

論文

[2092] RC 柱の 2 方向せん断強度解析

森田宗男*¹ 市之瀬敏勝*² 服部 聡*³

1. はじめに

通常、RC 柱のせん断強度は載荷方向に対して影響を受けず、2 方向のせん断に対して円弧状の相関関係を示すことが実験的に明らかにされている[1][2]。本報告では、塑性理論の上界定理を用いて、載荷方向の違いがせん断強度に及ぼす影響を検討する。

2. 解析仮定

本報告では、閉鎖型のせん断補強筋を用いた部材を解析の対象とする。

上界定理によるせん断強度算定にあたり、以下のことを仮定する。

- (1) 主筋は十分に強く、部材は曲げ降伏しない。
- (2) せん断補強筋は剛塑性の応力-歪み関係をもつ。
- (3) コンクリートは平面応力の状態にあり、図 1 に示すような降伏曲面をもつ剛塑性材料とする。
- (4) 主筋のだば作用は無視する。
- (5) 柱断面は正方形断面とし、部材のコンクリートは図 2 に定義する有効幅 (せい) j_e ($j_e = j_t + db$, j_t : 部材幅 (せい) 方向の最外縁主筋間距離, db : 主筋径) で囲まれる範囲で有効であるとする。

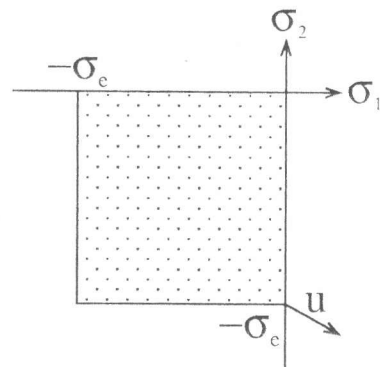


図1 コンクリートの降伏曲面

3. 上界定理によるせん断強度解析

文献[3]と同様、図 3 に示すように破壊面が横切るせん断補強筋の組数を基準にして破壊次数を $n = 0, 1, 2, 3, \dots$ と定める。

主筋が十分強い部材の仕事は次式で表される。

$$W_e = W_c + W_s \quad \dots \dots (1)$$

W_e : せん断力による外部仕事

W_c : コンクリートの内部仕事

W_s : 破壊面が横切るせん断補強筋の内部仕事

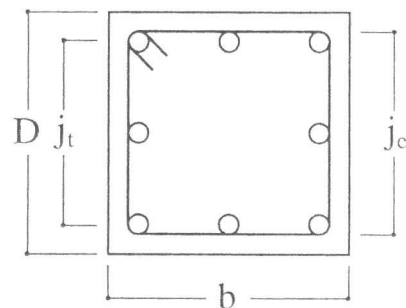


図2 部材断面図

* 1 名古屋工業大学大学院 工学部社会開発工学科 (正会員)

* 2 名古屋工業大学助教授 工学部社会開発工学科、工博 (正会員)

* 3 名古屋工業大学大学院 工学部社会開発工学科

コンクリートの内部仕事は、

$$W_c = \frac{(1 - \cos \eta) \cdot \sigma_c \cdot S_n}{2} \cdot u \quad \dots (2)$$

η : 破壊面の法線ベクトルと変位方向のなす角度

σ_c : コンクリートの有効圧縮強度[4]

$\sigma_B \leq 20\text{MPa}$ のとき $\sigma_c = 0.85 \sigma_B$

$\sigma_B > 20\text{MPa}$ のとき $\sigma_c = 0.4 \sigma_B + 9$

σ_B : コンクリートの圧縮強度

S_n : 破壊面の面積, u : 破壊面の変位量

せん断補強筋の内部仕事は、

$$W_s = A_v \cdot \sigma_{wy} \cdot (\alpha \sin \theta + \beta \cos \theta) \cdot u \quad \dots (3)$$

A_v : 1組のせん断補強筋の断面積

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度

θ : 載荷角度 (図3参照)

α, β : 破壊次数 n のうち、破壊面が $j_e \sin \theta$ 側の補強筋を横切る組数を α 、 $j_e \cos \theta$ 側を横切る組数を β とする。 α と β には、 $\alpha + \beta = n$ の関係が存在する。(図3参照)

$W_e = u \cdot V_n$ より、破壊次数 n での部材のせん断強度は次式になる。

$$V_n = \frac{(1 - \cos \eta) \cdot \sigma_c \cdot S_n}{2} + A_v \cdot \sigma_{wy} \cdot (\alpha \sin \theta + \beta \cos \theta) \quad \dots (4)$$

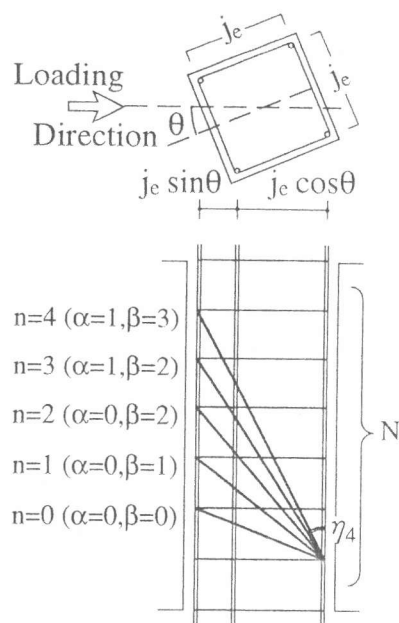


図3 破壊次数

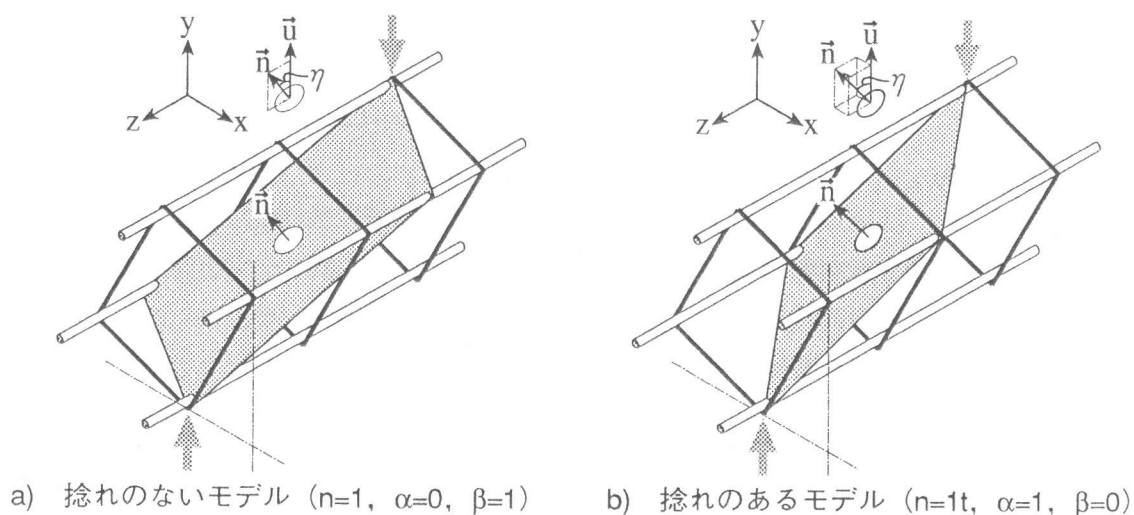


図4 破壊モデル

次に解析をすすめるにあたって、 $\theta = 0^\circ, 45^\circ$ 以外の破壊モードについては、図4に示すように捻れのないモデルと捻れのあるモデルの2種類を定義する。捻れのないモデルとは、コンクリートの内部仕事を小さくするようなモデルで、図4-a)に示すように、せん断変形を方向をy軸、部材の軸方向をz軸としたとき、破壊面の法線ベクトル $\vec{n}$ がy-z平面上に存在する。捻れのあるモデルは、せん断補強筋の内部仕事を小さくするような破壊モデルで、図4-b)に示すように、破壊面の法線ベクトル $\vec{n}$ がy-z平面上に存在しない。上界定理により捻れのないモデルと捻れのあるモデルの強度を比較し、より低い値をとるものとする。

4. せん断ひび割れ強度算定

本報告では、初等弾性梁理論を用いて、コンクリートに生じる引張主応力がコンクリートの引張強度に達したときに、せん断破壊が生じるとして導かれるせん断ひび割れ強度を考慮している。この強度 V_c は、次式により得られる。

$$V_c = \frac{\tau \cdot b \cdot D}{\kappa} \quad \dots \dots \dots (5)$$

$$\tau = \sigma_T \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_T}} \quad \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 b ：部材幅、 D ：部材せい、 τ ：コンクリートのせん断ひび割れ強度
 κ ：せん断応力度分布係数（後述）
 σ_T ：コンクリートの引張強度（ $= 1.8 \sqrt{\sigma_B}$ ）
 σ_0 ：軸方向応力度（ $= N/bD$ ）

載荷方向 θ をパラメータとした正方形断面における κ は以下の κ_1 、 κ_2 のうち大きい方で与えられる。 κ_1 の場合は断面図心でひびわれが発生する。

$$\kappa_1 = \frac{3}{2} - \sin^2 \theta \quad , \quad \kappa_2 = \frac{9}{16} (1 + \sin 2\theta) \quad \dots \dots \dots (7)$$

式（5）、（7）よりせん断ひび割れ強度は載荷方向により異なることが分かる。

5. 載荷方向の違いによるせん断強度の比較

本報告では、文献[1],[2]の試験体のうち軸力のないものを用いて、補強筋間隔 s が $s=0.45j_e$ と $s=0.28j_e$ の2通りの解析結果を示す。 $s=0.28j_e$ の試験体は中子筋を用いているが、ここでは中子筋のない閉鎖型のモデルに等価し、解析をすすめる。

図5および図6の破線は、それぞれ $s=0.45j_e$ と $s=0.28j_e$ の部材のせん断強度と補強筋量の関係を各破壊次数 n 別に直線で示したものである。グラフの上の部材断面図は、破壊次数および破壊モデルを示しており、 $\theta = 22.5^\circ$ において t のついた破壊次数は捻れのあるモデルであることを示している。また、図中の一点鎖線は、式（5）より得られるせん断ひび割れ強

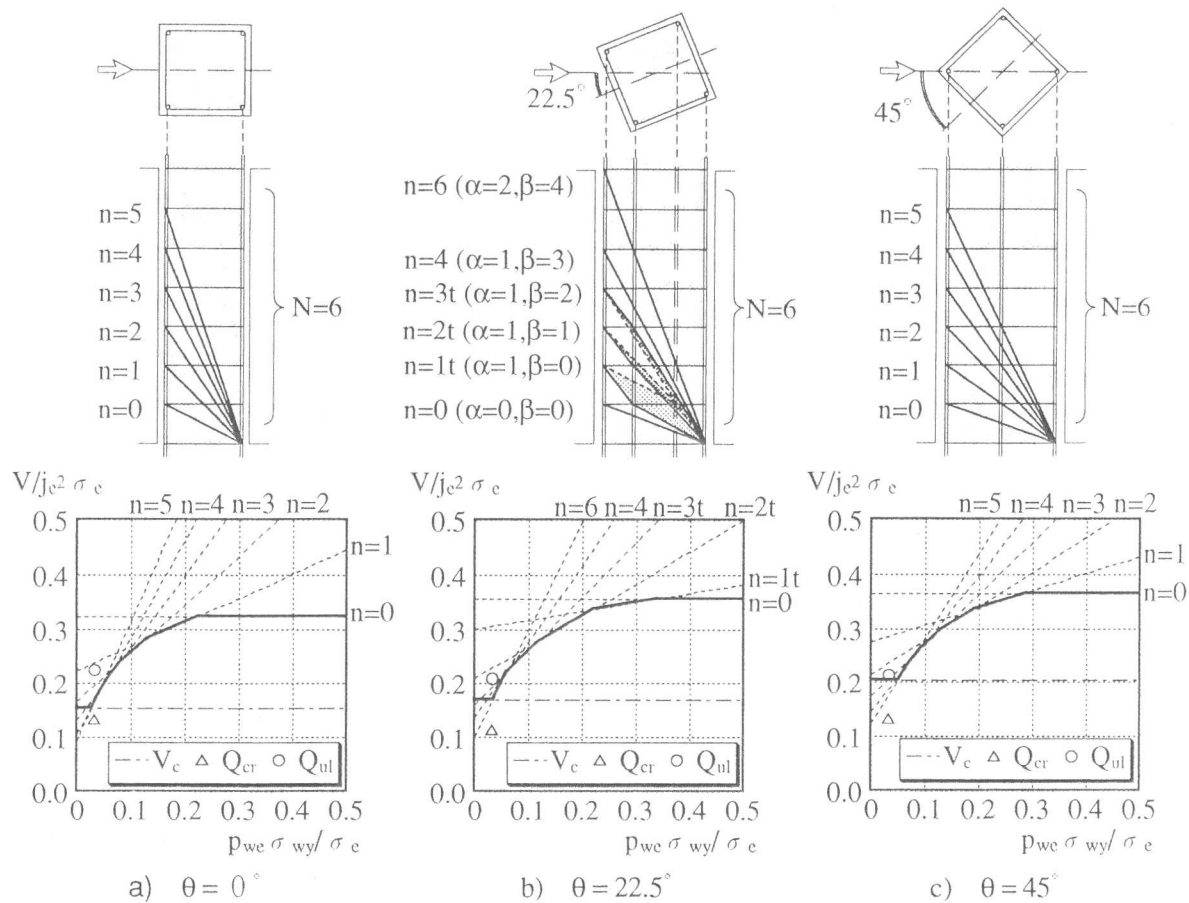


図5 セン断補強筋量とせん断力の関係 ($s = 0.45j_e$)

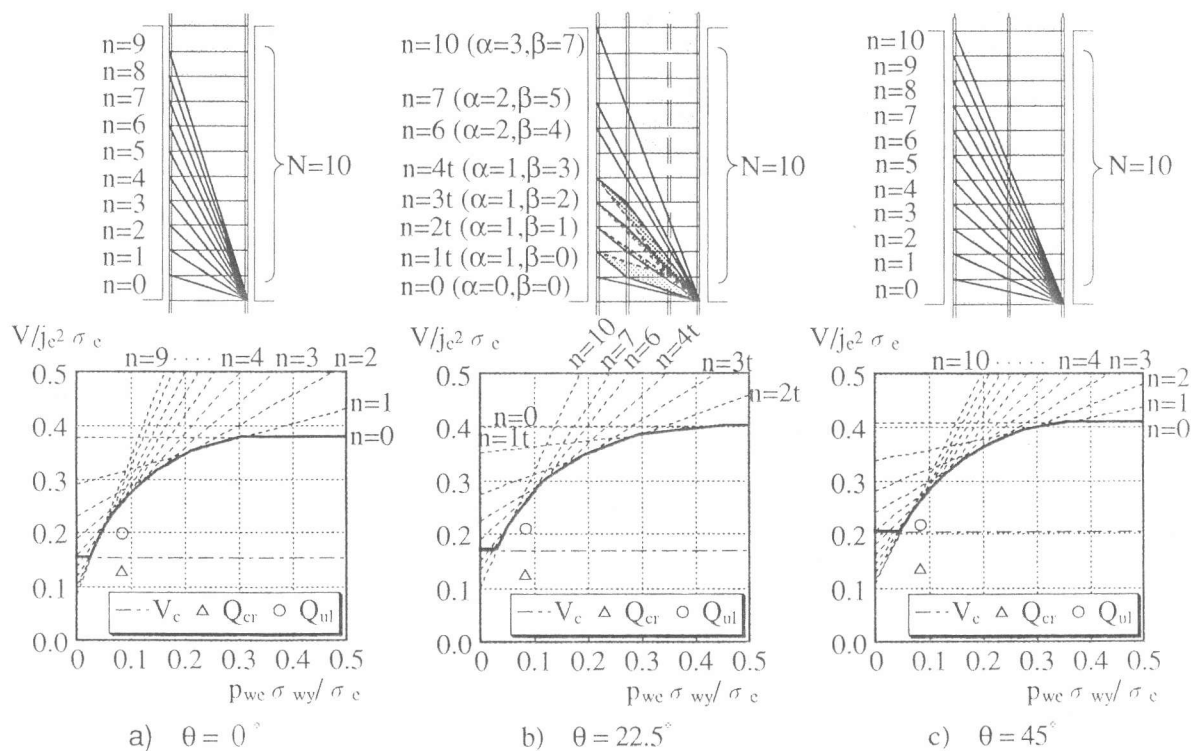


図6 セン断補強筋量とせん断力の関係 ($s = 0.28j_e$)

度 V_c を示している。部材のせん断強度は、各破壊次数 n のせん断強度の最小値とせん断ひび割れ強度をとるので、部材としてのせん断強度とせん断補強筋量の関係は、図中の太線部となる。同時に、図中にせん断終局耐力 Q_{ul} とせん断ひび割れ荷重 Q_{cr} の実験値をプロットしておく。せん断ひび割れ強度の解析値 V_c と実験値 Q_{cr} とを比較すると、 $\theta = 0^\circ$ ではよく一致しているが、 $\theta = 22.5^\circ$ 、 45° においては、解析値の方がかなり大きな値を示している。

$\theta = 22.5^\circ$ において、図5-b)では $n = 5$ 、図6-b)では $n = 5, 8, 9$ の破壊次数が存在しないのは、その破壊次数より低い強度をもつ次数が存在するからである。

図7 ($s = 0.45j_e$)、図8 ($s = 0.28j_e$)に、载荷方向 $\theta = 22.5^\circ$ と $\theta = 45^\circ$ のせん断強度とせん断補強筋量の関係を示す。縦軸はいずれも $\theta = 0^\circ$ のせん断強度で基準化している。せん断強度が式(5)のせん断ひび割れ強度によって決まる範囲では、補強筋量に関係なく前章で示したように载荷方向により強度差が一定に決まる。それ以外の範囲では、 $\theta = 22.5^\circ$ 、 $\theta = 45^\circ$ のいずれにおいても $\theta = 0^\circ$ に対して最大10%程度の強度上昇がみられる。この強度上昇は、補強筋量が大きい範囲では一定となる。この範囲でのせん断強度の比較は、いずれも破壊次数が $n = 0$ でのせん断強度の比較となっている。つまり、せん断補強筋が降伏せず破壊面の大きさもほぼ同じであるので、破壊面の向きとせん断変位方向のなす角度の違いがせん断強度の差に表れている。

図9に図5および図6より得た解析値および実験値(せん断終局耐力)を V_x - V_y 平面で検討した結果を示す。解析値については、 $s = 0.45j_e$ の試験体においては、せん断ひび割れ強度

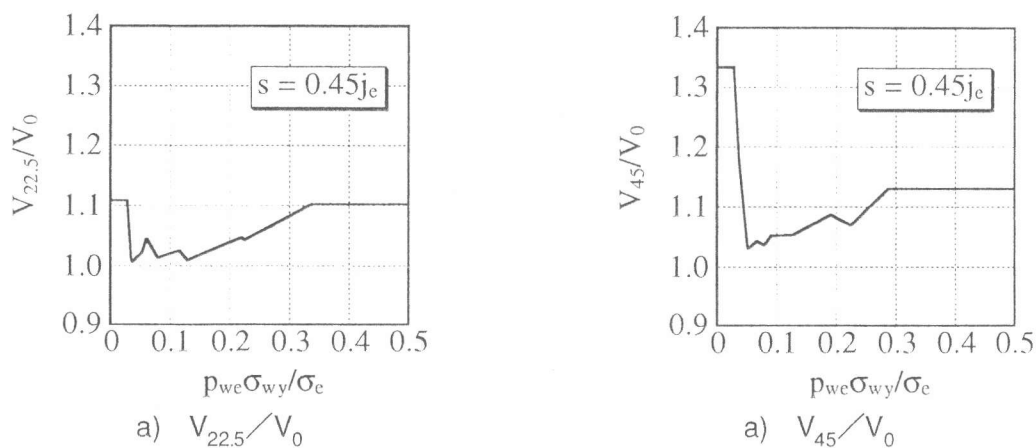


図7 せん断補強筋量とせん断強度 ($s = 0.45j_e$)

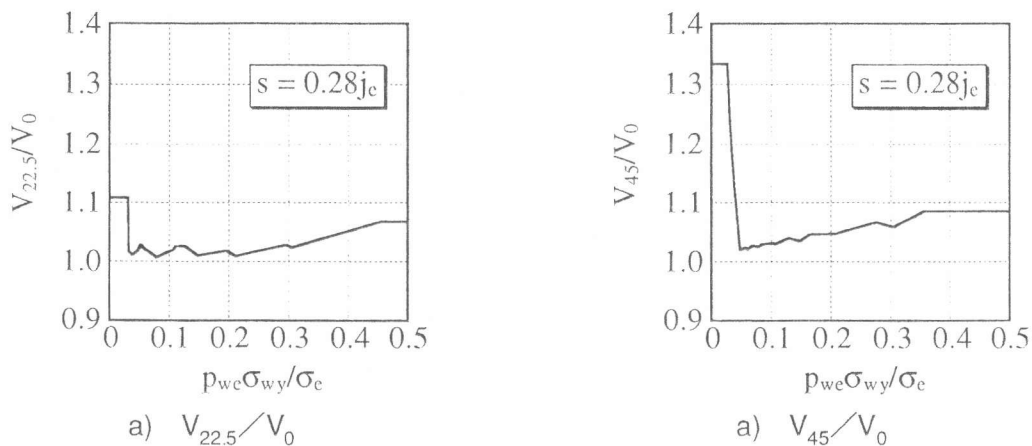


図8 せん断補強筋量とせん断強度 ($s = 0.28j_e$)

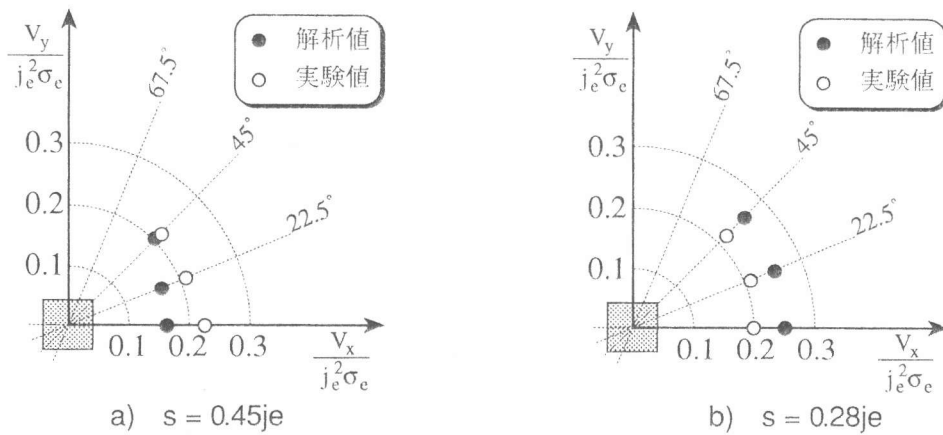


図9 Vx-Vy相関図

によりせん断強度が決まってしまうので、載荷方向が大きくなるにつれて強度も上昇している。 $s=0.28je$ の試験体においては、載荷方向に伴ってわずかつ強度が上昇しているがほぼ円弧状に分布することが認められる。実験値はいずれの試験体においても載荷方向に対して円弧状に分布することが認められる。

6. 結論

載荷方向をパラメーターとし、塑性理論の上界定理を用いてせん断強度解析を行い、次のような結果を得た。

- (1) ひび割れ強度によりせん断強度が決まる範囲では、 $\theta = 0^\circ$ に対して $\theta = 22.5^\circ$ のときのせん断強度は11%、 $\theta = 45^\circ$ のときは33%の強度上昇がみられる。ただし、実験ではこのような傾向はみられない。この点は今後の研究課題としたい。
- (2) (1) 以外でのせん断補強筋量の少ない範囲では、載荷方向に対してせん断強度はほとんど影響を受けない。
- (3) 補強筋量の多い範囲では、 $\theta = 0^\circ$ に対して $\theta = 22.5^\circ$ 、 $\theta = 45^\circ$ のときのせん断強度は1割程度上昇する。
- (4) $\theta = 0^\circ$ 、 45° 以外の載荷モードにおいては、破壊面の向きがせん断力の向きに対して捻れるモデルが生じる。

【参考文献】

- 1) 荒川 卓・荒井康幸・溝口光男・吉田 稔：二軸曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート短柱のせん断抵抗性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.11、No.2、pp.471-476、1989.6
- 2) 溝口光男・荒川 卓・荒井康幸・吉田 稔：二軸曲げせん断力と変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗性状、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12、No.2、pp.345-350、1990.6
- 3) 市之瀬敏勝・横尾慎一：せん断補強筋間隔がRC梁のせん断強度に及ぼす影響、日本建築学会論文報告集、No.437、pp.97-103、1992.7
- 4) 市之瀬敏勝・横尾慎一：スパイラル筋を使用したRC梁のせん断強度、日本建築学会論文報告集、No.441、pp.85-91、1992.11