鉄筋コンクリート造柱・梁部材の復元力特性の評価法

せん断非線形性状に着目した包絡線の評価

AN EVALUATION METHOD FOR RESTORING FORCE CHARACTERISTICS
OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS AND BEAMS

Evaluation of skeleton curve in consideration of nonlinear behavior of shear deformation

杉本 訓 祥*

Kuniyoshi SUGIMOTO

An evaluation method for the earthquake resistant performance of reinforced concrete columns and beams are developed for the performance based design. This paper describes the evaluation method of shear force-deformation relationships of reinforced concrete members. The main features are, 1) shear stress-strain relationships of R/C members are modeled as inelastic after cracking and flexural yielding, 2) shear stiffness after cracking are calculated based on the truss theory and 3) R/C member is separated into five regions to consider inelasticity of reinforcements and concrete. The shear force-deformation relationships of R/C columns and beams calculated by the proposed method shows good accordance with their experimental ones.

Keywords: Restoring force characteristic, Shear deformation, Truss theory

復元力特性, せん断変形, トラス理論

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下 RC 造）建物の設計において、柱・梁部材の復元力特性は、曲げひびわれ点及び曲げ降伏点によって剛性低下する3つの折れ線で表現されることが一般的である¹⁾。その際、柱・梁部材はせん断スパン比の大きな線材要素であることや、曲げ降伏先行型として設計されることなどから、その変形成分についても曲げが卓越するものとして、せん断は弾性として扱われるのが一般的である。つまり部材の復元力特性を、曲げ変形の非線形性に代表させることでモデル化することになる。曲げ成分のみにより部材の非線形性を評価する従来の方法では、せん断変形成分の割合が大きい場合には、部材の履歴特性をエネルギー吸収能力の高い部材として過大評価する結果にもつながりかねない。通常曲げ降伏を許容しない柱部材では、存在応力に対して設計するため、せん断耐力の曲げ耐力に対する余裕度が小さくなる上、軸力変動など場合によってはせん断破壊型部材となることもあり、十分なせん断耐力余裕度を持った曲げ降伏先行型部材である梁部材に比べ、せん断変形成分が卓越することが予想される。また、これまでも、せん断変形の非線形性を評価すべきであるとの指摘もされている²⁾。一方、建築物の構造設計が仕様規定型から性能評価型に移行するにあたり、部材の損傷度を表す指標としてひびわれ性状についても着目されつつある。その際、曲げ及びせん断ひびわれは、それぞれ曲げ及びせん断変形成分に相関していることが指摘されている^{3)~5)}。これらのことから、RC造部材の変形を、曲げ及びせん断に分離し、各々について非線形復元力特性を評価することが必要と考えられる。

せん断変形成分の非線形復元力特性を評価するには、ひびわれ後の剛性低下とせん断終局耐力点を定める必要がある。せん断終局耐力については、評価式として、学会靱性指針式⁶⁾がよく用いられる。せん断終局耐力は、圧縮軸力により上昇することが指摘されているが、このことは靱性指針式では考慮されていない。一方、軸力の影響を考慮した式として、NewRC提案式⁷⁾、学会終局指針B法式⁸⁾などがあるが、いずれも靱性指針式で考慮されている中子筋の有無の影響が考慮されていない。せん断終局耐力の評価精度を向上させるためには、軸力や中子筋の影響等を同時に考慮することが必要であると考えられる。一方、剛性評価については、倉本・南⁹⁾、山田ら¹⁰⁾の研究などがある。倉本・南は、トラス機構負担せん断力とアーチ機構負担せん断力を求め、それぞれの機構から求められる各変形が一致するまで収斂計算して部材の変形を求めている。しかし、この方法では、曲げとせん断の各変形成分の割合について考慮されていない。また、山田らは、部材の変形を、軸方向変形・せん断変形・曲げ変形の和として求めているが、部材の全変形が塑性ヒンジ領域に集中すると仮定しており、せん断破壊するRC造部材でよくみられるような、部材中央部の斜めひびわれにより塑性化が進む状況を、必ずしも的確に表現しているとはいえない。

以上のような背景から、筆者は、RC造柱・梁部材の損傷度としてのひびわれ幅評価法の考案を目指して、RC造柱・梁部材の復元力特性を曲げ・せん断それぞれを非線形として評価する手法について検討を進めている。本報では、せん断成分の評価法を主な検討項目とし、せん断破壊型（ここでは、曲げ降伏に先行してせん断破壊する

* (株)大林組技術研究所 主任・修士(工学)

Chief, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, M. Eng.

図-1 部材の分割とせん断応力度-せん断変形角関係の模式図

部材を対象とする)のRC造柱部材及び曲げ降伏先行型RC造梁部材を対象に、せん断力-せん断変形関係をモデル化し、その評価精度について、既往の実験結果と比較検討する。

2. せん断破壊型部材の非線形復元力特性評価法

2.1 スケルトンカーブ(せん断応力度-せん断変形角関係)

非線形復元力特性(せん断応力度(τ)-せん断変形角(γ)関係のスケルトンカーブ)は、3つの折れ線により表現する。ただし、部材を、ひびわれにより剛性低下する時点が異なる5つの領域に分割し、それぞれに対して3つの折れ線によりスケルトンカーブを求め、直列に結ぶことで部材のスケルトンカーブを与える(図-1)。領域は、接合部に近接する領域Ⅰ、部材スパン中央部領域Ⅲ、領域Ⅰ及びⅢに挟まれる領域Ⅱとし、各領域のひびわれ点を第一折れ点とする。第二折れ点は、せん断終局耐力とそのときの割線剛性により決定する。また、第二折れ点後の剛性は、限界変形点を指向する直線により定める。一般に限界変形点は、最大耐力の80%に耐力低下する点として定義される。そこでここでも、実験における限界変形は、荷重-変形関係の包絡線上で、最大耐力の80%に耐力が低下する点として、線形補完により求める。モデル化においては、コンクリート強度が軟化域に入り、最大強度の80%に低下し、せん断補強筋強度が降伏後の歪硬化により降伏強度の1.1倍に上昇する点として定義する。

部材の分割は以下による。せん断破壊型または曲げ降伏先行型部材において、領域Ⅰは柱梁接合部からの拘束の影響などにより、せん断補強筋が降伏しない領域、また、領域Ⅲは主筋が降伏しない領域とする。すなわち、領域Ⅰは、せん断破壊するRC部材においてせん断補強筋の歪度が伸びない範囲として $0.1a$ (a :せん断スパン)を仮定した。ただし、せん断スパン比の大きな部材では $D/4$ (D :部材断面せい)の範囲までとするよう上限を設けることとした(せん断補強筋歪度の測定結果例図-10参照)。また、領域Ⅱは、曲げ降伏先行型部材の主筋の降伏が進む領域として $1.0D$ までの範囲として定義した。各領域長さの算定式を以下の式(1a)~(1c)に示す。式(1a)~(1c)に示すように、せん断スパン a を用いて部材分割を定義した。本報では、4章において逆対象曲げモーメント分布の外力を想定し、軸力比(軸応力度のコンクリート圧縮強度に対する比)が $0.0 \sim 0.3$ 、また、せん断スパン比1以上の部材を対象に検討するが、反曲点位置が部材スパン内からはずれる場合や、引張降伏する外柱などに対する適用性の検討が必要であると考えている。

$$L_I = \min(0.25D, 0.1a) \quad (1a)$$

$$L_{II} = D - L_I \quad (1b)$$

$$L_{III} = 2a - 2 \cdot L_I - 2 \cdot L_{II} \quad (1c)$$

ここで、 D :部材断面せい、 a :せん断スパン

2.2 ひびわれ点の評価

ひびわれ発生前の τ - γ 関係は式(2)による。また、式(2)中のひびわれ発生荷重はそれぞれ以下の式(3)~(5)による。

$$\tau_{cri} = \frac{G_c}{\kappa_e} \cdot \gamma_{cr} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2)$$

ただし、 $\tau_{cr1} = V_{mscrI}/b \cdot D$ 、 $\tau_{cr2} = V_{mscrII}/b \cdot D$ 、 $\tau_{cr3} = V_{scr}/b \cdot D$

領域Ⅰ:曲げせん断ひびわれ発生荷重

領域ⅠとⅡの境界位置での曲げひびわれ発生時とし、次式による。

$$V_{mscrI} = 2 \cdot Mcr / (Lo - 2 \cdot L_I), \quad Mcr = (0.56 \sqrt{\sigma_B} + \sigma_o) \cdot Ze \quad (3)$$

領域Ⅱ:曲げせん断ひびわれ発生荷重(Sozen式)¹³⁾

$$V_{mscrII} = 0.265 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_T + Mcr / (a - D/2) \quad (4)$$

領域Ⅲ:せん断ひびわれ発生荷重(主応力度式)⁹⁾

$$V_{scr} = b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_o \cdot \sigma_o} / \kappa_p = b \cdot D \cdot \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_o \cdot \sigma_o} / 1.5 \quad (5)$$

ここで、 τ_{cr} 、 γ_{cr} :ひびわれ発生時のせん断応力度、せん断歪度、 G_c :コンクリートのせん断弾性係数、 κ_e 、 κ_p :形状係数($\kappa_e=1.2$ 、 $\kappa_p=1.5$)、 Ze :鉄筋を考慮した断面係数、 σ_B 、 σ_T :コンクリートの圧縮強度、割裂強度($=0.33 \cdot \sqrt{\sigma_B}$)、 σ_o :軸応力度(圧縮を正とする)、 b :部材断面の幅、 a :せん断スパン、 Mcr :曲げひび割れ発生モーメント、 V_{mscrI} :領域Ⅰの曲げせん断ひび割れ発生荷重、 V_{mscrII} :領域Ⅱの曲げせん断ひび割れ発生荷重、 V_{scr} :せん断ひび割れ発生荷重。式(4)では、 $a > D/2$ とし、 $V_{mscrII} > V_{scr}$ となる場合、 $V_{mscrII} = V_{scr}$ とする。以下、長さの単位は[mm]、応力度の単位は[N/mm²]である。

2.3 トラス剛性法による耐力時割線剛性の評価

第二折れ点(せん断終局耐力点)は以下に述べるせん断終局耐力とトラス剛性法^{12), 13)}により求められる割線剛性(G_T)により決定する(図-1)。

(1) せん断終局耐力

靱性指針式、NewRC提案式を修正した式(6)~(8)の最小値として求める。

$$V_u = \mu \cdot p_{we} \sigma_{wy} \cdot b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \cdot \frac{bD}{2} \cdot \tan \theta \quad (6)$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} \cdot b_e j_e \quad (7)$$

$$V_u = \frac{\lambda \cdot v \sigma_B}{2} \cdot b_e j_e \quad (8)$$

また、次式(10)～(12)により指針式を修正する。有効圧縮強度低減係数 $\nu\sigma_B$ は、NewRC提案式を採用した。また、4章で述べるように、靱性指針式では中子筋の影響が過小評価されていると考え、中子筋の有無の影響をより大きくするため、式(10)のように修正した(図-2)。

$$\nu\sigma_B = 1.71 \cdot (1 + 2\eta) \cdot \sigma_B^{0.667} \quad (\text{NewRC提案による軸力の効果}) \quad (9)$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2 \cdot j_e} - \frac{3 \cdot b_s}{8 \cdot j_e} \quad (\text{有効断面面積の影響}) \quad (10)$$

$$\mu = 2 \cdot \{2 - 500 \cdot (\varepsilon - 0.002)\} \quad (\text{靱性指針解説による}) \quad (11)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_y \cdot \min\left(\frac{V_{su}}{V_f}, 1\right) \quad (12)$$

ここで、 η ：軸力比である。その他の記号は文献⁹⁾による。

既往の実験データ^{5, 14)~46)}を対象に、せん断破壊した試験体のせん断終局耐力計算値の評価精度を比較する。対象とした試験体のパラメータ範囲を表-1に示す。実験結果と計算結果の比較を図-3に示す。図より、靱性指針式及びNewRC提案式に比べ、本式の対応性がよりよいことがわかる。せん断破壊した試験体のうち、中子筋の有無および補強筋比を変数として、靱性指針式と本提案式を比較して図-4に示す。図より、本提案式による結果の方が、中子筋の有無や補強筋比に関わらずばらつきが小さくなっていることがわかる。ただし、以下で述べるトラス剛性法による剛性評価時における主応力度の圧縮方向角度と強度算定時のトラス機構角度とが対応していないが、ここでは、最大耐力との対応性が比較的よい簡略的な計算式として本式を採用することとした。これらの点については、今後も検討を進めていく予定である。

(2) 第二折れ点(せん断終局耐力)時割線剛性

トラス剛性法を、RC柱梁部材に適用するにあたり、前述のように領域を分割し、マクロ的に一様なせん断応力場とみなした各領域について部材軸方向(Y軸方向)剛性 K_Y 、部材軸直交方向(X軸方向)剛性 K_X 及び主圧縮方向剛性 K_2 の釣り合いから、せん断応力度(τ)-せん断変形角(γ)関係の剛性を与える。このときの剛性は、せん断終局耐力点の割線剛性(G_{TSU})として与える(図-6参照)。モデルの概念図を図-5に示す^{12), 13)}。Y軸方向剛性には全主筋、X軸方向剛性には全補強筋の断面を考慮する。第二折れ点時割線剛性は以下の式(13a)～(14b)により求める。これらは、領域の状態に応じて各変数を与えることとする。ここで、部材のせん断変形のほかに、繰り返し加力により部材フェース位置の曲げひびわれが貫通したあと、接合面におけるずれ変位が生じると考えられるが、以下で述べる検討対象の試験体のように主筋が全長で連続し、コンクリート打設時の打継ぎのみの場合には、部材全体の变形に対する割合は微小であると考え、ここでは考慮しないこととした。ただし、例えば、プレキャスト化工法で部材の接合が特殊な場合などには、本報で対象としている部材スパン内のせん断変形とは区別した、ずれ変形の評価も必要になると予想される⁴⁷⁾。

$$\gamma = \tau / G_T$$

$$G_T = 1 / \left[\frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{K_X} + \frac{1}{K_Y \cdot \tan^2 \theta} \right] \quad (13a)$$

$$(1/K_X - 1/K_Y) \cdot \cos^4 \theta - 2 \cdot (1/K_2 + 1/K_X) \cdot \cos^2 \theta + (1/K_2 + 1/K_X) = 0 \quad (14a)$$

ここで、 G_T ：トラス剛性(特にせん断終局耐力点の割線剛性を G_{TSU} 、限界変形点の割線剛性を G_{TL} と呼ぶ)、 K_2 ：主圧縮方向剛

図-2 トラス機構断面の概念図

表-1 検証試験体の変数範囲一覧

断面寸法 (B×D)	250×250 ~ 480×700[mm×mm]	主筋強度 (σ_s)	330~1150 [N/mm ²]
せん断スパン比 (a/D)	0.75~2.50	補強筋比 (ρ_w)	0.15~1.22 [%]
コンクリート強度 (σ_c)	20~122 [N/mm ²]	補強筋強度 (σ_{sw})	285~1775 [N/mm ²]
柱主筋比 (ρ_g) / 梁引張鉄筋比 (ρ_l)	0.81~3.83 [%] / 0.55~2.82 [%]	軸力比 (η)	0.00~0.74

(a) 本提案式

(b) 靱性指針式

(c) New RC 提案式

図-3 せん断終局強度の実験結果と計算結果の比較

図-4 靱性指針式と本提案式の比較

図-5 モデルの模式図^{12), 13)}

性, K_X : X 軸方向剛性, K_Y : Y 軸方向剛性, θ : 主圧縮方向角度 (部材軸となす角度で反時計回りを正とする)。

ただし, 領域Ⅰについては, スタブまたは接合部の拘束により X 軸方向に膨らまないと仮定し ($K_X=\infty$), (13a), (14a)は以下とする。

$$\gamma = \tau / G_T$$

$$G_T = 1 / \left[\frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta} + \frac{1}{K_Y \cdot \tan^2 \theta} \right] \quad (13b)$$

$$(-1/K_Y) \cdot \cos^4 \theta - 2/K_2 \cdot \cos^2 \theta + 1/K_2 = 0 \quad (14b)$$

領域Ⅰ: セン断終局耐力時は, 主筋は弾性剛性, セン断補強筋を含む X 軸方向剛性は無限大とする (式(13b), (14b))。

領域Ⅱ及び領域Ⅲ: 主筋及びセン断補強筋は弾性剛性とする。ただし, X 軸方向の剛性には, 加力方向直交面のかぶり部分の拘束を考慮する (図-7)。このとき, 図-7に示すように, 加力方向直交面のかぶり部分を, 中子筋の有無を考慮し, 補強筋支持位置 (主筋位置) において固定端支持された梁とみなし, X 軸方向応力 σ_X が等分布荷重として作用すると仮定し, 固定端梁等分布荷重 σ_X に対する変形 δ_{je2} の剛性を算出する。このような応力状態により生じる変形と, 補強筋の加力方向の伸びの和として X 軸方向歪度 ϵ_X が生じると仮定し, 次式(15), (16)のように剛性を与える。

$$K_X = 1 / \left(\frac{1}{p_X \cdot E_X} + \frac{s \cdot b_r^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{co} \cdot j_e} \right) \quad (15)$$

$$I_{co} = \frac{s \cdot (2 \cdot Cs)^3}{12} \quad (16)$$

ここで, p_X : X 軸方向鉄筋比 (セン断補強筋比), E_X : X 軸方向鉄筋 (セン断補強筋) のヤング係数, s : セン断補強筋間隔, b_r : 補強筋を支持する主筋間隔 (中子筋がある場合は中子筋を支持する主筋間隔とする), E_c : コンクリートのヤング係数, j_e : 部材断面せい方向主筋間距離, I_{co} : かぶり部分の曲げ剛性を得るための断面二次モーメント。

全領域に対し, Y 軸方向剛性には軸力の影響を考慮する。Y 軸方向剛性は, 主筋の歪度とコンクリートの圧縮応力との関係として与えられる。圧縮軸力作用時は, 軸力により鉄筋・コンクリートともに圧縮歪を生じているため, Y 軸方向歪度の起点が圧縮軸力分ずれると考えて (図-8), Y 軸方向剛性は, 最終的に到達する点の割線剛性 (K_Y) として次式(17)により求める。このとき, 最終的に到達する点での歪度は, 曲げ降伏先行型の場合は降伏歪度 (ϵ_y) と仮定し, セン断破壊型では耐力の比 (セン断終局耐力の曲げ降伏時せん断力に対する比) に応じた歪度 (ϵ_{yo}) と仮定する。

$$K_Y = \frac{\sigma_o + K_{YO} \cdot (\epsilon_{yo} - \epsilon_o)}{\epsilon_{yo}} \quad (17)$$

$$\text{また, } K_{YO} = p_g \cdot Es, \quad \sigma_o = \frac{N}{Ae}, \quad \epsilon_o = \frac{\sigma_o}{Ec}, \quad \epsilon_{yo} = \epsilon_y \cdot \min(1.0, \frac{V_{su}}{V_{my}})$$

ここで, p_g : Y 軸方向鉄筋比 (主筋全鉄筋比), Es : Y 軸方向鉄筋 (主筋) ヤング係数, Ae : 主筋を考慮した等価断面積, V_{su} : セン断終局耐力, V_{my} : 曲げ降伏時せん断力。

コンクリートの剛性は拘束効果を考慮した応力度-歪度曲線⁴⁸⁾において, セン断終局耐力時の割線剛性として与えることとする。セン断終局耐力に達するときのコンクリート応力度を応力度-歪度曲線上, 最大強度の95%~100%の範囲と考え, このときのヤング係数を, 弾性剛性に対する値として, ほぼ中間的な値となる次式(18)によって算

図-6 セン断破壊型部材の τ - γ 関係

図-7 水平方向剛性 K_X の概念図

図-8 軸方向剛性 K_Y の概念図

(a) コンクリートの応力度-歪度曲線 (F_c30 の場合)

(b) セン断終局耐力点

(c) 限界変形点及び曲げ終曲点

図-9 コンクリートの応力度-歪度関係と割線剛性

図-10 領域別補強筋歪度測定結果の例(最大耐力後)⁵⁾

出する(図-9)。図-9(a)はFc30の場合のコンクリートの応力度-歪度曲線の例である。強度ごとに割線剛性(E)を算出してプロットしたものを図-9(b)に示す。

$$K_2 = 0.7 \cdot Ec \quad (18)$$

(3) 限界変形点

強度は、前項(1)において提案したせん断終局耐力度(式-(6)~(12))を用いる。ただし、せん断補強筋がひずみ硬化により耐力上昇し、かつ、コンクリートが応力度-歪度曲線上、最大耐力後に圧縮強度の80%まで強度低下した状態を想定し、せん断補強筋強度 σ_{wy} 及びコンクリート強度 σ_B を以下の式(19)、(20)により算出する。

$$v\sigma'_B = 0.8 \cdot v\sigma_B = 0.8 \cdot 1.71 \cdot (1 + 2\eta) \cdot \sigma_B^{0.667} \quad (19)$$

$$\sigma'_{wy} = 1.1 \cdot \sigma_{wy} \quad (20)$$

また、割線剛性(G_{TL})は、同様に、補強筋ヤング係数 E_s 及びコンクリートヤング係数 Ec を低減して前項(2)と同様の手法により算出する。このとき、コンクリートのヤング係数は、前項(2)と同様に、応力度-歪度曲線上で軟化域において最大強度の80%に低下するときの割線剛性と考える。このときのヤング係数を、弾性剛性に対する値として、次式(21)により与える。強度ごとに割線剛性を算出してプロットしたものを図-9(c)に示す。また、補強筋については、10000 μ 程度の歪度が生じていると仮定し、1割の強度上昇が生じたときの割線剛性として、次式(22)により与える。せん断破壊型部材の実験結果から得られた歪度分布の例を図-10に示す。図より、限界変形以降では、領域Ⅱ、Ⅲでは10000 μ を超える歪度に到達していることがわかる。また、前述のように、領域Ⅰ付近の鉄筋の歪度は大きくない。ただし、歪ゲージによる鉄筋歪度の測定値は、ひびわれ位置の影響を受けやすいため、より詳細な検討が必要であると考えている。

$$K_2 = 0.7 \cdot \frac{Ec}{3} \quad (21)$$

$$E_h' = 1.1 \cdot \frac{2000}{10000} \cdot E_h \quad (22)$$

2.4 部材の剛性評価

前節までに述べた手法により、各領域について τ - γ 関係を算出し、領域毎に直列につなぎ、部材のせん断応力度-せん断変形角関係(τ - γ 関係)を得る。各折れ点の算定法一覧を表-2に示す。表には、次章に示す曲げ降伏先行型の場合もあわせて示す。

表-2 復元力特性評価法一覧

		領域Ⅰ	領域Ⅱ	領域Ⅲ
せん断 終局耐力点	Q	(6)~(12)式		
	G_{TSU}	(13b), (14b)式	(13a), (14a)式	
	K_x	∞	(15), (16)式	
	K_y	(17)式		
	K_z	(18)式		
限界変形点	Q	(6)~(12), (19), (20) 式		
	G_{TV}	(13b), (14b)式	(13a), (14a)式	
	K_x	∞	(15), (16), (22)式	
	K_y	(17)式		
	K_z	(21)式		
曲げ終局点	Q	(6)~(12), (19), (20) 式		
	G_{TMU}	(13b), (14b)式	(13a), (14a)式	
	K_x	∞	(15), (16), 式	
	K_y	(17), (23)式		(17)式
	K_z	(24)式		

3. 曲げ降伏先行型部材の非線形復元力特性

3.1 スケルトンカーブ(せん断応力度-せん断変形角関係)

曲げ降伏先行型部材の場合も、部材の領域分割及びせん断ひびわれによる剛性低下の考え方は前章と同様で、スケルトンカーブを3つの折れ線により表現する。ただし、せん断ひびわれ後の第二折れ点は、主筋の降伏により生じると仮定する。トラス剛性は部材軸方向の主筋の剛性、部材軸直交方向のせん断補強筋の剛性及びストラットを形成するコンクリートの主圧縮方向剛性の釣り合いから求められる。そのため、主筋の降伏後、部材軸方向の剛性が低下することによってトラス剛性が低下すると考えられる。このような現象は、既往の部材実験で主筋の降伏前後においてせん断変形成分が急激に増加する傾向が見られることから裏付けられている⁹⁾。そこで、曲げ降伏先行型部材の場合には、第二折れ点及び第二折れ点後の低下剛性の評価法を新たに設定することとする。

3.2 第二折れ点及び第二折れ点後の剛性

第二折れ点は、前章で述べたせん断ひびわれ後のせん断終局耐力点を指向する直線上で、曲げ降伏強度時として求める。さらに、降伏後の剛性として接線剛性(G_{TMU})を定義する。接線剛性は、前章と同様に、各領域の特性に応じて剛性評価する。ただし、接線剛性の開始点は、せん断終局耐力点を指向する直線上の降伏点荷重時変位に対する、せん断終局耐力点割線剛性上の点とする(図-11)。

領域Ⅰ及び領域Ⅱ：主筋は降伏していることから、降伏後の剛性(弾性剛性の1%)とする。領域Ⅱのせん断補強筋は弾性とする。

$$Es' = 0.01 \cdot Es \quad (23)$$

領域Ⅲ：主筋及びせん断補強筋は弾性剛性とする。ただし、領域Ⅱとともに、中子筋の有無を要因として、加力直交方向かぶり部分の拘束を考慮する(式(15), (16)による)。

コンクリートの剛性はすべて同一とし、応力度-歪度曲線上では、曲げ降伏時には圧縮強度に至らず(圧縮強度の85%の点)、曲げ終局時には圧縮強度後の軟化域に達している(圧縮強度後90%に強度低下した点)ものとし、その接線剛性の平均的な値として、次式(24)により算出する。前章と同様に、検証例を図-9(c)に示す。

$$K_2 = 0.05 \cdot Ec \quad (24)$$

3.3 部材の剛性評価

前章と同様にして、前節までに述べた手法により、各領域について τ - γ 関係を算出し、領域毎に直列につなぎ、部材のせん断応力度-せん断変形角関係(τ - γ 関係)を得る。算定法一覧は表-2に示した。

4. 実験結果との比較検討

ここでは、過去に行われたせん断破壊型RC造柱部材及び曲げ降伏先行型RC造梁部材の静的実験^{5), 30)}を対象に評価精度の検証を行う。

以下の比較検討では、全体変形を算出するにあたって、曲げ変形成分の算出を次の方法により求めた。すなわち、平面保持仮定に基づく断面解析結果から得られた断面の曲げモーメント(M)-曲率(ϕ)関係をもとに、弾性剛性、曲げ降伏時及び曲げ終局時の変位を求めた。

曲率分布を、図-12(a)に示すような分布に仮定して積分値として曲げ変形成分を求め、また、以下の式(27)により拔出しによる変形成分を求め、相互の和を曲げ降伏時変位とした。実架構の接合部からの

抜出しによる変形成分の算定にあたっては、靱性指針⁹⁾による方法などを用いることが考えられるが、試験体を対象とした本報での検討では、スタブ内に定着された主筋の歪分布を仮定するため、ここでは、靱性指針の通し主筋の付着強度の提案式を用いた。

また、曲げ終局時変位は、断面解析により圧縮縁歪度が0.3%となるときの点とし、以下の式により算出した(図-12(b))。例えば、靱性指針⁹⁾では、ヒンジ領域長さはせん断スパン比や主筋の降伏強度などにより0.5D~1.5D程度まで変動すると指摘されているが、ここでは簡略的に1.0Dとした。曲げ降伏後の限界変形を評価するには、ヒンジ領域長さの設定が重要となるため、今後の検討課題としたい。

$$\theta_{ey} = \frac{a}{3} \cdot \phi_{cr} \cdot \frac{My}{Mcr} \quad (25)$$

$$\theta_{by} = \frac{a}{6} \cdot (\phi_y - \phi_{cr}) \cdot \frac{My}{Mcr} \cdot (1 - \frac{Mcr}{My}) \cdot (2 + \frac{Mcr}{My}) \quad (26)$$

$$\theta_{sy} = 0.5 \cdot \frac{a_{st} \cdot \sigma_y}{\psi_{st} \cdot \tau_{st}} \cdot \epsilon_y \cdot \frac{1}{d - x_n} \quad (27)$$

$$\theta_y = \theta_{ey} + \theta_{by} + \theta_{sy} \quad (28)$$

$$\theta_{bu} = \phi_u \cdot \frac{a}{3} + (\phi_u - \phi_y) \cdot D \cdot (1 - \frac{D}{Lo}) \quad (29)$$

$$\theta_{su} = 0.5 \cdot \frac{a_{st} \cdot \sigma_y}{\psi_{st} \cdot \tau_{st}} \cdot \epsilon_y \cdot \frac{1}{d - x_n} \quad (30)$$

$$\theta_u = \theta_{bu} + \theta_{su} \quad (31)$$

ここで、 a :せん断スパン ($Lo/2$)、 ϕ_{cr} :曲げひびわれ時曲率、 ϕ_y :曲げ降伏時曲率、 ϕ_u :曲げ終局時曲率(圧縮縁歪度0.3%時)、 Mcr :曲げひびわれ発生モーメント、 My :曲げ降伏モーメント、 Mu :曲げ終局モーメント、 a_{st} :主筋断面積、 σ_y :主筋降伏強度、

ϵ_y :主筋降伏歪度、 ϕ_{st} :主筋周長、 τ_{st} :主筋の付着強度($=0.7 \cdot (1 + \sigma_o / \sigma_B) \cdot \sigma_B^{0.667}$)、 d :引張鉄筋位置(有効せい)、 x_n :中立軸深さ、 σ_o :梁部材では接合部内軸応力度(柱部材ではゼロ)、 θ_y 、 θ_u :曲げ降伏時曲げ変形角、曲げ終局時曲げ変形角。

4.1 せん断破壊型柱部材

せん断破壊型柱部材は計7体あり、軸力比、せん断スパン比及び中子筋の有無を主な実験変数としている。

軸力比を変数としたC4シリーズ試験体3体について実験結果と計算結果を比較して図-13に示す。また、同一のせん断補強筋比でせん断スパン比及び中子筋の有無を変数としたC7シリーズ試験体4体

図-11 曲げ降伏先行型部材の τ - γ 関係

図-12 仮定した曲率分布

(a) 試験体 C4s-3-00

(b) 試験体 C4s-3-15

(c) 試験体 C4s-3-30

図-13 せん断破壊型柱部材(軸力を要因としたシリーズ)

(a) 試験体 C7-2-15

(b) 試験体 C7s-2-15

(c) 試験体 C7-3-15

(d) 試験体 C7s-3-15

図-14 せん断破壊型柱部材(せん断スパン、中子筋の有無を要因としたシリーズ)

図-15 限界変形点の比較

について、実験結果と計算結果を比較して図-14に示す。図は、せん断力を断面積で除した平均せん断応力度 τ と変形角 R の関係で示した。図には、領域Ⅱのせん断応力度-せん断変形角関係のみを用いた計算結果(略算値)もあわせて示した。また、靱性指針式およびNewRC提案式によるせん断強度の計算値のラインも示した。

図より、各種強度式の計算結果を見ると、靱性指針式では軸力の影響が考慮されないため、特に軸力の大きな試験体C4S-3-30では、せん断ひびわれ発生荷重とせん断終局耐力がほぼ等しくなるなど、耐力評価式としての精度が不十分であることがわかる。また、中子筋の有無による強度差を、実験に比べ過小評価する傾向がみられる。一方、NewRC提案式による計算結果は、中子筋の有無による強度差(C7s-2-15とC7-2-15, C7s-3-15とC7-3-15)が評価できておらず、危険側の評価となっている。

一方、本手法によるせん断終局耐力計算値は、最大耐力をやや過大評価する場合があるものの、剛性低下の傾向については、概ね実験結果を評価できており、本手法が、せん断成分の非線形性を評価する手法として妥当であることが推察される。さらに、せん断終局耐力点以降の耐力低下の傾向も概ね評価できており、特に、本手法で評価した限界変形点は、実験において破壊が進行し、耐力低下とともに急激に変形が進み始める点と対応していることがわかる。ただし、評価法では、コンクリートの軟化及び補強筋の歪硬化が同時に生じていると仮定しているが、補強筋量が多く、補強筋が降伏に至らずにせん断破壊する場合もあると考えられるため、より精細な場合分けが必要であると推察される。さらに、上述の試験体(7体)に対し、計算により求めた限界変形と、実験から得られた限界変形(最大耐力の80%に低下した点)とを比較して図-15に示す。実験値の計算値に対する比の平均値は1.38、変動係数は18%で、概ね安全側の評価ができています。また、略算による計算結果も概ね実験結果と対応しており、領域分割の省略も可能である。

4.2 曲げ降伏先行型部材

文献³⁰⁾の試験体4体について実験結果と計算結果を比較して図-16に示す。また、文献⁵⁾の試験体のうち、曲げ降伏後の付着劣化が比較的低かった試験体2体について実験結果と計算結果を比較して図-17

に示す。文献³⁰⁾では、軸方向を一定の剛性により拘束して加力しており、変形に応じた軸力が加えられている。そこでここでは、曲げ降伏時及び最大耐力時の軸力測定結果から、第一折れ点と第二折れ点を降伏時軸力、曲げ終局点を最大耐力時軸力を用いて算定した。また、せん断破壊型部材と同様に、領域Ⅱのせん断応力度-せん断変形角関係のみを用いた計算結果(略算値)もあわせて示した。

図-16に示すように、軸力変動があり、曲げ降伏が先行した試験体に対しても、剛性変化の傾向はよく対応している。また、実験時の最大耐力点は計算による曲げ終局点と概ね対応しているといえる。また、図-17に示すように、曲げ降伏した試験体であっても、せん断変形成分が増加する傾向があり、計算結果は実験結果を精度よく評価できていることがわかる。これらの試験体は、曲げ降伏により耐力が決定しているが、繰返しにより付着劣化していることのほかに、最大耐力の80%まで耐力低下する変形領域まで加力を行っていないこともあり、曲げ降伏後の靱性能に関しては、比較ができない。

また、略算による計算結果も概ね実験結果と対応しており、曲げ降伏先行型部材に対しても領域分割の簡略化が可能である。

5. まとめ

性能評価型設計法における部材性能評価手法の一つとして、RC造部材のせん断変形成分の非線形復元力特性評価法を考案した。せん断破壊型の柱部材及び曲げ降伏先行型梁部材を対象に評価精度の検討を行った。考案した評価手法の主な特徴は以下の通りである。

- 1) ひびわれ発生後の剛性を、トラス剛性法を用いて算出する。
- 2) トラス剛性法を適用するにあたり、主筋およびせん断補強筋の塑性化の影響を考慮して、部材軸方向を5つの領域に分割し、各領域毎に剛性評価する。
- 3) また、各領域の剛性を算出する際、中子筋の影響および軸力の影響を考慮し、それぞれの要因による剛性の変動を評価する。
- 4) 曲げ降伏後の剛性低下は、主筋の降伏による軸方向剛性の低下により評価する。

考案した手法により、既往の実験結果を評価・比較検討した結果、せん断変形成分の非線形性状を概ね評価できることがわかった。本報では、実験値と計算値の比較を、荷重-変形関係に着目して行った

(a) 試験体 2-400

(b) 試験体 2-100

(c) 試験体 1-400

(d) 試験体 1-100

図-16 曲げ降伏先行型部材(軸方向拘束により変動軸力を与えたシリーズ)

(a) 試験体 B3-5_5

(b) 試験体 B6-5_5

図-17 曲げ降伏先行型部材

が、今後は、さまざまな実験データに対する各要素の剛性 (K_x , K_y , K_z) の実状との比較により、評価手法の妥当性を検討していくことが必要であると考えている。また、せん断終局耐力についても、既往式に修正を加えた評価式を採用しているが、剛性評価法との対応性についての検討が必要と考えている。

今後は、上記の課題を踏まえ、実験的に評価手法の妥当性を検討し、さらなる改良とあわせて、損傷度を表す指標としてのひびわれ幅評価法の考案を進めていく予定である。

参考文献

- 1) TAKEDA, T. et al.: REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, Proceedings of the ASCE, ST12, pp.2557-2573, 1970.12
- 2) 小谷俊介: RC 造建築物の地震応答解析の現状と問題点, コンクリート工学, Vol.31, No.8, pp.15-23, 1993.8
- 3) 加藤大介ほか: RC 造柱の修復限界状態の評価法 (その2: ひび割れ幅), 日本建築学会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.405-406, 2002.8
- 4) 金本清臣ほか: 鉄筋コンクリート柱部材の地震時損傷評価に関する実験的研究 (その3 ひび割れ面積率による考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.407-408, 2002.8
- 5) 柏瀬孝子ほか: 鉄筋コンクリート造建物の性能評価手法に関する研究 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.141-144, 2003.9
- 6) 日本建築学会: 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, 1997
- 7) 国土開発技術研究センター: 平成4年度 New RC 研究開発概要報告書, 平成5年3月
- 8) 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
- 9) 倉本洋ほか: マクロモデルによる鉄筋コンクリート梁、柱の変形解析, コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp.69-86, 1990.5
- 10) 山田稔ほか: 曲げせん断を受ける鉄筋コンクリート柱の耐力, 弾塑性変形並びに崩壊性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第415号, pp.75-87, 1990.9
- 11) 山本浩二: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究 (その4: 各実験シリーズの共通事項), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1419-1420, 1973.10
- 12) 津田和明ほか: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第569号, pp.97-104, 2003.7
- 13) 津田和明: 面内せん断力を受ける平版のせん断応力度～せん断ひずみ関係の評価法 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
- 14) 塚本尚由ほか: 13000 キロ級のせん断補強筋を用いた 40cm 角断面の RC 柱のせん断破壊性状 (その1～その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.693-702, 1989.10
- 15) 植松卓二ほか: 高強度せん断補強筋を用いた RC はりのせん断実験 (その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.711-716, 1989.10
- 16) 川島俊一ほか: 高強度鉄筋コンクリート造柱の高軸力下の変形性状 (その2 柱の曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.757-758, 1989.10
- 17) 鈴木英之ほか: 純ラーメン構造による超高層 RC 造集合住宅の耐震設計 (その4 柱部材の曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.809-810, 1989.10
- 18) 中江見彦ほか: 1200 キロ級のコンクリートをを用いた RC 柱部材のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.12-2, 1990, pp.357-362
- 19) 井上章男ほか: 高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.635-636, 1992.8
- 20) 谷口徹ほか: 600kgf/cm² 級の高強度コンクリートをを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状 (その1 その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.639-640, 1992.8
- 21) 嘉村武浩ほか: 鉄筋コンクリート梁部材の変形能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.15, No.2, pp.335-340, 1993
- 22) 美原義徳ほか: プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材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.15, No.2, pp.653-658, 1993
- 23) 松本智夫ほか: 外殻薄肉プレキャスト RC 柱部材の一体性挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18, No.2, pp.1277-1282, 1996
- 24) 山辺周志ほか: 高強度せん断補強筋を用いたはり部材のせん断ひび割れ特性, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18, No.2, pp.623-628, 1996
- 25) 永井覚ほか: 高強度材料を使用した X 型配筋短スパン梁の曲げせん断性状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.18, No.2, pp.791-796, 1996
- 26) 菊田繁美ほか: 超高強度材料を用いた RC 柱部材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.19, No.2, pp.591-596, 1997
- 27) 對比地健一ほか: 二段配筋された梁部材の付着割裂破壊, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.19, No.2, pp.615-620, 1997
- 28) ALCANTARA, P. A. et al.: A Research on the Seismic Behavior of Precast Concrete Columns Using High-Strength Shear Reinforcement, Proceedings of the Japan Concrete Institute, Vol.19, No.2, pp.963-968, 1997
- 29) 大野義照ほか: 鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.20, No.3, pp.493-498, 1998
- 30) 文野正裕ほか: 軸方向拘束を受ける RC 梁部材の挙動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.21, No.3, pp.517-522, 1999
- 31) 古里健司ほか: シングル配筋されたあばら筋を有する RC 梁のせん断耐力と靱性能, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.22, No.3, pp.559-564, 2000
- 32) 加納直樹ほか: 定着方法の異なる横補強筋を持つ RC 柱の耐震性能に関する研究 (その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.173-178, 2000.9
- 33) 山内茂一ほか: 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験的研究 (その3 その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.191-194, 2000.9
- 34) 金吉照ほか: せん断スパン配筋の変化が RC 梁のせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集 Vol.23, No.3, pp.307-312, 2001
- 35) 古里健司ほか: シングル配筋されたあばら筋を有する薄肉 RC 梁の交番繰り返し下のせん断耐力 (その1 その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.277-280, 2001.9
- 36) 高稻宜和ほか: 高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状 (その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.311-316, 2001.9
- 37) 山内茂一ほか: プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験的研究 (その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.399-402, 2001.9
- 38) 金吉照ほか: RC 梁の主筋カットオフがせん断耐力と付着耐力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.287-288, 2002.8
- 39) 堀伸輔ほか: 超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造Ⅳ, pp.415-418, 2002.8
- 40) 田村彰男ほか: 超高強度鉄筋コンクリート造建物の柱および梁構に関する実験的研究 (その5 高圧縮軸力を受ける溶接金網柱の曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.151-152, 1986.8
- 41) 櫻野昇一ほか: 加力方法の違いによる T 形梁のせん断耐力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, C, 構造Ⅱ, pp.217-219, 1987.10
- 42) 松崎育弘ほか: 断面形状の差による T 形梁のせん断強度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, C, 構造Ⅱ pp.221-224, 1987.10
- 43) 渡辺朋之ほか: 高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究 (その1 柱, 梁部材実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.475-476, 1988.10
- 44) 松崎育弘ほか: 高強度せん断補強筋を用いた RC 梁のせん断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, C, 構造Ⅱ, pp.603-604, 1988.10
- 45) 木村秀樹ほか: 高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いた RC 部材の実験的研究 (その3 短スパン梁の曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.657-658, 1988.10
- 46) 河内武ほか: 超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験 (その1～その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, 構造Ⅱ, pp.697-702, 1988.10
- 47) 崎野健治ほか: 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, No.461, pp.95-104, 1994.7
- 48) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針 (案)・同解説 (2002), 2002
- 49) OTANI, S. et al.: New Seismic Design Provisions in Japan, S. M. Uzumeri Symposium, ACI SP-197, Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance, American Concrete Institute, pp.87-104, 2002

(2003年10月10日原稿受理, 2004年1月20日採用決定)