

論 文

[2037] 高強度コンクリートを用いた RC 有孔梁のせん断実験

正会員 市之瀬敏勝（名古屋工業大学社会開発工学科）

正会員○杉浦光彦（名古屋工業大学大学院）

正会員 横尾慎一（名古屋工業大学大学院）

1. 研究目的

本研究の第1の目的は、建築学会における終局強度型設計指針[1]の有孔梁のせん断設計式が高強度コンクリートや高強度鉄筋に適用できるかどうか調べることにある。既往の有孔梁の実験は、普通強度コンクリート、普通強度鉄筋を用いたものがほとんどであった。第2の目的は、孔の間隔の検討である。ここでは、孔と孔の間隔を直径の1.3倍として、間隔を極めて近づけた実験を行う。第3の目的は、孔を補強する斜め鉄筋の必要定着長さの検討である。応力の釣合条件（下界）を考えると長い斜め補強筋が必要である（指針[1]）が、破壊モード（上界）から考えると短くてもよいようにも思われる。ここでは、定着長さが十分な試験体と不十分な試験体を比較する。

2. 実験方法

加力は、図1に示す装置を用いた。加力は、試験体側面に取付けた孔両脇の変位計をモニターしながら試験体が逆対称変形するように載荷した。

3. 試験体

試験体は5体であり、試験部分の配筋例を図2～4に示す（N1・N3は省略）。それぞれの特徴を表1に示す。主筋はすべて、4-D19，あら筋はすべて4-D6@200 ($P_w = 0.32\%$) である。斜め筋は図5の断面図に示すように中子筋の内側に配筋した。中子筋は施工を容易にするため、 90° と 180° フックの組み合わせとした。斜め筋の折り曲げディテールを図6, 7に示す。鉄筋の降伏強度とふし形状を表2に示す。

コンクリートの配合と強度を表3に示す。普通ポルトランドセメントでAE減水剤を使用した。

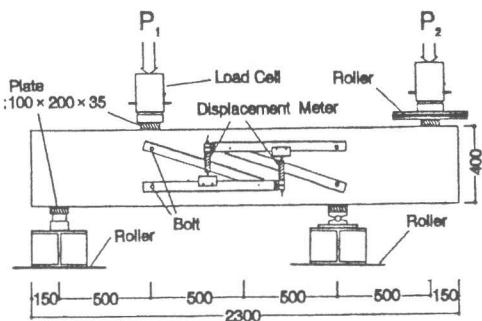


図1 加力測定装置

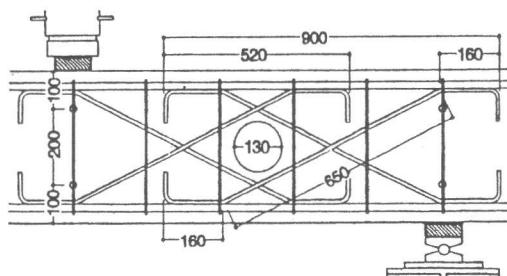


図2 L1配筋図

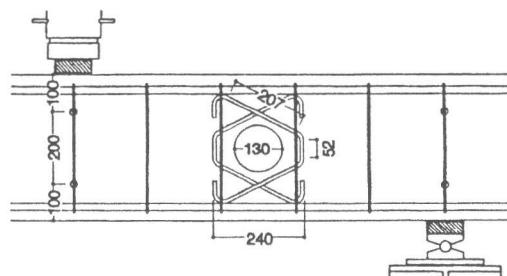


図3 S1配筋図

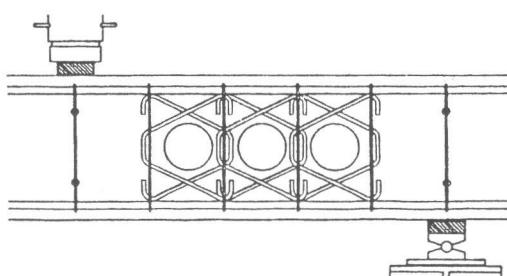


図4 S3配筋図

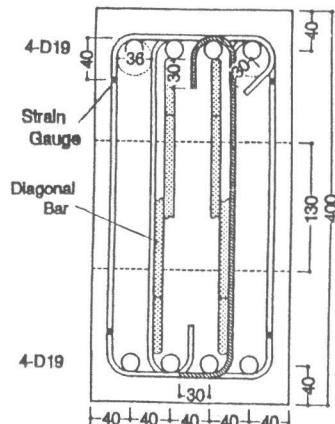


図5 L 1 断面図

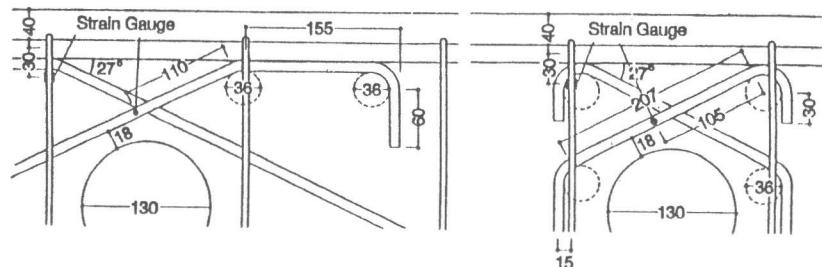


図6 L 1 配筋詳細図

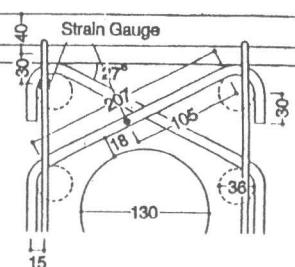


図7 S 1 配筋詳細図

表2 鉄筋の降伏強度と形状

	断面積 (cm ²)	降伏強度 (tf/cm ²)	ふし形状
主 筋 (D19)	2.87	10.4	横ふし
斜め筋 (D10)	0.713	8.9	インデント (楕円形の へこみ)
あばら筋(D6)	0.317	8.3	

表1 有孔梁試験体一覧表

試験体	特 徴
N 1	孔1無補強
L 1	孔1從来補強
S 1	孔1簡略補強
N 3	孔3無補強
S 3	孔3簡略補強

コンクリートは、試験体の側面方向より打設した。実験時の材令は81～85日である。割裂強度は5体のシリンダー強度の平均値とした。圧縮強度は実験終了後に試験体よりコア抜きしたもの10体（直径10cm, 長さ19cm）の平均とした。この時の材令は112日であったため、材令の違いによる補正を行い、実験時の圧縮強度を推定した。圧縮試験用のシリンダーの加圧面はキャッピングせず、研磨仕上げとした。

4. 実験結果

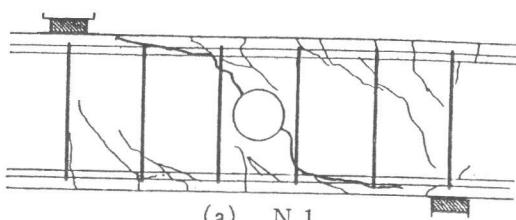
4-1. 孔一個の場合

試験体の最大荷重時のひび割れ状態を図8に示す。また、実験で得られたせん断力と変形の関係を図9に示す。N 1は、孔の中央を通るひび割れが生じ、このひび割れが開きつつ最大耐力をむかえた。L 1は、孔の接線に添ったせん断ひび割れが開きつつ最大耐力をむかえた。

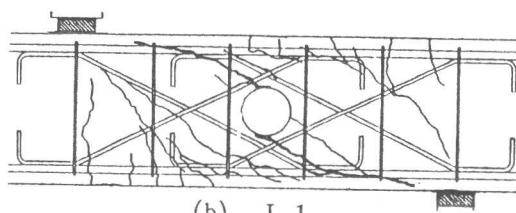
あばら筋のひずみとせん断力の関係を図10に示す。なお、最大耐力以降のひずみを省略してい

表3 コンクリートの配合と強度

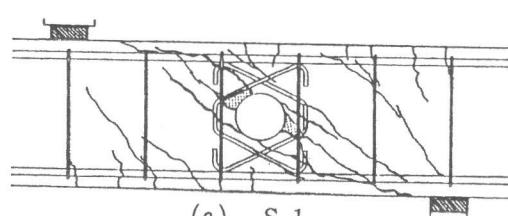
粗骨材 の最大 寸法	単位量 (kg/m ³)			
	水	セメント	細骨材	粗骨材
25 mm	165	550	691	954
スランプ 実測値 (cm)	強度(kgf/cm ²)		弾性係数 (2/3σB時)	
	圧縮	引張	3.7 × 10 ⁵ (kgf/cm ²)	
25.0	791	37.5		



(a) N 1



(b) L 1



(c) S 1

図8 試験体のひび割れ状態(最大荷重時)

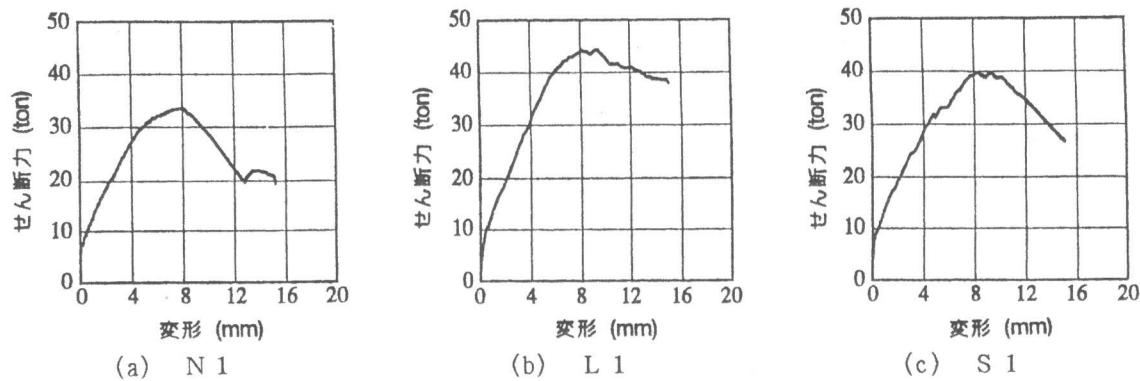


図9 せん断力と変形の関係

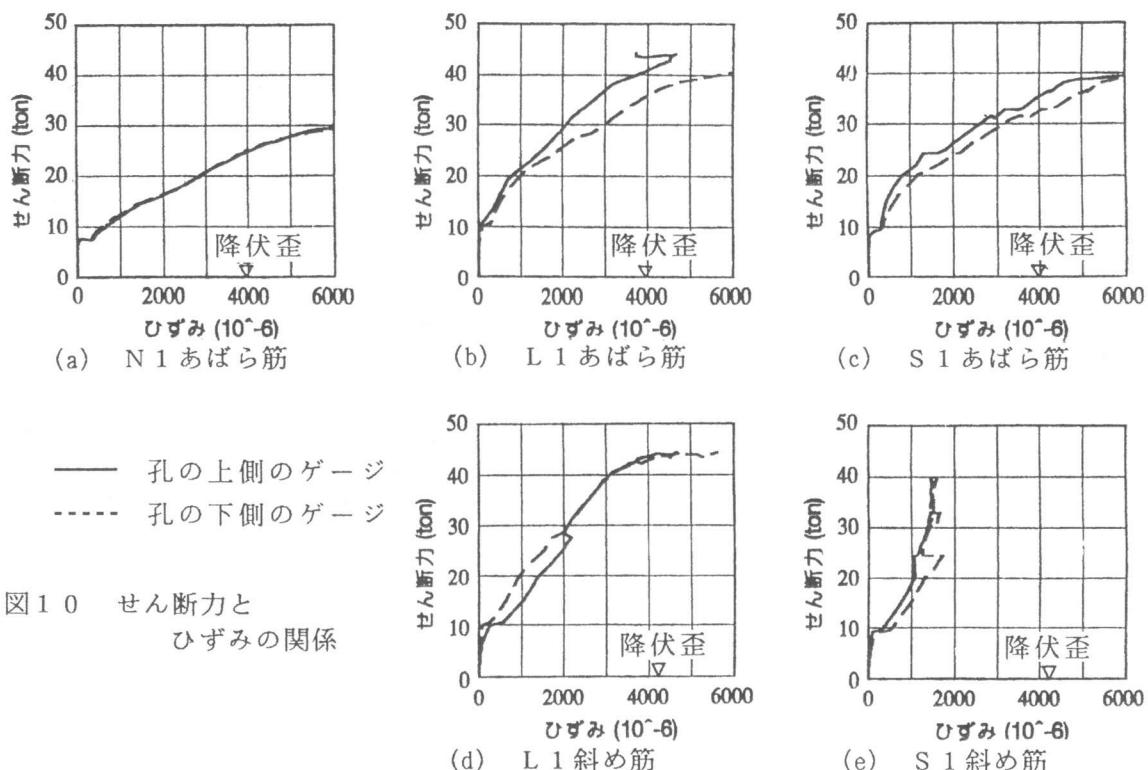


図10 せん断力とひずみの関係

る。あばら筋は3体とも降伏ひずみ(▽印)をこえた。斜め筋のひずみは、L 1 では降伏ひずみをこえたが、S 1 では $Q = 20 \sim 25$ t でひずみの増加が止まった。これは、25 t 付近で孔両脇の斜め筋折り曲げ部分を横切るひびがはいり、定着が十分得られなくなつたためである。その後、32 t 付近で、図8(c)の網掛け部分を囲むようなひび割れが発生した。このひび割れが定着不足を象徴している。

4-2. 孔三個の場合

試験体の最大荷重時のひび割れ状態を図11に示す。また、せん断力と変形の関係を図12に示す。あばら筋のひずみとせん断力の関係を図13に示す。N 3 は18 t付近で左側二つの孔を結ぶ斜めひび割れが生じた。S 3 は26 t付近で三つの孔をつなぐ斜めひび割れが生じ、28 t付近でそれらのひび割れが開いて一旦耐力が低下した。斜め筋は、S 1 同様、余り大きなひずみを示さなかった。N 3, S 3 のあばら筋のひずみは同程度であった。

5. 解析

5-1. 孔一個の場合

孔1個の場合の計算強度は文献[2]と同じ方法を使用する。コンクリートの有効圧縮強度は、

$$\nu \sigma_B = 3.68 \sigma_B^{2/3} \quad (1) \quad (\nu: \text{有効強度係数}, \sigma_B: \text{コンクリートの圧縮強度}, 791 \text{kgf/cm}^2)$$

と仮定する。上下主筋間の距離 j_t の外側のコンクリートは無視する。破壊面として、図14の①, ②の2種類を考える。コンクリート、補強筋のなす内部仕事とせん断力のなす外部仕事を等値とし、せん断強度を求める表4のようになる。表4から、(①の強度) < (②の強度)となるので、計算上は①で破壊するはずである。しかし実際の破壊面に近いのは②である。なぜ②で破壊したかは不明である。今後の課題とする。

5-2. 孔三個の場合

N3, S3試験体の場合、ひび割れ状態から考えて、破壊は図15(a)のように起こったと考え

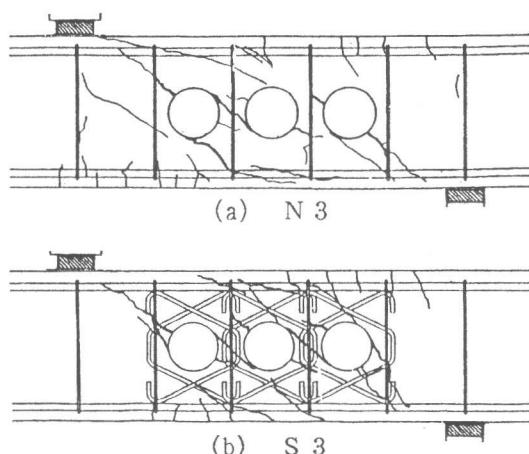
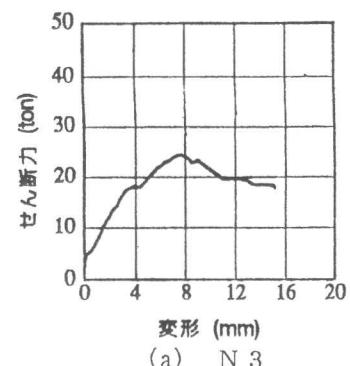
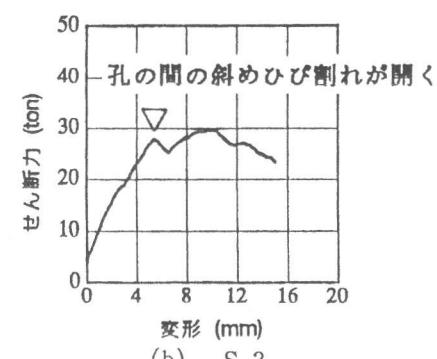


図1-1 試験体のひび割れ状態(最大荷重時)



(a) N3



(b) S3

図1-2 せん断力と変形の関係

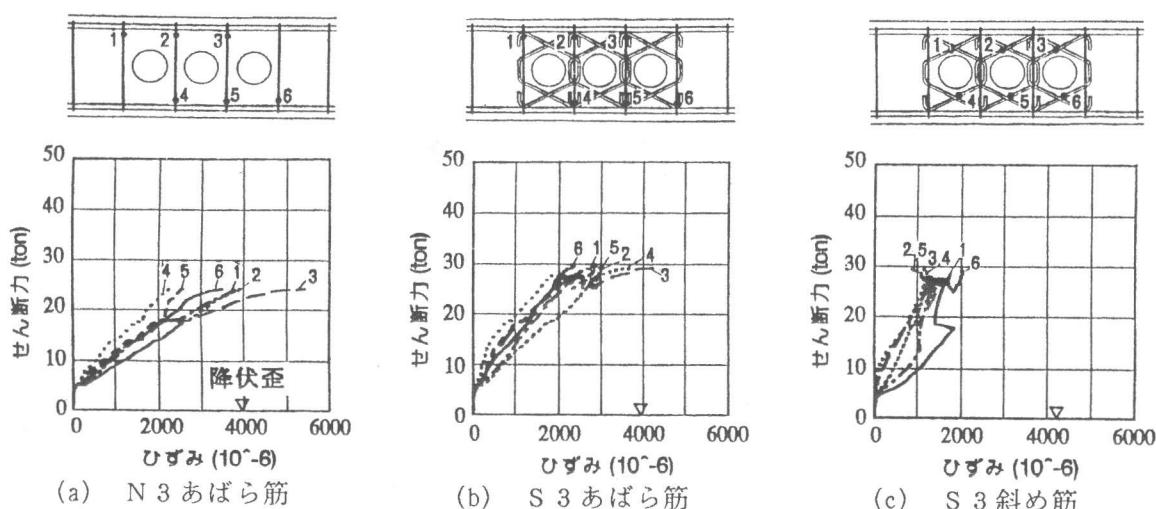


図1-3 せん断力とひずみの関係

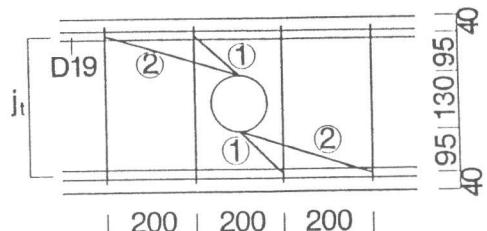


図1-4 孔一個の場合の仮定破壊面

表4 孔一個のせん断強度

試験体	指針の 計算値	仮定破壊面		実験値
		①	②	
N 1	20.9 t	23.8 t	30.2 t	33.4 t
L 1	32.0 t		34.8 t	44.4 t
S 1	—		41.2 t	39.6 t

られる。ここで各部のひび割れ幅を評価するために、図1-5(a)のモデルを図1-5(b)のように単純化する。A', B'を不動点として、斜線部分は変形前の状態を、網かけ部分は変形後の状態を示す。図中の部材せいgについては後述する。図1-5(b)ではA', B'と同じ高さに描いており、図1-5(a)と異なるように見えるがこの相違は以下の議論に全く影響を及ぼさない。

まず、A, B, A', B'点の回転角は θ である。従ってこれらの点を塑性ヒンジとみなし、その曲げ降伏モーメントをMya, Mybとすれば、 θ の塑性変形によってなされる内部仕事は、

$$W_y = 2 (Mya + Myb) \theta \quad (2)$$

である。Mya, Mybは、図1-6のように求める。すなわち、それぞれの断面の平面保持、主筋とコンクリートの弾性を仮定する。そして主筋の応力が σ_y またはコンクリートの応力が σ_B に達したときのいずれか早いときのモーメントを、Mya, Mybとする。実際には、Mya, Mybとも、コンクリートの応力で決まった。

次に、A, B, C点のx y変位は、図1-5(c)に描いたように、

$$u_x = g \cdot \theta, \quad u_y = L_d \cdot \theta \quad (3)$$

g:図1-6の中立軸間の距離で、 $g = (D + H)/2 + x_{na} - x_{nb}$

である。そして、C点がA, B点と剛体的につながっていることから、C点のx y変位も式(3)で表される。従って、C点位置の破壊面でコンクリートがなす内部仕事は、

$$W_c = [1 - \cos(\alpha - \beta)] S \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \nu \sigma_B / 2 \quad (4)$$

S:ひび割れ面の面積($S = b (L_c - H) / \cos \beta$, L_c :孔の中心間距離と仮定。)

H:孔の直径 $\alpha = \tan^{-1}(L_d / g)$ $\beta = \cos^{-1}(H / L_c)$

である。また、C点を通る補強筋のなす仕事は、

$$W_{r1} = A_{w1} \sigma_w u_y \quad (5)$$

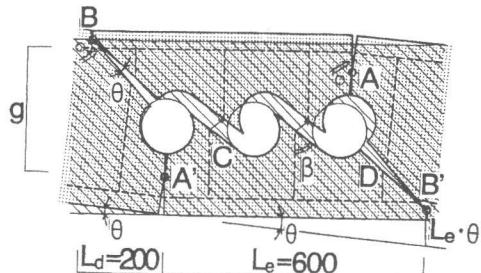
A_{w1} :C点での1組の補強筋の断面積(N3では4-D6のみ, S3では4-D10を加える)

である。D点を通る補強筋のなす仕事は、

$$W_{r2} = A_{w2} \sigma_w L_f \theta \quad (6)$$

A_{w2} :D点での1組の補強筋の断面積(N3では4-D6のみ, S3では2-D10を加える)

である。これらの内部仕事の和は、せん断力のなす外部仕事、 $W_e = V_u L_e \theta$ と式(7)のように等置される。



(a) 破壊の様子

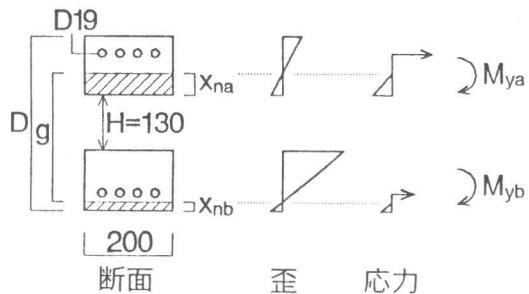
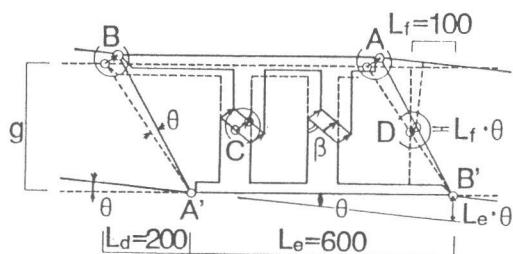


図 1 6 曲げ強度の計算



(b) モデル化

図 1 5 孔三個の場合の破壊モード

表 5 孔三個のせん断強度

試験体	計算値	実験値
N 3	24.2 t	24.4 t
S 3	45.3 t	29.5 t

$$W_e = W_y + 2 W_c + 2 W_{r1} + 2 W_{r2} \quad (7)$$

よって、次式を得る。

$$\begin{aligned} Vu &= 2 (Mya + Myb) / L_e + [1 - \cos(\alpha - \beta)] S \sqrt{g^2 + L_d^2} \nu \sigma_B / (2 L_e) \\ &\quad + 2 Aw \sigma_w y [L_d + L_f] / L_e \end{aligned} \quad (8)$$

計算結果を表 5 に示す。N 3 試験体では、計算値と実験値はほぼ合っている。S 3 試験体の実験値が計算値を下回るのは、S 1 と同じく、斜め補強筋の定着が悪かったためと考えられる。

6. 結論

- (1) 高強度コンクリートと高強度鉄筋を用いた有孔梁のせん断強度は、孔一個の場合では、指針[1] の計算値をかなり上回った。
 - (2) 本報告で用いた簡略型の斜め筋は、孔の周りを囲む構造であったため、折り曲げ定着部分に沿ったひび割れが発生し、指針の補強方法に比べせん断強度が小さかった。
 - (3) 孔と孔を近づけた試験体では、孔どうしを結ぶ斜めひび割れによって耐力が低下した。今後、この実験結果を分析することにより、孔の距離の許容値を知ることができる可能性がある
- 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・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、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.13, No.2 pp.303-308, 1991

謝辞 本研究は建設省 New RC 総プロの構造性能分科会（主査 小谷俊介 東大助教授）の一環として行われた。名古屋工業大学学生、吉光太郎氏（現竹中工務店）には研究の全てにわたって協力を得た。（社）鋼材俱楽部からは高強度鉄筋の供与を受けた。篤くお礼申し上げます。