

鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価システム「耐震予報TM」の開発

杉本 訓 祥 津田 和 明 長 沼 一 洋
市川 和 美 川 畑 徹
(本社情報ネットワーク部) (本社情報ネットワーク部)

Evaluation System for Earthquake Resistant Performance of Reinforced Concrete Buildings

Kuniyoshi Sugimoto Kazuaki Tsuda Kazuhiro Naganuma
Kazumi Ichikawa Tetsu Kawabata

Abstract

This paper describes a performance evaluation system for earthquake resistant RC structures. The system was developed by adding a damage evaluation process to the nonlinear frame analysis program “DREAM-3D”, and the analytical results were applicable showing damage extension on post program. Crack width is used as an index of damage. The analysis with the system calculates the crack width of each member. Experiments were executed to verify the proposed process. The calculation results correspond well with the experimental ones. Additionally, frame analysis was executed for a 12 story building using the system, and damage extension was clearly visible.

概 要

鉄筋コンクリート造建物を対象とした耐震性能評価システム「耐震予報TM」を開発した。本システムは、非線形骨組解析プログラム「DREAM-3D」をベースとしており、ひびわれ幅に代表される部材の損傷程度を評価する機能を新たに追加した。本システムでは、従来の入力データに加え、部材の詳細データを入力し、想定荷重に対する部材の損傷程度を算出することができる。さらに、後処理を行うことで、架構の限界状態を確認することや、増分解析時の各部材の損傷程度を色分け表示することも可能である。追加機能である部材の損傷評価手法は、独自に開発した手法であり、実験により精度の検証を行っている。計算結果は、実験結果と良好に対応していることがわかった。さらに、本システムにより、試設計建物の解析を実施し、視覚的に部材の損傷程度がわかりやすく表現されていることが確認できた。

1. はじめに

建築物の設計は、仕様規定型から性能評価型に移行しつつあり、鉄筋コンクリート造建物を対象として、日本建築学会から、「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」¹⁾(以下、性能評価指針と呼ぶ)が出版された。性能評価指針では、部材の損傷度に応じた架構の限界状態を設定するための手法を提案しているが、ひびわれに代表される部材の損傷程度については、実験データが少ないことなどから、その評価法は確立されるに至っていない。学会のこれらの動きに先立ち、筆者らは、これまでに、損傷に関する詳細データの収集を目的とした実験を実施するとともに、損傷度評価手法の開発を行い、既往の実験などとの比較による精度検証を進めてきた^{2)~11)}。

小変形時の部材の損傷度は、ひびわれに代表されるが、その特性は、曲げ系・せん断系に大別される。曲げひびわれに関する研究は、比較的古くから行われているが、せん

断ひびわれについては、曲げひびわれに比べ研究例が少なかった。せん断系の挙動は、一般には耐震壁に代表される面材の場合に卓越するため、耐震壁を対象とした復元力特性評価手法および損傷度評価手法を開発した。さらに開発した手法を、実験的な検証を行ったうえで、柱・梁部材に適用するために修正を加え、拡張した。鉄筋の降伏やコンクリートの圧壊などは、比較的大変形時の特性点として従来から用いられてきた。それに加え、本報で述べるようにひびわれ幅を損傷状態の指標として用いることで、小変形時から、連続的に損傷度を評価可能とした。また、開発した評価手法を、非線形骨組解析プログラム「DREAM-3D」に組み込み、増分解析時に損傷度を計算できるようにした。また、解析結果データを図化用の汎用後処理プログラムに適用可能とし、視覚的に損傷程度を表現可能とした。これら一連のプログラムを「耐震予報TM」と呼ぶ。

本報では、提案する耐震壁、柱・梁部材の損傷度評価手法について概説し、「耐震予報TM」の解析例を紹介する。

2. 鉄筋コンクリート造部材の復元力特性評価

2.1 復元力特性のモデル化

部材の復元力特性は、ひびわれ発生点および部材の曲げ降伏点を折れ点とする、3折れ線によりモデル化する。その際、曲げ変形成分と同様に、せん断変形成分についても非線形としてモデル化する。曲げ変形成分については、比較的一般に行われるように、曲率分布を仮定し、積分により変形を求める手法を用いる。せん断変形成分については、トラスモデルにより剛性評価を行う。なお、以下に示す式は、応力度の単位はN/mm²、長さの単位はmmである。

2.2 トラス理論

ここでは、一様なせん断応力状態における鉄筋コンクリート造平板のせん断特性を表現する方法について概説する。ここでは特に、以下に述べるひびわれ後の割線剛性をトラス剛性、その評価手法の原理をトラス理論と呼ぶ。

2.2.1 せん断応力度～せん断ひずみ度関係²⁾ 面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート造平板のせん断応力度～せん断ひずみ度関係の模式図をFig.2に示す。図は、せん断ひびわれの発生により剛性低下し、さらに鉄筋の降伏により応力度がほぼ一定となる状況を示している。また、トラス剛性算出の概念図をFig.3(a)に示す。Fig.2に示す、せん断ひびわれ発生後の指向点の割線剛性を評価するため、以下の仮定に基づき剛性を算出する。すなわち、1) コンクリートは引張力を負担しない、2) XおよびY方向の鉄筋応力と、主圧縮方向のコンクリート圧縮力が釣り合う、3) 主応力度と主ひずみ度の方向は一致する。これらの仮定に基づいてせん断剛性(割線剛性)を導出すると、せん断応力度、せん断ひずみ度の関係は、次式を得る。

$$\tau_{XY} = Gt \cdot \gamma_{XY} \quad (1)$$

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

ここで、 γ_{XY} :せん断ひずみ度、 τ_{XY} :せん断応力度、 Gt :トラス剛性、 θ :主圧縮方向の角度、 K_2 、 K_X 、 K_Y :それぞれ主圧縮方向の剛性、X、Y軸方向鉄筋の剛性で、鉄筋およびコンクリートの特性により求め、部材の種類(耐震壁または柱・梁部材)、配筋状況の違いに応じた効果を考慮して算出する。

2.2.2 ひびわれ幅の評価 ひびわれ幅算定の概念図をFig.3(b)に示す。ひびわれ幅 W_{cr} は、主引張ひずみ度と平均ひびわれ間隔の積として求め次式による。主引張方向ひずみ度 ϵ_1 は、トラス剛性算出の仮定より求める。 ϵ_1 、 L_{cr} ともに、トラス剛性と同様、部材種類や配筋状況の影響を考慮する。

$$W_{cr} = \epsilon_1 \cdot L_{cr} \quad (3)$$

ここで、 ϵ_1 :主引張方向ひずみ度、 L_{cr} :ひびわれ間隔(算定方法は2.3、2.4節および文献⁸⁾、¹⁰⁾参照)。

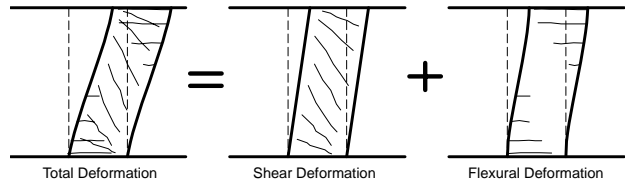


Fig. 1 部材の変形成分の模式図
Image of Deformation for RC Members

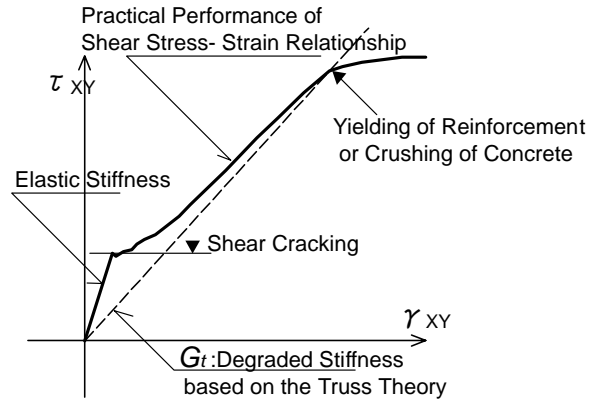


Fig.2 せん断応力度～せん断ひずみ度関係の模式図
Idealization of Shear Stress-Shear Strain Relationship

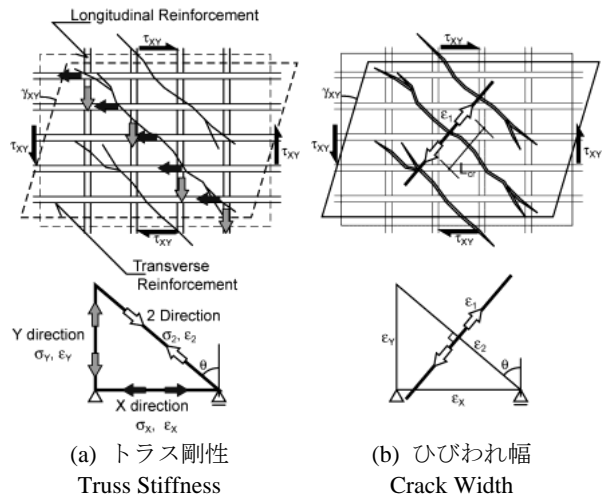


Fig. 3 トラス理論の概念図
Idealization for Truss Theory

2.3 耐震壁部材に対する評価手法^{4), 5), 7), 8)}

ここでは、前節で述べたトラス剛性およびひびわれ幅算定法を、耐震壁部材に適用する場合の特徴について述べる。

2.3.1 復元力特性の評価⁷⁾ 前節に示したトラス剛性を用いて耐震壁の復元力特性を評価するにあたり、耐震壁特有の条件として、両側柱による水平方向拘束と、軸方向力による影響をそれぞれ考慮する。また、軸方向鉄筋の降伏による剛性低下を表現するため、曲げ降伏後は、Y軸方向(部材軸方向)の剛性 K_Y を修正し、 G_t を算出する。耐震壁の特性に応じた復元力特性の模式図をFig.4に示す。

Fig.4中の γ_0 は、軸力の影響を考慮するためのせん断ひずみ度で、軸応力度 σ_0 を用いて次式により求める。

$$\gamma_0 = \sigma_0 / (K_Y \cdot \tan \theta) \quad (4)$$

また、両側柱の拘束効果はX軸方向（水平方向）剛性に寄与し、次式により表す。

$$K_X = p_x \cdot E_{sX} + K_f \quad (5)$$

ここで、 p_x, E_{sX} : 横方向鉄筋の鉄筋比およびヤング係数、 K_f : 両側柱の拘束による影響を表す剛性⁷⁾。

曲げ降伏前の剛性算出時は次式(6)を、曲げ降伏後の剛性算出時は次式(7)を用いて、主圧縮方向のコンクリート剛性を算出する。

$$K_2 = 0.168 \cdot \sigma_B^{0.38} \cdot E_c \quad (6)$$

$$K_2 = 1.6 \times 10^{-3} \cdot \sigma_B^{0.71} \cdot E_c \quad (7)$$

ただし、 σ_B, E_c : コンクリートの圧縮強度、ヤング係数。

Y軸方向の剛性は次式(8)により算出し、曲げ降伏後の剛性を算出する場合はゼロとする。

$$K_Y = p_y \cdot E_{sY} \quad (8)$$

ここで、 p_y, E_{sY} : 縦方向鉄筋の鉄筋比およびヤング係数。

上式(5)~(8)を用いて算出した K_2, K_X, K_Y を用いて、式(2)によるトラス剛性 Gt を算出する。主圧縮方向角度 θ は、せん断スパン比が小さい場合には簡略的に 45° とすることも可能だが、一般的には次式を解いて算出する。次式(9)は、最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づく⁷⁾。

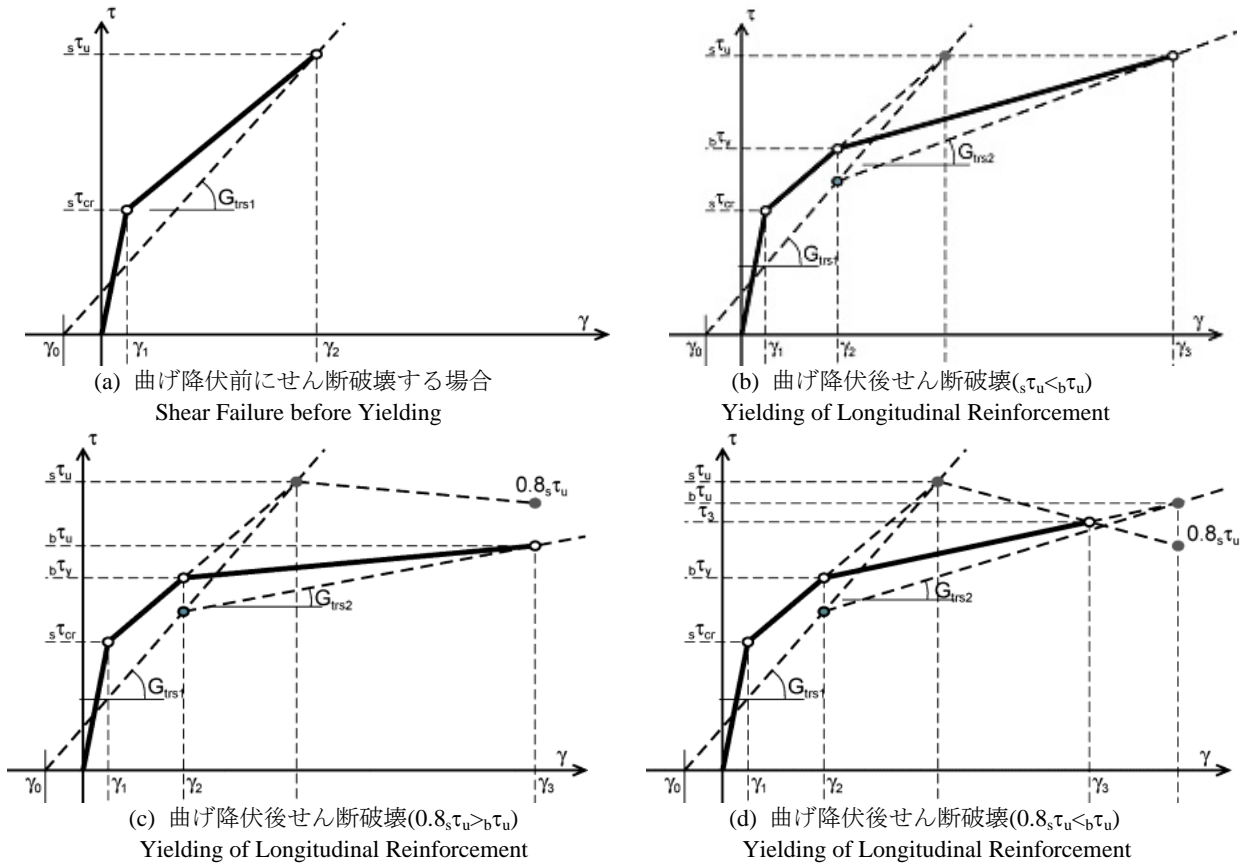
$$\left(\frac{1}{K_X} - \frac{1}{K_Y}\right) \cos^4 \theta - 2\left(\frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_X}\right) \cos^2 \theta + \frac{1}{K_2} + \frac{1}{K_X} = 0 \quad (9)$$

2.3.2 ひびわれ幅の評価⁸⁾ せん断ひびわれ幅の算出は、(3)式を用いるが、ひびわれ間隔 L_{cr} は安達らの提案¹²⁾を、実験データを分析して修正した次式（詳細は文献⁸⁾参照）による。

$$sL_{cr,ave} = \frac{3 \cdot \sigma_t \cdot b_e \cdot t_w}{n \cdot \tau_{max} \cdot (\phi_x + \phi_y)} \cdot \frac{2.6 - 0.93 \log[0.5 \cdot (S_x + S_y)]}{\cos \theta_{cr}} \quad (10)$$

$$sL_{cr,max} = 29.2 + 1.53 \cdot sL_{cr,ave} \quad (11)$$

ここで、 $sL_{cr,ave}$: 平均ひびわれ間隔、 σ_t : コンクリート引張強度、 $b_e = 0.5 \cdot (S_x / \cos \theta + S_y / \sin \theta)$ 、 ϕ_y, ϕ_x : 縦横鉄筋の周長、 S_y, S_x : 縦横鉄筋の間隔、 n : 鉄筋の段数、 t_w : 壁厚、 θ_{cr} : せん断ひびわれ角度、 τ_{max} : コンクリートと鉄筋の付着強度で学会指針¹³⁾による。



$s\tau_u$: せん断破壊時の終局せん断応力度、 $b\tau_u$: 曲げ破壊時の終局せん断応力度、 $b\tau_y$: 曲げ降伏時のせん断応力度、 $s\tau_{cr}$: せん断ひびわれまたは曲げせん断ひびわれ発生時せん断応力度、 G_{trs1}, G_{trs2} : せん断破壊時および曲げ降伏後のトラス剛性

Fig. 4 耐震壁のせん断応力度～せん断ひずみ度関係（詳細は文献⁷⁾による）

Idealization of Shear Stress-Shear Strain Relationship for Earthquake Resistant Wall

2.3.3 既往実験結果との比較 既往実験結果に対し、これまで述べた手法により復元力特性およびひびわれ幅を算出した結果を比較してFig.5～Fig.8に示す。Fig.5は、主圧縮方向角度の仮定による影響を、Fig.6は両側柱の拘束の影響をそれぞれ比較したものであり、本手法により精度が向上していることがわかる。さらに、Fig.7は、曲げ降伏が

先行した試験体の場合で、変形成分を分離して示しており、せん断変形成分が無視できない程度の割合を占めていることがわかる。

一方、Fig.8に示すように、せん断ひびわれ幅も精度よく評価できていることがわかる。

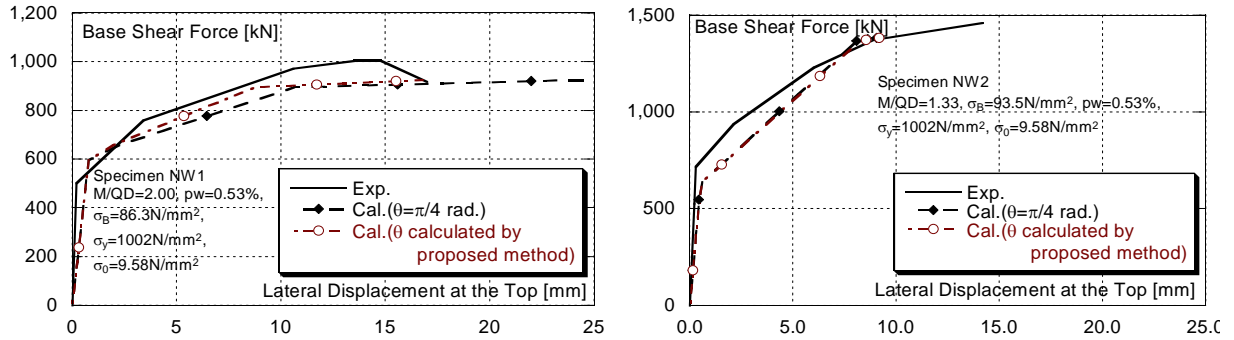


Fig. 5 主圧縮方向角度 θ の影響¹⁴⁾

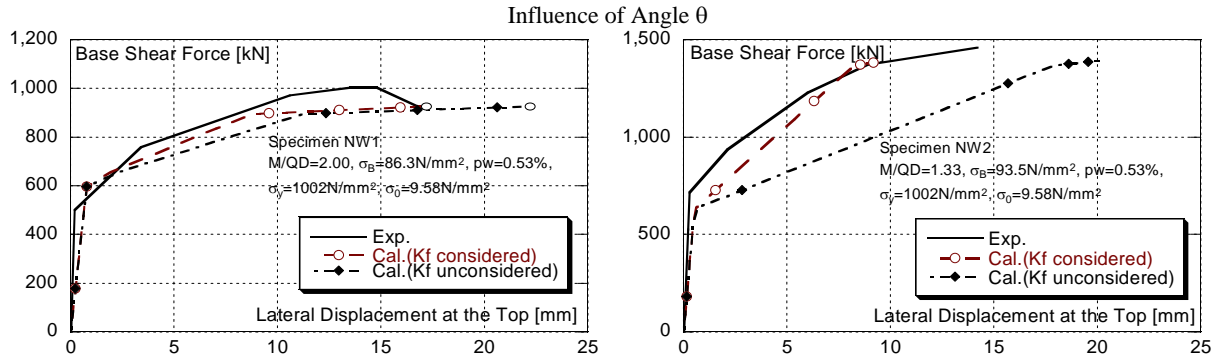


Fig. 6 両側柱の拘束の影響¹⁴⁾

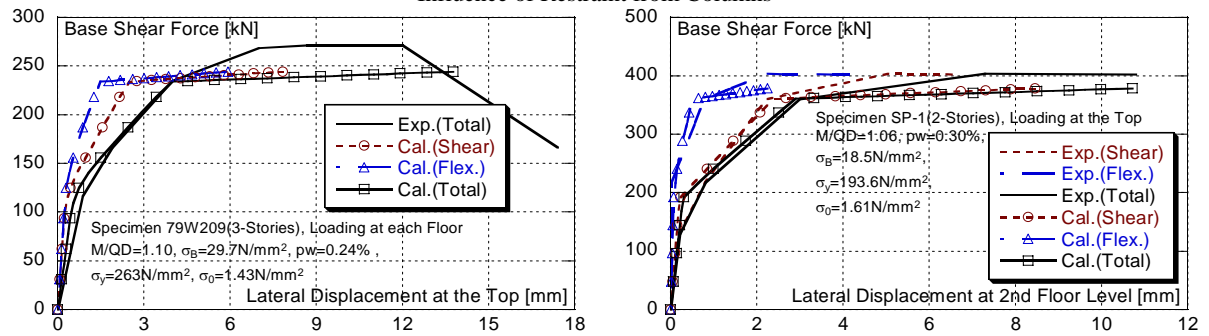


Fig. 7 せん断力～水平変位関係^{15), 16)}

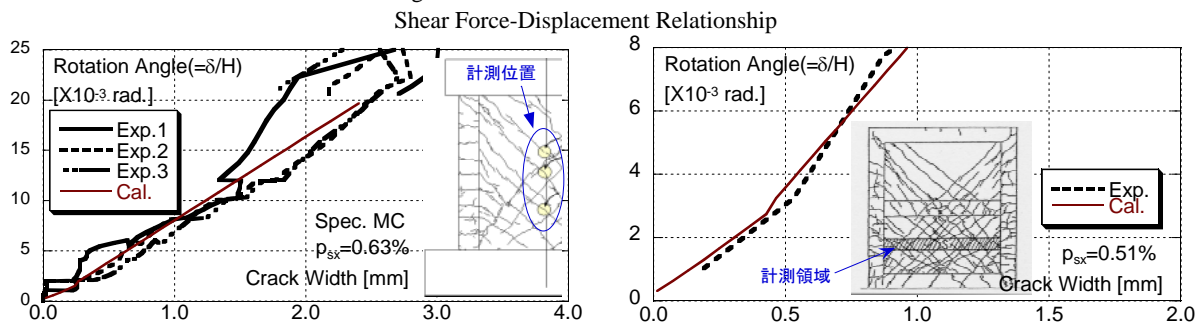


Fig. 8 変形角～せん断ひびわれ幅の関係^{8), 16)}

2.4 柱・梁部材に対する評価手法

2.4.1 復元力特性の評価⁹⁾ 柱・梁部材の復元力特性評価では、平板を対象に導出した手法を拡張して適用するにあたり、部材を分割してモデル化する。分割の概念図をFig.9に示す。Fig.9に示すように、部材両端部にあつて接合部からの拘束を受ける領域（領域I）、端部に近く、主筋の降伏の影響を受ける領域（領域II）、その他の領域（領域III）の5つに分割する。それぞれの領域では、ひびわれ発生荷重が異なり、また、曲げ降伏後の剛性算出にあたり、主筋の降伏の影響有無が相違する。それらの変形量の総和として、部材のせん断変形量を算出する。それぞれの領域のひびわれ後の剛性算出にあたっては、式(2)および式(9)に用いる K_X 、 K_Y をそれぞれ式(12)、(13)により求める。せん断応力度～せん断ひずみ度関係の模式図をFig.10に示す。曲げ降伏前にせん断破壊する場合と、曲げ降伏が先行する場合をそれぞれ考慮する。曲げ降伏前にせん断破壊する場合は、復元力特性上、せん断終局耐力後に指向する点を限界変形点として定義する。限界変形点では、せん断補強筋が降伏後の歪硬化により降伏強度の1.1倍まで上昇していると仮定する。また、曲げ降伏先行型の場合は、曲げ降伏により領域Iおよび領域IIについては、主筋の降伏による剛性低下を考慮する。

$$K_X = 1 / \left(\frac{1}{p_X \cdot E_{sX}} + \frac{s \cdot b_r^4}{384 \cdot Ec \cdot I_{co} \cdot j_e} \right) \quad (12)$$

$$K_Y = \frac{\sigma_0 + K_{YO} \cdot (\varepsilon_{y0} - \varepsilon_0)}{\varepsilon_{y0}} \quad (13)$$

ここで、 $K_{YO} = p_y \cdot E_{sY}$ 、 $\varepsilon_{y0} = \varepsilon_y \cdot \min(1.0, V_{su}/V_{my})$ 、 σ_0 、 ε_0 ：軸方向応力度とひずみ度、 ε_y ：主筋の降伏ひずみ度、 s ：補強筋間隔、 b_r ：幅方向主筋間隔(補強筋支持長さ)、 j_e ：有効せい、 V_{su} ：せん断耐力、 V_{my} ：曲げ降伏耐力。

また、主圧縮方向の剛性 K_2 は、ヤング係数の70%とする。曲げ降伏後の剛性は、降伏点からの接線剛性として算出し、主筋の剛性を弾性剛性の1/100、コンクリートの剛性をヤング係数の5%と仮定する(詳細は文献⁹⁾参照)。

2.4.2 ひびわれ幅の評価¹⁰⁾ ひびわれ幅の算定は、式(3)に基づくが、最小ひびわれ間隔および主引張方向ひずみ度は、それぞれ次式による。

$$s_{cr, min} = \frac{2 \cdot \sigma_t \cdot b_{ew} \cdot t_c}{\tau_x \cdot \phi_x + \tau_y \cdot \phi_y} \quad (14)$$

$$\varepsilon_1 = [\tan \theta / K_X + 1 / (K_Y \cdot \tan \theta) + 1 / (K_2 \cdot \cos \theta \cdot \sin \theta)] \cdot G_T \cdot \gamma \quad (15)$$

ここで、 σ_t ：コンクリートの引張強度、 b_{ew} ：等価幅(= $S_X \cdot \sin \theta + S_Y \cdot \cos \theta$)、 t_c ：主筋および補強筋の影響範囲で主筋のかぶり厚さ×2、 τ_x 、 τ_y ：コンクリートと鉄筋の付着強度で指針¹³⁾による。 S_X 、 S_Y ：せん断補強筋、主筋の間隔。

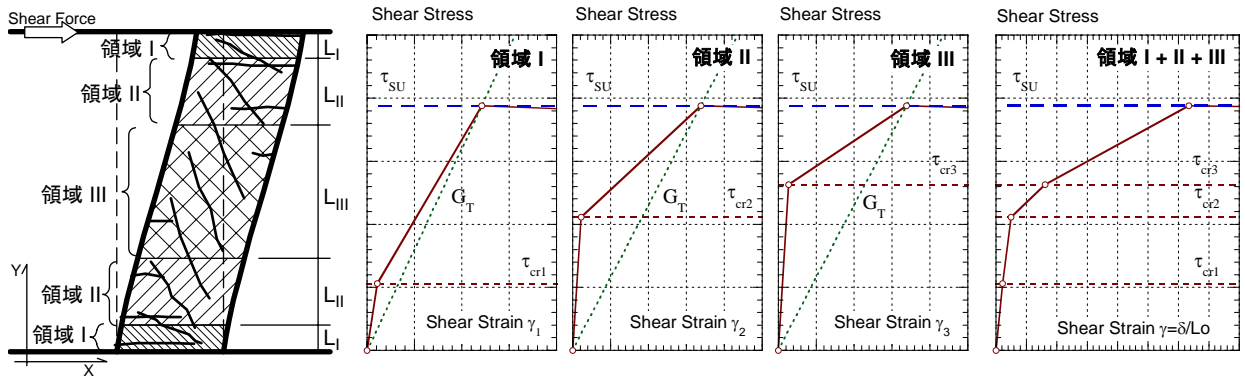
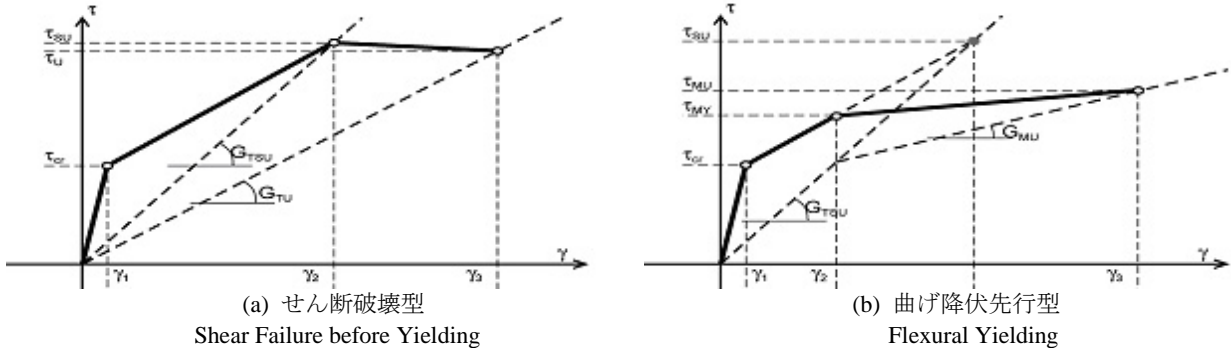


Fig. 9 柱・梁部材の領域分割と復元力特性の模式図（せん断変形成分）

Idealization of Shear Deformation for Beam and Column



(a) せん断破壊型

Shear Failure before Yielding

(b) 曲げ降伏先行型

Flexural Yielding

τ_{SU} 、 τ_U ：せん断耐力時および限界時のせん断応力度、 τ_{MY} 、 τ_{MU} ：曲げ降伏時および曲げ終局時のせん断応力度、 G_{TSU} 、 G_{TU} 、 G_{MU} ：せん断耐力時、限界変形時、および曲げ降伏後のトラス剛性

Fig. 10 柱・梁部材のせん断応力度～せん断変形角の関係の模式図

Idealization of Shear Stress-Shear Strain Relationship for Beam or Column

2.4.3 実験的検証 ここでは、梁部材と柱部材を対象とした実験により検証した例を示す。試験体は、実物大の1/2程度を想定した梁部材、ほぼ実物大を想定した柱部材と、その2/3程度に縮小した柱部材の合計3体である。試験体諸元をTable 1に示す。梁部材は曲げ降伏先行型、柱部材2体はせん断破壊型として計画した。加力は、梁部材では大野式加力、柱部材は建研式加力装置に準じた試験機により行った。梁試験体の形状寸法をFig.11に、柱試験体の加力装置図をFig.12に示す。柱試験体では、軸力比0.15の一定軸力を載荷した。

実験結果と本提案手法による計算結果の比較をFig.13～Fig.15に示す。実験結果は包絡線で示す。いずれの試験体も、ほぼ妥当に評価できていると判断できる。

曲げ降伏先行型の梁試験体F-Lでは、曲げ終局時の変位を、平面保持仮定にもとづく断面解析により、圧縮縁歪度が3000 μ 、および10000 μ の時として求めたが、3000 μ とすると安全側、10000 μ とするとほぼ妥当な評価結果となり、評価目的に応じて使い分ける必要がある。

一方、柱試験体では、ほぼ実物大を想定した試験体S13-N-Rと縮小試験体S13-Nで比較すると、評価精度に有意な差は見られず、この比較においては、評価手法に対する部材の大きさの影響は見られない。

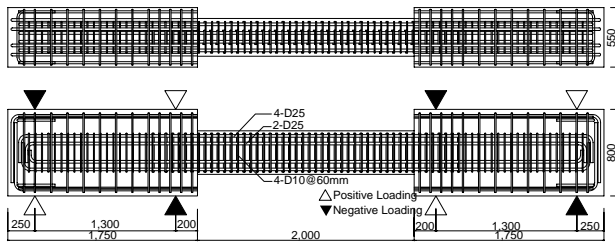
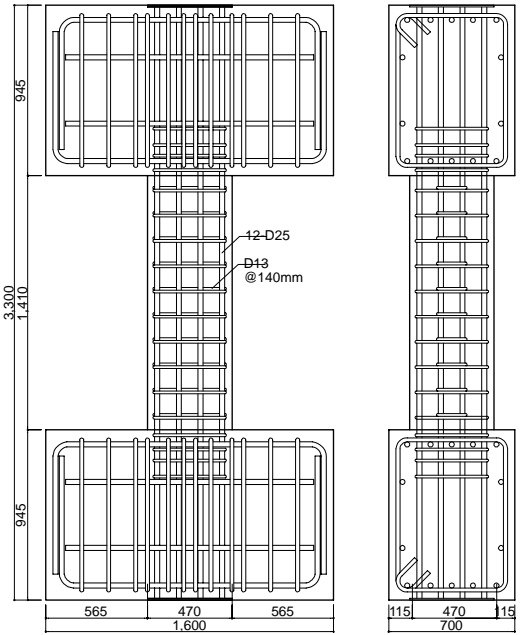
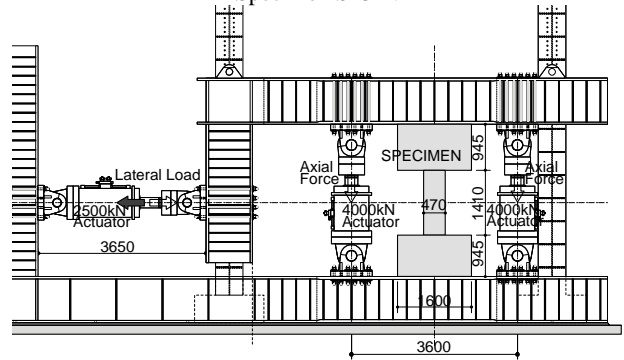


Fig.11 梁試験体の形状寸法
Dimensions of Beam Specimen



(a) 試験体 S13-N
Specimen S13-N



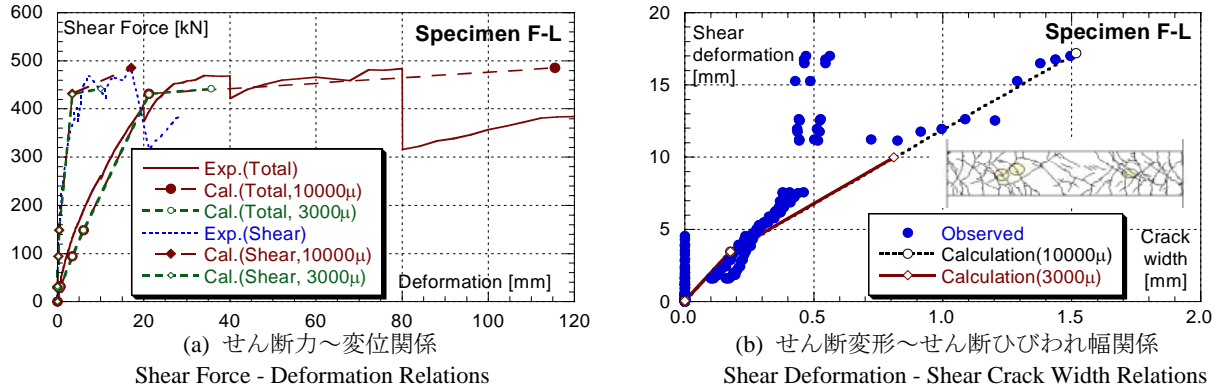
(b) 加力装置図
Test Setup

Fig.12 柱試験体と加力装置図(S13-N)¹⁰
Test Setup of Column Specimen

Table 1 柱・梁部材の試験体諸元
Properties of Test Specimens for the Verification

試験体名	F-L	S13-N	S13-N-R
断面形状			
幅 x せい (B x D) [mm x mm]	350 x 400	470 x 470	700 x 700
内法長さ (Lo) [mm]	2000	1410	2100
主筋	6-D25 (上下とも)	12-D25	16-D32
主筋の材料特性 (σ_y / Es) [N/mm ²]	507 / 1.96×10^5	1006 / 1.94×10^5	1014 / 1.96×10^5
せん断補筋	4-D10@60mm	4-D13@140mm	4-D13@100mm
せん断補筋の材料特性 (σ_{wy} / Eh) [N/mm ²]	825 / 2.09×10^5	337 / 1.89×10^5	337 / 1.89×10^5
コンクリートの材料特性 (σ_B / Ec) [N/mm ²]	25.8 / 2.51×10^4	40.2 / 2.70×10^4	42.4 / 2.99×10^4
軸力 [kN]	0	1292	2867

σ_y, Es : 主筋の降伏強度およびヤング係数, σ_{wy}, Eh : 補筋の降伏強度およびヤング係数,
 σ_B, Ec : コンクリートの圧縮強度およびヤング係数



(a) せん断力～変位関係

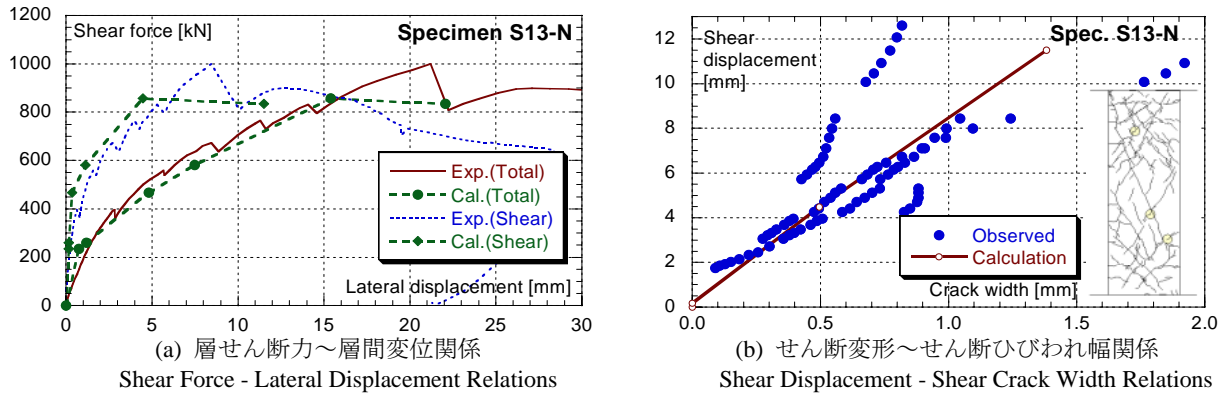
(b) せん断変形～せん断ひびわれ幅関係

Shear Force - Deformation Relations

Shear Deformation - Shear Crack Width Relations

Fig. 13 実験結果と計算結果の比較 (試験体 F-L)

Comparisons of Observed and Calculated Results for Specimen F-L



(a) 層せん断力～層間変位関係

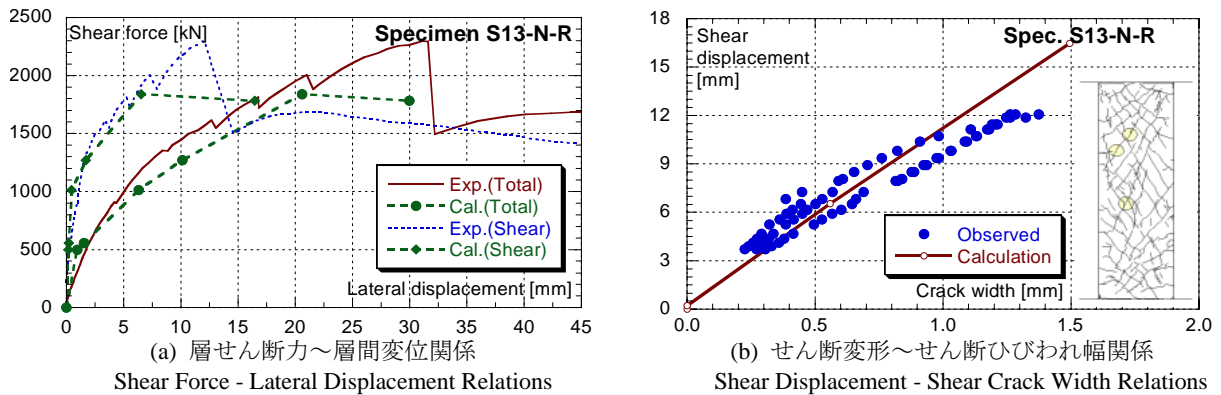
(b) せん断変形～せん断ひびわれ幅関係

Shear Force - Lateral Displacement Relations

Shear Displacement - Shear Crack Width Relations

Fig. 14 実験結果と計算結果の比較 (試験体 S13-N)

Comparisons of observed and calculated results for Specimen S13-N



(a) 層せん断力～層間変位関係

(b) せん断変形～せん断ひびわれ幅関係

Shear Force - Lateral Displacement Relations

Shear Displacement - Shear Crack Width Relations

Fig. 15 実験結果と計算結果の比較 (試験体 S13-N-R)

Comparisons of Observed and Calculated Results for Specimen S13-N-R

3. 試設計架構に対する評価例

3.1 解析モデル

2章に述べた復元力特性評価手法および損傷評価手法を、立体非線形解析プログラム「DREAM-3D」に計算機能として追加し、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価システム「耐震予報™」を構築した。これを用いることで、各解析ステップ時に、各部材のひびわれ幅と、その変形から除荷された際の残留ひびわれ幅を算出することが可能となる。従来からの鉄筋の塑性化状況、コンクリートの圧壊状況に加え、残留ひびわれ幅の評価が可能であることは、大地震のみならず、中小地震に対する修復性を判断する上で有効と考えられる。ここでは、「DREAM-3D」を利用

した解析例を示す。

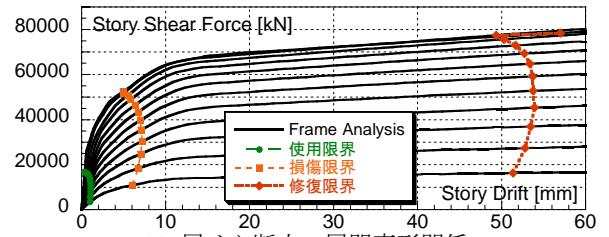
解析対象は、性能評価指針¹⁾に示された1 2階建の鉄筋コンクリート造建物である。

3.2 限界状態の算出

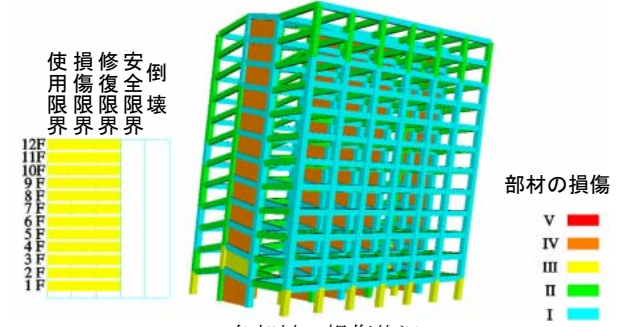
各限界変形の一覧をTable 2に示す¹⁾。表に示す各限界変形以下の4つと、安全限界変形を超えた状態の、5つの状態で評価する。各限界変形は、層を構成する各部材の損傷状態を集計し、損傷程度の割合に応じて定義する。各部材の損傷状態は、Table 2に示すように、残留ひびわれ幅の大きさのほか、主筋の降伏状況やコンクリートの圧壊状況により、性能評価指針¹⁾に準じて、軽微(I)・小破(II)・中破(III)・大破(IV)・崩壊(V)の5段階に分類する。

Table 2 各限界状態と損傷状況
Limit States and Damages

使用限界		残留ひびわれ幅：0.2mm未満 補修は不要
損傷限界		残留ひびわれ幅：1.0mm未満 主筋の降伏 簡易な補修で再使用可能 (エポキシ充填など)
修復限界		残留ひびわれ幅：2.0mm未満 かぶりコンクリートの圧壊 比較的規模の大きな補修が必要 (コンクリート打設など)
安全限界		残留ひびわれ幅：2.0mm超 鉄筋は破断しない 補修不可能・地震時の人命保護



(a) 層せん断力～層間変形関係
Story Force - Story Drift Relations



(b) 各部材の損傷状況
Damage Image

Fig.16 短辺方向の解析結果
Analytical Result of Y Direction

3.3 解析結果

解析結果のうち、Y方向（短辺方向）の層せん断力～層間変形関係と各限界変形のグラフと、修復限界変形時の損傷状況を図示したものをFig.16に示す。変形・損傷状態を表示したFig.16(b)では、これまでの工学的表示であるグラフ（Fig.16(a)）に比べ、どの部材がどの程度損傷しているか容易に確認でき、設計ツールとしてだけでなく、プレゼンテーション手法としても有用であるといえる。

4. まとめ

鉄筋コンクリート造部材の損傷評価手法を開発した。部材実験結果と比較し、その精度を確認した上で、既存の解析プログラムに導入し、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価システム「耐震予報™」を開発した。本システムを用いて試設計建物の解析を行った結果、従来の設計結果の表示に比べ、損傷程度がよりわかりやすく表現できることが確認された。既存建物に対して本システムを用いると、現状の耐震性能が明示できるとともに、補強後の性能向上効果を確認することも可能であると考えられる。今後は、営業ツールとしても活用していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004年
- 2) 津田和明ほか：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，日本建築学会構造系論文集，No.517，pp.125-132，1999年3月
- 3) 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分冊，pp.41-44，2003年
- 4) 津田和明ほか：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3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.315-316，2003年

- 5) 津田和明ほか：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4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.313-314，2004年
- 6) 津田和明ほか：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5），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，pp.697-698，2005年9月
- 7) 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，No.569，pp.97-104，2003年7月
- 8) 津田和明ほか：鉄筋コンクリート造連層耐震壁の曲げ及びせん断ひびわれ幅の算定法，日本建築学会構造系論文集，No.575，pp.97-104，2004年1月
- 9) 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱・梁部材の復元力特性の評価法，日本建築学会構造系論文集，No.578，pp.123-130，2004年4月
- 10) 杉本訓祥：鉄筋コンクリート造柱部材のせん断非線形性状評価手法の実験的検証，日本建築学会構造系論文集，No.592，pp.137-144，2005年6月
- 11) Kuniyoshi SUGIMOTO et al. : Performance Evaluation Method for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 1137, Aug. 2004.
- 12) 安達洋ほか：鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断ひびわれ発生機構に関する研究，第3回コンクリート工学年次論文報告集，pp.469-472，1981年
- 13) 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年
- 14) 松本和行ほか：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年
- 15) 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），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1625-1626，1980年
- 16) 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（その2～4），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2175-2180，1983年