

論文

[2049] 鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法

正会員〇市之瀬敏勝（名古屋工業大学社会開発工学科）

正会員 横尾 慎一（名古屋工業大学大学院）

1. はじめに

現行のRC規準による有孔梁の設計式は、種々の実験から得られたデータをもとに推定された実験式であり、部材の形状、特に開口部の大きさや位置に対する補強限界などは不明瞭なままとなっている。最近、筆者ら[1]は、トラス作用の考え方を基本とした有孔梁のせん断設計法を示した。この方法は、「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」[2]に取り入れられた。本論文では、これに引き続き、通常のあばら筋による有孔梁の補強方法とせん断強度について下界定理・上界定理の両面から考察を進める。

2. 下界定理に基づくせん断強度

指針[2]では、通常の部材のせん断強度を、アーチ作用、トラス作用の和として表している。ところが、有孔梁においてアーチ作用を考えようとすると、図1(a)のような不自然なものになる。しかもその角度は孔の無い梁よりもはるかにフラットであり、せん断強度への寄与は小さいと考えられる。一方、図1(b)のように、折れ曲がって孔の部分を回避するアーチ作用が成立するためには、孔の両わきのせん断補強筋による反力（孔の両わきの矢印）が必要であり、これはむしろ後述のようなトラス作用として統一的に理解した方が扱いやすい。そこで本論文ではアーチ作用の寄与を無視し、トラス作用のみを考える。

図2(a)の様な通常のあばら筋による有孔梁で、図2(b)の様なトラス作用を考える。ハッチ（網かけ）をした領域で、コンクリートの圧縮応力が流れるものとする。孔が大きいほどこの領域は狭くなり、その分だけ孔周辺のコンクリート圧縮応力がきびしくなる。つまり、部材のせん断強度が低下すると考えられる。水平方向の矢印は、梁主筋による付着力を表す。部材の上下に描いた鉛直方向の矢印は、あばら筋の引張応力によってコンクリートに与えられる締め付け力を表す。部材のハッチ領域内に描いた鉛直方向の矢印はコンクリート束を曲げる力を表す。この力は、あばら筋が異形鉄筋の場合には主に図2(c)の様な付着力であり、丸鋼の場合には主に図2(d)の様なコンクリート束により与えられる。

図2(b)のトラス作用から孔周辺の部分を拡大して図2(e)に示す。ここで、孔の中心軸上でのハッチ領域のせいの合計を「トラス作用の有効せい j_{tw} 」と呼ぶ。 j_{tw} は、 j_t からハッチ領域以外のせいを差し引くことによって、次式で与えられる。

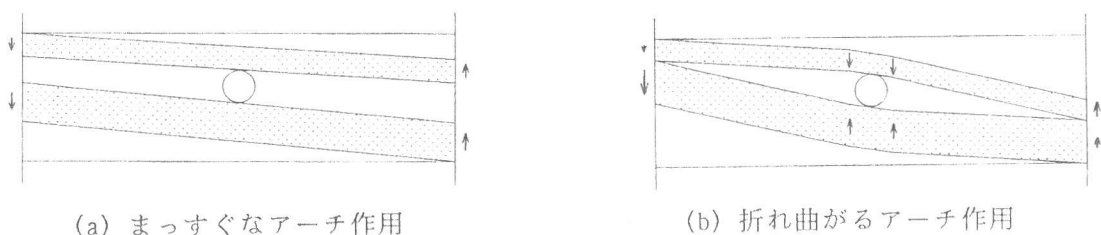


図1 有孔梁のアーチ作用

$$jtw = jt - \frac{H}{\cos \phi_s} - G \cdot \tan \phi_s \quad (1)$$

H : 孔の直径(長方形孔の場合、その外接円の直径)

G : 孔の両脇のあばら筋の間隔

ϕ_s : 孔の上下でのコンクリートの圧縮応力の傾き(後述)

孔の上下のハッチ領域に生じるコンクリート圧縮応力 σ_{cw} は、 $p_{ws} \cdot \sigma_{wy}$ で一様にせん断補強された通常の梁と同じように次式で表される。

$$\sigma_{cw} = p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot (1 + \cot^2 \phi_s) \quad (2)$$

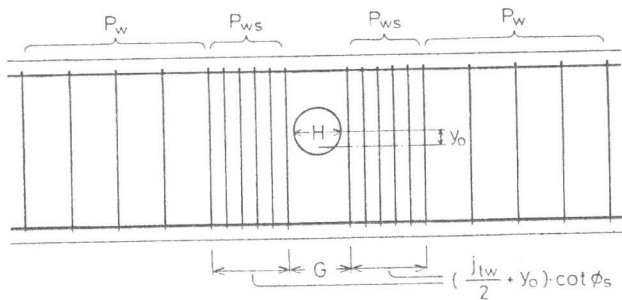
p_{ws} : 孔の両側、 $(jtw/2 + y_0) \cdot \cot \phi_s$ の範囲でのあばら筋比の平均

σ_{wy} : あばら筋の降伏強度

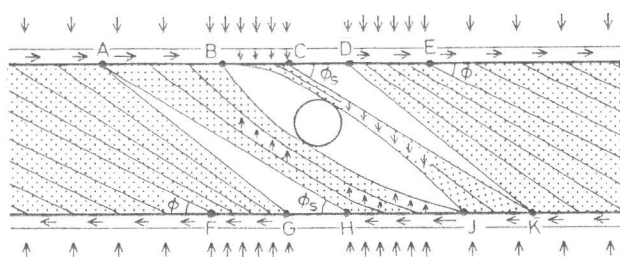
コンクリートの有効圧縮強度を $\nu \sigma_B$ とすると、 $\nu \sigma_B = \sigma_{cw}$ より、 ϕ_s に関して次式を得る。

$$\cot \phi_s = \sqrt{\frac{\nu \cdot \sigma_B}{p_{ws} \cdot \sigma_{wy}} - 1} \quad (3)$$

上式によれば、 $\cot \phi_s$ が 2 を超えることも有り得るが、これは孔のごく近傍に限られるので、これを許容する。ただし、孔がヒンジ領域にかかる場合は、 $\cot \phi_s$ と ν の算定に際して、靱性部材に関する文献[2]の制限 ($\cot \phi_s \leq 2 - 50R_p$ など、ただし R_p はヒンジの塑性回転角) を考慮する。



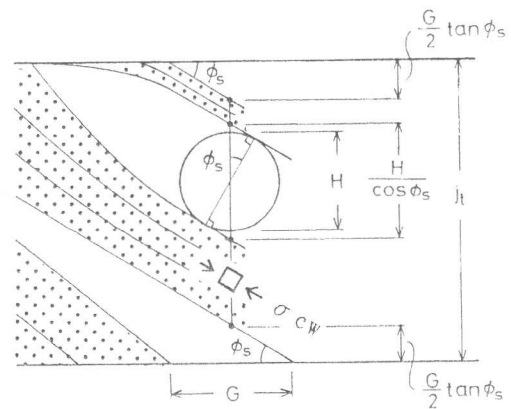
(a) 配筋



(b) トラス作用の全体



(c) 付着力による折れ曲がり (d) コンクリート束による折れ曲がり



(e) 孔近傍の詳細

図2 有孔梁の配筋とトラス作用

上記の記号を用いて、通常のあばら筋によって補強された有孔梁のせん断強度 V_{uw} は、梁の幅を b として、次式で表される。

$$V_{uw} = b \cdot j_t w \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi_s$$

$$= b \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \left(j_t \sqrt{\frac{\nu \cdot \sigma_B}{p_{ws} \cdot \sigma_{wy}} - 1} - H \sqrt{\frac{\nu \cdot \sigma_B}{p_{ws} \cdot \sigma_{wy}} - G} \right) \quad (4)$$

上式において、あばら筋量 $p_{ws} \cdot \sigma_{wy}$ を増やしていくと、せん断強度 V_{uw} は、あるところで極値(最大値)を持つ。これは、それ以上 $p_{ws} \cdot \sigma_{wy}$ を増すとあばら筋が降伏しなくなり、せん断強度 V_{uw} が一定となるのである。種々の H/j_t において、 V_{uw} が最大となるような $p_{ws} \cdot \sigma_{wy} / (\nu \cdot \sigma_B)$ 、すなわち、あばら筋の補強限界量を図3の破線に示す。ただし、 $G = 1.2H$ と仮定した。この補強限界曲線を式で表すと非常に複雑となるため、設計式としては、補強限界曲線を図の実線、すなわち下式の様に置き換えるのが便利である。指針[2]でも下式を用いている。

$$p_{ws} \cdot \sigma_{wy} = \left(\frac{1}{2} - \frac{H}{j_t} \right) \cdot \nu \cdot \sigma_B \quad (5)$$

この式をもとに、種々の H/j_t における、せん断強度 V_{uw} の上限値(あばら筋を補強限界まで配筋した場合のせん断強度)を図4の実線で表す。また、図3での破線の補強限界に対するせん断強度の上限値(厳密解)を図4に破線で示す。実線の簡略解は十分に実用的であるといえる。

3. 上界定理に基づくせん断強度

上界定理に基づいて有孔梁のせん断強度を計算した例としては、市之瀬ら[3]、津村[4]の例がある。津村[4]は、図5の一点鎖線の位置でせん断ひび割れを考慮したが、実線の位置でひび割れを考えた方がより低いせん断強度(=より正解に近い解)が得られる。そこで本論文では、市之瀬ら[3]と同じく、図5の実線のひび割れによってせん断破壊が生じるものとする。なお、厳密には、同図の破線の位置でひび割れを考えた方がさらに低い解が得られる場合がある。しかしこれを考慮すると式展開が煩雑になる上、その差は小さいので、ここでは無視する。

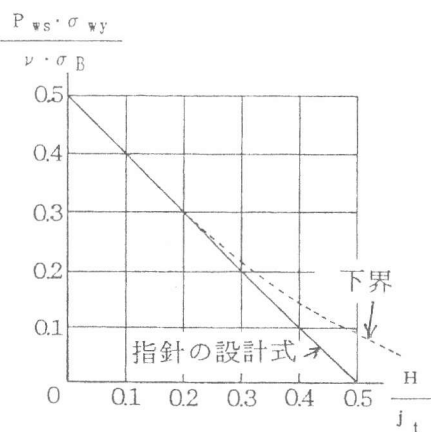


図3 あばら筋の補強限界(下界)

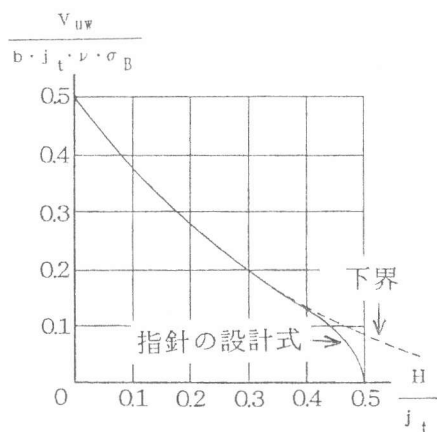


図4 せん断強度の上限(下界)

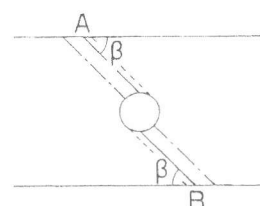


図5 有孔梁のせん断ひび割れ

計算に当たり、上下の主筋の外側のコンクリートは圧縮力をほとんど負担できないものと考えて無視し、高さ j_t の梁に孔が開いているものと見なす。また、簡単のため、孔は梁の材軸上にある ($y_0=0$) ものとする。 $y_0 \neq 0$ の場合は、孔の上下でひび割れ角度が異なることになり、式展開が煩雑になる。

津村[4]が示したように、梁主筋の引張力の総和 $\Sigma a_t \sigma_y$ が下式

$$\Sigma a_t \sigma_y \geq b(j_t - H) \cdot \nu \sigma_B / 2 \quad (6)$$

を満たすとき、図5のひび割れは、材軸と直交方向に平行に開く。せん断ひび割れの角度を β 、幅を u とすると、せん断力 V_{uw} のなす仕事は、

$$W_e = u V_{uw} \quad (7)$$

コンクリートの内部仕事は、

$$W_c = u \cdot (1 - \cos \beta) b(j_t - H) \cdot \nu \sigma_B / (2 \sin \beta) \quad (8)$$

あばら筋の内部仕事は、

$$W_s = u \cdot b \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \cdot (j_t \cdot \cot \beta - G) \quad (9)$$

である。 $W_e = W_c + W_s$ 、および $dV_{uw}/d\beta = 0$ より、ひび割れ角度 β とせん断強度 V_{uw} は次のようになる。

$$\cos \beta = 1 - 2 \frac{p_{ws} \cdot \sigma_{wy}}{\nu \cdot \sigma_B} \quad (10)$$

$$V_{uw} = b \cdot p_{ws} \cdot \sigma_{wy} \left((j_t - H) \cdot \sqrt{\frac{\nu \cdot \sigma_B}{p_{ws} \cdot \sigma_{wy}} - 1} - G \right) \quad (11)$$

4. 下界と上界の解の比較

(1) あばら筋の補強限界とせん断強度………下界・上界定理によるあばら筋の補強限界を図6の

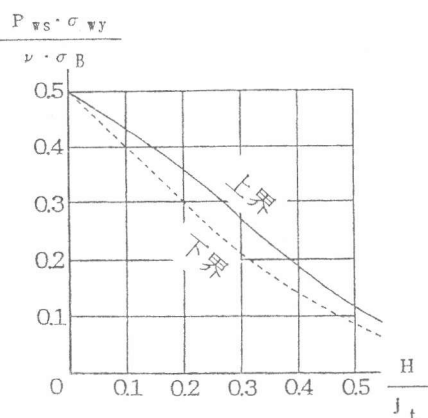


図6 あばら筋の補強限界 (下界・上界)

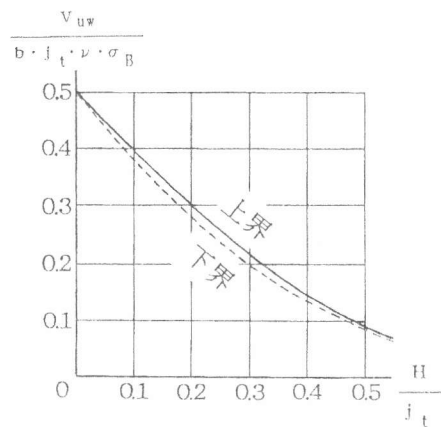


図7 せん断強度 V_{uw} の上限値 (下界・上界)

破線・実線で示す。ただし、 $G=1.2H$ と仮定した。また、せん断強度 V_{uw} の上限値を図7に、あばら筋とせん断強度との関係を図8に示す。下界の解はすべて厳密解である。下・上界のせん断強度の差は最大でも10%程度である。塑性理論上の正解値は下界・上界の解の間に存在するから、式(4)の設計式は、理論的にも正解から数%の範囲内にあることがわかる。

(2) せん断強度に有効なせん断補強筋の範囲………孔が材軸上にある ($y_0=0$) 場合、下界の解では、孔の両側 $(jtw/2) \cdot \cot \phi_s$ の範囲、上界の解では、 $[(jtw-H) \cdot \cot \beta - G]/2$ の範囲でのせん断補強筋比を p_{ws} と見なすことになる。この範囲は、下界の方がはるかに広い。今後の検討が必要である。

(3) 主筋の必要降伏強度………下界の解では、図2(a)のCD間、GH間(いずれも距離G)で主筋の付着力がゼロである。従って、C点、H点での主筋の引張力は、孔がない場合に比べて大きくなる。このことは、C点、H点近傍で主筋の一部をカットオフする場合に問題をおこす可能性がある。上界の解でも、図5のA、B点での主筋量が式(6)より小さい場合には、せん断強度が式(11)よりも小さくなるので、カットオフに注意する必要がある。

(4) 主筋の必要付着強度………下界の解によると、図2(a)のBC、HJ間での付着応力は、孔がない場合に比べて大きくなる。上界の解でもひび割れ位置での主筋の引張応力が孔のない場合に比べて増えるので、図5のA点左側、B点右側で付着応力の増大が予想される。

(5) 特殊金物などによる補強効果、孔がいくつか連続する場合のせん断強度など………これらについては、下界・上界の解がかなり異なることが予想される。今後の研究課題としたい。

5. 実験との比較

せん断破壊している広沢ら[5]の10-BIS2試験体、東ら[6]のNo. 2, 5, 6試験体、市之瀬ら[3]のBH-1試験体、遠藤ら[7]のNo. 2, 3, 4試験体、津村ら[4]のMQD-01試験体について強度式の検証を行った。いずれの試験体も、主筋量は式(6)の条件を満たしている。計算結果と実験結果の比較を図4に示す。図中、

V_{max} : 実験値のせん断強度、 V_f : 試験体の曲げ強度計算値

V_{uw} : 提案式のせん断強度計算値 (○は下界、●は上界)

である。実験データの $p_{ws} \cdot \sigma_{wy} / (\nu \cdot \sigma_B)$ は0.05~0.2の範囲、 H/jt は0.2~0.4の範囲である。式(4)の設計式は十分な精度を有しているといえる。

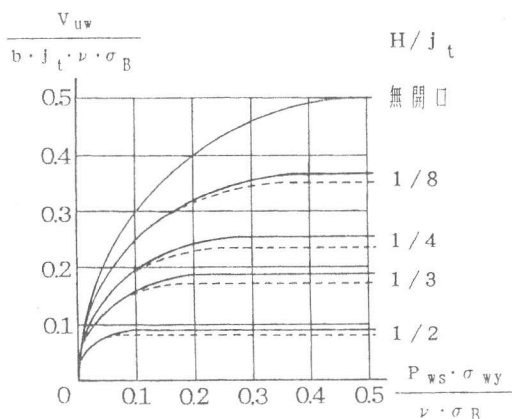


図8 あばら筋量とせん断強度との関係 (破線は下界、実線は上界)

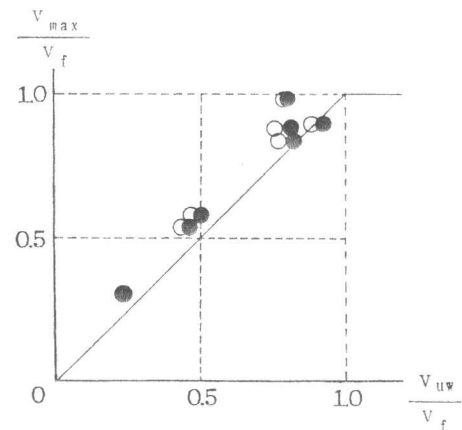


図9 せん断強度式の検証 (○は下界、●は上界)

6. 設計例

文献[8]の純フレーム構造設計例から、3階 G_1 梁のヒンジ領域外に直径 $H = j t / 3$ の孔を開けた場合について考える。設計用せん断力は、 $V / (b \cdot j t \cdot \nu \sigma B) = 0.125$ である。そこで、図8の縦軸0.125における $H / j t = 1/3$ の破線の横軸の値を読むと、 $p w s \cdot \sigma w y / \nu \sigma B = 0.053$ を得る。従って、必要 $p w s \cdot \sigma w y$ は、 9.9 kg/cm^2 である。一方、孔から十分に離れた領域でも、トラス作用のみを考慮して必要 $p w \cdot \sigma w y$ を算定する必要がある。そこで、文献[8]の必要せん断補強筋量算定式で、アーチ作用の寄与分を無くすために $\theta = 0$ (θ :アーチ作用の角度)とおいて計算すると、ヒンジ領域内で、 $p w \cdot \sigma w y = 23.5 \text{ kg/cm}^2$ 、ヒンジ領域外で、 $p w \cdot \sigma w y = 11.7 \text{ kg/cm}^2$ を得る。孔周辺の必要 $p w s \cdot \sigma w y$ よりも孔から離れた領域での必要 $p w \cdot \sigma w y$ が大きいという奇妙な結果となった。これは孔から離れた領域でトラス作用の角度 ϕ に関して $\cot \phi \leq 2$ という制限を受けることによる。結局、この例題では、孔周辺に特別な補強をしなくてもよいと言える。ただし、アーチ作用が無くなるため、必要 $p w \cdot \sigma w y$ はヒンジ内外とも13%増える。

同じ設計例建物でも、4階 G_2 梁 ($V / (b \cdot j t \cdot \nu \sigma B) = 0.152$) に $H = j t / 3$ の孔を開けようとするれば、せん断応力レベルが高いため、孔周辺の必要 $p w s \cdot \sigma w y$ はずっと増える。ただし、この梁では、孔の無い場合でもアーチ作用の寄与がないので、孔周辺以外の必要 $p w \cdot \sigma w y$ は無孔梁の場合と同じでよい。せん断応力レベルがさらに高い場合には、斜め補強筋などが必要となる。

7. 結論

- (1) 下界定理に基づく式(4)の設計式は、既往の実験データとよく適合する。式(4)による有孔梁のせん断強度は、図8の破線で表される。
- (2) 下・上界定理に基づくせん断強度計算値の差は最大でも10%程度である。従って、式(4)の設計式と塑性理論上の正解値との誤差は数%程度である。
- (3) 今後は、孔の近傍での主筋の付着・定着、有効なせん断補強筋の範囲、特殊金物などによる補強効果、孔がいくつか連続する場合の扱いなどについて検討する必要がある。

【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
- [2] 市之瀬敏勝、横尾慎一：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断設計法の一提案、日本建築学会大会学術講演梗概集(その1、その2)、pp.319-322、1990.10
- [3] Ichinose, T. and Takiguchi, K.: Shear Deformation Mode of Reinforced Concrete Beam, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.113, No.4, pp.689-703 1987.4
- [4] 津村浩三：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断破壊に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No. 407, pp.47-60, 1990.1
- [5] 広沢雅也、清水 泰ほか：鉄筋コンクリート有孔梁の耐震性能に関する研究(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1593-1594、1978.9
- [6] 東 洋一、遠藤利根穂、清水 泰ほか：鉄筋コンクリート有孔梁のせん断補強方法に関する実験研究、コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp. 245-248, 1982.6
- [7] 遠藤利根穂、清水 泰、津村浩三ほか：斜めワイヤメッシュで補強した鉄筋コンクリート有孔梁の多数回繰返し水平加力実験、日本建築学会大会、pp.499-500, 1985.10
- [8] 青山博之編：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法、技報堂、1990.8