鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に関する解析的研究

ANALYTICAL STUDY ON SHEAR STRENGTH OF REINFORCED
CONCRETE SHEAR WALLS

長 沼 一 洋*

Kazuhiro. NAGANUMA

Shear strength of reinforced concrete shear walls with relatively large height-to-width ratio including multi-story shear walls is discussed based on the results of the finite element analysis. The aim of the present paper is to investigate the effects of parameters such as the amount of reinforcement, characteristics of beams, height-to-width ratio, and loading conditions on the shear strength. It has been found that there is room for improvement in current AIJ Design Guidelines on the estimation of shear strength of walls with large height-to-width ratio and multi-story shear walls.

Keywords : multi-story shear wall, finite element method, ultimate strength design

連層耐震壁, 有限要素法, 終局強度設計

1. 序 論

鉄筋コンクリート (RC) 造建物の高層化に伴い, 耐震壁を高さ方向に連続した連層耐震壁として配置し, 地震時に脚部で曲げ降伏させる設計が行われるようになってきた。このような耐震壁フレーム構造においては, 壁のせん断破壊の防止が靱性設計上, 極めて重要である。

耐震壁に関しては, これまでに多くの実験が実施されてきたが, それらは比較的低層な建物を想定したシアスパン比が小さいものがほとんどであった。しかし, 最近では高層建物の連層耐震壁を対象とした実験も行われ始め, 背高な耐震壁のせん断強度や, 曲げ降伏後の変形能などに関する知見が蓄積されつつある^{1)~6)}。

一方, RC 部材のせん断強度の算定法に関しては, 従来, 荒川式や広沢式に代表される実験式⁷⁾に依存していたが, 近年, 塑性理論の下界定理に基づいたマクロモデルが提案されるようになり⁸⁾, その力学的明快さと実験式に匹敵する精度が注目を集めている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」⁹⁾ (以後指針と呼ぶ) においても, マクロモデルに立脚した算定法が採用されており, せん断抵抗機構を補強筋が関与するトラス機構とコンクリートのみで形成するアーチ機構の2つに分離して, それらの累加強度としてせん断強度を与える形になっている。しかしながら, 背の高い壁に関しては, せん断強度の算定法の検証に必要な実験データが十分には得られていないため, 指

針では壁補強筋によるトラス機構の角度は, 柱やはりの場合と異なり, シアスパン比にかかわらず 45 度に固定されており, また連層耐震壁は各層ごとに設計することとされている。

一般に, 背の高い壁のトラス機構の角度を 45 度に固定すると, 安全側ではあるが, 過剰な配筋となる可能性がある反面, 連層耐震壁の実験との比較では, 設計する階の階高を用いて算定したせん断強度は実際の強度をかなり上回るとの指摘¹⁰⁾もあるなど, 現指針における連層耐震壁のせん断設計法には検討の余地があると言える。

このような背景から, 本研究では内部応力状態等の把握が容易な有限要素法 (FEM) により, 連層耐震壁を含む比較的幅高さ比 (h/l : h は高さ, l は幅) の大きな耐震壁を中心に, せん断強度に関する解析的な検討を行い, より合理的な設計法に向けての基礎的データを得ることを目的とした。

2. 既往の研究と本研究における検討内容

壁のせん断強度への影響因子の内, 補強筋量と軸力に関しては, それらのせん断強度への寄与には限界があること, また軸力の効果は補強筋が少ないもののほど, 顕著であることなどが知られている⁹⁾。

白石ら^{11), 12)}は FEM 解析と実験により, せん断強度の増大には壁の横筋量の影響が大きく, シアスパン比が大きいもののほど, その効果が顕著であることを示した。植

* 大林組技術研究所数値解析研究室 研究員・工修

Research Engineer, Technical Research Institute, Obayashi, Corp.,
M. Eng.

松ら¹³⁾は解析により、壁のせん断耐力にはシアスパン比より壁の幅高さ比の影響が大きいことを示した。望月ら¹⁴⁾は側柱の拘束が壁のせん断破壊性状に及ぼす影響を実験と解析の両面から検討した。狩野・高木ら¹⁵⁾は4層壁の実験により、中間ばりを除いても水平補強筋を用いることで同等の耐力が得られることを示した。鈴木¹⁶⁾は解析により、柱降伏先行型の連層耐震壁の耐力に及ぼすはり主筋の影響は大きく、特にはり主筋が無い場合には、水平力が片押し載荷より押し引き載荷の方が耐力が低下することを示した。佐藤ら¹⁷⁾は加力方法を変えた3層壁の実験を行い、頂部集中載荷に比べ各層分布加力の方が耐力が上昇することを示した。井上ら¹⁸⁾は既往のマクロモデルとFEMによる解析を行い、力の流れや各機構の分担率などを比較し、側柱の分担を適切に考慮することの重要性を指摘した。飯塚・野口¹⁹⁾はシアスパン比が2.0の壁におけるトラス機構の角度は、指針による45度をかかなり下回ること解析により示した。その他、多くの研究があるが、シアスパン比が1.5以上、あるいは3層を超える連層耐震壁や各層加力を対象とした研究は少ないのが現状である。

本研究では、幅高さ比が比較的大きな壁を主対象に、耐震壁のせん断強度への影響因子として壁の幅高さ比、壁筋量、側柱の主筋量、頂部ばりの剛性、中間ばりの有無と主筋量、および加力方法に着目して検討する。なお側柱の曲げ降伏および壁板の破壊に先行するはりや側柱の破壊は生じない条件下でのせん断強度に限定する。

3. 解析精度の検証

本研究のように、数値実験的手法により検討を進める場合には、解析結果の信頼性の確認が不可欠である。筆者はせん断破壊を生じるRC面部材の解析精度の向上を目的として、平板実験の結果に基づくFEM解析モデルを誘導し、要素レベルでの検証を行った²⁰⁾。さらに、これらのモデルを用いて地震時荷重を受ける耐震壁の解析手法を提案し、その適用性を検討した結果、既往の様々なタイプの耐震壁の耐力を精度良く評価できることを示した²¹⁾。しかし、適用性の検討に用いた試験体57体の内、45体はシアスパン比が1.0以下と小さく、連層耐震壁は2層と3層が各10体ずつであり、背の高い耐震壁に関しては解析精度の検証が十分とはいえない。そこで、既往の連層耐震壁を含む比較的大きなシアスパン比の大きな耐震壁の実験より、せん断破壊を生じた試験体を中心に47体を新たに選定し、解析精度の検証を行った。

試験体のモデル化は既報²¹⁾で述べた方法に従い、4節点平面応力要素により、各層の壁板が正方形に近い要素で50分割以上となるようにした。鉄筋は等価な一方向剛性層に置換して平面応力要素に重ね合わせた。コンク

リートは直交異方性モデルにより、ひびわれ後の圧縮特性、テンションスティフニング特性、およびひびわれ面のせん断伝達特性は平板実験結果に基づくモデル²⁰⁾を用いた。鉄筋の応力～ひずみ関係はbilinearとした。

表一1に解析対象試験体の諸元と最大荷重に関する実験と解析の比較を示す。実験では、壁板コンクリートの圧壊により耐力が決定したものが多く、側柱の破壊や主筋の降伏を伴うもの、壁筋の破断が生じたものもある。実験の破壊モードが報告されている試験体に関しては、壁筋の破断を除き、解析でもほぼ同様の性状を示した。解析結果の例として、荷重～層間変位曲線と破壊状況に関する実験結果との比較を図一1および図二に示す。

最大荷重の解析値に対する実験値の比は0.85～1.16の範囲にあり、平均値1.01、変動係数0.073であった。既報²¹⁾での検証結果に比較すると、やや変動係数が大きい、最大荷重の解析精度としては良好と考えられる。

なお、壁横筋のひずみは耐震壁のせん断抵抗機構に関わる重要なデータであるが、解析対象試験体の内、壁横筋のひずみ分布が報告されているものはNW-1とNW-2の2体のみであった。これら2本の横筋のひずみは、解析では実験とほぼ対応する部分はあるものの、実験値の1/2程度と小さい箇所も見られた。一般に鉄筋のひずみゲージの値はひびわれ近傍では局所的に大きな値を示す場合があることから、分布ひびわれを仮定した解析で得られる平均的なひずみとは差が生じ得るものと思われる。

以後の検討はすべて平面応力解析で行うが、側柱における帯筋の拘束効果や、柱はり部材による壁板への面外拘束の影響など、平面応力解析では考慮されていない点があることをあらかじめ付記しておく。

4. 加力方法と頂部はり剛性がせん断強度に及ぼす影響

耐震壁の実験では、水平力は頂部のはりに対して片押し載荷、または両側で押し引き同時載荷されることが多いが、構造物中の耐震壁では、地震力は上層の柱と床スラブからの入力が支配的と考えられ、分布荷重と見なすのが最も実際に近いと思われる。一方、頂部のはりに対してはコンクリート圧縮束の反力が作用するため、はりの剛性と強度が不十分な場合には、壁板のせん断強度到達以前に耐力が決定してしまうことが考えられる。連層耐震壁の場合は、一般に上層部ほど、壁の損傷が小さくなるため、想定している層のはりに対する上層の壁からの拘束が期待できる場合もある。本章では、加力方法と頂部のはりの剛性の違いが、耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を検討する。

4.1 解析対象モデルと加力方法

解析対象はできるだけ実際の構造物に即したものとするため、指針⁹⁾の設計例1に示されている6階建の建物

表一 連層耐震壁を含む比較的シアスパン比の大きな耐震壁試験体の諸元および実験と解析の耐力比較

試験体	層数	加力方法	シアスパン比	c ₀ ² kgf/cm ²	壁板			柱			中間ばり		軸応力 ⁶ kgf/cm ²	最大荷重 ⁷		文献 No.
					ℓ × t ³ cm	壁筋比 ⁴ %	降伏点 ⁵ kgf/cm ²	B × D ³ cm	主筋比 ⁵ %	帯筋比 ⁵ %	B × D ³ cm	主筋比 ⁵ %		実験値 ⁷ tf	解析値 ⁷	
302 402 404 406	3	各層	1.02	267 230 193 244	45 × 3	0.20 0.21 0.40 0.61	2650 2280 2280 2280	12 × 5	3.20 4.30 4.30 4.30	1.00 1.60 1.60 1.60	8 × 5	1.30	40.0	9.51 11.3 11.5 11.5	1.09 1.08 1.11 1.04	22
8101 8102 8103 8104 8105 8106 8107 8108	3	各層	1.02	245 244 259 293 257 260 285 250	45 × 2.5 45 × 2.5 45 × 2.5 45 × 2.5 45 × 5.0 45 × 5.0 45 × 5.0 45 × 5.0	0.25 0.25 0.25 0.25 0.12 0.12 0.12 0.12	2650	12 × 5	6.40	1.57	— — 12 × 5 12 × 5 — — 12 × 5 12 × 5	— (5-4φ) — 2.10 — (5-4φ) — 2.10	40.0	9.06 9.90 12.3 12.0 15.2 16.6 15.8 14.2	1.02 0.94 1.14 0.96 1.16 1.04 1.10 0.85	23
B4-W02 B4-W07 B4-W12 B6-W07 B8-W02 B8-W07 B8-W12	3	頂部	1.46	272 286 283 282 272 282 291	57 × 2.5	0.25 0.68 1.19 0.68 0.25 0.68 1.19	3490	8 × 8	4.00	0.50	5 × 7	2.97 2.97 2.97 4.46 5.94 5.94 5.94	20.0	12.9 13.1 14.4 14.1 14.1 14.6 14.4	1.09 1.01 1.05 1.07 1.15 1.09 1.00	24
77W202 77W203 77W205 77W206	3	頂部	1.28	226 174 181 155	105 × 4.5	0.72 0.72 ⁷ 0.24 0.24	5398	15 × 15	2.53	0.28	15 × 15	1.27	30.0 30.0 0.0 70.0	25.7 21.4 17.3 23.6	0.93 0.92 0.92 0.99	25
78W207 78W208	3	頂部	1.28	194 181	105 × 3.0 105 × 6.0	0.24	4596	15 × 15	2.53	0.28	15 × 15	1.27	30.0	20.4 24.0	1.08 0.99	26
79W402 79W403	3	頂部	1.02	245 206	105 × 4.5 105 × 6.0	0.72 0.24	2337	15 × 15	4.52	0.28	15 × 15	1.27 2.26	30.0	33.8 33.4	1.03 1.05	17
79W209 79W210	3	各層	1.28	303 251	105 × 4.5 105 × 3.0	0.24	2681	15 × 15	2.53	0.28	15 × 15	1.27	30.0	28.3 23.2	1.00 0.93	17
No. 5 No. 6 No. 7 No. 8	1	頂部	1.50	200 225 225 200	88 × 4.5	0.20 0.20 ⁷ 1.20 ⁷ 1.20	2950	15 × 15	7.06	0.42	—	—	0.0	14.1 15.3 24.3 27.5	0.99 0.85 0.98 1.10	12
89SW03 89SW06	1	頂部	1.87	259 279	60 × 3.5 60 × 3.7	0.93 0.88	4994	15 × 15	6.19 4.42	0.28	—	—	0.0	19.9 20.8	0.96 0.99	1
NW-1 NW-2	1	頂部	2.00 1.33	894 955	130 × 8	0.53	10216	20 × 20	2.14	0.70 ⁸	—	—	97.8 97.8	108 150	1.05 1.04	2
NW-3 NW-4 NW-5 NW-6	1	頂部	2.00	566 557 615 665	130 × 8	0.27 0.27 0.53 0.53	7685	20 × 20	2.14 2.85 2.85 3.81	0.49 ⁸	—	—	76.1 87.0 76.1 87.0	73.2 80.0 91.8 108	0.95 0.90 1.00 0.99	3
W2BFN0 W2BFN1 W2SFN2	2	各層	0.80	286 306 312	88 × 5 ⁹	0.26 ⁹ 0.26 ⁹ 0.43 ⁹	3825	15 × 12	1.58 1.58 4.77	0.33	15 × 15	1.26	0.0 30.6 52.0	15.0 21.7 47.2	0.94 0.97 1.07	4
W4BFN0 W4BFN1 W4SFN2	4	各層	1.50	333 372 352	88 × 5 ⁹	0.43 ⁹	3825	15 × 12	2.82 2.82 8.46	0.33	15 × 15	2.26	0.0 37.2 58.7	16.0 21.4 42.6	0.94 1.03 1.01	4

*1 頂部：最上層のはりに片押し載荷 各層：逆三角形分布で各層のはりに片押し載荷

*2 コンクリートの一軸圧縮強度 *3 ℓ：壁の内法 t：壁厚 B：幅 D：全せい

*4 77W203, No. 6, No. 7を除き縦横同一配筋 *5 全主筋の全断面積に対する比

*6 圧縮を正とし、NW-1～NW-6、W2BFN1、W2SFN2、W4BFN1、W4SFN2 では全断面の軸応力、他は柱の軸応力

*7 いずれも横筋比（縦筋比は 77W203：0.24%、No. 6：1.20%、No. 7：0.20%） *8 柱の下半部には同量の副帯筋あり *9 第1層の値

図一 NW-3 試験体³⁾の荷重～変形関係と破壊状況の比較 図二 W2SF-N2 試験体⁴⁾の荷重～変形関係と破壊状況の比較

の連層耐震壁を選んだ。1層部分の形状・寸法を図—3に示す。壁の頂部における諸条件の差は、壁の高さが小さいものほど、顕著となると考えられるため、解析では壁の高さを1～3層の範囲で変化させた。また、壁のせん断強度を把握するため、柱主筋は降伏しないものとした。さらに条件の単純化のため、中間ばりおよび鉛直軸力は存在しないものとした。

解析パラメータは以下のとおりである。

- 壁の幅高さ比：0.42/0.89/1.37
- 頂部はりの特性：設計例どおり/剛体
- 上層による拘束：無し/1層分（3.8 m）をモデル化
- 水平力荷重方法：片押し荷重/分布荷重

水平力の作用高さは、はり成の中心とし、分布荷重の場合は、水平力の作用高さにある各節点から PC 鋼棒に相当するトラス要素を伸ばし、それらを水平方向の延長線上に設けた剛体に連結して、その剛体に水平力を荷重する方法を用いた。この方法では、トラス要素の剛性を小さくすることで、はりの材軸方向の変形拘束を低減することが可能で、さらに各節点の水平方向剛性に応じて荷重分布が決まることから、部分的な破壊に伴う荷重の再配分を考慮することができる。

解析ケース名とパラメータの関係を以下に示す。

- 例) A11：片押し荷重 A12：分布荷重
A13：分布荷重・上部1層考慮

図—5 変形モードと破壊状況の比較

A14：剛体ばり

なお、ケース名の最初のAはシリーズ名、2番目の1は壁の高さが設計例の1層分に相当することを表しており、以後の解析ケースにおいても同様である。

4.2 解析結果の検討

図—4に最大荷重の比較を示す。壁の幅高さ比の違いによる最大荷重の差に関しては後節で検討する。壁の高さが1層相当の場合、上部の1層を考慮したものは、はりを剛体としたものとはほぼ等しい耐力を示したが、片押し荷重ではやや耐力が低く、分布荷重では、さらに低い耐力を示した。幅高さ比が大きくなると、加力方法やはりの剛性の違いによる耐力差が小さくなる傾向がある。

壁の高さが1層相当の場合について、はりを剛体としたA14を除く3ケースの最大荷重付近における変形モードと破壊状況を図—5に示す。A14に関しては、はりのひびわれが生じない点を除いてA13とほぼ等しい結果であった。片押し荷重のA11では、加力点に近い壁のコンクリートに最も高い応力が生じ、この部分の圧壊が耐力を決定している。分布荷重のA12では、はりの伸びが大きく、ひびわれによりはりの剛性が低下するため、壁板コンクリートの圧縮束の反力により、中央部が上に膨らむ変形モードを示している。はりの変形により壁板の鉛直および水平方向の拘束度が減少するため、耐力が低くなるものと考えられる。上部の1層を考慮したA13に関しては図—5で下層部のみを示している。A12と同じく分布荷重であるが、上層の拘束により、はりのひびわれや変形が抑えられている。壁板コンクリートの応力は全体曲げによる圧縮力が作用する圧縮側柱の近傍で大きく、この部分の圧壊によって最大耐力に至っている。

一方、壁の幅高さ比が大きくなると、はりによる拘束の及ぶ範囲が相対的に減少し、全体曲げによる圧縮力が

大きくなるため、A31～34ではいずれも壁中腹部での横筋の降伏後に、圧縮側柱の下部付近の壁板コンクリートの圧壊が生じており、耐力差がほとんど見られない。

以上より、頂部のはりの剛性が壁のせん断強度に及ぼす影響は、壁の幅高さ比の増大とともに小さくなり、上層による拘束効果は、剛体ばりにより模擬可能といえる。

5. 側柱の主筋量がせん断強度に及ぼす影響

前章では柱主筋の降伏を防止するために、降伏点を十分高く設定したが、柱主筋量を増す方法も考えられる。ただし、主筋量の増加に伴い、柱の軸方向変形量が減少し、全体変形に占める曲げ変形の比率が小さくなる。本章では、側柱の主筋量の差が、柱主筋の降伏に先行する耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を検討する。

5.1 解析対象モデルと加力方法

前章と同じく指針の設計例1の1層部分を解析対象とした。ただし、全体変形に占める曲げ変形の比率は壁の幅高さ比の増大に伴って大きくなることから、壁の高さを1～6層で変化させた。頂部のはりは剛体とし、他は前章と同条件で解析した。比較のためシアスパン比が1/2となる逆対称曲げせん断加力による解析も実施した。

解析パラメータは以下のとおりである。

- ・側柱の主筋比：0.84%～10%（主筋全断面積比）
- ・壁の幅高さ比：0.42～2.79
- ・加力方法：片持ばり型/逆対称曲げせん断型

なお、側柱の主筋は弾性を仮定し、設計例1の1層柱脚での主筋比0.84%を基準として、それを超える分は、柱の芯鉄筋として柱成の中心位置にトラス要素を配置してモデル化した。これは、柱主筋比の増大による柱自体の曲げ耐力上昇の影響を小さくするためである。

解析ケース名はB10のようにすべてBで始まり、2番目の数字は前章と同じく壁の高さを表し、3番目の数字は次の要領で柱主筋比を表す。

0：0.84% 1：2.39% 2：3.92%
3：5.44% 4：10%

5.2 解析結果の検討

図一6に最大荷重の比較を示す。柱主筋量の増加に伴い、最大荷重も上昇する傾向が見られ、特に壁の高さが低いもの、および片持ばり型加力の場合に顕著である。

図一7に壁の高さが2層相当で、柱主筋比が0.84%のB20と5.44%のB23の解析結果の比較を示す。柱主筋量が少ないB20では、壁の縦筋の降伏が顕著で、中立軸位置がかなり圧縮側柱に近づいている。壁板内の圧縮応力は、柱主筋量が多いB23では比較的広範囲に分布しているが、B20では圧縮側柱下部付近の壁板に圧縮応力が集中し、この部分のコンクリートの圧壊によって耐力が決定している。すなわち、引張側柱の軸方

図一6 柱主筋比の違いによる最大荷重の比較

図一7 柱主筋比の違いによる解析結果の比較

向伸び量の増大は、圧縮側下部の壁板の応力集中度を高めることになり、高強度鉄筋の使用による柱主筋量の低減に際しては注意が必要と言える。ただし、解析では最大荷重時の変形量は柱主筋量の増大に伴い小さくなる傾向が明瞭に見られたことから、柱主筋量の低減は靱性能向上の面からは効果があると言える。

逆対称曲げせん断加力の場合、片持ばり型加力の場合より引張側柱の軸方向変形が抑えられるため、耐力が高くなると考えられる。例えば、壁の高さが6層相当のモデルでは、逆対称曲げせん断加力で柱主筋比が0.84%の耐力は、片持ばり型加力で柱主筋比が3.92%の耐力にほぼ等しく、耐力時の引張側柱の平均軸方向ひずみも両者とも1600μ程度で等しい。

片持ばり型加力の場合でも、柱主筋比が5.44%以上では逆対称曲げせん断加力との耐力が等しくなり、シアスパン比の差の影響が見られなくなる。また壁の高さが2層および6層相当の場合には、柱主筋比の増大による

耐力上昇に頭打ちが見られる。一方、壁の高さが1層相当のモデルでは、曲げ変形成分が小さいため、加力方法による耐力差は小さいが、柱主筋比の増大に伴い、耐力がほぼ線形的に上昇している。これは、壁の高さが低い場合は、柱はりによる拘束効果が現れやすく、柱の軸方向剛性の上昇が拘束効果を増大させるためと考えられる。

6. 壁筋量と壁の幅高さ比がせん断強度に及ぼす影響

指針のせん断強度算定式⁹⁾において、柱と壁の断面と材料強度を固定すると、せん断強度は基本的にトラス機構にかかわる壁筋比と、アーチ機構にかかわる壁の幅高さ比により決定される。本章では壁筋比と壁の幅高さ比がせん断強度に及ぼす影響を検討する。

6.1 解析対象モデル

解析対象と解析条件は前章と同様であるが、加力は片持ばり型とし、側柱の主筋比は前章の検討で加力方法による影響が無くなる5.44%とした。壁筋比は指針による補強限界を上限とし、壁の高さは1～6層で変化した。解析ケース名はC42のようにすべてCで始まり、2番目の数字は前章までと同様に壁の高さを表し、3番目の数字は次のように壁筋比を表す。

0:0.0%	1:0.32%	2:0.64%
3:0.95%	4:1.27%	5:2.32%

6.2 指針式と解析結果の比較検討

図—8に壁の高さが2層と4層相当のものに関して、

図—8 壁筋比がせん断強度に及ぼす影響

壁筋比を変化させた場合のせん断強度の解析結果、指針式、および広沢式の比較を示す。図中にはトラス機構負担分も示した。解析におけるトラス機構負担分は、井上らの方法²⁷⁾に従って算定したが、後述するようにトラス機構負担分は壁の高さ方向で変化するため、トラス機構が最大となる水平断面(壁の中腹付近)の値を採用した。また、壁板部分のみで算定したため、側柱の負担分の一部を含む指針のトラス機構とはやや異なる。指針ではトラス機構の角度 ϕ を45度($\cot \phi = 1.0$)としているが、比較のため柱やはりと同様に $\cot \phi \leq 2.0$ の条件の下で $\cot \phi$ の最小値を用いた場合の結果も示した。以後は便宜的に柱やはりと同様に $\cot \phi \leq 2.0$ の場合をA法、 $\cot \phi = 1.0$ の場合をB法と呼ぶ。

指針ではトラス機構負担分は壁の高さに無関係で、アーチ機構負担分は壁が高くなると減少する。壁筋比の増大に伴い壁の高さによる差が小さくなるが、A法はB法より常に高目の強度を与え、その差は壁が高いものほど大きく、壁筋比が補強限界の1/2程度で最も顕著となる。

解析によるせん断強度は、壁の高さが2層相当の場合は指針式を常に上回るが、壁の高さが4層相当の場合は、壁筋比が2.32%では指針式を下回り、それ以下のケースではA法とB法の間にある。指針と同様に、壁筋比の増大に伴い、せん断強度を占めるトラス機構の比率が大きくなるが、トラス機構負担分は、指針のように壁筋比と線形関係になく、壁筋比の増大に伴い上昇率が鈍化する

図—9 壁の幅高さ比がせん断強度に及ぼす影響

(a) C21(壁筋比0.32%) (b) C23(壁筋比0.95%)

図—10 壁の幅高さ比が0.89(2層相当)の場合の各機構と側柱のせん断力分担率

る傾向がある。壁筋比が2.32%の場合に解析のトラス機構負担分が指針式をかなり下回った原因は、解析では横筋が降伏せず、壁板コンクリートの圧壊で耐力が決定したためである。

広沢式は壁の高さが2層相当の場合に解析結果と良好に対応するが、4層相当の場合は、指針および解析に比べ、低鉄筋比側では高目、高鉄筋比側では低目となる。

図—9に壁筋比が0.32%と0.64%に関し、せん断強度と壁の幅高さ比の関係を示す。A法ではB法に比べ、幅高さ比が大きく壁筋比が高いものほど、大きな強度を与える。解析結果はすべてB法を上回っているが、その差は幅高さ比が大きく壁筋比が低いものほど小さい。換言すれば幅高さ比が大きくなるとB法の安全率は低くなり、壁の高さが4層相当以上ではA法は危険側の評価となる。

トラス機構負担分はB法では壁の高さに無関係で一定であるが、解析では壁が高くなるに従って大きくなり、3~4層相当以上ではB法よりやや大きな値に収束する傾向がある。A法では常に解析によりトラス機構を過大評価するが、壁の高さが1層相当の場合にトラス機構が減少する点では、解析結果と定性的に対応する。

広沢式は壁が低い場合は解析結果とほぼ対応するが、壁が高くなると指針および解析より高目の評価となる。壁の高さが低い場合に、広沢式と解析結果が対応する理由は、広沢式の基となる実験データはほとんどがシアスパン比1.2以下であったためと考えられる。

図—10および11に壁の高さが2層と4層相当の場合の解析による最大荷重近傍での各機構と側柱の負担分の壁高さ方向の変化を示す。トラス機構負担分は壁の上下端で水平方向の変形が拘束されるため、壁の中腹で最大となり、壁の幅高さ比および壁筋比の高いものほど大きい。一方、アーチ機構負担分は、壁筋比が高くなると逆に壁の中腹で小さくなる。側柱の負担分は引張側柱の柱頭と圧縮側柱の柱脚で大きくなり、壁筋比が低いものほど、また壁の幅高さ比が大きいものほど、増大する傾向にある。側柱の帯筋比は0.6%であり、解析ではこの

(a) C41(壁筋比0.32%) (b) C43(壁筋比0.95%)

図—11 壁の幅高さ比が1.84(4層相当)の場合の各機構と側柱のせん断力分担率

部分にひびわれが生じたが、帯筋は降伏せず、破壊には至っていない。しかし側柱の端部ではせん断力のレベルが非常に高くなることから、実際の設計では十分な帯筋を配しておくことが必要と思われる。

トラス機構の角度に関しては、解析では主圧縮方向は壁板内部で一様ではなく、特に背の高い壁ではひびわれの角度が高さ方向で変化する扇形応力場となること、また主圧縮方向はアーチとトラスの両機構の合力に対するものであることなどから、解析の主圧縮方向よりトラス機構の角度を1つに特定することは困難と言える。そこで、解析によるトラス機構負担分の最大値 Q_{tu} より、トラス機構の角度 ϕ を次式により逆算することを試みた。

$$\cot \phi = Q_{tu} / (t_w \cdot l_w \cdot p_w \cdot w_{\sigma_y}) \quad (1)$$

t_w : 壁厚

l_w : 壁内法長さ

p_w : 壁横筋比

w_{σ_y} : 壁筋の降伏点

式(1)で得られる結果は、トラス機構が最大となる水平断面における平均的なトラスの角度と考えられる。

図—12に算定結果を示す。壁の高さが1層相当の場合はトラス機構負担分が極めて小さく、また壁筋比が2.32%のものは壁横筋が降伏せずに耐力が決定したため、これらはすべて除外した。解析結果から算定した $\cot \phi$ の値は、壁の高さが2層相当の場合は1.0~1.1程度であるが、それ以上の高さではA法とB法の間の中

図—12 トラス機構の角度 ϕ の比較

図-13 C43 (壁筋比 0.95 %) の壁筋降伏状況と破壊状況

1.5 前後の値を示し、壁筋比の増大に伴い、やや小さくなる傾向にある。A 法では本条件下で壁筋比が約 0.93 % を超えるとアーチ機構が消滅してトラス機構のみとなり、コンクリートの有効強度の制限を受けて $\cot \phi$ が 2.0 より低下するが、この傾向は解析と対応している。

以上のように、解析結果は指針とやや異なる面があり、A 法と B 法のいずれに近いとも言い難い。指針ではせん断抵抗機構をトラスとアーチに明瞭に分離した上で、壁横筋とコンクリートが共にその強度に到達するとの前提で耐力を求めている。一方、解析ではトラスとアーチの比率は壁の高さ方向で変化し、壁横筋の降伏とコンクリートの圧壊も、一般には図-13 に示すようにその位置がやや異なり、これらの傾向は背の高い壁になるほど、顕著となる。このような壁板内部の応力分布の違いが解析と指針の対応性に影響していると考えられる。

7. 中間ばりがせん断強度に及ぼす影響

指針では連層耐震壁は各層ごとに設計することとされており、上層のせん断力の一部を層間で構成するアーチ機構により下層に伝達するのに必要な引張軸力を中間ばりで負担するように設計される。一方、連層耐震壁全体を背の高い壁として扱い、中間ばりの主筋を壁横筋と同様に扱うことで、耐力を良好に評価できるとの報告もある¹⁵⁾。本章では、中間ばりの有無と主筋量が連層耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を調べた。

7.1 解析対象モデル

解析対象と解析条件は前章までと同様で、壁の高さは 3 層および 5 層の 2 種類とした。中間ばりの有無とはり主筋量をパラメータとし、中間ばりの断面は設計例どおりとした。壁横筋と中間ばりの主筋は同一鉄筋とし、それらの総量は一定で、壁横筋のみの場合に 0.95 % とした。壁縦筋はすべてのケースで 0.95 % とした。

解析ケース名は D32 のようにすべて D で始まり、2 番目の数字は層数 (壁の高さ) を表し、3 番目の数字は次の要領で壁横筋比とはり主筋比 (括弧内) を表す。

0 : 0.0 % (1.79 %)	1 : 0.32 % (1.33 %)
2 : 0.64 % (0.88 %)	3 : 0.95 % (0.42 %)

図-14 中間ばりの有無と主筋量がせん断強度に及ぼす影響

図-15 中間ばりの有無と主筋比の違いによる破壊性状の比較

図-16 中間ばりの引張軸力の比較

中間ばりの無いケースは前章での C33 と C53 である。

7.2 解析結果の検討

図-14 に最大荷重の比較を示す。壁横筋をすべてはり主筋として集中配筋したものに比べ、壁横筋の比率を大きくしたものの方が耐力が高くなるが、その差は 3 層の場合で約 6 %、5 層の場合で約 3 % 程度であり、壁が高くなるほど、小さくなる傾向がある。はり型の無いものは、3 層では約 7 %、5 層では 4 % 程度耐力が低くなる。

図-15 に 3 層の代表的なケースの鉄筋降伏と破壊状況の比較を示す。中間ばりがある D30 と D33 では、はりのひびわれが鉛直に近くなり、はりが軸方向引張力を受けていることが分かる。鉄筋降伏は中間ばりが無い

図一七 加力方法の違いがせん断強度に及ぼす影響

図一八 加力方法の違いによる荷重～変形関係の比較

図一九 加力方法の違いによる破壊性状の比較

C33 で最も広範囲に生じるが、いずれも頂部引張側から脚部圧縮側に向かう対角線に沿う領域で発生している。コンクリートの圧壊領域に顕著な差は認められない。

指針のように各層ごとに設計すると、はり主筋は直接にはせん断強度に寄与しないが、解析では壁横筋とほぼ同等の寄与が見られた。はり主筋位置での集中的横補強法の有効性は吉崎ら²⁸⁾により実験的にも示されている。

図一六は解析で中間ばりに作用した引張軸力の最大値を比較したものである。解析では壁の中腹にあたる部分の中間ばりのスパン中央部付近で最大値を示した。横筋比の増加に伴い、中間ばりの引張軸力が低下しており、壁筋によるトラス機構負担分の増大により層間アーチ機構の負担分が減少していることが分かる。3層より5層の方が引張軸力がやや大きい、これははりをトラスの引張材と見なした場合に、壁の幅高さ比が大きい方が全体アーチ機構の負担分が減り、トラス機構(層間アーチ機構)の負担分が大きくなるためと考えられる。

8. 高さ方向の水平力分布がせん断強度に及ぼす影響

一般に連層耐震壁は地震時に各層でせん断力を受けるため、下層部ほど、せん断力のレベルが高くなる。水平力を逆三角形分布で各層に加力した実験では、頂部加力に比較して等価なシアスパン比が小さくなるため、耐力が高くなるものと考えられている¹⁷⁾。本章では等価なシアスパン比が等しい場合に、高さ方向の水平力分布の違いが連層耐震壁のせん断強度に及ぼす影響を調べた。

8.1 解析対象モデル

解析対象は前章と同様であるが、壁の高さは頂部加力の場合に3層とし、逆三角形分布で各層加力の場合には合力によるシアスパン比が等しくなる4層とした。中間ばりの断面と主筋量は指針の設計例どおりとし、壁筋比を設計例の値を中心に变化させた。いずれも最上層のはりは剛体とし、中間層への加力は、4.1で述べたはりへの分布載荷形式とした。解析ケース名はE31のようにすべてEで始まり、2番目の数字は壁の層数を表し、3

番目の数字は次の要領で壁筋比を表す。

1:0.32% 2:0.64% 3:0.95%

各層加力の場合は末尾にdを付す。

8.2 解析結果の検討

図一七に耐力の比較を示す。頂部加力の場合に比較して各層加力では約11~13%程度耐力が高い。指針による第1層の耐力は頂部加力の場合にほぼ等しくなり、各層加力に対しては安全側の結果を与える。

図一八にE32とE42dの第1層の荷重～層間変位関係を示す。最大荷重までの頂部加力の結果は各層加力の結果とほぼ一致し、他の壁筋比に関しても同様であった。

図一九にE32とE42dのほぼ等しい荷重レベルにおける鉄筋降伏状況と破壊状況の比較を示す。最も大きな違いは、壁横筋の降伏が頂部加力の場合に第2層で顕著であるのに対し、各層加力ではわずかな点である。これは上端では剛ばり、下端では固定条件により水平方向に拘束されるが、壁の中腹付近では拘束の影響が小さくなるため、第2層の作用せん断力がより大きい頂部加力の場合に横筋の降伏が生じやすくなるものと考えられる。また、コンクリートの圧壊は各層加力では第1層の圧縮側のみであるが、頂部加力の場合には各層において生じている。これらが耐力に差を生じさせた原因と考えられる。

9. 結論

連層耐震壁を含む比較的シアスパン比の大きな耐震壁を主対象として、せん断強度に関する解析的検討を行い、以下の知見を得た。

1) 頂部のはりの剛性が壁のせん断強度に及ぼす影響は、3層程度以上の壁高さではほとんど影響がない。

- 2) 高強度鉄筋の使用などによる引張側柱の主筋量の減少は壁のせん断強度の低下を招くおそれがある。
- 3) 解析によるせん断強度に対しては、B法では壁の幅高さ比が大きくなると安全率が小さくなり、A法では3層程度以上で危険側の評価となる。
- 4) 解析のトラス機構負担分は壁の高さが3層程度以上ではB法よりやや大きく、A法では過大評価となる。
- 5) 解析結果より逆算したトラス機構の角度 ϕ は、壁の高さが3層程度以上では $\cot \phi = 1.5$ 程度となる。
- 6) 壁横筋と中間ばりの主筋の総量が等しければ、はり主筋量の差が壁のせん断強度に及ぼす影響は小さい。
- 7) 解析で中間ばりに作用する引張軸力は、層数が少ないものほど、また壁横筋比が大きいものほど、低下する。
- 8) 等価なシアスパン比が等しい場合、各層加力より頂部加力の方が中間層における壁横筋の降伏が顕著となり、せん断強度が低下する。

以上、限定された条件下で得られた結果ではあるが、これらより判断すると連層耐震壁は各層ごとに設計するよりは、壁谷澤の提案²⁹⁾のように、ある程度まとめて設計の方がより合理的であると考えられる。しかし、現指針では連層耐震壁のように背の高い壁のせん断強度の算定には検討の余地があり、より実際のせん断抵抗機構に即した力学モデルの構築が必要と言える。

謝 辞

本論文の作成に当たり、御指導、御助言を頂いた千葉大学 野口 博教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 片桐 徹, 望月 洵, 小野里憲一: 背高な連層耐震壁の強度と変形, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 579~580, 1990. 10
- 2) 金本清臣, 松本和行, 壁谷澤寿海: 高強度材料を用いた曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 607~610, 1990. 10
- 3) 松本和行, 壁谷澤寿海, 倉本 洋: シアスパン比の大きい高強度鉄筋コンクリート耐震壁の静加力実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 819~824, 1992. 6
- 4) 柴田拓二ほか3名: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動 (その1~その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 573~578, 1990. 10
- 5) 牧田敏郎ほか3名: 曲げ降伏型連層耐震壁に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 2, pp. 551~556, 1990. 6
- 6) 菅野俊介, 長嶋俊雄, 木村秀樹: 高強度コンクリート耐震壁の強度と変形性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 437~438, 1991. 9
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 第2版, 1990
- 8) 白井伸明, 白石一郎, 村上利憲: RC耐震壁の終局強度に関する既往のマクロモデルについて, RC耐震壁のマ

クロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集, JCI-C 11, pp. 5~20, 1988. 1

- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 10) 范 啓民, 野口 博: 鉄筋コンクリート造耐震壁のデータベースによるせん断強度, 終局変形のAIJ指針式に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 339~340, 1992. 8
- 11) 白石一郎, 狩野芳一, 町田亘寛: 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大せん断耐力に関する一考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第365号, pp. 144~155, 1986. 7
- 12) 白石一郎, 中村善郎, 狩野芳一: 鉄筋コンクリート造耐震壁の最大耐力への壁筋の効果, 日本建築学会構造系論文報告集, 第392号, pp. 34~45, 1988. 10
- 13) 植松卓二, 高木仁之, 狩野芳一: FEM解析による鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, No. 2, pp. 553~558, 1991. 6
- 14) 望月 洵, 片桐 徹, 梅田正芳: 連層耐震壁のせん断破壊に及ぼす柱の拘束の効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 391~392, 1987. 10
- 15) 高木仁之, 茂呂田雅之, 狩野芳一: せん断破壊先行型耐震壁のせん断強度に及ぼす中間梁の効果に関する実験的研究 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 243~246, 1987. 10
- 16) 鈴木紀雄: 鉄筋コンクリート造連層耐震壁における中間梁の効果に関する解析的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 2, pp. 587~590, 1990. 6
- 17) 佐藤稔雄ほか4名: 鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究 (その9, その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1623~1626, 1980. 9
- 18) 井上範夫, 白石一郎, 野口 博: FEMによるRC耐震壁のマクロモデル検証の試み, RC耐震壁のマクロモデルとミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集, JCI-C 11, pp. 67~80, 1988. 1
- 19) 飯塚崇文, 野口 博: 普通強度から高強度までの材料を用いた鉄筋コンクリート部材の非線形有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 9~14, 1992. 6
- 20) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その1) 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp. 39~48, 1991. 3
- 21) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その2) 鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法と適用性, 日本建築学会構造系論文報告集, 第431号, pp. 7~16, 1992. 1
- 22) 狩野芳一, 高木仁之: 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究 (その10), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1607~1608, 1976. 10
- 23) 狩野芳一, 高木仁之: 鉄筋コンクリート耐震壁の梁効果に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1415~1416, 1977. 10
- 24) 高木仁之ほか3名: 連層鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度に及ぼす中間梁の効果に関する実験的研究 (その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 541~542, 1988. 10

- 25) 佐藤稔雄ほか5名：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1609～1610，1978.9
- 26) 小野 新，安達 洋，中西三和：鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する研究（その8），日本建築学会関東支部研究報告集，pp.121～124，1979
- 27) 井上範夫ほか3名：鉄筋コンクリート壁の耐震機構に関する研究（その1，その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.385～388，1987.10
- 28) 吉崎征二，金田和浩：新補強法を用いた鉄筋コンクリート耐震壁の性状，コンクリート工学論文集，Vol.3，No.1，pp.23～31，1992.1
- 29) 壁谷澤寿海：連層耐震壁の設計法，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ，pp.357～358，1992.8
- （1992年9月7日原稿受理，1993年2月8日採用決定）
-