

II-3 繰り返し横力をうける鉄筋コンクリート短柱の強度と靱性

東京都立大学 東 洋一

1. 研究目的とその基本方針

1.1 研究目的 1968年の十勝沖地震において、学校建築をはじめとする鉄筋コンクリート造建物が少なからぬ被害をうけて以来、中低層建築物に対して、静的震度にもとづく強度設計法から脱却し、動的影響を加味した変形設計法の必要性が唱えられてきているが、その間においても、サンフェルナンド地震、大分地震などで、鉄筋コンクリート造建物における柱の脆性破壊が全体崩壊の主因として、注目を集めている。これらの被災建物に共通していえることは、いづれも被害をうけた方向において耐震壁の少ない建物であり、激震時に強制される大変形に対し、主要な耐震要素である柱の設計法が適切ではなかったことが指摘されている。

このような問題の解決のために、日本建築学会でも新しい耐震設計法の確立が試みられているが、それに関連して、中低層鉄筋コンクリート造建物の脆性破壊を防止するために、ねばりのある部材の設計法を確立することは重要課題の1つとして考えられている。本研究は、このような背景のもとに着手された鉄筋コンクリート柱の靱性の向上に関連する総合研究であり、その目的とする所は次の通りである。

a) 通常の設計条件下で設計されたRC柱のもろい崩壊を防止するために、必要な実験研究を行ない、適切な補強方法を明確にする。

b) これらの研究は、主として、将来に向けて必要なRC構造の改善を目的に行なおうとするものであるが、同時に既存建物の耐震性の判定や、それらの補強対策についての予備的な資料を得んとするものである。

なお、この研究は、昭和47年度から開始された建設省の総合プロジェクト「新耐震設計法の確立」の一環として実施されているものであるが、その研究の大部分は昭和51年度終了を目途に、日本建築センターに委託されている。日本建築センターでは、本研究の実施に際し、官民合同の委員より成る研究委員会を組織し、研究計画の立案、実施、とりまとめを委嘱した。また、この研究の遂行に際しては、建築業協会傘下の大手建設会社の技術研究所等をはじめ、民間側の人的な面及び研究費の面での分担は、きわめて大きなものとなっている。

1.2 研究の基本方針 実験計画の立案に先立って行なわれた既往の設計資料及び実験結果に関する検討の結果、この総合実験の基本方針として、下記の事項が確認された。

1) 接合部等の影響を除いた柱単体約200体前後について実験を行ない、昭和47年より3ないし4年間で実験を終了し、一応の結論が得られるよう努力する。

2) 一定軸力下での正方形断面柱の一方向曲げせん断実験を主とするが、袖壁の付いたものについても一部実験を行なう。

3) 断面は少なくとも25cm角以上とする。

4) 加力形式は、たとえば大野式のような拘束ばりとする。しかし、拘束ばり式加力や若林式加力

の場合、大変形時には試験部分両材端の平行性が失われ易く、偏心モーメントの影響の評価が煩雑となる。この点の解決のために、柱上下端を固定し、一定軸力と繰返し横力を加えることのできる建研式加力装置が開発された。

5) 繰返し加力は、降伏変形の3～4倍位の変形を中心にして、十分と考えられる多数回の正負繰返しを行なう。

6) 昭和46年度に建築研究所で行なった36本の柱実験はこの総合実験計画のパイロットテストとして認めるほか、この総合研究と類似な方法で行なわれた他の実験でも承諾の得られたものについては、この研究と共に検討して、その成果は、この計画に反映させる。

2. 研究概要

2.1 実験における主要変動因子

委員会では、実験計画の立案に先立ち、既往の実験結果及び研究成果をもとに、部材の靱性に及ぼす構造因子として表1に示す10

表1 変動因子とその標準値

因子	内容
F ₁	断面形状: $b \times D = 25 \times 25 \text{ cm}$, $d_t = d_c = 3.5 \text{ cm}$
F ₂	コンクリート: 普通コン, $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 目標
F ₃	帯筋形状: 135°標準フック付, 全長4φ
F ₄	帯筋材質: SR24
F ₅	主筋材質: SD35
F ₆	主筋比: $\rho_t = 0.34\% (3-D10)$, $0.61 (3-D13)$, $0.95 (3-D16)$ の3種, 主筋総本数は6本
F ₇	軸力: $N/bD = 2.6, 2.5, 5.2.5 \text{ kg/cm}^2$ の2種
F ₈	シアスパン比: $M/QD = 1, 2$ の2種
F ₉	帯筋比: 曲げ耐力略算値に対し、大野・荒川式から求まる P_w とその半分
F ₁₀	加力方法: 拘束梁形式で正負多数回くり返し

表2 標準シリーズ試験体一覧

試験体	主筋	$\rho_t (\%)$	M/QD	$N/bD (\%)$	帯筋径 ピッチ	$p_w (\%)$
1B	3-D10	0.34	1	210/4	9φ - 83.3	1.53
2A	"	"	2	"	9φ - 71.5	0.71
2B	"	"	2	"	6φ - 62.5	0.36
3A	"	"	1	210/8	9φ - 55.5	0.92
3B	"	"	1	"	6φ - 50.0	0.45
4A	"	"	2	"	4φ - 55.5	0.18
4B	"	"	2	"	4φ - 111.1	0.09
5A	3-D13	0.61	1	"	13φ - 45.5	2.33
5B	"	"	1	"	9φ - 45.5	1.12
6A	"	"	2	"	6φ - 43.5	0.51
6B	"	"	2	"	4φ - 37.0	0.27
7A	3-D16	0.95	2	210/4	4φ - 43.5	2.44
7B	"	"	2	"	9φ - 41.7	1.22
8A	"	"	2	210/8	9φ - 40.0	1.27
8B	"	"	2	"	6φ - 37.0	0.61

表3 実験シリーズ一覧

シリーズ名	柱断面	シアスパン比(M/QD)	加力方法	担当機関	年次	備考	試験本数
Pilot	25角	1.5, 3.0	若林式	建研	1971	溶接帯筋	36
LM1	"	1.0, 2.0	拘束ばり式	竹中技研	1972	加力方法の検討	15
LM2	"	"	建研式	東工大	"	"	15
SE	50角	"	拘束ばり式	明大・建研	"	スケールイフェクト	15
FC	25角	"	建研式	大成技研	"	コンクリート圧縮強度	14
WS	"	"	"	大林技研	1973	異形帯筋, 溶接	15
AF	"	"	"	フジタ技研	"	軸力の大小	15
CW	"	"	"	都立大	"	袖壁付き柱	10
WS2	"	"	"	鹿島技研	"	スパイラルフープ	15
LS	"	1.5, 3.0	"	戸田技開	"	シアスパン比	17
LE	"	1.0, 2.0	"	都立大	1974	荷重履歴	10
DWC	"	2.0, 2.5, 3.0	大野式逆対称加力	室蘭工大	"	中央部帯筋の低減	12
AR	"	1.5, 2.0	建研式	清水技研	"	主筋の配置	13
AR2	"	2.0	"	"	1975	主筋の配置	16
DWC2	"	2.0, 2.5, 3.0	大野式逆対称加力	室蘭工大	"	中央部帯筋の低減	6
CW2	"	2.0	建研式	都立大	"	袖壁付柱	6
LE2	"	1.0	"	"	"	荷重履歴	6
NS	"	1.0, 2.0	"	建研	"	丸鋼を用いた柱	6

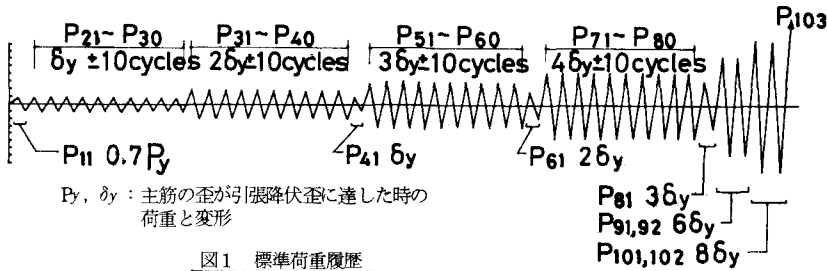


図1 標準荷重履歴

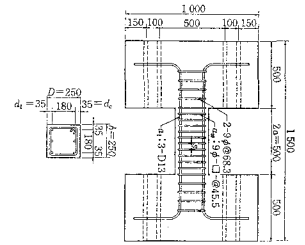


図2 試験体の一例

個の因子を選んだ。更に、実在の建物について調査を行い、各因子の標準値を定めた。また、各年度の実験計画の立案は、前年度までの研究成果を十分におりこむ形で進められた。

なお、LEおよびLE2シリーズを除く全ての試験体に採用された荷重履歴を図1に示す。

2.2 実験シリーズ一覧 現在、表3に示す18の実験シリーズについて実験が終了しているが、これらの実験シリーズの内、1972年度に実施されたものは標準シリーズと称し、表2に示すように主筋比3種、軸方向応力度2種、シアスパン比2種、せん断補強筋比2種を選定し、15体をもって1シリーズが構成されている。その他のシリーズでは表3の備考欄に示した事項の検討を主目的としたものであるが、1974年度以降に行われたシリーズではそれ迄の成果をふまえ、1シリーズの試験体数が更に限定されている。このようにして、鉄筋コンクリート柱の靱性に及ぼす前述の主要変動因子の影響についての定量的な検討が試みられているわけである。

3. 49年度までの主要な研究成果

49年度までに得られた主要な研究成果については、建築学会大会において、“鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究(その1)～(その33)”，(文献1～3)として報告している。また、これらの概要をまとめたものとしては文献4がある。ここでは、これらの概要について、ごく簡単にふれ、4及び5章では、最近における成果の一部を紹介することにする。

3.1 各試験体の破壊モードとねばり強さ、図3に破壊モードの代表例を示す。図4には、表3に示した18シリーズのうち、1975年実施分及びLE、CWシリーズを除く11シリーズ計182体の試験体について、それらの破壊モードおよび靱性率という点から分類した結果を示す。なお、図中における靱性等級は下記の約束によって分類し、破壊モードは実験担当者が判断した。

A: 降伏変形 δ_y の1, 2, 3, 4倍での各10回、および6倍での1回のくり返し加力時における最大荷重が全て学会式による曲げ耐力時せん断略算値 Q_{BU} の80%以上のもの。

B: 同じく、 δ_y の1, 2, 3倍での各10回および4 δ_y 時の1回における値が0.75 Q_{BU} 以上のもの。

C: 同じく、1 δ_y での10回および2 δ_y での1回における値が0.75 Q_{BU} 以上のもの。

D: 上記以外のもの。

図4(a)にみるように、各破壊モードを粘り強い順に記すと、i) 曲げ降伏圧潰(FC)型、ii) せん断圧縮破壊(SC)型、iii) せん断引張破壊(ST)型、iv) 付着割裂破壊(BO)型、v) 斜張力破壊(DT)という順序となる。また、図4(b)にみるように、SC、ST、BO、DTなどのモードで破壊した試験体の多くは塑性率が小さく、脆い破壊をしており、結局どのような原因から、これらの脆い破壊が生ずるのか、またどのようにしたら、これらの脆い破壊をねばり強いものに変えられるかと

いうことが重要なポイントとなる。

3.2 諸限界荷重及び剛性等の計算式 本研究によって得られた、諸限界荷重及び限界変形等に関する実験式としては次のようなものがあるが詳細については文献 1)～4)を参照されたい。

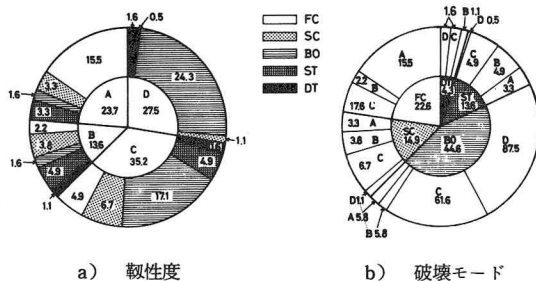


図4 靱性度と破壊モードの頻度

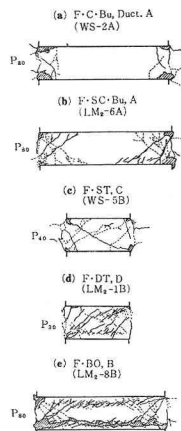


図3 破壊モードの代表例

せん断初き裂強度 (その 17), 付着割裂初き裂強度 (その 29), くり返し荷重下における付着割裂強度 (その 29), シアスパン 2 未満の部材における曲げ降伏時の平均剛性低下率 (その 18), 主筋座屈発生時の部材角 (その 30)。

なお、関心を集めている柱のせん断破壊時における強度や変形については、本研究における試験体の大半で、曲げ降伏が、せん断破壊に先行しているために、未だ結論が得られていない。

3.3 減衰及び最大耐力後の負勾配について CW シリーズを除く全てのシリーズについて各ループ毎の等価粘性減衰定数 (h_e ; i は繰返し回数) 及び平均剛性 (D_{pi}) を求め、一定変形下における繰返し荷重による h_e 及び D_{pi} の変化を検討した。その結果、繰返し N 回目の h_{en} 及び D_{pn} の値は、繰返し 1 回目の h_{e1} , D_{p1} 及び繰返し回数 N の関数として近似できることがわかった。更に、これらの係数の部材角による変化について調べたところ、2・1 に述べた破壊モードにより、かなり異なった傾向がみられた。また、最大耐力以降の繰返し荷重時における各 1 回目のループの最大荷重時の点をとりだし、最小自乗法により直線に近似して負勾配 k_s を算出したが、この結果も破壊モードによってかなり異なる値となった。このように、減衰性及び負勾配などの点からも破壊モード別の履歴特性の良否を判断できることがわかった。(その 22)

3.4 実験手法その他について 上記のような事項に加え、スケールイフェクト (その 14)、加力方法 (その 15)、帯筋形状 (文献 4)、中央部における帯筋の低減 (その 26) 等の影響についての検討が行われ、ある程度の結論が得られている。

3.5 設計手法に関連した暫定的結論 前述のように、本研究は現在継続中で、本格的な解析は未だ行われていないが、現在までに明らかになったことを記せば以下のとおりである。

1) 鉄筋コンクリート柱のもろい破壊の原因としては、曲げ降伏前におけるせん断破壊や、付着割裂破壊、曲げ降伏以後におけるせん断破壊、付着割裂破壊および主筋座屈等が挙げられる。

2) 小さな水平変形下での主筋座屈を防ぐには、帯筋間隔を主筋径の約 8 倍以下に押えることが有効で、この意味から、現行の帯筋間隔上限値の 10 cm は有意義である。しかし、古い建物では 25 cm 程度のももあり、1つの問題点として指摘されよう。

3) 小さな水平変位下でのせん断破壊を防ぐには、曲げ耐力時のせん断力と荒川 $\frac{m}{m}$ 式によるせん断力とを等しくおいて得られる帯筋量を用いることが有効となろう。ただし、帯筋量の下限值としては、上の方法で得られる値では不十分で、現行の 0.2 % 程度が適切と思われる。この点に関しても、既存

建物のかんりのものが満足していないであろう。

4) 異形鉄筋を用いた部材の付着破壊形式は、かぶりコンクリートの付着割裂というモードとなり易く、これに対しては、日本建築学会RC計算規準（以下学会規準と略称する）に規定されている付着強度の上からの検討は適切ではない面がある。これを防ぐには、主筋比を制限することが必要となる可能性がある。

5) 上記の 2) および 3) 項は、学会規準における地震時設計用せん断力を、柱頭、柱脚柱曲げ降伏時のせん断力と限定すれば、現行規準によって全く満足されることであり、むしろ部分的に緩和できる可能性もあるものと思われる。しかし、4) 項に関しては現行規準にも述べられていないので、5章で多少詳しく検討する。

4. 荷重履歴の影響

4.1 概要 本章では、荷重履歴を変えた場合に破壊性状や降伏後の諸特性がどのように違ってくるかを調べるために行われたLEシリーズの実験結果を参照し、荷重履歴の影響について考察する。

前節までの各実験で共通として用いた荷重履歴 CL-10 のほかに、図 5 に示す 3 種類の荷重履歴、即ち SL：一方向単調加力、AL：負の変位は負に δy とし、正の変位のみ $\mu = 1, 2, 1, 3, 2, 4, 3$ の順で各 3 回繰返し、その後 $\mu = 6, 8$ で各 2 回、合計 26 回（0.7 P_y での最初の 1 回を含む）正負交番で繰返す方法、CL：正負両側とも AL の正側と同様に繰返す方法、を用いて実験を行ない比較した。

実験で対象とした試験体は、標準シリーズに示された 15 種類のうちの 8 種類（2B, 3A, 3B, 6A, 6B, 7B, 8A, 8B）であり、このうちの 2B, 3B, 8B については上記の 4 種類の荷重履歴によって実験を行ない、他の試験体は CL と CL-10 によって実験を行なった。

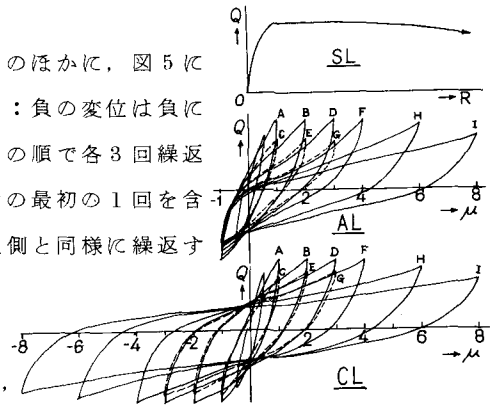


図5 採用した荷重履歴

4.2 荷重変形曲線の包絡線

図 6 に 2B, 3B, 8B の荷重変形曲線の正加力側包絡線を示す。各試験体とも引張鉄筋の曲げ降伏によって耐力が決定しており、実験値最大荷重 Q_{max} と曲げ終局強度の計算値 cQ_{BU} との比は 0.95 ~ 1.14 とよく一致しており、この段階では荷重履歴の違いによる著しい差はみられない。しかし、図にみられるように降伏後の包絡線に関しては、荷重履歴の違いによって明

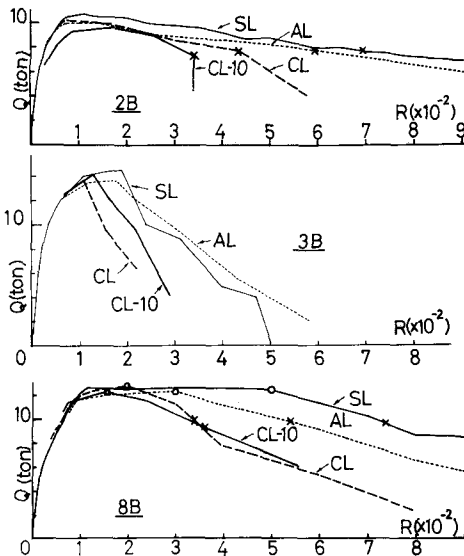


図6 荷重変形曲線の包絡線

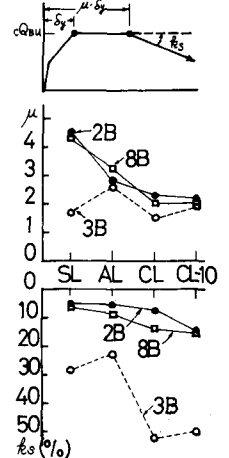


図7 負勾配とその時の塑性率

瞭な差が生じている。図7はこの結果を定量的にみたものであり、最大耐力後の包絡線がほぼ直線的であることから、これを最小2乗法で近似して得られる負勾配 k_s (部材角 $1/100$ 変形した時の最大耐力に対する耐力低下率)と負勾配になり始める点の変形 $\mu \cdot \delta y$ を荷重履歴との関係で示したものである。図6と図7から次のことが言えよう。

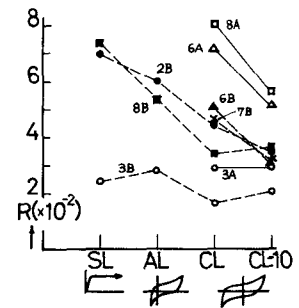


図8 限界変形の比較

1) 負側の変形が δy を越えることなく正側の変形のみが漸増する場合の包絡線は、一方向単調加力の荷重変形曲線とかなり近似した傾向を有している。

2) 2B及び8Bは一方向単調加力では曲げ破壊が支配的なため、負勾配を生じ始めるまでの塑性率が4以上で優れた靱性を示しているが、繰返し加力の条件を厳しくすると破壊モードが脆性的なせん断圧縮破壊、付着割裂破壊に変わり、これによって塑性率が低下し、負勾配も増大する傾向を示している。

3) 3Bは、せん断スパン比 $M/QD = 1$ の短柱であり、この場合には荷重履歴にかかわらず塑性率2.0前後で斜張力きれつが発生して靱性を失っているが、その後の負勾配に関しては、繰返しの条件が厳しいほど負勾配が大きくなる傾向がみられる。

試験体	荷重履歴	破壊の経過と塑性率(δ/δ_y)								破壊モード	靱性等級
		1	2	3	4	5	6	7	8		
2B	SL	F	C							FC	A
	AL	F	C							FC	A
	CL	F	C						SC	SC	A
	CL-10	F	C						SC	SC	B
3A	CL	F	DT			SC				DT	C
	CL-10	F	DT			SC				DT	C
3B	SL	F	DT							DT	C
	AL	F	DT						SC	DT	C
	CL	F	DT		SC					DT	C
	CL-10	F	DT		SC					DT	C
6A	CL	F	C						SC	SC	A
	CL-10	F	C						SC	SC	A
6B	CL	F	C					ST		ST	B
	CL-10	F	C					ST		ST	B
7B	CL	F			BO					BO	B
	CL-10	F			BO					BO	C
8A	CL	F			BO					BO	A
	CL-10	F	C		BO					BO	B
8B	SL	F	C						BO	BO	A
	AL	F			BO					BO	B
	CL	F			BO					BO	C
	CL-10	F			BO					BO	B

図9 破壊モードと靱性等級

4.3 限界変形 図8は荷重変形曲線の包絡線で耐力が曲げ終局強度の計算値 Q_{BU} の80%以下に低下する時の変形を限界変形と定義して荷重履歴との関係で示したものである。図にみられるように同じ試験体を結んだ折線がいずれも右さがりの勾配をもち、荷重履歴が厳しくなるとそれにもなって限界変形が減少する傾向が明瞭にあらわれている。

4.4 破壊モードおよび靱性等級 図9に各試験体の破壊経過を塑性率と対応させて示した破壊性状と実験終了後に判定した靱性等級を示す。

各試験体とも引張鉄筋が曲げ降伏(図中の記号F)して耐力に達している点は同じであるが、その後の破壊性状は荷重履歴によって異なっている。

試験体2B ($M/QD = 2$, $P_t = 0.34\%$, $N/bd = 52.5 \text{ Kg/cm}^2$) は曲げ破壊型であるが、軸力が比較的大きいため繰返しの条件が厳しくなるにつれて圧壊時(C)の限界変形が減少し、CL及びCL-10では曲げからせん断圧縮破壊(SC)に劣化している。

3A, 3B ($M/QD = 1$, $P_t = 0.34\%$, $N/bd = 26.3 \text{ Kg/cm}^2$) は短柱のため、曲げ降伏によって耐力は決まるものの、塑性率2前後の変形で柱頭と柱脚の圧縮縁を結ぶ対角線上の斜張力きれつ(DT)が発生して靱性を失う破壊となっており、この場合には荷重履歴による破壊モードの違いはあまりみられな

い。

6 A, 6 B ($M/Q_D = 2$, $P_t = 0.61\%$, $N_{bD} = 26.3 \text{ Kg/cm}$) は曲げ破壊が先行するが、大変形でせん断破壊するタイプであり、せん断きれつ巾が拡大し帯筋が破断してせん断引張破壊 (ST) した 6 B において繰返し回数の違い (CL と CL-10) による差があらわれている。

7 B ($M/Q_D = 2$, $P_t = 0.95\%$, $N_{bD} = 52.5 \text{ Kg/cm}$), 8 A, 8 B ($N_{bD} = 26.25 \text{ Kg/cm}$, 他は 7 B と同じ) は、いずれも柱主筋位置に生じた付着割裂きれつ (BO) が発達して耐力低下を起す破壊モードであり、これらの試験体からは繰返し回数の増加など荷重履歴が厳しくなるにつれて付着割裂きれつの発生が早まり、靱性等級も段階的に劣化している点が観察できる。

以上をまとめると、破壊性状に関しては

1) 曲げ破壊型で軸力が大きい場合には、繰返し条件が厳しくなるとコンクリートの圧壊が早まり、さらにせん断圧縮破壊に劣化することが考えられる。

2) $M/Q_D = 1$ の短柱では、斜張力破壊が起りやすく、この場合には荷重履歴による差はない。

3) P_t が大で付着割裂破壊の場合には、繰返し条件が厳しくなるにつれて付着割裂きれつ発生が早まり、靱性が劣化する。

4.5 ループ面積 図 10 は荷重変形曲線のループ面積を等価粘性減衰定数 h_e の形で表わし、部材角 R との関係で示したものであり、 h_e の値は各変形レベルでの第 2 サイクルのループ面積をもとにして求め、 R は変形の全振巾を柱の内法高さを 2 倍した値で除した値である。

図にみられるように h_e と R との関係は、曲げ破壊型の 2 B で h_e が R にほぼ比例して増加しているのに対して、付着割裂破壊型の 8 B では h_e が R に比例せずほぼ一定値を示し破壊モードとの間に明瞭な違いが見られるが、2 B, 3 B, 8 B とともに荷重履歴との間には著しい違いはみられない。また CL-10 について、同一変形での第 2 サイクル目の h_e (□印) と第 10 サイクル目の h_e (×印) を比較すると繰返し回数の増加によって h_e が若干減少しており、この傾向は 8 B においてやや顕著

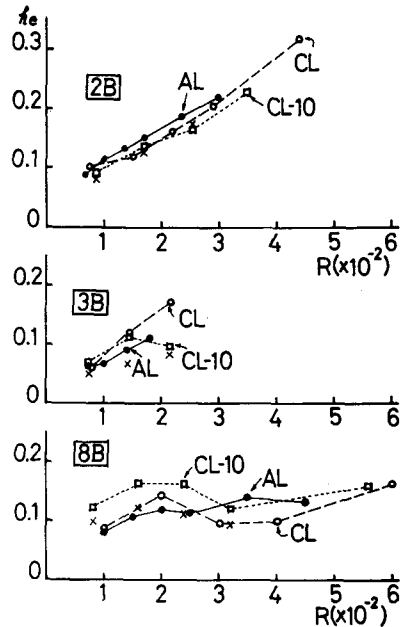


図 10 等価粘性減衰定数 h_e

表 4 LM2 シリーズと NS シリーズの試験体の一例

試験体	引 張 鉄 筋			シラス パン比 M/QD	せん断補強筋		Fc (Kg/cm ²)	σ_o (Kg/cm ²)	実 験 値				耐力計 算値 cQBU(t)
	数-D φ	Pt (%)	$s\sigma_y$ (Kg/cm ²)		径・間隔 (mm)	Pw (%)			TQM (ton)	T TM (Kg/cm ²)	T _{fM} (Kg/cm ²)	破 壊 モード	
LM2-3B	3-D10	0.34		1.0	6φ@50	0.45	245	26.25	15.10	32.1	89.2	F・S・	13.73
NS-3A	3-9φ	0.31	4044	1.0	4φ@50	0.20	180	26.25	10.35	22.1	64.9	F・B・C	13.18
LM2-7B	3-D16	0.95		2.0	9φ@41.7	1.22	245	52.25	13.70	29.1	48.6	F・S・B	15.23
NS-7B	3-16φ	0.95	3613	2.0	6φ@37	0.61	180	52.25	11.20	23.8	39.5	F・B・C	14.01
LM2-8B	3-D16	0.95		2.0	6φ@37	0.61	245	26.25	12.70	27.0	45.0	F・S・B	12.46
NS-8B	3-16φ	0.96	3400	2.0	6φ@37	0.48	180	26.25	9.65	20.5	34.0	F・B・C	11.70

註) ・断面は全て 25cm 角, ・ $T^{\text{TM}} = TQM/bD$, ・ $T_{fM} = TQM/ej$ ・ $\sigma_o = N/bD$, ・cQBU は学会式による曲げ耐力時せん断力

となっている。

5. 主筋形状の影響

曲げ応力よりもせん断応力の影響が顕著となるような鉄筋コンクリー部材の場合は、せん断破壊の可能性と共に付着破壊の可能性も大きくなる。しかも、このような条件下では、本研究で採用されているような大変形下でのくり返し加力の影響が大きくなることが考えられる。そこでここでは、主筋形状の異なる LM2 シリーズ（異型筋）と NS シリーズ（丸鋼）の結果を比較してみる。尚、この 2 つのシリーズでは、表 4 に記した様に主筋形状の他、 F_G と P_w がやや異なるのみである。

5.1 実験概要 表 4 には、比較する 6 体の試験体についての諸因子と主要実験結果を記した。また、図 11 および図 12 にはそれらの試験体の荷重変形曲線とき裂の進展状況を示した。

5.2 実験結果の検討 破壊モード：表 4 に示した様に、LM2-3B を除いて、全ての試験体が付着で耐力低下を生じている。しかし、LM2 シリーズの試験体ではき裂図でわかるようにかぶり部分が破壊して付着力を失っているのに対し、NS シリーズではコンクリート中から主筋が抜け出しており、せん断ひびわれもあまり顕著には発達していない。

最大耐力：付着破壊をした試験体では LM2-8B を除き、全て計算上の曲げ強度まで達していない。主筋歪の測定結果によれば、くり返し回数の増加にともない、圧縮側となる主筋にも、顕著な引張歪が観測される。

くり返しによる耐力低下：図 13 には各試験体のくり返し荷重による耐力低下状況を示した。付着破壊をした試験体の中で平均付着応力が最も大きい NS-3A 型の耐力低下が最もゆるやかであるが、これはシアスパン比が小さいことから

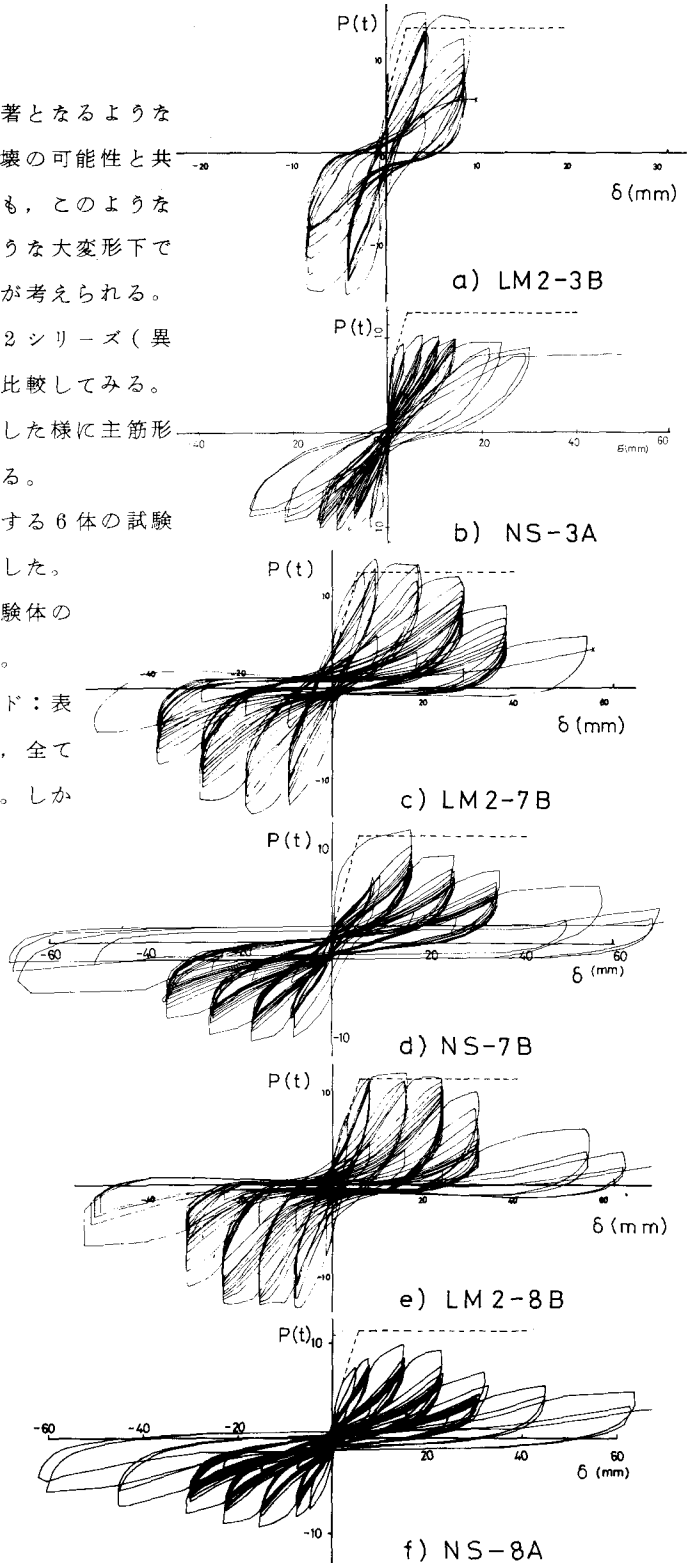


図 11 各試験体の荷重変形曲線

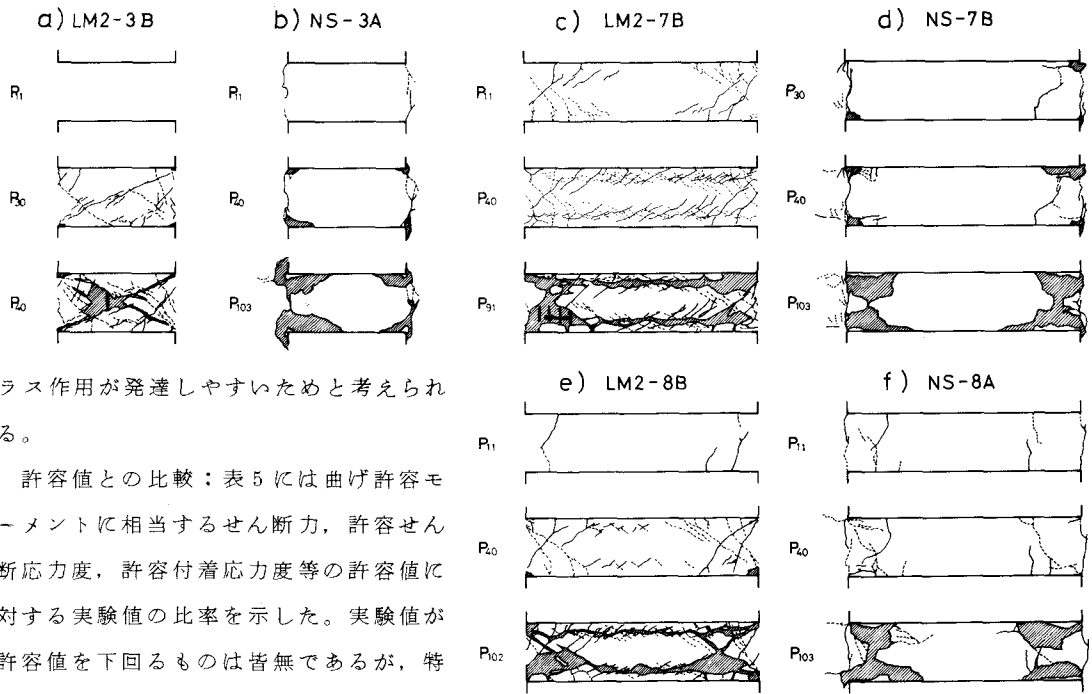


図12 各試験体のきれつ進展状況

ラス作用が発達しやすいためと考えられる。

許容値との比較：表5には曲げ許容モーメントに相当するせん断力，許容せん断応力度，許容付着応力度等の許容値に対する実験値の比率を示した。実験値が許容値を下回るものは皆無であるが，特に，LM2-7B，LM2-8Bにおいて平均付着応力度についての実験値が許容値を僅かに上回る程度で，しかも破壊モードが付着破壊であることが注目される。なお，異形鉄筋を主筋とした場合のこの種の破壊モードの判別には，付着応力度による検討は不適切で，他の方法によるべきであることが文献（その19）に報告されている。

表5 許容値と実験値との比較

試験体	曲 げ			せん 断		付 着	
	Q_{BAL} (ton)	$\frac{T_{QM}}{Q_{BAL}}$	$\frac{CQ_{BU}}{Q_{BAL}}$	τ_{AL} (Kg/cm^2)	$\frac{T_{TM}}{\tau_{AL}}$	f_{AL} (Kg/cm^2)	$\frac{Tf_M}{f_{AL}}$
LM2-3B	12.03	1.26	1.14	14.10	2.29	34.95	2.55
NS-3A	8.38	1.24	1.57	9.00	2.45	16.20	4.01
LM2-7B	8.37	1.64	1.82	23.10	1.26	34.95	1.39
NS-7B	6.02	1.86	2.33	13.92	1.71	16.20	2.44
LM2-8B	9.44	1.35	1.32	16.02	1.69	34.95	1.29
NS-8A	6.69	1.44	1.75	12.36	1.66	16.20	2.10

ループ面積：荷重変形曲線によってわかるように，このような付着破壊モードを示す試験体は，降伏変形の1倍程度の変位でも，多数回のくり返し加力によって，そのループ面積は著しく減少する。この傾向については，主筋形状による差はあまり顕著ではない。

結論：表4に示した様に，曲げ降伏時の平均せん断応力度が0.1 F_c 程度以上となる部材は，適切なせん断補強によってせん断破壊は免がれても，せん断破壊と同様な脆性的傾向を示す付着破壊をし

注）材料の許容値としてコンクリートは実験値を，鋼材は規格値にもとづく値を用いた。

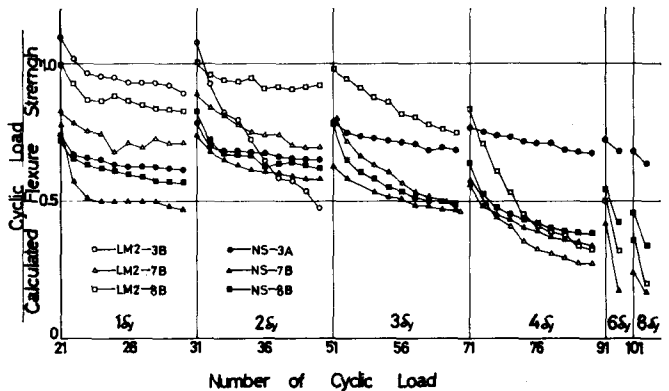


図13 繰返し荷重による耐力低下

やすい。付着破壊に対する補強筋の効果は未だ明らかにはなっていないが、いずれにしても、この種の破壊はさけられねばならない。従って、付着設計用のせん断力等も、地震時における建物への入力を通的に評価して定められねばならない。特に、主筋として異形鉄筋が用いられている場合には、許容付着応力度に相当するせん断力と大差ない応力時において、この種の破壊を生じる可能性が考えられるので十分な配慮が必要である。

6. 結び

本研究は昭和51年度に大型試験体を含む最終実験を行い、最終的には、次のような研究成果を挙げべく研究を進めてゆく予定であるが、これ迄に得られた研究成果の一端をここに紹介した次第である。

- i) 各種の曲げ条件 (P : σ_y/F_0 , M/QD , σ_0 の組合せ) 下における柱の破壊しやすいモードの明確化
- ii) 各種破壊モードを示す柱の減衰, 剛性低下, 2次勾配等を含む履歴特性の標準化
- iii) 上記各柱のせん断補強, (量, 形状, 配置) による靱性の改良が可能な範囲の明確化と, 合理的かつ実施可能なせん断補強法の定量化
- iv) 地震時における上下動を含む軸力の変動を考慮しても, なおかつ十分な靱性を期待し得る曲げ条件, 並びにそのために必要かつ有効なせん断補強設計法の明確化 (σ_y/F_0 比に応じた P , $s\sigma_y/F_0$, σ_0 の上限値の定量化)
- v) 各種の外乱による, iv) の条件をみたす標準柱の各種応答の検討
- vi) v) にもとづく標準試験方法と性能判定方法の提案
- vii) 上記各項の成果にもとづく, 建築基準法及び日本建築学会規準等の関連条項に対する改正案の作成

付 日本建築センター鉄筋コンクリート短柱委員会委員構成 (昭和 49 年度)

委員長: 東 洋一 (都立大)

委員 : 青山博之 (東大)	荒川 卓 (室工大)	狩野芳一 (明大)	福原正志 (東工大)
末永保美 (横国大)	大久保全陸 (都立大)	高橋敏夫 (鹿島建設)	千葉 脩 (戸田建設)
西垣太郎 (大成建設)	深田泰夫 (清水建設)	柳沢延房 (日本国土開発)	柳下和夫 (戸田建設)
山口育雄 (竹中工務店)	山本浩二 (フジタ工業)	吉岡研三 (大林組)	

幹事 : 尾崎昌凡, 広沢雅也, 遠藤利根穂, 中田慎介 (以上建研)

書記 : 日石基植 (建研)

参考文献

- 1) “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1～その8)” 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和48年10月, pp. 1413～1428
- 2) “同上, (その9～その22)” 同上, 昭和49年10月, pp. 1305～pp. 1332
- 3) “同上, (その23～その33)” 同上, 昭和50年10月, pp. 113～pp. 1134
- 4) 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, 1975年1月号, pp. 2～pp. 18