鉄筋コンクリート耐震壁の非線形解析手法と適用性

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)

METHOD AND APPLICABILITY OF NONLINEAR ANALYSIS
FOR REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS

Study on nonlinear analytical method for reinforced concrete wall structures (Part 2)

長沼一洋*

Kazuhiro NAGANUMA

A finite element analytical method for reinforced concrete (RC) shear walls subjected to lateral force is proposed using constitutive laws developed on the basis of in-plane shear loading test results of RC panels.

Shear wall specimens with differences in concrete strength, shear span ratio, loading condition and reinforcement quantity were analyzed to verify applicability of the proposed method.

The analytical results of 57 specimens gave good agreements with the test results on load-deflection relationships, ultimate strengths and failure modes. Especially good approximations were provided on the ultimate strengths under various conditions.

It is concluded that the proposed method has wide applicability in the prediction of the strength of RC shear walls.

Keywords : reinforced concrete, shear wall, shear failure, finite element method, ultimate strength, constitutive law

鉄筋コンクリート, 耐震壁, せん断破壊, 有限要素法, 終局強度, 構成則

1. 序 論

本研究は、主に地震時荷重を受ける鉄筋コンクリート (RC) 壁体の耐力予測のための適用性に富む解析手法の確立を目的としたものである。

原子炉建屋のように、複雑な形状の RC 構造体が、種々の荷重を受ける場合の挙動および耐力を予測するうえで、有限要素法 (FEM) は極めて有力な手法と考えられる。しかし、一般に FEM による RC 部材の非線形解析の精度は、まだ十分な信頼を得る段階には至っていないのが現状である。特に、地震時荷重を受ける耐震壁に代表されるように、面内せん断力に対する RC 壁体の解析では、コンクリートのひびわれ後の挙動のモデル化方法が結果に大きな影響を及ぼすことが多い。このような状況より、様々なタイプの耐震壁に対して、その挙動を統一的、かつ高精度で解析できるような幅広い適用性を有する解析モデルの開発が望まれていると言える。

前報 (その1) では、面内せん断応力下の解析精度向上を目的として、RC 平板実験¹⁾の結果に基づく解析モ

デルの誘導と、既往の平板試験体を対象とした基礎的条件下における適用性の検証結果を報告した²⁾。

本報では、解析モデルのより一般的条件下での適用性を検討する目的で、RC 耐震壁を対象とした解析手法と、その適用性について述べる。まず、解析対象のモデル化方法や解析条件の違いが、結果に及ぼす影響を検討したうえで、耐震壁の解析手法を提案する。本手法により、地震時荷重を受ける既往の種々のタイプの耐震壁試験体の解析を実施し、その精度と適用性を検討する。

2. RC 壁体の解析における問題点と既往の研究

平板試験体の解析等により、要素レベルでの精度が確保されたとしても、それは RC 壁体の解析精度を保証するための必要条件であり、十分条件とは言えない。

試験体内部での一様応力場が前提である平板試験体と異なり、耐震壁内部の応力分布は複雑で、非線形域では応力再配分が行われる。平板試験体の解析では問題とならないが、耐震壁のような一般的な RC 壁体の解析において、結果に影響を及ぼす因子として、以下のものが

* (株)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 Corporation, M. Eng.

挙げられる。

1) 要素種類と要素分割の粗密, 分割方法

2) コンクリートの圧縮強度到達後のひずみ軟化域特性
1) については, Balakrishnan ら³⁾, 遠藤ら⁴⁾の検討例などがあり, 要素種類や要素分割の粗密が最大荷重近傍の挙動に影響を及ぼすことが示されている。

2) については, Balakrishnan ら⁵⁾が, ひずみ軟化域特性は最大荷重に影響を及ぼすが, 要素の大きさにも依存することを指摘している。このことは, 軟化材料を用いた解析では, 要素の大きさが解に大きな変化をもたらすとの前川ら⁶⁾の指摘と符合する。

以上の他に, 面内せん断応力下では, ひびわれ強度がコンクリートの割裂強度をかなり下回ること^{1), 7)~9)}, また平板実験で得られたコンクリートのひびわれ後の圧縮強度低減係数²⁾やテンションスティフニング特性¹⁰⁾は, いずれも配筋方向とひびわれ面の成す角度がほぼ45度となる条件で得られたものであり, 任意の角度での適用性が不明である点などが挙げられる。

本報では, 耐震壁の解析に先立ち, まず以上に述べた問題点に関する検討を実施した。

3. 耐震壁の解析手法の検討

3.1 要素種類と要素分割方法

適切な要素種類の選択や, 要素分割方法に関する統一のかつ具体的指針は, 現時点では得られておらず, 経験的, あるいは解析コストや計算機のハード面での制約等により, 決定されている場合が多いのが実状であろう。

単純な形状の耐震壁であれば, 高次の内挿関数を有する要素(高次要素)により, 比較的粗い分割としている例がある¹¹⁾。一般に低次の内挿関数を有する要素(低次要素)に比較して, 高次要素では, 同一精度を確保するうえで必要な要素数を減少させることができる。その反面, 少ない要素数では, 原子力関連構造物のような形状や配筋が複雑なものを表現することは困難であり, データ作成や結果の評価に際しても, 低次要素の方が取り扱いが容易である。また, コンクリートのひびわれや圧壊による非線形性の急激な進行に伴い, 局所的に卓越するようなひずみ分布は, 少数の高次要素で追従させることが困難と思われる。そこで, 本研究では一次の内挿関数を有する要素(一次要素)を用いることを前提とした。

一般的な一次要素単体では, 内挿関数の制約で曲げ変形の表現精度に問題がある。耐震壁では曲げ変形が卓越するものは少ないが, 曲げ変形の解析精度を確保するうえで必要な要素数を認識しておくことは重要である。図—1に, 水平力を受ける壁の高さ方向の分割数を変化させた場合の頂部水平変形量の弾性解析値を, 理論値と比較したものを示す。シアスパン比が1.0の場合, 高さ方向を4分割以上とすることで, 誤差は3%以下に納め

水平変形量計算値/理論値

図—1 壁の高さ方向の分割数を変化させた場合の頂部水平変形量の弾性解析値の変化

図—2 基本試験体#2 および#2''の形状寸法

図—3 基本試験体#2 および#2''のモデル化

られる。なお, 水平方向の分割数を増しても, 曲げ変形の解析精度向上には効果がないことは明らかである。

一方, 非線形解析においては実際に生じるひずみや応力分布に対応できる要素分割が必要となる。要素分割方法の違いが解析結果に及ぼす影響を把握するために, JCI 耐震壁選定試験体¹²⁾より, 形状や断面が単純な図—2に示す基本試験体#2, および#2とシアスパン比が異なる#2''の2体¹³⁾を, 加力方向に平行な壁(ウェブ壁)の要素分割方法をパラメータとして解析した。実験では2体ともコンクリートの破壊が生じており, #2は曲げ+せん断, #2''はせん断卓越型であった。

モデル化に際しては, 上下のスラブは耐力に直接影響を及ぼさないものと考えられることから, 図—3に示すようにベーススラブは無視し, 平面シェル要素により, 加力スラブは壁体部の厚さを10倍として剛体に近い扱いとした。加力方向に直交する壁(フランジ壁)は面外

図—4 基本試験体#2および#2'のウェブ壁の要素分割数を変化させた場合の最大荷重解析値の変化

図—5 基本試験体#2の荷重～変形関係の比較

曲げを受けるため、厚さ方向に10分割した積層シェル要素とし、要素の大きさはウェブ壁の要素に合わせた。使用要素は、応力評価精度の向上と計算時間の短縮を目的として、要素中心で剛性評価を行う次数低減積分¹⁴⁾を採用している。鉄筋は一方向剛性を有する等価な層に置換し、断面内の対応する位置に配置した。コンクリートの圧縮強度到達後のひずみ軟化域特性については、後節にて詳述するが、最大強度点より収束点（応力100 kg/cm²，ひずみ5000 μ ）までを直線とした雨宮・野口の提案モデル¹⁵⁾を採用した。他の解析条件は前報で述べた平板試験体の解析条件と等しい。解析は、低荷重域では荷重増分，高荷重域では最大荷重を把握するため変位増分を与え，荷重および変位増分量は各試験体で同一とした。

図—4は，2体の最大到達荷重とウェブ壁の要素分割数の関数を示したものである。図中の○印と△印は，要素形状をそれぞれ壁面と相似とした場合（高さ方向分割数＝水平方向分割数），および正方形に近くした場合（高さ方向分割数＜水平方向分割数）の結果である。これらの図より，以下のことが言える。

- 1) 分割数が50以下では，要素形状や分割数が耐力に及ぼす影響が大きく，耐力を過大評価しやすい。
- 2) 分割数がほぼ等しい場合は，要素形状が正方形に近い方が実験値に近い耐力を示している。

図—5に，試験体#2の荷重～変形関係の比較を示す。要素分割の違いによる影響は，低荷重域ではほとんど認められないが，ひびわれ進展後の変形量と最大荷重に認められる。これは，コンクリートのひびわれ発生や圧壊，鉄筋の降伏等の判定時期，および，ひびわれや圧壊に伴う解放エネルギーが，要素の形状や大きさに支配されるためである。ただし，分割数が48と80の場合では，その差はかなり小さい。なお，いずれのケースも，ひびわれ発生荷重が実験よりかなり高いため，その後の変形を過小評価している。これは前節で述べたように，ひびわれ強度が割裂強度より低下しているためと考えられ，後節にて別途検討を行う。

以上より，一次要素を使用した場合の要素分割方法としては，正方形に近い要素形状で，分割数を50程度以上とすることが望ましいと言える。

3.2 コンクリートの圧縮強度到達後のひずみ軟化域特性

テストピースの一軸圧縮試験結果に基づいて，コンクリートの圧縮強度到達後のひずみ軟化域を表現した式としてはPopovics¹⁶⁾，Kentら¹⁷⁾，Tsai¹⁸⁾，Fafitisら¹⁹⁾などの提案がある。一般に，圧縮強度が高いものほど，ひずみ軟化域の下り勾配は急激となることが知られているが，実験結果の相互比較では，圧縮強度が等しくても結果にかなり差が見られる場合もあり，試験機の剛性や載荷速度などの影響が考えられる。

一方，前川の指摘²⁰⁾にもあるが，現状では圧縮ひずみ軟化を含む破壊過程を解析で十分追跡できる段階にはなく，筆者の経験でも，構造物全体が耐力低下を生じる領域では，変位増分，あるいは弧長法などを用いても，完全な収束解を得ることは極めて困難である。一部の要素が圧縮ひずみ軟化域に到達し，構造物の耐力が低下し始める辺りまでが解析の限界であり，それ以降の解がたとえ得られたとしても信頼性に問題があると思われる。

以上より，コンクリートの圧縮ひずみ軟化域の形状を詳細に検討してモデル化しても，現状ではその妥当性を検証することが困難であると言える。本研究では，暫定的に比較的簡潔な表現式として，既往の実験結果より，普通強度から高強度までのひずみ軟化域を直線で表現した雨宮・野口の提案式¹⁵⁾を採用することにした。ただし，これは無ひびわれ状態のプレーンコンクリートを対象としたものであり，せん断応力下でひびわれが生じたコンクリートへの適用性は，実験データがほとんど得られていないため明らかではない。そこで，ひびわれたコンクリートの圧縮ひずみ軟化域特性の違いが，最大荷重到達までの解析結果に及ぼす影響を調べるため，前述の基本試験体#2，および図—6に示す高強度コンクリートを使用したH型断面耐震壁試験体W72M6²¹⁾の2体を対象とした解析を実施した。解析ではひびわれたコンクリートの圧縮ひずみ軟化域として図—7に示す2種類を設定

した。ひびわれ後のコンクリートの最大応力点、および最大応力点までの圧縮応力 ($c\sigma_c$)～ひずみ (ϵ_c) 曲線は、前報²⁾で報告した次式で与えられる。

$$c\sigma_c = \lambda \cdot c\sigma_B \cdot \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\epsilon_c}{\lambda\epsilon_0} \right]^4 \right\} \quad (1)$$

$$\lambda = \lambda_{PS} + 1.45 \eta \quad (\lambda \leq 0.95) \quad (2)$$

$$\lambda_{PS} = 0.74 - c\sigma_B / 2600 \quad (3)$$

$$\eta = (\sigma_0 - \sigma_{0c}) / c\sigma_B \quad (4)$$

$$\sigma_{0c} = 2.1 c\sigma_B^{0.66} - p_s \cdot s\sigma_y \quad (>0) \quad (5)$$

$$A = cE_0 \cdot \epsilon_0 / c\sigma_B \quad (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0) \quad (6)$$

σ_0 : 作用圧縮軸応力 (圧縮を正)

p_s : 鉄筋比

$s\sigma_y$: 鉄筋の降伏点

ϵ_0 : $c\sigma_B$ 時のひずみ

cE_0 : ヤング係数

図—7 の無ひびわれコンクリートのモデルは前述の雨宮・野口の提案によるものである。Case 1 は、無ひびわれコンクリートと同一の点に収束すると仮定したものの、Case 2 は無ひびわれコンクリートと相似形と仮定したものである。ウェブ壁の要素分割は 3.1 での検討結果に従い、正方形に近い要素形状で約 50 分割とした。W72M6 には一定鉛直圧縮軸応力 20 kg/cm² が載荷され

図—6 H型断面耐震壁試験体W72M6の形状寸法

図—7 コンクリートの圧縮ひずみ軟化域のモデル化

ている。実験では2体とも、ウェブ壁コンクリートの破壊が生じた。図—8にそれぞれの荷重～変形関係の実験結果と解析結果の比較を示す。解析結果は2体とも同様の傾向にあり、最大荷重はCase 2でわずかに小さくなるものの、Case 1との差は1%程度である。その後はCase 2では急激な荷重低下を示し、極端に収束が悪化したため、不釣合力を次の変位増分ステップに持ち越して解析を進めた。前述したように、荷重低下域の解析結果は信頼性にやや問題があるが、定性的傾向の対応性と、解析の不安定化の防止という観点より、現時点ではCase 1のように、ひびわれ後のコンクリートのひずみ軟化域は、無ひびわれコンクリートと同一の点に収束するとの仮定が適当と考えられる。

3.3 コンクリートのひびわれ強度とテンションスティフニング特性

面内せん断応力下では、コンクリートのひびわれ発生応力 (σ_{cr}) が割裂強度 ($c\sigma_t$) を下回ることが、既往の平板実験^{1), 7) ~ 9)}で示されている。コンクリートの圧縮強度に比較すると、割裂強度自体、比較的バラツキが大きくなる傾向にあるが、一般のRC部材の実験においても、 σ_{cr} と $c\sigma_t$ は良好な対応を示さないことが多い。これは、乾燥過程におけるコンクリートの収縮に起因する初期応力が、形状寸法、配筋方法、養生条件等、種々の因子の影響を受けるものと考えられ、現状では σ_{cr} を精度良く評価することは困難である。

テンションスティフニング特性 (TS 特性) は、分布ひびわれモデルにより、ひびわれ間のコンクリートの引

図—8 #2 および W72M6 試験体の荷重～変形関係の比較

張応力分担を平均的に表現するもので、耐震壁のように広範にひびわれが分布する場合に適するものと考えられる。TS 特性の表現式は数多く提案されており、一般に σ_{cr} を基点とし、 σ_{cr} に対する低下率の形で表現されている。しかし TS 特性は、鉄筋径や配筋方法、あるいはかぶり厚さなど、多くの因子の影響を受けることが予想され、既往の表現式はいずれも適用性の面から十分な検討がなされているとは言い難い。TS 特性の精確なモデル化のためには、膨大な実験データが必要であろう。

以上のように、 σ_{cr} と TS 特性は、現時点では統一的に定量化することが困難であり、解析に際しては曖昧な値や特性を導入せざるを得ない。そこで、これらが解析結果に及ぼす影響度を調べるため、基本試験体 #2 を対象として σ_{cr} と TS 特性を変化させた解析を実施した。

解析では、 $\sigma_{cr} = c\sigma_t$ とした場合と、ACI 標準のせん断ひびわれ強度の算定式²²⁾を単位換算した次式、

$$\sigma_{cr} = \sqrt{c\sigma_B} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \cdots \cdots (7)$$

の 2 種類を仮定した。式 (7) では、Collins らの平板実験における σ_{cr} をほぼ評価可能であることが報告されており⁹⁾、原子炉建屋を対象とした耐震壁の復元力特性の評価においてもかなり良好な結果を与えている²³⁾。パラメータにはさらに TS 特性の有無を加えた。TS 特性には筆者らの平板実験で得られたモデル¹⁰⁾を用いた。TS 特性無しは、tension cut-off を意味する。

図-9 に荷重～変形関係の比較を示す。 $\sigma_{cr} = c\sigma_t$ ($= 27.6 \text{ kg/cm}^2$) とした場合には、ひびわれ発生荷重が実験値より 3～4 割高く、その後の変形は、TS 特性を考慮した場合は小さめとなり、考慮しない場合は実験値を上回っている。しかし、最大荷重近傍ではかなり実験値に近い変形を示している。一方、 $\sigma_{cr} = \sqrt{c\sigma_B}$ ($= 17.5 \text{ kg/cm}^2$) とし、TS 特性を考慮した場合は、ひびわれ発生荷重およびその後の変形量が最も実験結果に近い。

3 ケースは、いずれもひびわれ発生後の変形量に差を生じているが、最大荷重とその時の変形量には顕著な差がないことが分かる。これは、 σ_{cr} は耐震壁の耐力にほとんど影響を及ぼさないと井上²⁴⁾の指摘と符合する。

図-9 ひびわれ強度と TS 特性をパラメータとした #2 の試験体の荷重～変形関係の比較

σ_{cr} や TS 特性は、耐震壁の耐力評価の観点では重要度が低い、ひびわれ発生後の変形をある程度の精度で評価するためには、できるだけ実現象に近い扱いが必要である。よって、便宜的ではあるが、本検討結果に基づき、ひびわれ強度は $\sqrt{c\sigma_B}$ で与え、平板実験で得られた TS 特性を用いることにする。

3.4 平板実験で得られたひびわれコンクリートの圧縮強度低減係数の耐震壁への適用

ひびわれたコンクリートの圧縮強度の低下率は、ひびわれ面と配筋方向の成す角度により異なり、その角度がほぼ 45 度となる平板の純せん断実験では、ひびわれが鉄筋とほぼ直交する引張-圧縮二軸加力実験に比較して、強度の低下が大きいことを既に指摘した²⁵⁾。このことより、平板実験で得られた圧縮強度低減係数²⁾を耐震壁の解析に適用する場合には、ひびわれ面と配筋方向の成す角度に関する何らかの考慮が必要と言える。

図-10 は、前述の基本試験体 #2, #2'', および W72 M6 の最大荷重の 70 % 程度の荷重時におけるひびわれ状況を示したものである。便宜的に、配筋方向とひびわれの成す角度 (ψ) が 45 ± 15 (30～60) 度の範囲では、圧縮強度の低下が平板実験とほぼ対応するものと仮定し、その領域を図中に陰影部で示した。3 体のひびわれ角度には、シアスパン比の違いや、鉛直圧縮軸力の有無により、多少差が認められるが、引張側脚部を除くと、そのほとんどが水平方向より 30～60 度の範囲にあることがわかる。

そこで、 ψ の値で区分した領域での圧縮強度の低下が全体の挙動や耐力に及ぼす影響度を把握するために、表-1 に示すように、圧縮強度の低減の有無をパラメータとした解析を実施した。低減する場合には、平板実験で得られた圧縮強度低減係数²⁾を適用した。解析対象は図

図-10 #2, #2'' および W72 M6 試験体のひびわれ状況の比較

表-1 ひびわれ面と配筋方向の成す角度により圧縮強度の低減方法を変えた解析ケース

	ひびわれ面と配筋方向の成す角度 ψ	
	$30^\circ \leq \psi \leq 60^\circ$	$\psi < 30^\circ, \psi > 60^\circ$
Case 1	ひびわれ後の圧縮強度の低減無し	
Case 2	低減有り	低減無し
Case 3	ひびわれ後の圧縮強度の低減有り

図—11 ひびわれ後の圧縮強度の低減方法をパラメータとした #2, #2'' および W72M6 試験体の荷重～変形関係の比較

—10 に示した 3 体である。荷重～変形関係の比較を図—11 に示す。3 体とも同様の傾向にあり、Case 1 では耐力を過大評価したが、Case 2 と Case 3 の解析結果にはほとんど差が認められない。このことより、水平力を受ける耐震壁の耐力には、水平方向よりおおむね 30～60 度の範囲にひびわれが生じる領域での圧縮強度の低下の影響が大きいものと考えられる。

水平力を受ける耐震壁の解析においては、Case 2 と Case 3 のいずれを用いても結果に大差はないが、平板実験レベルでは圧縮強度の低下は ϕ の影響を受けることより、本研究では暫定的に Case 2 を採用することにした。

なお #2'' と W72M6 に関しては、変形量を解析で過小評価している。この点については 4.3 にて詳述するが、基礎スラブからの縦筋の抜け出しや、正負繰返し載荷に伴う、基礎スラブ上面でのひびわれ面の滑り等が、解析で考慮されていないことによるものと思われる。

4. 解析精度と適用性の検討

4.1 解析対象試験体

平板実験より得られた解析モデル²⁾を、前節で述べた解析手法と組み合わせた場合の、RC 耐震壁に対する解析精度と適用性を調べるため、既往の 57 体の耐震壁試験体の解析を実施し、実験結果との比較を行った。

解析対象には、形状、加力方法、コンクリート強度、配筋量などの諸条件が、できるだけ広範なものとなるように様々なタイプの試験体を選定した。これらには、前述の JCI 選定試験体¹²⁾のミクロ解析用試験体全 6 体を含めた。図—12 に解析対象試験体の形状と加力方法をタイプ別に示す。加力方法では水平加力のみ、鉛直定軸力+水平加力、対角加力の 3 種類に大別され、さらに、水平力の分散加力や押し引き同時加力のものがある。試験体の水平断面は、側柱付きの I 型断面、箱型断面、H 型断面の 3 種類に分類される。各試験体の諸元を表—2～3 に示す。シアスパン比は 0.40～1.28、コンクリート強度は 170～840 kg/cm²、壁筋比は 0.12～2.0 % と広範囲に分布している。

4.2 解析方法

I 型断面試験体については平面応力要素による 2 次元モデルとし、箱型、および H 型断面試験体についてはシェル要素により 3 次元のモデル化を行った。要素分割は I 型断面試験体の壁板部、あるいは箱型、および H 型断面試験体のウェブ壁を 50 要素前後で正方形に近い要素形状で分割した。側柱・梁、フランジ壁は壁板、あるいはウェブ壁の要素とほぼ等しい大きさの要素で分割した。基礎スラブはすべて無視し、スラブ上面で完全固定とした。加力スラブは実際の形状に近いモデル化とした。

図—12 解析対象試験体の形状と加力方法による分類

表—2 I 型断面耐震壁試験体の諸元および実験結果と解析結果の比較

試験体	形状	シアス パン比	c _{0.8} ^{*1} kg/cm ²	壁 板			柱			軸応力 ^{*4} kg/cm ²	最大荷重 Q _u			Q _u 時部材角		文 献
				ℓ × t ^{*2} cm	壁筋比 ^{*3} %	降伏点 ^{*3} kg/cm ²	B × D ^{*1} cm	主筋比 ^{*3} %	帯筋比 ^{*3} %		実験値 ton	実験値 解析値	実験値 ^{*5} 曲げ耐力	実験値 10 ⁻³ rad	実験値 解析値	
P2004 P2012 P4012	1a	0.55	287 297 297	180×10 180×10 160×10	0.85	3990 3620 3620	20×20 20×20 20×40	1.27 3.81 1.91	0.64	30.0	102 141 165	0.94 1.01 1.01	0.93 0.82 0.93	6.7 6.7 14.9	1.06 1.05 1.22	27
No. 1 No. 2 No. 3 No. 4 No. 5 No. 6 No. 7 No. 8 No. 9	1b	0.60 0.60 0.60 0.60 0.60 0.60 0.40 0.40 0.80	347 297 302 343 353 293 324 337 341	170×8	1.20 0.60 0.80 1.60 2.00 1.20 1.20 1.20 1.20	4200	30×30	1.04 1.04 1.04 1.45 1.77 1.04 1.04 1.04 1.04	0.71 0.71 0.71 0.95 1.19 0.71 0.71 0.71 0.71	20.0 20.0 20.0 20.0 20.0 0.0 40.0 20.0 20.0	169 127 133 173 186 117 155 165 137	1.06 0.97 0.95 1.03 1.03 0.98 0.92 0.95 1.01	0.93 0.90 0.87 0.78 0.70 0.95 0.66 0.61 1.01	6.0 4.0 6.0 5.8 6.0 6.0 5.5 6.0 6.1	1.07 0.82 1.22 1.32 1.33 1.05 1.22 1.33 1.17	28
W7501 W7502 W7503 W7504 W7505 W7506	2a	0.83	279 233 222 224 207 182	175×8 175×8 175×8 175×5 175×5 175×5	0.23 0.23 0.23 0.38 0.38 0.38	3740	25×25	1.63 1.63 1.63 0.82 1.63 1.63	1.02 0.23 0.23 1.02 1.02 0.23	30.0	65.8 68.1 63.5 50.4 52.3 57.5	0.92 0.99 0.92 0.96 0.98 0.99	0.90 0.98 0.98 1.08 0.81 0.90	10.0 11.5 10.0 10.0 5.0 5.0	0.69 1.21 0.88 0.90 1.14 1.14	29
W7601 W7602 W7603 W7604 W7605 W7606	2a 2a 2a 3a 3a 2a	0.83 0.83 0.83 1.28 1.28 0.83	204 204 243 353 276 266	175×8 175×10 175×10 175×8 175×10 175×10	0.70 0.22 0.70 0.23 0.23 0.23	4514 4514 4514 4310 4310 4310	25×25	1.63 2.44 2.44 1.63 2.44 2.44	0.23 1.02 0.23 0.23 0.23 0.23	30.0	85.3 85.9 105 50.3 65.3 94.3	1.03 1.03 1.00 0.96 1.04 1.05	0.87 0.77 0.81 1.00 1.03 0.99	10.2 5.1 9.3 10.0 15.7 10.0	2.00 1.24 1.82 0.96 1.94 0.97	30
76W101 76W201 76W401	3a	1.28 1.28 1.28	201 319 226	105×4.5	0.24	4830	15×15	1.27 2.53 4.52	0.28	30.0	16.2 21.9 27.6	1.07 0.94 0.93	1.20 1.08 0.77	20.0 13.8 5.0	2.02 0.97 0.75	31
78D3 78D3H 78D5 78D5H 78D5HW	3b	1.01	200 229 256 235 264	45×3 45×3 45×5 45×5 45×5	0.20 0.20 0.12 0.12 0.86	2650	12×5	1.52 0.21 1.52 0.21 0.21	1.52 0.21 1.52 0.21 0.21	40.0	13.2 13.0 16.2 13.9 18.4	1.11 1.05 1.08 0.98 1.01	0.68 0.67 0.84 0.76 0.87	11.8 7.8 6.2 5.8 7.1	1.19 0.81 0.72 0.77 0.75	32
8CWFAA 8CWFB	1d	0.70	170	240×8	0.18 0.35	2850	30×30	0.44 0.09	0.09	0.0	97.5 92.6	1.04 0.96	— —	2.3 3.0	0.96 1.15	33

*1 図-12中の記号に対応

*3 いずれも縦横同一配筋

*4 圧縮を正とし、試験体No. 1~No. 9では柱及び壁の軸応力、他は柱の軸応力

*2 コンクリートの一軸圧縮強度

*5 曲げ耐力はe関数法による計算値(圧縮最外縁コンクリート圧壊時)

表—3 箱型/H型断面耐震壁試験体の諸元および実験結果と解析結果の比較

試験体	断面	シアス パン比	c _{0.8} ^{*1} kg/cm ²	ウェブ壁 ^{*3}			フランジ壁 ^{*4}		軸応力 ^{*5} kg/cm ²	最大荷重 Q _u			Q _u 時部材角		文 献
				ℓ _w × t _w ^{*2} cm	壁筋比 ^{*5} %	降伏点 ^{*5} kg/cm ²	ℓ _f × t _f ^{*2} cm	縦筋比 ^{*5} %		実験値 ton	実験値 解析値	実験値 ^{*7} 曲げ耐力	実験値 10 ⁻³ rad	実験値 解析値	
B1-1 B1-2 B1-3 B1-4 B1-5 B1-6 B1-7	箱型	0.40 0.40 0.80 0.80 0.80 0.80 0.80	277 247 248 305 297 275 247	150×8	0.80 1.20 0.80 1.20 1.20 1.20 1.60	3840 3840 3840 3840 3840 3750 3840	150×8	0.80 1.20 0.80 1.20 1.20 1.20 1.60	20.0 0.0 20.0 0.0 20.0 0.0 0.0	209 172 139 138 183 276 169	1.03 0.98 1.03 1.00 1.05 0.96 1.06	0.68 0.61 0.91 0.90 0.94 0.96 1.08	6.0 8.0 6.1 6.1 8.1 8.0 8.0	1.25 1.57 1.20 0.98 1.25 1.27 1.03	13
24M 6-40 36M 6-40 24M 8-40 36L 8-40 36M 8-40 48M 8-40 48H 8-40 18M12-40 36M12-40	H型	0.60 0.60 0.80 0.80 0.80 0.80 0.80 1.20 1.20	418 353 365 283 396 280 439 440 351	200×15	0.57 0.85 0.57 0.85 0.85 1.13 1.13 0.85 0.85	3540 5710 5710 3540 5710 5710 5710 8080	120×15	0.66 0.85 0.66 0.85 0.85 1.04 1.04 5.16 5.16	20.0	222 242 177 188 209 209 239 229 255	1.01 0.94 0.96 0.92 0.96 0.89 0.93 0.93 1.04	0.69 0.67 0.80 0.72 0.75 0.70 0.76 0.50 0.60	8.9 10.1 6.0 9.5 10.0 8.6 6.0 5.5 7.5	1.14 1.66 1.02 1.36 1.01 1.26 1.11 1.10 1.47	34
W48L4 W48L6 W72L6 W48M4 W48M6 W72M6 W72M8	H型	0.80	495 495 495 840 840 840 840	160×12	1.18 0.79 1.18 1.18 0.79 1.18 0.91	3540 5710 5710 3540 5710 5710 8080	80×12	1.19 0.89 1.19 1.19 0.89 1.19 0.89	20.0	140 151 196 151 155 206 211	0.96 0.97 1.01 0.96 0.95 1.01 1.00	0.74 0.79 0.82 0.67 0.71 0.75 0.78	6.1 9.1 10.3 10.1 6.0 10.2 10.1	0.78 1.10 1.56 1.58 1.09 1.76 1.55	22

*1 コンクリートの一軸圧縮強度

*3 加力方向と平行な壁

*5 18M12-40を除き縦横同一配筋(18M12-40の横筋比は0.43%)

*2 図-12中の記号に対応

*4 加力方向と直交な壁

*6 壁全断面の軸応力(圧縮を正)

*7 曲げ耐力はe関数法による計算値(圧縮最外縁コンクリート圧壊時)

解析条件はすべて前節で述べた手法に従った。解析はすべて単調荷重により、初期は荷重制御で行い、剛性低下が顕著となる最大荷重近傍では変位制御に切り替え、最大荷重点を超え耐力低下が生じ始めるまでを約40～60ステップで行った。ただし、分散加力が行われた試験体について、荷重制御により解が発散するまで解析を行い、最大荷重は解が発散が生じる直前のステップの荷重とした。なお、実験では、試験体W7502, 8 CWF-AA, 8 CWF-BBの3体を除き、他はすべて正負繰返し荷重が行われた。

4.3 解析結果

実験と解析の最大荷重および最大荷重時の部材角の比較を表2～3に示す。実験での破壊性状は、文献により表現が様々であり、詳細な記述の無いものもあるが、多くは側柱やフランジ壁の縦筋降伏後に壁板(ウェブ壁)にせん断破壊が生じた。側柱やフランジ壁の縦筋量が多い78D3, 78D3H, 78D5, 78D5H, 78D5HW, W7505, W7506, 76W401, 18M12-40, 36M12-40では引張側縦筋の降伏以前に壁がせん断破壊したとの記述がある。また、W7501～W7504, B1-4, B1-7では、壁のせん断破壊に加えて、側柱やフランジ壁が圧壊したことが報告

されており、これらはいずれも、表中に示した e 関数法による曲げ耐力に対する最大荷重の比が比較的1.0に近いものである。

解析では、引張側縦筋の降伏の有無、および側柱あるいはフランジ壁の圧壊の有無について、文献中に記述のある試験体に関し、いずれも対応した現象を生じた。壁のせん断破壊は、実験ではせん断圧縮破壊、あるいはせん断滑り破壊のように表現されている場合もあるが、解析では壁板部のコンクリートの圧壊が実験での破壊位置とほぼ対応して生じるものが多かった。

図13～18に前述のミクロ解析用選定試験体より、基本試験体#1, #3, #4の3体の荷重～変形関係と破壊状況を実験と解析で比較したものを示す。いずれも荷重～変形関係は最大荷重に至るまで良好な対応を示しており、ひびわれ性状や破壊位置もほぼ対応している。

図19は表2～3に示した57体の試験体に関し、最大荷重の実験値と解析値の比をヒストグラムで示したものである。平均値は0.99、変動係数が0.048と、かなり良好な対応関係にあり、実験値との差が±5%以内のものが67%, ±10%以内に96%が納まっている。

図20は、最大荷重の実験値と解析値の比と、コン

図13 基本試験体#1の荷重～変形関係の比較

図15 基本試験体#3の荷重～変形関係の比較

図17 基本試験体#4の荷重～変形関係の比較

図14 基本試験体#1の破壊状況の比較

図16 基本試験体#3の破壊状況の比較

図18 基本試験体#4の破壊状況の比較

図-19 最大荷重解析値に対する
実験値の比の分布状況

図-20 最大荷重解析値に対する実験値の比と諸因子の関係

クリート強度、シラスパン比、壁補強度（縦横の鉄筋比×降伏点+圧縮軸応力の平均値を $\sqrt{c\sigma_B}$ で除したもの）、および曲げ耐力に対する最大荷重の比の4つの因子との関係を示したものである。シラスパン比、あるいは曲げ耐力に対する最大荷重の比が小さいものほど、せん断破壊が卓越したものと推測できる。壁補強度に関しては、値が大きいものほど、鉄筋降伏が生じにくいと考えられる。図-20より、各因子や試験体形状に関して、特定の傾向は認められず、最大荷重の評価に偏りが無いと言える。

最大荷重(Q_w)時の部材角に関する実験と解析との比較については、表-2~3に示したが、平均値は1.20、変動係数が0.31となり、対応性は十分とは言えない。全般に解析では変形を過小評価する傾向があり、この原因としては、試験体脚部での変形量の差が考えられる。すなわち、解析では基礎スラブをモデル化してないが、実際には基礎スラブからの縦筋の抜け出しによる付加曲げ変形や、正負繰返し载荷により、壁と基礎スラブとの境界部に生じるひびわれ面が貫通し、そこでの滑り変形等が生じているものと考えられる。これらの現象を解析でモデル化している例¹¹⁾もあるが、本研究では、耐力評価に主眼を置いており、直接耐力に影響を及ぼさない要因は考慮していない。変形性状の評価に関しては、今後精度向上の余地があると言える。

5. 結 論

RC平板実験結果から誘導した解析モデルを用いて、地震時水平荷重を受ける耐震壁の解析手法を提案した。本手法を用いて、コンクリート強度、形状、加力方法、補強筋量などの異なる既往の57体の耐震壁試験体の解析を実施した結果、以下の結論が得られた。

1) 解析で得られた最大荷重はほとんどが実験値 $\pm 10\%$ 以内に納まり、2/3は実験値 $\pm 5\%$ 以内と良好であっ

た。

2) 最大荷重の解析精度に特定の因子の影響は認められず、様々な条件下で偏りのない精度が得られた。

3) 最大荷重時の変形は、実験値をやや過小評価する傾向にある。

4) 破壊性状は実験と比較的良好な対応関係にあった。

以上のように、本手法は耐震壁の耐力評価のうえで、精度と適用性に富むことが明らかとなった。

謝 辞

本論文の作成に当たり、千葉大学 野口 博教授に御指導、御助言を頂きました。また(株)大林組技術研究所 武田寿一取締役所長、山口恒雄室長、表佑太郎室長、江戸宏彰主任研究員、大内 一主任研究員より多くの御助言を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

最後になりましたが、実験結果を引用させて頂きました関係者の方々に御礼申し上げます。

参考文献

- 山口恒雄, 長沼一洋: 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の力学的特性に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第419号, pp.77~86, 1991.1
- 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
- Balakrishnan, S., Elwi, A.E. and Murray D.W.: Effect of Modeling on NLFE Analysis of Concrete Structures, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST7, pp.1467~1487, 1988.7
- 遠藤孝夫, 加藤 治, 青柳征夫: 鉄筋コンクリート耐震壁の非線形有限要素解析, 電力中央研究所報告, 研究報告U86056, 1987.9
- Balakrishnan, S. and Murray D.W.: Concrete Constitutive Model for NLFE Analysis of Structures,

- Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST7, pp.1449~1466, 1988.7
- 6) 前川宏一, 山崎 淳, 桧貝 勇: 材料非線形を考慮した終局耐力以後の構造解析に関する一考察, RC 構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集, JCI-C 8, pp.113~118, 1984.2
 - 7) 角 一行, 川股重也: 面内せん断力下の鉄筋コンクリート平板におけるコンクリートの力学的特性, コンクリート工学, Vol.26, No.10, pp.97~110, 1988.10
 - 8) 大森信次ほか5名: 繰返し面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート平板の弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第403号, pp.105~118, 1989.9
 - 9) Vecchio, F.J. and Collins, M.P.: The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982.3
 - 10) 長沼一洋, 山口恒雄: 面内せん断力下におけるテンションスティフニング特性のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.649~650, 1990.10
 - 11) 申 鉉穆, 前川宏一, 岡村 甫: 繰返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の復元力解析, コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集, JCI-C 12, pp.Ⅱ-45~56, 1988.3
 - 12) 菅野俊介: 「耐震壁選定試験体」選定理由および実験データの概要, 第2回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム, 解析モデル検証用試験体の実験データ集, JCI-C 6, pp.43~54, 1983.10
 - 13) 稲田泰夫, 秋野金次, 杉田和直: 原子炉建屋の復元力特性試験 (小型および部分模型) (その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.963~964, 1982.10
 - 14) Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. and Too, J.M.: Reduced Integration Technique in General Analysis of Plate and Shells, International Journal of Numerical Method in Engineering, Vol.3, pp.275~290, 1971
 - 15) 雨宮 篤, 野口 博: 超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発 (その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.639~640, 1990.10
 - 16) Popovics, S.: Stress-strain Relations for Concrete under Compression, ACI Journal, Proceedings Vol.67, No.3, pp.243~248, 1970
 - 17) Kent, D.C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1467~1487, 1972.7
 - 18) Tsai, W.T.: Uniaxial Compressional Stress-strain Relation of Concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.ST9, pp.2133~2136, 1988.9
 - 19) Fafitis, A. and Shah, S.P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No.SP-87, pp.213~232, 1985
 - 20) 前川宏一: 有限要素法による鉄筋コンクリート非線形解析の数値計算上の特徴, コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン, JCI-C 16, pp.127~134, 1989.3
 - 21) 岡本修平, ほか3名: 超高強度材料を用いた原子炉建屋構造に関する研究, その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅰ, pp.1469~1470, 1990.10
 - 22) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77), American Concrete Institute, 1977
 - 23) 稲田泰夫, 原子炉建屋の復元力特性に関する研究 (その1) $\tau \sim \gamma$ 関係スケルトンカーブの検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第371号, pp.61~71, 1987.1
 - 24) 井上範夫: RC 耐震壁の解析と破壊力学, コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, 第1部: 委員会報告, JCI-C 19, pp.Ⅰ-96~97, 1990.3
 - 25) 長沼一洋, 山口恒雄: ひびわれたコンクリートの圧縮特性に関する研究, JCI コロキウム, RC 構造のせん断設計法に関する解析的研究, JCI-C 18, pp.23~30, 1989.10
 - 26) 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
 - 27) 青山博之, 加藤大介, 勝俣英雄: 増設 RC 耐震壁の耐力と変形能の評価に関する実験的評価 (その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1407~1410, 1982.10
 - 28) 柳下和男ほか5名: 建屋の復元力特性に関する研究 (その21) 高配筋耐震壁に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2375~2376, 1984.10
 - 29) 小野 新ほか4名: 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7, その8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1601~1604, 1976.10
 - 30) 小野 新ほか5名: 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16, その17), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1631~1634, 1977.10
 - 31) 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1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1645~1646, 1977.10
 - 32) 狩野芳一, 高木仁之: 小型3層鉄筋コンクリート耐震壁の強度及び変形性状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.1535~1536, 1979.9
 - 33) 富井政英: 鉄筋コンクリート板のせん断抵抗に関する研究, 東京大学生産技術研究所報告, 第6巻, 第3号, pp.83~126, 昭和32年1月
 - 34) 兼近 稔ほか16名: 高強度せん断補強筋の RC 耐震壁への適用性に関する研究 (その1~その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp.567~574, 1989.10

(1991年7月9日原稿受理, 1991年11月13日採用決定)