

論文

[2009] 縮小試験体による鉄筋コンクリート有孔ばりのせん断補強法に関する基礎的研究

正会員 ○立花正彦 (東京電機大学工学部)

正会員 中野清司 (東京電機大学工学部)

1. はじめに

建築構造物では階高の節約から、はりの腹部に設備配管用の貫通孔を設けることが一般的に行われている。鉄筋コンクリート(以下RCと略)はりにおいては、孔を設けると剪断強度への影響が非常に大きいことから、施工性の良い簡単な、かつ、有効な補強効果のある補強方法を考案することは重要なことである。主な補強方法としては横筋、斜め筋、ワイヤメッシュ、プレート、リング 又はスクロール 状の鉄筋などを開孔周辺に配置する方法があり実用化されている。

一方、RC有孔ばりの剪断強度は無孔RCばりの剪断強度が十分な理論的結論を得ていないのと同様十分な一般的な結論が得られておらず、実験資料にもとずいた実験式によっているのが現状である。しかし、実大の試験体の製作にともなう経済的理由や試験機の容量などにより、この実験資料の範囲は狭く、実験式の適用範囲は限定され、現状の要求(例えば開孔が上下に偏心、連孔とした時の位置と間隔、T型はりなどの影響等)を反映しているとは易々難い。

本研究では、主として筆者らが研究を進めているスクロール 状の鉄筋を開孔のまわりに配置する補強方法及び斜め筋による従来の補強方法を用いたRC有孔ばりに着目して、比較的簡単に製作できる縮小模型試験体による剪断実験を行い、RC有孔ばり実験でよく用いられる因子である孔径比、補強筋量を実験変数としてRC有孔ばりの剪断耐力、変形状態などへの補強効果について定性的傾向を把握し、その結果多数の影響因子に着目した系統的かつ組織的に研究を進めやすい縮小模型試験体による定性的傾向の把握の可能性に関する基礎資料を得ようとするものである。

2. 実験計画とその方法

2-1. 実験計画と試験体

実験計画は表1に示す通りである。主な実験変数は孔径(H/D=1/5, 1/3, 1/2)の3水準、補強方法(斜め筋とスクロール筋の2水準)、補強筋径(2mm, 3.2mm, 4mm及び無補強の4水準)である。試験体数は無孔ばりも含めて合計21体である。

試験体の形状及び寸法並びに補強筋の配筋状況の詳細を図1(a)並びに(b)に示す。試験体は実大寸法の1/6程度の縮小型試験体で、その断面は $b \times D = 50 \times 100 \text{mm}$ とする。剪断スパン比 $M/Qd = 2.0$ とし、主筋は $2-7\phi$ ($p_t = 1.71\%$)、あばら筋は $2\phi @ 50 \text{mm}$ ($p_w = 0.25\%$)とする。主筋のかぶりは10mmとする。貫通孔は固定端より d 離れた位置に設け、その形状は円形とする。スクロール筋は(孔径+20mm)の直径とし、スク

表1 実験計画

M/Q · d	Pwo(%)	スクロール筋		斜め筋	H/D			
		径(mm)	巻数		径(mm)	0.0	1/5	1/3
2.0	0.76	2.0	1	-	-	○	○	○
		-	-	2.0	-	○	○	○
	1.45	3.2	1	-	-	○	○	○
		-	-	3.2	-	○	○	○
	2.09	4.0	1	-	-	○	○	○
		-	-	4.0	-	-	○	○
0.31	無補強				○	○	○	○

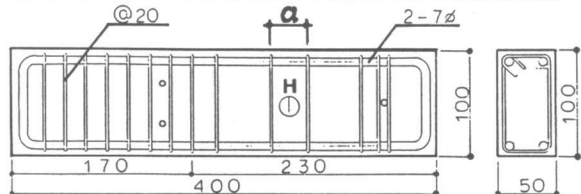


図1(a) 試験体の形状及び寸法 (単位mm)

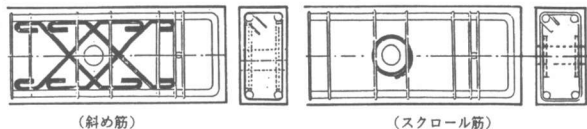


図1(b) 補強筋の配筋状況の詳細

ル筋の重なりは外周の1/3とした。また、孔際のあばら筋の間隔は孔径によって相違し、その間隔 d は表3中に示す。斜め筋の補強方法では各補強鉄筋の端部にフックを付けた。なお、使用材料は主筋が普通鉄線、あばら筋及び補強筋がなまし鉄線とする。コンクリートはモルタルとし、砂は豊浦標準砂を、また、セメントは早強セメントをそれぞれ用い、このモルタルの調合は重量比でセメント：砂：水=1:2:0.65とする。試験体は6体を1組として製作し、打設後翌日脱型し、養生は水中とし、その期間は2週間とする。このモルタルの素材試験は1組ごとに径50mm高さ100mmのシンガ-3本ずつ行なった平均値である。これら使用材料の機械的性質を表2及び表3中に示す。モルタル強度は結果として $F_c=430\sim 510\text{kgf/cm}^2$ (設計値 $F_c=240\text{kgf/cm}^2$)の範囲で高強度モルタルとなった。

表2 使用材料の機械的性質

	2φ	3.2φ	4φ	7φ
降伏点(kgf/cm ²)	2070	1810	1490	4570
最大強度(kgf/cm ²)	3110	2970	2860	4950

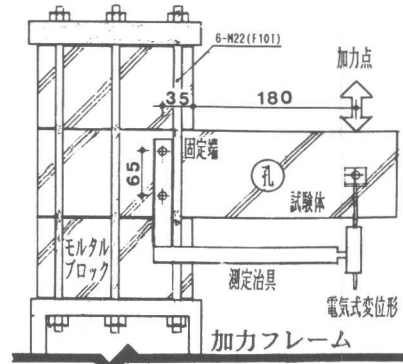


図2 実験方法

表3 各試験体の実験変数と実験結果

試験体名称	H (mm)	H/D	a (mm)	p_w (%)	p_w' (%)	p_{wo} (%)	$p_{wo}\sigma_y$ (kgf/cm ²)	F_c (kgf/cm ²)	Q_{cr}^e (kgf)	τ_{cr}^e (kgf/cm ²)	τ_{cr}^e/τ_{cr}^c	Q_u^e (kgf)	τ_u^e (kgf/cm ²)	τ_u^e/τ_u^c (1)	τ_u^e/τ_u^c (2)	破壊形式	
A1000	0	0	50	0.25	-	-	5.17	434	-	-	-	1340	34.0	-	-	IV	
A1100					-	0.31	6.41	434	980	24.9	1.32	1120	28.4	0.96	1.00	I	
A11N2					0.44	0.75	15.52	434	710	18.0	1.13	1410	35.8	1.06	1.11	IV	
A11S2					"	"	"	456	610	15.5	1.03	1040	26.4	0.77	0.80	III	
A11N3	20	1/5	36	0.31	1.14	1.45	26.97	434	800	20.3	1.03	1320	33.5	0.90	0.94	IV	
A11S3					"	"	"	510	980	24.9	1.08	1470	37.3	0.93	0.97	III	
A11S4					1.78	2.09	32.87	510	1160	29.5	1.13	1590	40.4	0.97	1.01	III	
A1200					-	0.31	6.41	434	630	16.0	1.13	1140	29.0	1.25	1.34	I	
A12N2					0.44	0.75	15.52	442	650	16.5	1.14	960	24.4	0.89	0.95	I	
A12S2					"	"	"	456	690	17.5	1.15	1090	27.7	1.00	1.06	I	
A12N3	33	1/3	50	0.31	1.14	1.45	26.97	442	720	18.3	1.16	910	23.1	0.75	0.80	I	
A12S3					"	"	"	510	460	11.7	1.13	1280	32.5	0.99	1.06	II	
A12N4					1.78	2.09	32.87	456	500	12.7	1.10	1610	40.9	1.26	1.35	I	
A12S4					"	"	"	510	400	10.2	1.08	1270	32.3	0.94	1.00	II	
A1300					-	0.31	6.41	434	360	9.1	1.07	680	17.3	1.16	1.32	II	
A13N2					0.44	0.75	15.52	442	320	8.1	1.06	780	19.8	1.04	1.17	II	
A13S2					"	"	"	456	345	8.8	1.06	595	15.1	0.78	0.88	II	
A13N3	50	1/2	66	0.31	1.14	1.45	26.97	442	700	17.8	1.12	840	21.3	0.94	1.05	II	
A13S3					"	"	"	510	450	11.4	1.13	880	22.3	0.95	1.06	II	
A13N4					1.78	2.09	32.87	456	680	17.3	1.18	1100	27.9	1.14	1.27	II	
A13S4					"	"	"	510	480	12.2	1.18	930	23.6	0.94	1.05	II	
													平均		0.98	1.06	
													標準偏差		0.139	0.159	

$$\tau_{cr}^e = \frac{0.065k_c(500+F_c)}{M/Qd+1.7} \dots\dots(1)$$

$$\tau_{cr}^e = (1-1.35 H/D) \cdot \tau_{cr}^e \dots\dots(2)$$

$$\tau_u^e = \frac{0.12k_w \cdot k_p (F_c + 180)}{M/Qd+0.12} \dots\dots(3)$$

$$\tau_u^e(1) = (1-1.52H/D) \tau_u^e + 2.88 \sqrt{p_{wo}\sigma_y} \dots\dots(4)$$

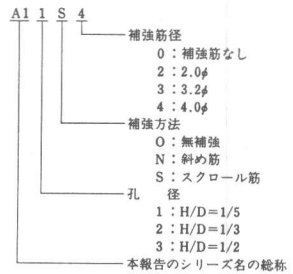
$$\tau_u^e(2) = (1-1.61 H/D) \tau_u^e + 2.7 \sqrt{p_{wo}\sigma_y} \dots\dots(5)$$

F_c : コンクリート強度
 M/Qd : セン断スパン比
 k_c : 断面寸法による補正係数 (この実験では $k_c=1.2$ とした)
 k_w : 断面寸法による補正係数 (本実験では $k_w=1.0$ とした)
 k_p : 引張鉄筋比による補正係数 (本実験では $k_p=0.92$ とした)

p_w : 孔際スターラップ筋によるセン断補強筋比
 p_w' : 孔の補強筋によるセン断補強筋比
 $p_{wo}(=p_w+p_w')$: 開口部のセン断補強筋比

Q_{cr}^e : セン断ひび割れ発生耐力
 Q_u^e : 最大セン断耐力

なお、試験体の名称は以下の通りである。



2-2. 実験方法

加力方法は図2に示すように片持ちばり形式とし、自由端に押引両型手動式油圧ジャッキ（揚量 押・引 10^4tonf ）をピン支持によりセットし、繰り返し曲げ剪断力を与える方法である。固定端は試験体の上下に同質のモルタルブロックを返して高力ボルト(6-M22)により固定した。繰り返し条件は部材角 $R = \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 2.0\%$ でそれぞれ2サイクル繰り返し繰り返し載荷し、その後正方向（本実験では試験体を上側に引張り上げる方向）に $R = 5.0\%$ 位まで単調に載荷する。

測定方法は図2に示す通り、固定端に埋没したボルトにアルミ製の測定用治具を取り付け、加力点の垂直変形量を電気式変位形（繰1/200 ■）で測定する。

§ 3. 実験結果とその考察

3-1. ひび割れ発生と破壊状況

代表的なひび割れの種類及び実験終了時の破壊状況を図3及び図4にそれぞれ示す。本実験における有孔ばりの主なひび割れは図3に示す様に曲げひび割れ(a)、45度方向の剪断ひび割れで孔の中央を通る剪断ひび割れ(b)、孔の接線に添った剪断ひび割れ(下側(c)、上側(d))の3種類に分類できる。これらひび割れ発生性状と実験変数との主な関係は以下の通りである。

①剪断破壊した試験体ではひび割れ発生性状は実験変数にかかわらずほぼひび割れ(a)→(b)→(c)(d)の項で発生する。②曲げ破壊した試験体では、ひび割れ(a)→(b)が発生するがひび割れ(c)(d)は発生しない。③初期剪断ひび割れ発生耐力は H/D が大きくなる程小さくなる傾向を示す。④同一条件下で、補強筋量が多い程ひび割れは分散して多く発生する（補強筋量が多いと最大耐力が上昇するためひび割れが多く発生するものと考えられる）。⑤同一条件下で、斜め筋補強とスクロール筋補強とを比較すると、スクロール筋補強の方が斜め筋補強に比べて、ひび割れが分散する傾向にある。

本実験の最大耐力時の破壊形式は最大耐力時に支配的となるひび割れにより図5に示す4タイプに分類できる。図5に示すタイプI、II、IIIが剪断系、タイプIVが曲げ系である。各試験体の破壊形式は表3に示す。これら破壊形式と実験変数との主な関係は以下の通りである。①無孔ばりの試験体(A1000)ではモルタル強度が設計値に対して高くなったため、曲げ破壊したものと考えられる。②破壊形式タイプIは孔径比 H/D が小さく、補強筋量が比較的少ない試験体にみられる。タイプIIは孔径比が大きく、補強筋量が比較的少ない試験体にみられる。タイプIIIは孔径比が小さく、補強筋量が多い試験体にみられる。タイプIVは孔径比が小さく、補強筋量が多い試験体にみられる。③同一条件下で、斜め筋補強とスクロ

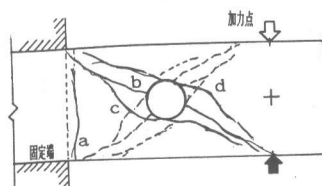


図3 代表的なひび割れの種類

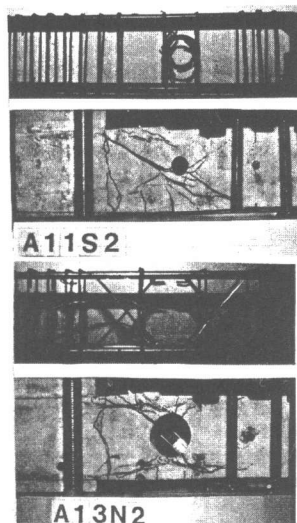


図4 実験終了時の破壊状況

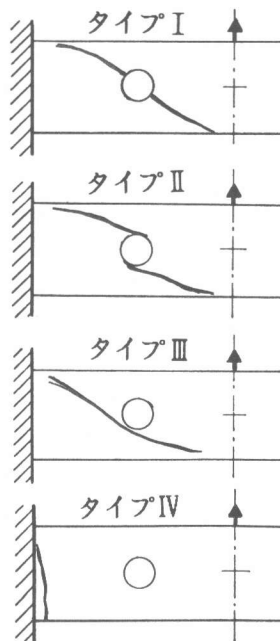


図5 最大耐力時の破壊形式

補強筋とを比較すると、 $H/D=1/2$ の試験体では同じ破壊形式タイプIIである。しかし、 $H/D=1/5$ の試験体では斜め筋補強の方が曲げ破壊形式のタイプIVとなり、補強効果がすぐれているものと考えられる。これは斜め筋補強の方が鋼材量が多く、剪断ひび割れが斜め筋の定着部からみ、この定着部が横筋として作用したためと考えられる。

3-2. 履歴曲線

破壊形式及び補強方法による代表的な履歴曲線を図6に、またそれらの包絡線を実験変数別に図7に示す。なお、図6の縦軸は作用剪断力(Q tf)を、横軸ははり端の変形量(δ mm)を表す。また、図7の縦軸は平均剪断応力度(τ kgf/d)を、横軸は部材角($R\%$)を表す。

これらの図より、以下に示す事柄が明らかとなった。

- ①. 剪断ひび割れ発生迄の剛性は、孔の有無、孔径の寸法、補強法及び補強筋量にかかわらずほぼ同じである。剪断ひび割れ発生後の剛性は、孔径が大きい程また補強筋量が少ない程無孔ばりに比べて低下する傾向を示す。本実験では $H/D=1/5$ の試験体で補強筋量がある程度増すと無孔ばりと同程度の剛性を示す。
- ②. 履歴曲線は剪断系の破壊形式タイプI、II、IIIにおいては、最大耐力に達する以前では安定したループを示すが、最大耐力以後は急激な耐力低下を示す。曲げ系の破壊形式タイプIVにおいてはスリップ的なループを示すが、大変形時まで耐力の低下はなく安定した性状を示す。
- ③. $H/D=1/5$ 及び $1/3$ の試験体では、補強筋量を増すことにより、無孔ばりと同程度の履歴曲線を得ることができる。しかし、比較的孔の大きい $H/D=1/2$ の試験体では、補強筋量を増すことにより耐力的には無孔ばりと同程度にすることは可能であるが、補強筋によって最大耐力以後の履歴曲線の性状を改善することは難しいものと考えられる。
- ④. 同一条件下で、斜め筋補強とスクロール筋補強とを比較すると、 $H/D=1/5$ 及び $1/3$ の試験体ではほぼ同じ履歴曲線を示すが、大変形時($R>4\%$)以後斜め筋補強の方が耐力低下もなく安定した曲線を示す場合がある。こけは破壊性状の項で述べたように斜め筋の定着部の影響と考えられる。

3-3. 剪断ひび割れ及び最大剪断耐力

初剪断ひび割れ発生時の平均剪断応力度(τ_{cr}^e)を無孔ばりの剪断ひび割れ発生時の平均剪断応力度の計算値(τ_{cr}^c)で無次元化した値(τ_{cr}^e/τ_{cr}^c)と孔径比(H/D)との関係を図8に示す。ここで、 τ_{cr}^c は(1)式(表3参照)により求めた。

この図より、剪断ひび割れ発生耐力は孔径比が大きくなる程低下する傾向にあり、ほぼ直線的な関係が認められる。これら

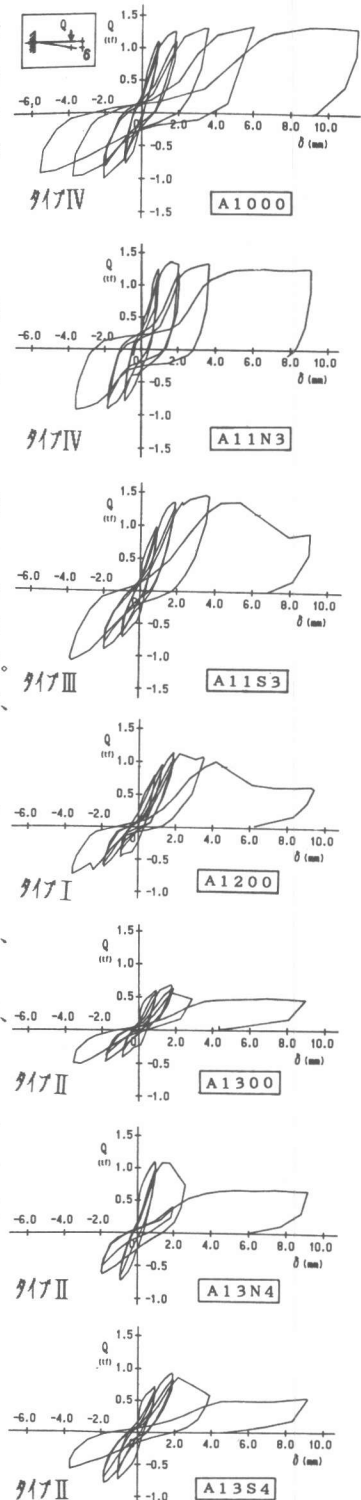


図6 代表的な履歴曲線

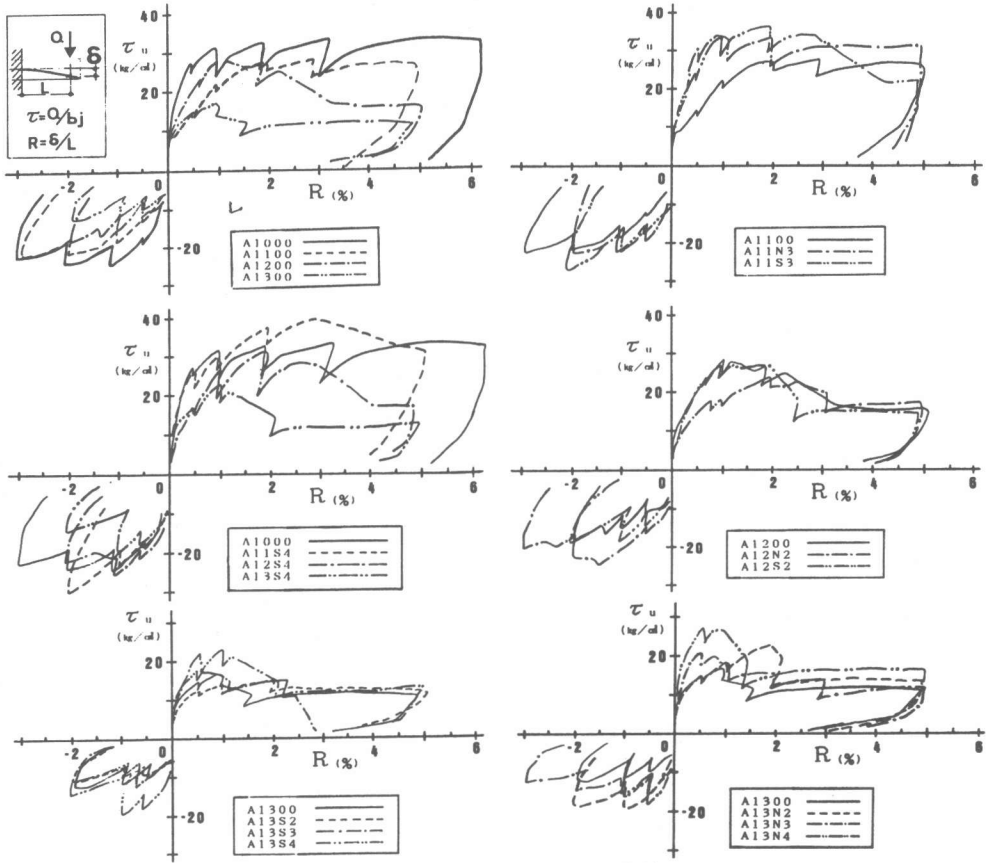


図7 代表的な履歴曲線の包絡線

の数値を用いて直線回帰により、孔径比による耐力の低下率を求めると(1-1.35H/D)となる。以上より、(1)式と孔径比による耐力低下率を用いて、RC有孔ばりの初剪断ひび割れ発生耐力を(2)式(表3参照)により求めることができ、この計算値と実験値との比較は表3に示すとおりである。

最大剪断耐力の平均剪断応力度(τ_u^e)と補強筋量($\sqrt{\rho_{so}\sigma_s}$)との関係を図9に示す。この図より $\sqrt{\rho_{so}\sigma_s}$ が増大すれば、 τ_u^e は増大する傾向にあり、本実験においては孔径比にかかわらずほぼ $2.88\sqrt{\rho_{so}\sigma_s}$ の勾配で上昇している。

RC有孔ばりのコンクリート要素の最大剪断耐力を実験値より補強筋要素の負担耐力($2.88\sqrt{\rho_{so}\sigma_s}$)を差し引いた残りと考え、このコンクリート要素の最大平均剪断応力度($c\tau_u^e$)を無孔ばりのコンクリート要素の最大平均剪断応力度($c\tau_u^c$)で無次元化した値($c\tau_u^e/c\tau_u^c$)と孔径比(H/D)との関係を図10に示す。ここで、 $c\tau_u^c$ は(3)式(表3参照)により求めた。

この図より、コンクリート要素の最大剪断耐力は孔径比が大きくなると低下する傾向にあり、本実験資料から得られる低下率は(1-1.52H/D)である。以上より、RC有孔ばりの最大剪断耐力は(4)

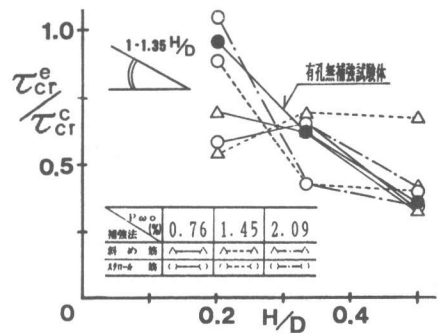


図8 剪断ひび割れ発生耐力と孔径比

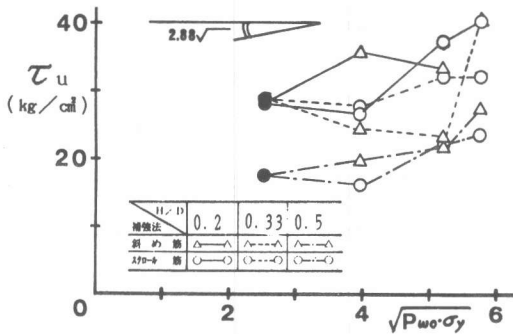


図9 最大剪断耐力と補強筋量

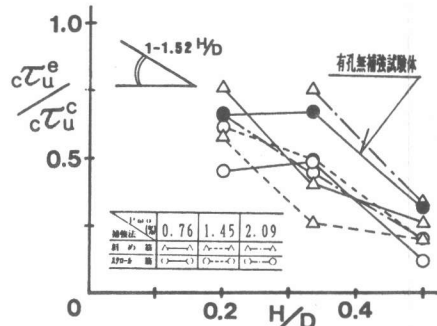


図10 コンクリート要素の最大剪断耐力と孔径比

式(表3参照)にて求めることができ、この計算値と実験値との比較を表3に示す。尚、この(4)式と既往の実験式・広沢mean式(5)式(表3参照)と比較すると孔径比による低下率及び補強筋による上昇率の係数はほぼ同じである。このことより、本実験の様に縮小試験体を用いてもある程度の傾向を把握出来ることが明らかとなった。

§4. まとめ

鉄筋コンクリート部材の開口補強に施工性の良いリング状の鉄筋であるスクロール筋を有孔ばりに適用した時の補強効果についてモルタルによる1/6程度の縮小模型試験体を用いて定性的傾向を把握することを目的として実験を行った結果、下記のことが明らかとなった。

- ①. スクロール筋補強は従来工法である斜め筋補強と同程度の補強効果が有ること。
- ②. 最大剪断耐力は孔径比が小さい程、また、補強筋量が多い程増大し、これらの傾向は実大の実験結果とほぼ同じであること。
- ③. 縮小模型試験体の実験結果より、最大剪断耐力を既往の実大試験体より得られた実験式と同じ方法で整理した結果、この実験式の各係数は既往の実大試験体より得られた各係数とほぼ同じ傾向を示すこと。
- ④. 本実験のように縮小模型試験体を用いても定性的傾向を把握することができた。よって、多数の影響因子に着目した系統的かつ組織的な研究に縮小模型試験体による定性的傾向の把握の可能性が明らかとなったこと。

謝辞 本研究は東京ガス圧接株式会社との協同研究であり、試験体作製にあたり同社の坂部博氏の協力を得た。また、実験及びその資料整理に昭和61年度大学院生・荒初稔氏(現 熊谷組)及び卒論生・勝間庄司氏(現 藤木工務店)、結城俊二氏(現 飛鳥建設)の協力を得た。これら関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 日本建築学会 1982
- 2) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 第10章, 日本建築学会 昭和62.9
- 3) 中野, 斎藤, 上杉, 立花, 伊藤, 早川 「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」 建築学会大会 昭和58.10
- 4) 中野, 立花, 荒初 「鉄筋コンクリート有孔ばりのせん断補強に関する実験的研究(その2, スパイラル筋による補強)」 建築学会大会 昭和60.10
- 5) 有孔梁委員会, 松下他, 「鉄筋コンクリート有孔梁に関する実験的研究(その1)~(その10) 昭和34年~昭和36年, 日本建築学会論文報告集63・66・69号, 学会関東支部第29回発表会」
- 6) 黒正, 林, 真家, 鶴岡, 岩倉, 本田 「鉄筋コンクリート有孔梁の実験的研究(その3) せん断実験」 昭和56年(九州)
- 7) 浅香, 長島, 庄司, 大島, 村内, 三輪, 岡村, 「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(その1)~(その3) 昭和48年~49年, 建築学会大会(東北)(北陸)
- 8) 黒正, 林, 真家, 岩倉他 「鉄筋コンクリート有孔ばりの実験的研究(その1)~(その6) 昭和55年~56年, 建築学会大会(近畿)(九州)
- 9) 土井, 福知, 垣並, 「正方形鉄筋リングで補強した鉄筋コンクリート有孔梁の実験的研究(その1)~(その2) 昭和58年~昭和59年, 建築学会大会(北陸)(関東)
- 10) 津村, 遠藤, 清水, 能勢 「有孔ばりにおけるせん断耐力推定式」 日本建築学会関東支部 昭和61.