

# 論文 高強度材料を使用したX型配筋短スパン梁の曲げせん断性状に関する実験的研究

永井覚\*1・加藤友康\*2・別所佐登志\*3

要旨：チューブ架構RC造高層ビルを対象とし、せん断スパン比1.0のX形配筋短スパン梁の構造性能を把握するために、高強度材料を使用した1/2縮尺試験体4体の曲げせん断実験を行った。実験因子はコンクリート強度、横補強筋量である。実験結果より、横補強筋量を確保することにより、大変形時まで良好な曲げ性状が得られ、曲げ耐力もACIに示される計算値で評価できることを示した。

キーワード：チューブ架構、短スパン梁、X形配筋、高強度材料

## 1. はじめに

チューブ架構によるRC造高層ビルでは、一般的に短スパン梁の必要性が生じる。この場合の問題点は、日本建築学会刊行の終局強度型設計指針<sup>(1)</sup>（以下「指針」と略記）における付着設計法の付着割裂強度を確保することが厳しいことである。筆者等は既に、高強度材料を用いた場合の短スパン梁の性状を把握するため、従来の平行配筋のみを用いたせん断スパン比1.5の短スパン梁の曲げせん断実験を行い、従来設計式を満たした横補強筋量を確保することにより大変形時まで良好な性状を示す部材が得られることを示してきた<sup>(2)</sup>。本研究においては、建築計画上、せん断スパン比がさらに小さい場合も想定されること、また、既往のX形配筋短スパン梁実験では高強度材料を用いた場合が少なく、設計式検討が不十分であること等から、せん断スパン比1.0のX形配筋を併用した短スパン梁の性状把握のため、曲げせん断実験を実施し、検討を行った。

## 2. 実験概要

試験体は、実物の1/2縮尺としたせん断スパン比1.0のX形配筋短スパン梁4体で、既往設計式<sup>(1)(3)</sup>による計算耐力を参考にし、最終的な破壊性状が曲げ降伏後のせん断破壊から曲げ破壊に分布する様に設計した。固定因子はせん断スパン比1.0、梁幅(B)×梁せい(D)が300mm×600mmで、平行主筋はSD490-D19を二段に2本ずつ配し、断面中央に、X形筋として、平行筋と同強度のSD490-D19を二段に2本ずつ配している。横補強筋には、外周筋のみとしSD785-D10を配した。変動因子は、コンクリート強度( $F_c30, F_c60$ )、横補強筋比( $P_w=0.32, 0.63\%$ )である。表-1に各試験体の一覧を、図-1に試験体形状及び配筋を、表-2、3に鉄筋及びコンクリートの材料特性を示す。

表-1 試験体概要

試験体	断面形状 (Bmm×Dmm)	コンクリート強度 (MPa)	横補強筋比 (%)
XB-1	300×600	30	0.63
XB-2			0.32
XB-3		60	0.63
XB-4			0.32

共通因子：平行主筋及びX形主筋：SD490-D19  
 ・横補強筋(溶接閉鎖型)：USD785-D10<sup>(\*)</sup>  
 (\*1)：文献(4)に規定される降伏点また耐力が785MPa以上の高強度鉄筋。詳細は文献(4)

各試験体共に、主筋に関しては同じ配筋であるが、XB-1及びXB-3は横補強筋に2-SD785-

\*1 鹿島建設技術研究所第三研究部研究員、工修(正会員)

\*2 鹿島建設技術研究所第三研究部主管研究員、工修(正会員)

\*3 鹿島建設技術研究所第三研究部専門部長(正会員)

D10 を 7.5cm 間隔に配し、横補強筋比 0.63% である。一方、XB-2 及び XB-4 は、同じ横補強筋を 15cm 間隔に配し、横補強筋比 0.32% である。なお、XB-1 及び XB-2 と XB-3 及び XB-4 はコンクリート強度が Fc30 及び Fc60 と異なる。

荷重は左右加力梁を平行に保持する様に逆対称モーメントを作用させ、正負交番繰り返し荷重とした。荷重履歴を図-2 に示す。

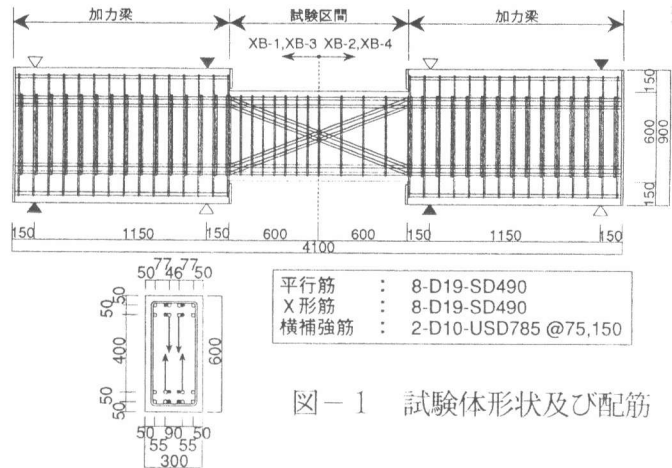


図-1 試験体形状及び配筋

表-2 鉄筋の材料特性

鉄筋種類	降伏応力 $\sigma_y$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)	伸び (%)	ヤング係数 $E_s$ (MPa)
D19-SD490	497	656	18.6	$1.99 \times 10^5$
D10-SD785	903	1067	11.9	$2.22 \times 10^5$

表-3 コンクリートの材料特性

試験体	設計強度 (MPa)	圧縮強度 $\sigma_c$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)	ヤング係数 $E_c$ (MPa)
XB-1	Fc30	32.2	2.74	$2.67 \times 10^4$
XB-2		35.2	2.59	$2.71 \times 10^4$
XB-3	Fc60	62.4	3.88	$3.39 \times 10^4$
XB-4		65.1	3.63	$3.40 \times 10^4$

### 3. 実験結果

#### (1) 実験経過概要

図-3 に各試験体の最終ひび割れ状況を示す。各試験体とも、曲げひび割れ・曲げせん断ひび割れ・せん断ひび割れ・部材の対角方向に伸びる対角線せん断ひび割れが生じ、平行筋及びX形筋が降伏した。その後、横補強筋比の大きいXB-1 及び XB-3 では、部材端部の側面コンクリートが剥落したものの、部材角 1/10rad. まで明確な耐力低下を示さなかった。破壊形式は、危険断面近傍の圧縮側コンクリートの圧壊のみが進展したので、曲げ破壊と判断した。一方、XB-2 は、部材の降伏後に、上端二段筋に沿った付着ひび割れが伸展・拡大するとともに、部材側面の中央部がはらみはじめ、耐力低下を示し、その後、その部分のコンクリートが剥落し、内部のX筋が座屈していることが確認された。破壊形式は曲げ降伏後の付着割裂破壊と判断した。これに対して、XB-4 は部材の降伏後に、梁端部の側面コンクリートが剥落しはじめ、端部コンクリートの圧壊が生じ、耐力低下を示した。その後、部材中央側面コンクリートが膨張・剥落し、X形筋の座屈が確認された。そこで、破壊形式を曲げ降伏後のせん断圧縮破壊と判断した。

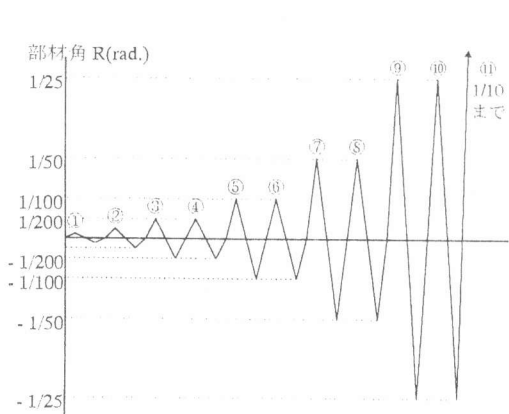


図-2 荷重履歴図

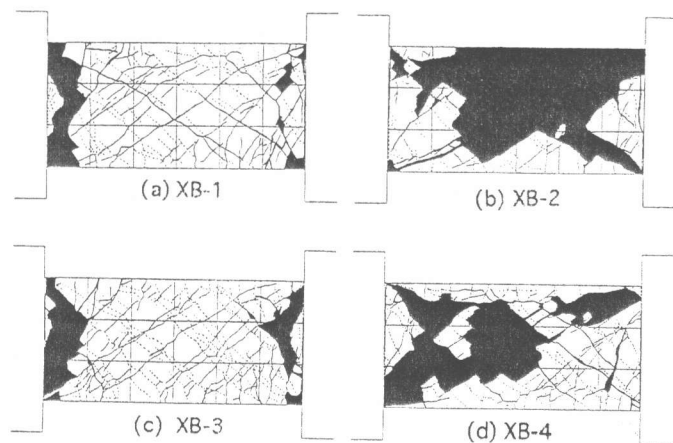


図-3 最終ひび割れ状況

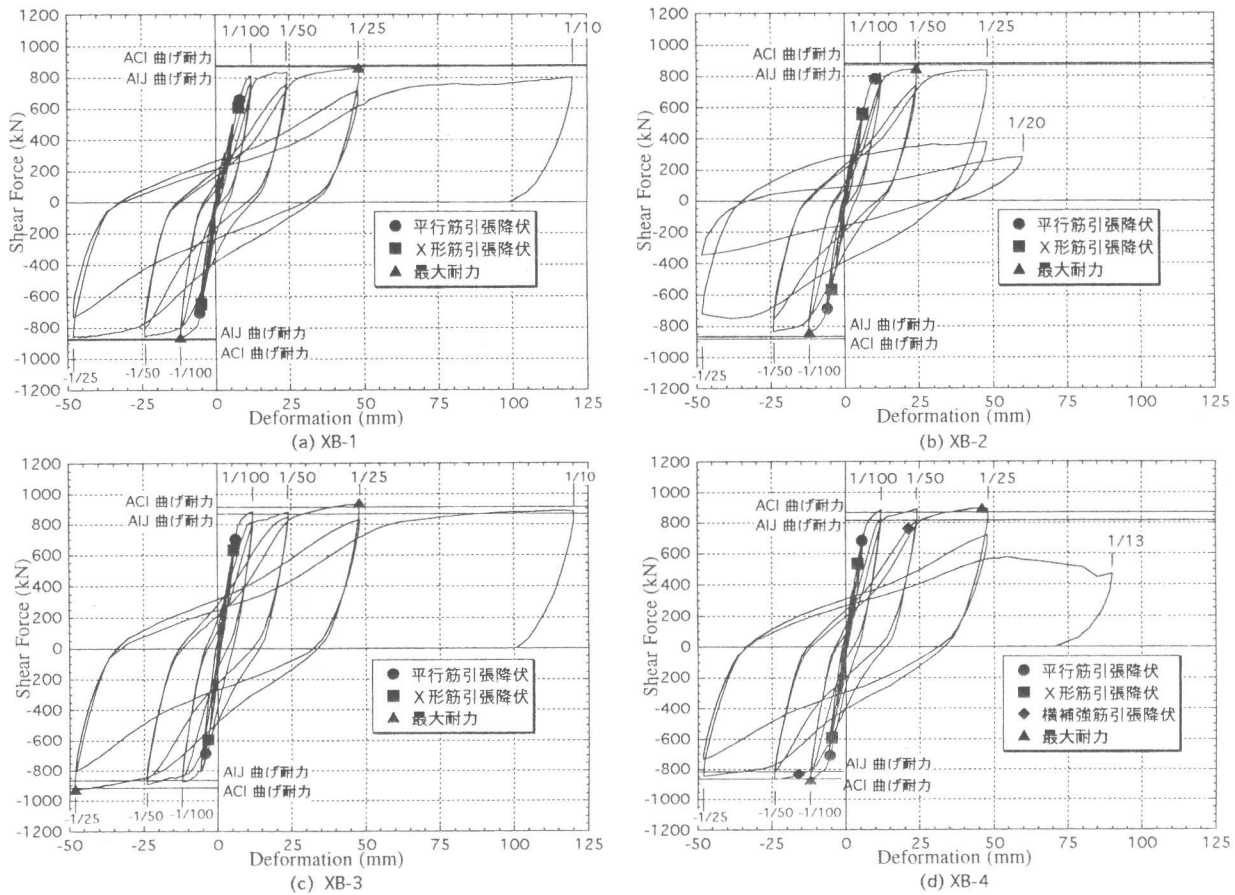


図-4 荷重-変形関係図

### (2)履歴性状

図-4に各試験体の荷重-変形関係を、また、図-5に各試験体の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  の部材変形に伴う推移を正サイクル側ピーク時について示す。なお、図-4には、X形筋の角度分の有効断面積を考慮して、ACI-318による曲げ終局耐力計算値、及び日本建築学会刊行のRC規準<sup>6)</sup>に示される曲げ耐力略算値を併せて示す。履歴性状は、一般的な平行配筋梁と比べると紡錘型を示しており、ピンチ性状も特に見られない。また、等価粘性減衰定数は各試験体とも主筋降伏までは減少傾向にあるが、それ以後はエネルギー吸収能力が向上し、1/50rad.では  $h_{eq}$  が15~23%となる。これは、平行主筋のみの場合と比べて、若干高い値であると思われ、X形筋によるエネルギー吸収能の向上が認められる。一方、コンクリート強度が高い試験体の方が、また、横補強筋量の多い試験体の方が  $h_{eq}$  が高い傾向にある。

### (3)横補強筋のひずみ分布

図-6に、 $R=1/50rad.$ 時の横補強筋の部材軸方向へのひずみ分布を示す。この時点では各試験体とも主筋は降伏しているが、明確な破壊は見られない状態である。降伏

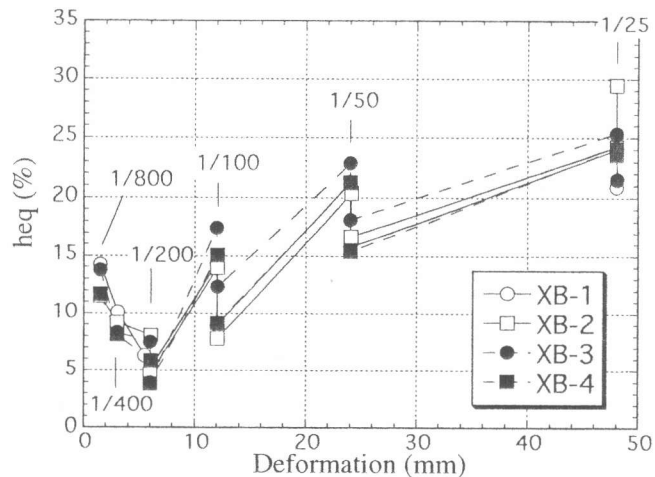


図-5 等価粘性減衰定数の推移

ひずみに達する点はないが、コンクリート強度が高い方が部材端部でのひずみが大きくなっている傾向があり、また、横補強筋量の少ない試験体の方が部材中央部でひずみが大きくなる傾向を示している。

(4)部材軸方向の曲率分布

図-7には、曲げ破壊したXB-1及びXB-3について、 $R=1/25\text{rad}$ 時の部材軸方向の曲率分布を示す。これより、コンクリート強度が高い方が危険断面での曲率が小さいのに対して、部材端部（危険断面を除く端部）での曲率が大きい傾向を示す。つまり、コンクリート強度が低い方が危険断面に変形が集中し易いこととなる。

4. 実験結果の検討

(1)曲げ耐力及び破壊形式の検討

曲げ耐力設計式及び破壊形式の検討を行なうにあたり、本実験結果に加えて、過去10年以内に実施されたX形配筋を用いた矩形断面短スパン梁の曲げせん断実験を調査し<sup>(6-16)</sup>、それらの実験時最大耐力に関して既往設計式と比較検討し、また、報告された破壊形式と既往設計式による指標との関係を考察する。なお、検討に用いた既往実験の試験体は、全て無開口で、スラブ等のない矩形断面试験体を用いた。表-4に、検討用試験体の各因子の分布範囲を示す。

①最大耐力

表-5に本実験の各試験体の計算耐力及び実験結果一覧を示す。なお、曲げ耐力計算値は、X形筋の断面積を角度分の有効断面積として、

ACI-318に示される曲げ終局耐力算定法により算出した。曲げ破壊したXB-1及びXB-3では、コンクリート強

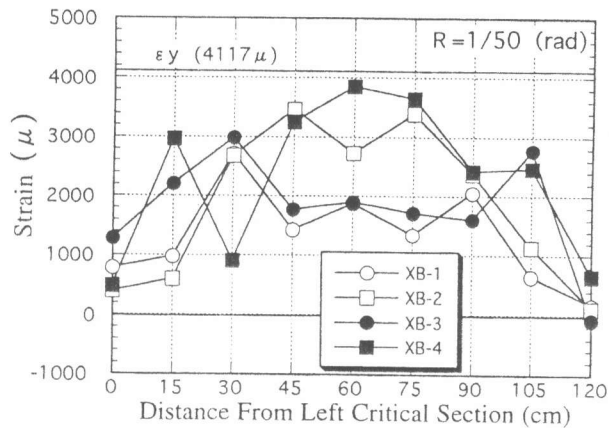


図-6 横補強筋のひずみ分布図

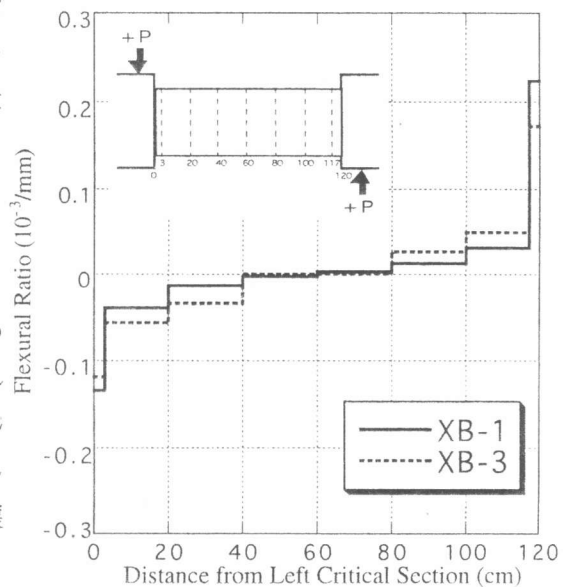


図-7 部材軸方向の曲率分布

表-4 検討用試験体因子範囲

試験体数量	34
せん断スパン比	0.83~1.54
コンクリート圧縮強度	32.8~66.3(MPa)
平行筋降伏強度	324~827(MPa)
X形筋降伏強度	365~827(MPa)
横補強筋降伏強度	338~1400(MPa)

表-5 実験結果及び諸耐力計算値一覧

試験体	σ <sub>fc</sub> (MPa)	実験値		計算値						破壊形式
		最大耐力		曲げ耐力		せん断耐力		付着耐力		
		eQ <sub>m</sub> (kN)	R (rad)	Q <sub>su</sub> (kN)	eQ <sub>su</sub> /Q <sub>su</sub>	Q <sub>su</sub> (kN)	Q <sub>su</sub> /Q <sub>su</sub>	f <sub>su</sub> (MPa)	f <sub>su</sub> /f <sub>y</sub>	
XB-1	32.2	861	1/25	879	0.98	1577 1162	1.79 1.32	9.89	1.35	F
XB-2	35.2	845	1/50	884	0.96	1328 818	1.50 0.93	8.03	1.09	FB
XB-3	62.4	938	1/25	915	1.03	2043 1255	2.23 1.37	13.77	1.88	F
XB-4	65.1	894	1/25	918	0.97	1538 935	1.68 1.02	10.92	1.49	F-S

① Q<sub>su</sub>: X形筋の角度分の有効断面積を考慮したACI曲げ終局計算値、② Q<sub>su</sub>: 平行筋のみを想定した指針せん断耐力とX形筋の鉛直方向せん断耐力を累加したせん断耐力計算値(上段: R<sub>0</sub>=0、下段: R<sub>0</sub>=1/50)、③ f<sub>su</sub>: 指針付着割裂強度、④ f<sub>y</sub>: 指針設計用付着耐力、⑤ 破壊形式 (F: 曲げ破壊、FB: 曲げ降伏後付着割裂破壊、S: 曲げ降伏後せん断破壊)

度がFc30のXB-1では最大耐力が計算値を下回ったのに対して、コンクリート強度がFc60のXB-3では、上回る結果となった。一方、曲げ降伏後付着割裂破壊したXB-2及び曲げ降伏後せん断破壊したXB-4に関しても、実験時最大耐力は計算値を下回っている。そこで、既往実験結果を含めて、ACI法による曲げ耐力算定法の検討を行なった。図-8には、実験時最大耐力を曲げ強度計算値で除した値と、コンクリート強度及び平行主筋強度の関係を示す。なお、横軸にX筋強度をとった場合には平行筋とほぼ同様であった。また、表-6には、実験時最大耐力を曲げ強度計算値で除した値の平均値等の諸数値を示す。これより、コンクリート強度や鉄筋強度による影響も見られず、総合的には計算値は実験値をほぼ推定できている。

②各指標と破壊モード

図-9に、指針によるせん断耐力( $R_p=1/50rad$ .時)にX形筋の鉛直方向の抵抗分を累加したせん断耐力計算値( $Q_{su}$ )をX形筋の角度分の有効断面積を考慮したACI曲げ耐力計算値( $Q_{mu}$ )で除したせん断指標( $Q_{su}/Q_{mu}$ )と、付着割裂強度( $\tau_{bu}$ )を設計用付着応力度( $\tau_f$ )で除した付着指標( $\tau_{bu}/\tau_f$ )の関係を本実験試験体(図中黒塗り)及び既往実験試験体とあわせて破壊形式別に示す。これより、少なくともせん断指標が1.1以上で、付着指標が1.1以上であれば曲げ破壊に至っている。ただし、付着指標が2.5以上の試験体では曲げ破壊に至っているが、これら試験体の平行筋はほぼ添筋としているため、平行筋としての役割が薄い試験体であることに注意して頂きたい。

(2)復元力特性の検討

図-10は、本実験結果の荷重-変形関係包絡線と、文献(6)に示される曲げの復元力特性算定法を比較したものである。また、同図には文献(1.3)に示されるせん断耐力式に、コンクリート強度低減係数をCEBに示される式を用いた場合の耐力式を合わせて示している。これより、まず、曲げの復元力は、降伏変形を過小に評価しており、この様なX形配筋梁の降伏変形算定法は、今後

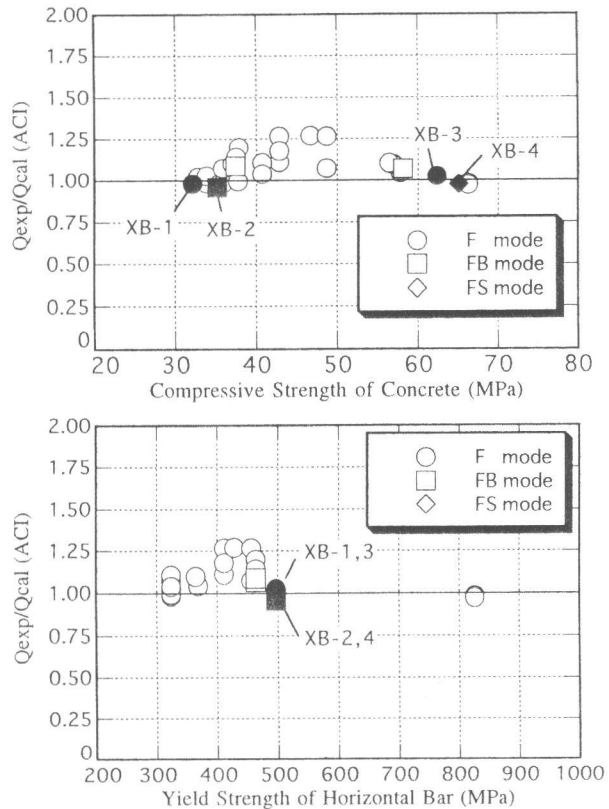


図-8 曲げ耐力の検討

表-6 曲げ耐力余裕度(ACI)の諸数値

破壊モード	試験体数	平均値	変動係数
曲げ破壊	25	1.08	0.085
曲げ降伏後付着破壊	3	1.04	0.056

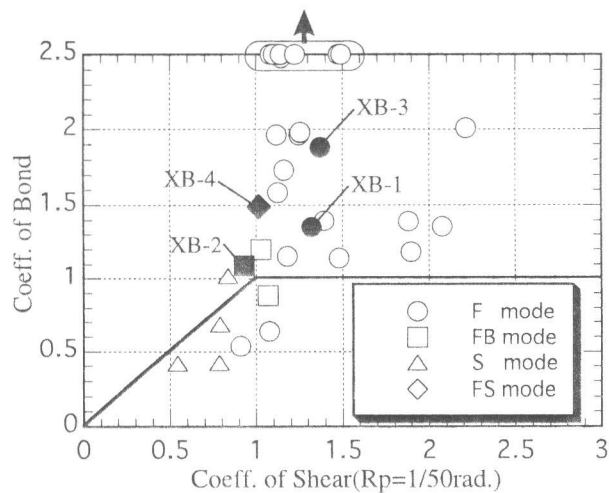


図-9 せん断指標-付着指標関係

の課題であると思われる。一方、せん断耐力式に関しては、曲げ破壊した試験体では、大変形時のせん断耐力は安全側評価となっているが、曲げ降伏後せん断破壊した試験体では破壊後の耐力低下がせん断耐力を下回るものとなった。これは、破壊が進行するとX筋の座屈が生じたためであり、X筋のせん断耐力寄与分の座屈に伴う低下が考慮されていないためと考えられる。

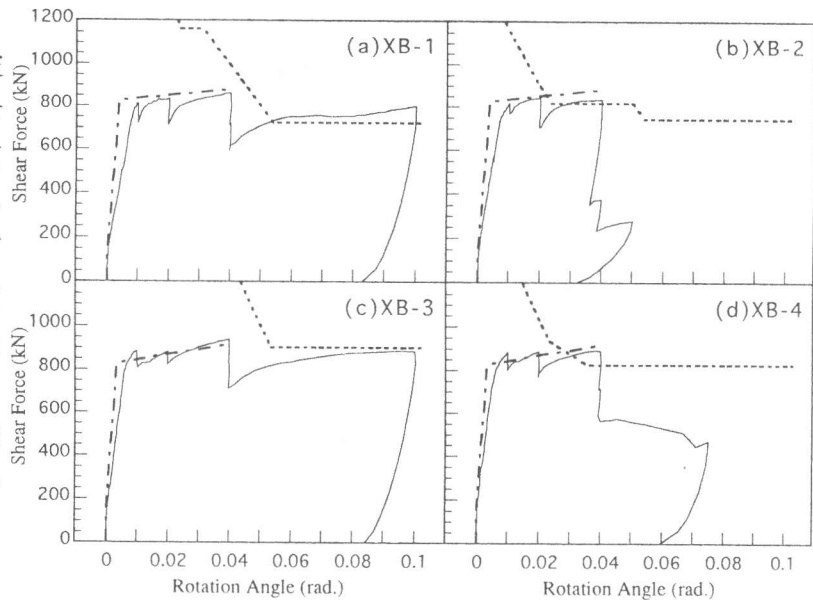


図-10 復元力特性の検討

## 5. まとめ

高強度材料を用いたRC造X形配筋短スパン梁の曲げせん断実験を行い、以下の知見を得た。

- (1)せん断スパン比が1.0の短スパン梁において、X形配筋を用い、横補強筋を確保することにより、大変形まで靱性のある曲げ部材が得られた。
- (2)コンクリート強度が低い場合には危険断面位置に変形が集中する傾向がある。また、横補強筋量が少ない場合には最終的にX形筋の座屈現象が確認され、最大耐力後に脆性的に耐力低下するので注意する必要がある。
- (3)X形筋の角度分の有効断面積を考慮したACIの曲げ耐力計算値は、X形配筋短スパン梁の使用材料強度によらず、曲げ耐力を推定できる。
- (4)本実験及び既往実験の結果より、指針によるせん断耐力 ( $R_p=1/50\text{rad.}$ ) を用いた累加耐力計算値をX形筋の角度分の有効断面積を考慮したACI曲げ耐力計算値で除したせん断指標 ( $Q_{su}/Q_{mu}$ ) と、付着割裂強度を設計用付着指標で除した付着指標 ( $\tau_{bu}/\tau_f$ ) の関係より、せん断指標が1.1以上、付着指標が1.1以上であれば曲げ破壊に至るものと思われる。

## 【参考文献】

- (1)日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1991
- (2)永井寛、加藤友康、別所佐登志：高強度材料を使用した高層RC造短スパン梁の実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17、No.2、pp.583-588、1995
- (3)建設省住宅局建築指導課監修：X形配筋部材の設計と施工、1990
- (4)建設省総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発」高強度鉄筋分科会 鉄筋開発・力学特性WG研究成果報告書、1993.3
- (5)日本建築学会、鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説、1991一部改
- (6)田中伸幸、坂口昇、吉村昌宏、草間伊知郎：X形配筋を施したRC短スパン梁の耐力及びじん性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 9-2、pp.371-374、1987
- (7)江戸宏彰、吉岡研三、関根正孝、樋口元一、藤井正則、チューブ架構による4階建RC建物の耐震設計(その4~5)、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、pp.773-776、1989
- (8)早川幸孝、島崎和司：短スパン梁の靱性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 12-2、pp.179-184、1990
- (9)仲地唯治、牧田敏郎、松浦恒久、戸田哲雄：X形主筋比の異なる短スパン梁に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 13-2、pp.309-314、1991
- (10)木原幸紀、吉村昌宏、坂口昇、熊谷仁志：RCコアウォールシステムの実用化に関する研究(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.453-454、1992
- (11)仲地唯治、飯田智浩、薬研地彰、戸田哲雄：X形配筋法を用いた有孔短スパン梁に関する実験的研究(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.705-708、1992
- (12)鏡由香、小林淳、佐藤龍生、竹村寛恭：短スパンRC梁の変形性能改善に関する研究(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.709-712、1992
- (13)熊谷仁志、坂口昇：高強度X形配筋を用いたRC短スパン梁の曲げせん断実験、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.15、No.2、pp.317-322、1993
- (14)山本正幸、菅野俊介、上田忠男、長嶋俊雄、木村秀樹、石川裕次：短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、pp.855-858、1994
- (15)五十嵐治人、石黒文行：高強度材料を用いたX形配筋鉄筋コンクリート短スパン梁の曲げせん断実験(その1~2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、pp.861-864、1994
- (16)石川裕次、木村秀樹、長嶋俊雄、菅野俊介：短スパン梁の強度と靱性に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集 Vol.16、No.2、pp.341-346、1994