

超高層鉄筋コンクリート造耐震壁架構の開発

細井 泰行* 都祭 弘幸*

高層鉄筋コンクリート造建物において、連層壁を主たる耐震要素とした構造形式とすることで、柱のスパンを大きくできるため、集合住宅や事務所ビルにおいて、設計自由度の高い居住空間を創出することができる。そこで、柱型のない連層耐震壁架構の構造性能を調べるために、長方形断面の耐震壁と L 形断面耐震壁の曲げせん断実験を行った。

構造実験の結果、1/50rad.まで急激な耐力低下は見られず、安定した変形性能を有していることを確認できた。また、ファイバーモデルによる解析結果と実験結果はよい対応を示した。

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物における高層集合住宅では、設計自由度の高い居住空間を創出するために、近年、連層壁を主たる耐震要素とした建物の構造設計が行われている。このため、柱型のない連層耐震壁架構の構造性能を調べるために、長方形断面耐震壁およびL形断面耐震壁の曲げせん断実験を実施した。本報は、連層耐震壁の構造性能に関する実験結果について報告するとともに、荷重変形関係および壁脚部の応力ひずみ関係に関する断面解析を行い、実験結果との対応について報告する。

2. 実験計画

2.1 試験体

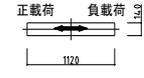
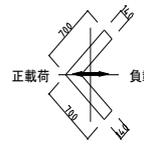
表-1に試験体概要、図-1に試験体配筋図を示す。試験体は、実物の1/4~1/6縮尺の柱型のない長方形(I形)断面耐震壁とL形断面耐震壁、計4体である。試験体の壁厚(tw)は140mm、壁長(Lw)は長方形断面で1120mm、L形断面で700mmであり、試験体壁部分の内法高さ(hw)は2140mm、加力点高さ(ho)は2240mmとした。実験因子は、連層壁脚部において曲げ圧縮応力を負担する拘束部の拘束状態であり、長方形断面では壁端部の拘束筋量と軸力比(η)の組み合わせ、L形断面では隅角部の拘束範囲と軸力比の組み合わせとした。いずれの試験体も、曲げ降伏先行型の破壊形式とし、限界部材角(Ru)が1/67rad.を満足するように計画した。

2.2 使用材料

表-2に鉄筋の材料試験結果を示す。鉄筋は、主筋にD10(SD390)、壁筋にD6(SD295A)、拘束筋および幅止め筋にD4(SD295A)の材料を用いた。

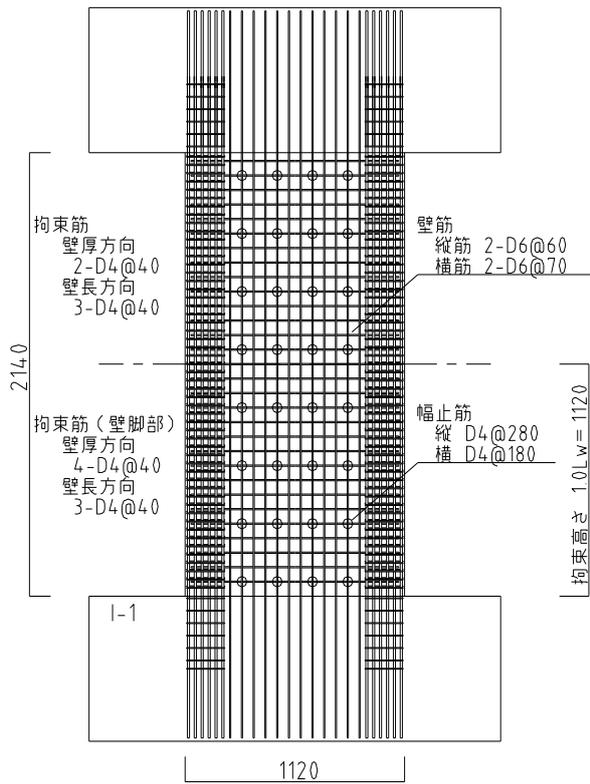
表-3にコンクリートの材料試験結果を示す。試験体に打設したコンクリートの設計基準強度(F_c)は60N/mm²であり、粗骨材には6号砕石(最大寸法:13mm)を用いた。

表-1 試験体概要

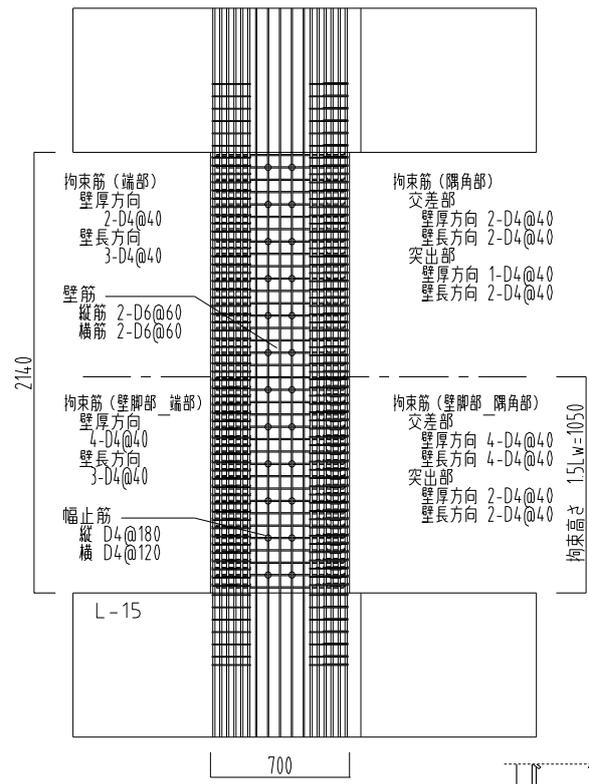
試験体	I型壁		L型壁		
	I-1	I-2	L-15	L-20	
断面 寸法	壁厚(tw)	140mm			
	壁長(Lw)	1120mm (=8・tw)	700mm (=5・tw)		
	内法高さ(hw)	2140mm			
	加力点高さ(ho)	2240mm (ho/Lw=2.0)	2240mm (ho/Lw=3.2)		
コンクリート	設計基準強度(F_c) 60N/mm ²				
壁端部	拘束範囲	210mm (=1.5・tw)			
	主筋	16-D10 (SD390) pg=3.88%	14-D10 (SD390) pg=3.40%		
	拘束筋_端部 /壁厚方向	4-D4@40 (SD295A) pw=0.669%	6-D4@35 (SD295A) pw=1.147%	4-D4@40 (SD295A) pw=0.669%	
	拘束筋_端部 /壁長方向	3-D4@40 (SD295A) pw=0.753%	3-D4@35 (SD295A) pw=0.860%	3-D4@40 (SD295A) pw=0.753%	
隅角部	拘束範囲	/		210mm (=1.5・tw)	280mm (=2.0・tw)
	主筋			28-D10 (SD390) pg=5.10%	28-D10 (SD390) pg=3.40%
	拘束筋_隅角交差部 /壁厚方向			4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%	
	拘束筋_隅角交差部 /壁長方向			4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%	
	拘束筋_隅角突出部 /壁厚方向			2-D4@40 (SD295A) pw=1.00%	4-D4@40 (SD295A) pw=1.00%
	拘束筋_隅角突出部 /壁長方向			2-D4@40 (SD295A) pw=0.502%	
壁筋	縦筋	2-D6@60 (SD295A) ps=0.762%	2-D6@60 (SD295A) ps=0.762%		
	横筋	2-D6@70 (SD295A) ps=0.653%	2-D6@60 (SD295A) ps=0.762%		
幅止め筋	D4 (SD295A) 縦@280 横@180 ph=0.028%	D4 (SD295A) 縦@180 横@120 ph=0.065%	D4 (SD295A) 縦@120 横@180 ph=0.065%		
軸力比(η)	0.15	0.20	正: 0.35 ¹⁾ 負: 0.00	正: 0.40 負: 0.00	
加力方向					

備考 1) R=1/67rad.の2サイクル目終了後、軸力比を0.40とした。

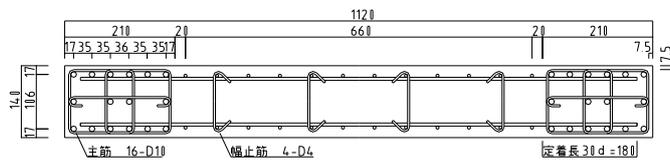
*本社 建築エンジニアリング部



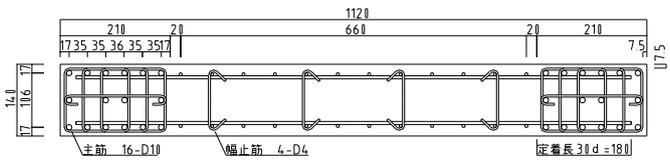
長方形 (I 形) 断面



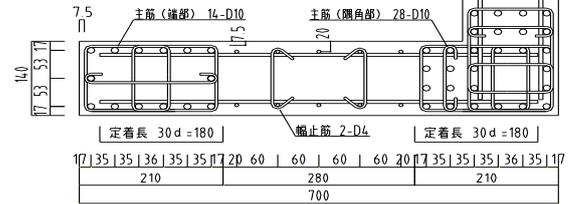
L 形断面



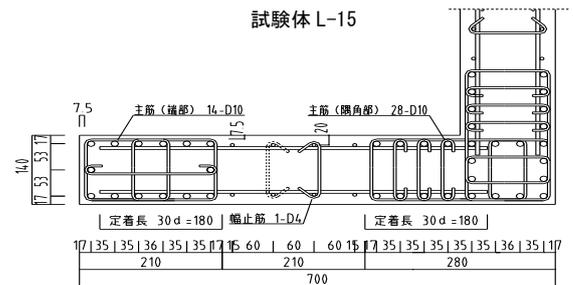
試験体 I-1



試験体 I-2



試験体 L-15



試験体 L-20

図一 試験体配筋図

表一 鉄筋の材料試験結果

使用部位	呼び名	降伏強度 N/mm ²	降伏ひずみ μ	引張強度 N/mm ²	破断伸び %
主筋	D10 SD390	409	2.080	671	18.0
壁筋	D6 SD295A	319	1.721	487	18.5
拘束筋 幅止筋	D4 SD295A	354	2.014	523	22.8

表二 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²
I-1, I-2	65.2	33.4	4.18
L-15	72.5	35.5	4.81
L-20	68.8	---	---

2.3 加力方法

図二に加力装置を示す。軸力は、ジャッキエンドをローラー支承とした2台の5000kN ジャッキを用いて載荷し、所定の軸力を断面重心位置に偏心モーメントが作用しないように与えた。加力は、建物 1 階部分の架構設計変形時の軸力を与えた後、試験体頂部(加力点高さ:2240mm)に 3000kN ジャッキを用いて、水平力(P)を与え、壁脚部に曲げモーメントが生じるように載荷した。

2. 4 加カスケジュール

加力の制御は、加力点高さ位置における変形角 (R) による変形制御とし、 $R=1/800\text{rad}$. で1回、 $R=1/400$ 、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50\text{rad}$. で各2回正負交番繰返し载荷を行った後、正側に押し切ることにした。軸力は、長方形断面の試験体では、一定の荷重 (試験体 I-1 : $N=1516\text{kN}$ ($\eta=0.15$)、試験体 I-2 : $N=2057\text{kN}$ ($\eta=0.20$)) を与えた。L形断面の試験体では、壁脚部の隅角部が圧縮を受ける状態を正加力方向として高軸力 (試験体 L-15 : $N=4570\text{kN}$ ($\eta=0.35$)、試験体 L-20 : $N=4953\text{kN}$ ($\eta=0.40$)) を与え、負加力方向では、軸応力をほぼ零 ($\sigma_o=0.5\sim 1.0\text{N/mm}^2$) とした。なお、試験体 L-15 は、 $R=1/67\text{rad}$. の2回目の繰返し载荷した後、正加力時の軸力比を 0.40 ($N=5198\text{kN}$) まで高くし、 $R=1/67$ 、 $1/50\text{rad}$. で各2回正負交番繰返し漸増载荷を行った後、正方向に単調加力した。

2. 5 計測項目

変位の測定は、加力点高さ位置における水平変位や壁部の曲げ変形 (図-3) などについて行った。また、本実験による加力装置では、水平変位量 (δ_H) が大きくなると水平ジャッキの傾きにより反曲点の高さが大きく変化する。壁脚部の曲げモーメントを算出する際には、反曲点高さの変動を考慮する必要があるため、加力装置の加力梁に対しても変位計を取り付け、各変形状態での反曲点高さが求められるようにした。ひずみの測定については、主筋、拘束筋、壁筋、幅止め筋の主要な箇所にはひずみゲージを貼付して測定した。

3. 実験結果

3. 1 長方形断面 (I 形) 耐震壁の実験結果

3. 1. 1 破壊状況

最終破壊状況を写真-1 に示す。両試験体ともに $R=1/800\text{rad}$. で壁脚側面に曲げひび割れが生じた。試験体 I-1 は $R=1/400\text{rad}$. で、試験体 I-2 は $R=1/200\text{rad}$. でせん断ひび割れが発生し、その後の载荷により曲げひび割れが急激に増加し壁高さ方向に広がった。両試験体ともに、 $R=1/200\text{rad}$. で壁脚圧縮側かぶりコンクリート端部において圧壊が始まり、 $R=1/50\text{rad}$. までの载荷で圧壊、かぶりコンクリートの剥落が進行した。試験体 I-1 は、 $R=1/40\text{rad}$. 程度まで载荷した時点で拘束部の圧壊が著しく進行し、軸力を保持できなくなったため実験を終了した。実験終了時には壁縦筋の座屈も確認された。試験体 I-2 は、 $R=1/50\text{rad}$. を2回繰返した後の単調载荷の際に壁板部分が圧壊し、軸力を保持できなくなったため実験を終了した。実験終了時には壁縦筋に加えて拘束部主筋の座屈や拘束筋の破断が確認され、試験体 I-1 に比べて高軸力の影響からか壁脚部の圧壊範囲は大きかった。

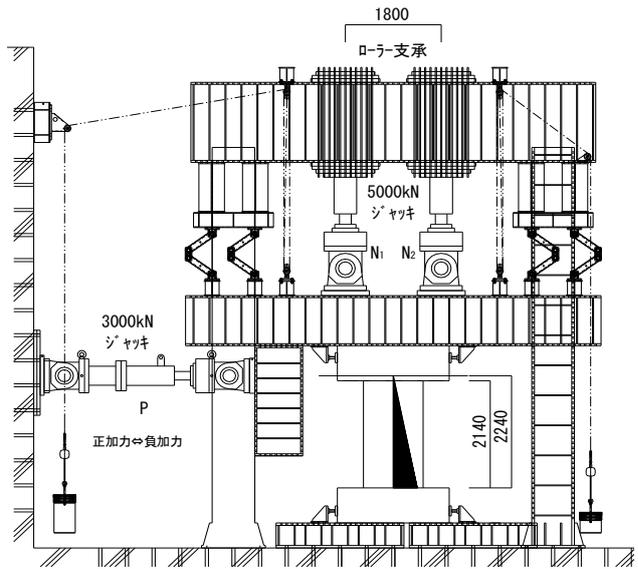


図-2 加力装置

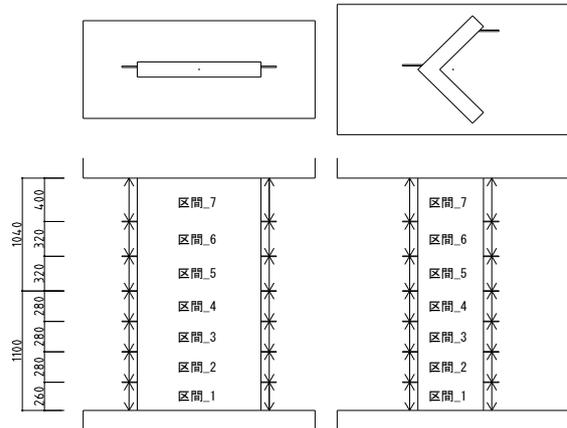
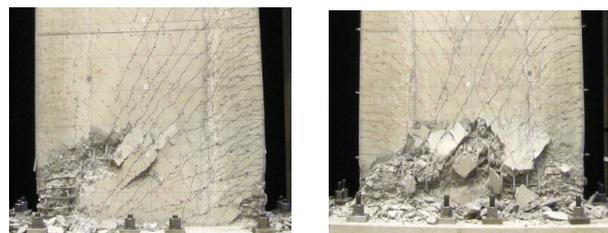


図-3 曲率分布の測定位置



(a) 試験体 I-1

(b) 試験体 I-2

写真-1 最終破壊状況 (壁脚部)

3. 1. 2 荷重変形関係

図-4に各試験体の壁脚部曲げモーメント-変形角関係を示す。曲線には観察された主な現象をあわせて示す。試験体 I-2 は、 $R=1/50\text{rad}$. の2回目、負加力の際に若干履歴に膨らみが見られるものの、両試験体ともに $R=1/50\text{rad}$. までの変形において安定した履歴性状を示しており、履歴の形状や鉄筋の降伏時期などは概ね同様の傾向を示した。

3. 1. 3 変形成分

図-5に、各変形角における全体変形 δ_h に対する変形成分(曲げ変形 δ_m 、スリップ変形 δ_{slip} 、せん断変形 δ_s)の割合を示す。試験体頂部の水平変位を全体変形 δ_h とし、曲げ変形 δ_m は、高さ方向に7分割して測定した水平変位(分割位置は、図-3参照)より各区間の回転角を算出し、その回転角分布を高さ方向に積分した値とした。また、壁脚から高さ60mmの位置で測定した水平変位を壁脚部のスリップ変形 δ_{slip} とし、全体変形 δ_h から δ_m および δ_{slip} を差し引いたものをせん断変形 δ_s とした。全体変形に対する各変形成分の割合は、正負で若干異なる傾向を示しているが、変形分離した結果、両試験体ともに曲げ変形成分が80~90%と支配的であることがわかる。また、図-5より、区間2(H=540mm)までの曲げ変形成分が全体の過半を占めている

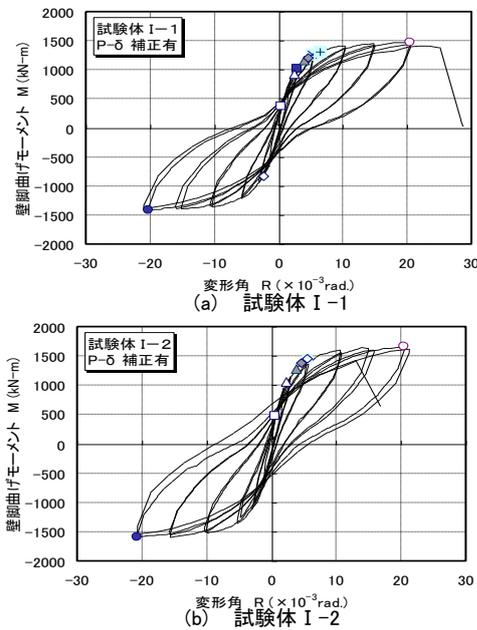
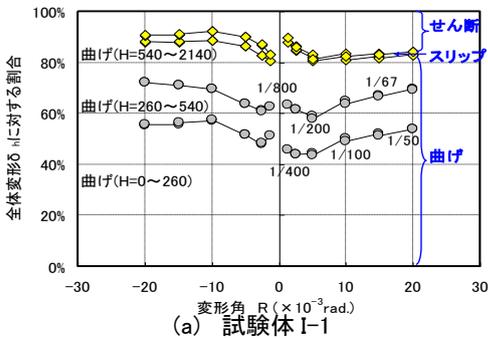


図-4 壁脚部曲げモーメント-変形角関係



(a) 試験体 I-1

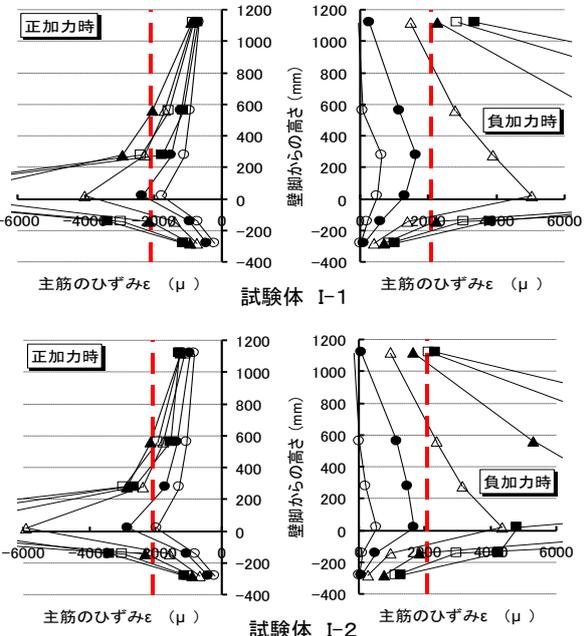
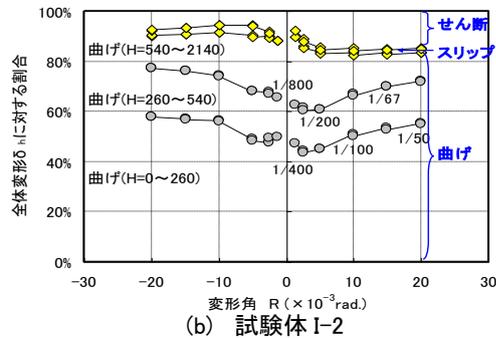


図-6 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布



(b) 試験体 I-2

図-5 全体変形に対する各変形成分割合の推移

ことから、壁脚部より概ね $0.5L_w$ (L_w : 壁長) に相当する高さまでの曲げ変形が、特に卓越していることがわかる。

3. 1. 4 主筋および壁縦筋のひずみ

図-6に最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布を示す。最外縁の主筋は、壁脚部ほどひずみ量が大きく、まず始めに $R=1/400$ rad. で脚部が圧縮降伏、 $R=1/200$ rad. で引張降伏し、この時の引張降伏域は $H=560$ mm ($0.5L_w$) の高さまで達している。図-7に壁脚部 ($H=20$ mm) のひずみ分布 (C1~C10) を示す。壁脚部における断面内のひずみ状況は、 $R=1/400$ rad. まではほぼ直線的に分布していることが伺われる。また、 $R=1/200$ rad. の時点で引張・圧縮ともに拘束範囲内のほとんどの主筋が降伏していることが確認できる。

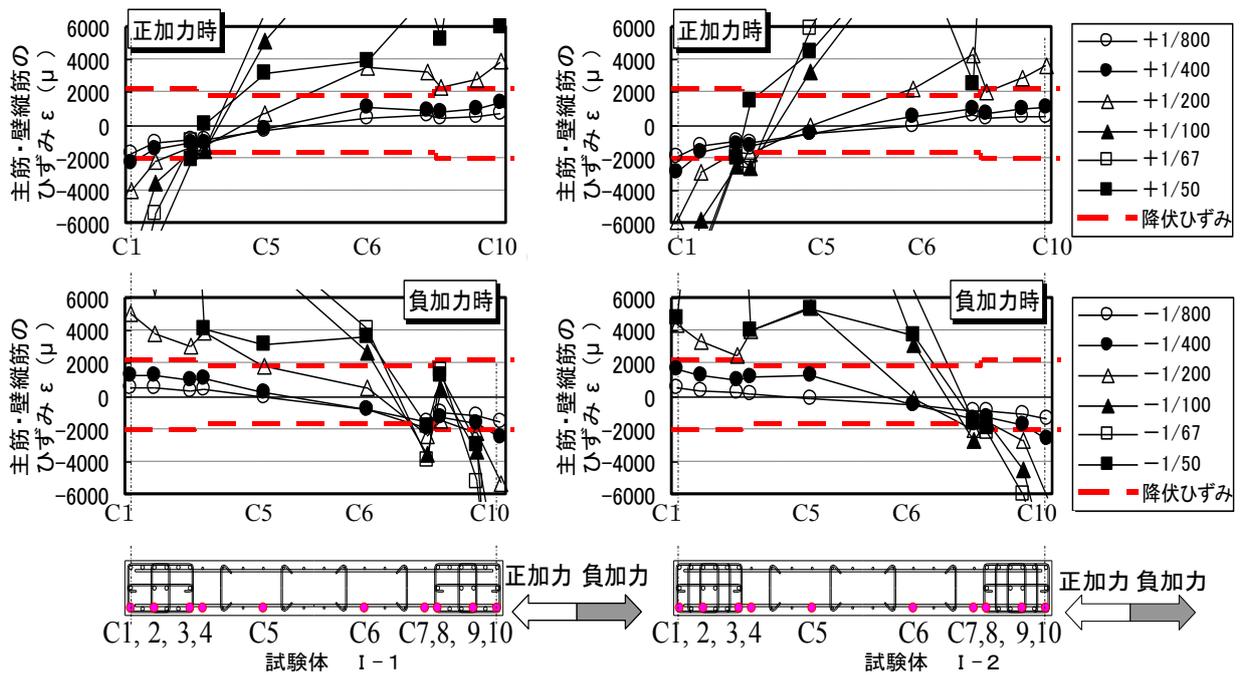


図-7 壁脚部(H=20mm)における主筋・壁縦筋のひずみ分布

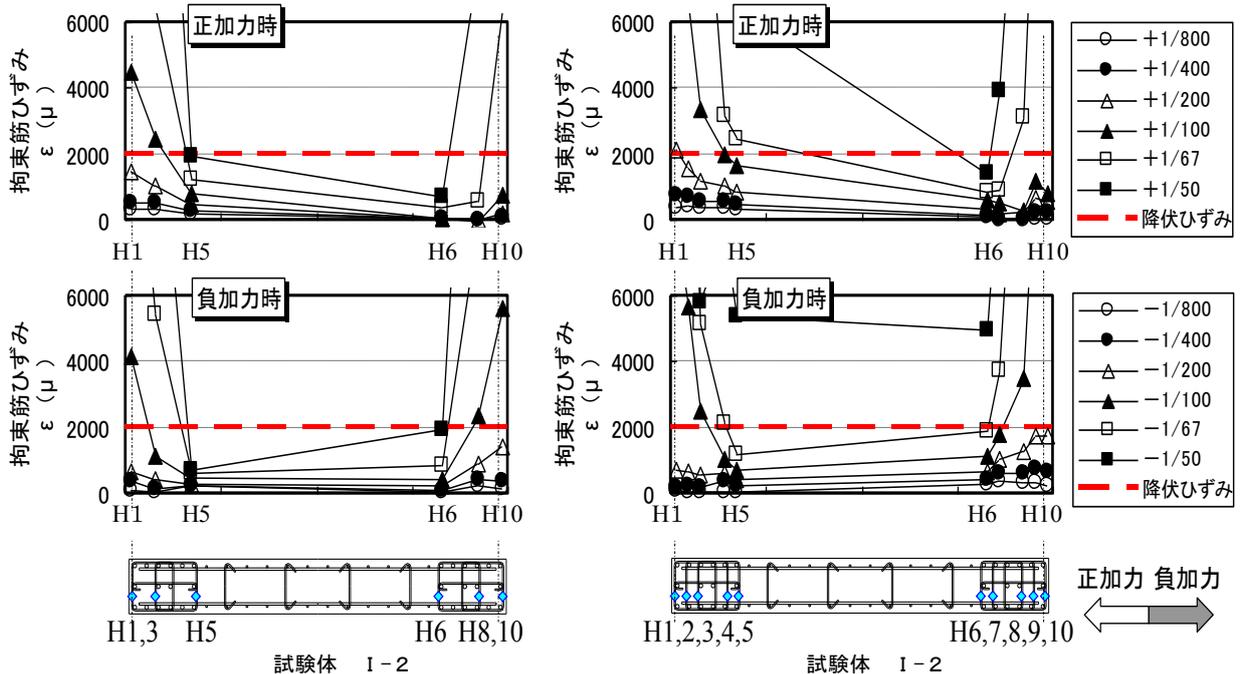


図-8 壁脚部(H=80mm)における拘束筋のひずみ分布

3. 1. 5 拘束筋のひずみ

図-8に壁脚部(H=80mm)における拘束筋のひずみ分布(H1~H10)を示す。拘束筋の外縁側と中子筋がR=1/100rad.で引張降伏し、拘束筋のない壁部では、試験体 I-1 ではR=1/50rad.で、試験体 I-2 ではR=1/67rad.を超えた段階

で引張降伏している。試験体 I-1 と比較して試験体 I-2 のほうが壁脚からH=1120mm以下の範囲について拘束筋量の多い試験体であるが、導入軸力が大きい影響から、ひずみ量については試験体 I-2 のほうが若干大きい値を示し、R=1/50rad.では壁部側まで降伏している。

3. 1. 6 曲率分布

各サイクル正加力ピーク時における曲率分布を図-9に示す。試験区間を高さ方向に7分割(図-3参照)し、壁両端の伸縮量を測定することで、曲率を求めた。曲率分布は壁脚から高さ280mm(=2.0tw、tw:壁厚)の区間に集中している。とりわけ拘束部主筋が引張降伏する変形角 $R=1/200\text{rad}$ 以降、その傾向が顕著である。高さ1080mm(≒1.0Lw、Lw:壁長)を越える区間では大変形時にいたるまで、曲率はほとんど増加していない。負加力時も同様の傾向を示した。

3. 1. 7 等価粘性減衰定数

図-10に等価粘性減衰定数(2回目の定常ループにおける値)の変形角との関係を示す。両試験体とも等価粘性減衰定数は同等の値を示し、軸力比による影響は認められない。また主筋圧縮降伏時($R=1/400\text{rad}$)では7~8%程度で、変形角に比例して増加している。

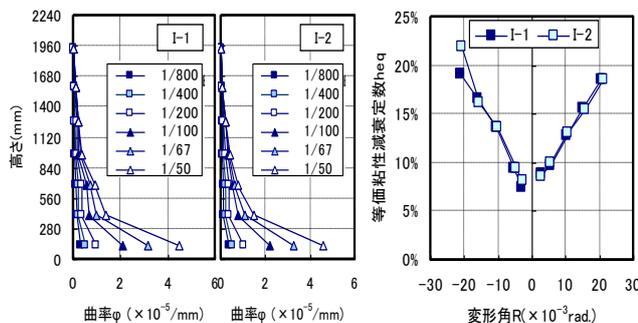


図-9 高さ方向曲率分布 図-10 等価粘性減衰定数

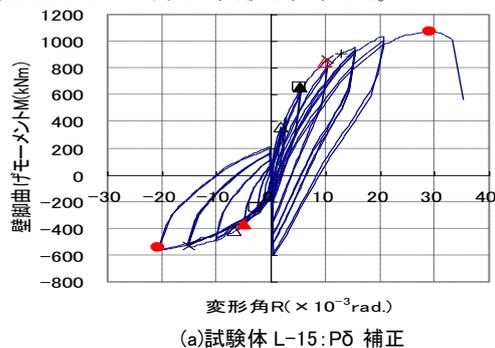
3. 2 L形断面耐震壁の実験結果

3. 2. 1 破壊状況

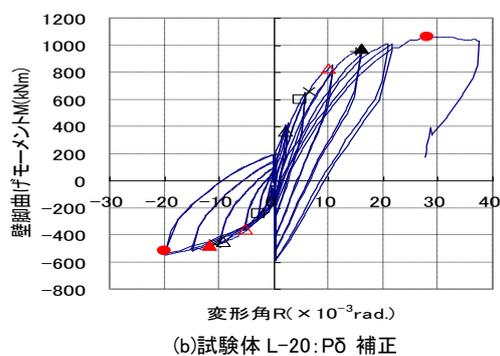
壁脚曲げモーメント-変形角関係を図-11に、試験体脚部の最終破壊状況を写真-2にそれぞれ示す。L-15の正加力時は、 $R=1/800\text{rad}$ で隅角拘束部主筋および壁縦筋が圧縮降伏した後、 $R=1/200\text{rad}$ で、壁脚部コンクリートに曲げひび割れが発生した。 $R=1/100\text{rad}$ では壁端拘束部主筋が引張降伏し、隅角拘束部コンクリートに微細な圧壊が生じた。 $R=1/67\text{rad}$ では隅角拘束筋が降伏し、壁端側の壁縦筋が圧縮降伏するとともに、隅角部拘束範囲のかぶりコンクリートが剥落し始めた。 $R=1/50\text{rad}$ では隅角部に近い側の壁部(拘束筋がない部分)かぶりコンクリートが剥落し始め、 $R=1/33\text{rad}$ を超えた時点で剥落した。その後、軸力を保持できなくなったため加力を停止した。破壊形式は曲げ圧縮破壊であった。負加力時は $R=-1/400\text{rad}$ で隅角拘束部コンクリートに曲げひび割れが生じ、 $R=-1/200\text{rad}$ では隅角拘束部主筋と隅角側の壁縦筋が引張降伏した。 $R=-1/100\text{rad}$ のサイクルでは壁端側の壁縦筋が引張降伏し、壁端拘束部主筋が圧縮降伏した。 $R=-1/67\text{rad}$ では圧縮側壁端部にて圧

壊が生じたが耐力は低下しなかった。なお、 $R=-1/50\text{rad}$ まで壁脚曲げモーメントは上昇し、耐力低下の兆候はみられなかった。

L-20の破壊経過はL-15と同様であった。L-20は最終加力時においても大きな耐力低下はみられなかったため、 $R=1/27\text{rad}$ まで加力して実験を終了した。



(a)試験体 L-15:Pδ 補正



(b)試験体 L-20:Pδ 補正



図-11 壁脚曲げモーメント-変形角関係



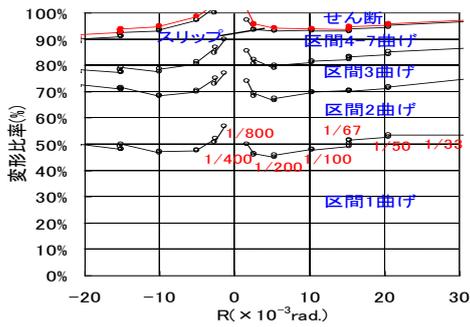
(a)試験体 L-15

(b)試験体 L-20

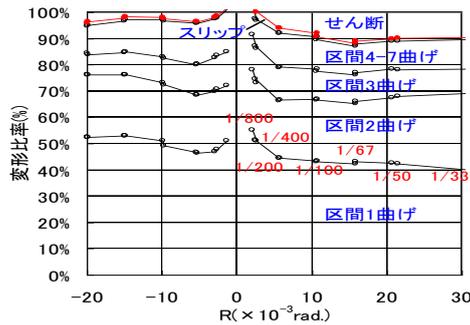
写真-2 最終破壊状況

3. 2. 2 変形成分

図-12に、各変形角における全体変形 δ_n に対する変形成分(曲げ変形 δ_m 、せん断変形 δ_s 、壁脚部スリップ変形 δ_{slip})の割合を示す。なお、各変形成分は、長方形断面試験体と同様に求めた。両試験体とも曲げ変形成分が90%程度以上であり、区間2(H=540mm)までの曲げ変形成分が約70%を占めている。



(a)試験体 L-15



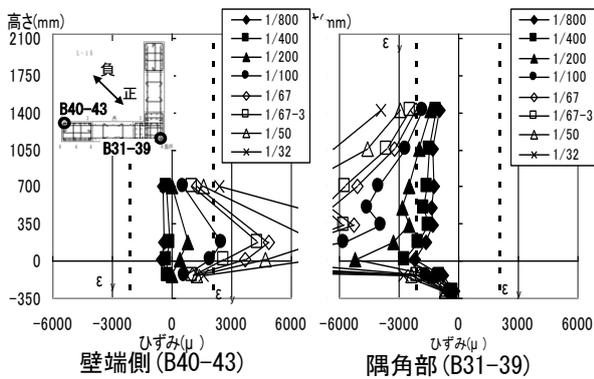
(b)試験体 L-20

図-12 全体変形に対する各変形成分の割合

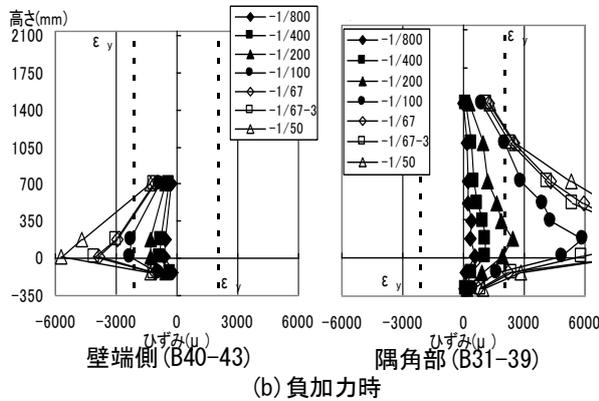
3. 2. 3 主筋および壁縦筋ひずみ

各試験体の隅角拘束部の最外縁主筋 (B40-43) および、壁端側の最外縁主筋 (B31-39) の高さ方向のひずみ分布を図-13~図-14に示す。ε_y は降伏ひずみである。なお、L-15 の R=1/67rad. については、1 回目 (軸力比 η=0.35) と 3 回目 (η=0.4) のピーク時をプロットしている。これらの図より、壁端拘束部では L-15 と L-20 とには大きな違いはみられなかった。なお、正加力時引張側となる主筋 (B40-43) の引張降伏範囲はそれぞれ R=1/100rad. では壁脚部から壁厚 tw 相当の高さ程度、R=1/50rad. では 5t_w 程度 (=1.0L_w、L_w: 壁長) までであった。正加力時圧縮側となる主筋 (B31-39) の圧縮降伏範囲に着目すると、R=1/200rad. では H=700mm (=1.0L_w) の高さまで圧縮降伏域となっていた。また R=1/100rad. では H=1060mm (=1.0L_w)、R=1/67rad. では H=1420mm (=2.0L_w) の高さ程度までそれぞれ圧縮降伏域となっていたが、R=1/50rad. まで屈屈しなかった。

壁脚部 (H=20mm) における主筋および壁縦筋のひずみ分布を図-15に示す。なお、横軸は平面位置を示す。図-15より、両試験体の間では大きな違いはみられなかったが、中立軸位置は正加力時では壁部 (拘束筋の内部分) に、負加力時では圧縮側端部にあり、両試験体とも初期から最終段階まで移動はみられなかった。

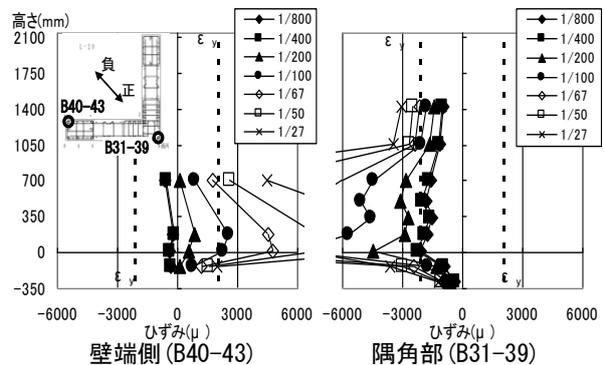


(a) 正加力時

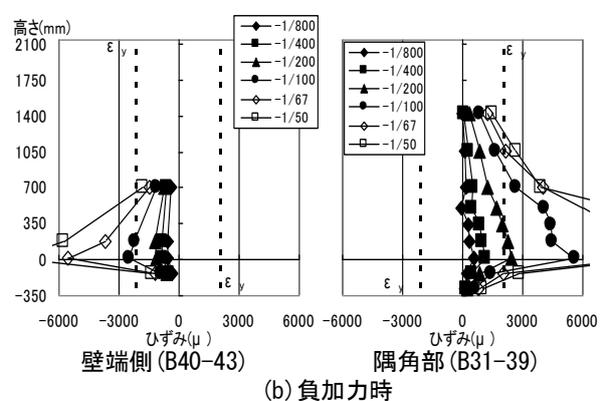


(b) 負加力時

図-13 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布 (L-15)



(a) 正加力時



(b) 負加力時

図-14 最外縁主筋の高さ方向のひずみ分布 (L-20)

3. 2. 4 拘束筋ひずみ

高さ位置 H=40mm、200mm における壁厚方向拘束筋の正加力時ひずみ分布を図-16に示す。なお、横軸は平面位置を示す。両試験体とも高さ H=200mm における隅角拘束部の拘束筋ひずみが最も大きくなっており、隅角部の圧壊が生じた R=1/100rad. に隅角拘束部の拘束筋ひずみが増大した。R=1/50rad. では圧縮縁から $2t_w$ 程度まで、拘束筋の降伏範囲が進展した。なお L-15 において、R=1/67rad. で軸力比を変化させたことによる拘束筋への影響は、特にみられなかった。

3. 2. 5 曲率分布

図-17に各サイクルピーク時の高さ方向の曲率分布を示す。曲率の計測は図-3に示す試験区間の区間 1~7 について行なった。長方形断面耐震壁よりは、曲率が集中している範囲が広く、壁脚部の区間 1、2(0~540mm の範囲)に曲率が集中している。なお、L 形試験体は、正負により断面形状・軸力が異なるが、高さ方向の曲率分布は正負とも同様であった。

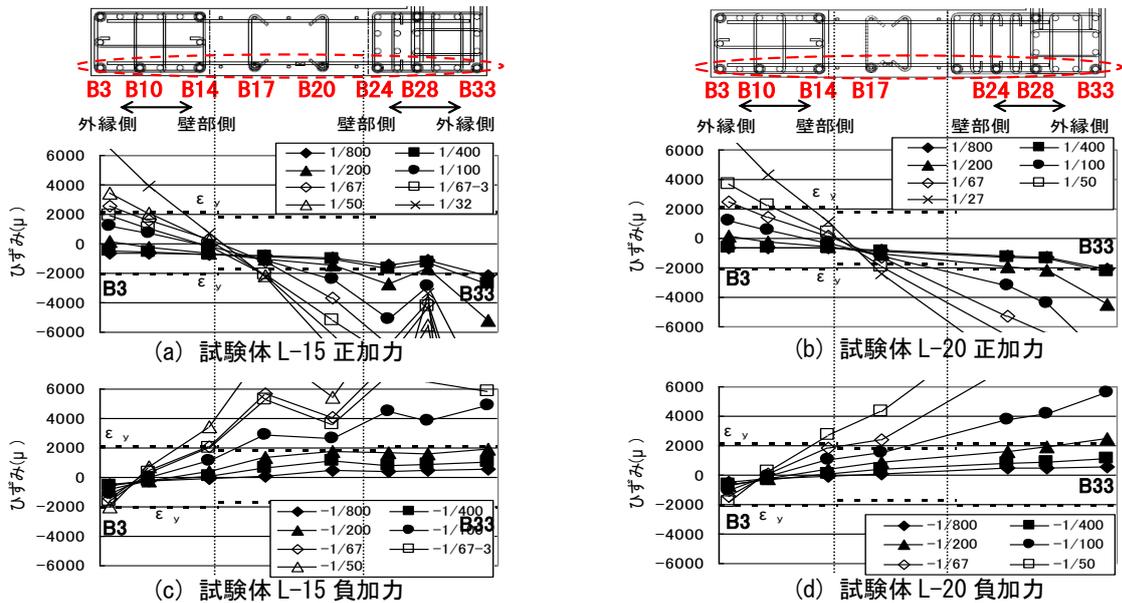


図-15 壁脚部における主筋・壁縦筋のひずみ分布

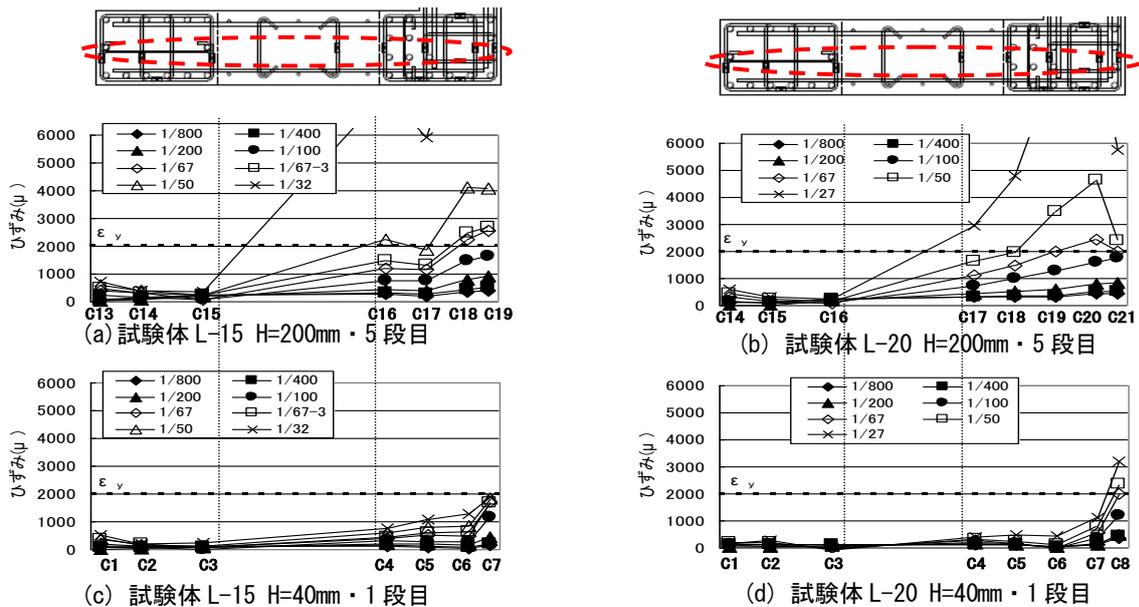


図-16 壁厚方向拘束筋のひずみ分布

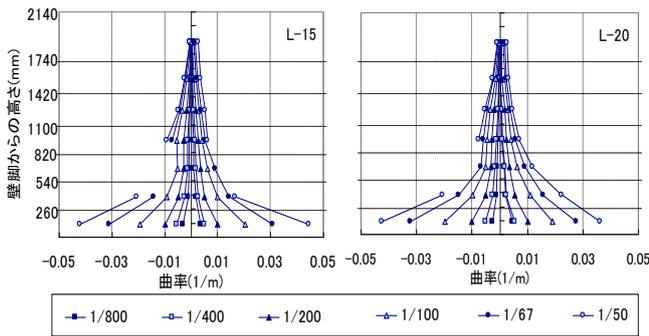


図-17 曲率分布

3.2.6 等価粘性減衰定数

図-18に各試験体の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の推移を示す。L形断面試験体では、正加力、負加力時で軸力比が切り替わるため、図-18右図に示す様に各サイクルごとに履歴面積を算出し、 h_{eq} を算出した。試験体による差異はなく初期から12%以上であった。変形角の増大とともに h_{eq} も増加するが、正側、負側で増加の傾向が異なり、正加力で15%程度、負加力では20%程度までの増加となった。

3.2.7 変形角と軸変形の関係

図-19に各試験体の変形角と軸変形(試験体 2, 140mm 区間の計測値)の関係を示す。各加力方向ともに、载荷サイクルが進むにつれて、軸変形が増加している。なお、正加力時 $R=1/50$ rad. では、試験体 L-15、L-20 とともに軸力比が0.4であるが、軸変形はほぼ同一であり、隅角部拘束範囲の影響はみられなかった。

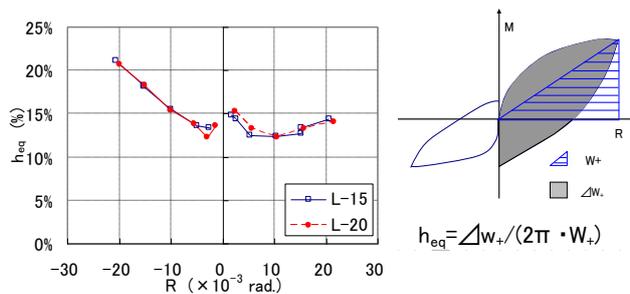


図-18 等価粘性減衰定数の推移

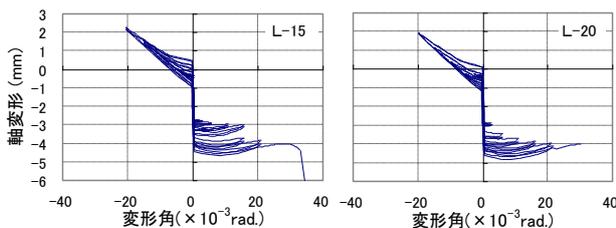


図-19 軸変形-変形角関係

4. 解析

4.1 長方形断面耐震壁の断面解析

4.1.1 解析方法

試験体の断面解析は、ファイバーモデルを用いて行った。解析モデルを図-20に示す。ファイバーモデルはコンクリートを59層、鉄筋を24層に分割した。また前述のとおり、壁脚から $L_w/2$ 倍程度の領域の曲げ変形の影響が支配的であることから、ファイバー要素の高さが $L_w/2$ となるよう、試験体を高さ方向4要素に分割した。使用したプログラムはRESP-F3T(株)構造計画研究所である。本解析では、各要素下端の応力(軸力、曲げモーメント)に対して平面保持を仮定し、一方向载荷により検討した。要素内では断面性能が一定と仮定し、剛性マトリクス法により各要素の変位・部材応力を求めた。解析上は、曲げ降伏後の曲率分布を図-20のように仮定していることになる。コンクリートは拘束筋で囲まれた領域では拘束効果を考慮し、New RC式¹⁾でモデル化した。また壁板とかぶりコンクリートは非拘束コンクリートとして Fafitis-Shah 式²⁾によりモデル化した。鉄筋は材料試験結果を用いてトリニアでモデル化した。図-21にコンクリート、鉄筋(主筋:D10・SD390)の応力ひずみ関係を示す。

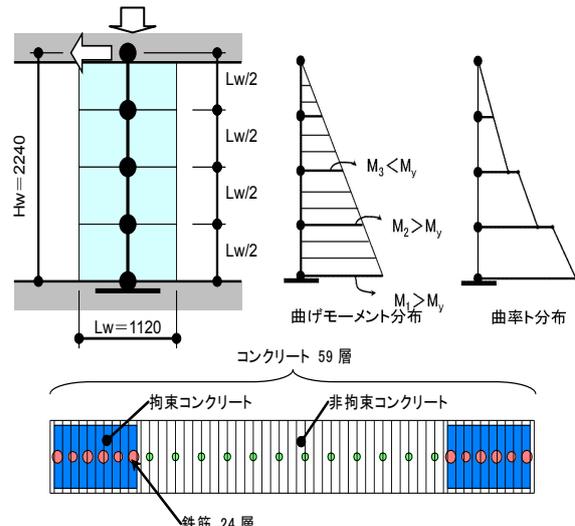


図-20 解析モデル概要

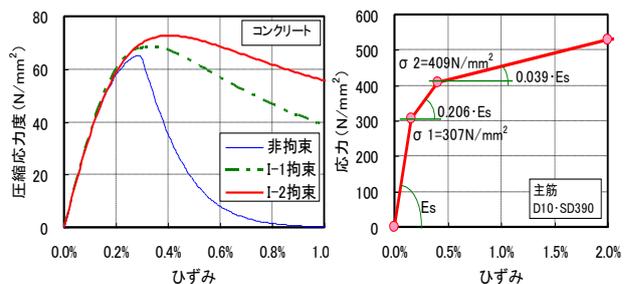


図-21 コンクリート・鉄筋の応力-ひずみ関係

4.1.2 曲げモーメント—曲率関係

各試験体の曲げモーメント—曲率関係(実験値と計算値の比較)を図-22に示す。実験値は壁脚曲げモーメントと壁脚から540mmの区間における平均曲率の関係、計算値は壁脚曲げモーメントと最下層要素(高さ560mm)の平均曲率の関係である。これによると耐力はやや低めの評価であるが、剛性は概ね良好に評価できている。

4.1.3 曲げモーメント—変形角関係

各試験体の曲げモーメント—変形角関係(実験値と計算値の比較)を図-23に示す。曲げモーメント—曲率関係と同様、耐力はやや低めの評価となったが、剛性は実験結果に良好に対応している。

4.1.4 回転角—変形角関係

最下層の回転角($\theta 1$)と水平加力位置である4層目の回転角($\theta 4$)の実験値と計算値の比較を図-24に示す。 $\theta 1$ の実験値は変形角 R の80%程度であるのに対して、 $\theta 4$ は変形角 R とほぼ等しくなった。計算値は各層とも実験値よりも若干大きめの値ではあるが、ほぼ同様の傾向を示している。この断面解析により曲げ変形が概ね評価できているものと考えられる。

4.1.5 壁脚部鉄筋ひずみ分布

変形角 $R=1/200, 1/100\text{rad}$ 時の壁脚部における鉄筋(主筋・壁縦筋)ひずみ分布の実験値と計算値の比較を図-25に示す。両試験体とも $R=1/200\text{rad}$ では、計算値は実験値に概ね対応している。実験では $R=1/200\text{rad}$ で引張降伏したため、 $R=1/100\text{rad}$ においては実験値に対応していない部分も見られるが、中立軸位置は概ね実験結果に対応している。

4.1.6 最大耐力

表-4に最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。曲げ強度計算値は略算式による強度とファイバーモデルを用いた断面解析によるものである。曲げ強度計算値はいずれも、最大耐力実験値を良好に評価できている。

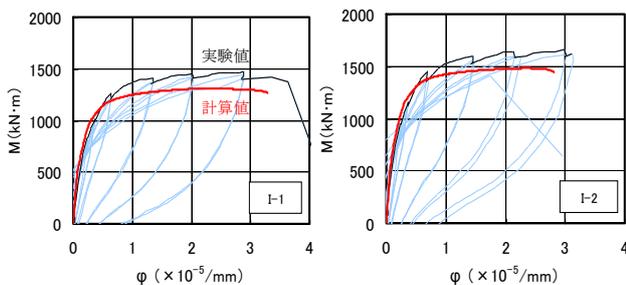


図-22 曲げモーメント—曲率関係

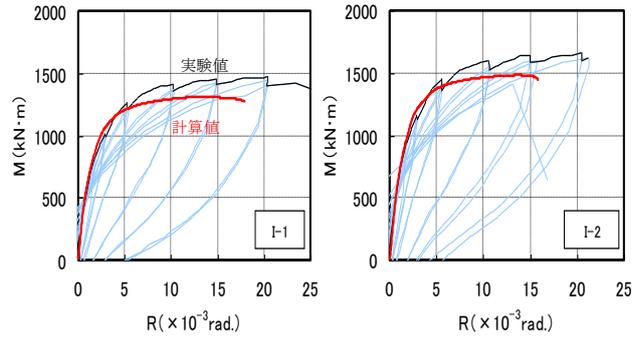


図-23 曲げモーメント—変形角関係

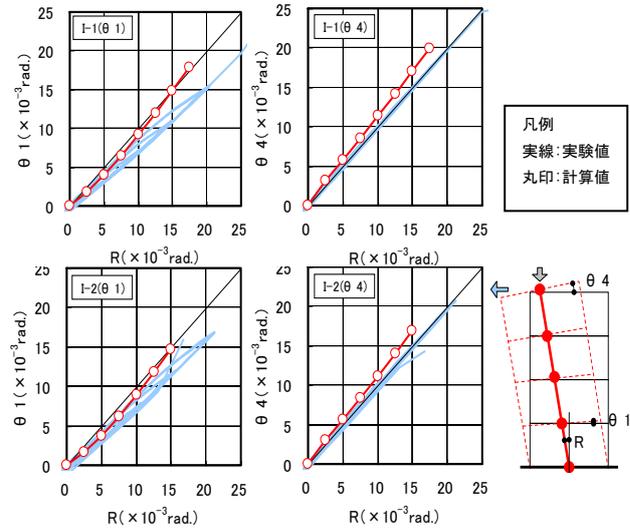


図-24 回転角—変形角関係

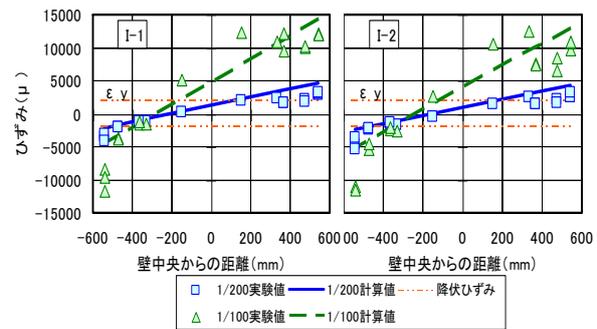


図-25 壁脚部鉄筋ひずみ分布

表-4 最大耐力実験値と計算値の比較

		試験体I-1	試験体I-2
最大耐力実験値 ^{※1}	M_{max} (kN·m)	1479	1666
曲げ強度計算値1 ^{※2}	$_{cal}M_{u1}$ (kN·m)	1302	1499
	$M_{max}/_{cal}M_{u1}$	1.14	1.11
曲げ強度計算値2 ^{※3}	$_{cal}M_{u2}$ (kN·m)	1240	1390
	$M_{max}/_{cal}M_{u2}$	1.19	1.20

※1:P-5 効果の補正を行った値

※2:略算式 $M_{u1}=0.9at\sigma_y+0.4av\sigma_v+0.5N(1-\eta)$ Lw 文献3)を参照

※3:ファイバー解析で圧縮縁ひずみ0.3%時の強度

4.2 L形断面耐震壁の断面解析

4.2.1 解析方法

解析モデルは図-26に示すように、壁を高さ方向に4分割した4層モデルとし、ファイバー断面の応力評価位置は壁脚とした。また、ファイバーモデルのコンクリート、鉄筋は図-27に示すようにモデル化し、I形と同様に拘束部はNew RC式¹⁾、壁部、被り部の非拘束部はFafitis-Shah式²⁾を用いた。拘束部は拘束筋量に応じて応力ひずみ(拘束部1~3)関係を設定した。図-28にコンクリート断面のメッシュ分割を示す。なお、鉄筋は試験体と同じ位置に配置し、鉄筋の応力-ひずみ関係、使用プログラムは長方形断面耐震壁と同様である。

4.2.2 曲げモーメント-変形角関係

図-29に曲げモーメント-変形角関係の実験値と解析値の比較を示す。いずれの試験体においても正負ともに解析結果は壁部のコンクリートの破壊により $R=1/50$ rad.前後で耐力低下しているが、実験では変形角が $R=1/50$ rad.を超えても良好な変形性能を示しており、解析は安全側に評価できたと考えられる。解析の変形能力が低い理由は、隅角部や壁部の拘束効果を過小評価しているためだと考えられる。

4.2.3 回転角-変形角関係

各試験体の加力点における回転角と変形角の関係について、実験値と解析値の比較を図-30に示す。各加力方向ともファイバーモデルの解析によって良好に評価できた。

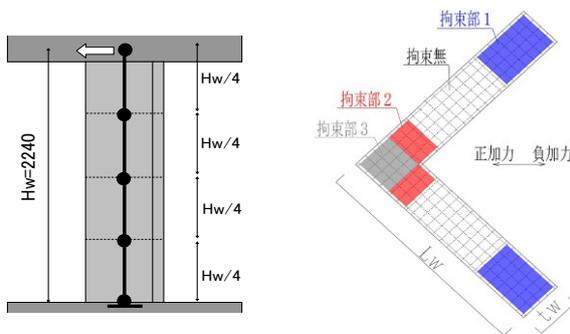


図-26 部材軸方向要素分割 図-28 コンクリートのメッシュ分割

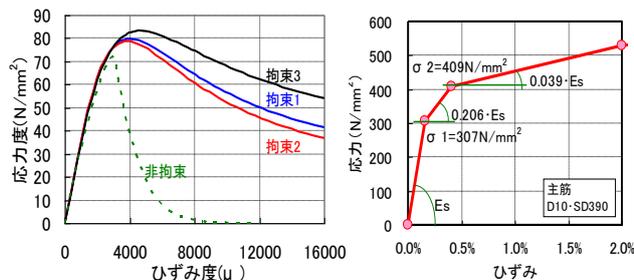


図-27 コンクリート・鉄筋の応力-ひずみ関係

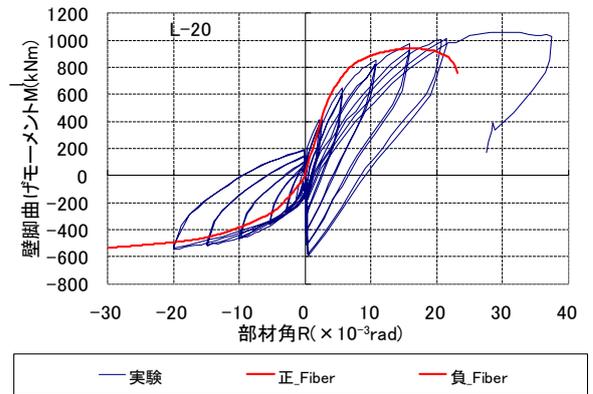
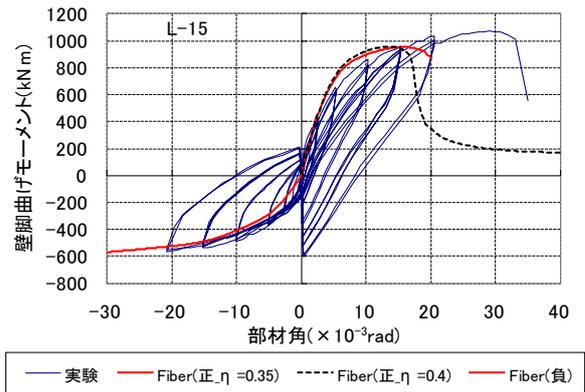


図-29 曲げモーメント-変形角関係

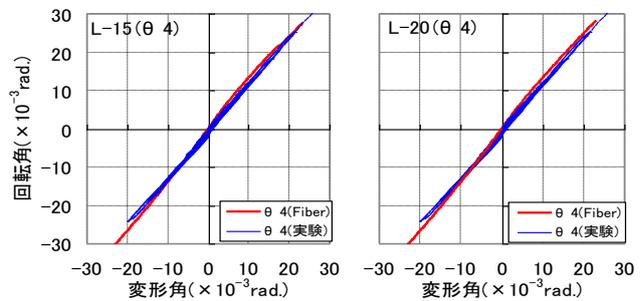


図-30 回転角-変形角関係

4.2.4 壁脚部のひずみ度分布

図-31に $R=+1/200$ 、 $+1/67$ rad. 時の壁脚部のひずみ度分布を示す。鉄筋(主筋・壁縦筋)のひずみ度は、圧縮側の隅角部端部で解析値よりも実験値が大きくなっている部分もあるが、ひずみ勾配はほぼ一致しており、解析により概ね評価できたと考えられる。拘束部のコンクリートは、図-27示すように最大強度となった後もゆるやかに強度が低下するが、非拘束部では急激に強度が低下する。図-31では、試験体L-15の $R=+1/67$ rad. 時のひずみ度の解析値が、拘束部だけではなく壁部でもコンクリート最大強度時の値を超えており、これは、図-29において解析では変形角が $R=+1/67$ rad.を超えると、変形性能が低下することに対応している。

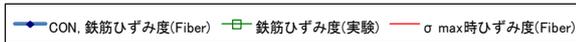
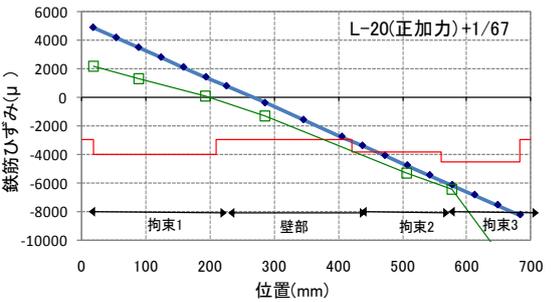
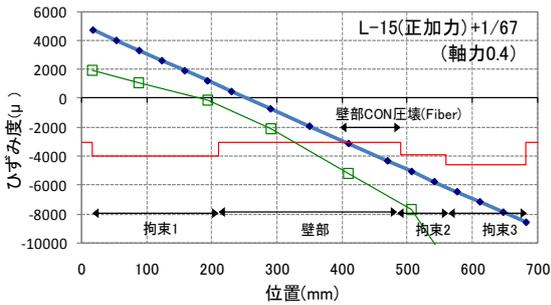
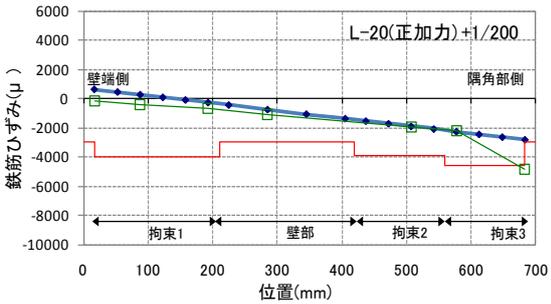
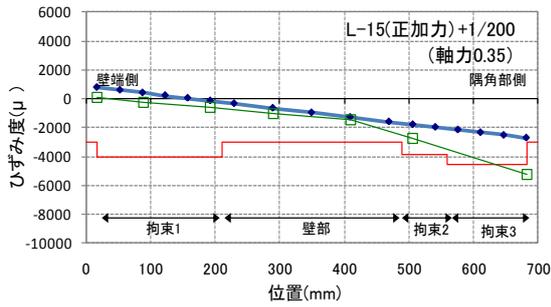


図-31 壁脚部の鉄筋ひずみ度分布

4.2.5 最大耐力

表-5に最大耐力の実験値(P-δ効果補正後)と解析値の比較を示す。略算式における壁長は $(L_w-t_w)/\sqrt{2}$ (記号については図-28を参照)とした。略算式は負側を過小評価する傾向がある。ファイバーモデルにおいては1.04~1.13であり、精度良く評価できた。

表-5 最大耐力実験値と計算値の比較

		L-15		L-20	
		正加力	負加力	正加力	負加力
最大曲げ耐力 実験値 ^{※1}	M_{max} (kN・m)	1075	603	1063	592
曲げ強度 計算値1 ^{※2}	$_{cal}M_{u1}$ (kN・m)	934	358	897	338
	$M_{max}/_{cal}M_{u1}$ ($\eta=0.4$)	1.15	1.68	1.18	1.75
曲げ強度 計算値2 ^{※3}	$_{cal}M_{u2}$ (kN・m)	957	582	941	547
	$M_{max}/_{cal}M_{u2}$ ($\eta=0.4$)	1.12	1.04	1.13	1.08

※1:P-δ効果の補正を行なった値

※2:文献3)のpp.638 (付1.3-35)式

※3:ファイバー解析(応力評価位置は壁脚。R=1/33rad.までの最大強度)

5. まとめ

連層壁脚部の曲げ性能を調べるために、長方形断面耐震壁およびL形断面耐震壁の曲げせん断実験を行った。その結果、長方形断面、L形断面耐震壁ともに、R=1/50rad.まで安定した履歴性状を示した。また、拘束部のコンクリートをNew RC式¹⁾、壁板とかぶりコンクリートをFafitis-Shah式²⁾によりモデル化し、ファイバーモデルを用いて解析することにより曲げ耐力を安全側に評価することができた。

【謝辞】

本研究は、「コア壁架構及び連層耐震壁架構に関する共同研究」(参加企業:五洋建設、鴻池組、銭高組、東亜建設工業、長谷工コーポレーション)の一環として実施されたものである。

本研究を行うにあたり、明治大学・平石久廣教授にご指導を頂きました。また、断面解析の実施に当たっては、構造計画研究所に多大なご協力を頂きました。ここに、記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 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軽量化・超高層化技術の開発、平成4年度NewRC 研究開発概要報告書、国土開発技術センター1993.3
- 2) A.Fafitis and S.P.Shah :Lateral reinforcement For High-Strenght Concrete Coolumns, ACI SP-87, pp.213-232, 1985
- 3) 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 4) 村上秀夫ら:鉄筋コンクリート造連層耐震壁の構造性能に関する実験的研究(その1)~(その6)、日本建築学会学術講演梗概集構造IV, pp.425-436, 2009.8