

高耐力短スパン RC 梁に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON HIGH-STRENGTH SHORT-SPAN BEAM

島崎 和司*, 熊谷 仁志**, 北村 佳久***

Kazushi SHIMAZAKI, Hitoshi KUMAGAI and Yoshihisa KITAMURA

This paper describes an experimental study on high-strength short-span beams. The beams are constructed at the central core tube in a reinforced concrete high-rise building and expected to resist considerable part of seismic force by its high strength and ductility. Six specimens were fabricated with reinforced concrete and steel tube to satisfy the design demands. These were tested under seismic loading conditions. The beams with X shaped reinforcement showed good performance as expected. The beams with steel tube confinement showed much better performance. The load-deformation relationship can be estimated considering with flexure deformation, shear deformation, additional rotation by pull out of main bar at fixed end, and strain shift of main bar by bond degradation.

Keywords: Reinforced concrete, Tube structure, Short span beams, Steel tube confine

鉄筋コンクリート構造、チューブ構造、短スパン梁、鋼管拘束

1. はじめに

超高層鉄筋コンクリート造は、その適度の剛性と耐震安全性により居住性に優れた構造形式として、特に住宅に多く用いられている。それらの多くは、構造性能の明確さのため、純ラーメン構造が用いられてきた¹⁾。近年、使用性能の向上や中小地震時の居住性改善、大地震時の安全性の向上を目指して、コア耐震壁の利用や制振構造の導入が行われるようになってきた^{2)~7)}。また、大地震後でも再び建物が使用できるという観点より、構造部材も修復が不可能とならないような損傷形態をとるような方策が考えられるようになってきた⁸⁾⁹⁾。

そのような中、住宅の構法として、居住部分に柱がない自由度の高い空間への要望が高まっている。平面グリッド上に柱を設けるラーメン構造に比べ、図1に示したようなコア部分や外周部分に柱梁フレームを集約して設けるチューブ構造はこれに適した構工法の一つである。さらに、開放的な室内空間や眺望を実現するために、梁せいはできるだけ低く抑える必要があり、そのために鉄筋の高強度化や、鉄筋比の増大により従来と同等の耐力を確保している。この場合、これまでの梁と復元力特性や変形性能が異なると考えられ、それらの設計のための資料が必要となる。

本研究は、梁主筋に高強度鉄筋 USD685 を用いるなどして高耐力化し、かつ X 形配筋や鋼管による横拘束によって変形性能を向上させた短スパン RC 梁に対する実験的研究を行い、その結果から耐荷機構と荷重-変形関係を評価して、部材の復元力特性を決定するための基礎資料としたものである。

2. 試験体および実験方法

試験体は表1、図2に示す7体で、梁幅320mm、せい320mm、内のりスパン L=800mm (せん断スパン比1.25) であり、実際の約40%の縮小モデルである。実験パラメータは、表1に示したように、主筋強度 (USD685 または SD390)、X 形配筋と付着の有無、鋼管による横拘束の有無である。梁に鋼管巻きによる拘束を施した場合、柱や柱梁接合部にも鋼管巻きによる拘束を施すことを想定している。この場合、梁端面は、接合部拘束鋼管が境界面となり、梁主筋はこの鋼管を貫通して連続させるが、コンクリートが連続しないことになる。梁のコンクリート打設は、梁拘束鋼管の上面に開けた打設孔より行うことになる。そこで梁の両端面に鋼板がある場合の影響、さらにその鋼板にコッター (10mm 角の鋼棒 2 段を接合部拘束鋼管に

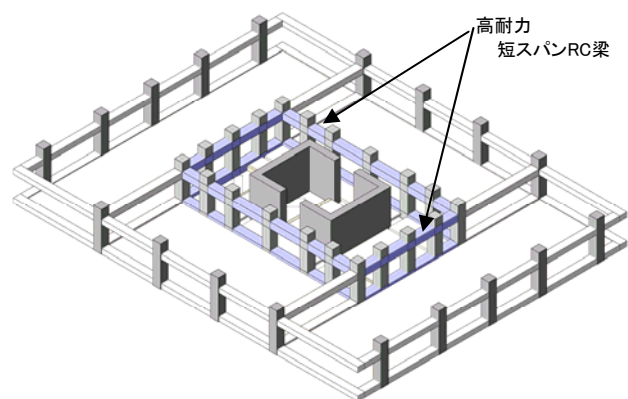


図1 高耐力短スパン梁を有するチューブ構造

* 神奈川大学 工学部建築学科 助教授・博士 (工学)

** 清水建設 (株) 技術研究所 主任研究員

***清水建設 (株) 設計本部 グループ長

Associate professor, Kanagawa University, Dr. Eng.
Senior Research Engineer, Institute of Technology, Shimizu Corporation
Manager, Design Division, Shimizu Corporation

表1 試験体一覧

記号	b×D(d) (mm)	コンクリート強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	主筋 (上・下端筋) [X筋(全体)]	X筋の 付着	P _r (%)	横補強筋	P _w (%)	鋼管拘束	端面
P70N	320×320 (260)	64.5	34	(8-D16:USD685)	-	1.91	4-U6@100	0.38	無し	一体打設
X70N		61.3	33	(4-D16:USD685)	ボンド		2-U6@50			
X70D		60.4	30	[8-D16:USD685]	デボンド					
C70S		55.3	33	(8-D16:USD685)						
C40SC		55.3	33	(12-D16:SD390)	-	2.87	4-U6@100	PL3.2	鋼板	
C40S		57.2	35						コッター付	
C40N		55.7	30						鋼板	
									一体打設	

記号 P:平行配筋, X:X形配筋, C:鋼管拘束, 70:主筋USD685, 40:主筋SD390
N:一体打設, S:端面鋼板, SC:端面鋼板コッター付, D:X型筋をデボンド

表2 鋼材の力学的性質

鉄筋	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	伸率 %
D16(SD390)	446	643	18.2
D16(USD685)	757	938	12.6
U6(SBPD1275)	1298	1336	7.0
PL-3.2(SS400)	295	365	40.3

U6の降伏強度は0.2%オフセット

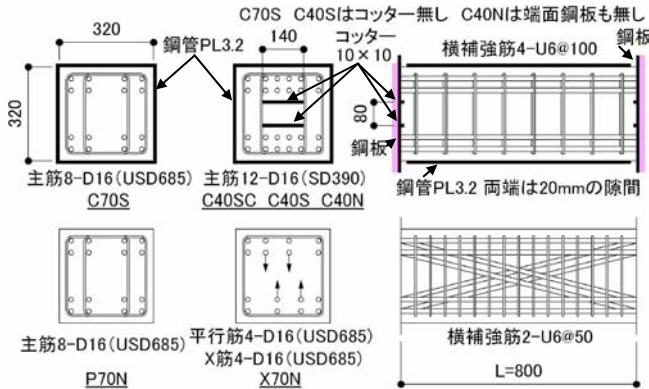


図2 試験体の形状および配筋

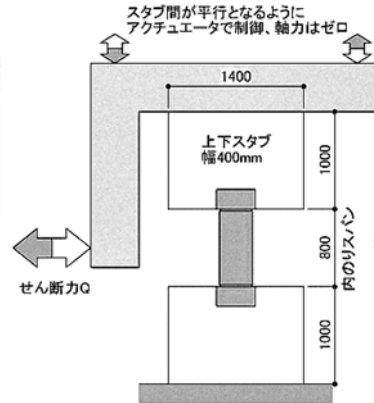


図3 加力方法

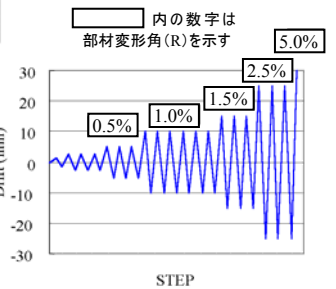


図4 加力サイクル

溶接)がある場合の影響についても検討した。表2に使用した鋼材の力学的性質を示す。

主筋にUSD685を用いた場合は上・下端筋とも8-D16、SD390を用いた場合は12-D16とし、曲げ耐力が同等となるようにしている。主筋は、幅400mmのスタブ内に梁端から800mmの位置の定着プレートに溶接して定着させた。横補強筋は横筋比 $p_w=0.38\%$ とし、4-U6@100とした。X型配筋試験体では中子筋が配筋できないため2-U6@50として横筋比を合わせた。

梁拘束鋼管には厚さ3.2mmの鋼板(SS400)を内のが320mm角になるようにコ字型に曲げ加工し、梁上下面中央で溶接したものを用いた。接合部の拘束鋼管を模擬した鋼板は、長さ400mmで内のが400mm×200mmになるようにコ字型に曲げ加工し、スタブ側面に埋め込んだ片面8本のM24-150インサートにボルトで固定した。

コンクリートの設計基準強度は48N/mm²(目標調合強度60N/mm²)とし、通常の梁と同じ上方向から打設した。両端に接合部鋼管に相当する鋼板のある試験体では、直径100mmの打設孔を鋼管の梁上面のみ3箇所設けている。端面に鋼板のない試験体C40Nではスタブ側からコンクリートを打込み、鋼管の梁上面に直径50mmの空気抜き用の孔を3箇所設けた。

試験体を90度回転し、図3に示すように新建研式加力方法を用いて載荷した。加力サイクルは、図4に示したように、上下スタブ間の相対水平変位 δ を内のりスパンLで除した値を部材変形角 $R=\delta/L$ とすると、 $R=0.14\%$ (1/700)で1回、 0.25% (1/400)で3回、 0.5% (1/200)で3回、 1.0% (1/100)で6回、 1.5% (1/67)で3回、 2.5% (1/40)で3回の正負交番繰返し載荷を行った後、正側に $R=5.0\%$ (1/20)まで載荷して実験を終了した。なお、X70D試験体は1.5%

(1/67)加力時に加力トラブルが生じ、1.5%(1/67)の繰返し載荷は行っていない。

3. 実験結果

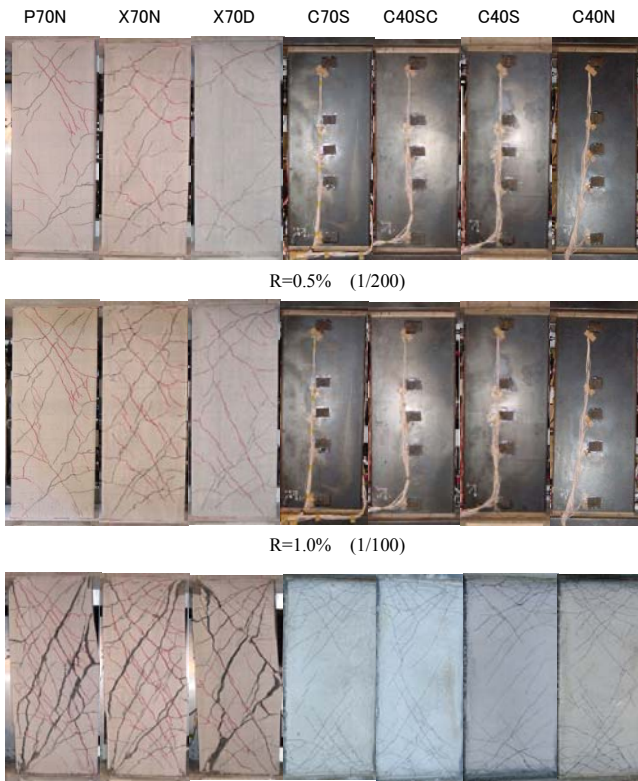
3.1 実験経過

図5に $R=0.5\%$ 、 1.0% 時及び最終の状況を示す。鋼管を巻いた試験体の最終状況は実験終了後に鋼管を剥がした状況である。P70NおよびX70Nでは $R=0.14\%$ サイクルで曲げひび割れが発生し、 $R=0.25\%$ サイクルでせん断ひび割れが発生した。P70Nでは $R=2\%$ 付近で1段目主筋が降伏ひずみに達したものの、その後主筋のひずみは増加せず、せん断破壊が発生した。 $R=5\%$ に向かう途中で横補強筋が降伏し、耐力が著しく低下した。X70Nでは $R=2\%$ 付近で主筋およびX筋が降伏し耐力が頭打ちとなった。X型鉄筋をデボンドとしたX70Dでは、 $R=1/200, 1/100$ でのクラック本数が少なく、損傷低減効果が認められる。

鋼管拘束のある試験体では、 $R=0.14\%$ サイクルで曲げひび割れが発生した。その後は鋼管があるため途中経過の観察はできなかったが、 $R=2.5\%$ サイクルで、端部鋼管にはらみ出しが見られた。鋼管を剥がした状況でのひび割れパターンはP70NおよびX70Nと同様であった。ただし、P70NおよびX70Nと比較してひび割れ幅や損傷は非常に小さい。また内部で独立したひび割れは少なく、 $R=5\%$ を経験したあとでも、補修は端部のみでよく、鋼管に拘束されている部分については継続して使用可能と思われる。

3.2 荷重—変形関係

図6に各試験体のせん断力と部材変形角の関係を、表3に最大耐力の実験値と計算値の一覧を示す。X70D試験体では、 $R=2.5\%$ の加力は負側が最初となるので、 $R=1\sim 2.5\%$ 間に、負側の値を破線で正側



R=0.5% (1/200)

R=1.0% (1/100)

最終状況

図5 損傷状況

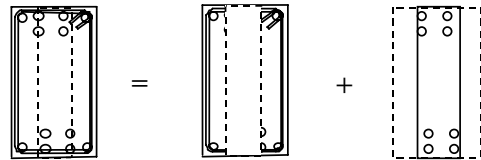
に示した。図中には表3の曲げ耐力計算値(実線)ならびにせん断耐力計算値(点線)を併せて示している。ここで、平行配筋梁の曲げ耐力は次に示す略算式によった。

$$M_y = 0.9a_s\sigma_y d \quad (1)$$

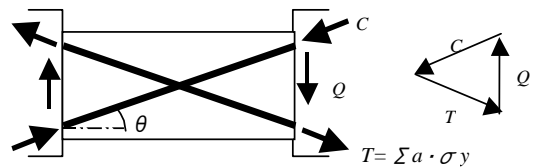
ここで、 a_s は平行筋の鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋の実降伏強度、 d は梁の有効せいである。逆対称曲げ加力であるので、(1)式で求めたモーメントを2倍して、内法スパンで除してせん断力とした。X型配筋梁は、図7に示したように、梁を平行配筋のRC梁部分と、X型配筋を

表3 実験結果一覧

記号	実験値		計算値	
	最大耐力 kN	曲げ耐力 kN	せん断耐力(kN)	
			(1)	(2)
P70N	580	704	504	-
X70N	658	700	643	445
X70D	629	700	642	445
C70S	727	705	881	-
C40SC	688	623	881	-
C40S	693	623	890	-
C40N	696	623	883	-



(a) 平行配筋部とブレース部



(b) ブレース部のせん断耐力

図7 耐力算定のイメージ

ブレースとみなした部分とに分け、それぞれを別々に算定して加え合わせた計算値を示した⁸⁾。圧縮側ブレースについては、コンクリートも寄与するため、X型筋の負担する力は少なくなるが、引張り側主筋との釣合により、コンクリートと鉄筋の負担分を合わせたものが圧縮筋の降伏耐力と等しいと考えた。

せん断耐力(1)は、建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁰⁾の非ヒンジ部材の算定式による結果を示している。ここで、鋼管拘束梁のせん断補強筋量としては、せん断補強筋の $p_w\sigma_y$ と、鋼管ウェブ部断面積による $p_w\sigma_y$ とを累加して算定した。X型配筋梁においては、梁幅を図7の平行配筋梁部分のみとし、中央部はXブレース断面とした。ただし、トラス機構の有効係数 λ を

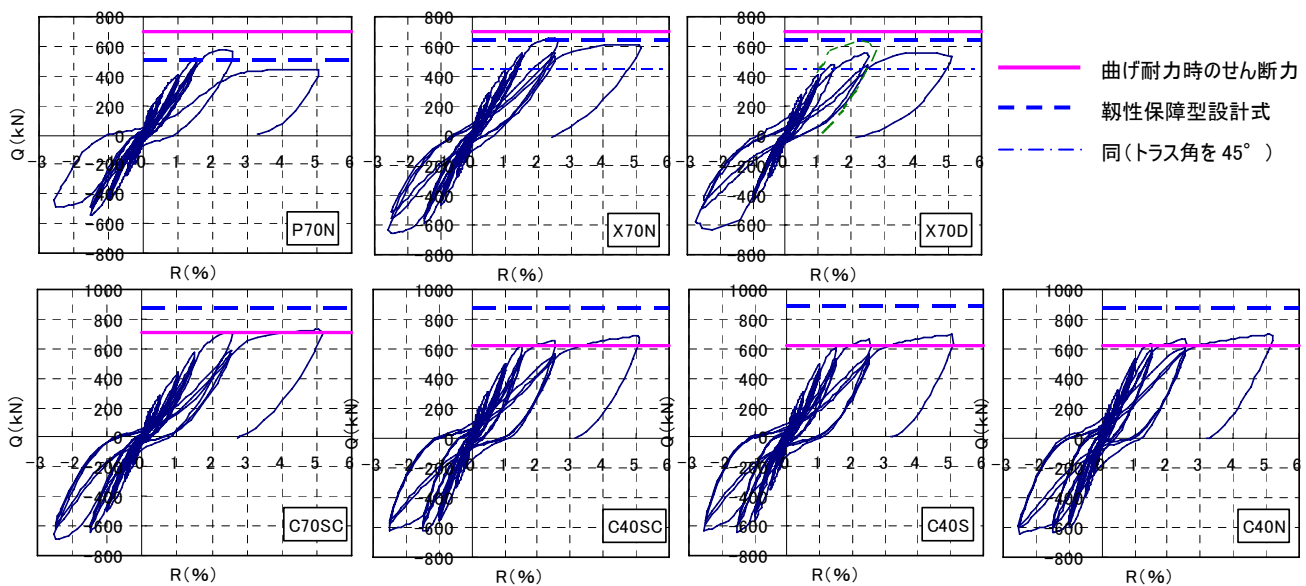


図6 せん断力と部材変形核の関係

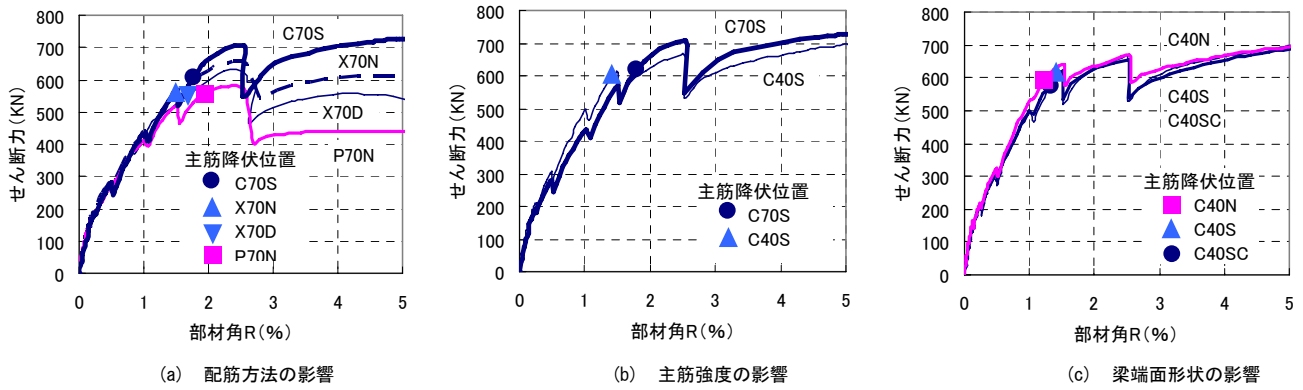


図8 せん断力と部材変形角の関係

求める時のみ、あばら筋の幅を用いている。鋼管拘束梁の有効幅は、鋼管で拘束されている全幅とした。X型配筋梁に対するせん断耐力(2)は(1)に対して、平行配筋部分のトラス機構の角度を45°として算定したものである。X型配筋梁は、(1)と同様に扱った。

通常配筋の試験体 P70N は、せん断耐力計算値が曲げ耐力計算値を下回っているが、実験結果でも最大耐力が曲げ耐力計算値に達することなくせん断破壊した。鋼管拘束を施した4体は、いずれも最大耐力が曲げ耐力計算値を上回っており、R=5%まで耐力低下が生じておらず、鋼管の拘束効果によって優れた変形性能を発揮することが確認された。

主筋の半分を X 形配筋とした試験体は、R=1.5%の繰返しまでは、繰返し時の耐力低下もなく、安定した挙動を示した。最大耐力はほぼ曲げ耐力計算値に達し、靱性保証型耐震設計指針の非ヒンジ部材せん断耐力となっている。X 形筋をボンドとした X70N では R=5%での耐力低下はわずかであった。鋼管拘束を施した試験体と比べると耐力、変形性能は若干劣っていた。デボンドとした X70D では、R=5%でやや耐力の低下が見られる。図5の最終状況に見られるように、デボンド試験体では、端部の45°せん断クラックが目立っており、トラス機構の角度を45°とした耐力で安全側に評価できている。

4. 実験結果の検討

4.1 荷重変形関係

図8はせん断力-部材変形角関係の正側サイクルの包絡線について、実験パラメータごとに比較したものである。X70D 試験体の R=2.5%のサイクルは、負側の値を示している。図中には主筋が最初に降伏した時点を記号で示している。

図8(a)は、高強度鉄筋を用いた配筋方法の影響について試験体 P70N、X70N、X70D、C70Sを比較したものである。R=1.0%までは、全ての試験体でほぼ同一の曲線となっており、R=1.5%で通常配筋の P70Nの耐力が低くなっている。それ以降は、P70Nよりも、X形配筋を施したX70N、X70Dのほうが耐力・変形性能が向上しており、鋼管拘束を施したC70Sは、 $p_v \sigma_s$ が約1.8倍になっていることもあり、耐力・変形性能ともに最も優れている。

図8(b)は、鋼管拘束した試験体について、主筋強度の影響について比較したものである。主筋に USD685 を用いた C70S では R=1.5~2%で主筋が降伏しているのに対し、SD390 を用いた C40S では R=1%程度で主筋が降伏しており、主筋強度が高くなると降伏変形

も大きくなることが確認された。試験体の曲げ耐力が同等となるように計画しているため、結果として主筋が降伏しない範囲では USD685 を用いた C70S のほうが剛性が低くなっている。

図8(c)は、主筋に SD390 を用い、鋼管拘束した試験体について、梁端面形状の影響（柱の鋼管拘束の有無、コッターの有無）について、試験体 C40SC、C40S、C40N を比較したものである。いずれもほぼ同一の曲線となっており、梁端面を鋼板とすることの影響は荷重変形関係には表れていない。

4.2 等価粘性減衰定数

図9は各サイクルの正サイクルの等価粘性減衰定数の推移を示したものである。R=1%までは、各試験体に顕著な差は見られなかった。主筋強度の影響については、主筋に SD390 を用いた試験体では主筋が早く降伏するため、R=1.5~2.5%の範囲では USD685 を用いた試験体に比べ等価粘性減衰定数が大きくなっている。梁端面形状の影響では、端面に接合部拘束の鋼板のある C40SC、C40S に比べ、鋼板のない C40N が、最初に主筋の降伏する R=1.5%では大きな値となっているが、R=2.5%では差がほとんど見られない。

4.3 鋼管のひずみ

図10は試験体 C70S、C40S、C40N の R=+5.0%における鋼管および横補強筋のひずみ分布である。鋼管のひずみについては主ひずみを示している。

上下面のひずみについては、各試験体とも端部に 20mm の隙間を設けているため材軸方向のひずみはほとんど発生しておらず、材軸直交方向の引張主ひずみが特に曲げ圧縮部で大きくなっている。

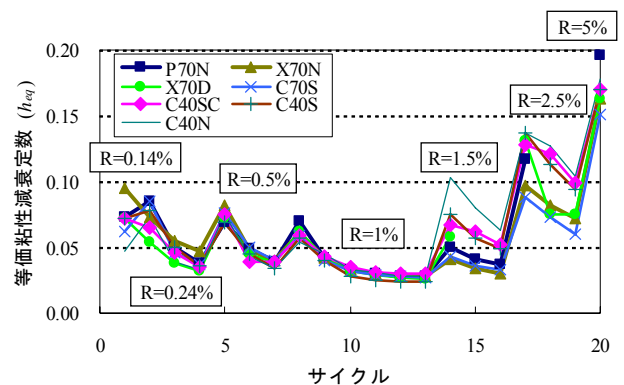


図9 等価粘性減衰定数の推移

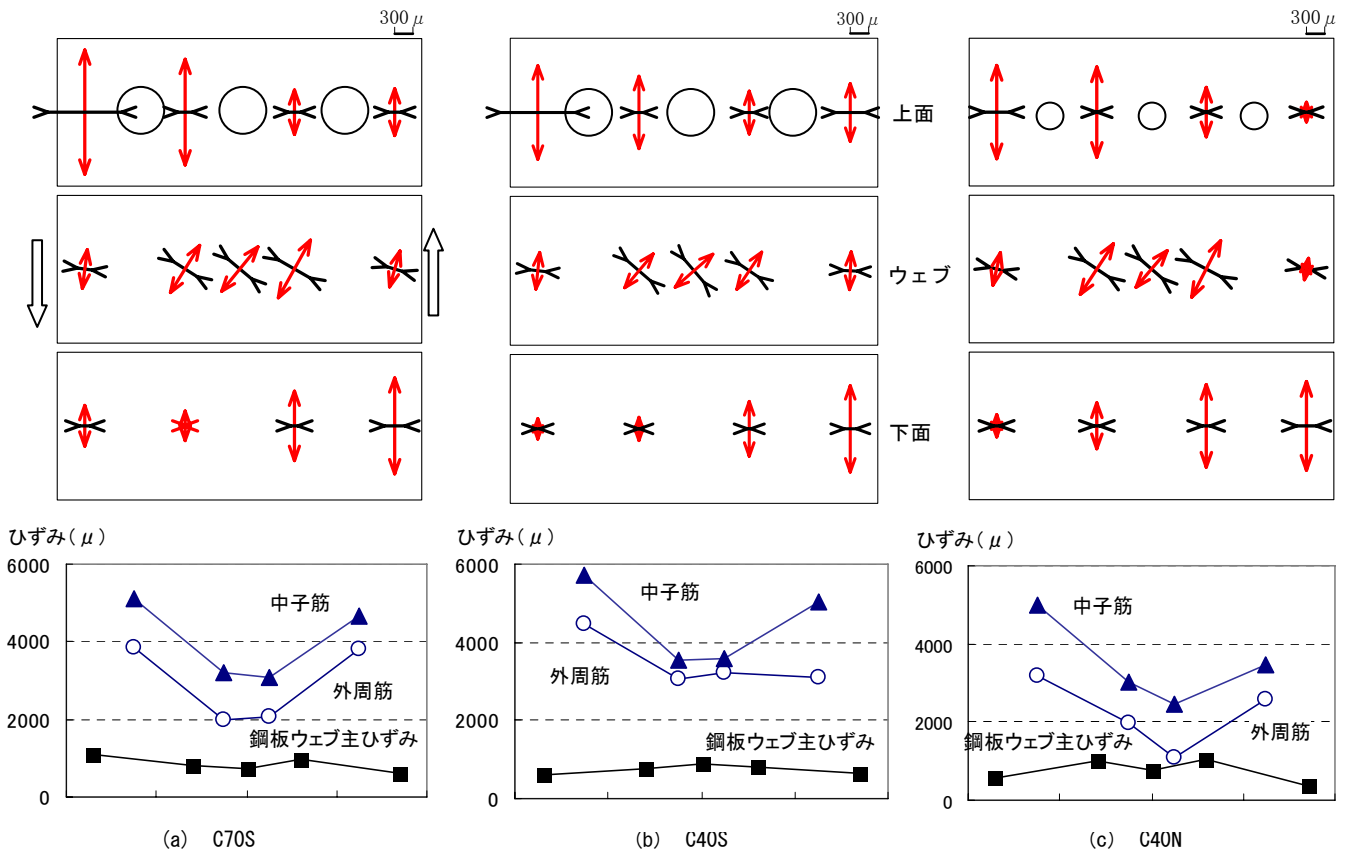


図 10 鋼管補強試験体の R=5%における鋼管と横補強筋のひずみ

C70S では打設孔のある上面は断面欠損の影響により、下面に比べてひずみが約 1.5 倍になっており、R=+5.0%ではほぼ降伏ひずみに達している。梁端面に鋼板のない C40N は、上面の孔が空気抜き用で小さく、C70S、C40S に比べ、上下面の歪の差が少ない。

ウェブ面のひずみは、主ひずみがおおよそ 45°方向になっており、せん断力に抵抗しているものと考えられる。横補強筋の中子筋のひずみが材軸中央部で約 3000μ、外周筋が約 2000μであるのに対して、鋼管は約 1000μであり、断面の外側ほどひずみが小さくなっていることがわかる。端部では、その差はさらに大きい。

4.4 復元力特性

ここでは、部材の荷重-変形関係をトリリニアの復元力特性として設定するために、得られた実験の包絡線を略算式¹¹⁾、精算式¹²⁾の値と比較する。

平行配筋梁の降伏耐力は(1)式に、曲げクラック耐力は(2)式によった。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z_e \quad (\text{units: N, mm}) \quad (2)$$

ここで、 σ_B はコンクリート強度(N/mm²)、 Z_e は鉄筋を考慮した有効断面係数である。X型配筋梁は、図 7(a)に示したように、梁を平行配筋のRC梁部分と、X型配筋をブレースとみなした部分とに分け、それぞれを別々に算定して加え合わせた計算値を示した。平行配筋梁のせん断耐力算定は、3.2によった。

剛性低下率 α_y は、略算式と精算式で算定した。略算式としては、平行配筋部分については菅野短柱式¹¹⁾である (3)式を用いた。

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D)(d/D)^2 \quad (3)$$

ここで、 D は梁せい、 d は梁有効せい、 a はせん断スパン長さで

ある ($a = M/Q$)。

X型筋は実降伏強度まで線形で、降伏後は降伏強度を維持するバイリニアと仮定した。ブレース置換したX型筋の梁部材としての降伏変形は、ブレースの軸伸びによる水平変形分となる。X型配筋梁の復元力特性は、平行配筋梁の復元力特性とX型ブレースの復元力特性の和とした。

精算式は、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」の梁部材の性能評価法¹²⁾の式を用い、降伏点変形を弾性曲げ変形+せん断変形(ヒンジ部+弾性部)+主筋抜け出しによる変形+歪シフトによる変形として算定した(以下、耐震性能評価指針式と表記する)。このとき以下の仮定を設けた。

- 1) ヒンジ部のせん断変形算定用のヒンジ長は梁せいとする。
- 2) 鋼管拘束梁のヒンジ領域でのせん断補強筋としての効果は、図 10に示すように、鋼管のウェブ部のヒンジ領域のひずみがせん断補強筋の約 1/4 となっており、有効 p_w を 1/4 とした。
- 3) 主筋抜け出しによる回転角算定時の主筋定着長さは、定着プレートまでの距離である 800mm とした。
- 4) X型配筋の引張鉄筋にも、平行配筋の主筋の定着部からの抜け出し量と同量の抜け出し量を両端に考慮した。

図 11 に、実験値と算定値の比較を示す。普通鉄筋を用いた C40SC においては、略算式である菅野式でおおむね実験値を評価できている。せん断破壊した P70N においても、せん断耐力まではおおむね評価できている。高強度鉄筋を用いた試験体では、X型配筋のものも、鋼管拘束を施したものも実験値のほうが降伏点変形が大きく、

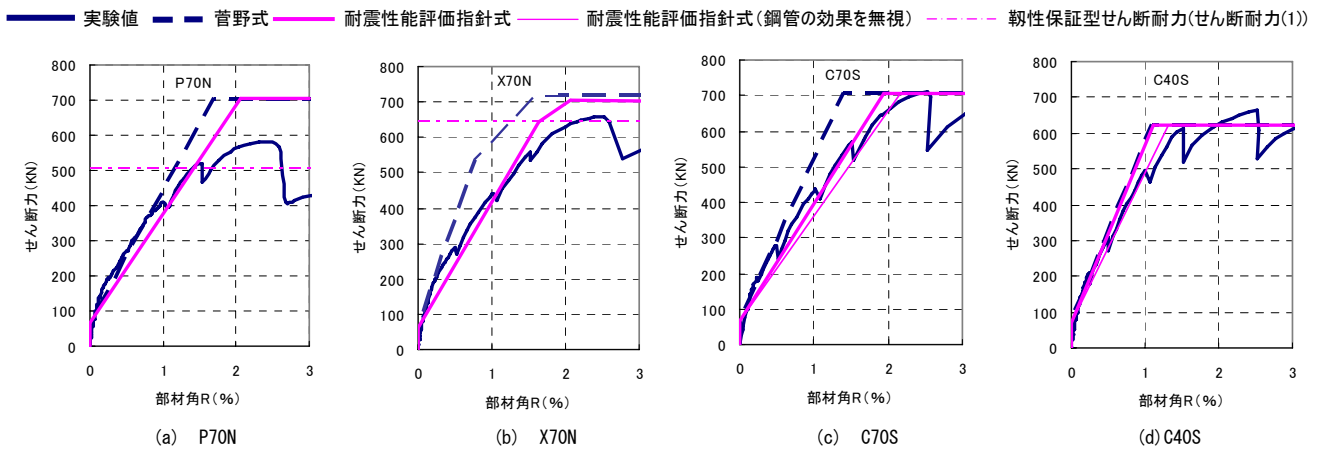


図 11 各試験体の復元力特性

略算式では評価できない。精算式である耐震性能評価指針式では、普通強度、高強度の違い、X型筋、鋼管拘束の有無にかかわらず実験値を評価できている。鋼管拘束試験体では、ヒンジ部のせん断変形算定に当たって、鋼管の効果を無視した線も示したが、実験結果との対応が良い。図 10 に示したように、せん断補強筋と鋼管のひずみ分布は中央にあるものほどその効果が大きいので、精算による変形の降伏算定時には、最もひずみの大きくなるせん断補強筋のみを有効としたほうが、実験値と対応するようである。

5. まとめ

本研究では、梁主筋に高強度鉄筋 USD685 を用いるなどして高耐力化し、かつ鋼管による横拘束などによって変形性能を向上させた短スパン RC 梁に関する実験的研究を行った。その結果を以下に要約する。

- 1) 鋼管で横拘束を行うことにより、高耐力短スパン RC 梁の変形性能が向上し、 $R=5\%$ の変形でも耐力低下がなく、さらに損傷を軽微にとどめることができる。
- 2) 高耐力化のために主筋に高強度鉄筋 USD685 を用いた場合、普通強度鉄筋を用いた場合よりも降伏変形が大きくなり（本実験では $R=1.5\sim 2\%$ ）、エネルギー吸収能力も減少するので、これに配慮した設計が必要である。
- 3) 柱や柱梁接合部にも鋼管拘束を施すことを想定し、梁端面を鋼板としても、耐力・変形性能に及ぼす影響は見られなかった。
- 4) X型配筋梁のデボンド試験体とボンド試験体では、荷重変形関係に大きな違いは見られないが、 $R=2\%$ 以上の靱性確保の面からは、横補強筋の設計において注意が必要である。
- 5) 高耐力短スパン梁の復元力特性は、略算式では整合性が悪く、降伏点変形を弾性曲げ変形+せん断変形(ヒンジ部+弾性部)+主筋抜け出しによる変形+歪シフトによる変形とし、それぞれを適切に評価することで算定できる。

謝辞

本研究の実施に当たり、文部科学省学術フロンティア・横浜市産官学共同研究総合プロジェクト「地震・台風災害の制御・低減に関する研究 (TEDCOM)」(研究代表者：大熊武司)の成果を利用しました。また、実験の実施とデータ整理に、神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の網島、箭内君の協力を得ました。ここに関係者及び卒論生の諸君に感謝します。

参考文献

- 1) 園部 泰寿、高層鉄筋コンクリート造の現状、コンクリート工学、Vol.29、No.5、P15-26、1991年5月
- 2) 中島 秀雄他、RC コアウォールの実用化に関する研究(その1~4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月
- 3) 熊谷 仁志他、RC コアウォールを用いた高層事務所ビル $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ の高強度コンクリートの施工、コンクリート工学、Vol.32、No.6、1994年6月
- 4) 寺田 岳彦他、鉄筋コンクリート造建物用の履歴型制振架構の開発(その1、2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、p.943、1998年9月
- 5) 熊谷 仁志他、鉄骨梁および鋼材ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.1、1999年
- 6) 安田 聡他、極低降伏点鋼を用いた RC 構造用間柱型制振部材の開発、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.22537、2001年9月
- 7) 中島 秀雄他、鋼梁ダンパーで連結された連層耐震壁架構に関する研究(その1~3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、No.22541、1999年9月
- 8) 島崎和司、損傷低減を目的としたエネルギー吸収型 X 型配筋 RC 梁の開発、日本建築学会構造系論文集 No.562 P.83 2002年12月
- 9) 平石久廣、西尾浩平、山田宗徳、斉藤亮平、高木仁之、越路正人、降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験)、日本建築学会構造系論文集 No.580 P.99 2004年6月
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1999
- 11) 菅野俊介、東端泰夫他：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18)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.1323~1324、1974
- 12) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、日本建築学会、p129、2004