

論文

[2061] 鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断耐力に関する一考察

鈴木 紀雄*¹

1. はじめに

日本建築学会より刊行されている「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」[1]には、有孔梁のせん断強度の算定法として、市之瀬によるマクロモデルに基づく式（以下「市之瀬モデル」[2]と呼ぶ）が示されている。この式から予測されるせん断耐力は、実際の耐力よりも小さ目になる傾向があるが、せん断破壊をさせないという設計の立場からは「安全側」と評価できるので、実用的には十分であると言える。しかし研究の立場からは、なぜこのモデルが実際よりも小さ目の耐力を与えるのか、また、より実際の耐力に近い計算値を与えるには、どのような変更が考えられるかを考察しておくことには意味があると思われる。

2. 市之瀬モデルの検討

2.1 概観

あばら筋のみによる補強が行われている場合、市之瀬モデルでは、図-1のようなトラス機構が形成されると考えられている。あばら筋がコンクリートストラットの圧縮力に対する反力を与えると想定されているので、せん断補強筋のない孔の上下には、コンクリートの応力がゼロの部分が存在すると仮定されている。孔の中心が梁の材軸と一致する場合、このモデルによるせん断耐力は式(1)となる。式(1)に式(2)を代入すると、 V は式(3)のような開口横のあばら筋（以下「S筋」と呼ぶ）量 $p_{ws}\sigma_{wy}$ の関数となるが、 V に極大値を与えるときの $p_{ws}\sigma_{wy}$ の値は「補強限界」と呼ばれ、これ以上S筋を増してもせん断耐力は増大しない。補強限界が実際のS筋量よりも小さい場合には、S筋が降伏する前にコンクリートが圧縮強度に達すると見なされる。補強限界は代数的には求められないので、指針では実用のための近似式として、式(4)が示されている（式の記号は末尾にまとめて示す）。

$$V = bj_{tw}p_{ws}\sigma_{wy} \cot \phi, \quad j_{tw} = j_t - H/\cos \phi - G \tan \phi \tag{1}$$

$$\cot \phi = \sqrt{(\nu\sigma_B) / (p_{ws}\sigma_{wy})} - 1 \tag{2}$$

$$V = b \left(j_t \sqrt{(\nu\sigma_B) / (p_{ws}\sigma_{wy})} - 1 - H(\nu\sigma_B) / (p_{ws}\sigma_{wy}) - G \right) p_{ws}\sigma_{wy} \cot \phi \tag{3}$$

$$p_{ws}\sigma_{wy} = (1/2 - H/j_t) \nu\sigma_B \tag{4}$$

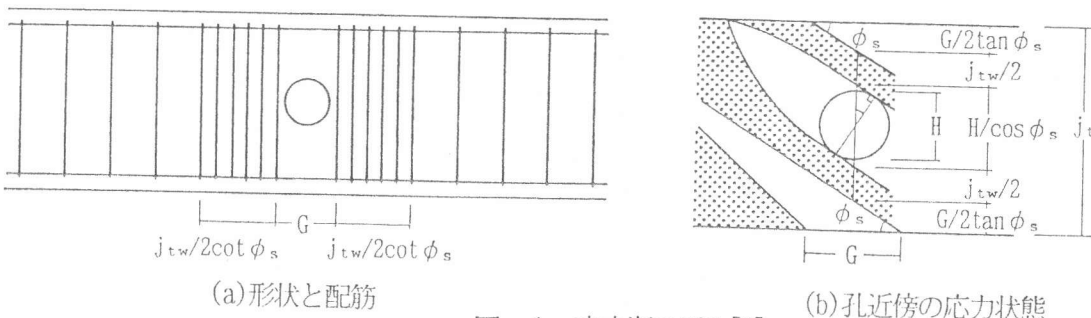
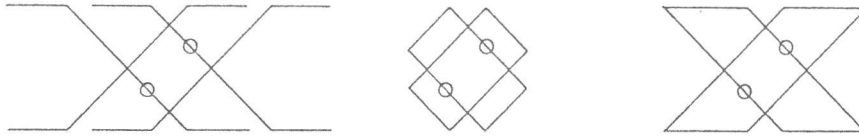


図-1 市之瀬モデル[2]

*1 鹿島・小堀研究室主任研究員、工博（正会員）

表-1 解析対象 (図は、斜め筋の形状)

UB13[3]	M5[4]	80-No.2[5]	No.2[6]	No.2[7]	No.2, No.3, No.4[8]	88-05[9]	No.4[10]
No.18[11]	No.2, No.7, No.8, No.9[12]	9IHOLE[13]	No.2[14]	No.4, No.5, No.6, No.7, No.8[15]			
No.1, No.2, No.3, No.4, No.5[16]	N1, N2[17]	PR1, PR7[18]	No.2, No.3, No.4[19]	No.2[20]			



無孔梁の場合には、コンクリートストラットの傾き $\cot\phi$ に対して、2 という上限値が設定されているが、有孔梁では特に上限は設けられていない。

2.2 既往の実験試験体への適用

文献[2] では、7 体の実験試験体の耐力が計算され実験結果と比較されているが、本論では、表-1 に示す35体のせん断耐力を市之瀬モデルで算定し、実験結果と比較した。選んだ試験体は、あばら筋のみによる補強が行われたものの他に、同表に示すような斜め筋を有するものも含まれている。斜め筋のせん断耐力への寄与に関しては議論の余地が有り得るが、ここでは、市之瀬[2] に従って 式(5)のように算定した。斜め筋の応力度として、歪が実測されているものではヤング係数を乗じた値を、論文中に「降伏した」という記述のあるものでは降伏強度を用いた。斜め筋の歪状態が不明なものは計算対象に含まれていない。また、松崎[12]らに従って、孔際の斜め筋 (表-1 添図中の○印) のみを計算に入れた。

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \tag{5}$$

補強限界は、式(4)を用いないで 式(3)を取束計算で解くことによって求めた。また、コンクリートの有効係数 ν は、高強度コンクリートまで適用するために $3.68 \sigma_B^{-0.333}$ とした。

市之瀬モデルを使って設計を行う場合には、計算結果を基にして有効補強範囲 $j_{tw}/2 \cdot \cot\phi$ の $p_{ws} \sigma_{wy}$ を一定となるようにすることができる。しかし、既往の有孔梁では、 $p_{ws} \sigma_{wy}$ が一定となっている範囲と、計算から得られる有効補強範囲は同じではない。そこで、今回の計算では、一旦得られた有効補強範囲の平均的な $p_{ws} \sigma_{wy}$ を求め、この値を使って一連の計算を再度行うというプロセスを、 $p_{ws} \sigma_{wy}$ の変動が十分に小さくなるまで繰り返した。

算定結果を、図-2 に示す。(実験値) / (計算値) の平均は1.20、変動係数は13.4%であり、計算値は実験値よりもかなり小さい値となっている。35 体中30体は、補強限界で耐力が決まった (すなわち、S筋は降伏しないと判定された)。17体については、実験時にS筋が降伏したか否かが報告されているが、実験と計算の対応は表-2 のようになった。実験ではS筋が降伏したのに、計算では降伏しないと推定されるものが多いことが分かる。こ

れが、計算結果が実験結果よりも小さくなっていること的主要原因の一つと考

表-2 S筋降伏状況 (市之瀬モデル)

実験 \ 解析	降伏	非降伏
降伏	2体	0体
非降伏	7体	8体

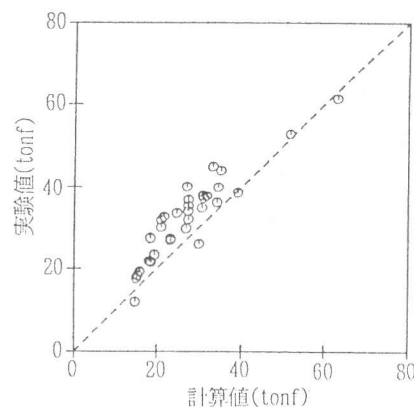


図-2 せん断耐力 (市之瀬モデル)

えられる。なお $\cot \phi$ の値は2.07~4.24の範囲にあり、3以上のものが8体ある。

3. 市之瀬モデルの変更

3.1 モデル

実験で破壊した有孔梁を観察すると、孔の上下が外側にふくれ上がっていることがある。この状態は、市之瀬モデルではコンクリートの応力がゼロと想定されている部分にも、実際には圧縮応力が生じていることを予想させる。そこで、孔の上下にもコンクリートの圧縮ストラットが存在する図-3のようなモデルを考える。このような圧縮ストラットが存在するためには鉛直方向の反力を与える要素が必要となるが、ここでは、孔の上下の主筋の曲げ抵抗がこの機能を果たすと考える。主筋はS筋で拘束されているから、孔の上下のコンクリートストラットの力は、主筋を介してS筋に伝達されることになる。モデル化のために、以下の仮定をおく。

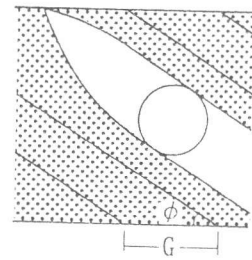


図-3 応力状態の仮定

- (a) S筋が直接かかっている主筋のみが有効とする。すなわち、S筋が□型の場合には、上端、下端それぞれ端部の2本のみが有効となる。
- (b) 主筋は、孔両端のS筋を固定端とする等分布荷重を受ける両端固定梁とみなし、その強度は全塑性モーメントによって決まると考える。また、便宜上、S筋と同じ降伏強度 σ_{wy} を持つせん断補強筋として表現する。等価せん断補強筋比 p_{wm} は、以下のようにして算定する。
等分布荷重 w を受ける長さ G の両端固定梁の固定端モーメントは $wG^2/12$ となる。降伏強度が σ_{my} で直径が R の円形断面の全塑性モーメントは $R^3 \sigma_{my}/6$ なので、2本の主筋が全塑性モーメントに達するときの等分布荷重は $4R^3 \sigma_{my}/G^2$ となる。これが補強筋比 p_{wm} のせん断補強筋と等価になると仮定すると、 p_{wm} の値は $4R^3 \sigma_{my}/(bG^2 \sigma_{wy})$ となる。
- (c) 主筋の力は、有効補強範囲 $j_{tw}/2 \cdot \cot \phi$ のS筋に等しく伝達されると考える。

以上の仮定に基づくと、以下の各式が得られる。

- (a) せん断耐力は式(6)となる。これは、市之瀬モデルと同じ形である。
- (b) S筋部分の力のつりあいより式(7)が得られる。また、孔上下における力のつりあいより式(8)が得られる。
- (c) 材料強度より式(9)~式(12)が得られる。

式(6)~式(12)を満たし、 V が最大となるものが解である。

$$V = bj_{tw}p_{w1}\sigma_{wy} \cot \phi, \quad j_{tw} = j_t - H/\cos \phi - G \tan \phi \quad (6)$$

$$j_{tw}p_{w1}\sigma_{wy} \cot \phi = j_{tw}\sigma_1 \cot \phi / (1 + \cot^2 \phi) + Gp_{w2}\sigma_{wy} \quad (7)$$

$$(1 + \cot^2 \phi) p_{w2}\sigma_{wy} = \sigma_2 \quad (8)$$

$$p_{w1}\sigma_{wy} \leq p_{ws}\sigma_{wy} \quad (9)$$

$$p_{w2}\sigma_{wy} \leq p_{wm}\sigma_{wy} \quad (10)$$

$$\sigma_1 \leq \nu \sigma_B \quad (11)$$

$$\sigma_2 \leq \nu \sigma_B \quad (12)$$

3.2 解法

式(7)を式(6)に代入すると式(13)となる。従って、 V を最大にするには、 $p_{w2}\sigma_{wy}$ を最大にすれば良い。しかし $p_{w2}\sigma_{wy}$ には式(10)の条件があり、さらに、式(8)(12)より式(14)の関係が

あるので、 $p_{w2}\sigma_{wy}$ は $p_{wm}\sigma_{wy}$ と $\nu\sigma_B/(1+\cot^2\phi)$ の小さい方となる。この両者の大小関係は初めには分からない。 $p_{wm}\sigma_{wy} > \nu\sigma_B/(1+\cot^2\phi)$ の場合をCase-1、逆の場合をCase-2とする。また、等しい場合の $\cot\phi$ の値を $\cot\phi_B$ (式(15)) とする。

$$V = b(j_{tw}\sigma_1 \cot\phi / (1 + \cot^2\phi) + Gp_{w2}\sigma_{wy}) \quad (13)$$

$$p_{w2}\sigma_{wy} \leq (\nu\sigma_B) / (1 + \cot^2\phi) \quad (14)$$

$$\cot\phi_B = \sqrt{(\nu\sigma_B) / (p_{wm}\sigma_{wy}) - 1} \quad (15)$$

最初に、Case-1であると仮定する。式(14)(15)より以下の関係が導かれる。

$$\cot\phi > \cot\phi_B \quad (16)$$

$$p_{w2}\sigma_{wy} = (\nu\sigma_B) / (1 + \cot^2\phi) \quad (17)$$

まず、 $p_{w1}\sigma_{wy} = p_{ws}\sigma_{wy}$ とする。式(6)を $\cot\phi$ の関数とみなして、 $\cot\phi$ で微分すると式(18)となる。 $j_t > H > H\cot\phi / \sqrt{1 + \cot^2\phi}$ だから式(18)は常に正となり、 $\cot\phi$ が大きいくほど V は大きくなる。しかし $\cot\phi$ には、コンクリート強度から決まる限界がある。すなわち式(7)(11)(17)より式(19)が導かれるが、この式の等号が成り立つときの $\cot\phi$ の値を $\cot\phi_1$ とすると $\cot\phi \leq \cot\phi_1$ が満足されなければならない。

$$dV/d(\cot\phi) = bp_{ws}\sigma_{wy} \left\{ j_t - H \cot\phi / \sqrt{1 + \cot^2\phi} \right\} \quad (18)$$

$$j_{tw}p_{ws}\sigma_{wy} \cot\phi \leq j_{tw}\nu\sigma_B \cot\phi / (1 + \cot^2\phi) + G\nu\sigma_B / (1 + \cot^2\phi) \quad (19)$$

次に補強限界を考える。この時は $\sigma_1 = \nu\sigma_B$ 、 $p_{w1}\sigma_{wy} \leq p_{ws}\sigma_{wy}$ である。式(13)(17)より式(20)が導かれるが、これを $\cot\phi$ の関数と考え、極大値を取るときが補強限界に相当する。すなわち、式(20)を $\cot\phi$ で微分した式がゼロとなるときの $\cot\phi$ の値を $\cot\phi_{L1}$ と表すと、補強限界 $p_{wL1}\sigma_{wy}$ は式(21)で表される。

$$V = b \left\{ j_{tw}\nu\sigma_B \cot\phi / (1 + \cot^2\phi) + G\nu\sigma_B / (1 + \cot^2\phi) \right\} \quad (20)$$

$$p_{wL1}\sigma_{wy} = (G + j_{tw} \cot\phi_{L1}) \nu\sigma_B / \{ j_{tw} \cot\phi_{L1} (1 + \cot^2\phi_{L1}) \} \quad (21)$$

従って、

$$p_{w1}\sigma_{wy} = p_{wL1}\sigma_{wy}, \cot\phi = \cot\phi_{L1} \quad (p_{wL1}\sigma_{wy} \leq p_{ws}\sigma_{wy}) \quad (22)$$

$$p_{w1}\sigma_{wy} = p_{ws}\sigma_{wy}, \cot\phi = \cot\phi_1 \quad (p_{wL1}\sigma_{wy} > p_{ws}\sigma_{wy}) \quad (23)$$

さらに、式(16)が成り立たなくてはならないから、式(22)または式(23)より得られる $\cot\phi$ の値が $\cot\phi_B$ よりも小さいときは、Case-1では解が存在しないことになる。この時はCase-2に進む。 $\cot\phi$ の値が $\cot\phi_B$ よりも大きいときは、式(22)または式(23)の $\cot\phi$ と $p_{w1}\sigma_{wy}$ の値を式(6)に代入すればせん断耐力が得られる。

Case-1で解が得られないときは、以下のCase-2で解を探すことになる。この場合には、

$$\cot \phi \leq \cot \phi_B \quad (24)$$

$$p_{w2}\sigma_{wy} = p_{wm}\sigma_{wy} \quad (25)$$

Case-1と同様に、まず $p_{w1}\sigma_{wy} = p_{ws}\sigma_{wy}$ とする。この場合でも式(18)が成り立つので、 V は $\cot \phi$ の単調増加関数となる。式(7)(11)(25)よりコンクリート強度による制限は式(26)となる。この式の等号が成り立つときの $\cot \phi$ を $\cot \phi_2$ とすると、 $\cot \phi \leq \cot \phi_2$ でなくてはならない。

$$j_{tw}p_{ws}\sigma_{wy} \cot \phi \leq j_{tw}\nu\sigma_B \cot \phi / (1 + \cot^2 \phi) + Gp_{wm}\sigma_{wy} \quad (26)$$

補強限界は、 $\sigma_1 = \nu\sigma_B$ 、 $p_{w1}\sigma_{wy} \leq p_{ws}\sigma_{wy}$ のときに、式(13)(25)より得られる $\cot \phi$ の式(27)が極大値を取るときに相当する。すなわち、式(27)を $\cot \phi$ で微分した式がゼロとなるときの $\cot \phi$ の値を $\cot \phi_{L2}$ と表すと、補強限界 $p_{wL2}\sigma_{wy}$ は式(28)で表される。

$$V = b \{ j_{tw}\nu\sigma_B \cot \phi / (1 + \cot^2 \phi) + Gp_{wm}\sigma_{wy} \} \quad (27)$$

$$p_{wL2}\sigma_{wy} = \{ j_{tw}\nu\sigma_B \cot \phi_{L2} / (1 + \cot^2 \phi_{L2}) + Gp_{wm}\sigma_{wy} \} / (j_{tw} \cot \phi_{L2}) \quad (28)$$

従って、

$$p_{w1}\sigma_{wy} = p_{wL2}\sigma_{wy}, \cot \phi = \cot \phi_{L2} \quad (p_{wL2}\sigma_{wy} \leq p_{ws}\sigma_{wy}) \quad (29)$$

$$p_{w1}\sigma_{wy} = p_{ws}\sigma_{wy}, \cot \phi = \cot \phi_2 \quad (p_{wL2}\sigma_{wy} > p_{ws}\sigma_{wy}) \quad (30)$$

$\cot \phi_2$ は式(24)を必ず満たす。しかし $\cot \phi_{L2}$ が式(26)を満たすとは限らない。もし $\cot \phi_{L2} > \cot \phi_B$ のときは、

$$p_{w1}\sigma_{wy} = \{ j_{tw}\nu\sigma_B \cot \phi_B / (1 + \cot^2 \phi_B) + Gp_{wm}\sigma_{wy} \} / (j_{tw} \cot \phi_B), \cot \phi = \cot \phi_B \quad (31)$$

式(29)~(31)より得られる $\cot \phi$ と $p_{w1}\sigma_{wy}$ の値を式(6)に代入してせん断耐力が得られる。

3.3 計算結果

図-4は、上記のモデルにより求めたせん断耐力の計算値と実験値の比較である。対象は、市之瀬モデルによる計算に用いたものと同じ実験試験体である。ここでも有効補強範囲の平均的な $p_{ws}\sigma_{wy}$ が一定となるまで繰り返し計算を行った。 $\cot \phi$ の値が3を超えているものは19体になった。市之瀬モデルでは $\cot \phi$ の上限は設定されていないが、あまりにも大きい $\cot \phi$ の値は現実的には考えにくい。そこで $\cot \phi$ の上限を3と設定して計算した結果を図-5に示す。(実験値) / (計算値) の平均は0.99、変動係数は19.7%であり、ばらつきがやゝ大きいものの、平均的には実験結果に近い値となった。計算値が実験値に比べてかなり小さい2体(図中●)は、梁せいが40cmに対してS筋の間隔が20cm

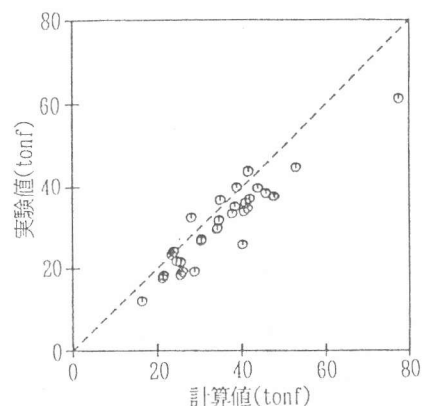


図-4 せん断耐力(提案モデル、 $\cot \phi$ の上限値なし)

と非常に大きいものであり、補強筋が一樣分布するというマクロモデルの暗黙の前提にそぐわない可能性がある。S筋の降伏・非降伏の計算結果と実験結果の対応は表-3に示すように良好である。ただし、この上限値の根拠は特になく、無孔梁の上限値2よりも大きめで、計算結果と実験結果の対応が比較的良いという程度の値である。

表-3 S筋降伏状況 (提案モデル)

実験 解析	降伏	非降伏
降伏	8体	1体
非降伏	1体	7体

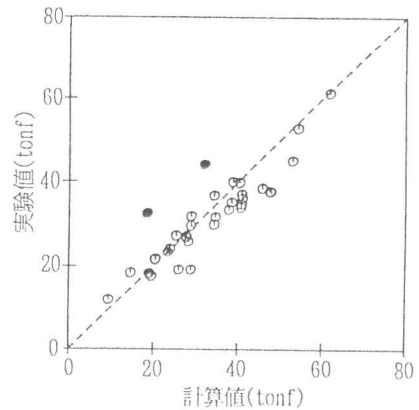


図-5 せん断耐力 (提案モデル、cotφの上限値は3)

4. まとめ

有孔梁のせん断耐力を計算する市之瀬モデルを変更し、より実験結果に近い耐力が得られるモデルを作成した。このモデルでは、市之瀬モデルでは存在しないと仮定されている孔の上下にもコンクリートストラットが存在し、その応力は主筋を介してS筋に伝達されると仮定している。このため、補強限界が市之瀬モデルよりも大きくなり、得られるせん断耐力も大きくなる。

ただし、市之瀬モデルもこのモデルも、耐力機構、応力分布などは全くの仮定であり、モデルの妥当性の検証は、実験試験体を解析して、得られた耐力を実験結果と比較することによって行われているに過ぎない。今後、FEM解析などによる耐力機構の検証が望まれる。

【記号の説明】

V:せん断耐力、b:はり幅、 j_t :主筋中心間距離、 p_{ws} :S筋補強筋比、 σ_{wy} :S筋降伏強度、H:孔直径、G:孔の両わきのS筋の間隔、 ν :コンクリートの有効係数、 A_x :斜め筋の断面積、 σ_{xy} :斜め筋降伏強度、 θ_x :斜め筋とはり材軸の角度、 p_{w1} :S筋の有効補強筋比、 p_{wm} :孔上下の主筋を換算した補強筋比、 p_{w2} :孔上下の主筋応力を換算した有効補強筋比、 σ_1 :S筋部分のコンクリート応力度、 σ_2 :孔の上下部分のコンクリート応力度

【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、1990.11、pp.142~146
- [2] 市之瀬敏勝他:鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法の一提案、学会大会、1990.10、pp.319~322
- [3] 土井義則他:鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強に関する実験、学会大会、1978.9、pp.1597~1598
- [4] 大島和義他:鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強に関する実験的研究、学会大会、1978.9、pp.1599~1600
- [5] 東洋一他:斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の多数回くり返し水平加力実験(その1)、学会大会、1981.9、pp.1495~1496
- [6] 黒正清治他:鉄筋コンクリート造有孔梁の実験的研究(その3)(その4)、学会大会、1981.9、pp.1499~1502
- [7] 遠藤利根穂他:斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート造有孔梁の多数回くり返し水平加力実験(その6)、学会大会、1985.10、pp.499~500
- [8] 津村浩三他:鉄筋コンクリート造有孔梁の弾塑性挙動(その3)、学会大会、1988.10、pp.241~242
- [9] 坂恵一他:鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関する実験研究(その1)、学会大会、1989.10、pp.423~424
- [10] 広沢雅也他:鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関する実験研究(その4)、学会大会、1990.10、pp.333~334
- [11] 縄田信一他:鉄筋コンクリート開口梁のせん断性状に関する実験研究(その1)、学会大会、1990.10、pp.315~316
- [12] 田中博昭他:鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強効果に関する研究(その3)、学会大会、1992.8、pp.693~694
- [13] 野田広幸他:リング+メッシュ型補強金物を用いたRC有孔梁のせん断実験(その1)、学会大会、1992.8、pp.689~690
- [14] 渡辺高朗他:鉄筋コンクリート開口梁における開口部補強筋のせん断性状に関する実験研究、学会大会、1992.8、pp.685~686
- [15] 縄田信一他:鉄筋コンクリート開口梁のせん断性状に関する実験研究、学会大会、1992.8、pp.683~684
- [16] 横尾慎一他:高強度コンクリートを用いたRC有孔梁のせん断実験、学会大会、1992.8、pp.677~678
- [17] 渡辺高朗他:開口を有するRC梁のせん断性状に関する実験研究、学会大会、1993.9、pp.449~450
- [18] 三橋博巳他:高強度コンクリートと高強度鋼材を用いたRC造有孔梁のせん断耐力、学会大会、1993.9、pp.447~448
- [19] 元田徹他:鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関する実験研究(その11)、学会大会、1993.9、pp.461~462