

鉄筋コンクリート柱の性能向上に関する研究（その1）

—角スパイラルとタイを併用した柱および特殊配筋柱の実験的研究—

吉岡 研三
武田 寿一

Improvement of Earthquake Resistance of Reinforced Concrete Columns (Part 1) —Experimental Study on Reinforced Concrete Columns with Rectangular Spiral Hoops and Supplementary Ties or with Special Reinforcing Provisions—

Kenzoh Yoshioka
Toshikazu Takeda

Abstract

This study was performed with the objective of improving earthquake-resistant behaviors of reinforced concrete columns. To increase aseismatic reliabilities of columns, sufficient strength and high ductility are required. Therefore, unstable failures after flexural yielding such as bond-split failure, shear failure and other failures due to crushing of concrete or buckling of main reinforcing bars must be prevented up to the required deflection. Tests of reinforced concrete columns in which all main bars were restrained by (1) rectangular spirals (2) either rectangular spirals and ties and which were provided with special types of main reinforcement were carried out. The test results show that (1) restraining all main bars delays bond-splitting and its development, and is effective in improving ductility of a column, (2) the special types of main reinforcement improve ductilities in some cases also, and (3) yield deflection may be roughly predicted by considering additional rotation at the member end.

概 要

鉄筋コンクリート建物の高層化を旨とするには、鉄筋コンクリート構造の耐震安全性の向上が不可欠である。本研究が目的とした柱の性能改善はそのための重要な課題の一つである。十分な強度と変形能を保有させることによって柱の性能改善は達成されるが、そのためには曲げ降伏以後のせん断破壊や、付着割裂破壊、主筋の座屈やコンクリートの圧潰による破壊を防止しなければならない。本報告では、その1として、柱断面内のすべての主筋を角スパイラル筋とタイとによって拘束した柱、特殊な主筋の配筋を行なった柱等の多数回繰り返し水平加力をうけた場合の挙動について述べる。実験の結果、主筋のすべてを拘束した柱、特にタイを併用した柱は、付着割裂破壊の防止に有効であること、特殊な配筋や補強をした柱も付着割裂破壊やせん断破壊することなく大きな変形能を示す事等が明らかになった。また荷重と変位の関係や、降伏荷重時の変位は、stub内の主筋ののび出しによる付加変形を考慮することによってほぼ予測することができた。

はじめに

鉄筋コンクリート構造物の高層化のために、柱の耐震安全性の改善をはかることは重要な課題の一つである。本研究は、柱のせん断補強法、主筋の配筋法、コンクリート断面の形状等について検討し、鉄筋コンクリート柱の性能改善をはかることを目的としている。この事は、柱に十分な強度と変形能を保有させることによって達成される。鉄筋コンクリート柱に関する最近の研究⁹⁾によれば、せん断補強筋を増すことによって、

曲げ降伏以前のせん断力による脆性的破壊は防止されるが、曲げ降伏以後にせん断破壊、付着割裂破壊が生じ変形能の乏しい挙動を示す場合がある事が明らかになっている。従って柱に十分な強度と変形能を保有させるためには、曲げ降伏以後のせん断破壊や、付着割裂破壊、コンクリートの圧潰や主筋の座屈による破壊が所要の変形能に達する以前に起ることを防止しなければならない。当研究所における実験⁹⁾によれば、主筋を包含するせん断補強筋のみを用いて、拘束度の少ない主筋が多い柱では、十分な強度と変形能を期待し

得ない事、特に付着割裂破壊の影響を強くうける事が明らかになっているので、本報告では、断面内のすべての主筋を角スパイラル(又はフープ)とタイによって拘束した柱、および特殊な配筋または補強をした柱の多数回水平加力時の挙動について述べる。

1. 実験の概要

1.1. 試験体

本所報に掲載された別の実験シリーズ²⁾の結果によれば、付着割裂破壊に対して全主筋を包含するフープだけでは効果がない事他に、比較的細径の鉄筋を用いて周長の和を大きくしても効果がないことも明らかになった。すなわち、主筋数が多く、これを包含するフープのみを用いた柱では、コーナー筋以外の主筋の拘束度が小さく、それらが断面外方向へはらみ出す事、太径の鉄筋を用いた場合より鉄筋相互の間隔がせまいため、鉄筋からコンクリートへの応力伝達が過大となり、付着ひび割れが生じ易い状態になる事、等によって付着割裂破壊に至るものと考えられる。そこで本シリーズでは、(1)主筋径を太くし、本数を減じて主筋間の間隔を十分にとる、(2)それらの主筋は図-1に示すようにすべてせん断補強筋で拘束する、(3)特殊配筋、あるいは特殊補強する、ものとして実験を計画した。

試験体を図-2に、一覧表を表-5に示す。試験体の記号で、S、ST、H、HT、DSはせん断補強筋の形状を表わし、それぞれ、角スパイラル筋のみ、角スパイラル筋とタイの併用、135°フックのフープのみ、135°フックのフープとタイの併用、角スパイラル筋とスパイラル筋(円形)の併用を示す。A.A、B.Bは引張鉄筋比 p_t を表わし、それぞれ $p_t=1\%$ 、 0.6% 程度の試験体を区別している。A.AとB.Bの次の数字は軸方向力の大きさを表わし、作用軸方向応力度 N/bD をコンクリートの設計基準強度 F_{CD} で除した値である。I、II、III等は特殊補強のタイプを表わす。

試験体の断面形は $b \times D=40 \times 40\text{cm}$ で、せん断スパン比 M/QD はすべて2である。軸方向応力度 N/bD は $p_t=1\%$ の場合 60kg/cm^2 、 30kg/cm^2 、 $p_t=0.6\%$ の場合は 80kg/cm^2 、 60kg/cm^2 である。

試験体は、主筋を包含する角スパイラルのみを用いたものと、角スパイラル(135°フックのフープ)とタイ(或いは円形スパイラル)を併用したものを、同じ p_t 、 N/bD に対応させて製作した。主筋は、角スパイラルまたはフープのコーナー、タイの折り曲げ部、円形スパイラル、等に接して配筋された場合のみ拘束度が高いとみなした。従ってタイや円形スパイラルを併用しない場合は、コーナー筋のみとなり、太径の鉄筋

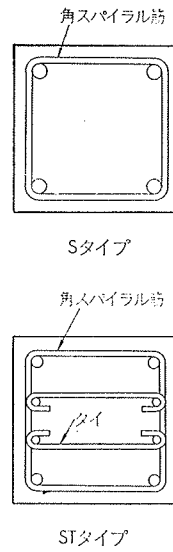


図-1 せん断補強筋の形状

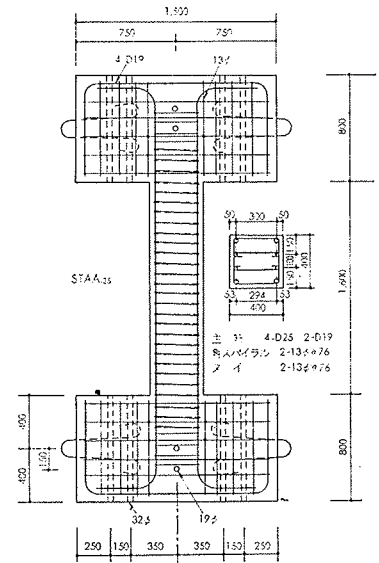


図-2 試験体

を用いることになる。太径の鉄筋(D32)のかぶりは 3.5ϕ (ϕ は鉄筋径)とした。なおタイのフックの余長は 4ϕ とした。

上記の他に、図-3に示すような特殊な配筋または補強を行なった試験体も製作した。HTAA.25-I はす

べての主筋を折り

曲げて部材中央に向うに従いかぶりが厚くなるように配筋したものである。HTAA.25-II は、付着ひび割れの発生起点となる柱端からほぼDの位置と試験体中央の3ヶ所で主筋に鉄板を溶接し、部材中央部での主筋の定着を強固にしたものである。HAA.25-IIIは柱頭、柱脚間を斜めに cross した鉄筋(D-19)を有する試験体である。

せん断補強筋は、日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算規準」(以下RC規準と略称する)の曲げ終局強度略算式によって求まるせん断力に対して、RC規準25式によって算定した。但し、せん断補強筋比 1.2% の制限は無視することにした。

1.2. 使用材料の性質

主筋は異形棒鋼SD30、せん断補強筋はSR24を用いた。鉄筋の引張試験結果を表-1に示す。

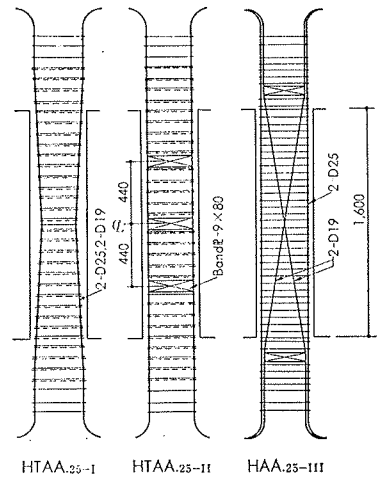


図-3 特殊配筋の柱

種類	σ_{max} (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ϵ_y (10 ⁻⁶)	のび率 (%)	備考
D 32	3693	3585	1.92	1974	25.0	主筋
D 25	5776	3613	1.88	1975	23.9	"
D 22	5341	3414	1.90	1838	26.8	"
D 19	5523	3577	1.85	2013	22.8	"
D 16	5628	3789	1.87	2113	22.5	主筋
13φ	4600	2946	--	--	--	せん断
9φ	4010	3009	--	--	--	補強筋

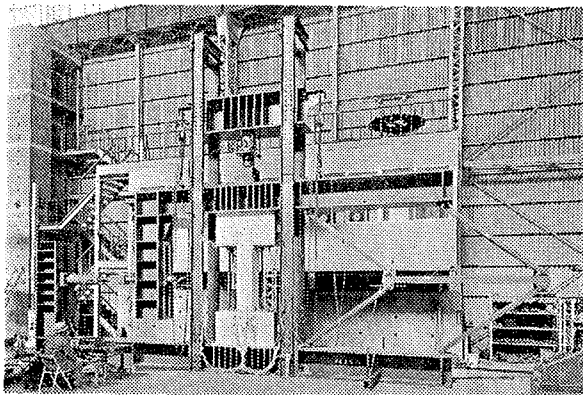
表一 鉄筋の引張試験結果

最大粒径 2.5mm の細骨材（川砂），25mm の粗骨材（川砂利），セメントは早強ポルトランドセメント等を用いたレディーミックスコンクリートを使用した。コンクリートシリンダーは φ150×300 を使い，試験体と同一条件で養生した。コンクリートの設計基準強度 F_{cd} は 240 kg/cm² とした。コンクリートの調査表，および試験結果を表一2，表一3 に示す。試験体製作には木製型枠を用い，コンクリートは水平打ち込みした。

2. 実験方法

2.1. 実験装置

建研式加力フレームを用いて多数回くり返し水平加力を行なった。加力装置を図一4 に示す。くり返し加力計画は表一4 によった。但し，HTAA.25 および HTBB.25 は δ_y , $2\delta_y$, $3\delta_y$, $4\delta_y$ のくり返しは各2回ずつとし，HTBB.25 では 0.7 Q_y のサイクルは省略した。 Q_y は e 函数法による降伏荷重計算値である。降伏荷重は，critical section における主筋が，引張，或いは



図一4 実験装置

設計基準 強度 F_{cd} (kg/cm ²)	スラン (cm)	水セメン ト比 (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/cm ³)	細骨材率 (%)
240	180	50	350	175	723	1056	0.875	41.0

表一2 くり返し回数

	圧縮試験			割裂試験
	F_c (kg/cm ²)	$c\epsilon_B$ (10 ⁻⁶)	$cE_{1/4}$ (10 ⁵ kg/cm ²)	$c\sigma$ (kg/cm ²)
AAタイプ	314	2550	2.09	21.3
BBタイプ	287	2730	1.87	18.5

表一3 コンクリートの調査表

	0.7 Q_y	δ_y	$2\delta_y$	δ_y	$3\delta_y$	$2\delta_y$	$4\delta_y$	$3\delta_y$	$6\delta_y$	$8\delta_y$	大変形
名称	Q_{01}	Q_{11} Q_{15}	Q_{21} Q_{25}	Q_{26}	Q_{31} Q_{35}	Q_{36}	Q_{41} Q_{45}	Q_{46}	Q_{61} Q_{62}	Q_{81} Q_{82}	Q_{91}
回数	±1	±5	±5	±1	±5	±1	±5	±1	±2	±2	±1

表一4 コンクリートの試験結果

圧縮降伏した時の値であり，降伏変位 δ_y はその時の変位である。

2.2. 測定方法

相対水平方向変位の測定にはマグネスケール（ソニー製，検長 300mm，精度 1mm/100）を用いた。主筋せん断補強筋，コンクリートの歪度は，wire strain gauge で測定した。

3. 実験結果と考察

3.1. 実験結果の一覧

実験結果の一覧を表一5 に示す。破壊モード，および靱性等級は短柱委員会の定義³⁾ にならった。

3.2. 破壊状況

図一5 にひび割れ発生経過を示す。

(1) 角スパイラルのみを用いた場合 Sタイプの試験体とST, HT, DSタイプの試験体とは同じ引張鉄筋比でもひび割れ発生経過，破壊状況が異なる。 $p_t = 0.99\%$ でSタイプのSAA.25, SAA.125の破壊状況を見ると， $Q_{31} \sim Q_{35}$ のくり返しの間に柱中間部分（柱頭，柱脚のヒンヂ領域より中央部を意味する）で主筋の全長にわたり付着ひび割れが貫通し（図一5のSAA.25, SAA.125の柱中間部で付着ひび割れが発生していない主筋まわりには，その側面側で発生している），SAA.25 では Q_{61} , SAA.125 では Q_{41} に柱頭，柱脚部のせん断ひび割れ，柱中間部の付着ひび割れ等が拡大し，それ以降に耐力低下がはじまった。

$p_t = 0.62\%$ で， N/bD が大きいSB.33 では $Q_{21} \sim Q_{25}$ に柱中間部分の付着ひび割れが貫通し， Q_{61} までに柱頭のコンクリートの圧潰が進み，せん断ひび割れも拡大した。最終的には，この他に付着ひび割れも大きく影響して破壊に至った。

文献2)の実験結果と比較すると，主筋を角スパイラル筋の隅角部にのみ配筋した場合は，同程度の引張鉄筋比で，コーナー筋の中間に拘束度の少ない主筋が存在

試験体名	M/QD	主筋		主せん断補強筋		軸方向応力度 N/bD (kg/cm ²)	備考	正負	ひび割れ荷重				降伏		最大圧縮筋降伏	圧潰荷重	初期剛性	破壊モード	靱性等終	
		P _r (%)	鉄筋	P _s (%)	鉄筋				曲げ	せん断	せん断	付着	荷重	変位						変位
SAA.25	2	0.99	4-D 32	1.75	角スパイラル 2-13φ@38	60	太径主筋 角スパイラル	+	8.0	29.2	29.2	40.1	40.3	16.14	10.14	40.3	41.2	91.9	F.C.LST L.B.Bu	A (B)
STAA.25	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.75	角スパイラル、タイ 各 2-13φ@76	60	角スパイラル およびタイ併用	+	9.0	27.2	27.0	34.0	40.7	14.30	9.55	41.7	42.7	100.0	F.C (Bu)	A
DSAA.25	2	1.05	4-D 25 4-D 22	1.75	角(円形)スパイラル 各 2-13φ@76	60	角および円形 スパイラル併用	+	8.0	26.1	26.1	37.0	39.0	14.57	10.98	40.3	43.5	84.2	F.C (Bu)	A
HTAA.25	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.75	フープおよびタイ 各 2-13φ@76	60	フープおよび タイ併用	+	9.0	27.0	31.0	27.0	39.1	12.86	11.45	44.3	45.9	74.4	F.C (Bu)	A
HTAA.25-I	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.75	フープおよびタイ 各 2-13φ@76	60	主筋のすべりを折り 曲げ加工して配筋	+	8.4	30.0	30.0	36.6	39.0	13.61	11.03	39.6	41.8	87.5	F.C (LST) Bu	A
HTAA.25-II	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.75	フープおよびタイ 各 2-13φ@76	60	クリアスパン内3ヶ 所にて主筋をバンド プレートに溶接	+	8.0	31.0	31.0	41.8	39.5	10.62	9.11	42.1	44.4	96.4	F.C	A
HAA.25-III	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.38	フープ 2-13φ@48	60	4-D 19をクロスに 配筋	+	—	28.0	28.0	34.3	40.5	13.43	9.80	41.3	42.3	—	F.C	A
SAA.125	2	0.99	4-D 32	1.35	角スパイラル 2-13φ@49	30	太径主筋 角スパイラル	+	8.1	21.3	21.3	25.0	30.7	12.18	10.42	32.0	34.0	81.0	F.C.LST (B)	B
STAA.125	2	0.99	4-D 25 4-D 19	1.30	角スパイラル およびタイ 各 2-9φ@49	30	角スパイラルおよび タイ併用	+	6.4	21.0	24.0	21.1	29.5	9.49	9.49	34.5	36.2	103.2	F.C	A
SBB.33	2	0.63	4-D 25	1.47	角スパイラル 2-13φ@46	80	太径主筋 角スパイラル	+	14.0	27.0	31.0	36.2	37.9	14.66	9.90	39.0	40.4	76.1	F.C (LST, B) Bu	A
STBB.33	2	0.61	4-D 19 4-D 16	1.41	角スパイラル およびタイ 各 2-9φ@45	80	角スパイラル およびタイ併用	+	12.2	31.1	35.0	38.0	38.2	12.48	8.84	39.9	35.0	78.2	F.C	A
HTBB.25	2	0.61	4-D 19 4-D 16	1.22	フープおよびタイ 各 2-9φ@52	60	フープおよび タイ併用	+	6.0	28.0	28.0	25.0	32.6	11.52	7.57	35.9	37.4	71.6	F.C	A

τδ_vはe函数法による降伏荷重計算値と同一荷重時の変位実験値
 F: 曲げ降伏 C: 圧潰 Bu: 主筋座屈 B: 付着割裂破壊
 ST: せん断引張破壊 L: 3δ_y以降におけるST, B破壊を表わす。

表-5 実験結果一覧

する柱よりも付着割裂破壊に対して有利であるといえよう。

(2) タイ或いは円形スパイラルを併用した場合

STタイプのSTAA.25, STAA.125, STBB.33では付着ひび割れが柱中間部の主筋の全長に亘って発生したのはSTAA.125のみで、それも最終破壊時においてであった。柱頭、柱脚部におけるせん断ひび割れや圧潰の程度も、Sタイプの柱に比べて著しく、軽微であった。このようにタイを併用した柱では、付着ひび割れの発生が少く、付着割裂破壊を防ぐためばかりでなく、せん断破壊に対しても効果があることが示された。

円形スパイラルを用いたDSAA.25はQ₆₁で柱中間部にせん断ひび割れが発生した。付着ひび割れも柱中間部の主筋全長に亘って発生し、STAA.25に比べてひび割れが多いが最終的には曲げ破壊した。

HTタイプのHTAA.25, HTBB.25もややひび割れが多いがSTAA.25と同様の曲げ破壊であった。

(3) 特殊配筋, 特殊補強の場合 HTAA.25-Iは、付着割裂破壊は起きなかったが、Q₈₂以降に表面のコンクリートが剥落しはじめた、最終的には主筋が座屈し、その彎曲部の頂点で主筋が破断して破壊した。このような柱では、かぶりコンクリートの剥落を防止するための鉄筋が必要である。HTAA.25-IIは付着ひび割れの発生は僅かであり、柱頭、柱脚にヒンズが形成

されて破壊し、柱中間部で主筋に溶接した鉄板は付着割裂破壊に対し有効であった。主筋D19をcross配筋したHAA.25-IIIは、タイを併用しておらず、同じ径のコーナー筋をもつSAA.125と同様に付着ひび割れが柱中間部の主筋全長にわたって発生(Q₆₁)するが、拡大することはなく、柱頭・柱脚におけるせん断ひび割れも大きく拡がらず曲げ破壊した。

3.3. 荷重～変位曲線

荷重～変位曲線を図-6に示す。角スパイラルのみを用いたSA.25はQ₆₂以降、SAA.125はQ₄₂以降、SB.33ではQ₈₁以降に耐力、剛性の低下が生じた。SA.25は部材角R=1/17、塑性率μ=6、SA.125ではR=1/50、μ=3、SB.33はR=1/20、μ=6までは安定した履歴曲線を示した。またST, HT, DSタイプの試験体は、耐力・剛性の低下はみられず、R=1/20～1/15、μ=8のくり返し時もエネルギー吸収の大きい履歴ループを示し、非常に大きな変形能を保有した。本シリーズでは、付着ひび割れが柱中間部分の主筋全長にわたって発生しても、すぐには剛性耐力の低下が起きなかった。

特殊な配筋や補強をした柱ではHTAA.25-Iが、表面のコンクリートが剥離したQ₈₂以降に耐力低下が起きたがR=1/20、μ=6までは良好なループを示した。HTAA.25-II, HTAA.25-IIIはR=1/20～1/15、μ=8

試験体名	計 算 値										実 験 値/計 算 値										計 算 値		実/計		
	ひびわれ荷重				曲げ強度			せん断、付着終局強度			cQ _{CR}	cQ _{BSC}	cQ _{SC}	Q _{B0}	Q _Y	Q _{max}	Q _{max}	Q _{max}	Q _{max}	Q _{max}	Q _{max}	cK _E	cδ _y	K _E	τδ _y
	cQ _{CR}	cQ _{BSC}	cQ _{SC}	cQ _{B0}	eQ _Y	eQ _{max}	cQ _{max}	cQ _{SU1}	cQ _{SU2}	cQ _{BOU}															
SAA.25	13.07	22.83	27.59	21.84	35.90	38.06	42.19	42.69	41.97	41.75	0.727	1.32	1.09	1.83	1.131	1.08	0.976	0.956	0.982	0.987	118.0	11.79	0.779	0.860	
STAA.25	13.23	23.41	27.59	17.24	37.04	40.15	42.29	44.52	43.90	47.05	0.643	1.17	1.09	2.15	1.12	1.06	1.01	0.959	0.973	0.908	121.2	9.92	0.825	0.963	
DSAA.25	13.07	23.21	27.59	17.09	35.42	39.35	43.21	44.70	44.18	47.55	0.765	1.17	0.982	2.21	1.12	1.07	0.970	0.937	0.948	0.881	118.4	10.09	0.711	1.09	
HTAA.25	13.23	23.41	27.59	17.24	37.04	40.15	42.29	44.52	43.90	47.05	0.680	1.20	1.123	1.57	1.08	1.12	1.07	1.01	1.03	0.959	121.2	9.92	0.613	1.15	
HTAA.25-I	13.15	23.07	27.59	17.41	36.16	38.95	42.22	43.27	42.53	44.73	0.624	1.24	1.09	2.06	1.10	1.05	0.964	0.941	0.957	0.910	119.2	10.23	0.734	1.08	
HTAA.25-II	13.23	23.41	27.59	17.24	37.04	40.15	42.29	44.52	43.90	47.05	0.620	1.29	1.16	2.38	1.09	1.08	1.02	0.973	0.986	0.920	121.2	9.92	0.795	0.918	
HAA.25-III	13.15	23.31	27.59	17.24	36.22	39.16	42.17	41.89	41.27	46.63	0.913	1.24	1.05	2.10	1.14	1.08	1.00	1.01	1.03	0.907	119.7	10.04	—	0.977	
SAA.125	9.07	17.77	23.46	19.80	28.81	30.45	33.63	36.47	37.24	36.44	0.783	1.19	0.904	1.26	1.08	1.08	0.981	0.905	0.886	0.906	118.0	10.29	0.686	1.01	
STAA.125	9.23	18.31	23.46	15.19	29.80	31.99	33.72	37.83	38.71	41.06	0.780	1.15	1.02	1.62	1.02	1.11	1.05	0.936	0.914	0.862	121.2	8.69	0.851	1.09	
SBB.33	15.57	26.41	29.92	21.41	33.92	35.84	38.51	43.44	41.03	33.15	0.995	1.12	1.05	1.72	1.14	1.11	1.03	0.914	0.968	1.192	109.6	11.02	0.694	0.898	
STBB.33	15.57	26.51	29.92	18.67	33.94	35.80	38.10	43.80	41.36	39.30	0.841	1.21	1.14	2.00	1.17	1.15	1.08	0.938	0.994	1.045	109.8	9.09	0.712	0.972	
HTBB.25	12.91	23.10	27.59	17.61	26.69	32.01	33.67	39.85	38.56	36.75	0.465	1.19	1.12	1.56	1.14	1.15	1.09	0.921	0.952	0.999	109.8	8.25	0.652	0.918	

eQ_Y, eQ_{max}: e函数法による降伏荷重, 最大荷重

表一六 実験値と計算値の比較

$$cQ_{CR} = 2 \times [1.8\sqrt{F_C} \cdot I_e / (D/2) + ND/6] / h_0 \quad \dots\dots(1)$$

$$cQ_{BSC} = 0.265bd\sqrt{F_C} + M_{CR} / (M/Q - d/2) \quad \dots\dots(2)$$

$$cQ_{SC} = k_1\sqrt{F_C}bD(1 + \sigma_0/F_t)^{k_2} (M/QD)^{k_3} \quad \dots\dots(3)^{33}$$

$$k_1 = 0.972 \quad k_2 = 0.411 \quad k_3 = -0.625$$

$$cQ_{SU1} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (180 + F_C)}{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{p_{ww}\sigma_y} + 0.1N/bD \right\} bj \quad \dots\dots(4)^{77}$$

$$cQ_{SU2} = \left(0.9 + \frac{\sigma_u}{250} \right) \left\{ \frac{0.12k_u k_p (180 + F_C)}{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{p_{ww}\sigma_y} \right\} bj \quad (5)^{80}$$

$$cQ_{max} = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_C} \right) \quad \dots\dots(6)$$

$$cQ_{B0} = (\sqrt{H^2 + 4I} - H) \cdot b' \cdot D \cdot F_t \quad \dots\dots(7)^{60}$$

$$H = 10.5X_1 \cdot b_1' \cdot d_1 / C \quad I = (1 + \sigma_{01}) / C,$$

$$C = 1 + 10.5d_{t1} \cdot b_1' \cdot d_1^2$$

$$\sigma_{01} = \sigma_0 / F_t, \quad d_{t1} = d_t / D \quad d_1 = d / D \quad b_1' = b' / b$$

$$X_1 = 0.245 (M/QD)^{1.08} \{ (F_t + \sigma_0) / F_t \}^{0.86}$$

$$F_t = 1.8\sqrt{F_C}, \quad n': \text{引張主筋本数}$$

$$\phi_0: \text{1本の主筋径}$$

$$b' = \begin{cases} 2\sqrt{2}d_t - \phi_0 & (\text{コーナー割裂}) \\ (b - \sum\phi_0) / n' & (\text{全割裂}) \end{cases} \quad \text{の内小さい値}$$

と大きな変形能を保有した。

同図中の計算値は、文献(2)と同様の方法によって得られた結果で、曲げひび割れ荷重、降伏荷重、最大荷重時の変位を直線で結んだものである。曲げひび割れまでの変形は弾性で、stub内にD/4入った位置に剛

$$cQ_{BOU} = \frac{1.2(100P_t)^{0.57} cQ_{BMO}}{(M/QD)^{0.93} \{ \sigma_0 + 2.2\sqrt{F_C/F_C} \}^{0.17}} \quad \dots\dots(8)^{60}$$

$$\sigma_0 = N/bD \quad cQ_{BMO} = \frac{\sqrt{F_t^2 + F_t\sigma_u}}{A}$$

h₀: 柱内法高さ

I_e: 鉄筋考慮の等価断面2次モーメント

Z_e: 鉄筋考慮の等価断面係数

N: 軸方向力

b: 柱巾

D: 柱の全せい

d: 柱の有効せい

d_t: 引張鉄筋の中心から引張側コンクリート縁までの距離

j: (7/8)d

σ_y: 主筋の降伏応力度

ε_y: 主筋の降伏歪

wσ_y: せん断補強筋の降伏応力度

M: モーメント

P_t: 引張鉄筋比

Q: せん断力

P_w: せん断補強筋比

域端をとった時の変形である。降伏および最大荷重はe函数法で計算し、その時の変形は曲げ変形、弾性せん断変形の他に、stub内の主筋の伸び出しによる付加変形を加えたものである。計算値と実験値はよく一致しているといえよう。

3.4. 降伏変位

e 函数法によって計算される降伏荷重と同一荷重時の変位を実験から求め、これを降伏変位実験値 $T\delta_{Ye}$ と仮定する。降伏変位の計算値は上記で述べた値を用いる。この実験値と計算値の比を表一6に示す。実験値/計算値は0.860~1.15, 平均0.994でよく一致した。

鉄筋コンクリート柱の降伏変位は、曲げ変形、弾性せん断変形の他に、主筋の伸び出しによる付加変形、塑性せん断変形、主筋の付着の喪失によって生ずる変形等を考えるべきであるが、本実験シリーズのように M/QD が2程度であれば、主筋の伸び出しによる付加変形だけを考慮することによって、降伏荷重時の変

形を推定することができる。

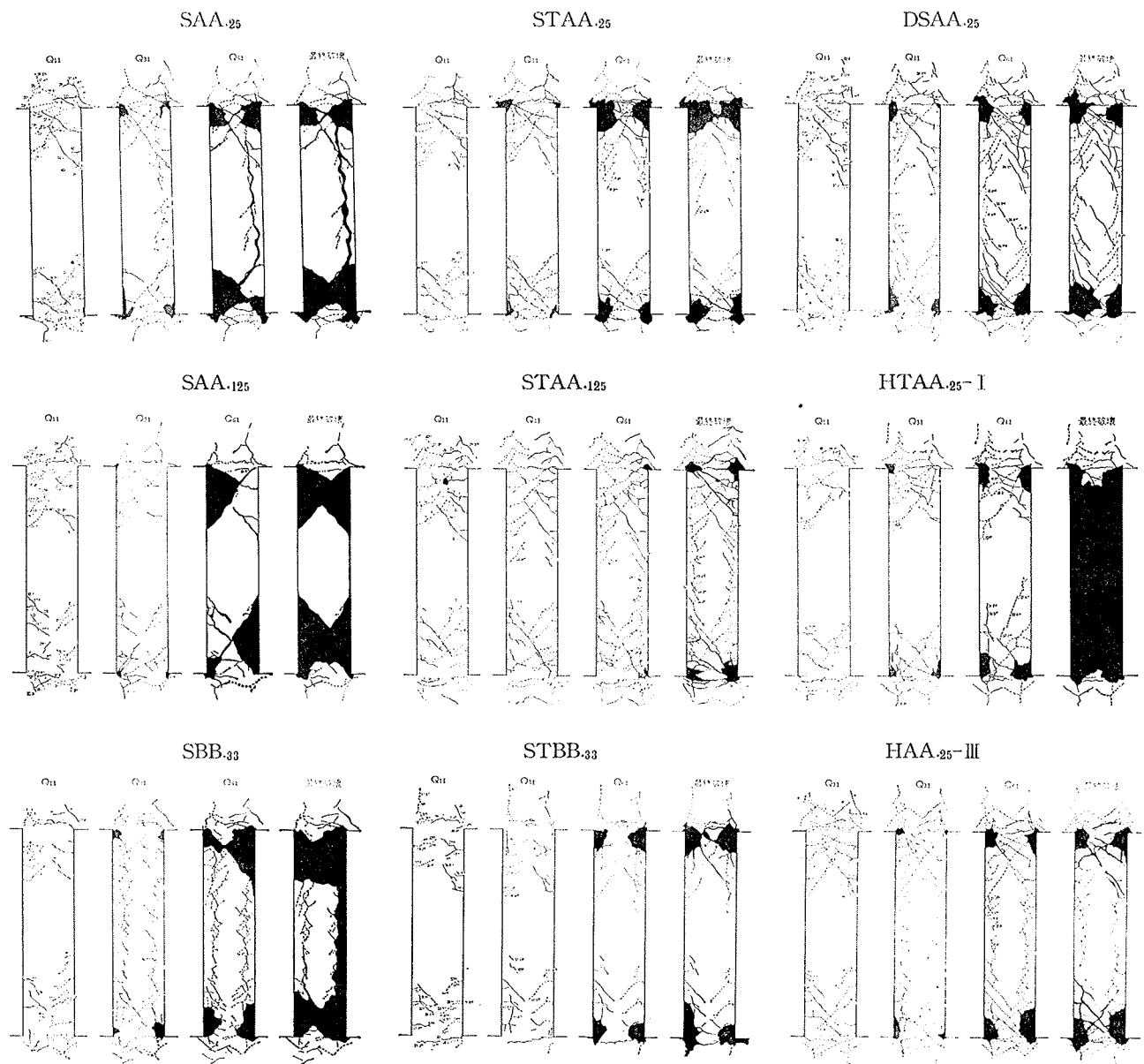
3.5. ひび割れ荷重, 降伏荷重, 終局荷重

ひび割れ荷重, 降伏荷重, 終局荷重等の計算値と実験値を表一6に示す。

せん断ひび割れ荷重の実験値/計算値は0.904~1.16, 平均1.07で(3)式は実験値とよく一致した。

降伏荷重の実験値/計算値は1.02~1.17, 平均1.11で実験値の方がやや大きい。

最大荷重は計算値がe函数法の場合, 実験値/計算値は1.05~1.15, 平均1.10でやや実験値の方が大きい。計算値がRC規準略算式による場合, 実験値/計算値は, 0.964~1.09, 平均1.02で実験値と計算値はよく一致した。



図一5 ひび割れ発生経過

本実験では曲げ降伏以前にせん断破壊したものはないが、最大荷重実験値とせん断終局強度計算値とを比較すると、計算式として(4)式を用いた場合実験値/計算値は0.905~1.01, 平均0.950, 計算式として(5)式を用いた場合実験値/計算値は0.886~1.03, 平均0.968で、せん断終局強度計算値と曲げ終局荷重はほぼ同じであった。

付着ひび割れ荷重の実験値/計算値は1.26~2.38, 平均1.87で(7)式は断面形が大きい場合には付着ひび割れ荷重を予測するには不適当と思われる。

最大荷重実験値と(8)式による付着割裂破壊強度を比較すると実験値/計算値は0.862~1.19, 平均0.963で、(9)式は曲げ終局強度とほぼ同じ値となった。

3.6. 角スパイラルとタイの荷重~歪曲線

柱頭、柱脚における角スパイラルとタイおよびフープの荷重~歪曲線を図-7に示す。角スパイラル筋とタイとでは、前者の方がやや歪が大きい傾向がみられ

る。図中の測定位置ではSAA.25の柱頭の角スパイラルの歪は Q_{81} で大きくなったが、これは耐力、剛性の低下が生じたサイクルと同じであった。SまたはHタイプの柱に大きな変形能を保有させるためには、せん断補強筋が降伏しない程度の補強量が必要であろう。

結 び

本実験シリーズの実験結果、および文献2)の実験結果も参照して次の事がいえよう。

(1) 引張鉄筋比が1%と高い場合でも、角スパイラル筋或いは135°フックのフープとタイを併用することによって、破壊モードを改善し、塑性率 $\mu=8$ 以上の非常に大きな変形能を保有させる事が可能であった。

従来の配筋法のように主筋を包含するフープを用いた場合は、引

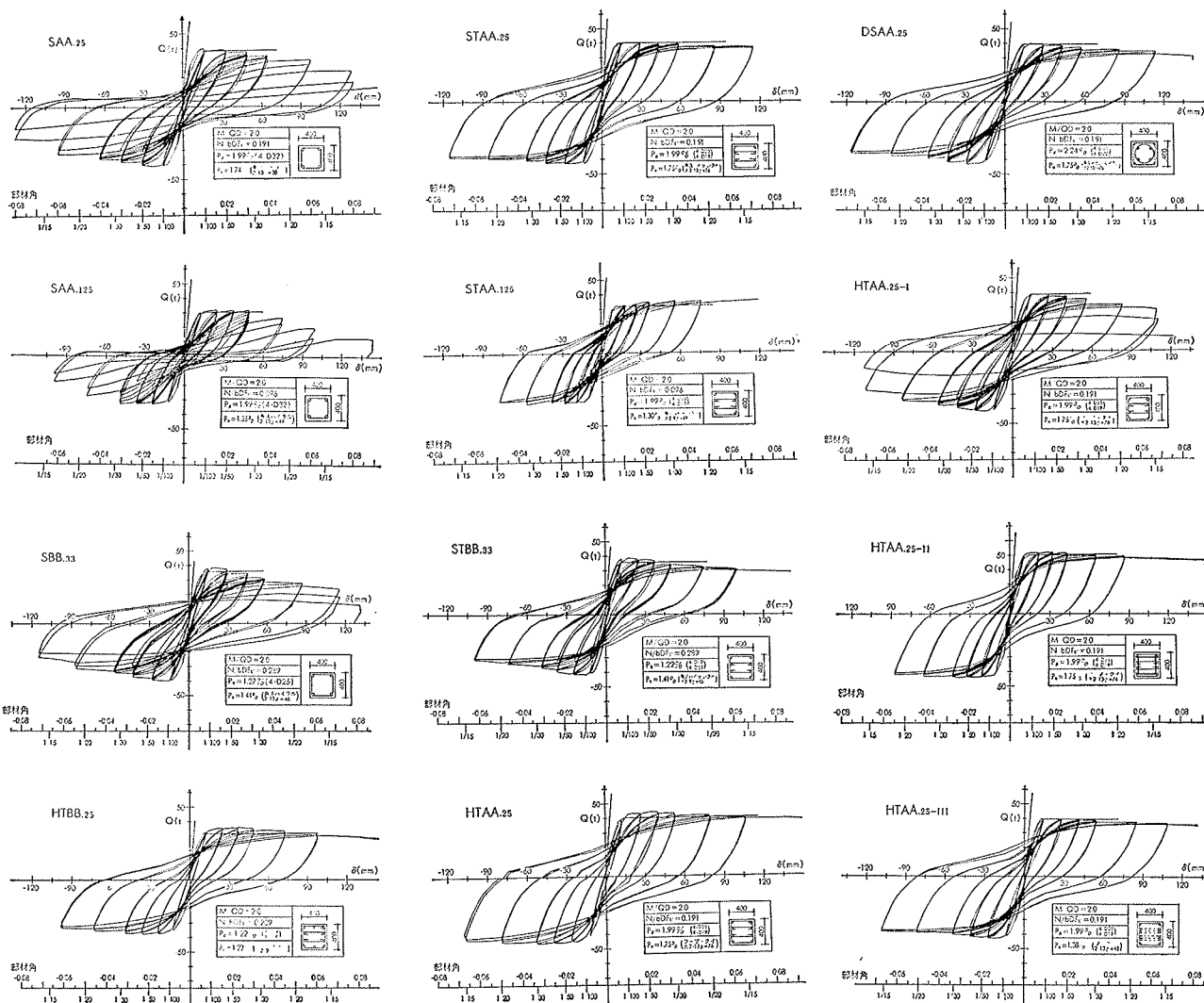
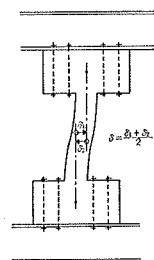
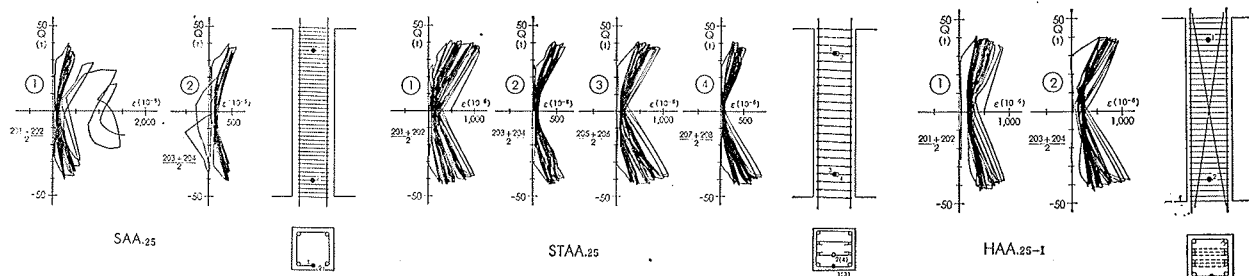


図-6 荷重~変位曲線



図一七 角スパイラル、タイ、フープの荷重～歪曲線

張鉄筋比が 0.6~0.7% 程度でも、コンクリートの強度によっては付着割裂破壊を起すか或いはその影響を大きくうけたのに対し、本報告のように、タイを併用して、主筋のすべてを拘束することによって、引張鉄筋比が1%の場合でも付着割裂破壊を防止しうることが明らかになった。

(2) 鉄筋コンクリート柱の付着割裂破壊を防止するための最も重要な要因は、鉄筋1本当りの付着性能ではなく、断面内にある拘束度の小さい主筋数を減少させる事である。従来は鉄筋の周長がコンクリートとの付着性能を左右する重要な要因と考えられて来た。しかし、軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力をうける柱の場合には、周長の大きい細径の鉄筋を用いると拘束度の小さい主筋数が増加する事、鉄筋相互の間隔が十分でなくなる事のために、かえって付着割裂破壊を促進してしまう結果となる。むしろ太径の鉄筋を用いて、隅角部にのみ主筋を配筋し、拘束度の小さい主筋を無くした方が、付着割裂破壊に対して有利である。

(3) タイの効果について次の三項を掲げる事ができる。(i)せん断ひび割れ後の部材のせん断変形によるコアコンクリートのみかけの体積の膨脹と、dowel force とによって生じる主筋の部材軸と直交方向への変形を拘束し、付着割裂ひび割れの発生をおくらせ、発生後はその伸展をおさえる役割をはたす。(ii)主筋とタイとが一体となって鉄筋籠を形成し、これによってコアコンクリートの拘束度を高め、せん断ひび割れ後のコンクリートの体積膨脹をおさえ、せん断ひび割れ巾の拡大をおさえる。(iii)主筋の座屈を拘束し、おくらせる。

(4) 主筋のかぶりが部材中央に向うに従って大きくなる配筋法も付着破壊に対して有効で、 $\mu=6$ 程度の変形能を示した。

(5) 柱中間部で主筋を鉄板に溶接し、定着を強固にした場合も付着割裂破壊に対して有効で、 $\mu=8$ 以上の変形能を示した。

(6) 主筋の半数を cross 配筋した配筋法も、付着およびせん断に対して有効な配筋法で、 $\mu=8$ 以上の変形能を示した。

(7) stub 内の主筋の伸び出しによる付加変形を考慮することによって荷重と変位の関係を予測することができた。

(8) 主筋の伸び出しによる付加変形を考慮した降伏変位計算値は、降伏荷重計算値と同一荷重における変位実験値 $T^{\delta}y_0$ とほぼ同じ値であった。

参考文献

- 1) 吉岡, 武田: 鉄筋コンクリート短柱の水平加力実験その2, 建築学会大会梗概集, (昭50)
- 2) 吉岡, 武田: 鉄筋コンクリート短柱の実験, その2, 大林組技術研究所報, No. 15, (1977)
- 3) 東, 広沢: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 その16, 日本建築学会大会梗概集, (昭49)
- 4) 広沢: 同上表題 その41, 同上 (昭51)
- 5) 広沢: 同上表題 その19, 同上 (昭49)
- 6) 広沢: 同上表題 その29, 同上 (昭50)
- 7) 広沢, 後藤: 鉄筋コンクリート部材のじん性, 日本建築学会梗概集, (昭46)
- 8) 柴田, 大野, 服部: 鉄筋コンクリート部材の剪断耐力および変形能力について, 日科技連・第6回複合材料シンポジウム (1973.10)
- 9) 日本建築センターRC委員会, 委員長 東洋一: 鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の現況について, コンクリート工学, Vol. 13, No. 1, (Jan. 1975)