった。しかし、Nielsen [1] Thurlimann [2] 称原 [3] 南 [4] らの研究により、2次元的な応力の釣合を考慮したせん断設計への道が開けつつある。本論文は、これらの研究の延長線上にせん断設計法を提案する。この方法は、青山・市之瀬ら [5] が示した方法を基に、実験との適合性を考慮して若干の修正を加えたものである。なお本論文では、塑性変形が生じる部材 (靱性部材) において、危険断面から $1.5 * D$ (D : 部材のせい) の領域をヒンジ領域と呼ぶ。

§ 2 設計式を導くための基本仮定

2. 1 トラス作用の角度、 ϕ

図 1 (a) のように、横補強筋の応力を必要としないせん断抵抗機構をアーチ作用と呼ぶ。図 1 (b) のように、横補強筋の応力を必要とするせん断抵抗機構をトラス作用と呼ぶ。

(1) 靱性部材のヒンジ領域以外 (厳密には図 1 (b) の細かいハッチの領域) および非靱性部材でのトラス作用の角度: Thurlimann ら [2] によると、トラス作用の角度 ϕ を 26.5° 以下 ($\cot \phi$ を 2 以上) にとると、せん断補強筋の塑性ひずみが大となり、コンクリートひび割れ面の骨材のかみ合いによる応力伝達が困難になる。よって、ヒンジ領域以外では、 $\cot \phi \leq 2$ とする。

(2) ヒンジ領域内 (厳密には図 1 (b) の粗いハッチの領域) でのトラス作用の角度: ヒンジ領域内では、主筋の降伏に伴う曲げせん断ひび割れの拡大により、ひび割れ面での骨材のかみ合い作用が困難になる。塑性ヒンジの回転角を R_p (注 1) とすると、おそらく $R_p = 2 * 10^{-2}$ rad 程度の変形でかみ合いによる応力伝達はゼロになって、 $\phi = 45^\circ$ つまり $\cot \phi = 1$ のトラス作用のみが可能となると予想される。そこで、ヒンジ領域内 (厳密には図 1 (b) の粗いハッチの領域) での $\cot \phi$ の上限を塑性ヒンジの回転角 R_p の関数とし、図 2 の λ で与える。すなわち、 $\cot \phi \leq \lambda$ とする。

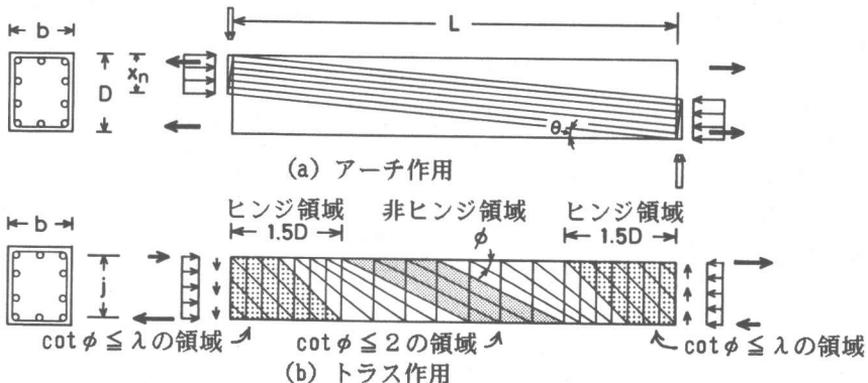


図 1 両側にヒンジ領域を持つ部材のアーチ作用とトラス作用

……なお、図1(b)でハッチの無い中間領域では ϕ は徐々に変化すると考える。

アーチ作用の角度 θ は、せん断補強筋のひずみと無関係なので、任意とする。

2.2 コンクリートの有効強度、 f_c

コンクリートの引張強度は無視する。コンクリートの圧縮主応力は、有効強度 f_c 以下とする。

(1) ヒンジ領域以外でのコンクリートの有効強度：高強度のコンクリートは、最大強度以降、急激に耐力を喪失する傾向にある。そこで、有効強度を下式とする。

$$f_c = 7 \cdot \sqrt{F_c} \quad (\text{単位はkg/cm}^2) \quad (1)$$

(2) ヒンジ領域内でのコンクリートの有効強度：部材が曲げ降伏以後の繰り返し载荷を受ける場合、ヒンジ領域内では、ひび割れが交差することによってコンクリートの有効強度が低下するはずである。そこで、 f_c を、図3のような塑性ヒンジの回転角 R_p の関数と仮定する。

2.3 曲げ主筋の強度

曲げ主筋は、実際の材質に関係なく、圧縮・引張とも無限に大きな応力を負担できると仮定する。これは、「せん断強度を曲げ強度よりも大きくすることによって曲げ破壊を確保する」という従来の設計手順を踏襲できるようにするための仮定である。本報告の方法ではコンクリートの有効強度を曲げ強度算定時より低減させるため、この仮定なしに2次元的な応力の釣合を考慮するとせん断強度を曲げ強度よりも大きくすることが理論上できない。(注2)

本項の仮定の結果、トラス作用とアーチ作用によって生じる主筋の応力の合計が降伏強度を超えるかどうかのチェックは行わない。また、トラス作用の応力中心間距離 j (図1(b))は、最外縁の主筋間の距離としてよい。さらに本項の仮定の結果、アーチ作用のせい x_n (図1(a))は、 Q_a が最大になるように、 $x_n = D/2$ と考えてよいことになる。このことは、本設計法において、せん断強度に及ぼす軸力の影響を無視したことを意味する。この是非は§5で検討する。

2.4 せん断補強筋の強度

せん断補強筋は、引張側で降伏強度 f_{wy} 以下の応力を負担すると仮定する。ただし、 $70 \cdot f_c$ を超える応力は負担できないものとする。これは、コンクリートの強度とせん断補強筋の強度とのバランスが悪いとせん断補強筋が十分に能力を発揮できないと考えるからである。

§3 部材のせん断強度

§2の仮定より、通常のあばら筋、帯筋により補強した柱・梁のせん断強度 Q_{su} は近似的に次式となる(厳密には拙論[6]を参照)。ここで、 Q_t はトラス作用の負担分、 Q_a はアーチ作用の負担分である。靱性部材の場合、ヒンジ領域の境界での応力の連続性を確保するため、 f_c はヒンジ領域での値を用いる。 b は部材の幅、 D は部材のせい、 j は最外縁の主筋間の距離、 L は部材のクリアスパン長さとする。

$$Q_{su} = Q_t + Q_a \quad (2)$$

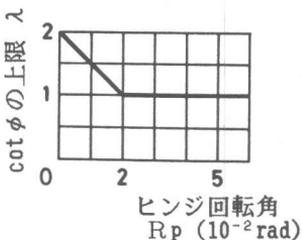


図2 cot ϕ の上限

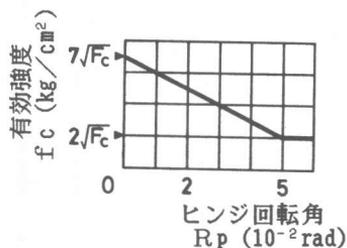


図3 コンクリートの有効強度

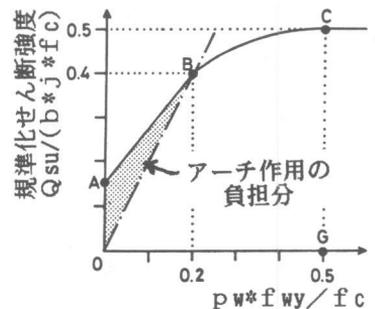


図4 Q_{su} と $p w \cdot f_{wy} / f_c$ との関係

$$Q_t = b * j * p_w * \sigma_w * \cot \phi \quad \text{ただし } \sigma_w \leq f_{wy} \text{ かつ } \sigma_w \leq 70 * f_c \quad (3)$$

$$Q_a = \frac{1}{2} * b * D * (1 - \beta) * f_c * \tan \theta \quad (4)$$

ただし

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (5)$$

$\cot \phi$ は、下の3式のうち最小のものとする。(注3)

$$\cot \phi = 1 / \tan \theta \quad (\text{つまり } \phi = \theta) \quad (6)$$

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{f_c}{p_{w, \max} * \sigma_w} - 1} \quad (7)$$

$p_{w, \max}$ は当該部材の中での最大せん断補強筋比
(靱性部材においては通常、ヒンジ領域内での p_w)

$$\cot \phi = \lambda \quad (8)$$

靱性部材のヒンジ領域以外、および非靱性部材では、 $\lambda = 2.0$ 、
靱性部材のヒンジ領域内では図1による。

β は、トラス作用によって生じるコンクリートの圧縮応力(当該部材中の最大値)が有効強度 f_c に占める割合で、次式による。

$$\beta = p_{w, \max} * \sigma_w * (1 + \cot^2 \phi_{\max}) / f_c \quad (9)$$

$\cot \phi_{\max}$ は当該部材の中での最大の $\cot \phi$

(靱性部材においては通常、ヒンジ領域外での $\cot \phi$ の値)

$\cot \phi$ が式(6)または(7)で決まる場合、本論文の提案式は土井[7]が導いた上界定理の式に一致する。ただし、 $L/D \geq 3/4$ の部材では $\tan \theta \leq 1/2$ となるので、通常の梁・柱の $\cot \phi$ が式(6)で決まることはない。 $L/D \geq 3/4$ の非靱性部材の場合、規準化したせん断強度とせん断補強筋量の関係は図4のようなになる。A点の位置は L/D によって変化する。アーチ作用の負担分は、ハッチ部で表される。B点より右ではトラス作用のみ(つまり $\beta = 1$ 、 $\cot \phi = (7)$ 式)となる。

§4 必要せん断補強筋量の計算

$L/D \geq 3/4$ の部材において作用せん断力 Q が与えられたときの必要せん断補強筋量 $p_w * f_{wy}$ は、前節の式を解くことによって下記のように計算できる(注4)。ただし、 $f_{wy} > 70 * f_c$ の場合は $f_{wy} = 70 * f_c$ と見なす。また、靱性部材の場合、 f_c と λ はヒンジ領域での値を用いる。

(a) $\frac{Q}{b * j * f_c} > \frac{1}{2}$ の場合 …………… 補強不可能。

(b) $\frac{\lambda}{\lambda^2 + 1} < \frac{Q}{b * j * f_c} \leq \frac{1}{2}$ の場合 …………… $\beta = 1$ 、 $\cot \phi = (7)$ 式。

靱性・非靱性部材に拘らず、またヒンジ領域内・外に拘らず、下式とする。

$$p_w * f_{wy} = \frac{f_c}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_c}{2}\right)^2 - \left(\frac{Q}{b * j}\right)^2} \quad (10)$$

(c) $\frac{\lambda}{5} < \frac{Q}{b * j * f_c} \leq \frac{\lambda}{\lambda^2 + 1}$ の場合 …………… 非靱性部材は本項に該当しない。

靱性部材のヒンジ領域内では、下式とする。($\beta = 1$ 、 $\cot \phi = \lambda$)

$$p_{wh} * f_{wy} = \frac{Q}{\lambda * b * j} \quad (11)$$

靱性部材のヒンジ領域外では、下式とする。(β = 1、cot φ = (7)式)

$$p_{wm}f_{wy} = \frac{Q}{b \cdot j \cdot \sqrt{\frac{f_c}{p_{wh}f_{wy}} - 1}} \quad (12)$$

ヒンジ内外を共通に下式で補強してもよい。(β < 1、cot φ = λ)

$$p_{wm}f_{wy} = \frac{Q - \frac{b \cdot D \cdot f_c \cdot \tan \theta}{2}}{\lambda \cdot b \cdot j - \frac{(1 + \lambda^2) \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta}{2}} \quad (13)$$

(d) $\frac{Q}{b \cdot j \cdot f_c} \leq \frac{\lambda}{5}$ の場合

靱性部材のヒンジ領域外および非靱性部材では、下式とする。(β < 1、cot φ = 2)

$$p_{wm}f_{wy} = \frac{Q - \frac{b \cdot D \cdot f_c \cdot \tan \theta}{2}}{2 \cdot b \cdot j - \frac{5 \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta}{2}} \quad (14)$$

靱性部材のヒンジ領域内では、下式とする。(β < 1、cot φ = λ)

$$p_{wh}f_{wy} = \frac{2 \cdot p_{wm}f_{wy}}{\lambda} \quad (p_{wm}f_{wy}: \text{ヒンジ領域外での補強筋量}) \quad (15)$$

ヒンジ領域内・外を共通に式(13)で補強してもよい。(β < 1、cot φ = λ)

§ 5 非靱性部材のせん断強度に関する精度の検討

(1) (長さ/せい)比、L/Dの影響: 本提案式によれば、L/Dの影響はp_w=0のとき最も大きい。そこで、二羽[8]が収集した、p_w=0の単純梁の実験データを用いる。図5に、計算値を実線で、実験値を大中小の白丸で示す。主筋量の少ない試験体(小さい白丸)のうち5体が計算値を下回ったが、このうち2体は曲げ耐力計算値に達しており、あまり問題は無いと思われる。

一方、提案式によれば、p_wf_{wy}/f_c ≥ 0.2 のときQ_{su}はL/Dに影響されない(ただしL/D ≤ 3/4の領域を除く)。そこで松崎[9]の逆対称曲げ梁の実験データ(p_wf_{wy}/f_c = 0.23, F_c = 356 kg/cm², f_{wy} = 3.1 t/cm²)を用いた比較を図6に示す。L/D = 2の1体を除き、適合性は良い。

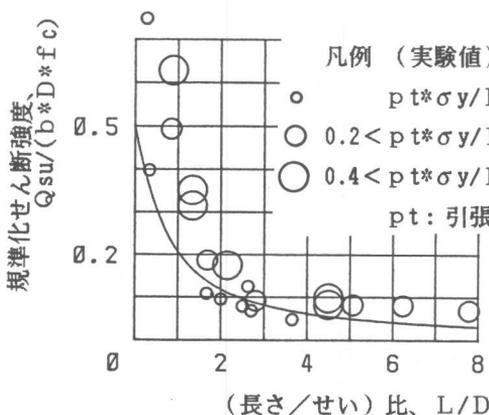


図5 L/Dの影響 (p_w = 0の単純梁)

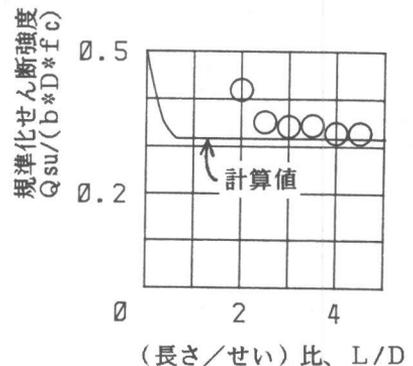


図6 L/Dの影響 (p_wf_{wy}/f_c = 0.23)

(2) せん断補強筋降伏強度 f_{wy} の影響: 福原ら [11] の逆対称曲げ梁の実験データ ($L/D = 3$, $F_c = 324 \text{ kg/cm}^2$) を用いる。図 7 に計算値を実線で、実験値を大中小の白丸で示す。適合性は良い。

(3) コンクリート強度 F_c の影響: 黒正ら [10] による逆対称曲げ梁の実験データ ($L/D = 3$, $f_{wy} = 13.5 \sim 14.6 \text{ t/cm}^2$) を用いる。図 8 に、計算値を実線で、実験値を大小の白丸で示す。 $p_w * f_{wy} / f_c \geq 0.5$ の試験体では実験値が計算値を上回るが、概ね適合性は良い。

(4) 軸力比、 $N / b D F_c$ の影響: 黒正ら [12] による逆対称曲げ柱の実験データ ($N / b D F_c = 0.60 \sim 0.73$ と 0 , $L/D = 3$, $F_c = 295 \sim 358 \text{ kg/cm}^2$, $f_{wy} = 6.2 \sim 14.5 \text{ t/cm}^2$) を用いる。図 9 に、計算値を実線で、実験値を \times 印と白丸で示す。軸力が大きく (\times 印) せん断補強筋量の小さい部材では、実験値が本報告の提案式を大きく上回る。しかし、このような部材では変形能力が著しく劣ることを考えると、この傾向は実用上むしろ好ましいと筆者らは考える。

§ 6 変形能力に関する精度の検討

吉岡 [13] が収集した実験値を用いて検討する。いずれの試験体もせん断補強筋量は部材内で一様である。変形能力の実験値 R_{exp} は、荷重変形包絡線が最大荷重の 80% になったときの部材角で定義した。計算値 R_{cal} は、塑性ヒンジの回転角 R_p (§ 2 の f_c と $\cot \phi$ を用いたせん断強度計算値 Q_{su} が曲げ強度計算値 Q_{fc} に等しくなるときの値) と降伏時の部材角 R_y (菅野 [14] の式で計算) の和とした。計算値 R_{cal} と実験値 R_{exp} の関係を図 10 に示す。軸力の大きい試験体 (\times 印) で危険側になるものが 1 体あるが、これは $N / (b D F_c) = 0.58$ で、曲げ圧縮破壊であった。従っ

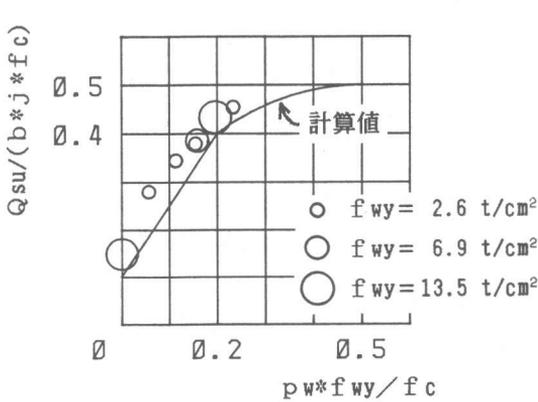


図 7 f_{wy} に関する検討

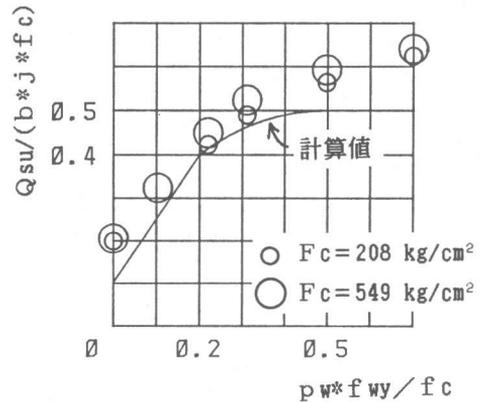


図 8 F_c に関する検討

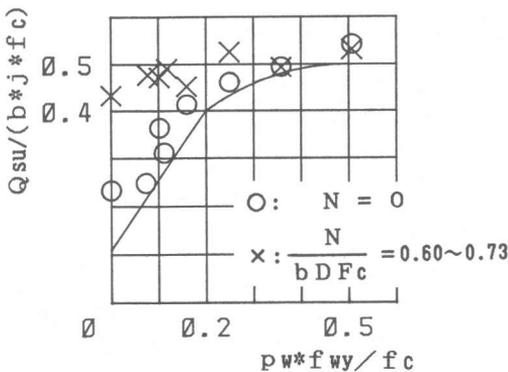


図 9 軸力に関する検討

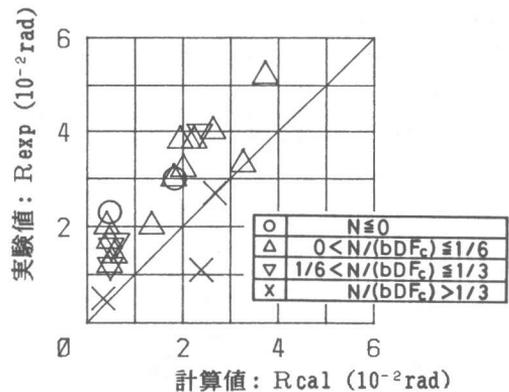


図 10 変形能力に関する検討

て、本報告の提案式によって曲げ降伏後のせん断破壊を防ぎうる、と言える。

8.7 結論

本報告の提案式によって、部材の必要変形能力に応じたせん断設計を行うことができる。本提案式は、軸力が大きくせん断補強筋量の少ない非靱性部材に関して大きめの安全率を与える。

(注1) 大地震時、塑性ヒンジに生じると予想される回転角を R_p と呼ぶ。 R_p は、部材角 R や塑性率 μ よりも簡単に計算できる。例えば次の手順による。

(1) 建物の D_s 値から各階の必要塑性層間変形角を計算する。(梁降伏型であれば各階共通)

(2) 各構成部材(梁・柱・耐震壁等)を剛塑性であると考えて幾何学的計算により R_p を求める。

(注2) Nielsen[1]や南[4]が示したように、曲げ主筋とせん断補強筋が同時に降伏する釣合状態が存在するため、この仮定は危険側の要素を含む。しかし、コンクリートの有効強度を十分小さくとれば、この危険性を回避できると筆者らは考える。

(注3) 式(6)は無条件に Q_{su} の最大値を与える。式(7)は $\beta \leq 1$ の条件による。

(注4) 式の誘導の詳細は文献[6]に示した。

謝辞 日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの各委員、東京大学工学部建築学科RC/D研究会の各構成員の方々には、有益なる御指摘を賜りました。厚く御礼申し上げます。

参考文献 (日本建築学会大会学術講演梗概集を「大会」と略す)

[1] Nielsen, M.P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice Hall, 1984, 420 pp.

[2] Thurlimann, B.: Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams, Introductory Report of IABSE COLLOQUIUM KOPENHAGEN 1979, Plasticity in Reinforced Concrete, pp. 71-90

[3] 称原、加藤: 鉄筋コンクリート部材の耐力(圧力場理論の適用), 大会, 1978, pp.1731-1732

[4] 南: せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、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、日本コンクリート工学協会、1982, pp.1-16

[5] 青山他7名: 靱性に依存する鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法の開発に関する研究、7章「せん断とねじりに対する設計」、昭和60年度科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書、1986, pp.52-64

[6] 市之瀬他4名: 鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法、日本建築学会東海支部研究報告集 1988.3, pp.137-148

[7] 土井: 鉄筋コンクリート部材の終局耐力、大会、1980.9, pp.1701-1702

[8] 二羽: 「梁選定試験体」選定理由および実験データの概要、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、日本コンクリート工学協会、1983, pp.1-8

[9] 松崎研究室: 高強度せん断補強筋量を用いたRC梁に関する実験研究、東京理科大学、1986

[10] 黒正他3名: 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筋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

[11] 福原、黒正: 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋量の補強効果に関する実験研究、日本建築学会論文報告集 1982.10, No.320, pp.12-20

[12] 黒正他3名: 高強度せん断補強筋量を用いたRC柱に関する実験研究、大会 1987, pp.483-486

[13] 吉岡: 「柱選定試験体」選定理由および実験データの概要、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、日本コンクリート工学協会、1983, pp.9-20

[14] 菅野: 鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その3)、日本建築学会関東支部研究報告集、1968