

鉄筋コンクリート L 形断面コア壁の 構造性能に関する実験的研究

— その 2 コンクリート強度と拘束範囲を変動因子とした実験 —

Experimental Study on Structural Performance of R/C Shear Walls with L Shaped Section

- Part 2 Experiment Using Concrete Strength and Confined Area as Variables -

舟木秀尊* 細矢 博* 岡 靖弘** 上 寛樹***

要 旨

センターコア壁と外周フレームを組み合わせた架構形式に用いる L 形のコア壁を対象として、その耐力や変形性能を適切に評価するために加力実験を行った。これまで実施したものに加えて、新たにコンクリート強度と軸力比を因子とし、さらに L 形コア壁の柱型拘束筋を合理化した 2 体の試験体について 45° 方向の加力実験を行った。その結果、両試験体は想定通り曲げ破壊し、正負加力時とも限界変形角は $R=1/33$ であり、十分な変形性能と柱型の拘束効果を確認することができた。また、曲げ耐力は柱型拘束筋の拘束効果を適切に評価することで、ファイバーモデルによる断面解析により精度良く評価できることがわかった。

キーワード：L 形コア壁、鉄筋コンクリート、変動軸力、構造性能、ファイバーモデル

1. まえがき

近年、都市型集合住宅の需要が高まるにつれて、超高層鉄筋コンクリート造建物が増加している。その中で、自由度の高い居住スペースの設計が可能な図-1に示すセンターコア壁構造が採用されるケースが増えている。本研究では、この架構形式に用いるコア壁を対象として、その耐力や変形性能を適切に評価するための設計資料を得るために加力実験を行った¹⁾。隅角部および壁端部に設けた柱型の拘束方法や L 形コア壁の加力方向に着目したこれまでの実験結果をもとに、新たに 2 体の試験体 (L-5、L-6) で加力実験を行い、構造性能を検討した。

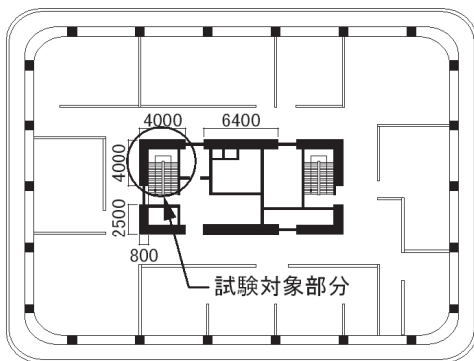


図-1 検討対象架構の平面イメージ

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、30 階建ての鉄筋コンクリート造建物を想定し、そのコア壁構造の脚部 4 層分を約 1/6 に縮小した L 形コア壁で、壁厚 $D=134\text{mm}$ 、壁せい $L=670\text{mm}$ 、加力点高さ $H=2140\text{mm}$ とした。試験体の配筋図を図-2および図-3に、諸元を表-1に示す。変動因子はコンクリート強度と配筋であり、コンクリート強度は、L-5 では設計基準強度 80N/mm^2 、L-1、L-2 および L-6 では 60N/mm^2 とした。隅角部と端部では柱型のように横拘束筋で拘束した。隅角部柱型の拘束範囲は全試験体で $2D$ (D : 壁

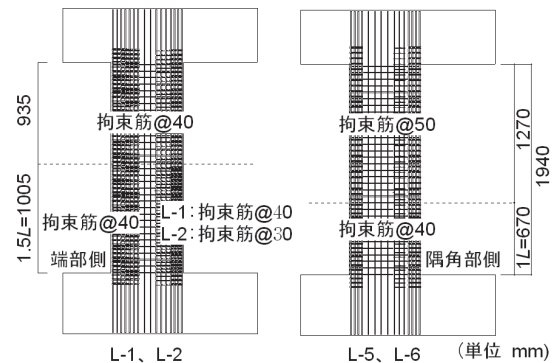


図-2 試験体配筋図 (立面)

*技術研究所 **東京支社建築設計部 ***技術本部建築部

厚)とし、端部柱型の拘束範囲についてはL-1とL-2では2Dとし、L-5とL-6では1Dとした。また、L-5とL-6の隅角部柱型の拘束範囲も2Dであるが、そこを1Dごとに分けて拘束した。また、L-5とL-6では柱型内に芯筋を配し、隅角部柱芯筋にはD16(USD685)を、端部柱芯筋にはD16(SD490)を用いた。柱主筋にはD10(SD390)を、隅角部と端部の間の非拘束領域(以降、壁部)に配した縦筋と横筋にはD6(SD390相当)を用いた。また、拘束筋にはL-1とL-2ではD4(SD295相当)を、L-5とL-6では高強度のD4(USD785相当)を用いた。

2.2 使用材料

試験体に使用したコンクリートと鉄筋の実験日における材料試験結果をそれぞれ表-2と表-3に示す。各値は3つの試験片の平均値である。コンクリートの弾性係数Eは1/3割線剛性で求め、降伏点が明確でない鉄筋の降伏強度σは0.2%オフセット法で求めた。各鉄筋の断

面積については、D4は12.57mm²とし、その他の鉄筋は公称断面積を用いた。

2.3 加力方法

加力装置図を図-4に示す。鉛直方向の油圧ジャッキとアクチュエータにより軸力を与え、水平方向のアクチュエータにより正負交番繰返しせん断力を与えた。加力履歴は変形角R(上下スタブ間の水平相対変位δを加力点高さHで除した値)で制御し、変形角R=±1/800を1回、±1/400、±1/200、±1/100、±1/67、±1/50を各2回、±1/33を1回繰返した後、正加力方向に片押しした。軸力は、想定した建物の地震時の変動状況を予め解析により求め、これを図-5に示すような履歴に単純化し、せん断力に対応させて制御した。軸力は変動軸力とし、L-1、L-2およびL-5では軸力比にしてη=0~0.4、L-6では0~0.45の範囲で与えた。加力方向は正加力時に隅角部が圧縮となる斜め45°方向とした。

表-1 試験体の緒元

試験体名		L-1	L-2	L-5	L-6
断面寸法	壁厚 D	134			
	壁せい L	670			
内法高さ	h(mm)	1940			
加力点高さ	H(mm)	2140			
コンクリート強度	Fc(N/mm ²)	60		80	60
端部柱型	柱筋	16-D10(SD390)		10-D10(SD390)+2-D16(SD490)	
	pg(%)	3.16		3.36	
	面内	3-D4(SD295)@40		3-D4(SD785)@40	
	面外	7-D4(SD295)@40		4-D4(SD785)@40	
隅角部柱型	柱筋	26-D10(SD390)		26-D10(SD390)+4-D16(USD685)	
	pg(%)	3.43		4.92	
	突出面内	2-D4(SD295)@40		2-D4(SD785)@40	
	突出面外	3-D4(SD295)@40		3-D4(SD785)@40	
壁筋	鉛直方向	2-D6(SD390)@56		2-D6(SD390)@61	
	水平方向	2-D6(SD390)@60			
	初期軸力比	0.15FcAw			
	加力時の変動軸力比	0~0.4FcAw	0~0.4FcAw	0~0.4FcAw	0~0.45FcAw
加力方向		45°			

ただし、拘束筋の配筋ピッチは下部範囲について記述しており、全体の配筋ピッチは図-2を参照

表-2 コンクリートの材料試験値

試験体	設計基準強度(N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ(%)	割裂強度(N/mm ²)	弾性係数(×10 ³ N/mm ²)
L-1	60	58.9	-	4.2	31.5
L-2	60	67.1	0.27	4.6	37.0
L-5	80	89.8	0.29	4.2	37.8
L-6	60	65.5	0.28	4.1	32.7

表-3 鉄筋の材料試験値

試験体	呼び名(材質)	降伏強度(N/mm ²)	降伏ひずみ(%)	引張強度(N/mm ²)	弾性係数(×10 ³ N/mm ²)
L-1	D4(SD295)	388	0.22	531	180
	D6(SD390)	421	0.25	568	172
	D10(SD390)	431	0.28	588	172
L-2	D4(SD295)	401	0.20	559	193
	D6(SD390)	486	0.25	631	191
	D10(SD390)	410	0.22	638	191
L-5 L-6	D4(SD785)	927	0.51	1027	183
	D6(SD390)	446	0.24	617	188
	D10(SD390)	435	0.23	600	186
	D16(SD490)	538	0.29	698	189
	D16(USD685)	733	0.38	921	193

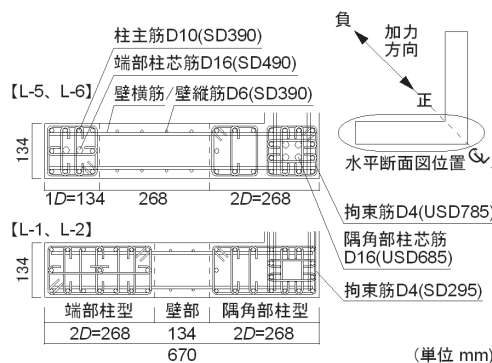


図-3 試験体配筋図(平面)

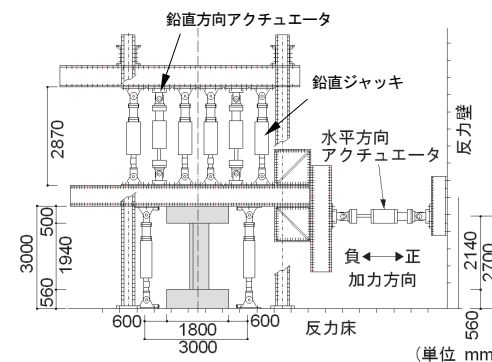


図-4 加力装置図

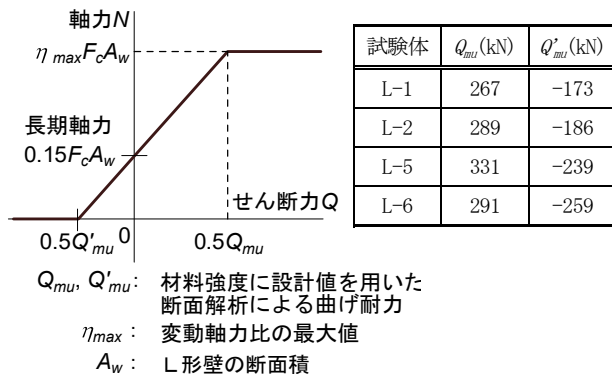


図-5 変動軸力の加力履歴

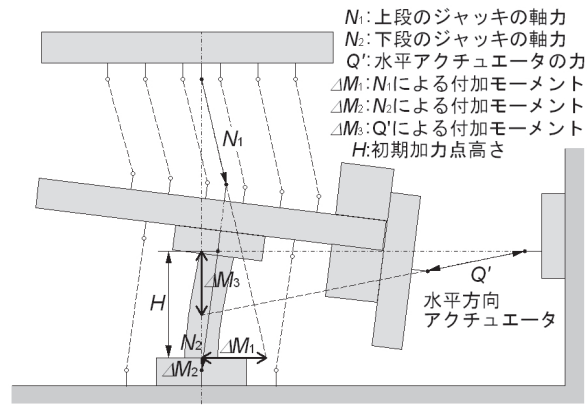
3. 実験結果

3.1 荷重-変形角関係

この実験における加力方法では、試験体の変形角が大きくなるにつれ、図-6に示すようにアクチュエータとジャッキには傾きが生じる。軸力を与える鉛直方向のジャッキとアクチュエータが傾くと、水平方向成分の力が生じるため、試験体脚部に付加曲げモーメントが生じる。また、水平方向のアクチュエータが傾くと、その作用線と初期の加力点高さに差が生じるため、付加曲げモーメントが生じる。既報¹⁾では鉛直ジャッキの影響について、軸力による付加せん断力(P-δ効果)は生じていないと考えていた。本報では鉛直ジャッキによる影響を見直し、鉛直ジャッキと水平アクチュエータによる付加曲げモーメントの和を、初期の加力点高さで除した値を付加せん断力とし、水平方向のアクチュエータの測定値に加えて、せん断力を補正した。

各試験体の荷重-変形角関係を図-7に示す。なお、荷重は補正した水平せん断力Qである。Fc 60のL-1とL-2ではR=-1/400の時に隅角部に曲げひび割れが発生した。R=+1/200に隅角部脚部に圧壊が発生し、隅角部柱主筋が圧縮降伏した。R=+1/67に隅角部脚部から中段部にかけて圧壊が進展し、R=+1/33に最大耐力を示し、その後耐力は低下した。Fc 80のL-5では、R=-1/800の

時に隅角部に曲げひび割れが発生した。R=+1/200に隅角部脚部に圧壊が発生し、隅角部柱主筋が圧縮降伏し、R=+1/67に端部柱主筋が引張降伏した。正加力時、負加力時ともにR=1/33に最大耐力を示した。Fc 60のL-6は、L-5とほぼ同様の破壊性状を示し、最大耐力についてもほぼ同じ値を示した。また、L-1およびL-2と比較すると、L-6は同様の破壊性状を示しており、最大耐力についても、正加力時はほぼ同じ値を示し、負加力時はL-1とL-2のおよそ1.5倍の値を示した。また、L-5は他の試験体よりも高強度のコンクリートを用いたにもかかわらず、最大耐力に差が見られなかった。



$$\text{補正せん断力 } Q = Q' + (\Delta M_1 + \Delta M_2 - \Delta M_3) / H$$

図-6 水平せん断力の補正概念図

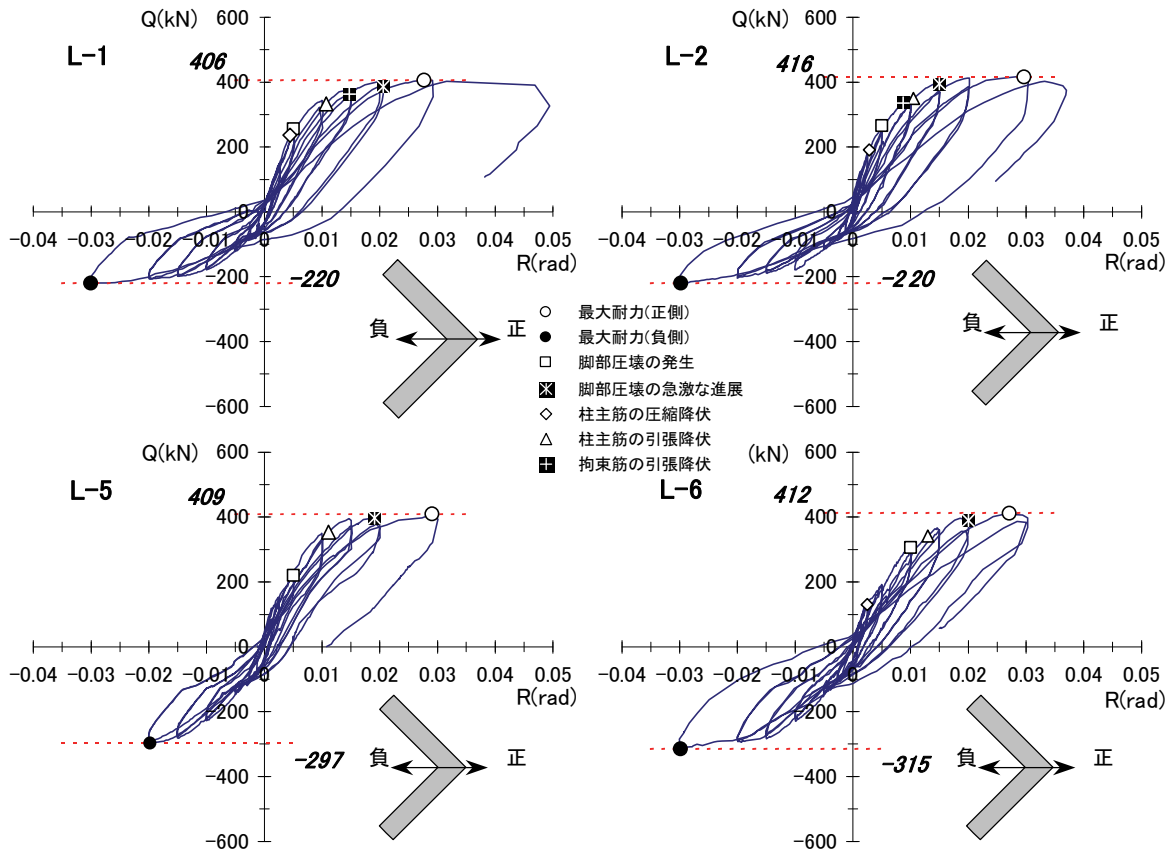


図-7 荷重-変形角関係

3.2 破壊性状

各試験体の R=1/100 および最終のひび割れ状況を図-8に示す。L-1 では、R=-1/800 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の圧縮降伏および壁脚部においてコンクリートの圧壊が発生した。R=+1/50 時において隅角部の拘束筋が降伏したことで隅角部のかぶりコンクリートの圧壊が進行し、R=+1/33 時に最大耐力に達した。その後、R=+1/20 までの片押しで隅角部脚部における圧壊領域の拡がり、せん断力および軸力が低下した。隅角部の拘束筋を L-1 より密に配筋した L-2 では、R=-1/400 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。R=+1/100 時に隅角部拘束筋が引張降伏し、R=+1/33 で最大耐力に達した。その後は、隅角部脚部における圧壊領域の拡がりとともに、耐力が低下した。

端部の拘束領域を小さくし、隅角部および端部に芯筋を配した試験体の破壊性状は、他の試験体よりもコンクリート強度が高い L-5 では、R=-1/800 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の降伏および壁脚部における圧壊が発生した。正加力側は R=+1/33、負加力側は R=-1/50 まで加力したが、耐力の低下は見られなかった。L-5 と配筋は等しく、L-1 や L-2 と同じコンクリート強度とした L-6 では、R=-1/800 時に隅角部において曲げひび割れが発生し、R=+1/200 時に隅角部柱主筋の降伏、R=+1/100 時壁脚部における圧壊が発生した。正加力側、負加力側ともに R=1/33 まで加力したが、耐力の低下は見られなかった。

最終のひび割れ状況を見ると、拘束筋に高強度の鉄筋を用いた L-5 および L-6 は、L-1 および L-2 に比べると圧壊領域の広がりが小さい一方、隅角部の脚部にせん断による鉛直方向のひび割れが生じている。この理由の 1 つとして、隅角部の拘束範囲 2D を 1D ごとに分けて拘

束したことにより、その間の領域のせん断補強筋が不足し、軸力が大きいためにせん断によるひび割れが生じたことが考えられる。

3.3 壁脚部のひずみ分布

壁脚部に変位計を設置し、測定した鉛直変位により求めた L-5 と L-6 の正加力時における平均ひずみ分布を図-9に示す。両試験体ともに直線状のひずみ分布を示しており、平面保持が成立している。また、正加力時の壁脚部の柱主筋のひずみ分布を図-10に示す。測定位置は脚部から 20mm の高さであり、ひずみゲージにより測定した値である。なお、図中の破線は柱主筋の降伏ひずみ (L-5 と L-6 : 0.23%、L-2 : 0.22%) を示している。いずれの試験体も、変形角が小さいうちは柱主筋のひずみが直線上に分布しており、概ね平面保持が成り立っている。変形角が 1/200 より大きくなると、L-5 と L-6 では拘束筋を 1D ごとに分けた位置 (C6-C9 間) を境界として主筋ひずみが大きくなっており、隅角部の拘束範囲 2D を一体で拘束した L-2 と比べて分布傾向に若干の違いが見られる。この付近では隅角部の脚部に鉛直ひび割れが生じており、それによる影響と推察される。また、隅角部と端部に高強度の柱芯筋を配したが、外周部の柱主筋のひずみの進行から類推すると、曲げ耐力の向上に寄与していたと考えられる。

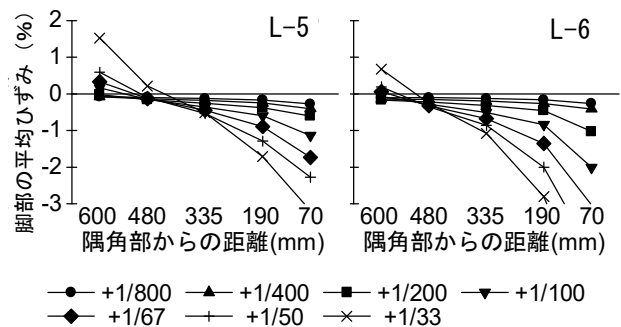


図-9 壁脚部の平均ひずみ分布

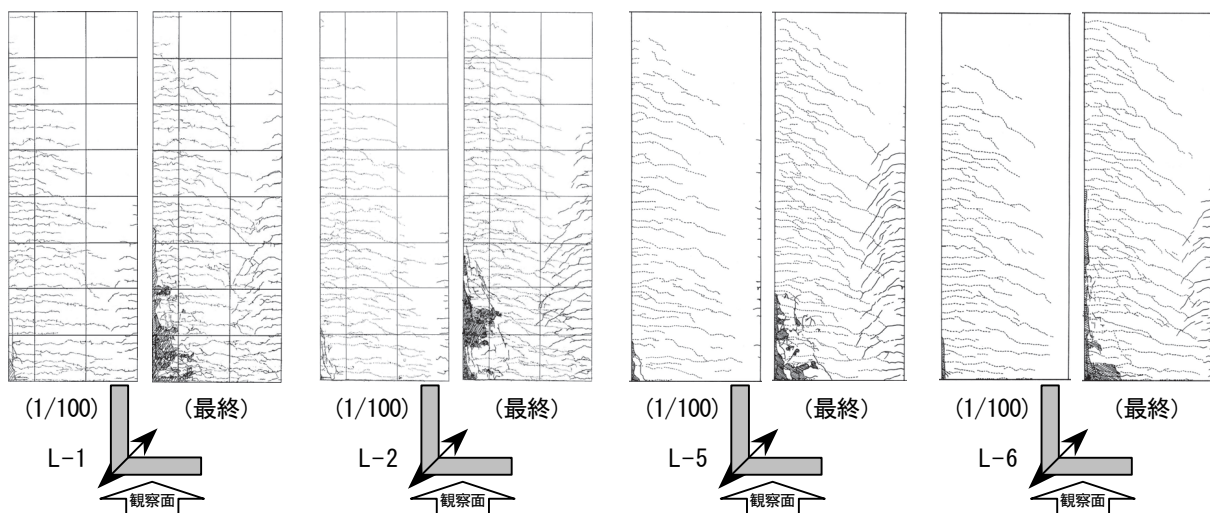


図-8 各試験体のひび割れ状況

3.4 拘束筋のひずみ分布

正加力時の壁脚部の拘束筋のひずみ分布を図-11 に示す。測定位置は脚部から 40mm の高さであり、壁厚方向のひずみ分布を示している。なお、図中の破線は拘束筋の降伏ひずみ (L-5 と L-6 : 0.50%, L-2 : 0.20%) を示している。いずれの試験体においても、正加力時に圧縮を受ける隅角部拘束筋のひずみが大きく、負加力時に圧縮を受ける端部拘束筋のひずみの増大はあまり見られなかった。L-2 は $R=+1/100$ の時に隅角部の拘束筋 (H15) が降伏し、その後のサイクルで急激にひずみが増大している。最終的には隅角部の拘束筋のほとんどが降伏している。また、図には示していないが、壁厚方向の拘束筋は隅角部に近い程ひずみが大きくなっており、壁せい方向のひずみは壁厚方向のひずみほど大きくなかった。L-5 と L-6 では、拘束筋に高強度鉄筋 (USD785) を用いたため、ひずみは小さく降伏には至らなかった。最終サイクルにおいて、拘束筋に普通強度鉄筋 (SD295) を用いた L-2 では降伏ひずみに達していたが、L-5 と L-6 では拘束筋は高応力に達して隅角部を十分に拘束したものの、拘束筋の降伏強度には達せず、降伏強度の規格値に相当する拘束効果は得られていなかったものと考えられる。

3.5 包絡線の比較

荷重と変形角の関係について、拘束範囲等を因子とした L-1、L-2 と L-6 を、コンクリート強度を因子とした L-5 と L-6 の包絡線を比較して図-12 に示す。L-1 と L-2 は $R=+1/33$ までは同等の耐力と変形性能を有している。端部の拘束範囲を小さくし、隅角部および端部に芯筋を配筋した L-6 は、L-1 および L-2 と比べ、正加力時は同等の耐力を示しているが、負加力時はおよそ 1.5 倍の耐力を示し、隅角部に配した高強度の芯筋による引張力が耐力の増加に影響していると考えられる。また、L-6 よりも高強度のコンクリートを用いた L-5 は、正加力時、負加力時ともに L-6 と同等の耐力を示し、コンクリート強度の違いによる影響はあまり見られなかった。この原因としては、L-5 と L-6 の試験体では隅角部と端部に柱芯筋を加えたことにより過密配筋となり、実構造物に適用するには支障はないが、本研究の縮小試験体ではコンクリートの充填性が悪くなり、試験体のコンクリート強度が想定通りに発現していなかったとも考えられる。

3.6 曲げ強度

試験体はすべて曲げ破壊したことから、曲げ強度を計算し、実験値と比較することによって評価する。曲げ強度の計算方法は断面解析とし、平面保持を仮定したファイバーモデルを用いて行った。鉄筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性型とした。コンクリートの応力-ひずみ関係は図-13 に示す Kent-Park モデル²⁾ を修正して解析を行った。Kent-Park モデルでは最大強度時のひずみは拘束領域、非拘束領域ともに 0.2%とされているが、今

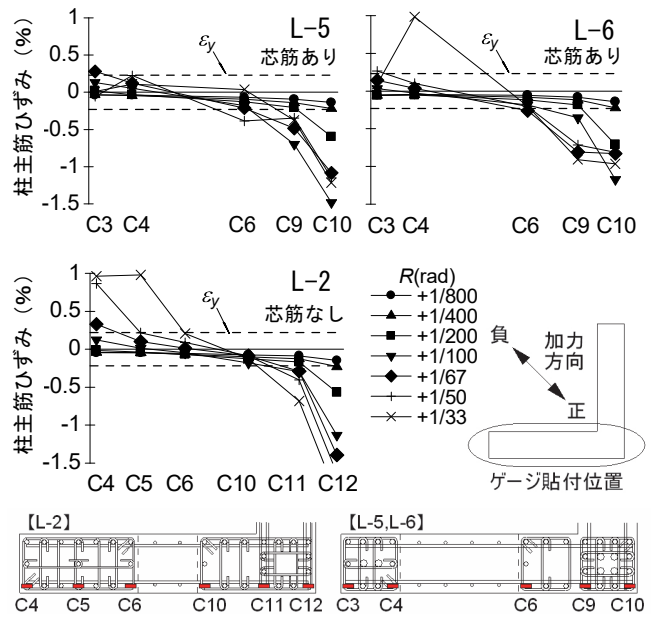


図-10 柱主筋ひずみ分布

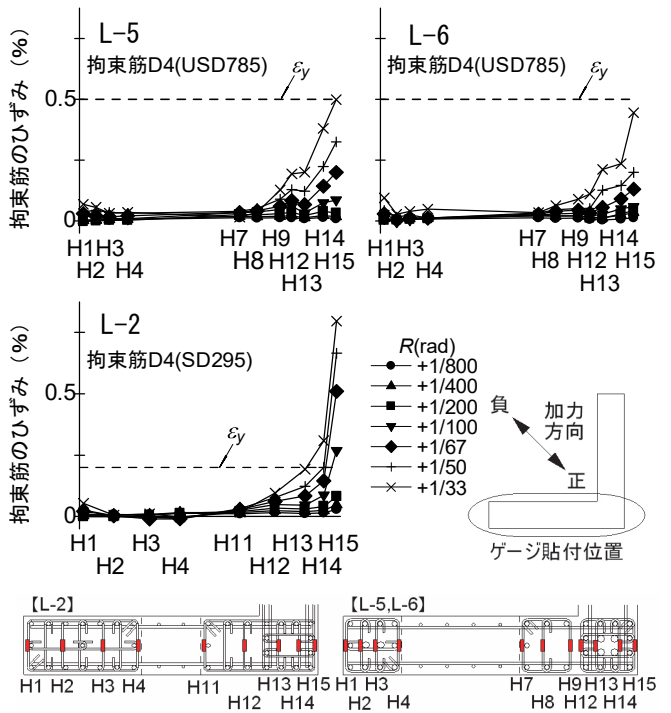


図-11 拘束筋ひずみ分布

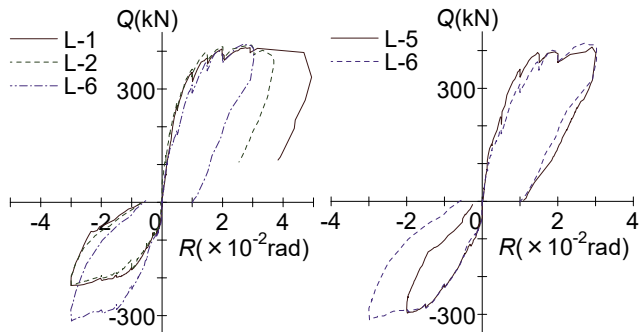


図-12 包絡線の比較

回は拘束領域の計算には崎野らの提案式³⁾を用い、横拘束によるひずみの増分が適切に評価されるように修正した。拘束効果に関しては、図-14 に示すように断面の拘束領域をA～Cの3つの領域に分け、長方形断面では拘束筋壁厚方向の特性を用いた。L-5 および L-6 は拘束筋が降伏に至らなかったため、最大耐力を示した $R=+1/33$ における隅角部柱型の拘束筋の平均ひずみを降伏ひずみで除すことにより解析を行った⁴⁾。したがって、拘束筋の効果については高強度鉄筋と普通強度鉄筋の差はほとんどないとして解析を行ったことになる。

最大曲げ強度の実験値および計算値を表-4 に示す。L-1 および L-2 については、正加力時および負加力時ともに曲げ強度の計算値が実験値よりも小さい値を示しており、安全側の評価と考えることもできる。L-5 は、正加力時では計算値が実験値よりも大きい値を示しており、危険側の評価となっている。コンクリート強度を $Fc80$ とした L-5 は、配筋が等しく $Fc60$ とした L-6 とほぼ等しい実験結果を示しており、コンクリート強度を高くした効果が表れていないことがわかる。断面解析の計算値から判断すると、材料試験においては設計基準強度以上の強度に達していたが、充填性などが影響して、L-5 の試験体では設計基準強度に達していなかったのではないかと推察される。また、負加力時では計算値が実験値を若干下回っている。L-6 は、正加力時では実験値と計算値が良い対応を示しており、負加力時では計算値が実験値を若干下回っている。いずれの試験体においても、軸力が 0 となる負加力時の最大耐力に関しては小さく評価する傾向があった。

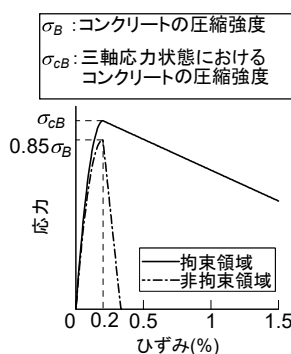


図-13 Kent-Park モデル

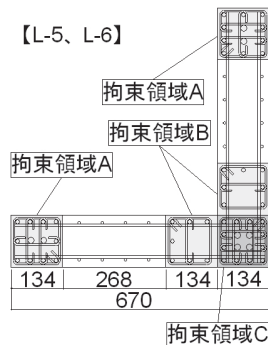


図-14 拘束領域の定義

表-4 曲げ強度の実験値と計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 Q_{exp} (kN)	曲げ強度計算値	
			ca/Q_{fu} (kN)	$Q_{exp}/ca/Q_{fu}$
L-1	正	406	329	1.23
	負	-220	-164	1.34
L-2	正	416	356	1.17
	負	-220	-163	1.35
L-5	正	409	497	0.82
	負	-297	-263	1.13
L-6	正	412	429	0.96
	負	-315	-256	1.23

Q_{exp} : 実験値、 ca/Q_{fu} : 曲げ強度計算値

4. まとめ

センターコア構造への採用を目的としたL形コア壁の試験体の加力実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- i. 柱型と壁からなり、隅角部の柱型拘束範囲を 2D、端部の柱型拘束範囲を 1D としたL形コア壁は、45° 方向の加力において限界変形角 $R=1/33$ を確保でき、十分な靱性を有している
- ii. L形コア壁の隅角部や端部に柱芯筋を配することで、変動軸力比 $\eta_{max}=0.45$ の高軸力に対しても脆性的な破壊には至らず、柱芯筋は曲げ耐力の向上にも寄与している
- iii. コンクリート強度を $80N/mm^2$ とした試験体 (L-5) では、隅角部の拘束範囲 2D を 1D ごとに分けた領域の境界の壁脚部に鉛直方向のせん断ひび割れが生じ、この影響等により水平耐力が増加せず、コンクリート強度を $60N/mm^2$ とした他の試験体と比較して強度を上げた効果が得られなかった
- iv. 柱型拘束筋に高強度鉄筋を用いた試験体 (L-5、L-6) では、拘束筋の降伏強度に相応する拘束効果が得られないことがわかり、それを考慮したファイバーモデルによる断面解析では、実験値を良く評価することができる

5. あとがき

L形コア壁の構造性能を把握するとともに、最大強度の評価法について検討することができた。今後は得られた知見をもとに、L形コア壁を用いた超高層建物の設計法を確立したい。

本加力実験は筑波大学の今井研究室の協力を得て実施した。今井弘教授をはじめ関係された方々に謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 山上 聡、細矢 博、舟木秀尊、岡 靖弘、「鉄筋コンクリートL型コア壁の構造性能に関する実験的研究」、奥村組技術研究年報、No. 33、pp. 89-94、2007
- 2) Scott, B. D., Park, R. and Priestley, M. J. N., "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", ACI J., vol. 79, No. 1, pp. 13-27, 1982
- 3) 崎野健治、孫 玉平、「直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係」、日本建築学会構造系論文集、No. 461、pp. 95-104、1994
- 4) 保坂 剛、今井 弘、松永健太郎、舟木秀尊、細矢 博、岡 靖弘、「鉄筋コンクリートL型断面耐震壁の構造性能に関する実験的研究 (その3 結果分析)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008.9 (投稿中)