

# 論文 主筋の降伏点応力が高強度 RC 骨組みの耐震性能に及ぼす影響に関する研究

福原 武史<sup>\*1</sup>・孫 玉平<sup>\*2</sup>

要旨：Fc=80N/mm<sup>2</sup>級の高強度 RC 骨組みに一定軸力下の繰り返し載荷実験を行い、同幅厚比の横拘束鋼管を用いた、同軸力比下の試験体において主筋降伏点応力の違いが骨組みの耐震性能へ及ぼす影響を調査した。この結果、主筋に降伏強度  $f_{sy}=894 \sim 997\text{N/mm}^2$  の高強度鉄筋を用いると、 $f_{sy}=347 \sim 395\text{N/mm}^2$  の普通鉄筋を用いた場合に比べ骨組みの水平耐力が向上し、大変形時のひび割れや残留変形が抑制される効果が観察された。一方、主筋に高強度鉄筋を用いた試験体のエネルギー吸収能力は、普通鉄筋を用いた試験体に比べて劣ることが明らかになった。

キーワード：高強度コンクリート，高強度鉄筋，骨組み，履歴性状，鋼管拘束法

## 1. はじめに

近年の材料技術の発展に伴い、従来強度を大きく上回る高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いた建物の設計が可能となり<sup>1)</sup>、高層化・軽量化および大スパン化を目的に、広く利用されつつある。

高強度コンクリートは、その高い軸方向支持能力により、従来不可能であった超高層 RC 構造の建設を可能としたが、このような超高層構造物は、1) 高軸力下における安定した復元力特性、2) 高い耐力、が必要不可欠である。また、これらの建物は容易に解体することが困難であること、また近年では環境問題も背景とし、長期間の利用が要求される。このため、構造設計においては、特に構造物の長寿命化に配慮することが重要になる。

ここで、構造としての長寿命性能とは、1) かぶりの剥落の抑制、2) ひび割れの進行の抑制、3) 変形後の残留変形の抑制、4) 残留軸方向変形の抑制、5) 長期間利用される事によって経験する可能性の高くなる、再現期間が長い巨大地震に耐えうるための高い耐力、が挙げられる。

著者らはこれまでに、高強度コンクリートを用いた RC 柱に鋼管横拘束による高い横拘束を行うことで、かぶりの剥落の防止、軸方向変形および残留軸方向変形の抑制、せん断耐力の大幅な向上が見込めることを実験的に明らかにしてきた<sup>2)</sup>。次いで、高強度鉄筋を柱へ利用することで、曲げ耐力の向上、主筋の降伏する変形角が大きくなることによる残留変形の抑制効果があることを実験的に示した<sup>3)</sup>。さらに、梁へも高強度鉄筋を利用すれば、軸伸びの抑制によるひび割れの進行の抑止、架構全体の残留変形の抑制効果が予想され、利用する主筋の高

強度化によることで、高い耐力のみならず長寿命性能を有する架構を容易に実現可能であると期待される。

しかしながら、公開される文献には、高強度 RC 構造に関しての部材実験は数多くあるが、架構に関する実験は極めて少なく、主筋の高強度化が高強度 RC 架構全体の耐震性能に及ぼす影響について明らかにされているとは言い難い。このため、本論では、特に主筋の降伏点応力の違いが高強度 RC 骨組み架構の耐震性能に及ぼす影響について調査し、前述したような高強度材料の特性を生かした合理的設計を行うための基礎データを得ることを目的に、降伏点応力の異なる鉄筋を用いた 1 層 1 スパン高強度 RC 骨組み試験体を複数作成して、繰り返し載荷実験を行い、その耐震性能を実験的に明らかにすることにした。

なお、本研究で実験を行った高強度 RC 骨組みは、柱に鋼管横拘束手法を用いた。これは、前述した長寿命性能を満たすには、柱において、かぶりの剥落防止、せん断耐力の大幅な改善、軸方向変形および残留軸方向変形の抑制が必要であると思量したもので、柱への鋼管横拘束手法をもちいる工法が、これを容易に実現するための最も合理的な手法の一つであろうと考えたからである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図 - 1 に試験体詳細を示す。試験体は、高層建築の最下階を模擬した 1/4 縮小モデルで、内幅 200mm の角形鋼管により拘束された RC 柱と帯筋により補強された梁により構成された 1 層 1 スパンの骨組みである。いずれの試験体も NewRC 研究開発概要報告書<sup>1)</sup>における曲げ

\*1 竹中工務店(株) 設計本部 工博 (正会員)

\*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻教授 工博 (正会員)

終局耐力算定法を用いて崩壊メカニズムが、「全体崩壊型」となるように設計したものである。また、せん断設計は、柱は文献4に従い、梁については修正大野荒川式提案式<sup>5)</sup>を用いた。いずれの計算でも曲げ降伏先行になるように設計した。

柱の主筋の降伏点応力は、普通強度と高強度の2種類で、12本のD10異形鉄筋を断面周辺に均等配置し、主筋比は2.13%である。また、梁の引張鉄筋にはD13異形鉄筋5本を用い、引張鉄筋比は1.31%である。ただし、「全体崩壊」型の崩壊メカニズムを確保するため、FT23N33HとFT45N33Hの引張鉄筋に限り、D13異形鉄筋は3本で、引張鉄筋比0.79%とした。梁のあばら筋は、D6異形鉄筋を50mmピッチで配置し、せん断補強筋比は0.69%である。また、柱を横拘束した鋼管は、降伏強度230N/mm<sup>2</sup>程度の低強度の鋼管をプレス加工で折り曲げた後に溶接して作成した。また、鋼管の膨らみを効率よく抑えるため、内側に十字型にスチフナで補強している。

鋼管および鉄筋の機械的性質を表-1に示す。なお、

試験体 FT23N33H と FT45N33H は追加実験であるため、鋼材の機械的性質がやや異なる。これら2体の試験体を用いた鋼材の機械的性質は、表中の名称の最後に「-2」を付けて区別した。コンクリートの設計強度は80N/mm<sup>2</sup>、使用したセメントは普通ポルトランドセメントで、粗骨材には最大粒径20mmの砕石を用いた

柱の内り高さは950mmで、アスペクト比が約4.75である。また、梁のせん断スパン比は2.41である。

試験体名称および実験変数の組み合わせ、設計時に計算した部材耐力を表-2に示す。試験体は計8体で、実験変数は、柱の横拘束材である鋼管の幅厚比(鋼管の板厚)、軸力比、主筋の降伏点応力の3つである。なお、骨組みの破壊メカニズムは、図-2の左に示すように、柱梁接合部を剛と仮定してフェースモーメントから判定した。また表-2に示す骨組みの水平耐力は、図-2の右に示すように全体崩壊型を仮定して式(1)より得た。

$$V_{cal} = 2V_c = 2 \cdot \frac{|M_{cu}| + (1 + D_c/L_B)|M_{bu}|}{h + D_B/2} \quad (1)$$

表-1 鋼材の機械的性質

	t (mm)	Es (GPa)	f <sub>sy</sub> (MPa)	f <sub>su</sub> (MPa)	f <sub>su</sub> /f <sub>sy</sub>	Q	ε <sub>ch</sub> (%)
D6	-	168	307	489	1.59	-	-
D10	-	187	347	493	1.42	-	-
D13	-	190	395	497	1.26	-	-
HD6	-	187	1042	1209	1.16	0.003	0.634
HD10	-	177	997	1170	1.17	0.003	0.648
HD13	-	175	915	1106	1.21	0.003	0.6175
HD6-2	-	180	1306	1385	1.06	0.004	0.753
HD10-2	-	181	906	1041	1.15	0.002	0.565
HD13-2	-	179	894	1022	1.14	0.003	0.559
PL23	2.3	202	279	415	1.49	-	-
PL45	4.5	214	286	436	1.52	-	-
PL60	6.0	205	263	402	1.53	-	-
PL23-2	2.3	195	239	304	1.27	-	-
PL45-2	4.5	214	239	314	1.31	-	-

t:柱の横補強鋼管の板厚, Es:鋼材のヤング係数, f<sub>sy</sub>:鋼材降伏強度, f<sub>su</sub>:鋼材引張強度

Q, ε<sub>ch</sub>:それぞれ Menegotto-Pinto 型関数で鋼材の応力-ひずみ関係を描く際の、曲線の特性係数と、特性ひずみ

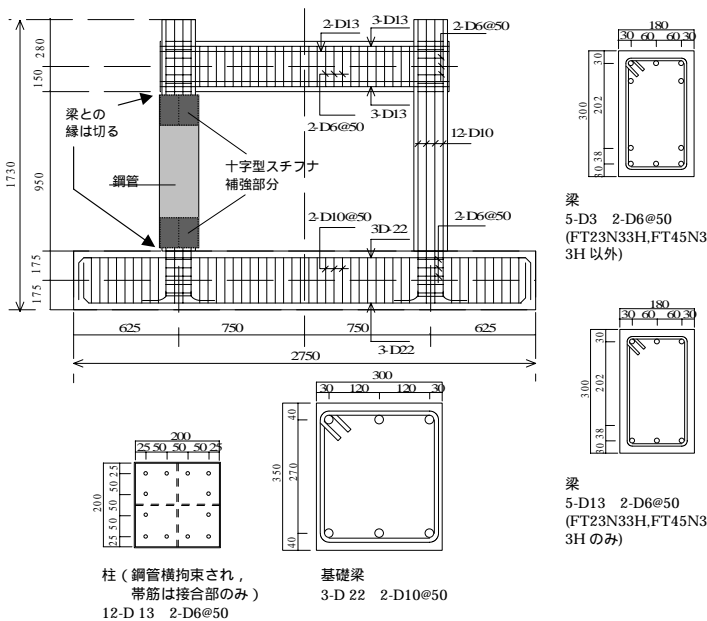


図-1 試験体詳細

表-2 試験体一覧と設計時の計算耐力

試験体名	F <sub>c</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	c f <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	c f <sub>su</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	b f <sub>sy</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	b f <sub>su</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	軸力比	軸力 (kN)	t (mm)	設計時の計算耐力		
									(kN-m)	(kN-m)	(kN-m)
FT23N33	83.6	347	493	395	497	0.3	2207	2.3	66.4	91.5	163.5
FT45N33	82.5					0.3	2178	4.5	66.3	97.0	162.0
FT45N50	82.1					0.5	3284	4.5	66.3	112.3	161.5
FT60N50	82.9					0.5	3316	6.0	66.3	121.1	162.6
FT23N33H	88.8	997	1170	915	1106	0.3	2344	2.3	90.1	113.6	247.6
FT45N33H	89.4					0.3	2376	4.5	88.2	129.0	244.8
FT45N50H	89.3	906	1041	894	1022	0.5	3572	4.5	139.8	146.1	237.2
FT60N50H	89.2					0.5	3568	6.0	140.0	157.7	237.2

F<sub>c</sub>' : シリンダー強度, t : 柱の横拘束鋼管の板厚

c f<sub>sy</sub>, b f<sub>sy</sub> : それぞれ柱および梁の主筋の降伏強度, c f<sub>su</sub>, b f<sub>su</sub> : それぞれ柱および梁の主筋の降伏強度

ここで、 $V_{cal}$  は骨組の終局耐力算定値、 $M_{BU}$  は梁の終局曲げ耐力（せん断先行の破壊性状が算定された場合は終局せん断耐力とせん断スパン比より算定）、 $M_{CU}$  は柱の終局曲げ耐力、 $L_B$  は梁の内法スパン、 $H$  は柱の内法高さ、 $D_B$  は梁の断面せい、 $D_C$  は柱の断面せいである。

## 2.2 実験方法

一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験は骨組みの層間変位角  $R$  により制御され、図 - 3 に示す載荷プログラムに沿って行われた。

実験装置を図 - 4 に示す。加力実験はまず、所定軸力を油圧試験機（能力 5MN）で加えてから、加力フレームに取り付けられた 1MN 油圧ジャッキを押しきすることによって繰り返し曲げせん断力を載荷した。なお、ジャッキを押し場合は直接載荷側の柱を押しことになり、ジャッキを引く場合は PC 鋼棒を通して載荷側の逆側の柱を押しこととなる。また、梁の伸びにより PC 鋼棒に軸力が入る可能性があるため、載荷の進行に合わせて PC 鋼棒の先のナットを緩めた。

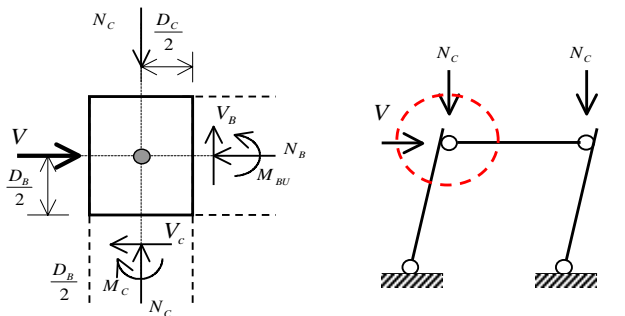
## 3.破壊状況

加力後の試験体の破壊状況を写真 - 1 に示す。写真左は普通強度の鉄筋を用いたもの、写真右は高強度の鉄筋を用いたものである。

破壊の終局状態において、普通強度の鉄筋を用いた試験体では、梁はひび割れの進行に伴いかぶりの剥落、次いで主筋の座屈が目視で観察された。一方で、高強度鉄

筋を用いた試験体では、ひび割れは発生したものの、その後ひび割れは大きく進行することなく、かぶりの剥落もほとんど発生していない。これは、主筋降伏点応力が高いので、梁の軸方向変形が抑制されたと推測される。

なお、試験体 FT45N50H および FT60N50H の試験体では、表 - 2 に示す設計時の計算耐力よりせん断余裕度を計算するといずれも 1.10 であるにもかかわらず、梁に曲げひび割れとともにせん断ひび割れが顕著に観察された。これは、崩壊メカニズムを算定する際に、1) 梁の軸力を 0 と仮定したこと、2) 使用した主筋の降伏点は明瞭でなかったため、降伏強度を 0.2% offset による降伏点応力から算定したこと、により実情よりも梁の曲げ耐力が過小に計算されたことが主因としてあげられる。ここで、梁の軸力を骨組み耐力の実験値の半分、主筋の応力ひずみ関係には著者らが提案した Menegotto-pint 型モデル<sup>6)</sup>を用いることで、より実情に近く梁の曲げ耐力計算を行った結果を表 - 3 の梁の耐力に示す。この結果によれば、試験体 FT45N50H および FT60N50H の梁のせん断余裕度はいずれも 0.85 と、せん断破壊先行となることを示した。実際にはこれらの試験体は、終局崩壊形の判定が明確に出来るほどの顕著な終局状態には至らなかったが、降伏後も安定して軸力を保持し、P- 効果以上の顕著な耐力低下も観察されなかったことを鑑みると、せん断余裕度が小さいために曲げひび割れと共にせん断ひび割れの進行が顕著に観察されたが、最終的には曲げ降伏先行のメカニズムが形成されたと推測される。



「終局破壊メカニズムの判定」 「骨組み耐力算定（全体崩壊型）」

図 - 2 骨組みのメカニズム判定と耐力算定

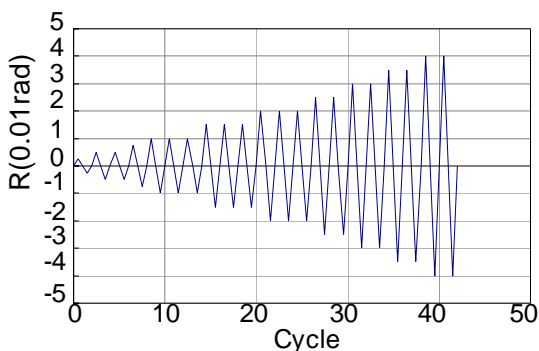


図 - 3 載荷プログラム

## 4.実験結果

### 4.1 水平力-層間変形角関係と除荷点連結曲線

表 - 3 に主な実験結果と、再計算した部材および骨組

5MN 油圧試験機 1MN 油圧ジャッキ ロードセル  
加力ビーム 水平力載荷用 PC 鋼 面外補剛装置  
球座 試験体 ピン 変位計（水平）  
変位計（鉛直） カウンターバランス ローラー  
I ビーム

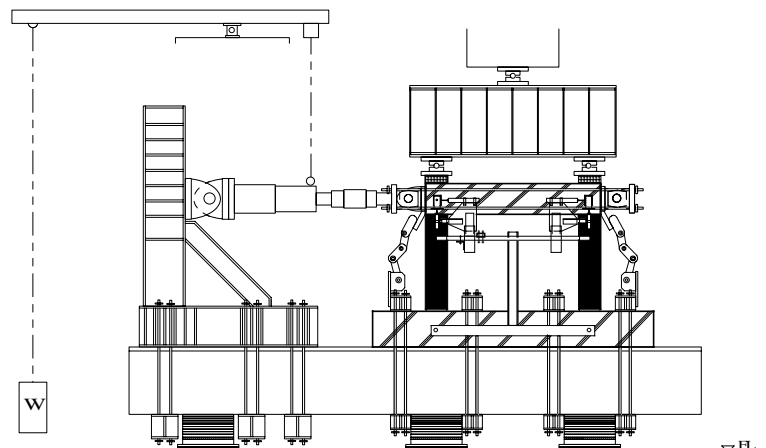


図 - 4 実験装置

の耐力を、図 - 5 に骨組の水平力 - 層間変形角関係の実験結果を示す。図中には、梁に入る軸力を考慮し、主筋の応力-ひずみ関係を実情に合わせて評価して計算したメカニズムラインを実線で、梁の軸力を無視した(0とした)メカニズムラインを波線で示す。

図より分かるように、主筋の降伏点応力が大きいほど

耐力は高い。特に FT23N33H と FT45N33H の試験体では、梁の主筋比は比較対象となる試験体よりも 40% 小さいにもかかわらず、骨組み耐力が普通強度の鉄筋を用いた試験体 FT23N33 および FT45N33 の実験耐力を上回った。また、耐力時の変形角は高強度鉄筋を用いたもののほうが大きい。これは、高強度鉄筋の降伏点応力が高

表 - 3 実験結果と耐力算定結果

試験体名	$V_{max}$ (kN)	$V_{min}$ (kN)	$V_{ave}$ (kN)	$R_{max}$ (0.01rad)	$R_{min}$ (0.01rad)	耐力計算結果				
						$V_{cal}$ (kN)	$M_{CU}$ (kNm)	$V_{BUS}$ (kN)	$M_{BUS}$ (kNm)	$M_{BU}$ (kNm)
FT23N33	389.2	-364.9	377.1	1.16	-0.98	344.4	91.5	201.0	130.7	84.9
FT45N33	385.8	-369.1	377.5	1.16	-0.99	355.5	97.0	199.6	129.7	85.4
FT45N50	449.7	-394.4	422.0	1.19	-1.25	386.7	112.3	200.7	130.4	87.0
FT60N50	417.6	-405.3	411.4	1.23	-0.99	404.9	121.1	201.4	130.9	88.0
FT23N33H	415.8	-411.8	413.8	2.53	-2.00	437.4	109.5	219.2	142.5	113.6
FT45N33H	479.6	-446.2	462.9	2.05	-1.95	494.3	128.3	221.8	144.1	98.8
FT45N50H	546.2	-525.7	535.9	2.48	-2.50	597.5	141.9	240.3	156.2	180.6
FT60N50H	594.6	-556.7	575.7	2.49	-2.48	670.8	159.3	241.7	157.1	181.7

$V_{max}, V_{min}, R_{max}, R_{min}$ :それぞれ正負耐力および正負耐力時の変形角  $V_{ave}$ :正負最大耐力の平均値  $V_{cal}$ :骨組み耐力(梁の軸力は  $V_{ave}$  の半分と仮定)  
 $V_{bus}, M_{bus}$ :それぞれ梁のせん断耐力と耐力時の梁フェースモーメント  $M_{BU}$ :梁終局耐力  $M_{CU}$ :柱終局耐力

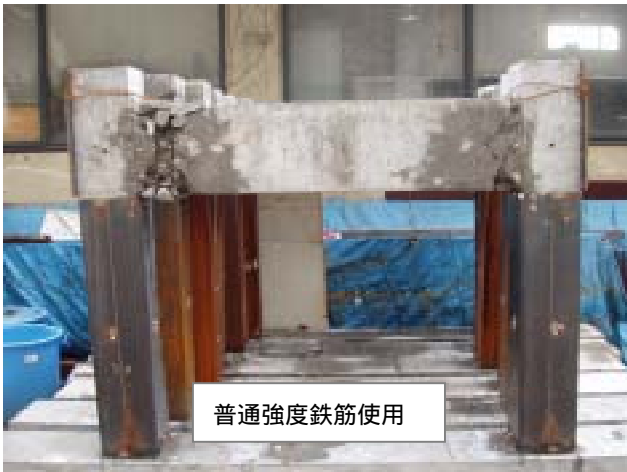


写真 - 1 試験体最終破壊状況

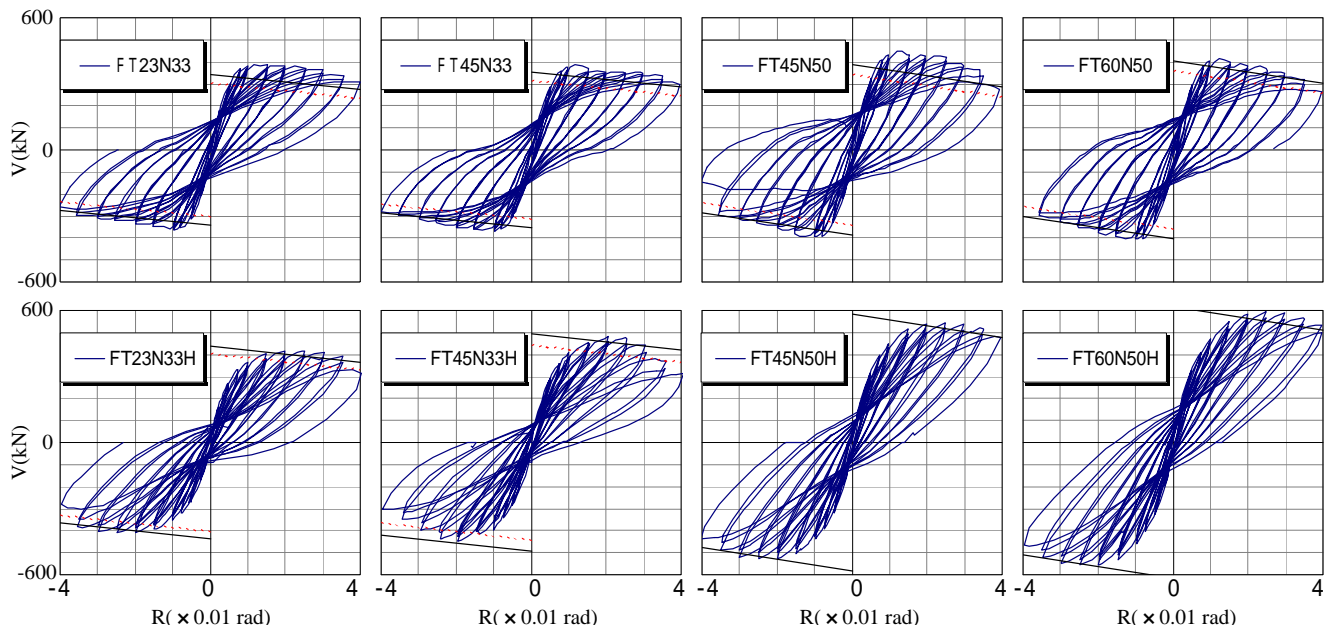


図 - 5 水平力-層間変形角関係

いこと、また降伏時のひずみレベルが大きくなるのが主因である。以上の考察は、高強度鉄筋を用いれば、骨組みの耐力向上や主筋比を小さくすることが容易に可能であることを示唆する。

次に、メカニズムラインに着目すると、いずれの試験体も耐力を適切に評価できている。また、終局耐力後も、 $R=0.03\text{rad}$  の大変形まで P- 効果以上の耐力低下が見られず、安定した履歴性状を有することがわかる。

なお、FT45N33H の試験体では、層間変形角  $R=0.03\text{rad}$  に達した後、P- 効果以上の耐力低下を生じているが、これは梁上端部にブリージングによる施工不良があり、ここに割裂破壊が生じたことが原因である。

#### 4.2 部材の軸方向変形

図 - 6 に梁の軸方向伸びを示す。梁の軸伸びは、柱梁接合部の変位を測定する水平変位系の変位の差より得られる。図よりわかるように、梁の軸伸びは変形が進むごとに進行する。層間変形角  $R=0.005\text{rad}$  までは、主筋降伏点応力の差はほとんど見られないが、変形が進むに従いその差は顕著になり、 $R=0.035\text{rad}$  では主筋降伏点応力の高い試験体の梁の軸伸びは  $3\text{mm} \sim 5\text{mm}$  程度に対して、普通強度の鉄筋を用いた試験体の梁の軸伸びは  $7\text{mm} \sim 9\text{mm}$  程度と、半分程度に抑えられる。これは、主筋の降伏点応力が大きいほど大変形まで塑性化しないためと考えられる。梁の軸伸びは、コンクリートのひび割れが広がる主因の一つであることを考えれば、高強度鉄筋の使用は、梁の損傷抑制効果があるといえる。

なお、本実験では加力方法の性質上、骨組みの水平力の半分程度が梁に軸力として入る。梁に入る軸力が大きければ中立軸位置が深くなり、結果軸ひずみが抑えられると考えられるが、特に骨組みの水平耐力に差のある FT45N50H と FT45N50、および FT60N50H と FT60N50

の間の梁の軸伸びの差においては、前述した理由に加えて、梁に入った軸力の差も影響したと考えられる。

次に柱の軸方向ひずみを図 - 7 に示す。柱の軸方向ひずみは、鉛直変位計により測定された左右柱の軸変形の平均値を、柱高さで除した値とした。柱の軸方向変形は、鋼管の幅厚比に影響するが、主筋の降伏点応力の差は顕著でない。これは、本実験のように比較的軸力の高い柱の軸方向変形はコンクリートの軸ひずみの影響が支配的になるからであると考えられる。いずれの試験体も、高軸力下でありながら層間変形角  $R=0.035\text{rad}$  に達するまでは急激な軸ひずみの進行なく、その後も安定して軸力を保持した。なお、鋼管の幅厚比が小さいほど軸ひずみは抑えられる傾向にあった。これは柱が鋼管により強

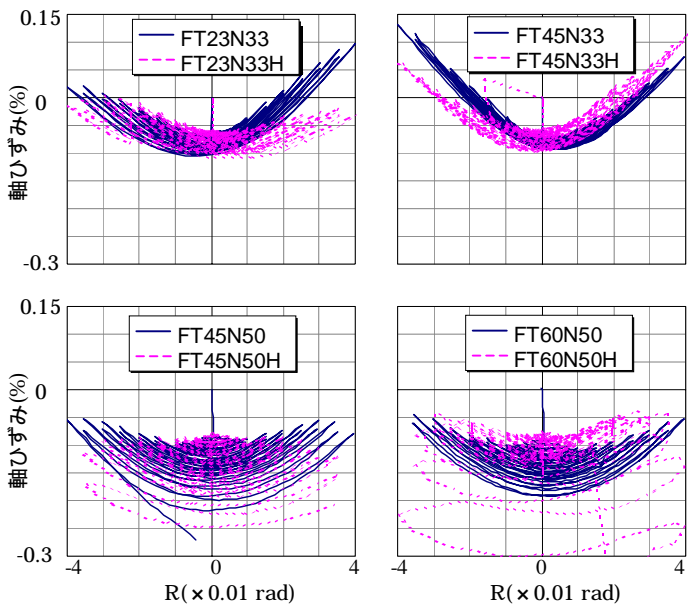


図 - 7 骨組み軸方向変形

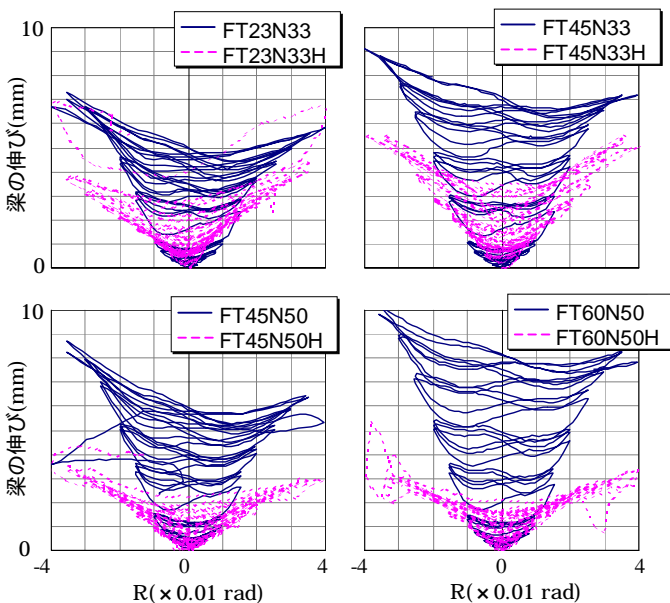


図 - 6 梁軸伸び

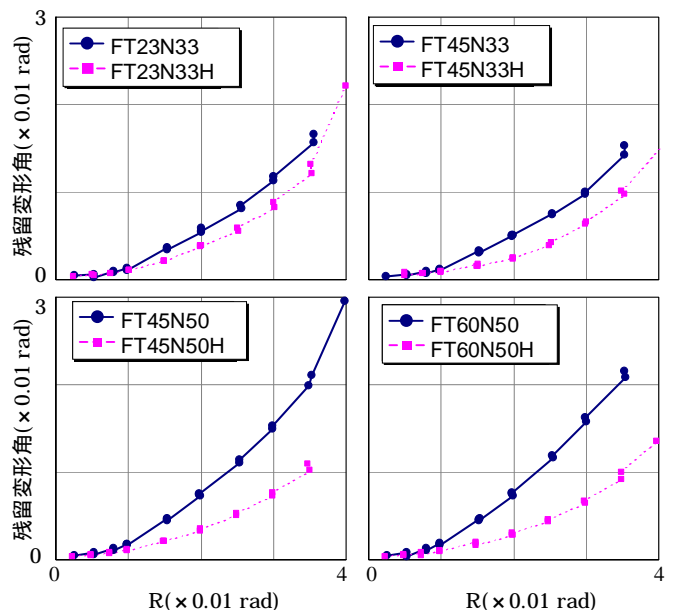


図 - 8 骨組み残留変形角

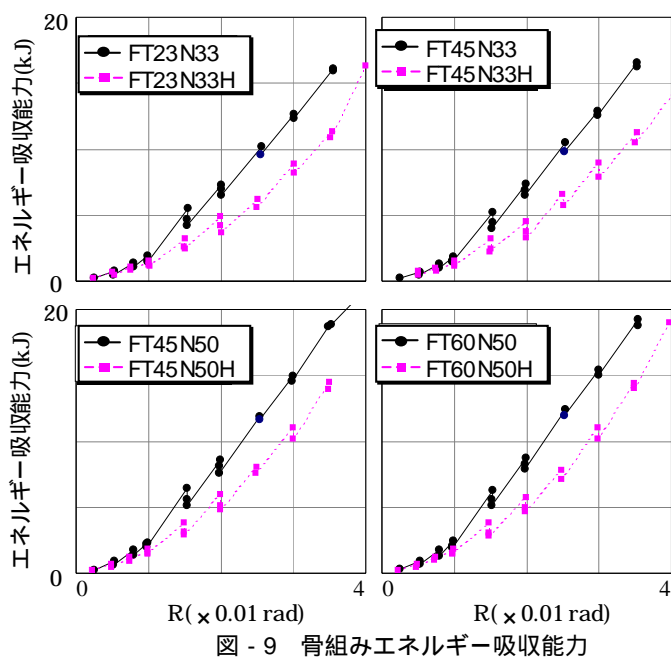


図 - 9 骨組みエネルギー吸収能力

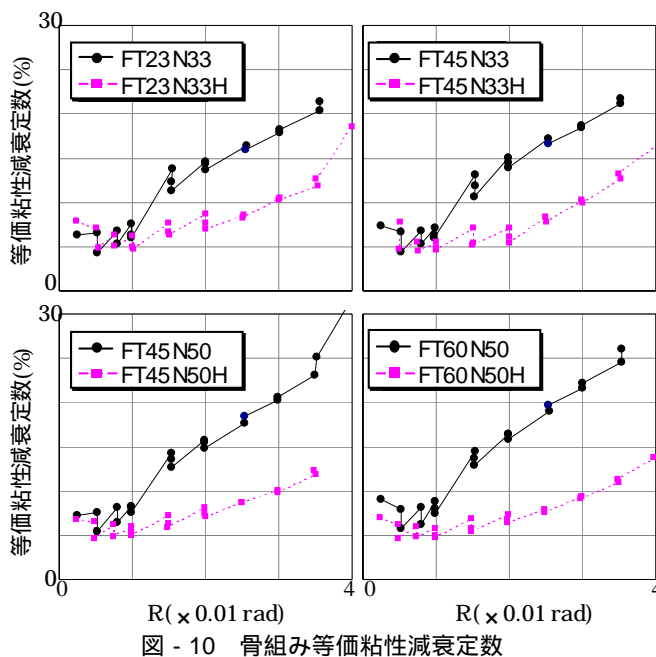


図 - 10 骨組み等価粘性減衰定数

力に横拘束されているためである。

#### 4.3 残留変形角

図 - 8 に残留変形角を示す。残留変形角は、主筋の降伏点応力が高いほど小さく抑えられ、特に高強度鉄筋を用いた場合、 $R=0.02\text{rad}$  の残留変形角は  $0.0028\text{rad} \sim 0.0038\text{rad}$  と非常に小さい。これは、高強度鉄筋を用いれば、特別な工夫をしなくても地震後の損傷に強い構造体とすることができることを示唆している。

#### 4.4 エネルギー吸収能力と等価粘性減衰定数

図 - 9 に骨組みのエネルギー吸収能力を示す。まずエネルギー吸収能力の値を主筋の降伏点応力に関して比較すると、主筋の降伏点応力が高いほど同一変形角では小さな値を示した。すなわち、主筋の降伏点応力が高いほど、エネルギー吸収能力に不利であると解釈できる。

次に履歴によるエネルギーより計算した等価粘性減衰定数を図 - 10 に示す。等価粘性減衰定数は、高強度鉄筋を用いた場合は、 $R=0.02\text{rad}$  までおおよそ  $4.8 \sim 8.7\%$  の範囲でおおよそ一定の値を示す。高強度鉄筋を用いた試験体では、残留変形が非常に小さいことも併せて鑑みれば、高強度鉄筋を用いた骨組みは強い弾性性状を有するといえる。

#### 5. まとめ

$FC=80\text{N/mm}^2$  級の高強度 RC 骨組みにおいて主筋の降伏点応力が、その水平力 - 層間変形角関係、梁の軸伸び、エネルギー吸収能力および残留変形に及ぼす影響を比較検討した。この結果、高強度鉄筋を利用することで、骨組みの水平耐力の向上と、梁部材の軸方向変形の抑制による損傷抑制効果が観察された。一方、エネルギー吸収能力は普通鉄筋を用いる場合よりも劣ることが明ら

かになった。

また、本試験体は鋼管横拘束法により柱は強く横拘束されているため、いずれの試験体も実験終了時の層間変形角  $R=0.035\text{rad}$  まで高軸力下でも安定した軸方向支持性能を発揮し、高い靱性を有することを示した。

これらの結果は、高い降伏点応力の主筋を用いれば、損傷抑制能力に優れる長寿命構造物の設計が容易に実現出来ること、また、柱を強力に横拘束して脆性的性状を示す高強度 RC 柱の靱性を大幅に改善することで、高い降伏点強度の主筋を用いる際に不足するエネルギー吸収能力を、ダンパー等を合理的に併用できる架構とすることが可能であることを示唆している。

#### 参考文献

- 1) 国土開発技術研究センター：平成 4 年度 NewRC 研究開発概要報告書，平成 5 年 3 月
- 2) 福原武史ほか：鋼管拘束柱を有する高強度 RC 骨組みの耐震挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集,pp511-516, Vol.26, No.2, 2004
- 3) 松尾英典ほか：拘束高強度 RC 柱の繰返し曲げせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集,pp775-780, Vol.26, No.2, 2004
- 4) 安田健太郎：鋼管横補強 RC 柱の設計法に関する研究，九州大学修士論文，1998
- 5) 荒川卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力とせん断補強について 実験結果による再検討，コンクリート・ジャーナル, pp.11-20, Vol.8, No.7, 1970
- 6) 孫玉平ほか：明瞭な降伏棚を持たない高強度鉄筋の応力 ひずみ関係の定式化と応用，コンクリート工学年次論文集,pp769-774, Vol.26, No.2, 2004