

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

EXPERIMENTAL STUDY OF A DIAGONALLY REINFORCED BEAM WITH WELL REPARABILITY

島崎 和司 *

Kazushi SHIMAZAKI

Since the Great Hanshin Earthquake, the demands of people who own buildings have changed: they want to use the buildings again with small repair cost. This requires good reparability of RC members. A beam with diagonal reinforcements is very ductile, however, the diagonal reinforcements yield on the tension side only because concrete struts will work with them on the compression side. When the diagonal reinforcements yield under tension, tension stress is applied to the concrete along the whole length by bond stress. This increases the number of concrete cracks.

The results of this experimental investigation demonstrated that debonded diagonal reinforcements are an effective means to reduce damage to short beams and have the same energy dissipation ability as bonded ones.

Keywords : RC structure, damage control, diagonally reinforced beam, bond, earthquake resistance design
RC 構造、損傷制御、X 型梁、付着、耐震設計

1. はじめに

多くの地震国において、耐震設計の基本は大地震時においても人命を保護することにあり、適切な強度を建物に与え、崩壊を防止することを第一の目標としている。鉄筋コンクリート構造においても、そのような観点から構造設計がなされてきた。しかし、鉄筋コンクリート造建物の構造設計においても、性能設計が指向されるようになり、また、阪神大震災以降、大地震後でも建物を使えるという要求が強くなってきている。その為には、RC 部材の修復性が良好である事が必要である。

図 1 に示したようなコアタイプの建物では、靱性に劣る短スパン梁が存在する。この梁の靱性能を満足させるため、X 型配筋が用いられている¹⁾。多くの X 型配筋に関する実験的研究が日本でも行われ²⁾³⁾⁴⁾、平行配筋と比べ、せん断耐力の上昇、せん断補強筋の減少、せん断破壊の防止、付着割裂破壊の防止、変形性能の向上などが期待できることが示されている⁵⁾。

RC 部材に埋め込まれた X 型配筋をブレースとみなし、降伏させてエネルギー吸収を行わせようとする、コンクリートが圧縮に効くために、鉄筋はもっぱら引張降伏のみすることになる。鉄筋とコンクリートが付着している場合、コンクリートに多くのクラックが生じ、軸方向の残留変形が累積することになり、地震後の修復に支障をきたすと考えられる。X 型主筋に作用する力は全長にわたり一定であり、主筋とコンクリートが付着している必要はない。そこで、この X 型主筋をアンボンドとすることにより、鉄筋が引張降伏してもコンクリートに引張力が伝

わらず、クラックの少ない梁とすることが可能と考えられる。

本研究では、アンボンド X 型配筋梁の実験的研究を行い、そのエネルギー吸収能力やクラック等を検討し、エネルギー吸収能力と地震後の修復性が良好な梁部材の開発を目指す。

2. 実験概要

2.1 試験体

代表的な試験体の寸法形状と配筋を図 2 に示す。図 1 に示した 8F 建てのプロトタイプ建物の 1/3 スケールで、梁断面が 200mm×400 mm、内法寸法が 1000 mm で、左右に主筋定着用のスタップを有する。試験体一覧を表 1 に示す。主なパラメータは X 型主筋のボンドの有無と横補強筋量である。すべての試験体の梁部分には、8 本の X 型主筋と 4 本の平行配筋を有する。試験体 No.1,2 は普通のボンドされた X 型配筋梁で、

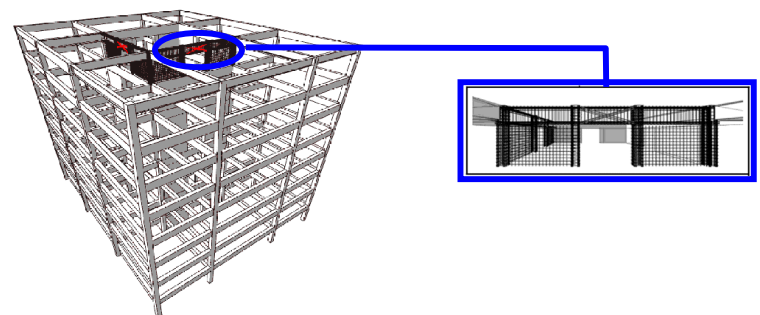


図 1: コアタイプの建物における短スパン梁

* 神奈川大学 工学部 建築学科 助教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Department of Architecture, Kanagawa University, Dr. Engineering

横補強筋比が異なる。試験体 No.3,4,5 はアンボンドの X 型配筋梁で、横補強筋比が異なる。No.1,3 の横補強筋量は、平行配筋分について鉄筋コンクリート構造計算規準⁶⁾により算定したせん断補強筋量とし、No.2,4 の横補強筋量は、靱性保証型耐震設計指針式⁷⁾で、層間変形角 $R=1/50$ として算定したせん断補強筋量とした。No.5 の横補強筋量は、端部 $3/4D$ (D は梁せい) 区間のみ No.2,4 の 2 倍としたものである。

2.2 アンボンド鉄筋

鉄筋をアンボンドとするために、図 3 に示したようにワックスとプラスチックプレート、アンボンド材を用いた。No.1,3 では、まず異型鉄筋のくぼみの部分をワックスで埋めて (図 3a)、その回りを薄いプラスチックプレートでカバー (図 3b) してボンドを切った。No.2,4,5 では、ひずみゲージ部分のアンボンド特性を改善するため、ワックスでくぼみを埋めた後 (図 3a) プチレンゴム系のアンボンド材でコーティングし

表 1 : 試験体一覧

試験体	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
断面					
$b \times D$ (mm)	200×400				
σ_B (N/mm ²)	54	51	54	51	51
平行筋	2-D16				
X 型筋	4-D16 Bond	4-D16 Bond	4-D16 Unbond	4-D16 Unbond	4-D16 Unbond
σ_y (N/mm ²)	476	459	476	459	459
p_t (%)	1.51				
横補強筋	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @150	2-D6 @100	2-D6 @100/@50
σ_y (N/mm ²)	331				
p_w (%)	0.21	0.32	0.21	0.32	0.32/0.64
実施年度	2000	2001	2000	2001	2001

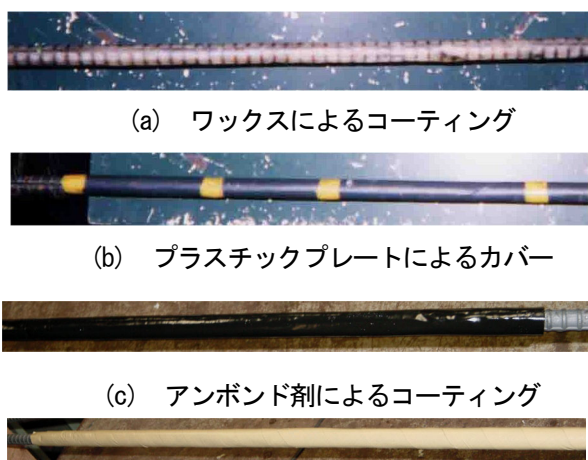
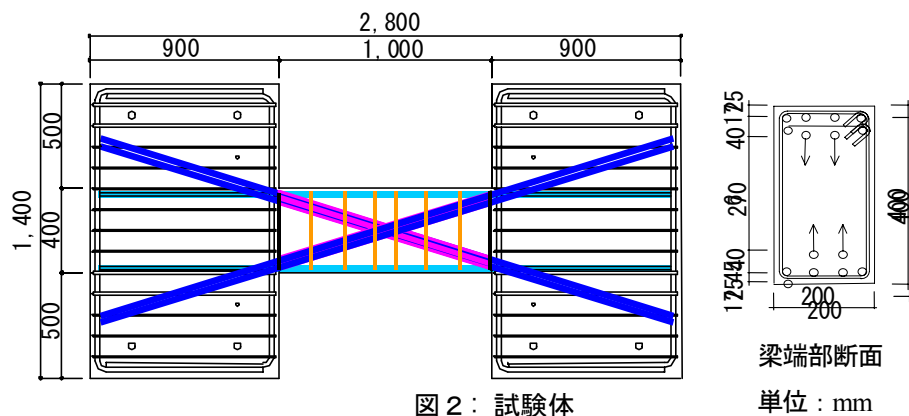


図 3 : アンボンド鉄筋

(図 3c)、粘着テープにてカバーをした (図 3d)。スタップに定着される部分は、アンボンドにせず異形のままとして定着させた。

2.3 加力装置

加力装置を図 4 に示す。試験体は 90° 回転して、下スタップを加力フレームに固定する。上スタップには 500×600mm の L 型加力治具を取り付け、試験体中央高さに取り付けたアクチュエータにより加力することで逆対称モーメントを与えた。なお、加力治具は 2 本の副アクチュエータにより、軸力 0 で水平を保持するように連続制御されている。

2.4 加力サイクル

加力サイクルは図 5 に示すように、各サイクル 3 回づつ、変形角を増加させながら行った。 $R=1/100$ のサイクルのみ 6 回の繰り返しを行っている。これは、図 1 に示した 8 階建 CFT 構造の中心部分にコアを有するプロトタイプ建物の地震応答解析を行い、大地震レベルでの応答変形角 ($R=1/100$) で必要とされる消費エネルギーを最大振幅のみで消費するために必要な繰返し回数として定めた。

2.5 計測

試験体の全体変形は、上下スタップから変位計取り付け用治具を伸ばし、その変形差として計測した。試験体の軸方向変形は、図 6 に示したように両側フランジで区間ごとに計測し、同一区間の両側の変形差からその区間の平均曲率を求め、曲げ変形を算定した。せん断変形は、全体変形から曲げ変形を引くことにより求めた。また、同一区間の両側の変形の平均から軸変形を求めた。

鉄筋のひずみは、X 型配筋、平行配筋、横補強筋のそれぞれをひずみゲージにて計測した。

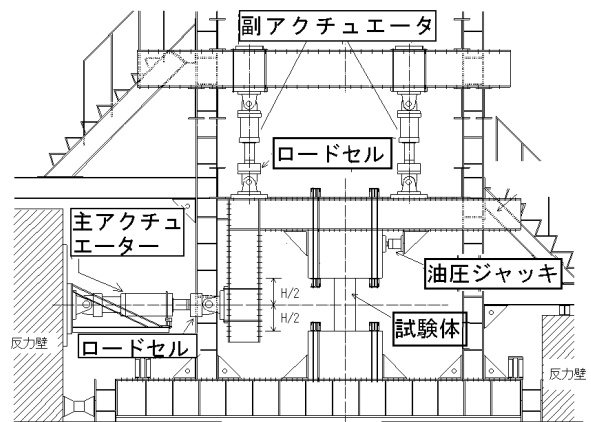


図 4 : 加力装置

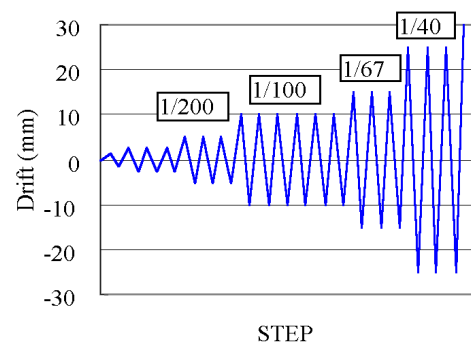


図 5 : 加力サイクル

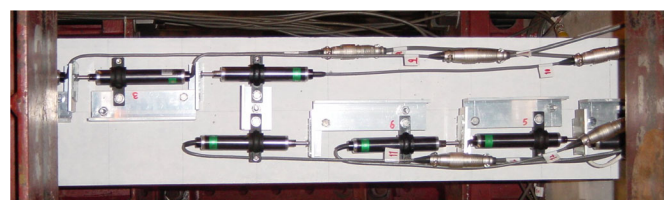


図 6 : 軸方向変形

3. 実験結果

3.1 クラック性状

各試験体の代表的なサイクルと終局のひび割れ状況を図7に示す。各試験体とも $R=1/700$ のサイクルで梁端部に曲げひび割れ、 $R=1/400$ のサイクルで、曲げせん断ひび割れが発生した。No.1,2 は $R=1/400$ のサイクルで、No.4,5 は $R=1/100$ のサイクルで中央部にせん断ひび割れが発生した。No.1,2 は全般的にひび割れが分散したが、No.3,4,5 は中央部のひび割れは増加せず、端部のひび割れ幅が広がる傾向があった。最終的には、No.1,2 は中央部のせん断ひび割れが増大し、No.1 はせん断破壊、No.2 は、X型主筋が面外へ座屈した。No.3 は端部のせん断ひび割れが中央部平行筋の付着割裂ひび割れとつながった。No.4 は、大変形時に端部のせん断クラック部分で破壊した。No.5 は、大変形時においてもコンクリート剥落などの大きな損傷を起こさず、修復可能と考えられる。

3.2 荷重-変形関係

各試験体の荷重-全体変形関係を図8に示す。各試験体の荷重-変

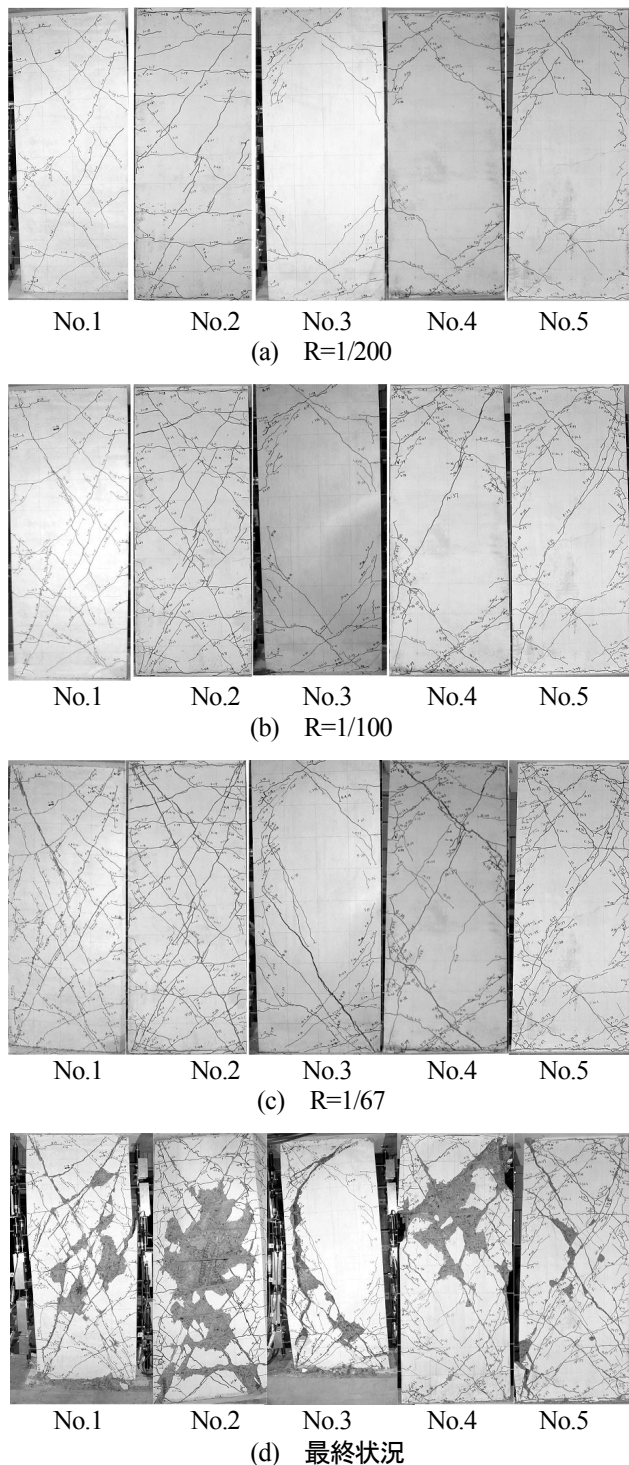


図7： 各サイクルのクラック性状と最終状況

形関係には $R=1/100$ まで大きな差は見られず、繰返しによる耐力の低下はあまり見られない。すべての試験体で部材角 $R=1/40$ の大変形まで最大荷重を維持したが、No.5 以外は繰返し加力時に耐力が低下した。No.1 は中央部のせん断クラックにより耐力低下を起こし、No.2 はX型主筋の座屈により、特に負側で耐力低下、No.3 は中央部平行配筋の付着割裂破壊により耐力低下、No.4 は、端部のせん断ひび割れ部に損傷が集中して耐力低下を起こした。No.4 に比べて端部の横補強筋を増したNo.5 では大変形時においても耐力低下を起こしていない。図9に、アンボンド試験体の $R=1/100, 1/67, 1/40$ の時の、(a)最大耐力に対する最終繰返し時 ($1/100$ は6回目、それ以外は3回目) の耐力低下率、(b)各サイクルでの1回目の耐力に対する最終繰返し時の耐力低下率と横補強筋量との関係を示す。層間変形角 $R=1/67$ の繰返しまでは耐力低下

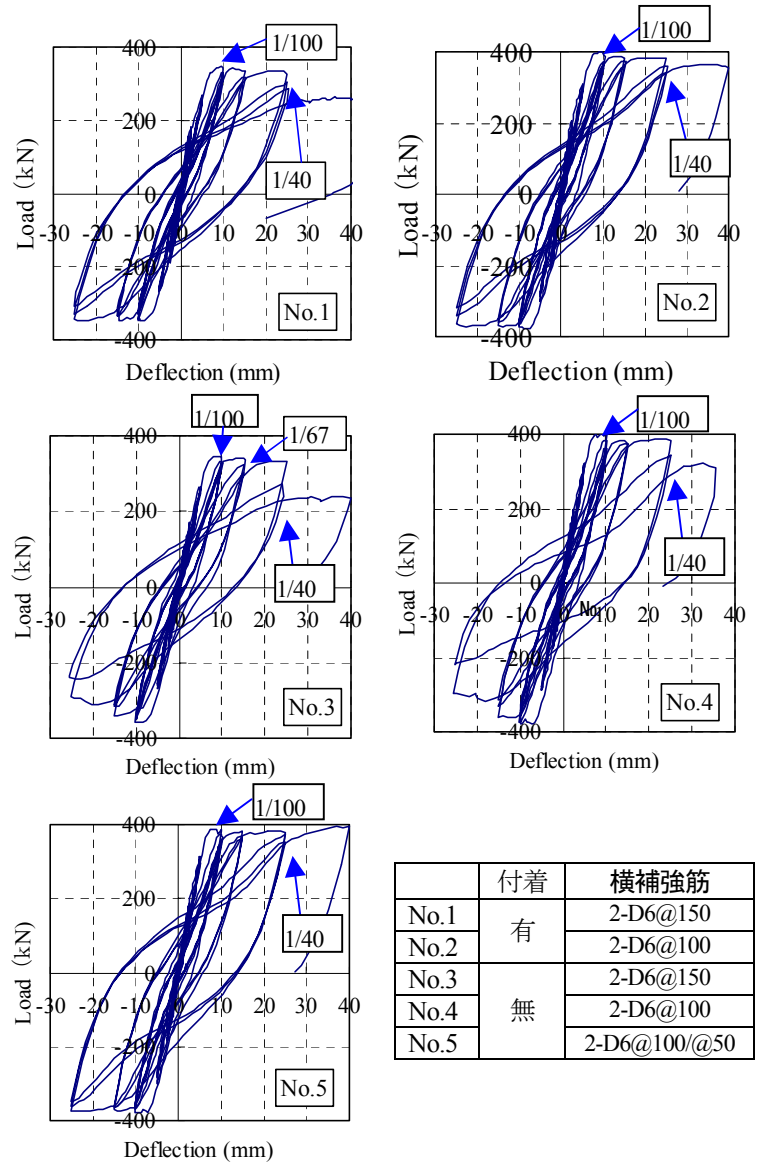


図8： 荷重-変形関係

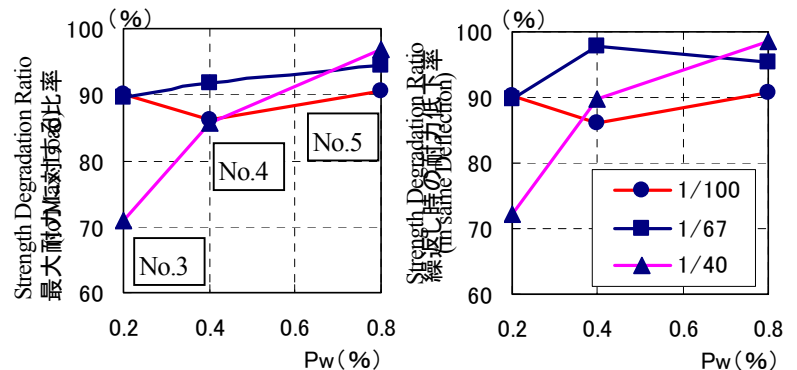


図9： アンボンド試験体の横補強筋量と繰返し時の耐力低下の関係

に対する横補強筋量の影響は少ないが、 $R=1/40$ の繰返し時には、横補強筋量と相関が見られ、靱性保障型の算定式で求めた横補強筋量により、想定した変形能が得られていることがわかる。

図10に各実験の包絡線の比較を示す。2000年度実施の横補強筋の少ないNo.1,3に比べ、2001年度実施の横補強筋の多いNo.2,4,5は、全体として耐力が大きい。2001年度実施の3体の耐力は $R=1/40$ までは同じで、その後に横補強筋量によって差が生じている。

同図中には、図11(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。平行配筋梁の曲げクラック耐力と降伏耐力は略算式(1),(2)により求め⁹⁾、降伏時の剛性低下率 α_y は、菅野短柱式⁸⁾(3)によった。

$$M_c = 0.56 \sqrt{\sigma_B} Z \quad (\text{units: N, mm}) \quad (1)$$

$$M_y = 0.9 a \sigma_y d \quad (2)$$

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

ここで、 σ_B はコンクリート強度 (N/mm^2)、 Z は断面係数、 a_t 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、 D は梁せい、 a はせん断スパン長さである ($a=M/Q$)。逆対称曲げ加力であるので、(1)(2)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耐力とした。

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ールと仮定した。ブレース置換したX型筋によるせん断耐力は、図11(b)に示したように、X型筋の軸方向降伏耐力の鉛直成分となる。またそのとき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。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。

図中の cal-2 の計算においては、ブレース部のコンクリートのせん断耐力分として、圧縮側のX型配筋4本で囲まれたコンクリート部分も圧縮ブレースとして耐力を受け持つと仮定して、圧縮鉄筋の心中心距離に相当する断面積にコンクリートの圧縮強度をかけて、その鉛直成分を付加して算定した値である。

$R=1/100$ 程度では、No.1,3 の実験値はX型鉄筋のみをブレースとし

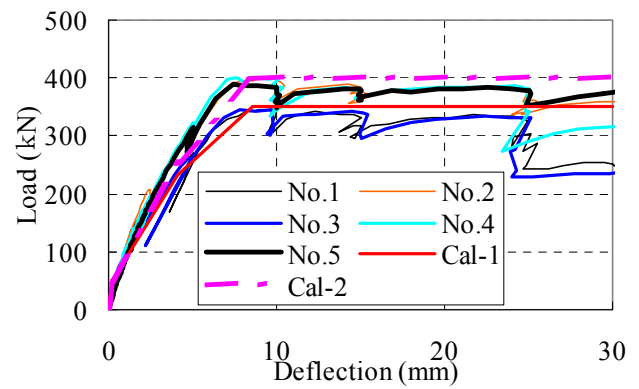
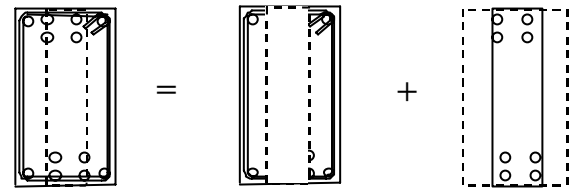
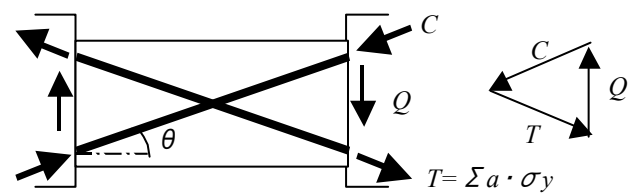


図10：包絡線の比較



(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11：耐力算定のイメージ

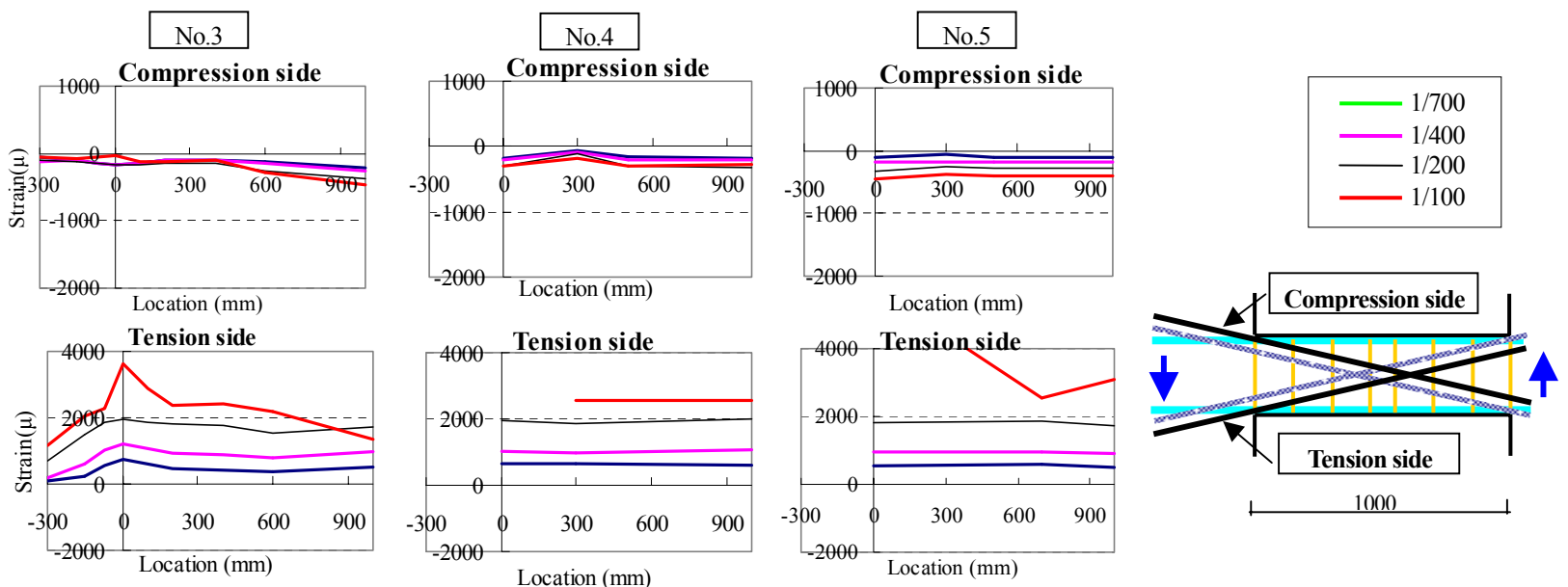
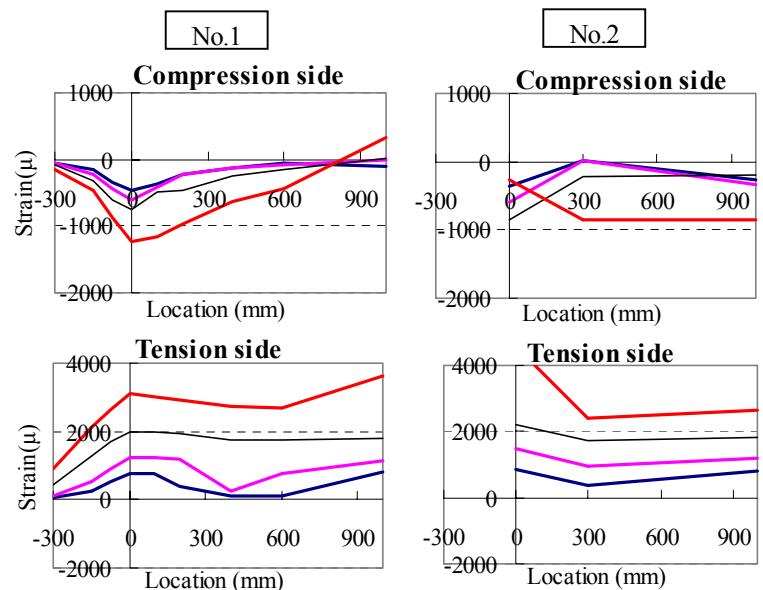


図12：X型配筋主筋のひずみ分布

た計算値に、No.2,4,5の実験値はX型鉄筋で囲まれたコンクリートも圧縮ブレースとした計算値と対応しており、コンクリートの負担を適切に評価できれば、この算定式により部材としての復元力特性を定めることが可能と考えられる。R=1/100を超える場合には、繰返しによりNo.2,4,5の実験値もX型鉄筋のみをブレースとした計算値に近付いており、設計の信頼耐力としてはX型鉄筋のみをブレースとした計算値を用いるのがよいと思われる。

3.3 鉄筋のひずみ分布

図12は、X型主筋の各サイクルの最初のピークにおけるひずみ分布を

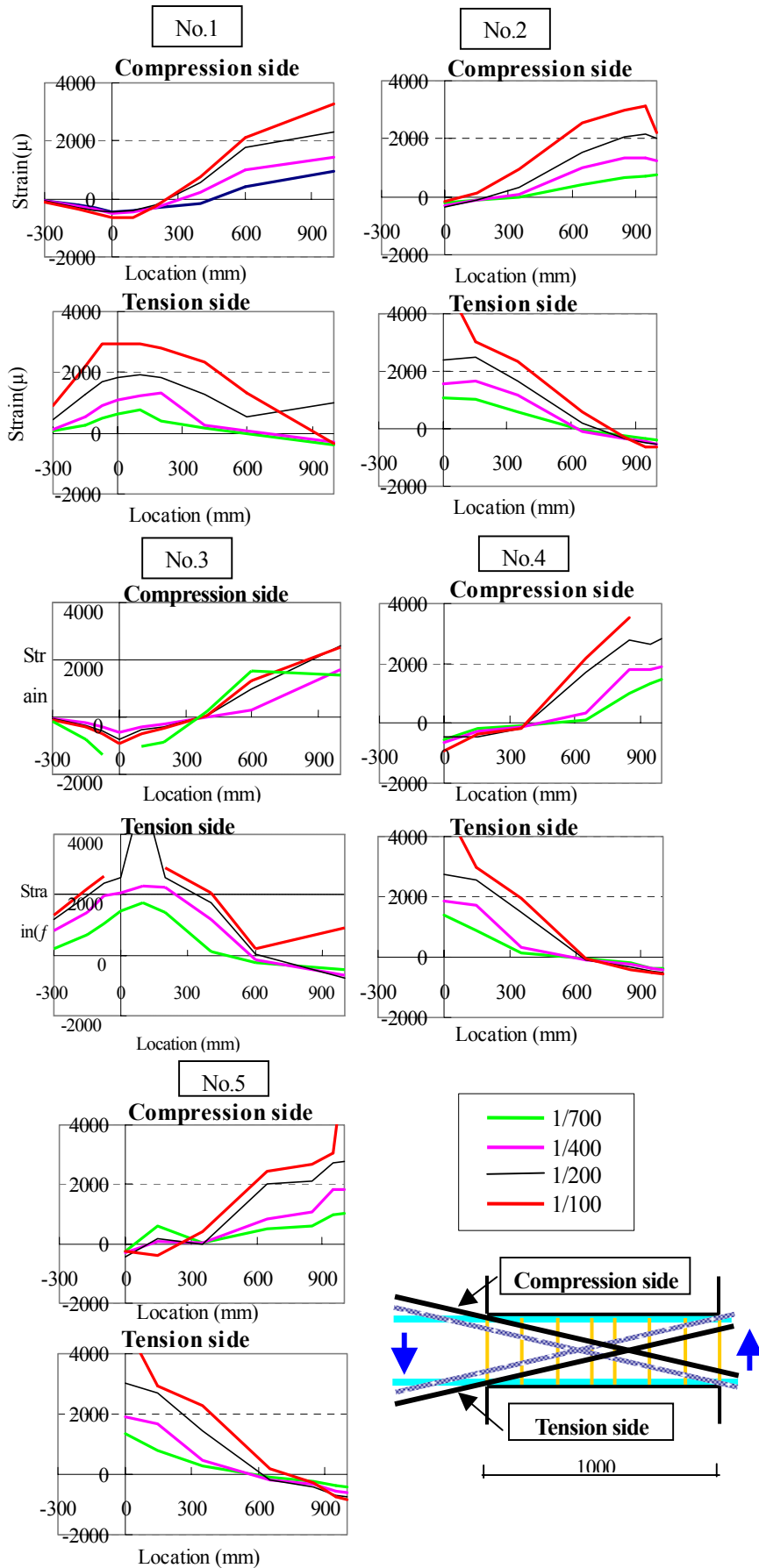


図 13 : 平行配筋主筋のひずみ分布

示したものである。No.3,4,5のアンボンドX型主筋では、降伏するまではひずみがほとんど一定なのに対し、No.1,2のボンドのX型主筋は、曲げモーメントや、クラックによる局部応力の影響を受けて一定値とはなっていない。特に、圧縮側でその差が顕著となる。横補強筋の多いアンボンド試験体のNo.4,5では、圧縮側の鉄筋ひずみがほとんど一定で引張側に比べて1/4以下のひずみとなっている。3.2では、圧縮側のX型配筋が降伏していると仮定して耐力を算定しているが、実際には降伏してなく、圧縮側のブレースとしてコンクリートが鉄筋と一緒に有効に働いていると考えられる。横補強筋の多いボンド試験体であるNo.2においても、ひずみ分布にばらつきはあるが、同様の傾向にある。これに比べ、横補強筋の少ないNo.1,3では、圧縮側のひずみ分布が一定とならず、特にボンド試験体であるNo.1では端部で曲げによるコンクリートの圧縮ひずみの影響を受け、X型主筋の圧縮ひずみが増大している。また、アンボンド試験体であるNo.3では、平行主筋の付着割裂の影響を受け、ひずみの絶対値が小さく圧縮筋として有効に働いていない。

図13は、平行主筋の各サイクルの最初のピークにおけるひずみ分布を示したものである。No.1,2のボンド試験体の平行主筋に比べ、No.3,4,5のアンボンド試験体の平行主筋では引張りひずみから圧縮ひずみに変化する点までの距離が短く、平行筋の付着応力度が大きくなっている。これが、横補強筋の少ないNo.3試験体において付着割裂破壊した原因となっている。これは、X型主筋がアンボンドの場合、平行配筋梁の曲げに対する圧縮応力をX型配筋が負担しないため、平行配筋部分の圧縮応力度が大きくなるためと考えられる。図13におけるNo.1とNo.3の平行配筋の圧縮ひずみを比較すると、アンボンドであるNo.3の圧縮ひずみがかなり大きくなっている。

図14は、横補強筋のひずみ分布を示している。図中の右側の破線部分は、実際に計測されたデータではなく、対称性を仮定して描いたものである。ボンド試験体であるNo.1,2は、R=1/200から1/100のサイクルにか

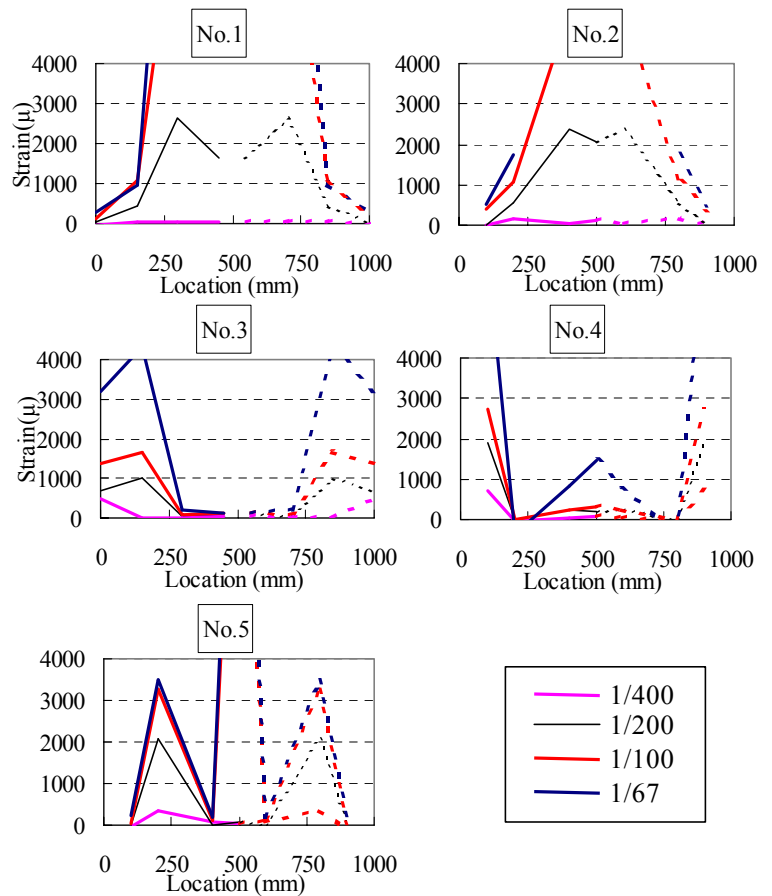


図 14 : 横補強筋のひずみ分布

けて梁中央部の横補強筋が降伏している。アンボンド試験体であるNo.3,4は、梁端部でひずみが大きく、中央部で付着割裂破壊したNo.3試験体は $R=1/100$ を超えて降伏、横補強筋を増したNo.4試験体では $R=1/100$ のサイクルで降伏している。No.4からさらに端部に横補強筋を増したNo.5では、全体的に横補強筋のひずみが増加し、最終的には中央部のひずみが増大している。これらの傾向は、図7に示したクラックパターンとよい対応を示している。

3.4 変形成分

図15に各試験体の曲げ・せん断変形の割合の変形レベルによる変化を示す。横補強筋の少ないボンド試験体であるNo.1試験体は、全体変形の増大にともない、図7に示したように梁中央部のせん断クラックが増大し、せん断変形成分が増大している。同じボンドであるが補強筋の多いNo.2試験体では、 $R=1/100$ 程度までは、No.1と同様にせん断変形成分が増大しているが、それ以降、中央部のせん断クラック幅が余り増大せず、せん断変形成分の増大は少ない。アンボンド試験体であるNo.3,4,5試験体はそれほどのせん断変形成分の増大はない。これは、X型主筋がアンボンドのため、クラックが端部に集中して端部クラック幅のみが増大して、端部が曲げヒンジとなり、中央部がロッキング的に回転変形することによって考えられる。

3.5 等価粘性減衰定数

図16に、荷重-変形関係の正側のハーフサイクルの面積から求めた等価粘性減衰定数の変化を示す。すべての試験体において差は少ない。これは、本試験体のエネルギー吸収の多くはX型主筋の引張降伏によるものであり、その差が現れなかったと考えられる。このことは、図7に示したひび割れ分布とあわせて考えると、X型主筋をアンボンドにすることにより、エネルギー吸収能力は同等であるが、ひび割れ本数が少ない梁が作成できることになる。

3.6 軸伸び変形

図17に各試験体の水平変形-軸伸び関係を示す。すべての試験体においてX型主筋が降伏しない $R=1/200$ までは軸方向伸び変形の累積は見られない。X筋が降伏する $R=1/100$ から軸伸びが顕著となる。 $R=1/100$ のときの軸伸びは、No.1とNo.3、No.2とNo.4のように同じ横補強筋量の場合、アンボンドのほうがボンドより大きい。これは、図12に示したX型主筋の圧縮ひずみの差より説明できる。ボンドされたX型配筋の圧縮ひずみは、曲げに伴うコンクリートの圧縮ひずみにより、大きな圧縮ひずみを受ける。アンボンドのX型配筋は、コンクリートからの圧縮ひずみが伝わらず、また圧縮ブレースとして働くときにはコンクリートも同時に働くため圧縮ひずみが大きにならない。そのため、引張りひ

ずみの累積が大きくなり、軸方向伸び変形が増大すると考えられる。

ボンド同士、アンボンド同士だと横補強筋が多いほど大きい。これは、補強筋の少ないものは、端部での曲げモーメントによる圧縮ひずみによってコンクリートが圧壊をはじめ、軸方向伸びが少なくなるのに対し、横補強筋の多いものはコンクリートが拘束されて圧壊が生じなくなるためと考えられる。端部に横補強筋を増したNo.5では、 $R=1/67$ の変形時にはNo.4と比べ増大しているが、 $R=1/100$ の繰返し時には軸方向伸びがNo.4と比べ減少しており、観測したひび割れ幅もNo.4では2mmに対し、No.5では1.6mmに減少しており修復性の観点からは、望ましい方向となっている。

4. まとめ

本論は、コアタイプの建物の境界梁の、地震時のエネルギー吸収能力に富み、損傷が低減され修復性が良好な部材の開発をめざし、X型配筋梁に関する実験的研究を行ったものである。X型主筋に作用する力は全長にわたり一定で、主筋とコンクリートの付着は必要はなく、これをアンボンドとすることにより、クラックの少ない梁とすることが可能となる。本論で得られた主な結論は以下のとおりである。

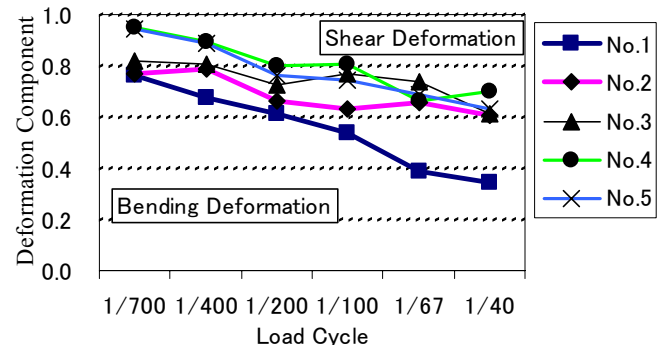


図15： 曲げとせん断変形の比

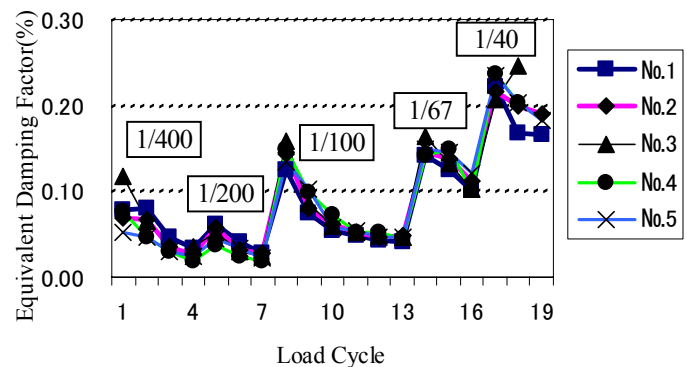


図16： 等価粘性減衰定数

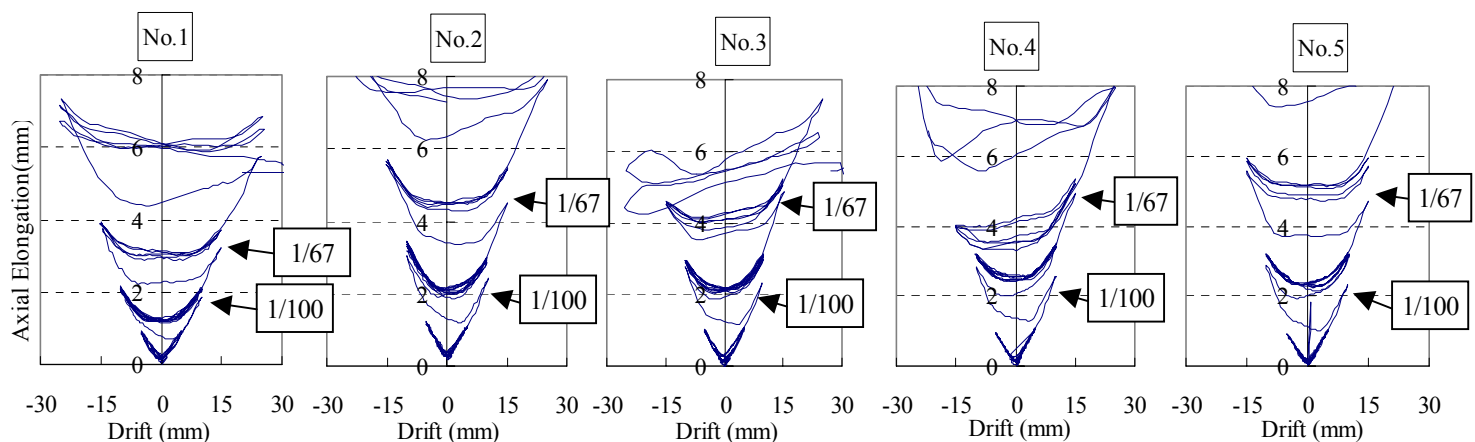


図17： 水平変形-軸伸び関係

1. 短スパン梁にアンボンドX型筋を用いることによって、梁中央部のせん断クラックを含めたクラック本数の大幅な低減が可能となる。このため、総クラック長が大幅に減少し、修繕性が良好になると考えられる。
2. ボンドされたX型配筋梁とアンボンドのX型配筋梁の両者において、荷重変形関係における履歴性状や等価減衰定数で示されるエネルギー吸収能力には大きな差はない。
3. X型配筋梁の荷重変形特性は、平行配筋梁とX型配筋ブレースとの和として算定することが可能である。このとき、横拘束筋が多い場合にはブレース部分の耐力にコンクリートが寄与すると考えられるので、上限強度としては考慮する必要がある。
4. 大変形時の耐力低下を防止するには、平行配筋部分に対して靱性保障型耐震設計指針⁷⁾で算定される量の横補強筋を入れればよい。アンボンドX型配筋梁では、さらに端部に横補強筋を入れることにより、大変形時まで耐力低下のない部材とすることができる。
5. アンボンドX型配筋のひずみは、各荷重サイクルにおいて梁内の全長に渡り均一であり、曲げモーメントによる応力の影響を受けない。ボンドのX型配筋は、曲げモーメントにより圧縮ひずみを受け、均一とならない。
6. ボンドX型配筋試験体の横補強筋は、梁中央部で降伏し、アンボンド試験体では梁端部で降伏し、中央部のひずみは小さい。端部に横補強筋を増したアンボンド試験体では、全体的に横補強筋のひずみが増加し、最終的には中央部のひずみが増大している。
7. 軸伸びは、同じ横補強筋量の場合、アンボンドのほうがボンドより大きく、ボンド同士、アンボンド同士だと大変形時には横補強筋が多いほど大きくなる。ただし、アンボンドで、端部にさらに横補強筋を増した場合、設計で一般に想定する最大変形角である $R=1/100$ までの軸伸びは減少する。

本研究により、アンボンドX型配筋の有効性が示された。本論においては、X型配筋と平行配筋の割合はプロトタイプ建物に最適と思われる組合せ1種類のみであり、この割合によっては多少の違いが生じる可能性がある。今後は、エネルギー吸収能力の向上を目指し、圧縮側でもX型配筋が降伏できるような工夫、より損傷が少なくなるようなディティールの工夫や、耐荷機構の詳細検討のための解析的研究を進めるつもりである。本論の一部は文献⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾にて発表した。

謝辞

本研究は、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)の一環として行い、神奈川大学・教務技術主任五十嵐泉氏、卒論生の伊藤努、山田裕理、原田和行、佐藤宏貴、坂上教夫、牧健太郎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。

付記

試験体 No.2,5 は、実験準備中に加力プログラムの制御ミスにより頂部で、引張曲げを受けた。荷重の大きさは鉄筋の降伏荷重の半分程度であり、鉄筋の残留ひずみや残留変形のないことを確認して、試験を継続した。図7に示したひび割れ図にはこの影響による水平方向のひび割れが数本観察される。荷重-変形関係、ひずみ分布等、変形成分等を検討した結果、それらにこの影響はないと思われる。

参考文献

1. Park, R. and T. Paulay : Reinforced Concrete Structures, A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION, 1975
2. 小川雄一郎、草間伊知郎他：短スパン梁を有する超高層鉄筋コンクリート造の耐震設計に関する研究、その1、2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp.337~340、1987
3. 江戸宏彰、吉岡研三他：チューブ構造による41階建RC構造の耐震設計、その4 X型配筋梁のせん断終局強度、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp.773~774、1989
4. 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、pp.179~184、1990
5. 南宏一編：はじめてのX形配筋、建築技術、1992
6. 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (1999)、日本建築学会、1999
7. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1999
8. 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
9. 島崎和司、五十嵐泉：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、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp.305~306、2001
10. 五十嵐泉、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 (その2 横拘束筋量をパラメータとした検討)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、日本建築学会、pp.275~276、2002
11. Shimazaki, K. : Experimental Study of a Diagonally Reinforced Beam with Well Reparability, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 258, CD-ROM, 2002