第２回構造物の破壊過程解明に基づく
地震防災性向上に関するシンポジウム論文集　2001年3月

鉄筋コンクリートピロティ建物の耐震設計法

真田靖士[1]，壁谷澤寿海[2]，倉本洋[3]，福田俊文[3]

[1]東京大学大学院　工学系研究科（〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1）
[2]工博　東京大学教授　地震研究所（〒113-0032 東京都文京区弥生 1-1-1）
[3]工博　国土交通省　建築研究所（〒305-0802 茨城県つくば市立原 1）

A collapse process of a reinforced concrete frame-wall system with soft first story was investigated through a static analysis of a building designed for this study. Methods of evaluating wall shear force, column shear force and column axial force in the soft first story were proposed based on the collapse mechanism of this system. Moreover, a method of preventing from forming the story collapse mechanism in this system was shown based on shear stress in shear wall in the soft first story.

Keywords: *reinforced concrete, soft first story, frame-wall system, seismic design*

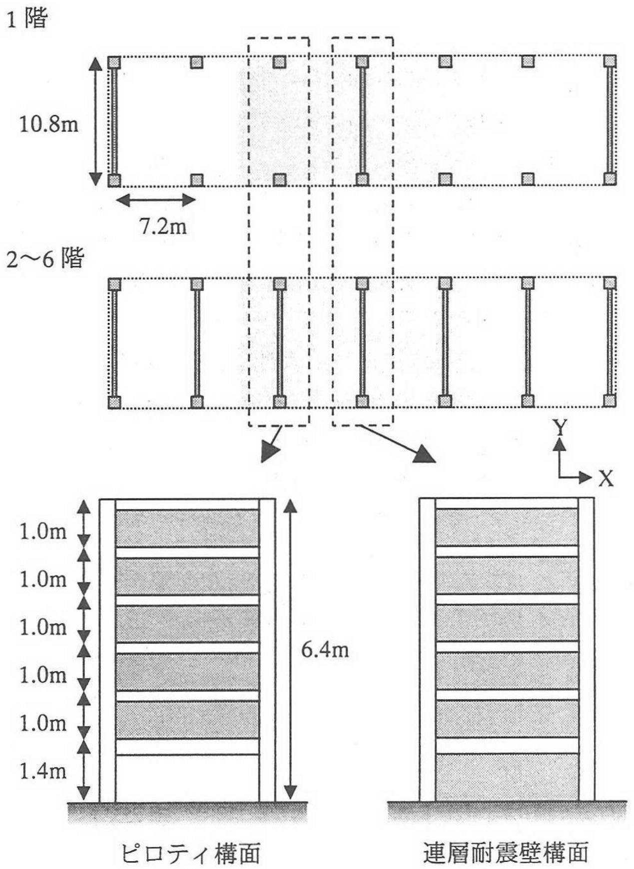
1. はじめに

本報では１階に耐震壁を有する鉄筋コンクリート造ピロティ建物を対象に，本構造の耐震設計法を提案する．研究対象として設計した建物のプロトタイプについて，静的な非線形フレーム解析を行い，本構造による建物の破壊メカニズムを震動実験結果[1)]との対応を交えて説明する．建物の破壊メカニズムに基づいて，とくにピロティ階耐震壁への入力せん断力，ピロティ柱への入力せん断力，入力軸力を理論的かつ定量的に評価する．また，実験および解析結果から，本構造の耐震設計ではピロティ階の変形を制御することが不可欠であることを示し，ピロティ階耐震壁のせん断応力度レベルに基づく合理的な設計方法を導く．

2. 静的非線形フレーム解析

(1) 解析対象建物

文献 2)では，本研究の対象である１階に耐震壁を有するピロティ構造による６層鉄筋コンクリート造建物（プロトタイプ）を設計した．図－1 にプロトタイプの柱，壁配置図とピロティ構面，連層耐震壁構面の立面図を示す．プロトタイプの設計方針の特徴は，三次元的な効果を考慮して，建物が脚部の曲げ降伏により全体降伏機構を形成するまで，ピロティ階耐震壁がせん断破壊しないように設計した点である．解析は建物中央３スパン（図－1 の網掛部分）を切り出した立体フレームを対象に行った．



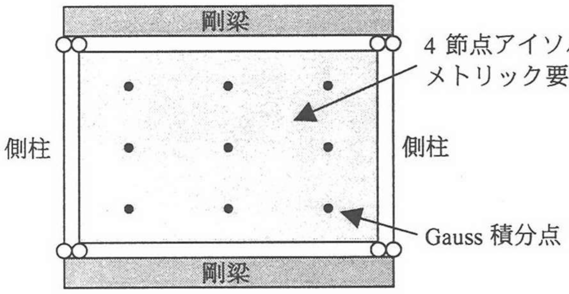
図－1　研究対象のプロトタイプ

(2) 解析方法

建物はピロティ柱をファイバーモデル，耐震壁，スラブを４節点アイソパラメトリック要素モデル[3)]（図－2）によ

りモデル化した．ファイバーモデルの部材軸方向の柔性分布は曲げ，軸方向変形ともにパラボラ分布を仮定し，ファイバースライスにはコンクリート要素を柱せいの方向に断面を5分割して配置し，鉄筋要素を配筋位置に配置した．耐震壁モデルのパネル要素内で材料の応力－ひずみ関係を評価するガウス積分点数は9点である．

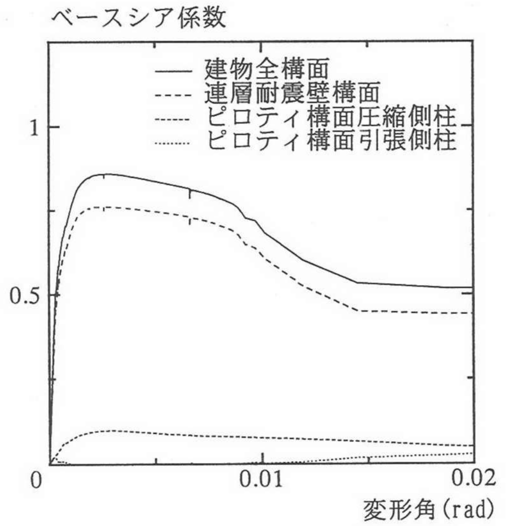
加力は変位制御によるY方向（図－1）漸増単調載荷とし，外力分布には文献1)の震動実験結果（図－7）から矩形分布を仮定した．



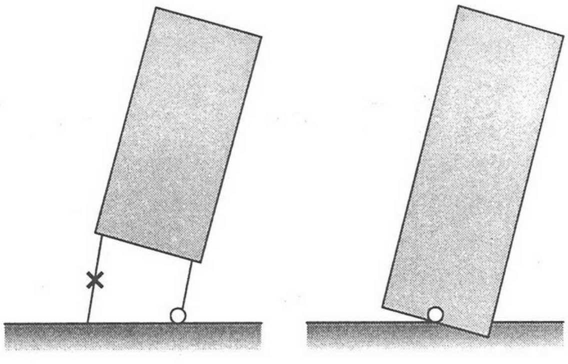
図－2　耐震壁モデル

(3) 解析結果

図－3に解析から得られた建物の全体変形角とベースシア係数の関係を示す．同図には耐震壁，圧縮側柱，引張側柱の負担せん断力（建物の総重量で除した値）をともに示した．解析対象は全体変形角が約1/500のときピロティ構面圧縮側柱柱脚の曲げ降伏，引張側柱の引張降伏，連層耐震壁構面壁脚の曲げ降伏により全体降伏機構（図－4）を形成した．その後，変形角約1/100で1階耐震壁のせん断破壊に伴って層降伏機構に移行し，設計時に期待した破壊メカニズムを実現した．また，建物に入力するせん断力の大部分を連層耐震壁構面が負担し，ピロティ構面引張側柱は引張降伏するためせん断力をほとんど負担しない．以上の結果は震動実験結果とすべて対応する．



図－3　全体変形角とベースシアの関係

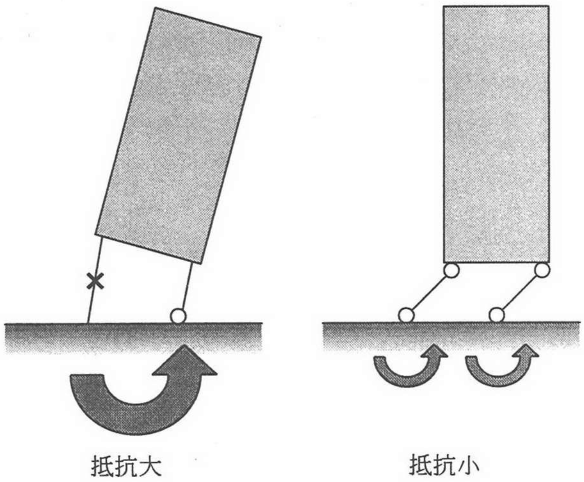


図－4　全体降伏機構

3. 破壊メカニズムに基づく入力の定量的評価

(1) 破壊メカニズム

文献1)の震動実験，前章のフレーム解析から確認されたように，本構造ではピロティ階耐震壁に十分なせん断剛性，せん断耐力が確保されていれば，剛性の大きい連層耐震壁構面の応答の影響を受けて建物全体として曲げ変形が卓越し，図－4に示すような全体降伏機構が形成される．よって，1階が柱のみにより構成されるピロティ構造と比較すると，ピロティ構面がより大きな転倒モーメントに抵抗するため，建物には遥かに大きな外力が入力されることになる（図－5）．そこで，以下では建物のメカニズムに基づいて，ピロティ階を構成する耐震壁，柱への入力を理論的かつ定量的に導く．



図－5　ピロティ構面の降伏メカニズムの比較

(2) 柱の入力軸力

本構造では全体降伏機構形成時，ピロティ構面引張側柱は引張降伏しているので，引張側柱の変動軸力が主筋の引張降伏により上限値をとり，この軸力の反力を同構面の圧

縮側柱がすべて負担すると考えれば，引張側柱と圧縮側柱への入力軸力の上限値はそれぞれ式（1），式（2）により評価することが可能となる．

$$N_t = A_g \sigma_{yc} \quad (1)$$

$$N_c = N_{0p} - A_g \sigma_{yc} \quad (2)$$

ここに，N_t：引張側柱への入力軸力，N_c：圧縮側柱への入力軸力，A_g：柱主筋の断面積の合計，σ_{yc}：柱主筋の降伏強度，N_{0p}：ピロティ構面1階の初期軸力である．

震動実験で試験体が全体降伏機構を形成したときのピロティ構面引張側柱の軸力が30.2tonf，34.5tonf（震動実験の試験体は立体フレームであり，ピロティ構面が2構面存在するため，結果が2通り得られる），圧縮側柱の軸力が－63.3tonf，－64.5tonf，実験から得られた材料試験値を用いて式(1)，式(2)により算定した軸力がそれぞれ31.6tonf，－60.2tonfであり，両者は概ね一致することがわかる．

(3) 柱の入力せん断力

図－6に震動実験で試験体が全体降伏機構を形成したときのピロティ構面圧縮側柱のモーメント分布を示す．圧縮側柱の反曲点は概ね柱中央であることがわかる．よって，全体降伏機構形成時に圧縮側柱に入力されるせん断力は式（2）から得られるN_cを用いて式（3）により評価することができる．

$$Q_c = M_{yc} / (h_c / 2) \quad (3)$$

ただし，

$N_c \leqq 0.4bDF_c$のとき

$$M_{yc} = 0.8a_t \sigma_{yc} D + 0.5N_c D(1 - N_c / (bDF_c))$$

$N_c > 0.4bDF_c$のとき

$$M_{yc} = 0.8a_t \sigma_{yc} D + 0.12bD^2 F_c$$

ここに，Q_c：圧縮側柱への入力せん断力，M_{yc}：柱の降伏モーメント，h_c：柱高さ，a_t：柱の引張鉄筋断面積，D：柱せい，b：柱幅，F_c：コンクリートの圧縮強度である．

震動実験で試験体が全体降伏機構を形成したときの圧縮側柱のせん断力が11.6tonf，10.3tonfに対し，式（3）による算定値は13.2tonfであった．圧縮側柱の反曲点位置を柱中央と仮定したため，算定値は実験値をやや過大評価する結果となり，安全側の評価となるが，両者は概ね一致している．

(4) 耐震壁の入力せん断力

本構造では全体降伏機構形成時，ピロティ構面の圧縮側柱と引張側柱が一体となって転倒モーメントに抵抗する（図－5）．よって，ピロティ構面の降伏モーメントは式(3)によるM_{yc}を用いて式(4)により算定することができる．

$$M_{yp} = A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5N_{0p} l_w + M_{yc} \quad (4)$$

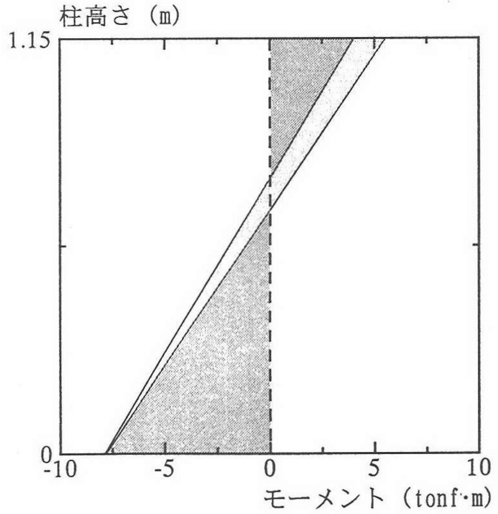
ここに，M_{yp}：ピロティ構面の降伏モーメント，l_w：ピロティ柱の中心間距離である．

また，連層耐震壁構面の降伏モーメントは式（5）により算定することができるので，建物全体の降伏モーメントは式（6）により算定される．

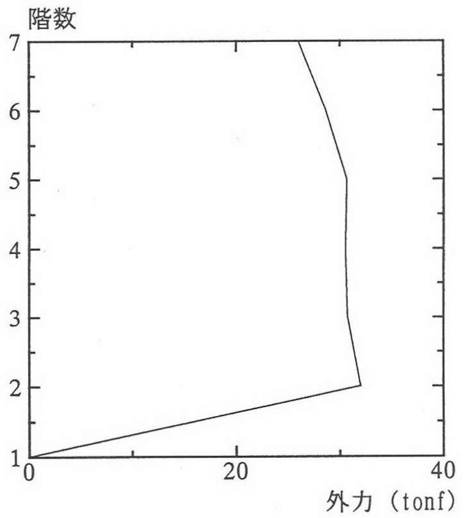
$$M_{yw} = A_g \sigma_{yc} l_w + 0.5a_w \sigma_{yw} l_w + 0.5N_{0w} l_w \quad (5)$$

$$M_y = n_p M_{yp} + n_w M_{yw} \quad (6)$$

ここに，M_{yw}：連層耐震壁構面の降伏モーメント，a_w：壁縦筋の断面積の合計，σ_{yw}：壁縦筋の降伏強度，N_{0w}：連層耐震壁構面1階の初期軸力，M_y：建物全体の降伏モーメント，n_p：ピロティ構面の数，n_w：連層耐震壁構面の数である．



図－6　圧縮側ピロティ柱のモーメント分布



図－7　外力分布

図－7 に震動実験で試験体が全体降伏機構を形成したときの外力分布を示す．実験結果より本構造では外力分布が概ね矩形分布となると仮定すると，式（6）より算定した M_y を用いて建物全体への入力せん断力は式（7）より求めることができる．

$$Q_y = M_y / (H/2) \tag{7}$$

ここに，Q_y：建物全体への入力せん断力，H：建物全体高さである．

ピロティ階耐震壁への入力せん断力は建物全体への入力せん断力からピロティ柱の負担せん断力を差し引くことにより式（8）より算定される．

$$Q_{yw} = \frac{Q_y - n_p Q_{yc}}{n_w} \tag{8}$$

ここに，Q_{yw}：耐震壁への入力せん断力である．

震動実験から得られた建物が全体降伏機構を形成したときのピロティ階耐震壁の入力せん断力が 153.5tonf，式（8）による算定値が 183.2tonf であった．式（8）が実験値をやや過大評価するのは各構面の曲げ耐力を断面の中立軸位置を圧縮側柱中央と仮定して算定したためである．

4. ピロティ階の変形を制御するための必要耐震壁量

(1) 全体降伏機構形成後の破壊過程

震動実験結果，静的解析結果より，本構造では建物が全体降伏機構形成後もピロティ階耐震壁の損傷が進み，剛性（強度）が低下することによりピロティ階に変形が集中し，最終的には層降伏機構に移行することが明らかとなった．よって，本構造ではピロティ階の変形を設計時に想定する許容範囲内に抑えることが不可欠となる．本研究ではピロティ階耐震壁のせん断応力度レベルに基づいて，ピロティ階の変形を制御する方法を提案する．

(2) 設計用せん断応力度の定式化

本研究では設計用せん断応力度（上限として抑えるべきせん断応力度）を式（9）により定義する．

$$\tau_m = G_e R_{1s} \tag{9}$$

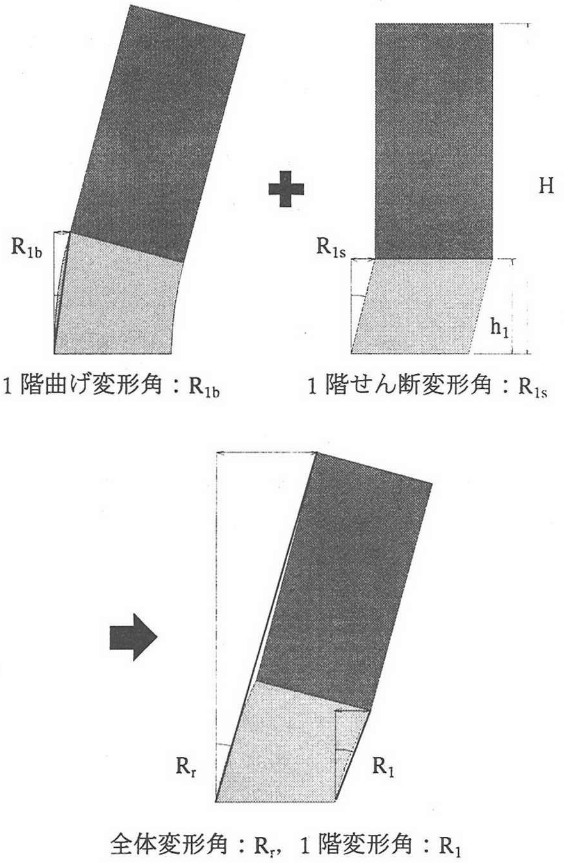
ここに，τ_m：設計用せん断応力度，G_e：耐震壁のせん断破壊時の等価せん断剛性，R_{1s}：ピロティ階に許容するせん断変形角である．

本研究では式（9）を実設計により反映しやすい形に変形する．はじめに，R_{1s} について考える．図－8 に示すように建物の全体変形が1階の曲げ変形とせん断変形のみにより生じていると仮定すると，1 階曲げ変形角とせん断変形角は式（10），式（11）の関係を有する．

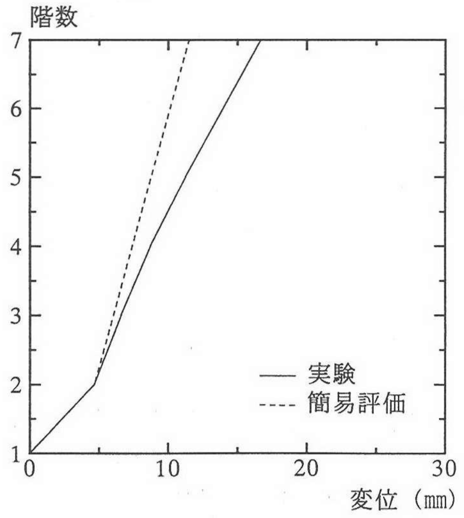
$$R_{1b} = \frac{HR_r - h_1 R_1}{2(H - h_1)} \tag{10}$$

$$R_{1s} = \frac{-R_r + (2H - h_1) R_1}{2(H - h_1)} \tag{11}$$

ここに，R_{1b}：1 階曲げ変形角，R_{1s}：1 階せん断変形角，R_r：全体変形角，R_1：1 階変形角，h_1：1 階高さである．



図－8 変位分布の簡易評価モデル



図－9 変位分布の比較

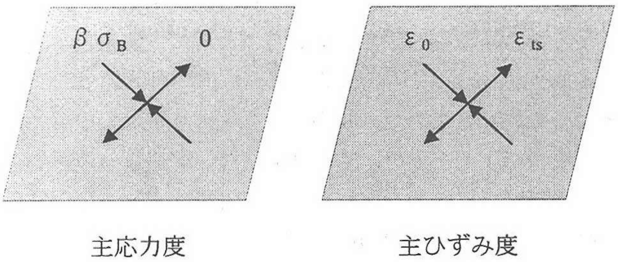
図－9 に震動実験で試験体が全体降伏機構を形成したときの応答変位分布を，実験結果から得られる 1 階曲げ変形成分，せん断変形成分を用いて図－8 の簡易モデルにより算定される変位分布と比較した．簡易モデルではピロティ階以外の階の弾性変形を無視しているため，実験結果をやや過小評価するが，本研究では最も簡単に本モデルを用いることとした．

次に式（9）の G_c を変形する．本研究では G_c をコンクリートの主応力度と主ひずみ度の共軸性を仮定して式（12）で定義する．ここで，純せん断変形下にある耐震壁がせん断強度に達している状態を考えると（図－10），式（12）は式（13）で表される．

$$G_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \tag{12}$$

$$= \frac{-\beta\sigma_B}{2(\varepsilon_{ts} - \varepsilon_0)} \tag{13}$$

ここに，σ_1，σ_2：コンクリートの主応力度，ε_1，ε_2：コンクリートの主ひずみ度，β：2 軸応力下におけるコンクリートの強度低減係数，σ_B：コンクリートの圧縮強度，ε_{ts}：純せん断変形下における耐震壁のせん断破壊時の引張側主ひずみ度，ε_0：コンクリートの圧縮強度時ひずみ度である．



図－10　純せん断変形下における耐震壁のせん断破壊時の応力，ひずみ状態

また，Collins ら[4]によると 2 軸応力下におけるコンクリートの強度低減係数は式（14）の関係を，六車ら[5]によると純せん断変形下における耐震壁はせん断破壊時に式（15）の関係を有すると示されており，これらを考慮することにより式（13）は式（16）に変形される．

$$\beta = \frac{1}{0.8 - 0.34\,\varepsilon_{ts}/\varepsilon_0} \tag{14}$$

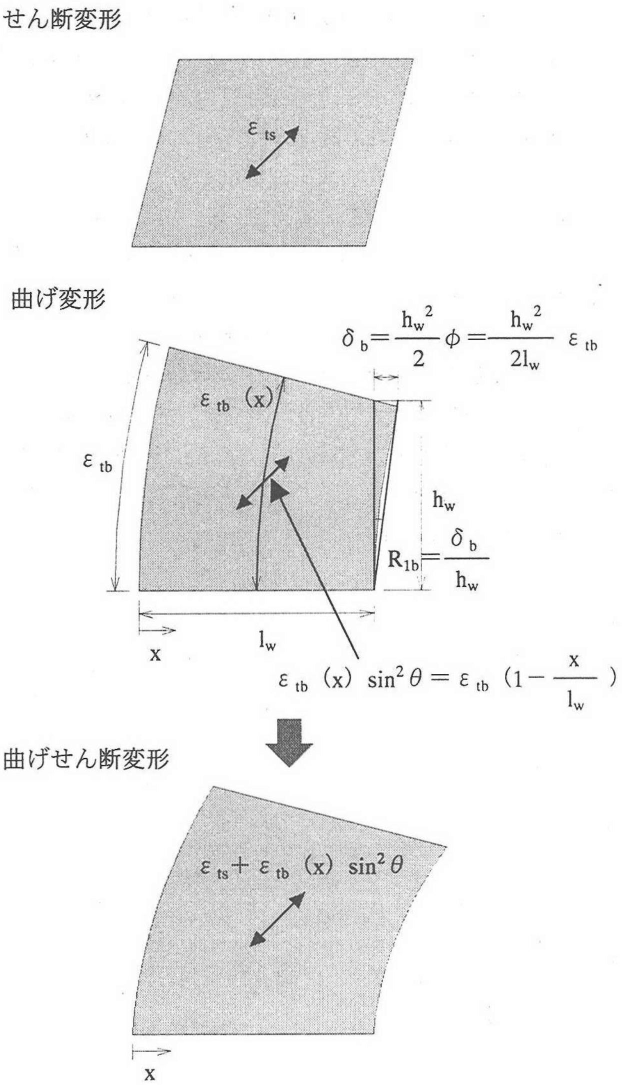
$$\gamma = (\varepsilon_{ts} - \varepsilon_0)\sin 2\theta \tag{15}$$

$$G_c = \frac{\sigma_B\,\varepsilon_0 \sin^2 2\theta}{0.68R_{1s}^2 - 0.92\,\varepsilon_0 \sin 2\theta\, R_{1s}} \tag{16}$$

ここに，γ：せん断破壊時のせん断ひずみ度（$=R_{1s}$），θ：コンクリートの主応力度（主ひずみ度）方向である．

しかし，一般に構造要素としての耐震壁は純せん断ではなく，曲げせん断を受けるため，本研究では曲げ変形による影響を引張側主ひずみ度の割り増しというかたちで考慮する．図－11 に曲げせん断変形と耐震壁の引張側主ひずみ度の関係を示す．引張側主ひずみ度は式（17）で表され，式（16）は式（18）に修正される．

$$\varepsilon_t(x) = \varepsilon_{ts} + \varepsilon_{tb}(x)\sin^2\theta = \varepsilon_{ts} + \frac{(l_w - x)\,\varepsilon_{tb}\sin^2\theta}{l_w} = \frac{R_{1s}}{\sin 2\theta} + \varepsilon_0 + \frac{2(l_w - x)\sin^2\theta\, R_{1b}}{h_w} \tag{17}$$



図－11　曲げ変形による引張側主ひずみ度の割り増し

さらに，式（18）に式（10），式（11）を代入することにより，等価せん断剛性は建物全体変形角と 1 階変形角の関数となる．よって，式（11），式（18）を式（9）に代入することにより，設計用せん断応力度は建物全体変形角と 1 階変形角の関数として，式（19）により表される．

$$G_c=\int_0^{l_w}\frac{\sigma_B\varepsilon_0}{0.68\left(\frac{R_{1s}}{\sin2\theta}+\varepsilon_0+\frac{2\,(l_w-x)\,\sin^2\theta R_{1b}}{h_w}\right)^2-2.28\varepsilon_0\left(\frac{R_{1s}}{\sin2\theta}+\varepsilon_0+\frac{2\,(l_w-x)\,\sin^2\theta R_{1b}}{h_w}\right)+1.6\varepsilon_0^2}dx\,/\,l_w \quad (18)$$

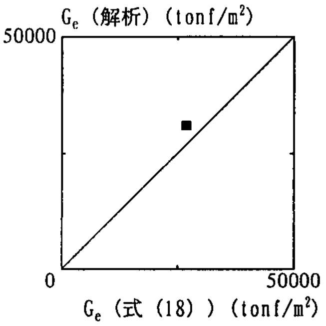
$$\tau_m=\int_0^{l_w}\frac{\sigma_B\varepsilon_0 R_{1s}\,(R_{1b},\ R_{1s})}{0.68f\,(R_{1b},\ R_{1s})^2-2.28\varepsilon_0 f\,(R_{1b},\ R_{1s})+1.6\varepsilon_0^2}dx\,/\,l_w \quad (19)$$

ただし，

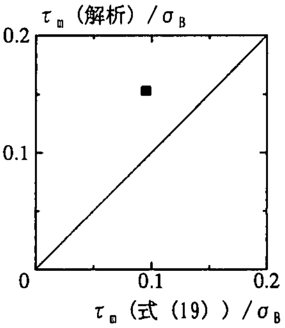
$$f\,(R_{1b},\ R_{1s})=\frac{R_{1s}\,(R_r,\ R_l)}{\sin2\theta}+\varepsilon_0+\frac{2\,(l_w-x)\,\sin^2\theta R_{1b}\,(R_r,\ R_l)}{h_w}$$

$$R_{1b}\,(R_r,\ R_l)=\frac{HR_r-h_lR_l}{2\,(H-h_l)},\quad R_{1s}\,(R_r,\ R_l)=\frac{-R_r+(2H-h_l)\,R_l}{2\,(H-h_l)}$$ 式 (10)，式 (11) より

こうして得られた等価せん断剛性と設計用せん断応力度の算定式の妥当性を，静的解析結果を用いて検証する．解析から得られたピロティ階耐震壁のせん断破壊点における等価せん断剛性，せん断応力度を，せん断破壊点での建物全体変形角と 1 階変形角の解析値を用いて，式 (18)，式 (19) から算定される値と図−12，図−13 において比較した．図−12 より，式 (18) から得られる等価せん断剛性は解析結果と概ね一致している．しかし，図−13 より，式 (19) から得られるせん断応力度は解析値をやや下回り，式 (19) は設計用せん断応力度を安全側に評価することがわかった．これは図−8 で示したように，式 (19) の導出過程で建物の全体変形が 1 階の曲げ変形とせん断変形のみにより生じると仮定したことが主な原因と考えられ，実設計に反映するためには今後引き続き検討すべき課題であると考える．



図−12 等価せん断剛性の比較



図−13 せん断応力度の比較

(3) 実設計での考え方

以上に本構造のピロティ階耐震壁への入力せん断力 (式 (8))，ピロティ階の変形をある一定以内に抑えるためのピロティ階耐震壁のせん断応力度上限値 (式 (19)) の算定手法を示した．実設計では建物に期待する全体変形性能とピロティ階に許容する変形をあらかじめ想定し，これを式 (19) に代入して算定されるせん断応力度の上限値を，入力から決まるせん断応力度が下回る条件 (式 (20)) を満足することにより，建物が期待する全体変形に達するまでピロティ階が許容変形以内，すなわち耐震壁がせん断破壊しないことを実現することが可能となる．

$$\tau_m>\tau_i \quad (20)$$

ここに，τ_i：耐震壁に入力されるせん断応力度 ($=Q_w/A_w$)，A_w：耐震壁断面積である．

5. まとめ

1 階が柱と壁により構成される鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震設計法を提案した．とくに，建物のメカニズム形状に着目して，ピロティ階耐震壁への入力せん断力，ピロティ柱への入力せん断力，入力軸力を定量的に評価する方法を示すとともに，震動実験結果と比較することにより，その妥当性を示した．また，本構造は建物が脚部の曲げ降伏により全体降伏機構を形成後も，ピロティ階耐震壁の損傷が大きくなり剛性が低下するとともにピロティ階に変形が集中する性状を有する．そこで，ピロティ階耐震壁のせん断応力度レベルに着目して，ピロティ階の変形を許容する範囲以内に抑えるために確保すべき耐震壁量を定量的に算定する方法を示した．

参考文献

1) 壁谷澤寿海ほか：鉄筋コンクリートピロティ建物の震動実験，構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム
2) 真田靖士ほか：ピロティ構造における柱と壁のせん断力負担に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.19-24，2000.6
3) 陳少華，壁谷澤寿海：非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁のモデル，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.763-768，1999.6
4) 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, pp. 219-231, 1986
5) 六車熙ら：鉄筋コンクリート壁版におけるコンクリート圧縮強度の評価と限界変形 (その 1，2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造Ⅱ，pp.571-574，1988.10