鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性（スケルトンカーブ）の算定法

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の性能評価手法に関する研究（その1）

EVALUATION METHOD FOR THE RESTORING FORCE CHARACTERISTIC
OF THE REINFORCED CONCRETE MULTI-STORY SHEAR WALLSA study on the evaluation method for the earthquake resistant performance
of the reinforced concrete multi-story shear walls (Part 1)津田和明*¹, 江戸宏彰*²

Kazuaki TSUDA and Hiroaki ETO

For the design based on the performance, the evaluation method for the earthquake resistant performance of the reinforced concrete multi-shear walls is being developed. In this paper, the evaluation method for the restoring characteristic of the multi-story shear walls, which is developed originally is described. The main characteristics of this method are following; 1) the whole deformation consists of the bending deformation and the shear deformation. 2) the evaluation method for the shear deformation is based on the truss theory which considers the normal force, the restraint effect by the outline frame and the effect by the bending yield. The calculated results by this method corresponded well to the experimental results.

Keywords : Shear Wall, Restoring Force Characteristic

耐震壁, 復元力特性

1. はじめに

建物の設計法を仕様規定型から性能評価型に移行させるに当たって、建物を構成する部材の復元力特性と地震時の損傷度の把握は必須である。しかしながら、鉄筋コンクリート部材の地震時の破壊に至るまでの挙動は複雑であり、終局限界変形など今だ研究課題が多々あるのが現状である。特に、連層耐震壁はせん断変形成分が卓越する場合もあることから、その挙動把握は非常に困難である。現在、連層耐震壁の復元力特性は、曲げとせん断に対する復元力特性を個々に求め、それらを直列バネとしてあるせん断力に対する水平変位を求める手法（簡易手法）によって算定される場合が多い。詳細に耐震壁の挙動を再現できる最も有効な手法としてFEM解析があるが、計算内容が複雑であるため、設計者の意図する耐震壁の設計はやや困難（構成因子の変動に対する挙動予測が困難）であると思われる。一方、前者の簡易手法は比較的計算内容の把握が容易であることから、本論では簡易手法に着目することにした。既往のせん断の復元力特性算定法では、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁾（以降、靱性指針と呼ぶ）の設計例に示された手法のように実験結果の統計的分析結果から導かれたものが主流であるように思われる。これらの手法では、せん断のスケルトンカーブを2折れ線型とし、第1折れ点をせん断ひびわれ点、終局点をせん断終局強度点とする場合が多く、せん断終局

強度時のせん断ひずみ度を例えば $\gamma = 4/1000$ と一義的に定めており、実状と対応しない場合がある。また、ほとんどの算定法においてせん断終局限界変形点に関して言及していない。現在、一層耐震壁のせん断終局強度に関しては、「靱性指針」にトラス機構とアーチ機構を仮定して比較的理論的に求める手法が示されている。しかし、同指針では、連層耐震壁に関してはせん断終局強度を求めるのではなく、安全側に設計可能な手法を示すに留めている。また、この「靱性指針」によれば、曲げ降伏以降のせん断終局限界変形点をほぼ安全側に算定することが可能である。しかしながら、この手法では曲げ降伏後のせん断変形成分と曲げ変形成分の割合が把握できない。耐震壁の場合、曲げ降伏後においてもせん断変形成分が増大する場合もあり、このような耐震壁の地震時の応答計算を曲げせん断型質点系で行うと曲げによるエネルギー吸収を過大評価し、応答を小さ目に評価する可能性がある。

このような背景から、連層耐震壁のせん断終局強度及び曲げ降伏後の終局限界変形点に達するまでのスケルトンカーブをできるだけ理論的に算定できる実用的な手法を考案することにした。

2. 復元力特性（スケルトンカーブ）算定法

全体水平変形は、曲げ変形とせん断変形の和とする。ここでは、曲げに対する復元力特性として曲げモーメント～曲率関係を、せん

本論文の一部は、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, 2001に発表している。

*¹ ㈱大林組技術研究所建築構造研究室

主任研究員・博士(工学)

*² ㈱大林組技術研究所建築構造研究室 室長・工博

Chief Research Engineer, Building Structure Engineering Department, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr. Eng.

General Manager, Building Structure Engineering Department, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr. Eng.

断に対する復元力特性としてせん断力～せん断ひずみ度関係の算定法を示す。

なお、以下に示す式はSI単位系であり、長さはmm、 σ 、 τ で表した各応力度及び E で表した剛性の単位は、N/mm²である。

2.1 曲げに対する復元力特性

(1) 概要

曲げに対する復元力特性に関しては、基本的に断面の平面保持仮定を用いて算定する。この際、鉄筋のひずみ硬化は無視する。曲げ変形は曲率を積分して算定し、曲げモーメント～曲率関係は3折れ線型で表す。第1折れ点が曲げひびわれ時、第2折れ点が引張側柱全主筋及び壁板全縦筋の2/3の降伏時（曲げ降伏時）とする。終局点は、平面保持仮定による曲げ終局モーメントと圧縮側柱のコンクリートの拘束効果を反映させて算定される終局限界曲率によって定める。

なお、曲率を積分して曲げ変形を算定する際には第2折れ点以降では塑性ヒンジ領域（ h_p ）を式(1)で算定し、この領域は曲率を一定として積分する（ヒンジ領域外はモーメントに対応する曲率を用いる）。式(1)は、柱の塑性ヒンジ領域に関する既往研究結果²⁾を参考に既往耐震壁実験結果（「3.1 終局限界変形」の検討に用いたものと同じ）と計算結果の終局限界変形の対応を検討して定めた。

$$h_p = 0.15 \left(\frac{M}{Q\ell} \right) \ell \quad (1)$$

上式中、 $(M/Q\ell)$ はシアスパン比、 ℓ は両側柱芯々間距離である。

(2) 曲げの終局限界曲率の算定法

曲げの終局限界曲率は、圧縮側柱中心のコンクリートの圧縮応力度が拘束効果を考慮したコンクリート一軸圧縮強度の0.9倍に低下（軟化域）した時、または壁板圧縮域のコンクリートの軸ひずみ度（ ϵ_B ）が0.3%に達した時と定義する。拘束効果を考慮したコンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係は、崎野の提案するモデル³⁾とし、これを用いて算定する中立軸は壁谷澤らの提案する手法⁴⁾による。壁谷澤らは、引張側柱主筋の引張応力は圧縮側柱主筋の圧縮応力と相殺するとし、圧縮側のコンクリートの圧縮力に釣り合うのは、壁板縦筋引張強度、鉛直軸方向力及びその時点で作用するせん断力であると仮定している。この手法は「靱性指針」にも示されている。本提案手法は、基本的に「靱性指針」の手法と同様であるが、以下の点が異なる。1) 壁板内コンクリートには拘束効果を考慮しない。2) 算定された中立軸が圧縮側柱内に位置する時は、中立軸位置は圧縮側柱中心であるとする。1)の仮定は、壁板内の拘束効果を定量的に評価するのが困難であること、2)の仮定は、種々の仮定から算定される圧縮側柱内の中立軸位置は、定量的に評価するよりも、マクロ的に評価した方が良いと判断したことによる。ここで提案する曲げの終局限界曲率（ ϕ_u ）の算定手法を式で表せば式(2)となる。

$$\phi_u = \begin{cases} \frac{\epsilon_B}{0.5D} & x_{ne} \leq J_D \\ \min \left(\frac{\epsilon_B}{Xn + 0.5D}, \frac{\epsilon_B}{\frac{2}{3}Xn} \right) & x_{ne} > J_D \end{cases} \quad (2)$$

$$T = a_{wv} \sigma_y + N, \quad Cc = 0.9 \sigma_{cB} J_B J_D$$

$$N_{cc} = \frac{T^2 + b V_u^2}{T}, \quad x_{ne} = \frac{N_{cc}}{0.9 \sigma_{cB} J_B}, \quad Xn = \frac{N_{cc} - Cc}{\sigma_{yB} t_w}$$

ϵ_B : 圧縮側柱コンクリート軸ひずみ度: 崎野モデルによる

$\sigma - \epsilon$ 関係³⁾において、軟化域で $0.9 \sigma_{cB}$ に低下した時の値（正值）

上式中、 a_{wv} 、 σ_y は壁板縦筋の全断面積と降伏強度、 N は軸方向力（圧縮を正）、 σ_{cB} は崎野の提案手法で求める拘束コンクリートの一軸圧縮強度（正值）、 J_B 、 J_D は圧縮側柱断面における幅方向とせい方向の外々のせん断補強筋中心間距離、 D は圧縮側柱せい、 t_w は壁厚である。 x_{ne} は曲げ終局強度時せん断力（ $b V_u$ ）を考慮して算定される中立軸である。

2.2 せん断に対する復元力特性

(1) 概要

ここで示すせん断に対する復元力特性算定法の特徴は、基本的にトラス剛性を用いた半理論的な手法であること、軸方向力の影響、外周フレームによる拘束効果を考慮していること、また、曲げモーメントによって引張側柱主筋、壁板縦筋が降伏する影響を反映させていることである。モデル化したせん断応力度～せん断ひずみ度関係（○が折れ点または終局点）を図-1に示す。図のa)は曲げ降伏（ τ_y 時）が生じる前にせん断終局強度（せん断応力度： τ_u ）に達する場合を、b)は曲げ降伏後にせん断終局強度に達する場合を、c)は曲げ降伏後に曲げ終局強度（せん断応力度： τ_u ）に達する場合（ $\tau_u < \tau_y$ ）をそれぞれ示している。c)の場合は、せん断終局限界ひずみ度（ γ_s ）に達した時点で強度はせん断終局強度の0.8倍以下であることを条件としている。d)は、これを満足しない場合のせん断終局限界ひずみ度の低減方法を示したものである。

(2) 復元力特性算定法

せん断に対する復元力特性も曲げと同様、3折れ線型とする。第1折れ点はせん断ひびわれ点、第2折れ点は曲げ降伏が生じる場合は曲げ降伏点（ここでは、引張側柱全主筋と壁板内縦筋の2/3の降伏時とする）、生じない場合は終局点とし、せん断終局強度で定める。曲げ降伏する場合には、終局点を設けせん断終局限界ひずみ度で定める。

1) 第1折れ点（せん断ひびわれ点： V_1 , γ_1 ）

第1折れ点は、せん断ひびわれ点または曲げせん断ひびわれ点であり、それら発生強度の小さい方で決定する。せん断ひびわれ点算定における特徴は大久保の提案⁵⁾に従い、せん断ひびわれ強度時せん断ひずみ度の算定にエネルギー法によるせん断に対する形状係数（ κ_s ）を採用したことである。せん断ひびわれ時せん断力（ V_{cr} ）とせん断ひずみ度（ γ_{cr} ）の算定式をそれぞれ式(3)、(4)に示す。下式中、 ℓ_w は壁板内法長さ、 σ_t 、 σ_c 、 G_c はそれぞれコンクリートの引張と圧縮の一軸強度及びせん断弾性剛性、 D 、 b は柱のせいと幅、 A_{s11} は全断面積、 σ_o は軸方向応力度（圧縮を正）である。

$$\begin{aligned} V_1 &= V_{cr} = \tau_1 t_w \ell / \kappa_s \\ \tau_1 &= \tau_{cr} = \sqrt{(\sigma_t^2 + \sigma_c \sigma_o)} \\ \kappa_s &= 3(1+u)[1-u^2(1-v)]/[4[1-u^3(1-v)]] \\ u &= \ell_w' / (\ell_w' + \sum D) \\ v &= t_w / b \\ \sigma_t &= 0.33 \sqrt{\sigma_B} \end{aligned} \quad (3)$$

図-1 せん断応力度 (τ) ~ せん断ひずみ度 (γ) 関係のモデル化

$$\begin{aligned}
 \gamma_{cr} &= \gamma_{crs} V_{cr} \kappa_e / (G_c A_{all}) \\
 \kappa_e &= 72(1 + 2\alpha\beta) / \{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2\}^2 \\
 &\quad \cdot \{8/15\alpha(\beta + 1/2)^5 - 1/2\alpha(1 - \alpha)(\beta + 1/2)^4 \\
 &\quad + 1/4\alpha(1 - \alpha)(\beta + 1/2)^2 + 1/4(1 - \alpha)(1/15 - 1/8\alpha)\} \quad (4)
 \end{aligned}$$

$$\alpha = b/t_w$$

$$\beta = D/\ell_w$$

曲げせん断ひびわれ強度は、各層中央高さ位置に曲げひびわれが発生する時のせん断力とする。

2) 第2折れ点 (引張側柱全主筋及び壁板全縦筋の2/3の降伏点またはせん断終局強度点: V_2, γ_2)

第2折れ点は、終局強度に至る前に引張側柱全主筋及び壁板内縦筋の2/3が曲げモーメントにより降伏する場合はその時点 (τ_y

時: 図-1 b), c), d) 参照) とし、それらが生じない場合はせん断終局強度点 (τ_u 時: 図-1 a) 参照) とする。このようにせん断力~せん断ひずみ度関係に曲げによる柱主筋、壁縦筋の降伏の影響を反映させるのは、既往実験結果において壁脚部での引張側主筋、壁板縦筋の降伏に伴い、せん断剛性が低下しているためである。その一例^{6), 7)}を 図-2 に示す。

せん断終局強度 (V_u) は、各層トラス機構と連層アーチ機構を仮定することにより算定する。各層トラス機構には、最上層と最下層以外の中間に位置するスラブ筋と梁主筋を考慮する。中間層では、耐震壁の上下のスラブ筋強度と梁主筋強度の総計の半分 (最上層、最下層ではそれぞれ下と上のスラブ筋強度、梁主筋強度の半分: 最上層と最下層の梁、スラブはひびわれ等の損傷が小さく、それらの鉄筋はせん断終局強度に寄与しないと仮定) を考慮する。考慮するスラブ筋は「靱性指針」に準じ、壁の両側に壁厚の3倍以内に位置する鉄筋とする。連層アーチ機構の概念を図-3 に示す。連層アーチ機構は、各層の壁の圧縮

ストラットは最下層脚部を目指し、その圧縮ストラットの圧縮応力度は各層に作用する水平力の大きさ $P_i = \alpha_i P$ (P : 基準とする層の水平力) に比例すると仮定する。この仮定に基づき、各層の圧縮ストラットの圧縮応力度を合成し、その合成された応力度の角度を各層の圧縮ストラットの角度とした。 i 層の水平力のアーチ機構抵抗力を $P_{ai} = \alpha_i P_a$ (P_a : 基準とする層のアーチ機構抵抗力) とすると、上

図-4 コンクリートの有効圧縮強度係数～軸圧縮強度関係

述した仮定より、この水平力によって生じる圧縮応力度 (σ_{aci}) は式(5)で表せ、 i 層の圧縮応力度の合力 (σ_{aci}) は合成前と後の角度を ψ_i , θ_i とすると、式(6)となる。この合力が最大となる時の角度を求めるため、角度で微分すると、式(7)が得られる。下式の h_w は最下層壁脚から j 層までの高さ、 ℓ_{wa} は最下層のアーチ機構の有効壁長さである。

$$\sigma_{aci} = 2\alpha_i P_a / (\tan \psi_i t_w \ell_{wa}) \quad (5)$$

$$\sigma_{aci} = \sum_{j=1}^n \sigma_{acj} \cos^2(\theta_i - \psi_j) \quad (6)$$

$$\tan 2\theta_i = \frac{\sum_{j=1}^n (\alpha_j \sin 2\psi_j / \tan \psi_j)}{\sum_{j=1}^n (\alpha_j \cos 2\psi_j / \tan \psi_j)} \quad (7)$$

$$\tan \psi_j = \sqrt{(h_w / \ell_{wa})^2 + 1} - h_w / \ell_{wa}$$

この角度を式(8)に代入することにより、 i 層のせん断終局強度が算定される。同式の他の条件は「靱性指針」に準じる。

$$V_u = t_w \ell_{wb} p_{sx} \sigma_y \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \ell_{wa} \nu \sigma_B / 2 \quad (8)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_{sx} \sigma_y / (\nu \sigma_B)$$

ただし、性能評価型設計ではできるだけ平均的にせん断終局強度を評価した方が良く判断し、コンクリートの有効圧縮強度係数 (ν_0) を靱性指針で採用している Nielsen の下限を評価する式(9)から平均を評価する式(10)に変更する。また、コンクリート軸圧縮強度が高強度の場合にも対応できる長沼の提案式(11)も

採用し、70N/mm² 以上は式(11)でコンクリート有効圧縮強度係数を表すこととした。これら評価式に CEB 式 (式(12))¹⁰⁾ を加え、既往の平版^{9), 11), 12)}, T型梁⁸⁾ の実験結果と比較した結果を図-4 に示す。

$$\nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (9)$$

$$\nu_0 = 0.8 - \sigma_B / 200 \quad (10)$$

$$\nu_0 = 1.907 \sigma_B^{-0.34} \quad (11)$$

$$\nu_0 = 1.698 \sigma_B^{-0.333} \quad (12)$$

また、コンクリート有効圧縮強度係数を靱性指針に従った場合 (50N/mm² 以上は CEB 式: ν_0 : 下限) とここで提案したせん断終局強度算定手法 (ν_0 : 平均) を既往の一層耐震壁実験に適用した結果を図-5 に、連層耐震壁実験に適用した結果を図-6 に示す。ここで、検討対象とした既往実験結果は、「靱性指針」で検討対象としたものと同じである。これらの図より、一層耐震壁の場合、コンクリート有効圧縮強度係数を平均的に評価する式を用いた方がより平均的にせん断終局強度を評価できること、連層耐震壁の場合には提案手法で安全側に評価できることが分かる。ただし、既往の連層耐震壁実験は試験体が比較的小さいことから、実験の最大耐力が大きくなった可能性があり、今後さらなる検討を要する。

曲げ降伏する場合の第2折れ点時せん断ひずみ度は、せん断終局強度時のせん断ひずみ度 (γ_u) を定めた上、線形補間により算定する (図-1 b) 参照)。せん断終局強度時の

図-5 一層耐震壁のせん断終局強度の算定精度

図-6 連層耐震壁のせん断終局強度の算定精度

せん断ひずみ度はトラス剛性 (G_{trsl}) を用い、式(13)により算定する。この際、軸方向力によりせん断ひずみ度の進展が遅れる挙動をトラス剛性の起点を軸方向応力度分 (γ_0 : 左辺の第二項) シフトさせることにより表すことにした (図-1 参照)。ここで言うトラス剛性とは側柱主筋と壁板縦筋による鉛直方向バネ (K_y)、壁板横筋に外周フレームによる拘束効果を反映させた水平方向バネ (K_x)、及び壁板のコンクリートの斜め方向圧縮バネ (K_2) より構成されるせん断抵抗バネ剛性のことで、式で表せば式(14)となる。コンクリートのバネ剛性は、曲げ降伏時ではコンクリートの圧縮応力度が有効圧縮強度の0.75倍に達していると仮定し、0.75倍時と有効圧縮強度時の割線剛性の平均値とした。式(14)の K_2 はコンクリート一軸圧縮強度が20~100N/mm² の場合において図-7に示すように算定結果を平均的に表せるように導いたものである。この際、コンクリートの有効圧縮強度までの圧縮応力度~ひずみ度関係には Fafitis-Shah 式¹³⁾を用いた。なお、簡便的にコンクリートのバネ剛性をヤング係数の0.7倍とすることも可能である。この場合、コンクリート一軸圧縮強度が60N/mm² 以上ではややせん断変形を大きく評価するが、実用的には十分な精度であることは確認した。

$$\begin{aligned} \gamma_u &= \tau_u / G_{trsl} - \gamma_0 \\ \gamma_0 &= \sigma_0 / (K_y \tan \theta_i) \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= V_u / (t_w \ell_w) \\ G_{trsl} &= 1 / \left[1 / (K_2 \cos^2 \theta_i \sin^2 \theta_i) + \tan^2 \theta_i / K_x + 1 / (K_y \tan^2 \theta_i) \right] \\ K_2 &= 0.168 \sigma_B^{0.38} E_c \\ K_x &= p_{sx} E_s + K_f \\ K_y &= p_{sy} E \\ p_{sx} &= [a_{wh} + 0.5(a_{gs} + a_{gs})] / (t_w h) \\ p_{sy} &= (a_{wv} + a_c + a_c) / (t_w \ell_w) \end{aligned} \quad (14)$$

上式中、 ℓ_w は壁全長、 h は一層耐震壁の場合は内法高さ、連層耐震壁の場合は階高、 E_c 、 E_s はコンクリートと鉄筋のヤング係数、 p_{sx} 、 p_{sy} は横と縦の等価鉄筋比、 a_{wh} 、 a_{wv} は壁内の横と縦筋の全断面積、 a_c 、

図-7 コンクリートバネ剛性 (G_{trsl} 用) 算定結果

図-8 外周フレームによる水平方向抵抗機構の概念

a_c は引張側と圧縮側柱主筋の全断面積、 a_{cs} 、 a_{cs} は壁の上下の梁主筋とスラブ筋 (スラブ筋の有効範囲はせん断終局強度算定時と同じ) の断面積の合計 (最下層と最上層の梁主筋とスラブ筋は無視)、 θ_i は主圧縮方向角度 (縦軸から反時計回り) である。 K_f は外周フレームによる拘束効果を表した水平方向抵抗バネの剛性であり、式(15)で表される。

$$\begin{aligned} K_f &= \alpha E_c I_c \ell / (t_w h^4) \\ \alpha &= \begin{cases} 360: \text{一層耐震壁の場合} \\ 22.5: \text{連層耐震壁の場合} \end{cases} \end{aligned} \quad (15)$$

上式中、 I_c は側柱の断面二次モーメントである。この式は、一層耐震壁の場合には、図-8のように両側柱を等分布荷重を受ける両端固定梁と仮定することにより導いた。両端固定梁の平均たわみ量 (たわみ分布を面積等価な矩形分布に置換して算定) を両側柱芯々間距離で除すことにより求める平均ひずみ度と作用する水平応力度からバネ剛性は定まる (この仮定より $\alpha = 360$)。このバネ剛性は弾性とする。実際の挙動では、側柱に生じるひびわれ等によりこのバネ剛性は徐々に低下するものと考えられるが、壁板部分のコンクリートもバネ剛性に寄与することから、ここでの側柱のみの弾性剛性に基き算定する場合との差異は小さいと判断し、利便性を優先させることにした。連層耐震壁の場合には、このバネは最下層と最上層のみに適用することとし、両側柱は一端固定、他端は壁の面内方向の水平変形のみを自由とする梁として導いた (この仮定より $\alpha = 22.5$)。これは、中間層の梁は損傷が大きいが、最下層と最上層の梁はほとんど損傷しないと仮定したため、せん断終局強度算定法と符合する。この効果の妥当性は後述する。

式(13)、(14)を用いるに当たって、コンクリートの主圧縮方向角度 (θ_i) を定める必要がある。ここでは、以下に示す3通りの算定方法を考えた。

① $\theta_i = 45^\circ$ とする場合

② θ_i をせん断終局強度時の角度 (θ_u) とする場合

せん断終局強度時角度はトラス機構とアーチ機構のコンクリートの斜め圧縮力を合成することにより算定する。これらを式で表せば、式(16)となる。

$$\begin{aligned} \tan 2\theta_u &= (\sigma_2 \sin 2\theta_i + \sigma_1 \sin 2\phi) / (\sigma_2 \cos 2\theta_i + \sigma_1 \cos 2\phi) \\ \sigma_2 &= 2 \tau_u / \sin 2\phi \\ \sigma_1 &= 2 \tau_u / \sin 2\theta^* \\ \tau_u &= V_u / (\ell_w t_w) \\ \sigma_2 &= V_u / (\ell_w t_w) \end{aligned} \quad (16)$$

* : アーチ機構の圧縮応力度も壁板に均一に分散していると仮定 (角度を大きく算定するため)

上式中、 τ_u 、 V_u 、 ℓ_w 、 t_w 、 ϕ 、 θ (式(6)の θ_i と同じ) はトラス機構とアーチ機構の負担せん断力、有効壁長さ、コンクリート圧縮ストラットの角度である。

③ θ_i を最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って定める場合

あるせん断力作用時のポテンシャルエネルギーを最小とするためには、剛性を最大とすれば良いことから、トラス剛性式を角度で微分し式(17)を求めた。この式を満足する時の角度で剛性が最大となる時の値を主圧縮方向角度とする。式(17)が純せん断力載荷時の鉄筋コンクリート造平版の主圧縮方向角度を的確に評価できることは文献14)に報告した。

$$(1/K_x - 1/K_y) \cos^4 \theta_i - 2(1/K_2 + 1/K_x) \cos^2 \theta_i + 1/K_2 + 1/K_x = 0 \quad (17)$$

これらの手法の妥当性に関しては後述するが、既往耐震壁実験に

適用して検討した結果、シアスパン比 (M/Qd) が1.5程度以下であれば、角度を 45° としても良いこと、それ以上では最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って角度を算定した方が良いことが分かっている。

3) 終局点 (せん断終局限界変形点: V_u, γ_u)

せん断終局限界変形時せん断力は、曲げ終局強度とせん断終局強度の小さい方とし、その時のせん断ひずみ度 (せん断終局限界ひずみ度) は、新たに求めるトラス剛性 (G_{trs2}) を用いて算定する (図-1 b), c), d) 参照)。

曲げ降伏後は、降伏した鉄筋及び外周フレームによる拘束効果のせん断剛性に対する寄与は小さいと考え、式(14)で示したトラス剛性の鉛直方向バネから引張側柱主筋と壁板内全縦筋を、水平方向バネから外周フレームによる水平方向抵抗バネを削減し、さらに斜め方向のコンクリートバネの圧縮剛性を式(18)により算定し、新たなトラス剛性 (G_{trs2}) を求める。式(18)の概念を図-9に示す。式(18)は、曲げ降伏時ではコンクリートの圧縮応力度が有効圧縮強度の0.75倍、せん断終局限界変形時は、軟化域において圧縮応力度が有効圧縮強度の0.8倍になっていると仮定し、コンクリート軸圧縮強度が $20 \sim 100 \text{ N/mm}^2$ の場合において図-10に示すように算定結果

図-9 コンクリートバネ (G_{trs2} 用) の概念

図-10 コンクリートバネ (G_{trs2} 用) 算定結果

を平均的に表せるように導いたものである。この際のコンクリート軟化域の特性は野口・雨宮の提案¹⁵⁾に従った。式(18)は、(G_{trs1})の算定において、コンクリートバネ剛性をヤング係数の0.7倍とした場合には、式(19)となる。

$$K_2 = 1.6 \times 10^{-3} \sigma_B^{0.71} E_c \quad (18)$$

$$K_2 = 5.0 \times 10^{-4} \sigma_B E_c \quad (19)$$

この仮定より、算定されるせん断終局限界ひずみ度を保証するためには、終局点時でのコンクリートの斜め方向圧縮応力度は有効圧縮強度の0.8倍以上である必要がある。ここでは、終局点の強度が曲げ終局強度で決定する場合には、簡便にせん断終局強度の0.8倍と曲げ終局強度を比較し、前者が後者よりも小さい場合には、図-1 d)のように終局点のせん断ひずみ度を低減することにした。

せん断の終局点の強度が、曲げ終局強度で決定された場合、本提案手法では曲げ破壊とせん断破壊が同時に生じることになる。既往の耐震壁実験では、破壊モードの選別が困難となる場合が多いことから、このような仮定もほぼ妥当であると考えられるが、場合によっては、終局時の変形を過大に評価する可能性がある。本提案手法では、この点を勘案し、せん断の終局限界ひずみ度をコンクリートの応力度が有効圧縮強度の0.8倍に低下した時としたのに対し、曲げの終局限界曲率を0.9倍に低下した時と定義し、若干控えめに曲げ変形を算定するようにした。

3. 復元力特性算定法の精度の確認

考案した耐震壁の復元力特性算定法の精度を確認するため、本手法を既往の耐震壁実験に適用した。ここでは、その適用結果についてまとめる。

3.1 終局限界変形

「靱性指針」で終局限界変形の検討に用いられた既往実験結果(66体)の内、本提案手法の算定条件を満たす情報が明記されているものを対象(35体)^{6), 7), 16) ~ 25)}に本提案手法(主圧縮方向角度は、最小ポテンシャルエネルギーの原理による)を適用した。その結果を図-11に示す。図のa)は縦軸が終局限界変形時部材角の実験値(最大耐力の80%に低下した時の変形)で横軸が計算値、b)は縦軸が実験値と計算値の比で、横軸が計算によるせん断終局強度と曲げ終局強度の比である。c)は試験体35体の内、曲げ変形とせん断変形の情報が示されているもの(13体)に関して終局限界変形時の変

a) 部材角値の比較

b) 部材角値の実験/計算

計算のせん断終局強度/曲げ終局強度の関係

c) 変形成分の比較 (b)と同じ形式)

図-11 終局限界変形の算定精度^{6), 7), 16) ~ 25)}

形成成分を実験と計算で比較したものである（図の形式はb）と同じ）。

図のa)より、終局時に部材角 $R=20/1000$ に至る試験体の終局境界変形を本提案手法はほぼ安全側に評価できることが分かる。b), c)より、横軸が1.1以上の場合は、変形成分の対応も含め計算値は実験値とはほぼ対応していることが分かる。しかし、1.1以下では計算値は実験値を下回っているものがほとんどである。これは、横軸が1.0以下の場合には、計算では曲げ降伏しないものが大半であるのに対し、実験では全て曲げ降伏が生じて変形が増大していることに大きく起因すると考えられる。この計算と実験の事象の相違は、実験での曲げ降伏時の中立軸が平面保持仮定による場合よりも断面中央寄りに位置している（この場合、応力中心間距離が短くなり曲げ降伏モーメントが小さくなる）ためと考えられ、今後の検討課題

である。また、計算値が小さくなったのは、本提案手法の曲げ降伏しない場合のコンクリートバネ剛性がやや大きいことやせん断終局強度の算定精度にも起因していると思われる。

3.2 せん断力～水平変位関係

既往の一層耐震壁実験⁶⁾に対し、本提案手法のせん断に対する復元力特性算定法において、外周フレームによる水平抵抗バネの有無をパラメータ（主圧縮方向角度：最小ポテンシャルエネルギーの原理による）とした場合と、主圧縮方向角度算定法をパラメータ（外周フレームによる水平抵抗バネ：有り）とした場合の適用結果を図-12（せん断力～せん断変形関係）に示す（図中の○は計算の終局点を示す）。図より、外周フレームによる水平方向抵抗バネに関して

a) 外周フレームによる水平抵抗バネの有無

b) 主圧縮方向角度算定法の違い

図-12 せん断力～せん断変形関係の比較（一層耐震壁試験体）⁶⁾

図-13 せん断力～水平変位関係の比較（連層耐震壁試験体）^{26), 27)}

は、バネを設けない場合には実験結果のひびわれ後の剛性を過小に、せん断限界変形を過大に評価しており、その影響はシアスパン比が小さくなるほど大きくなることが分かる。主圧縮方向角度の算定法の違いに関しては、角度を 45° とすると、シアスパン比が1.33の場合は実験結果と対応するが、その比が2.00の場合は、実験結果に比べひびわれ後の剛性がやや小さく、せん断終局限界変形はやや大きくなっている。主圧縮方向角度を最小ポテンシャルエネルギーの原理に従って算定した場合(図中のmpe法)は、シアスパン比に係わらず実験結果との対応は良い。終局強度時の角度による場合は、実験結果と対応しない。

既往の連層耐震壁実験^{(26), (27)}に本提案手法を適用して得られたせん断力～水平変位関係を実験結果(曲げ変形とせん断変形が示されている試験体は、それらも示した)と比較して図-13に示す。計算結果は、曲げ変形とせん断変形も示した。図より、本提案手法による結果は、終局限界変形に至るまではほぼ実験結果と対応していることが分かる。また、3層でもせん断変形成分は比較的大きく、この評価が全体の復元力特性の評価に与える影響の大きいことが分かる。

4. まとめ

鉄筋コンクリート造連層耐震壁の復元力特性の内、独自に考案した終局限界変形に至るまでのスケルトンカーブ算定法とその算定精度に関してまとめた。本提案手法では、水平変形を曲げ変形とせん断変形の和としている。本提案手法の主な特徴を以下に示す。

- 1) 曲げの終局限界曲率は、圧縮側柱のコンクリートの拘束効果を考慮して定めている。
- 2) せん断のひびわれ後の剛性は、トラス剛性を用い半理論的に算定できるようにしている。この際、軸方向力、外周フレームによる拘束効果及び曲げ降伏の影響を反映させている。
- 3) せん断終局強度は、各層トラス機構と連層アーチ機構を仮定し、水平力分布の影響を反映させて算定している。
- 4) 曲げ降伏後のせん断終局限界ひずみ度算定法を示している。

本提案手法を既往の耐震壁実験に適用した結果、以下のことが分かった。

- 1) 本提案手法によって算定した連層耐震壁のせん断終局強度は、既往実験結果よりもやや小さい。
- 2) 本提案手法によって算定した終局限界変形は、曲げ終局強度に対するせん断終局強度の比が1.1以上の場合は、ほぼ実験結果と対応する。比が1.1以下の場合は、曲げ降伏強度算定時の中立軸算定法等に検討の余地があり、実験結果よりもかなり控えめに算定する。
- 3) 本提案手法によって算定したせん断力～水平変位関係は、実験結果とほぼ対応する。

以上のことから、本提案手法は若干検討の余地はあるものの、実用上十分な算定精度を有することが分かった。今後、本提案手法に基づき、連層耐震壁の曲げとせん断ひびわれ幅の算定法を考案する。

[謝辞]

本研究の遂行において、東京大学地震研究所 壁谷澤寿海教授より貴重な助言をいただいた。貴重な実験結果を使わせていただいた関係者各位と併せ、深謝します。

[参考文献]

- 1) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会
- 2) 吉岡研三・岡田恒男・武田寿一: 鉄筋コンクリート柱の変形性能向上に関する研究(第2報 破壊機構並びに補強筋のひずみ分布について), 日本建築学会論文報告集, 第282号, pp. 37-44, 1979. 8
- 3) 崎野健治・孫 玉平: 直線型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, 第461号, pp. 95-104, 1994. 7
- 4) 壁谷澤寿海・橋場久理子: 鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度及び靱性の評価法, コンクリート工学年次論文報告集, 第10巻, 第2号, pp. 361-366, 1988. 6
- 5) 大久保全隆: 腰壁, たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究(その2. 剛性および終局曲げ強度に関する考察), 日本建築学会論文報告集, 第207号, pp. 9-17, 1973. 5
- 6) 松本和行・壁谷澤寿海: 高強度鉄筋コンクリート耐震壁の強度と変形能力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. 545-550, 1990. 6
- 7) 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
- 8) Nielsen, M. P.: Limit Analysis and Concrete Plasticity, Prentice-Hall, 1984
- 9) 長沼一洋: 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 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), 日本建築学会構造系論文集, 第421号, pp. 39-48, 1991. 1
- 10) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB-FIP MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURE, 1978
- 11) 角 一行・川股重也: 面内せん断応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特性, コンクリート工学論文, No. 88-10-1, pp. 97-110, 1988
- 12) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, March-April, pp. 219-231, 1986
- 13) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No. SP-87, pp. 213-232, 1985
- 14) 津田和明: 面内せん断力を受ける平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価法 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文集, 第517号, pp. 125-132, 1999. 3
- 15) 兩宮 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) 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研究(その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1407-1410, 1982. 10
- 17) 青山博之・細川洋治・塩原 等: 既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法に関する研究(その1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 81-82, 1985. 10
- 18) 緒方恭子・壁谷澤寿海: 曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 717-720, 1984
- 19) 柚木孝裕・緒方恭子・壁谷澤寿海: 厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 369-372, 1985
- 20) 壁谷澤寿海・鬼海義治・木村 匠: 鉄筋コンクリート耐震壁の開口補強法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. 10-3, pp. 409-414, 1988
- 21) 壁谷澤寿海・阿部 洋・橋場久理子: 高層耐震壁の耐力と変形能力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. 9-2, pp. 379-384, 1987
- 22) 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, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 579-580, 1990. 10
- 23) 熊谷仁志ほか: 高強度コンクリートを用いたRC耐震壁の構造特性, 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 611-612, 1990. 10
- 24) 前田安治ほか: 建屋の復元力特性に関する研究(その62, 63, 高強度コンクリートを用いた耐震壁に関する実験), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1123-1126, 1986. 8
- 25) 長嶋俊雄ほか: 高強度コンクリート(Fc600)を用いた耐震壁の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15-2, pp. 1155-1160, 1993
- 26) 佐藤稔雄ほか: 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10) 各層に分布加力した場合, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1625-1626, 1980. 9
- 27) 志賀敏男ほか: 曲げ破壊型RC造耐震壁の被災度及び補修効果に関する実験-総合プロジェクト-鉄筋コンクリート造震災構造物の復旧技術の開発(その2-4)-, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 2175-2180, 1983. 9

(2002年12月10日原稿受理, 2003年4月8日採用決定)