

[2108] T型有孔ばりの開孔補強方法に関する実験研究

正会員○藤原 雅志 (日本国土開発)  
 正会員 柳沢 延房 (日本国土開発)  
 正会員 清水 泰 (東京都立大学)  
 正会員 津村 浩三 (東京都立大学)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関する研究は現在迄に数多く行なわれており、特に、せん断耐力を検討した実験資料は多くのもが見られる。また、それらを基にして文献[1]のせん断耐力算定式(広沢式)等数種類の耐力推定式が提案されている。しかしながら、シアスパン比(M/QD)が2.0を超える比較的大きな曲げ長さを有する梁に対して、大きな変形下での繰り返し加力を行ない、その変形性能に主眼を置いて検討した資料は少ない。更に、せん断耐力算定式として使用頻度の高い広沢式もシアスパン比が大きな所で他の範囲に比較して安全率が比較的大きくなっている事等も指摘されている。

本研究は以上の事項に留意して、シアスパン比が2.3と比較的長く、曲げ破壊がせん断破壊に先行して生じる様に設計されており、大きな変形性能が期待出来る梁の中央部に、直径が材せいの3/10の円形開孔をあけた場合の影響に関して、逆対称応力の多数回繰り返し静加力実験を行なった結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体

本実験シリーズで用いた試験体は鉄筋コンクリート造の有孔梁5体であり、その主要な変動因子は、開孔部の補強の有無、部材断面の形状、主筋量、せん断補強筋量、およびコンクリート強度とした。この中で、部材の断面形状に関してはT型断面の梁4体と比較のための矩形断面の梁1体を計画し、主筋量は8-D13(主筋比 $p_t=1.88\%$ )2体と6-D13( $p_t=1.38\%$ )4体の2種類とした。また、コンクリートは比較的高強度のものを用いて340と410 kg/cm<sup>2</sup>の2種類の強度( $F_c$  kg/cm<sup>2</sup>)とした。せん断補強筋量は、部材中央部で補強筋比 $p_w$ を0.16から0.48%の間で変化させており、更に、部材両端部で大きな靱性能力を得るために、端部から1.2D(D;材せい)の範

表1. 試験体一覧

試験体	主筋 (Pt%)		あばら筋 (Pw%)		断面形状	備考
No. 1 (T87-04)	上端筋	8-D13 (1.88)	中央	4-U5.1φ75 (0.48)	T型	・中央に90φの有孔 ・無補強
	下端筋	8-D13 (1.88)	端部	4-U5.1φ50 (0.71)	有孔	
No. 2 (T87-05)	上端筋	"	中央	4-U5.1φ75 (0.48)	T型	・中央に90φの有孔 ・5φ21メッシュ2枚補強
	下端筋	"	端部	4-U5.1φ50 (0.71)	有孔	
No. 3 (T87-10)	上端筋	6-D13 (1.38)	中央	4-U5.1φ110 (0.32)	T型	・中央に90φの有孔 ・無補強
	下端筋	6-D13 (1.38)	端部	4-U5.1φ75 (0.48)	有孔	
No. 4 (T87-11)	上端筋	"	中央	4-U5.1φ110 (0.32)	T型	・中央に90φの有孔 ・5φ21, 4φ21のメッシュ 各1枚ずつ補強
	下端筋	"	端部	4-U5.1φ75 (0.48)	有孔	
No. 5 (T87-13)	上端筋	"	中央	4-U5.1φ110 (0.32)	矩型	・中央に90φの有孔 ・5φ21, 4φ21のメッシュ 各1枚ずつ補強
	下端筋	"	端部	4-U5.1φ75 (0.48)	有孔	
共通事項	1) 試験体形状 ・断面 $b \times D = 22 \times 30$ cm, $j = 24.55$ cm ・せん断スパン $l = 140$ cm ・スラブ厚 $t = 5$ cm ・スラブ幅 $l = 25$ cm (片側)		2) 配筋 ・端部(柱面より1.2D部分)のあばら筋は、中央の配筋量の1.5倍 ・T型の有孔スラブ筋 20-D4(φ50ダブル)			

囲内の補強筋量を部材中央部の5割増しとしている。

なお、試験体の断面寸法は梁部分が幅とせい  $B \times D = 22 \times 30$  cmで、スラブ幅と厚さは  $l_s = 25$  cm,  $t = 5$  cmであり、開孔の大きさは  $H = 9$  cm ( $H/D = 3/10$ )、せん断スパンは  $l = 140$  cm ( $M/QD = 2.3$ )とした他、スラブ配筋は  $D4 @ 50$  wで各試験体共通とした。

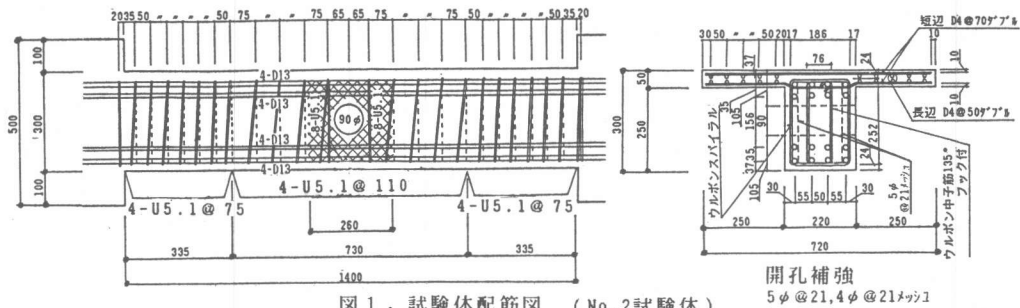


図1. 試験体配筋図 (No.2試験体)

表1に試験体一覧を、図1には代表的試験体の配筋図を示す。

## 2.2 使用材料

コンクリートは、粗骨材に最大粒径 10 mm の豆砂利を用い、試験体を振動台の上にセットして振動を加えながら縦打ちに打設した。鉄筋は主筋に SD 40を用い、せん断補強筋には高強度PC鋼棒を用いた。また、開孔部の補強筋には溶接金網の補強金物を用いている。

表2にこれらの鉄筋およびコンクリートの試験結果を示す。ここでコンクリート試験に用いた供試体は、養生はモールドに入れた状態で試験体近くの気中に濡れムシロを被せて放置し、脱型および試験を試験体加力直前に行ない、キャッピングは研磨によって代用した。

表2. 使用材料試験結果

(a)鉄筋の機械的性質							(b)コンクリートの力学的性質			
呼び名	降伏応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	使用箇所	備考	試験体	圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	割裂強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )
D13	4336	$1.926 \times 10^6$	6383	2280	梁主筋	SD40	No1~No2	410	25.9	$2.16 \times 10^5$
D4	3497	$2.102 \times 10^6$	5296	1663	スラブ筋	SD30	No3~No5	340	25.8	$2.01 \times 10^5$
U5.1	13554	$1.975 \times 10^6$	14354	7157	スターラップ	PC鋼棒				
4φ	4940	$2.040 \times 10^6$	5090	2400	開孔補強筋	斜め溶接金網				
5φ	5160	$2.527 \times 10^6$	5880	—	"	"				

注) 1.ヤング係数は $1/3$  Fc時の値  
2.粗骨材は、最大寸法10mmの豆砂利

## 3. 実験方法

加力方法としては大野式加力を採用し、試験体を拘束梁状に支持して、逆対称応力の多数回正負交番繰り返し静加力実験を行なった。

予定した荷重履歴は各試験体共通で、部材角 (R rad.) で制御し、 $R=1/400$  と  $1/200$  で正負各 1 回ずつ加力した後、 $R=1/100$  ,  $1/50$  で正負各 2 回ずつの繰り返し加力を行なった。その後、矩形断面の試験体では、 $R=1/33$  で 1 回、 $R=1/25$  で 2 回の正負繰り返し加力を行ない、最後に  $R=1/16$  前後迄の押し切り加力を行なった。なお、T 型断面の梁では、同様の加力制御を計画したが、試験体降伏後の反曲点の移動による影響を見たい事もあって、 $R=1/50$  の繰り返し加力が終了した後で、下側の加力ジャッキを内側に予め決定しておいた一定量だけ移動してその後の加力を行ない、合計で 10 サイクルの加力とした。なお、ジャッキの移動量は、梁の下端と上端の曲げ降伏耐力の比の値を加力点間の比の値に振り分けて決定した。

本実験で採用した加力装置では試験体が降伏した後、試験体両端の加力点箇所にある柱部分の平行を保つことが困難となり、加力点間で測定しているはりの相対的たわみ量に関して、左右両側からの測定値が互いに異なって来るために、本実験では左右両方の変形測定値の平均値を部材変形量として採用し、これにより変形制御を行なった。

4. 実験結果

各試験体の実験結果を表3に一括して示す。また、実験で得られた荷重・変形曲線を図2に、最終破壊状況を図3に示す。

初期剛性に関しては、初ひび割れを生じた直前の測定値からこれを決定したが、この値は3.8から4.2 t/mmとなっており、開孔部補強の有無や断面形状によらずほぼ一定の値となった。

各試験体の諸初ひび割れ発生状況は概ね似通っており、まず、曲げひび割れが平均せん断応力度 ( $\tau = Q/BD$ ) で3.0から7.4 kg/cm<sup>2</sup>の間、変形量でR=1/2800から1/824の間で発生し、それに前後して開孔部周囲にせん断ひび割れを生じている。次いで、曲げせん断ひび割れ、材端部のせん断ひび割れの順で発生している。

主筋の降伏は全ての試験体で観察されたが、いずれも部材角R=1/100での加力を行なった3サイクル目で最初的主筋降伏を生じている。主筋降伏時の荷重と変形は主筋量で左右されたが、主筋量の同じ試験体の間では殆ど差を生じなかった。この値は、主筋量の多いNo.1, No.2試験体では $\tau = 23$  kg/cm<sup>2</sup>前後、変形でR=1/134前後で、主筋量の少ないNo.3からNo.5試験体では $\tau = 18$  kg/cm<sup>2</sup>前後、変形でR=1/125前後となっている。

また、各試験体の最大耐力に関しては、R=1/18を超える大変形下での最終押し切り加力でも求められなかった試験体が殆どであったが、荷重・変形曲線を見ると最大耐力は最終荷重とほぼ等しい事が予測される。この最大荷重としては、主筋量の同じ試験体どうしではほぼ同一の値となっているが、この値は、No.1, No.2試験体では $\tau = 27.9$  kg/cm<sup>2</sup>前後、変形でR=1/25から1/16の間で、No.3からNo.5試験体では $\tau = 19.7$ から24.4 kg/cm<sup>2</sup>、変形でR=1/18から1/16の間となっている。

各試験体の破壊モードは全て曲げ破壊であり、変形性能に関しても十分に大きい事が確認されたと考えられる。このため開孔部補強の影響は明瞭なものは見られなかった。

5. 実験結果の検討

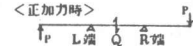
各限界荷重の計算値と、その実験値との比の値とを一括して表4に示す。

また、切断法により断面の曲げ応力解析を行なったが、この解析結果を主筋(二段筋)降伏時の実験結果と比較して図4に示す。なお、同図中には解析で用いた断面分割の図も示した。

ここで用いている計算式を以下に示す。

表3. 実験結果一覧

単位 せん断力(Q); ton  
変形(B); mm



試験体	位置	曲げひびわれ			曲げせん断ひびわれ			せん断ひびわれ			主筋降伏 <sup>※1)</sup>			圧壊			最大耐力			
		※3) C	Q	B	C	Q	B	C	Q	B	C	Q	B	C	Q	B	C	Q	B	
No.1 (T87-04)	正	L端	+1	4.9	1.8	+1	5.9	2.5	+1	7.5	3.6	+3	15.8	11.4	+7	17.9	41.8	+8	18.0	56.5
		R#	+1	4.9	1.8	-	-	-	+1	7.5	3.6	+5	17.2	20.0	+7	17.4	39.8			
		L#	-1	-1.5	0.1	-	-	-	-2	-8.9	-5.4	-3	-15.8	-14.0	-7	-17.2	-41.8			
	負	R#	-1	-4.5	-1.5	-1	-7.0	-3.4	-2	-8.9	-5.4	-3	-15.6	-12.4	-7	-17.2	-41.8			
		L#	+1	4.0	1.1	+1	5.9	2.1	+1	7.9	3.6	+3	14.9	9.5	+6	16.5	28.4			
		R#	+1	5.9	2.1	-	-	-	+1	7.9	3.6	+5	17.5	22.0	+7	18.0	42.1			
No.2 (T87-05)	正	L#	-1	-3.9	-1.2	-	-	-	-2	-9.9	-6.5	-3	-15.2	-14.1	-7	-16.8	-42.0	+8	-17.3	-60.7
		R#	-1	-3.9	-1.2	-	-	-	-2	-9.0	-5.6	-3	-14.9	-11.8	-6	-15.7	-28.1			
		L#	+1	2.0	0.5	+1	7.0	3.6	+2	8.9	5.8	+3	12.6	12.3	-	-	-			
	負	R#	+1	2.0	0.5	+1	5.9	2.6	+3	11.0	8.3	+5	14.0	20.2	+7	15.1	41.9			
		L#	-1	-1.5	0.0	-2	-7.9	-5.8	-2	-8.8	-6.9	-3	-12.4	-14.0	-7	-14.8	-41.9			
		R#	-1	-2.0	-0.2	-	-	-	-2	-7.9	-5.8	-3	-11.8	-10.7	-	-	-			
No.3 (T87-10)	正	L#	+1	2.5	0.6	+1	5.9	2.7	+1	6.9	3.5	+3	11.7	9.3	+10	15.3	79.2	+10	15.3	79.2
		R#	+1	3.1	0.8	+1	5.9	2.7	+2	9.9	6.5	+5	13.1	17.2	+7	14.7	42.1			
		L#	-1	-1.4	0.2	-1	-5.9	-2.2	-2	-9.9	-5.9	-3	-12.5	-14.1	-7	-14.2	-41.9			
	負	R#	-1	-2.0	0.0	-1	-4.9	-1.4	-1	-7.4	-3.4	-3	-11.4	-7.5	-8	-14.9	-55.8			
		L#	+1	2.0	0.5	-	-	-	+1	4.9	2.5	+3	11.1	12.0	-	-	-			
		R#	+1	2.0	0.5	+1	3.9	1.7	+2	5.9	3.5	+3	11.4	14.2	+8	12.5	56.0			
No.5 (T87-13)	正	L#	-1	-0.9	-0.1	-2	-5.9	-4.5	-2	-6.9	-5.8	-3	-10.2	-12.2	-8	-12.0	-55.9	+10	13.0	78.5
		R#	-1	-0.9	-0.1	-2	-7.7	-7.0	-2	-7.7	-7.0	-3	-10.2	-12.2	-8	-12.0	-55.9			
		L#	+1	2.0	0.5	-	-	-	+1	4.9	2.5	+3	11.1	12.0	-	-	-			
	負	R#	+1	2.0	0.5	+1	3.9	1.7	+2	5.9	3.5	+3	11.4	14.2	+8	12.5	56.0			
		L#	-1	-0.9	-0.1	-2	-5.9	-4.5	-2	-6.9	-5.8	-3	-10.2	-12.2	-8	-12.0	-55.9			
		R#	-1	-0.9	-0.1	-2	-7.7	-7.0	-2	-7.7	-7.0	-3	-10.2	-12.2	-8	-12.0	-55.9			

備考 ※1) 主筋の2段筋が降伏した場合に降伏とみなす。  
※2) 押し切り時に耐力低下を起こしていないので、最大耐力はこれ以上の値である。

※3) Cはサイクル数

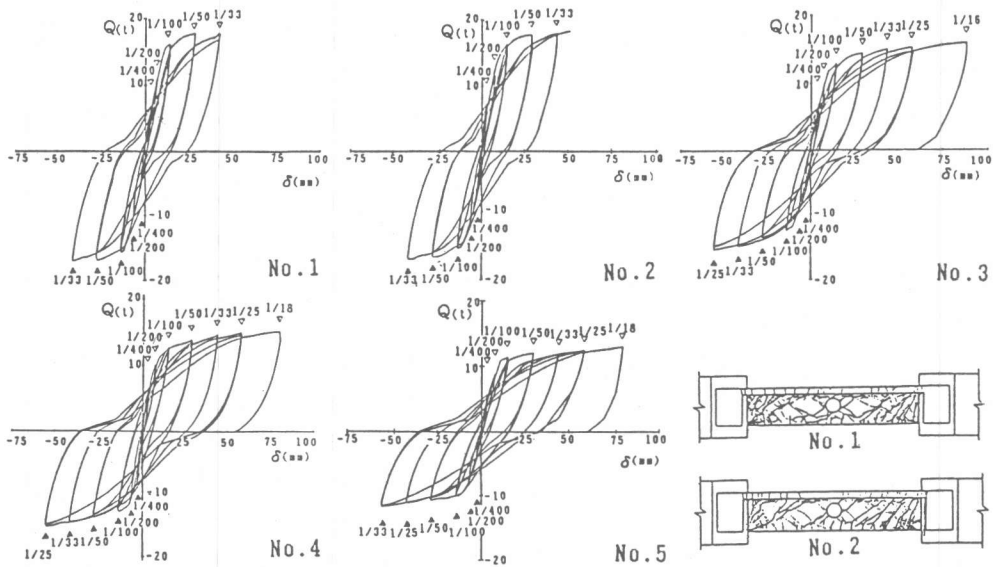


図 2 . 荷重・変形曲線

1) 曲げひび割れ発生荷重 (cQBC) [2]

$$cQBC = MBC/a = 1.8 \sqrt{Fc} Ze/a \quad (1)$$

2) 曲げせん断ひび割れ発生荷重 (cQBSC) [3]

$$cQBSC = 0.265Bd \sqrt{Fc} + MBC/(a-0.5d) \quad (2)$$

3) せん断ひび割れ発生荷重 (cQSC1) [3]

$$cQSC1 = 0.971 \sqrt{Fc} BD(M/Qd)^{-0.625} \quad (3)$$

4) 開孔部せん断ひび割れ (cQsc2) [4]

$$cQsc2 = 0.085kc(500+Fc)(1-1.65H/D)Bj/(M/Qd+1.7) \quad (4)$$

5) 曲げ耐力 (cMu) [2]  $cMu = 0.9 \Sigma (at \cdot \sigma_y \cdot d)$  (5)

6) 開孔部以外のはりのせん断耐力 (cQmin, cQmean) [2]

$$cQmin = [0.092ku \cdot kp(180+Fc)/(M/Qd+0.12) + 2.7 \sqrt{pw \cdot \sigma_wy}] Bj \quad (6) \text{ 荒川 min式}$$

$$cQmean = [0.115ku \cdot kp(180+Fc)/(M/Qd+0.12) + 2.7 \sqrt{pw \cdot \sigma_wy}] Bj \quad (7) \text{ 荒川 mean式}$$

7) 有孔梁せん断耐力 (cQH) [1]

$$cQH = [0.115ku \cdot kp(180+Fc)(1-1.61H/D)/(M/Qd+0.12) + 2.7 \sqrt{pw \cdot \sigma_wy}] Bj \quad (8) \text{ (広沢式)}$$

ここで、MBC; 曲げひび割れモーメント、 $a=M/Q$ ; 曲げ長さ、Ze; 鉄筋を考慮した断面係数、d; 部材有効せい、kc, ku; 断面寸法による補正係数、kp; pt による補正係数、 $kp=0.82pt^{0.25}$  M/Qd, M/Qd; シアスパン比、 $\sigma_y$ ,  $\sigma_wy$ ; 主筋とせん断補強筋の降伏強度、H; 開孔径、 $j=7d/8$

なお、ここでは文献 1 の有孔梁に関する広沢式を min式からmean式に変えて使用している。

以上の図表より次の事項が指摘出来る。初ひび割れ発生荷重に関しては有孔梁に関する適当な式が見当たらないため、通常は無開孔梁に用いられている上記の算定式と文献 4 に筆者等が提案した算定式により検討を行なった。これらの値は実験値と比較的良好な結果となっている。

曲げ耐力に関しては、加力点を移動した後に最大耐力実験値が得られている事もあって、計算値はスラブ筋を考慮して (5)式により求めたが、ここで実験値が計算値を17から32%上回っている。これは T 型断面の試験体でスラブの効果により中立軸位置が変化した事や、主筋が歪硬化域

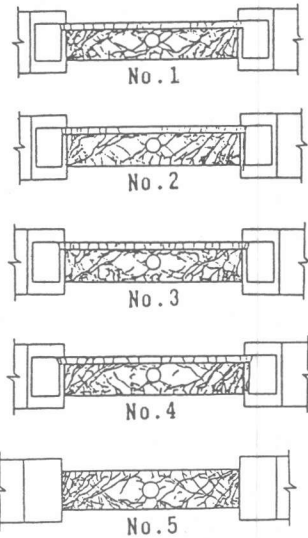


図 3 . 最終破壊状況

表4. 計算値と実験値との比較

試験体		No. 1 (T87-04)	No. 2 (T87-05)	No. 3 (T87-10)	No. 4 (T87-11)	No. 5 (T87-13)	
曲げひびわれ 発生荷重 CQBC (ton)	計算値	2.8	2.8	2.5	2.5	2.0	
	実験値	1.75	1.43	0.80	1.00	1.00	
曲げせん断ひびわれ 発生荷重 CQSC (ton)	計算値	6.3	6.3	5.7	5.7	5.1	
	実験値	0.94	0.94	1.04	1.04	0.76	
せん断ひびわれ 発生荷重 CQSC1 (ton)	計算値	7.6	7.6	7.0	7.0	7.0	
	実験値	0.99	1.04	1.27	0.99	0.70	
孔部せん断ひびわれ 発生荷重 CQSC2 (ton)	計算値	4.9	4.9	4.6	4.6	4.6	
	実験値	0.82	0.61	0.85	1.07	0.85	
曲げ耐力 CQd (ton)	計算値	1.54	1.54	1.22	1.22	1.07	
	実験値	1.17	1.22	1.32	1.25	1.21	
欄孔部以外 のほりの せん断耐力 CQmin (ton)	CQmean	計算値	1.86	1.86	1.56	1.56	1.61
		実験値	0.97	1.01	1.03	0.98	0.81
	CQmin	計算値	1.69	1.69	1.42	1.42	1.46
		実験値	1.07	1.11	1.13	1.08	0.89
有孔はり せん断耐力 CQh (ton)	計算値	1.34	2.02	1.26	1.59	1.62	
	実験値	1.34	0.93	1.28	0.96	0.80	
初期剛性 K <sub>B</sub> (ton/mm)	計算値	3.8	4.0	4.0	4.2	4.0	
	実験値	7.27	7.27	6.70	6.70	4.75	
		0.52	0.55	0.79	0.63	0.84	

注1) 実験値は正加力時の値  
注2) 実1は最大耐力の値

にまで入った事により多少大きな実験値が得られたためであろうと思われる。

なお、試験体は全て曲げ破壊となっているため、最大耐力に関しては開孔やその補強の有無の影響は見られなかった。また、せん断耐力に関しては、スラブを考慮した(7)式による計算値と実験値とがほぼ等しい値となっているが試験体の破壊モードは実際には曲げ破壊となっており、せん断力の影響は小さなものであった。これは、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いており、また、コンクリート強度も比較的高強度のものを使用しているために、荒川式の適用範囲外となっており、実際のせん断耐力は計算値よりも相対的に大きな値であることが予想される。切断法の解析結果を見ると矩形断面梁よりもT型断面梁の方がかなり大きな値となっている。また解析結果と実験結果とでは比較的良い一致が見られている。

試験体の変形性能に関しては図5(a)に示す様に試験体に

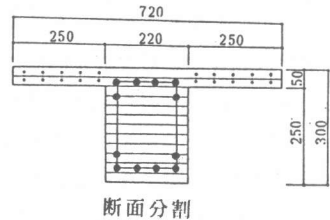
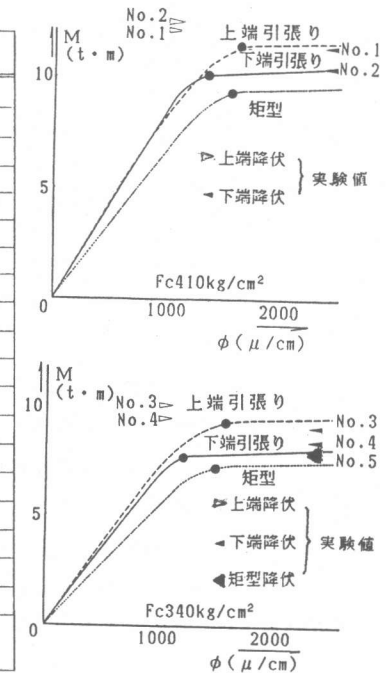
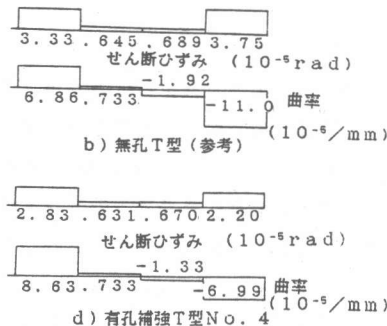


図4. 切断法による解析結果

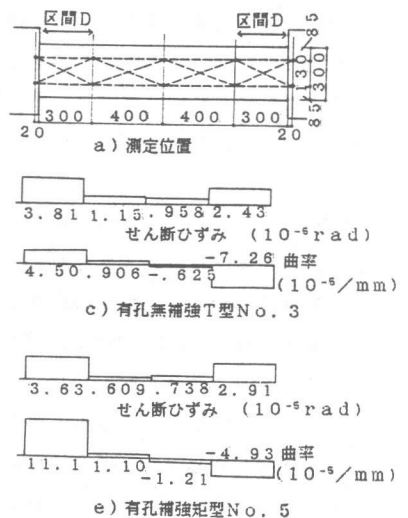
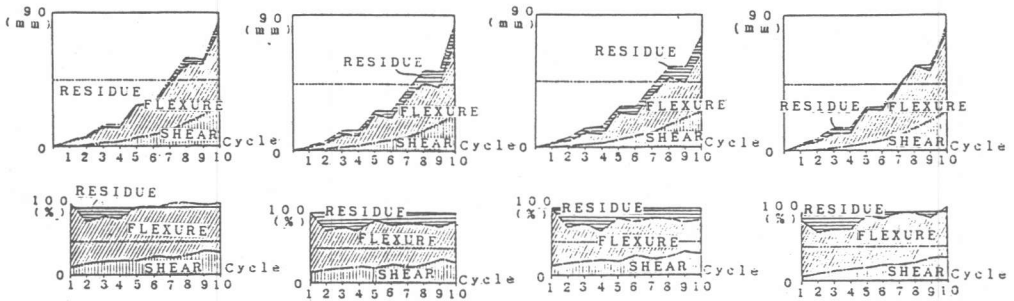


図5. 試験体各部のせん断歪, 曲率分布測定結果(R=1/25 時)



a) 無孔T型(参考) b) 有孔無補強T型No. 3 c) 有孔補強T型No. 4 d) 有孔補強矩形No. 5  
 図6. 全体の変形量に対する材端部付近(材せいDの範囲)の変形量の寄与の割合

埋め込んだボルト間の伸びを測定する事により、変形成分の検討を行なった。図5(b)から(e)に試験体各部のせん断歪、曲率の分布例(R=1/25時)を示す。なお、同図中(b)には比較のために同一条件で別に行なった開孔の無い試験体の測定結果を示した。測定区間内の対角線上の伸び量から平均せん断歪を、また、上下の材軸方向の伸び量からその区間内の平均曲率を求めた。いずれの試験体も、曲率は曲げモーメントに対応して逆対称に近い分布となっており、せん断歪はせん断力に対応する方向に生じているが、いずれも材端部での変形量が卓越している。開孔の影響については、比較用の無開孔試験体に比べて開孔無補強の試験体(No.3)では中央開孔付近のせん断歪が多少大きくなっているのに対し、補強した試験体(No.4)ではそれ程大きな値とはなっていない。しかしながら、全体変形に対するこれらの割合は極めて小さく、開孔の影響や補強の有無は試験体の変形性能に関しては殆ど影響を与えなかったと思われる。

図6には全体のたわみ量に対する材端部付近の各変形成分の寄与の割合を正側各サイクル毎に示した。ここで、全体のたわみ量は左右材端部から他端に伸ばしたゲージホルダーを用いて測定した相対変形の平均値であり、せん断変形は図5に示した材端部のせん断歪測定値から算出し、曲げ変形は同様に材端部で測定した平均曲率が材端部に集中して生じたと仮定して求めたものである。この様に単純化すると、結果としてせん断変形は材端部以外に生じた変形量を無視するので実際よりは小さ目になり、曲げ変形については、中央部付近の変形量は無視する代わりに材端部の曲げ変形量は多少多めに評価される事になる。同図を見ると、異なる測定方法により求めた全体の変形量はほぼ同様な値となっており、この事は全体の変形量が材端部の変形量により決定されている事を示していると思われる。また、本実験の試験体は何れも典型的な曲げ破壊の性状を示したが、部材端部に於けるせん断変形も無視出来ない量となっている事が分かった。

#### 6. まとめ

鉄筋コンクリート造有孔梁の耐震性能に関してその変形性能に主眼を置いて、比較的大きな曲げ長さの梁を用い、大きな変形下での繰り返し加力実験を行なったが、その結果試験体は全て曲げ破壊をしており、開孔の影響は小さく変形性能に関しても殆ど問題が無い事が確認された。

(参考文献) 1) 広沢雅也, 清水泰: 鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断強度と靱性(その1)(その2), 建築技術, 1979.3,4 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準, 1982 3) 広沢雅也: 鉄筋コンクリート部材の強度と靱性, 建築研究報告 No.76, 1977.3 4) 津村浩三, 遠藤利根穂, 清水泰, 能瀬泰延: 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繰り返し水平加力実験(その7), 日本建築学会大会学術講演会論文集, 1985.10, pp.501

(謝辞) 本研究は故遠藤利根穂教授の御助言を頂いたものである。ここに深く謝意を表します。