

HHRC構造に関する研究（その4）

（高強度コンクリートと高強度鉄筋SD70級からなる2層1スパン骨組の水平加力実験）

Experimental and Analytical Study on HHRC Structure(Part4)

(Seismic Loading Test of Two Story One Span Frames with High Strength Concrete and Reinforcement)

笠松 照親*
Teruchika Kasamatsu

飯塚 信一*
Shin-ichi Iizuka

塩川 真*
Shin Shiokawa

西浦 範昭*
Noriaki Nishiura

要 約

本研究は、既存の高層RC造で使用されている強度よりも一段高いコンクリート（ $F_c = 300 \sim 600 \text{ kgf/cm}^2$ （ $29.4 \sim 58.8 \text{ MPa}$ ））と鉄筋（SD395～SD70級）を用い、50階建ての高層鉄筋コンクリート造建物の開発について研究することを目的とする。

本報では、本研究の一環として行った昨年度までの研究^{1), 2), 3)}に引き続き、高強度コンクリート、および高強度鉄筋を用いた2層1スパン骨組の水平加力実験について報告する。

実験結果から、柱の軸応力度を $\sigma_0 = \sigma_B/8$ と一定にした場合、高強度コンクリートを用いた試験体の方が履歴ループの逆S性が小さくなる傾向が認められた。また、提案した材端バネ法²⁾による骨組解析の結果、普通コンクリート使用時の骨組に対して解析結果は、精度よく追跡できた。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要
- § 3. 実験結果、および検討
- § 4. 解析的検討
- § 5. 結論
- § 6. おわりに

§ 1. はじめに

高層RC造建築物では、骨組を構成する各部材に大きな応力が発生する。それらの高応力を処理するための有効な手段の一つとして、高強度鉄筋、および高強度コンクリートの使用が挙げられる。高強度鉄筋の利用は、高応力に対する抵抗は勿論のこと鉄筋量の減少、および過

密配筋防止等にも有効である。しかし、高強度鉄筋は普通強度鉄筋よりも高い付着力、定着性能等が要求されるので、通常、高強度コンクリートとの併用が有効である。さらに、建物の高層化により柱の軸方向力が増加することから普通コンクリートでは断面寸法が増大する。高強度コンクリートの利用は、柱断面寸法の増大を防ぎ空間の有効利用が可能になる。このようなことから、高層RC造では高強度コンクリートの利用が望ましい。以上のようなことを考慮し、本報ではSD70級（以下SD70）の高強度鉄筋を主筋とした曲げ降伏型骨組による実験を行った。コンクリート強度は高強度（ $F_c = 800 \text{ kgf/cm}^2$ （ 78.5 MPa ））と普通強度（ $F_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$ （ 24.5 MPa ））の2種とし、曲げ降伏型骨組に於ける耐震性能に及ぼすコンクリート強度の影響、即ち、高強度コンクリート利用の有効性について実験的に検討することを目的とした。

本研究では、2層骨組について実験を行っているが、こ

*技術研究所原子力課

れは前報での1層骨組で究明できなかった高層建物の構造設計に必要な多層骨組での骨組の崩壊過程などを検証することが主な理由である。

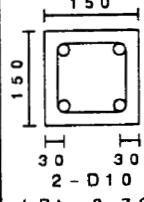
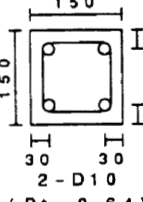
§ 2. 実験概要

2-1 試験体種別, 形状, 寸法, および配筋

試験体は全部で2体である。試験体種別の詳細を表-1に示した。試験体の形状, 寸法は両試験体共通である。試験体の形状, 寸法, 配筋の例(2F70-800)を図-1

に示した。はり, 柱とも $b \times D = 15\text{cm} \times 15\text{cm}$ とし, セン断スパン比 (a/D) は, はりが4.5で, 柱が2.0の2層1スパン骨組である。試験体の変動因子は, はり, 柱のコンクリート強度のみである。即ち, 2F70-800はコンクリートの設計基準強度が 800kgf/cm^2 (78.5MPa) であり, 2F70-250は 250kgf/cm^2 (24.5MPa) のものである。両試験体とも, 各層のはり端, および1層柱脚が曲げ降伏するように計画した曲げ降伏型骨組である。両試験体の接合部には接合部破壊防止のための直交ばりを設けている。

表-1 試験体種別

試験体名	はり断面	柱断面	主筋種別	コンクリート強度 $\sigma_B(\text{kgf/cm}^2)$	柱軸応力度 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$	
2F70-800			SD70	765**	$\sigma_B/8$	96
2F70-250				265		34

*. はり $P_t = a_t/bd$, 柱 $P_t = a_t/bD$ (単位%) ** $E_c = 4.34 \times 10^5 (\text{kgf/cm}^2)$

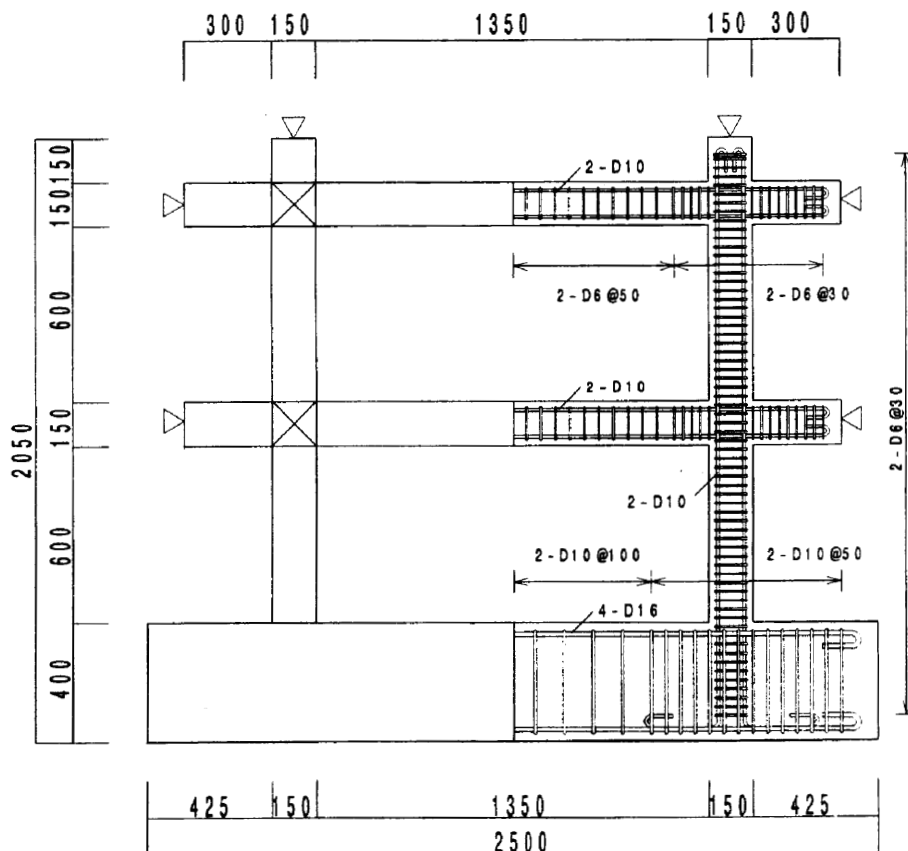
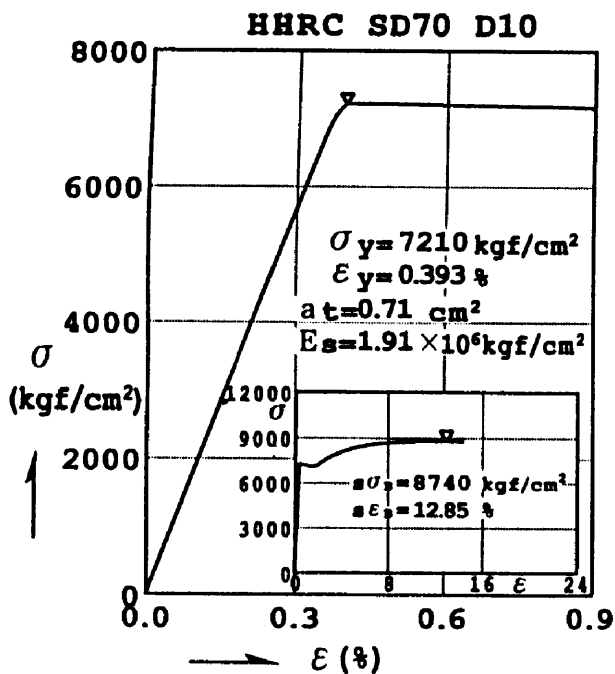


図-1 試験体形状, および配筋の例

表-2 使用鉄筋の機械的性質

	鉄筋 種別	鉄筋径	降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_B (kgf/cm ²)	降伏ひずみ ϵ_y (%)	ヤング係数 $E_s(\times 10^6)$ (kgf/cm ²)
主筋	SD70	D10	7210	8740	0.393	1.91
せん断 補強筋	SD70	D6	7410*	9500	0.614*	1.79

*0.2% Set off.

図-2 主筋の σ - ϵ 曲線

2-2 使用材料

(1) コンクリート

実験時のコンクリート強度を表-1に示した。コンクリートは普通コンクリートで、両試験体とも、同一バッチのレディーミクストコンクリートを用いた。打設は、両試験体とも、横打ちで行った。

(2) 鉄筋

実験に使用した主筋、およびせん断補強筋の機械的性質を表-2に示した。主筋の σ - ϵ 曲線を図-2に示した。主筋(D10)はSD70の高強度鉄筋であり、降伏強度は $\sigma_y = 7210 \text{ kgf/cm}^2$ (707.1 MPa)である。主筋には明確な降伏点を持つものを使用した。せん断補強筋(D6, SD70)は、降伏強度が $\sigma_y = 7410 \text{ kgf/cm}^2$ (726.7 MPa)のものをを使用した。

2-3 加力, および変形測定方法

加力装置を図-3に示した。柱の軸方向力, および水平方向の加力はオイルジャッキで加力した。荷重の測定にはロードセルを用いた。載荷方法は、まず柱に軸方向力を作用させ、ついで、図-4のように2層と1層の水

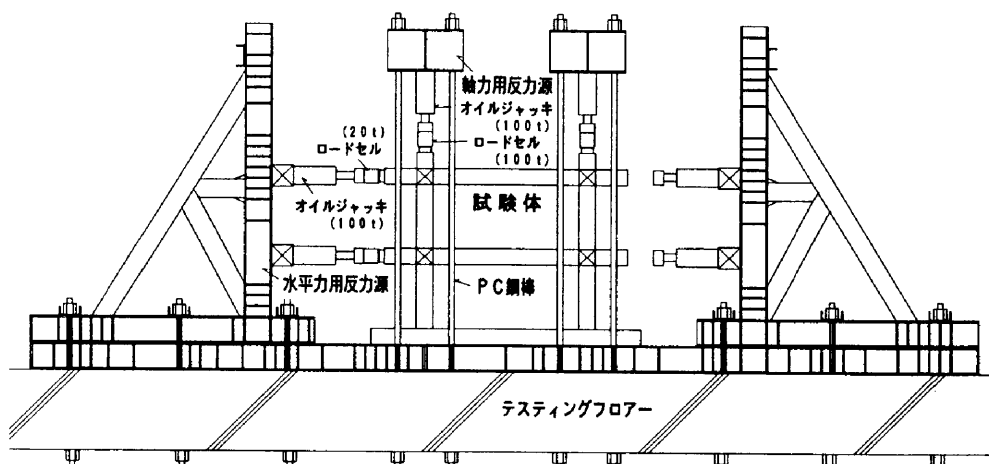


図-3 加力装置

平力が2：1の比率になるように水平加力を行った。加力スケジュールは、2層位置の水平変位で制御し、 $R = \delta/h$ を2.1, 4.2, 6.3/100rad.とし同一変位3回の正負繰り返し加力とした。柱の軸方向力は、両試験体とも、軸方向応力度を $N/bD = \sigma_B/8$ とした。2F70-800の試験体では、柱1本当たりの軸方向力を $N=21.5\text{tf}$ (211kN)、 $\sigma_o=96\text{kgf/cm}^2$ (9.4MPa)、2F70-250の場合は、 $N=7.6\text{tf}$ (75kN)、 $\sigma_o=34\text{kgf/cm}^2$ (3.3MPa)とした。柱の軸方向力は、実験中一定に保持した。骨組の水平変位計測は、はり、柱節点位置を変位計により測定し、はり、柱主筋ひずみの測定も合わせて行った。

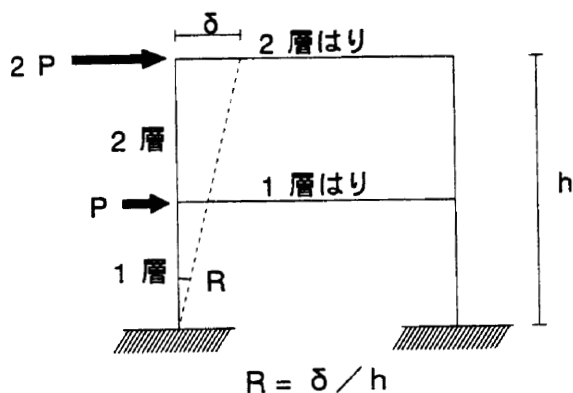


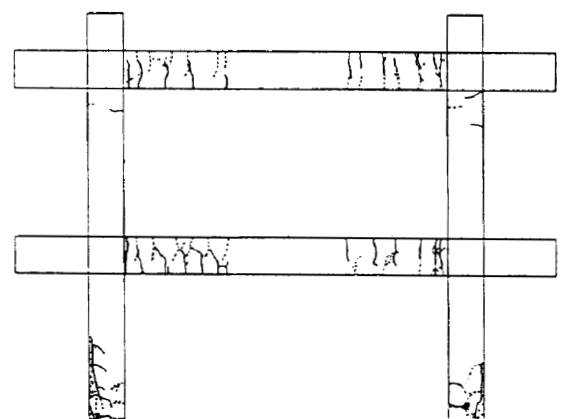
図-4 変形制御の部材角

§ 3. 実験結果、および検討

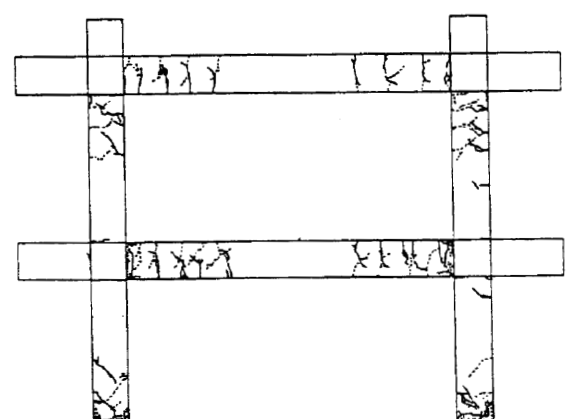
3-1 試験体の破壊経過、およびQ-R曲線

両試験体の最大荷重時のひび割れ状況を図-5に示した。両試験体とも、曲げひび割れがはり材端、および1層柱脚に集中的に発生した。はり端部、柱脚部の主筋は、降伏点に達している。両試験体とも、最大荷重後、変位

の増大とともにはり材端、および1層柱脚部にコンクリートの圧壊が見られた。しかし、主筋の座屈等は見られなかった。両試験体の層せん断力-層間部材角曲線を図-6に示した。図-6の層せん断力は1層の層せん断力であり、層間部材角は図-4に示した2層頂部水平変位より求めた骨組全体の層間部材角である。図-6より高強度コンクリートを用いた2F70-800の履歴ループの方が

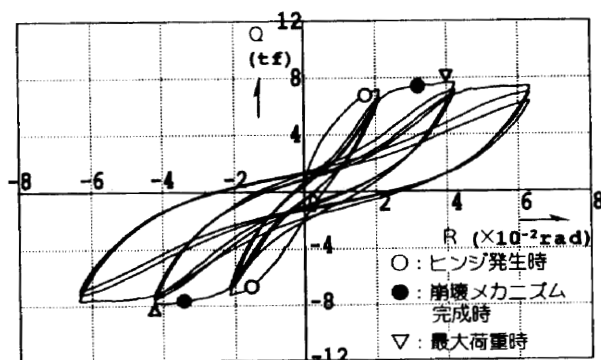


(a) 2F70-800

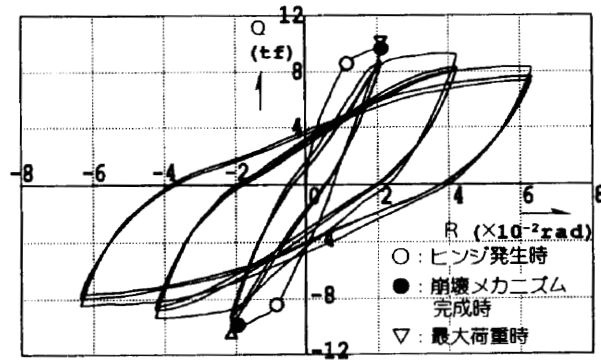


(b) 2F70-250

図-5 最大荷重時ひび割れ図



(a) 2F70-800



(b) 2F70-250

図-6 試験体のQ-R曲線

普通強度の2F70-250に比べ、繰り返し加力によるループ形状の変化が少ない。また、本報では、各部材端のいずれかの主筋が降伏ひずみに達した時をヒンジ発生時とし、1層柱脚、および全はり材端の主筋が降伏ひずみに達し、ヒンジの形成が終了した時を崩壊メカニズム完成時と定義した。ヒンジ発生時と、崩壊メカニズム完成時は、正、負荷重別に図-6に合わせて示した。高強度コンクリートを用いた2F70-800では $R=1.0/100\text{rad}$ 前後で降伏ヒンジの発生が始まり $R=2.0/100\text{rad}$ には崩壊メカニズムに達するのに対し、普通コンクリートを用いた2F70-250は $R=2.0/100\text{rad}$ 程度で始まり、 $R=3.0/100\text{rad}$ を超えて崩壊メカニズムに達した。崩壊メカニズム時の部材角は2F70-250の方が大きくなった。両試験体とも、降伏ヒンジは1層柱脚にも生じた。最初の降伏ヒンジが発生してからは崩壊メカニズムに達するまでの荷重の上昇は少ない。

3-2 最大荷重、および最大荷重時層間部材角

両試験体の最大荷重、および最大荷重時層間部材角を表-3に示した。高強度コンクリートの2F70-800の最

表-3 最大荷重、および最大荷重時層間部材角

試験体名	最大荷重 (tf)	最大荷重時 層間部材角 (/100rad)
2F70-800	9.8	2.1
2F70-250	7.8	4.2

大荷重時層間部材角は $R=2.1/100\text{rad}$ であるのに対し、普通強度コンクリートの2F70-250では $R=4.2/100\text{rad}$ と層間部材角が大きくなっている。最大荷重以後の荷重低下は2F70-800の方が2F70-250よりも大きい。

3-3 ヒンジゾーンの範囲

層間部材角 $R=2.1/100\text{rad}$ （3回繰り返し終了時）時のはり、柱部材のひずみ測定位置（はり、柱材端より7.5cmピッチ）に於ける主筋が降伏ひずみに達した位置を図-7に示した。本報ではヒンジゾーンの定義として、材端から主筋が降伏ひずみに達した位置までの範囲とし

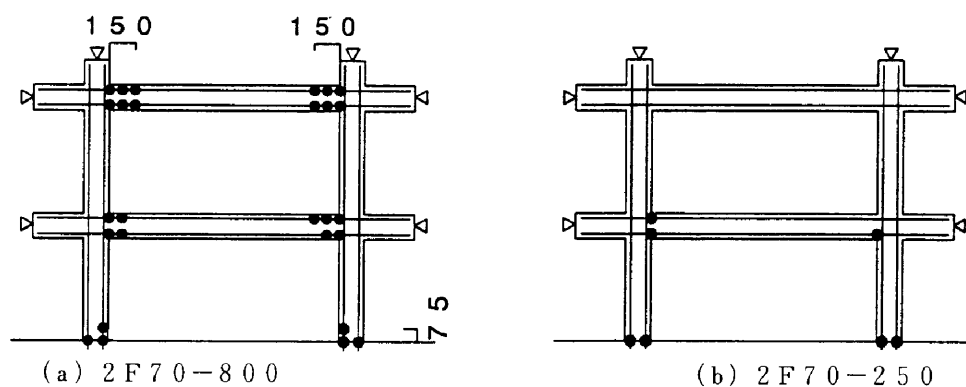


図-7 両試験体の主筋降伏位置 ($R=2.1/100\text{rad}$ 終了時)

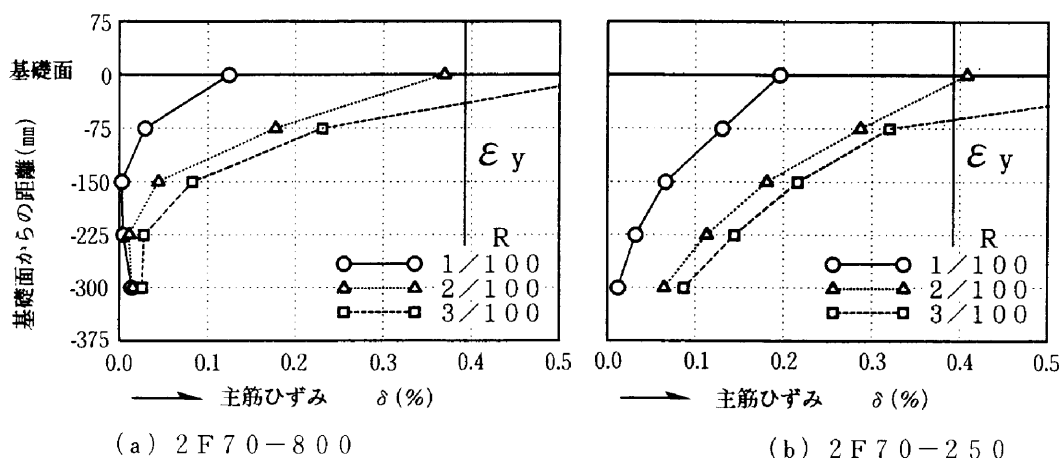


図-8 主筋の基礎定着部のひずみ分布

ている。層間部材角 $R=2.1/100\text{rad}$.時では2F70-250の場合、主筋が降伏している箇所は2F70-800に比べて少ない。これは、高強度コンクリートよりも、主筋との付着力、定着性能が不利である普通コンクリートの部材端部、およびパネルゾーン等の主筋の抜け出しによるものと考えられる。また、図-8に示す2F70-250に於ける主筋の基礎からの抜け出しが2F70-800よりも大きいこと等も影響しているものと考えられる。層間部材角 $R=4.2/100\text{rad}$.になると2F70-250、2F70-800の両試験体とも、ほぼ同程度の範囲でヒンジゾーンが形成された。

力が定数に与える影響が小さく、2F70-250では、特定層間部材角の繰り返し加力による定数の低下の度合いが大きい。

§ 4. 解析的検討

材端バネ法により塑性解析を行い実験から得られた骨組の正負繰り返し層せん断力-層間部材角曲線（Q-R曲線）と解析との比較を行った。

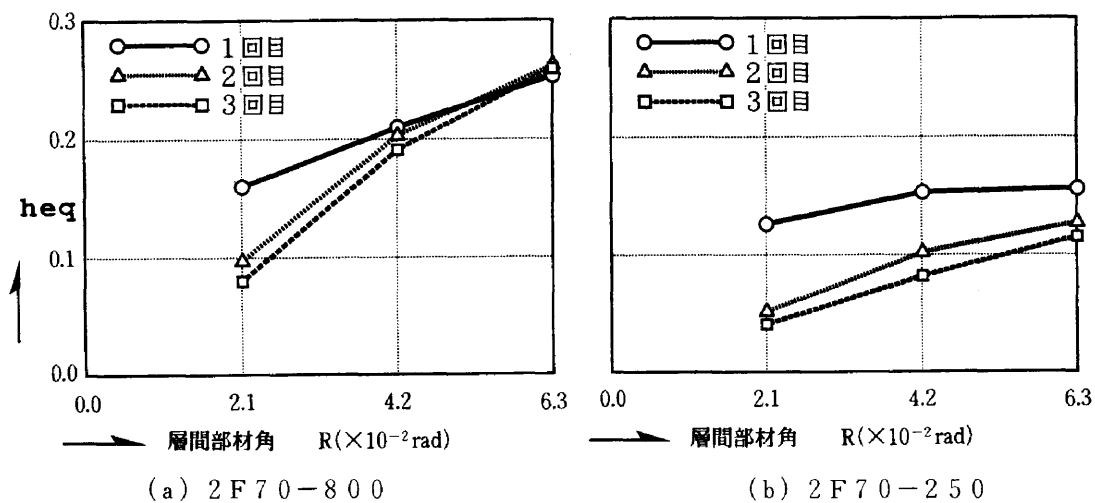


図-9 等価粘性減衰定数

3-4 等価粘性減衰定数

両試験体の等価粘性減衰定数を図-9に示す。図には特定層間部材角での3回の繰り返し加力に於ける各繰り返し時の値を示している。図-9から分かるように、両試験体とも、等価粘性減衰定数は層間部材角が増大するに従い大きくなる傾向にあった。等価粘性減衰定数は、2F70-800の等価粘性減衰定数の方が2F70-250のより大きい。2F70-800は、特定層間部材角での繰り返し加

4-1 試験体のモデル化と解析方法

試験体のモデルを図-10に示す。実験と同様に、最初に柱に $\sigma_B/8$ を加え、その後、水平加力の荷重増分により解析を行った。

4-2 材端バネの履歴ルール

材端バネのスケルトンカーブは図-11 (a), (b), (c)に示すように、材端モーメントと材端回転角の関係を原部材の履歴形状と考えたとき、原部材の変形量から

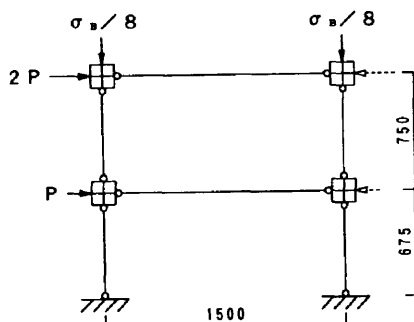


図-10 試験体のモデル

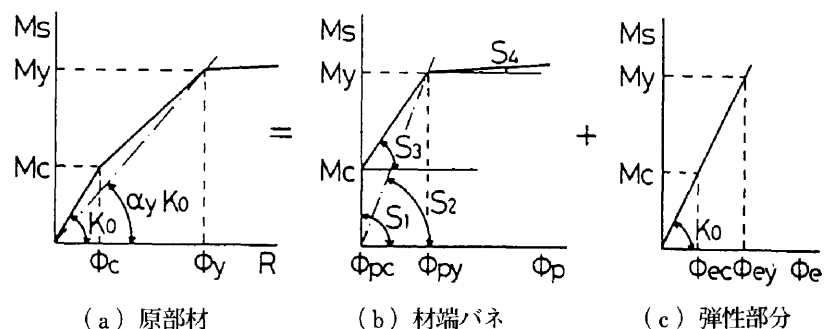


図-11 材端バネのスケルトンカーブ

弾性部分の変形量を差し引いたものとした。材端バネの履歴ルールは文献²⁾でSD70の鉄筋を用いたはり部材実験結果をもとに提案した曲げモーメント・回転角に関する図-12に示すような逆S型履歴ルールを用いた。この履歴ルールは武田モデル⁵⁾を基に、最大変位を指向すること、繰り返し変位が大きくなる程除荷荷重域の剛性が低くなることを取り入れ、さらに、除荷時に於ける剛性変化が表現できるように提案したものである。また、柱の軸力の変化を考慮して曲げモーメント・回転角関係が左右非対称に扱えるように考えている。正負繰り返し履歴ルールの各点、および剛性は次のように仮定した。

- ・ ひび割れモーメント、降伏モーメント、剛性低下率、および $S1 \sim S4$ は文献²⁾参照。
- ・ $S5 = S2 \times (1/\mu^a)$ μ : 塑性率
- ・ $S6 = S5 \times (1/\mu^{a1})$
 $a, a1$: μ のべき乗
- ・ $S7$: ③点と最大変位点⑤点の勾配
- ・ $S8 = S7/m$

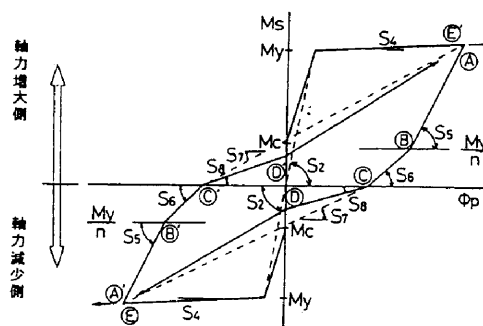
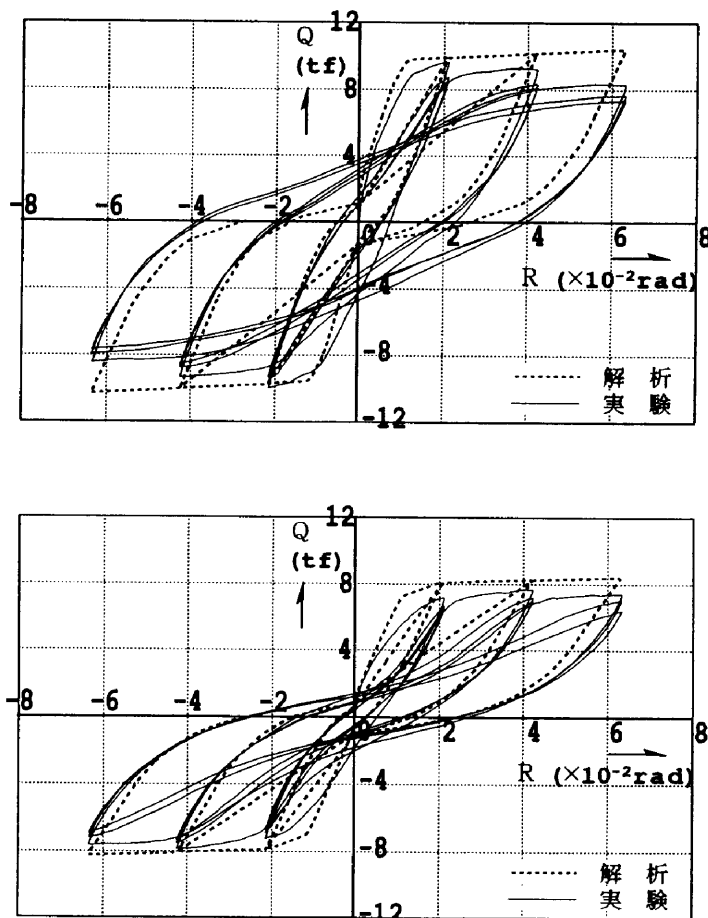


図-12 材端バネの履歴ルール

はり部材では、文献²⁾より $a=0.25, a1=0.5, m=3, n=3$ とした。柱部材では武田モデルを参考に $a=0.5$ とし、その他は、はりと同じ値とした。

4-3 解析結果

実験と解析結果の比較を図-13に示した。両試験体とも、最大荷重に関しては実験値と解析値の比は0.91~0.97であった。履歴性状については、普通コンクリート用いた2F70-250の場合の実験結果は逆S性をよく追跡して



(b) 2F70-250

図-13 実験と解析の比較

いる。しかし、高強度コンクリートを用いた2F70-800の場合は、実験結果を精度よく評価できなかった。この理由としては、軸応力度を $\sigma_o = \sigma_B / 8$ とし、高強度コンクリートを用いた骨組の履歴性状の場合、柱の軸応力度の増大、部材端とパネルゾーンの定着性能の向上、および基礎からの主筋の抜け出しの減少等の影響により紡錘形に近づいたことによると考えられる。高強度コンクリートを用いた骨組の解析に当たっては、これらの影響を取り入れる必要があると考える。

§ 5. 結論

本実験より次のことが認められた。

- 1) 柱の軸応力度を $\sigma_o = \sigma_B / 8$ にした場合、高強度コンクリートを用いたものの方が履歴ループの逆S性が少なくなる傾向にある。
- 2) 高強度コンクリートを用いた2F70-800は層間部材角 $R = 2.0 / 100 \text{rad}$.時に崩壊メカニズムに達するが、普通コンクリートの2F70-250では $R = 3.0 / 100 \text{rad}$.以上で崩壊メカニズムに達していた。
- 3) ヒンジゾーンの範囲は部材角 $R = 2.1 / 100 \text{rad}$.では高強度コンクリートの2F70-800の方が普通コンクリートの2F70-250よりも広い範囲にあった。これは、高強度コンクリートの2F70-800の場合、柱の軸応力度の増大、部材端とパネルゾーンの付着力、および定着性能の向上等の影響によるものと考えられる。
- 4) 等価粘性減衰定数は高強度コンクリートの2F70-800の方が普通コンクリートの2F70-250よりも大きい傾向を示した。

- 5) 文献²⁾に提案した材端バネの履歴ルールを用いて材端バネ法で骨組解析した結果、普通コンクリートの2F70-250は精度よく追跡できたが、高強度コンクリートの2F70-800ではあまりよい適合性を示さなかった。このことは今後の課題と考える。

§ 6. おわりに

本研究は、東北工業大学田中研究室と当技術研究所の共同研究であり、田中礼治教授のご指導で行ったものである。ここに謹んで感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中・笠松 他：H H R C構造に関する研究（その1）～（その4）日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.303～310,1991.
- 2) 田中・笠松 他：H H R C構造に関する研究（その5）～（その9）日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.439～448,1992.
- 3) 田中・笠松 他：H H R C構造に関する研究（その10）～（その11）日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.369～372,1993.
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1988.
- 5) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen and N. Norby Nielsenn: REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, Proceedings, ASCE, ST12, Dec. 1970