

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 直交壁の影響について-

正会員 ○島崎 和司*
同 平田 寛治**RC 構造 損傷制御 耐震壁
耐震設計 X 型配筋 付着

1. はじめに

建物の構造設計において、性能設計が志向されるようになり、大地震後でも建物を再使用することが求められるようになってきた。そのためには RC 部材の損傷を低減し、良好な修復性が必要となる。図 1 に示すようなコアタイプの建物では、地震力のほとんどをコア壁部分で負担することになる。この為、地震時にコア壁脚部に大きなせん断力と曲げモーメントが作用し、損傷が大きくなることが予想される。前報¹⁾では損傷低減化を目的として、耐震壁にブレース状のデボンド X 型配筋を用いた実験を行い、ある程度の損傷低減の可能性が示せた。しかし、コア壁は L 型の耐震壁となるため、その影響を考慮する必要がある。本研究では L 型壁における圧縮端の脚部圧壊を模擬するため直交壁を設けた試験体により損傷低減化の比較検討を行う。

2. 実験概要

図 1 に示す建物をプロトタイプ建物とし、予備解析による脚部コア壁のモーメント反曲点位置から、下部 2.5 層モデルの試験体とした。約 1/5 スケールで、主壁断面 $120\text{mm} \times 900\text{mm}$ 、直交壁断面 $120\text{mm} \times 350\text{mm}$ とし、壁部高さ 1800mm で上下に主筋定着用スタブを有する。試験体の断面配筋を図 2 に、試験体の配筋と用いた材料の一覧を表 1 に示す。W1T 試験体は X 型筋をデボンドとした前報¹⁾の試験体に L 字型のフランジ部分を集約した直交壁をつけたものである。W2T は W1T の最外端鉄筋を D6 から D16 にし、かつ下部スタブ内 160mm でカットし、スタブ内はデボンドして定着を切り、引張力を負担しないようにした。前報¹⁾の試験体に比べ、直交壁を持つことにより自由端脚部の圧壊がより厳しくなり、斜めクラックも増えることが予想される。そのため端部圧縮耐力を向上させ、圧壊を防止し、引張力を負担しないことによるクラックの軽減を期待した。

加力は、前報¹⁾と同様に軸力 490kN ($\sigma_0 = 0.1 \sigma_B$) を壁平面図心位置で一定に保持した状態で、耐震壁頂部に水平力を与え、変位制御で正負交互に繰り返し作用させる。加力サイクルは変形角を $R=1/700$ を 1 回、 $1/400$ を 3 回、 $1/200$ を 3 回、 $1/100$ を 6 回、 $1/67$ を 3 回、 $1/40$ を 1 回、 $1/33$ を 1 回とする。

3. 実験結果

各試験体のひび割れ状況を図 3 に示す。両試験体とも

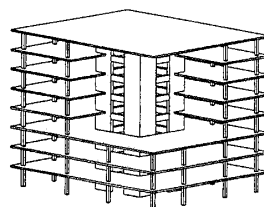


図1 コアタイプ建物

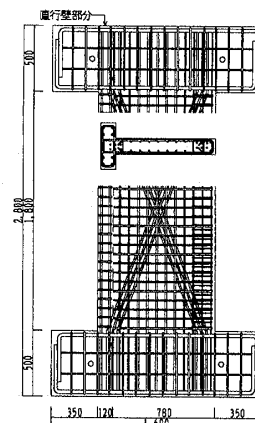
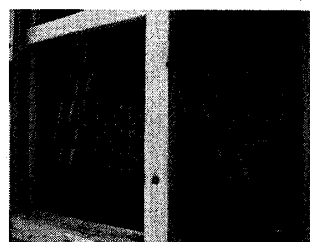


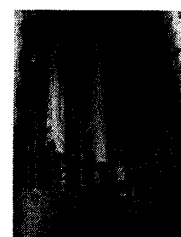
図2 試験体配筋図

表 1 試験体一覧および使用した材料

試験体		W1T	W2T
b × D (mm)	主壁	120 × 900	
	直交壁	120 × 350	
σ_B (N/mm ²)		43.4	
縦筋	直交部	8-D16	
	中央部	14-D13	
	端部	6-D6	4-D6、2-D16 (下部定着なし)
X型筋		12-D13	
		デボンド	
横補強筋		2-D10@70	
端部拘束筋 (閉鎖型)	上部	2-D6@70	
	下部	2-D6@35	
		使用鉄筋	
SD345 (N/mm ²)	D6	拘束筋、中子筋	降伏強度 374 引張強度 593
	D10	横筋	353 601
	D13	X筋、縦筋	375 545
	D16	直交壁内縦筋、端部縦筋	388 584



(a) 脚部補強



(b) スタブ内のデボンド

写真1 W2T 脚部配筋状況

$R=1/700$ のサイクルで曲げクラックが発生し、 $R=1/400$ で曲げせん断クラックが発生した。直交壁側が圧縮となる場合は、引張側に水平クラックが生じているが、逆の場

合には斜めのクラックのみ生じている。W1T は $R=1/100$ で端部の圧壊が始まると繰り返しにより端部 D6 鉄筋が座屈、破断し端部の損傷に伴い中央まで真横に圧壊が進んだが、W2T は $R=1/100$ では端部の圧壊は表面のコンクリートの剥離にとどまり $R=1/67$ で中央部の圧壊が進んだ。これは、W1T は端部の D6 鉄筋が座屈、破断により圧壊が進んだが、W2T は D16 鉄筋により端部の座屈が生じず拘束筋による効果が十分に得られたためと考えられる。実験終了後の端部圧壊状況を写真 2 に示す。

水平力-変形関係を図 4 に示す。W1T は $R=1/100$ で耐力低下後、圧縮側下端が圧壊、端部 D6 鉄筋の破断に至ったため $R=1/67$ を 1 サイクル後、直交壁側が圧縮となる方向に $R=1/40$ の加力を行い実験終了とした。W2T は変位計の不備により $R=1/67$ の最初のサイクルの変位が目標を超過し、データの欠損があった。図中の破線は加力時のメモから推定した値である。 $R=1/100$ サイクル時は非拘束部で圧壊があるものの耐力低下は見られず、 $R=1/67$ で中央の D13 鉄筋が座屈を始めたため耐力が低下した。

同図中に平行配筋分の曲げ耐力時のせん断力と、X 筋の降伏耐力の水平方向成分を加えた計算値を示す。直交壁が引張となる正側では、実験値は X 筋の耐力分を無視した程度となり、計算値に比べかなり低い。直交壁が圧縮側となる負側でもやや小さな値となっている。図 5 に X 型鉄筋の歪分布を示す。両試験体とも直交壁が引張となる場合は、引張圧縮とも同程度の歪であるが、最大耐力時にも降伏歪の 2/3 程度の値となっている。直交壁が圧縮となる場合は、引張側の鉄筋は降伏しているが、圧縮側の鉄筋の歪は小さく、ほとんど圧縮力を負担していない。これは直交壁側が圧縮時にはコンクリート断面積が大きく圧縮歪が小さいので圧縮側 X 型筋が働かず、逆に引張時には、引張に抵抗する鉄筋が多くて圧縮側コンクリートが先に耐力に達したためと考えられる。

図 6 に等価粘性減衰定数を示す。直交壁が圧縮のときは直交壁のない昨年の W2X と比べやや大きい値を示しているが、直交壁が引張となる場合には、 $R=1/100$ のサイクルにおいて端部を補強した W2T が小さい。

4. まとめ

コア壁にデボンド X 型筋を用い、端部の鉄筋を補強することにより、脚部の圧壊を低減させ、損傷を低減して十分に耐力を保持することはできた。 $R=1/100$ を超えるような大変形時の損傷低減、良好な修復性の確保については課題が残った。

【謝辞】

本研究は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。研究の実施、まとめは神奈川大学 2006 年度卒論生の高橋君に負うところが多い。この場を借りて関係者各位にお礼申し上げます。

- * 神奈川大学 工学部 建築学科 教授 博士（工学）
- * 神奈川大学 工学研究科 建築学専攻

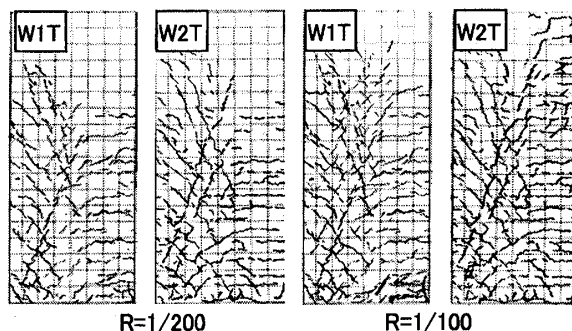


図 3 ひび割れ状況



写真 2 実験終了後端部圧壊状況 W1T W2T

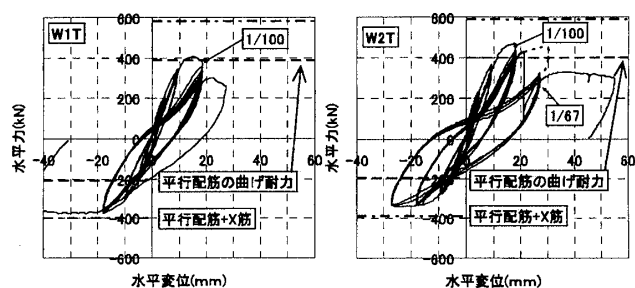


図 4 水平力-変形関係

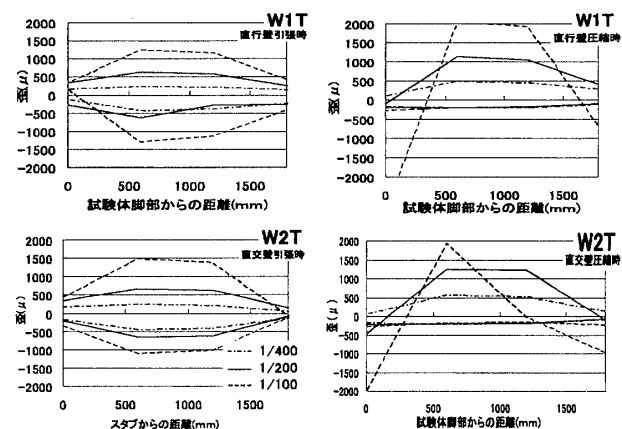


図 5 X 型鉄筋の歪分布

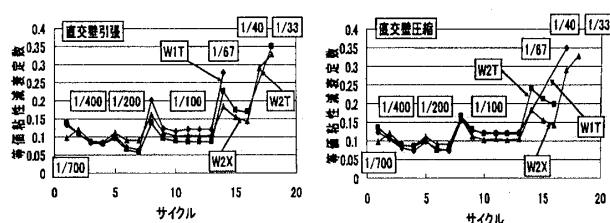


図 6 等価粘性減衰定数

【参考文献】

- 1) 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，日本建築学会大会梗概集，C-2，pp.175-176，2006

- * Professor, Kanagawa University, Dr. Eng.
- ** Kanagawa University