

# デボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁の実験的研究

## AN EXPERIMENTAL STUDY ON DAMAGE-FREE REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS WITH DE-BONDED DIAGONAL REINFORCEMENTS

平田 寛治\*, 島崎 和司\*\*  
*Noriharu HIRATA and Kazushi SHIMAZAKI*

In a reinforced concrete building with core shear walls, the core resists most of the seismic force, so that the damages would be concentrated at the wall base due to the large shear force and bending moment. Diagonal cracks caused by this shear force reduce the shear stiffness of the core wall substantially. As shear stiffness cannot be restored by repair works, it is desirable to minimize such diagonal cracks. This paper examines the behavior of shear walls with de-bonded diagonal reinforcements to reduce the damage and so ensure good repairability.

Test results showed that the number of cracks differed greatly even for the same load-carrying capacity. Repair work was easier than with the common parallel reinforced wall. In conclusion, the newly developed earthquake resisting wall reduces damage, shows good performance, and can be reused even after a severe earthquake.

**Keywords :** Reinforced concrete structure, Damage control, shear wall, bond, Diagonal reinforcement

鉄筋コンクリート構造, 損傷制御, 耐震壁, 付着, X型配筋

### 1. はじめに

建物の主な設計方針は、建物の崩壊から人命を保護することが第一条件である。しかし、近年要求性能の多様化により財産価値の保護として、大地震後にコストを掛けずに継続して使用できる建物が求められている。最近の構造設計では、損傷制御設計が行われるようになり、鉄筋コンクリートにおいては、部材の性能を高め、損傷を低減させることが目標となる。また、部材に損傷が発生した場合でも、損傷を特定の部材や位置に集中させることで補修が容易に行うことができ、建物の継続使用を可能にすることができる。

図 1 に示すようなコア耐震壁を有する構造システムは、地震力の大半をコア耐震壁で負担し、境界梁で地震エネルギーを吸収することで、その

他の部材の損傷は低減される。

境界梁については、これまでに X 型配筋梁について検討を行い、デボンド X 型配筋を用いることで一般の定着のある X 型配筋梁に比べて、大幅にせん断クラックを低減でき、高いエネルギー吸収能力があることを示した<sup>1),2)</sup>。

一方、コア耐震壁下層部では、大きなせん断力、曲げモーメントが作用する。そのため、壁部の損傷が大きくなることが考えられる。曲げクラックは、地震後に建物の自重により閉じるため、ある程度のクラックは許容されるが曲げモーメントが大きくなり残留クラック幅が拡大すると補修が必要となる。また、せん断クラックは、補修によるせん断剛性の回復が期待できないため、せん断クラックを低減させることが望ましい。

これまで耐震壁の性能向上を目指して、45 度配筋や PCa とプレストレストとの組み合わせ、壁主筋の付着除去などが提案されている<sup>3)-6)</sup>。しかし、これらの多くは、靱性能の向上を目的としているため、損傷低減を目的としたものは少ない。

本論では、損傷低減化とプレキャスト化を目標に、

- i. せん断クラック減少による剛性低下防止、
- ii. 曲げクラックの低減、
- iii. 施工性、汎用性の向上、

の 3 つの要求レベルを想定し、境界梁で損傷低減効果の認められたデボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁の可能性を検討するために行った実験的研究について報告する。

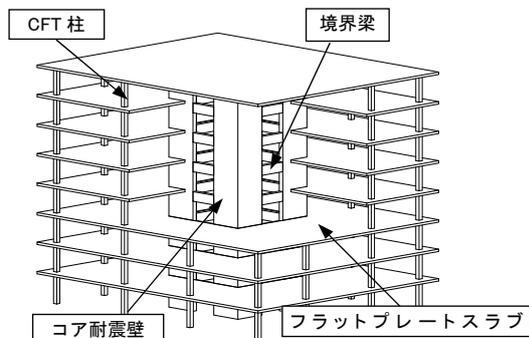


図 1 プロトタイプ建物

\* 神奈川大学大学院工学研究科建築学専攻  
 \*\* 神奈川大学工学部建築学科 教授・博士 (工学)

Graduate Student, Kanagawa University  
 Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.

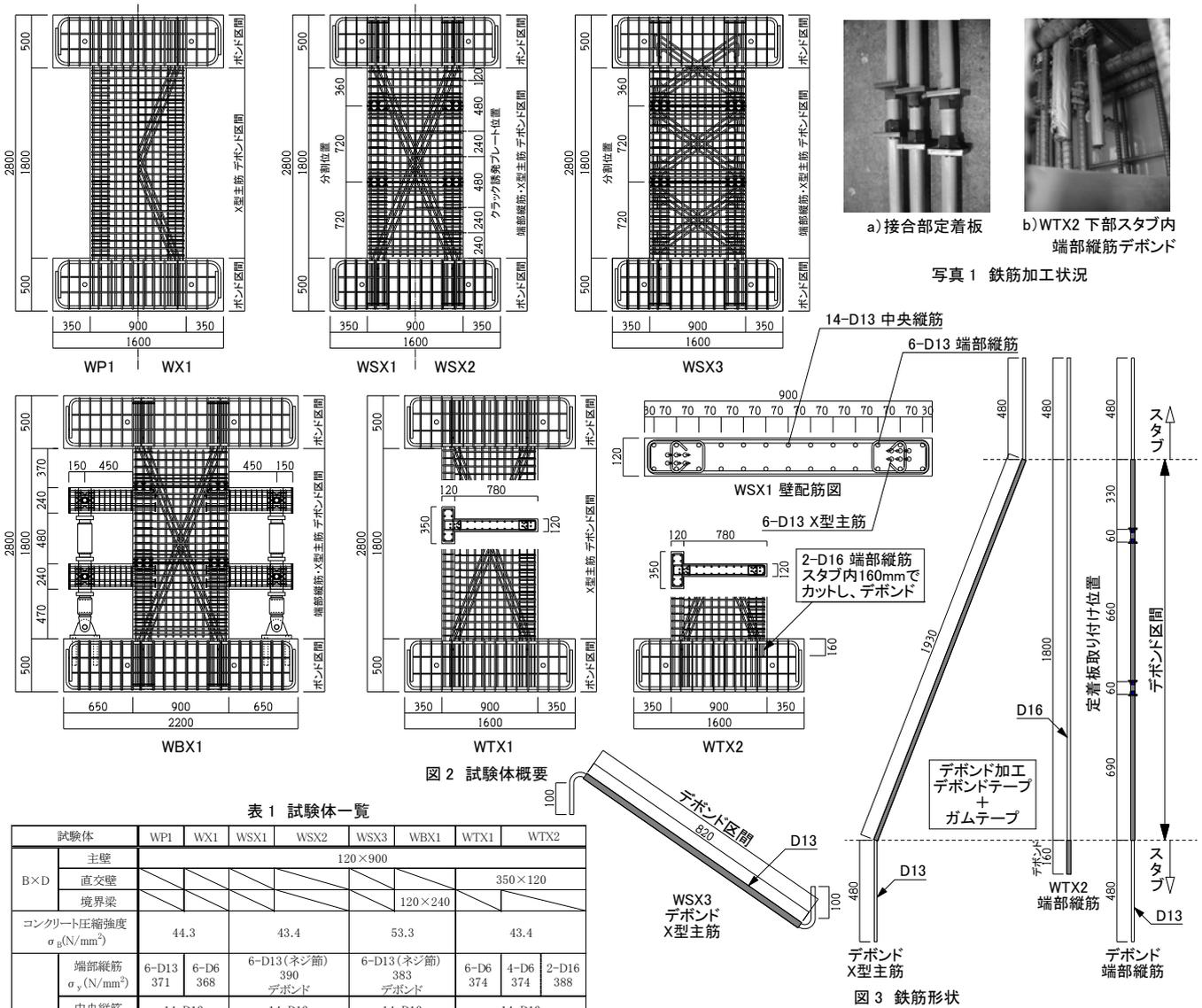


図2 試験体概要

表1 試験体一覧

試験体	WP1	WX1	WSX1	WSX2	WSX3	WBX1	WTX1	WTX2
B×D	主壁	120×900						
	直交壁	350×120						
	境界梁	120×240						
コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	44.3		43.4		53.3		43.4	
主壁	端部縦筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	6-D13 371	6-D6 368	6-D13(ネジ筋) デボンド 390	6-D13(ネジ筋) デボンド 383	6-D6 374	4-D6 374	2-D16 388
	中央縦筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	14-D13 371		14-D13 368		14-D13 391		14-D13 375
	X型主筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	6-D13 371 デボンド		6-D13 376 デボンド		6-D13 391 デボンド		6-D13 375 デボンド
	横筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	2-D10@70 387		2-D10@70 353		2-D10@70 379		2-D10@70 353
	拘束筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	2-D6@70 368		2-D6@70 374		2-D6@70 383		2-D6@70 374
	中子筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	D6@70 368		D6@70 374		D6@70 383		D6@70 374
	直交壁							8-D16 388
梁	縦筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )							2-D10@70 353
	横筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )							4-D16 371 *SD295
クラック誘発プレート	梁主筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )							2-D6@50 383
	あばら筋 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )							
クラック誘発プレート			ステンレス板					

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体は全部で8体であり、試験体概要を図2、鉄筋形状を図3、試験体一覧を表1に示す。試験体は、図1に示したプロトタイプ建物の予備解析より、コア壁脚部のモーメント反曲点位置を求め、下部2.5層分を取り出した。約1/5スケールで断面120mm×900mm、高さ1800mmとし、

試験体上下に主筋定着用スタブを有する。コンクリートはFc36とし、鉄筋はSD345相当品とした。各試験体の特徴を以下に述べる。

WP1は、一般的な平行配筋による耐震壁の試験体である。WX1は、せん断クラック低減を目的としたデボンドX型配筋による試験体である。WX1のX型主筋は、WP1の端部縦筋6-D13をX型とし、デボンド加工したものがある。鉄筋のデボンド加工は、デボンドテープ(ブチル系ゴム:サンタックシーラー)とガムテープにより行った。壁端部には、拘束筋の配筋のためD6の縦筋を配置した。

WSX1は、曲げクラックの低減と集中を期待してWX1を各層位置で分割した試験体である。WSX2は、WSX1にパネルを水平に3分割するため、厚さ0.6mmのクラック誘発プレートを設置した。WSX3は、プレキャスト化を想定し、WSX1のX型主筋を各層に分割した試験体である。各試験体の端部縦筋をデボンドし、写真1a)に示すように40mm×40mm×6mmのプレートとナットの定着板によりパネル端部で定着をとった。パネル内の鉄筋は、閉鎖型としパネル内で定着されている。パネル分割部は、グラウト材を充填した。

WTX1は、WX1にL字型耐震壁のフランジ部分を集約したT字型直交壁をつけたものである。WTX2は、WTX1のフランジの無い方(以下、自由端と記す)の最外端鉄筋を2-D6から2-D16にし、写真1b)に示すよ

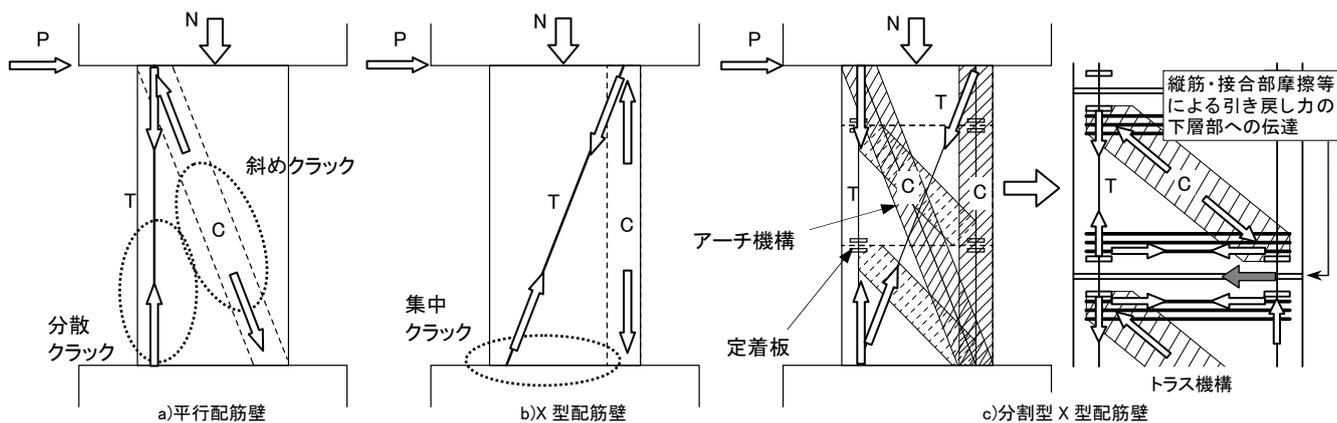


図4 想定耐荷機構

うに下部スタブ内 160mm でカットし、スタブ内はデボンドして定着を切った。これは、直交壁を持つことにより、自由端脚部の圧縮力が厳しくなるため、端部圧縮耐力を向上させ、圧壊を防止し、同時にスタブ内のデボンドにより引張力を負担しないことでクラックの軽減を期待した。

WBX1 は、境界梁接合部での損傷評価のために WSX1 に境界梁を想定した梁を取り付けたものである。境界梁接合部の曲げモーメントによる曲げ戻しを受け、せん断スパン比が小さくなるため、想定しているプロトタイプ建物の下部に比較してパネルのせん断力の負担が大きくなる。また、壁の曲げによる圧縮力と梁からの圧縮力により、接合部で厳しい応力状態になると想定される。

## 2.2 想定耐荷機構

損傷を低減するためのデボンド X 型配筋壁の基本コンセプトを図 4 に示す。一般的な平行配筋壁は、図 4a) に示すように左側から水平力が作用した時、左側面に引張力が生じて、多くの曲げクラックが発生する。中央部には、コンクリートの圧縮ストラットの方向に斜めクラックが生じる。

ブレースとしての役割を持たせたデボンド X 型配筋を有する壁では、図 4b) に示すように X 型主筋がトラスを形成し、引張力は主として X 型主筋で抵抗し、壁左側面は、拘束筋配筋用の鉄筋のみでほとんど引張力が生じない。X 型主筋をデボンドすることにより、中央部で鉄筋の引張力がコンクリートに伝わってクラックを誘発することがない。そのため、クラックが脚部のみ集中して発生し、せん断クラックが減少することを期待した。また、テンションシティブニングがないので X 型主筋のひずみのばらつきをより均一にすることができる<sup>9),10)</sup>。

図 4c) に示す分割型 X 型配筋壁では、図 4b) に加え、端部縦筋とコンクリートの圧縮力により水平力に抵抗する。端部縦筋もデボンドすることで壁全体に発生する曲げクラックを減少し、壁脚部に曲げクラックを集中することを期待した。端部縦筋の分割部に写真 1a) で示した定着板を設置することで曲げ変形を先行させ、分割部に変形を集中させることで斜めひび割れの発生を防止及び遅延させることを期待した<sup>10),11)</sup>。また、分割部の定着板により、図 4c) に示したようなパネルごとにトラス機構を形成すると想定した。トラス機構の接合部のせん断力は、端部縦筋、接合部の摩擦などによる接合部せん断抵抗機構により伝達される。

## 2.3 加力方法

加力は、図 5 に示す加力装置を用いた。鉛直アクチュエーター 2 を荷重制御として、試験体重心位置に一定軸力 ( $\sigma_0 = 0.1F_c$ ) を壁全断面に於いて与え、耐震壁頂部に水平アクチュエーターで正負交番繰り返し載

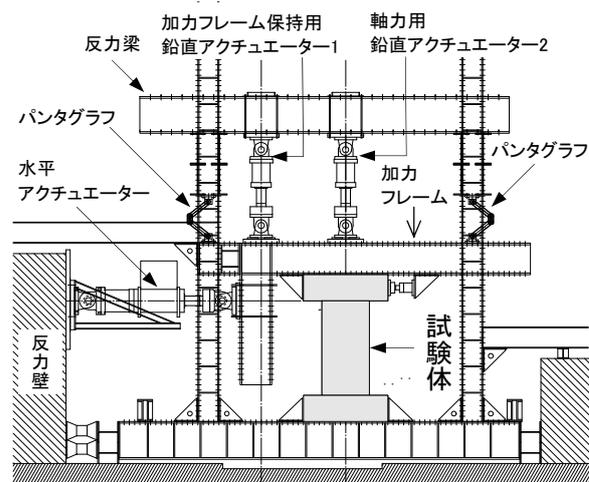


図5 加力装置

荷する。鉛直アクチュエーター 1 は、荷重制御で加力フレームの重量を保持するために設置している。水平力は変位制御として加力し、加力サイクルを耐震壁頂部部材角で  $R=1/700$  を 1 回、 $R=1/400$  を 3 回、 $R=1/200$  を 3 回、 $R=1/100$  を 6 回、 $R=1/67$  を 3 回、 $R=1/40$  を 1 回それぞれ繰り返し加力とし、最終的に  $R=1/33$  まで一方向加力とした。

## 3. 実験結果

### 3.1 損傷状況

試験体 8 体の  $R=1/200$  と  $R=1/100$  での損傷状況を図 6 に示す。全ての試験体で  $R=1/700$  で、曲げクラックが発生した。

WP1 は、 $R=1/400$  で軽微な曲げせん断クラックが生じ、 $R=1/200$  までに曲げせん断クラックが進展した。 $R=1/100$  では、多くのせん断クラックが生じた。このときのピーク時のクラック幅は  $0.2\text{mm}$  となった。 $R=1/100$  で圧縮側被りコンクリートの剥離がみられ、 $R=1/33$  で脚部圧壊が生じたが、軸力は保持していた。 $R=1/200$  のせん断クラックの状況を見ると、補修にはかなりの労力を要し、またせん断剛性の回復は難しいと思われる。

WX1 も、 $R=1/400$  で軽微な曲げせん断クラックが生じ、 $R=1/200$  で曲げせん断クラックが生じたが軽微なものにとどまった。 $R=1/100$  では、曲げクラックが中央部に進展し中央部のごく狭い領域にせん断クラックが生じた。このときのピーク時のクラック幅は  $0.05\text{mm}$  となった。その後の挙動は、WP1 と同様であった。 $R=1/200$  の変形程度では、曲げクラックは自重により閉じるため、そのまま再利用が可能と思われる。 $R=1/100$  程度の

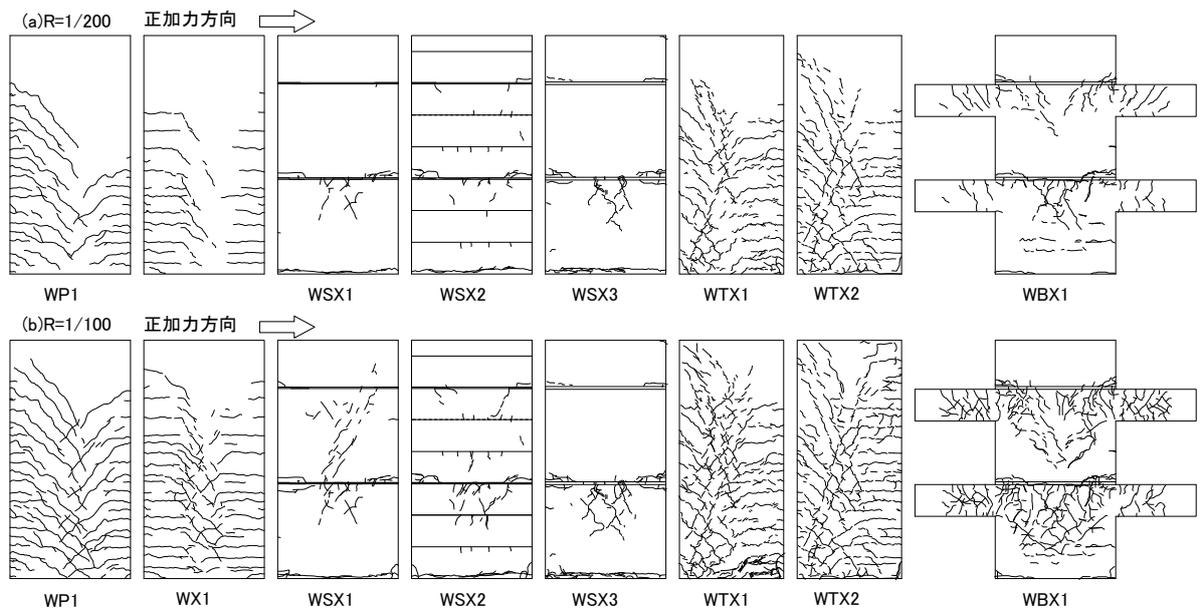


図 6 損傷状況

変形になると、補修にかなりの労力が必要となると思われる。

WSX1、WSX2 は、 $R=1/200$  で軽微なせん断クラックが生じたが、ほとんど進展せず、 $R=1/100$  まで大きなせん断クラックは見られなかった。WSX1 と WSX2 に大きな違いは見られなかった。WSX3 は  $R=1/400$  で軽微なせん断クラックが生じたが、あまり進展せず、その後は WSX1、WSX2 と同様であった。曲げクラックは、脚部と接合部に集中し、 $R=1/100$  載荷後の残留曲げクラック幅は、WSX1、WSX2 とともに脚部で 0.4mm 程度、WSX3 は、0.5mm 程度となった。 $R=1/200$  の変形程度では、そのまま再利用が可能と思われる。 $R=1/100$  程度の変形になると、脚部の曲げクラックの残留幅が大きくなるため、再使用するには、補修が必要と考えられるが、労力はそれほど大きくないと思われる。

WTX1、WTX2 は  $R=1/400$  の直交壁圧縮側で曲げせん断クラックが確認できたが、引張側となる場合せん断クラックのみ生じた。その後各クラックが進展し、脚部の被りコンクリートの剥離は WTX1 が  $R=1/200$  で、WTX2 は  $R=1/100$  で確認できた。WTX1 は  $R=1/100$  で端部の圧壊が始まり、載荷の繰り返しにより端部 D6 鉄筋が座屈、破断し、壁脚部中央

部まで圧壊が進んだ。WTX2 は、 $R=1/67$  で中央部に圧壊が生じた。WTX1、WTX2 とともに、 $R=1/200$  の変形でも補修の労力は多大なものになると考えられる。WTX1 は、 $R=1/100$  で脚部圧壊が始まっており、この変形での補修は困難と考えられるが、WTX2 は被りコンクリートの剥離にとどまっており、自由端拘束領域の補強の効果が見られる。

WBX1 は、想定したプロトタイプ建物のせん断スパン比に比べ、せん断に対して非常に厳しい状況になっており、 $R=1/200$  変形時でも 1 層目、2 層目でせん断クラックの減少は見られなかった。 $R=1/100$  で分割部と梁の接合部に圧壊が生じ、サイクルを増すことで端部縦筋が座屈を起こしたため、この変形レベルでは補修は困難となると考えられる。

### 3.2 水平力一壁頂部変位関係

図 7 に水平力一壁頂部変位関係を示す。図中の水平力は、各アクチュエーターの傾きによる  $P-\delta$  効果を補正した値となっている。

WP1 は  $R=1/100$  で最大耐力となり、その後、徐々に耐力は低下した。WX1、WSX1、WSX2 は、 $R=1/67$  まで最大耐力を保持し、大変形時でも耐力を保持した。WSX1、WSX2 は、最後まで軸力を保持していたこと

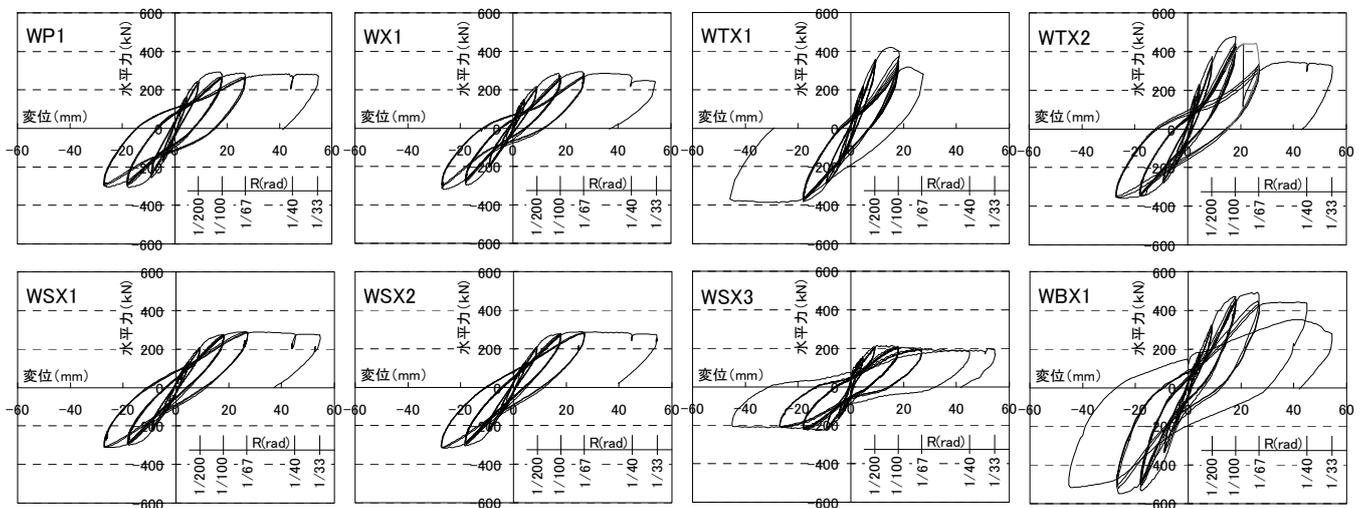


図 7 水平力一壁頂部変位関係

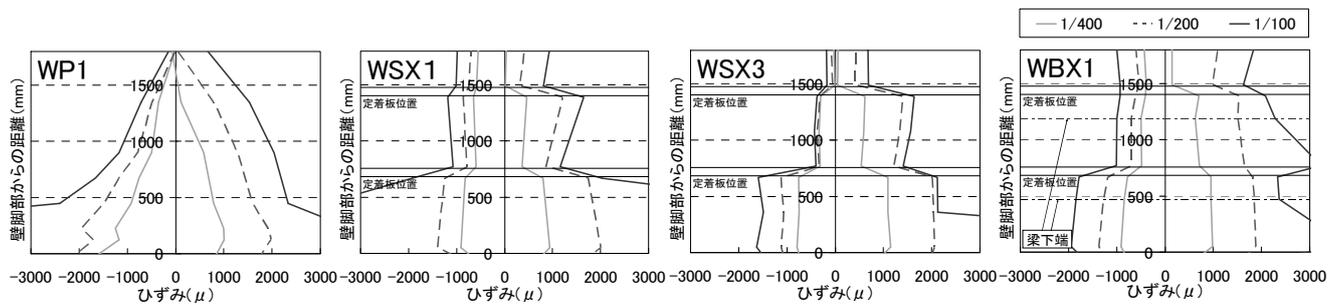


図8 端部縦筋ひずみ分布

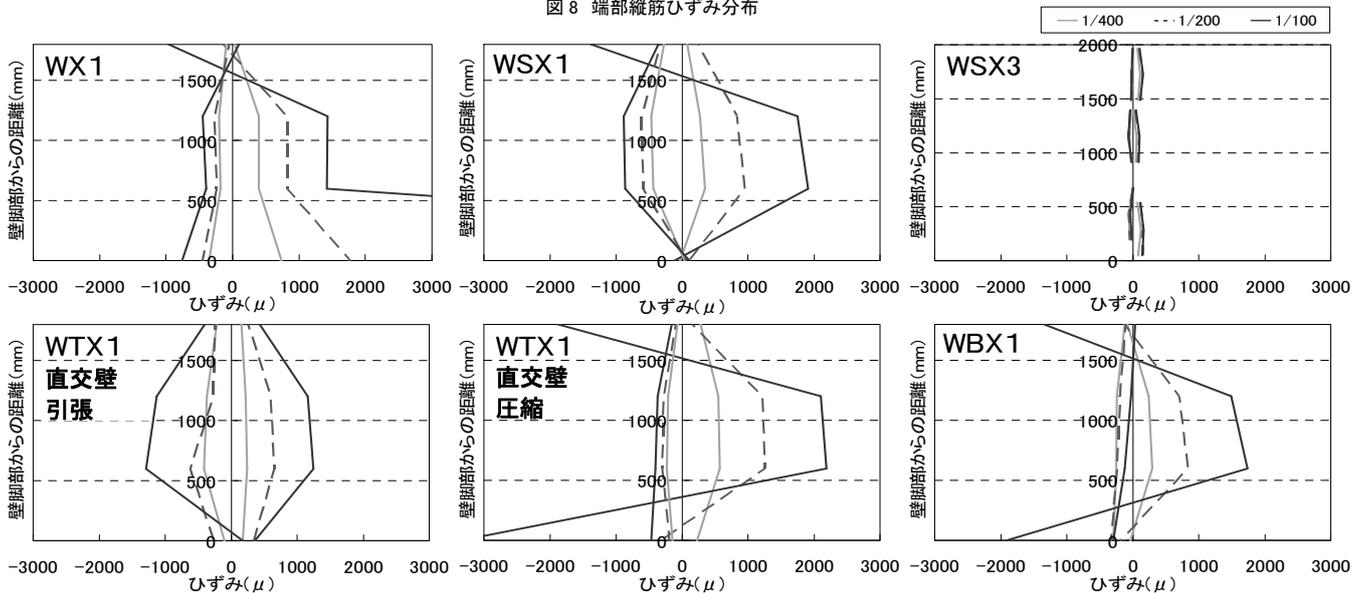


図9 X型主筋ひずみ分布

から変形能力も十分であるといえる。WSX3は、 $R=1/100$ をピークに徐々に低下した。

WTX1は、 $R=1/100$ で耐力の低下が見られ、自由端脚部が圧壊し、繰り返により端部D6鉄筋の破断に至り、 $R=1/67$ の第1サイクルで急激な耐力低下が見られた。そのため、直交壁圧縮側加力を $R=1/40$ として実験を終了した。WTX2は、 $R=1/100$ で非拘束部の被りコンクリートの剥離が始まり、圧壊の兆しが見られたものの耐力の低下は見られず、 $R=1/67$ で非拘束部のD13鉄筋が屈服し始めたため、耐力が著しく低下した。変位計の不備により、 $R=1/67$ の第1サイクルの変位が目標値を超過し、データの欠損があった。図中には、加力時のメモから推定した値で補正した値が追記されている。

WBX1は、 $R=1/67$ で最大耐力となったが接合部の圧壊が進み、端部縦筋が座屈したため、 $R=1/67$ 以降で耐力の低下が見られる。

### 3.3 鉄筋ひずみ分布

図8、図9に代表的な試験体の端部縦筋とX型主筋のひずみ分布を示す。図中のひずみは、 $R=1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ での正加力処女載荷時ピークの両端のひずみ分布である。WTX1は、直交壁により加力方向で応力が大きく異なるため、正負加力時のひずみを示した。直交壁が引張となる場合が正加力時となり、引張と記載したグラフを指す。

WP1の端部縦筋は、圧縮側も降伏し、耐力に寄与している。端部縦筋においてWSX1は、 $R=1/100$ で1層の圧縮側縦筋も降伏しているがWSX2、WSX3では、おおむね降伏ひずみ程度となっている。端部縦筋をデボンドした試験体は、層毎にほぼ均一なひずみ分布となっていることからデボンドと定着板の効果が得られていることがわかる。

WBX1では、引張側端部縦筋が境界梁の影響を受け、2層目脚部でも降伏している。圧縮側では、WSX2、WSX3と同様に端部縦筋は、降伏ひずみ程度にとどまっている。

WX1、WSX1の引張側X型主筋は、 $R=1/100$ で降伏ひずみに達しているが、WX1の圧縮側X型主筋は、降伏ひずみの1/4程度、WSX1では1/2程度となっている。これは、コンクリートの圧縮ストラットが圧縮力を負担していることと、曲げ変形成分が増加したことにより圧縮側X型鉄筋が壁脚部を中心に回転するように変形することで降伏に必要なひずみに達しにくいためと考えられる。ひずみの分布は、ほとんどの試験体のX型主筋が両端部を除いて一様であり、デボンドの効果が確認できた。

WTX1では、直交壁が引張となる場合、X型主筋は引張圧縮とも同程度のひずみであるが、最大耐力時( $R=1/100$ )のひずみは、降伏ひずみの2/3程度にとどまっている。これは、直交壁の鉄筋が引張に抵抗し、圧縮側のコンクリートが先に耐力に達してしまうためと考えられる。圧縮となる場合は、引張側のX型主筋は降伏しているが圧縮側のX型主筋のひずみは小さく、ほとんど耐力に寄与していない。これは、直交壁の圧縮時には、コンクリート断面積が大きく、圧縮ひずみが小さくなるため、圧縮側X型主筋が効かないためと考えられる。

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 最大耐力算定法

デボンドX型配筋を有する試験体の最大耐力 $P_u$ を(1)式に示すように平行配筋の曲げ終局耐力 $pPu$ とX型主筋の降伏耐力の水平成分 $xPy$ の総和として算定した場合、表2に示すように最大耐力は算定値に達し

表 2 最大耐力・算定値

試験体	WP1	WX1	WSX1	WSX2	WSX3	WBX1	WTX1		WTX2	
							圧縮	引張	圧縮	引張
最大耐力Pmax(kN)	293	293	290	288	213	494	378	419	359	478
算定値Pu(kN)	272	298	295	295	190	461	499	578	489	600
Pmax/Pu	1.08	0.98	0.98	0.98	1.12	1.07	0.76	0.72	0.73	0.80
補正算定値P'u(kN)	-	265	256	256	-	-	451	530	441	553
Pmax/P'u	-	1.11	1.13	1.13	-	-	0.84	0.79	0.81	0.86

ていない。

$$Pu = pPu + xPy \quad (1)$$

これは圧縮側デボンド X 型主筋がコンクリート圧壊時に降伏ひずみに達していないためである。図 9 に示すように各サイクルで引張側 X 型主筋に比べ、50%以下となっている。また X 型主筋が降伏に達する R=1/100 においても圧縮側 X 型主筋のひずみが引張側に比べ 50%程度となっている。デボンド X 型を用いた境界梁<sup>1),2)</sup>の場合には、平行筋による曲げ耐力と、X 型筋をブレースと見なした時の耐力の和で全体の耐力を算定可能であった。梁の場合軸力が作用していないので、コンクリートに作用する圧縮力に比べ、コンクリートの圧縮強度に余裕があり、X 型配筋の圧縮側鉄筋が降伏しない分をコンクリートが圧縮ストラットとして負担できたためである。しかし、軸力が作用する場合には、コンクリートの圧縮強度に余裕がなく、コンクリートの圧壊で耐力が決まるため、X 型ブレースの圧縮側は、引張側と釣り合うだけの耐力を負担できないと考えられる。そこで、圧縮側を降伏耐力の 50%として算定した算定値と比較すると、立体耐震壁を除き、実験値とよい対応を示している。

設計では、実際のひずみから算定することはできない。本論で用いた試験体の範囲内では、X 型配筋壁単体の場合の最大耐力の略算式を、圧縮側デボンド X 型主筋の降伏耐力に低減係数として 0.5 を乗じて、次式で与える。

$$Pu = pPu + txPy + n \times cxPy \quad (2)$$

ここで txPy を引張側 X 型主筋の降伏耐力の水平成分、cxPy を圧縮側 X 型主筋降伏耐力の水平成分、n を低減係数 (n=0.5) とする。n は、X 型主筋の配置や強度、コンクリートの圧縮強度、拘束効果の影響を受け、図 4 の耐荷機構から設計式を設定すべきだが、今回の実験の範囲では、0.5 とした。WSX3 は、X 型主筋の定着をパネル内で取ったため、最大耐力を壁脚部の曲げ耐力のみとした。

立体耐震壁の WTX1、WTX2 では、直交壁が圧縮となる場合、コンクリート断面積が大きく、圧縮ひずみが小さくなるため、圧縮側 X 型主筋が働かない。引張時には、X 型主筋が降伏する前に自由端側コンクリートが先に耐力に達するため、X 型主筋が耐力に達しない。立体耐震壁など直交壁が大きい場合、(2)式で略算的に耐力を算定することは難しいといえる。

#### 4.2 変形成分

試験体両端部の分割区間毎に計測した鉛直変位から、その区間の平均曲率を求め、その積分から曲げ変形成分を算定した。全体変形から曲げ変形の差を、せん断変形やスリップ変形となるその他の変形とした。鉛直変位は、所定の一定軸力を負荷後に変形の初期値とした。図 10 に各サイクルでの最初のピーク時の変形成分を示す。

平行配筋壁 WP1 は、曲げ変形以外のその他の変形成分の割合が 25%程度となっているのに対し、デボンド X 型配筋の WX1 では、15%程度となり、最終状態以外では、変形の増大に伴い曲げ変形成分が増大している。各層を分割した WSX1、WSX2 では、曲げ変形成分が 90%以上となっている。パネルを 3 分割した WSX2 においては、最終状態で曲げ変形成分が 95%以上となり、せん断による損傷が低減されたことと合致している。層毎に X 型配筋した WSX3 は、曲げ変形成分が 90%と WSX1 と同程度の割合を示しているが WSX3 の接合部では、後述するように R=1/67 時に約 2mm のスリップが確認できたことから、その他の変形成分の大半がスリップ変形で、せん断変形成分は少ないと考えられる。

直交壁を有する WTX1 は、直交壁が引張側となるときには、曲げ耐力が大きくなるためせん断力が厳しくなり、せん断変形成分が増大している。圧縮抵抗する鉄筋を増やした WTX2 では、WTX1 よりせん断変形成分の割合が高いが、大変形時におけるせん断変形成分の増大は見られない。WBX1 は、WX1 と比べると 10~15%程度せん断変形成分が高くなっている。

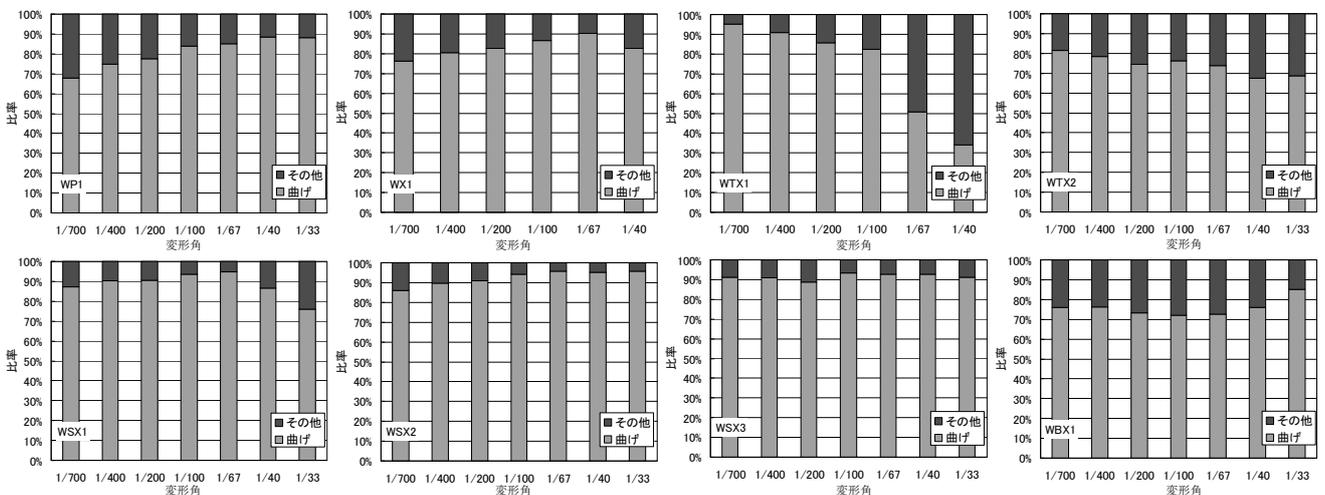


図 10 変形成分

#### 4.3 接合部スリップ性状

スリップ変形を計測した WSX3 と WBX1 の接合部のスリップ性状を図 11 に示す。スリップ変形は、接合部周辺の水平変位と鉛直変位から求めた。

図 10 の変形成分の割合と比較すると WSX3 のスリップ量は、 $R=1/100$  で 1.2mm、 $R=1/67$  で 2mm 程度となっている。これは、全変形量の 7% 程度である。変形が増大していくとともに図 10 の WSX3 のその他の変形割合とほぼ同じ値となり、大変形時にせん断変形が少なく、スリップ変形が支配的であることがわかる。

WBX1 のスリップ量は、 $R=1/100$  で 2.8mm、 $R=1/67$  で 4.2mm 程度となり、その他の変形割合の約 55% となった。その他の割合からスリップ量を除いた値をせん断変形として考えると全変形量の 15% 程度を占めていることがわかる。

#### 4.4 エネルギー吸収能力

図 12 に等価粘性減衰定数を示す。変形角  $R=1/100$  までは、平行配筋壁と同等の値を示している。しかし、縦筋が降伏する  $R=1/100$  以降は X 型配筋を有する試験体 WX1 において、X 型主筋が降伏しないため、履歴形状が逆 S 字型を示し、WP1 よりエネルギー吸収能力が低い結果となっている。WSX1、WSX2 は、逆 S 字型ではないものの WX1 とほぼ等しい値を示した。WX1 に比べ、大幅に損傷が低減されたがエネルギー吸収能力の観点では、ほぼ同等である。

WTX1、WTX2 では、直交壁が圧縮 (WTX1com、WTX2com) となる場合、WX1 に比べてやや大きい値を示している。直交壁が引張 (WTX1ten、WTX2ten) となる場合、自由端脚部を補強し、圧縮コンクリートの損傷が少ない WTX2 が WTX1 に比べて  $R=1/100$  で低い値を示している。

WBX1 では、 $R=1/700$  で WX1 より大きな値を示しているがそれ以降のサイクルでは、低い値を示し、エネルギー吸収能力は低い結果となった。

WX1、WSX1 は、図 10 の変形成分に示したように曲げ変形成分は増加したがエネルギー吸収能力は、低下した。図 9 の X 型主筋ひずみ分布で示したようにデボンドの効果により X 型主筋のひずみは、全長でほぼ均一となり、X 型主筋が降伏するためには、X 型主筋全長に対して、降伏に必要な伸び  $\Delta l$  が必要となる。WSX1、WSX2、WBX1 のデボンドした端部縦筋についても同様で、定着区間の長さに対して、降伏に必要な伸び  $\Delta l$  が必要となる。このことから X 型主筋が降伏しにくく、図 12 に示す水平力-曲げ変形関係の WX1、WSX1 のように履歴の幅が小さくなったため、エネルギー吸収能力が低下したと考えられる。

#### 5. まとめ

本論では、コアタイプ建物の耐震壁の損傷を低減し、補修性が良好な部材の開発を目標に、デボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁に関する実験的研究を行い、次の知見を得た。

- 1) コア耐震壁にデボンド X 型配筋を用いることによって、デボンド X 型主筋でトラスを形成し耐震壁のパネル部分のせん断力を低減し、パネル中央部でのせん断クラックの低減が可能となる。 $R=1/200$  程度の変形までは、曲げ変形が卓越して、せん断クラックは微小であり、残留曲げクラック幅も過大ではないので、そのまま再利用可能と考えられる。
- 2) 層毎にパネル化し、パネル内で端部縦筋もデボンドすることで、曲

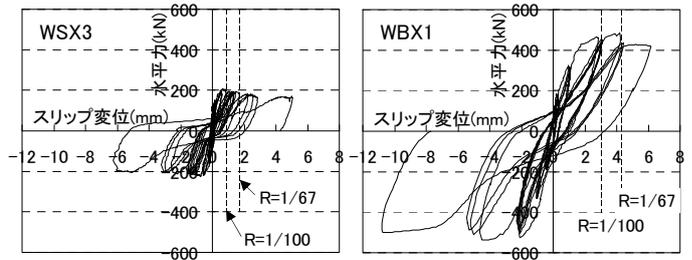


図 11 スリップ性状

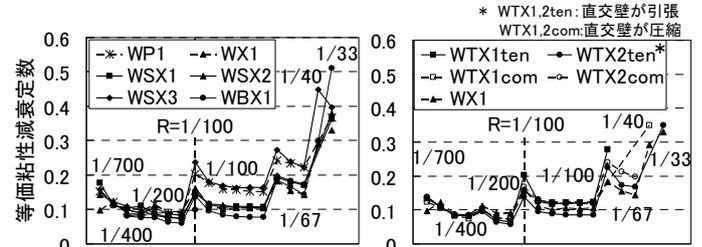


図 12 等価粘性減衰定数

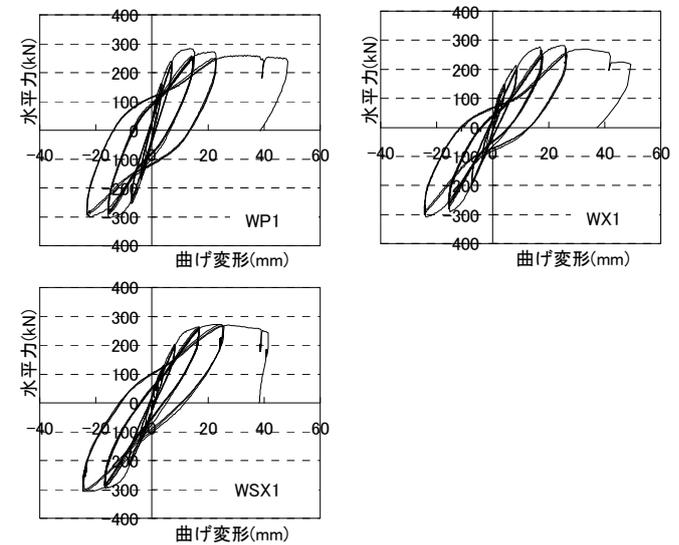


図 13 水平力-曲げ変形関係

げ変形成分が増大し、かつパネル境界部に変形が集中するため、せん断クラックやパネル内の曲げクラックが生じず、地震後の修復が容易な耐震壁とすることができる。 $R=1/200$  程度の変形までは、そのまま再利用可能、 $R=1/100$  程度までは、脚部の曲げクラックの充填程度の軽微な補修で再利用可能と考えられる。

- 3) 立体耐震壁を模擬した T 字型耐震壁の場合、デボンド X 型配筋の効果が少なく、せん断クラックの低減も困難となる。 $R=1/100$  程度の変形に達した場合、再利用するには大がかりな補修が必要となる。
- 4) 境界梁から曲げ戻しの影響を受けると、せん断スパン比の変化によりせん断クラックが増加する。 $R=1/100$  程度の変形に達すると、上層からパネル上部横補強筋に伝達された応力により、パネル上部にクラックが集中する。境界梁との接合部では圧縮応力が厳しくなり、コンクリートの圧壊に伴い縦筋の座屈が生じ、補修は困難となる。
- 5) 本論文の試験体の範囲での単体の耐震壁の最大耐力は、圧縮側 X 型主筋の降伏耐力に低減係数 0.5 を乗じた X 型配筋ブレースと平行配筋壁との和として算定することが可能である。

本研究により、デボンド X 型配筋を有する損傷低減型耐震壁の有効性と限界を示せた。今後は、コンクリートの圧縮強度、拘束効果による耐荷機構の詳細の研究を進め、一般性のある最大耐力評価法を検討し、設計式として提案していく予定である。また、エネルギー吸収能力の向上を目指し、圧縮側 X 型主筋が降伏できるような工夫や損傷がより低減できるディテール、境界梁の接合部の損傷低減などの検討を行い、損傷の少ない立体耐震壁の可能性についての検討を進めていく予定である。

尚、本論は文献 9)～11)を再構成したものであり、一部は文献 12)にて公表した。

#### 謝辞

本研究は、平成17年度神奈川大学建築学科重点研究費、平成18年度、平成19年度独立行政法人日本学術振興会科学研究費補助金(基盤研究B)により行いました。本論文作成にあたり、神奈川大学工学部建築学科主任技術員五十嵐泉氏、卒論生関真一朗氏、高橋佳彦氏、星野潤氏に大きな協力を得ました。本論文の査読者からは貴重なご意見を頂きました。また、試験体、装置製作に協力を頂いた関係者各位にこの場を借りて深く御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 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 pp.83-89 2002.12
- 2) 島崎和司: アンボンド X 型配筋 RC 梁の損傷評価 日本建築学会構造系論文集 No.604 pp.119-126 2006.6
- 3) S. L. Wood, et. Al, "Cyclic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls with Diagonal Web Reinforcement," ACI Structural Journal, 2007.7-8
- 4) Y. C. Kurama et. Al, "Seismic Response Evaluation of Unbonded Post-Tensioned Precast Walls," ACI Structural Journal, 2002.9-10
- 5) 江崎文也他: RC 造耐震壁の靱性を高めるための補強法に関する実験的研究 日本建築学会構造系論文集 No.502 pp.113-118 1997.12
- 6) 勅使川原正臣他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁の基本耐震性能 日本建築学会構造系論文集 No.593 pp.137-143 2005.7
- 7) 都祭弘幸他: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造耐震壁のスリップ変形抑制方法に関する研究 日本建築学会構造系論文集 No.614 pp.99-106 2007.4
- 8) 鈴木敏郎他: 靱性改善を目的とした新形式鉄筋コンクリート柱の開発研究 日本建築学会構造系論文集 No.457 pp.61-68 1994.3
- 9) 島崎和司: デボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁の実験的研究 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造IV pp.175-176 2006.9
- 10) 島崎和司他: デボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁の実験的研究 (その 2, その 3) 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造IV pp.723-726 2007.9
- 11) 平田寛治他: デボンド X 型配筋を用いた損傷低減型耐震壁の実験的研究 (その 4) 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造IV pp.359-360 2008.9
- 12) Kazushi Shimazaki, "Reinforced Concrete Shear Walls with De-bonded Diagonal Reinforcements for the Damage-less Reinforced Concrete Building," The 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10