Architectural Institute of Japan

【カテゴリーI】

日本建築学会構造系論文集 第73巻 第624号, 219-226, 2008年2月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 73 No. 624, 219-226, Feb., 2008

構面外挙動による外周架構の進行性崩壊現象の解析的再現

ANALYTICAL SIMULATION OF PROGRESSIVE COLLAPSE OF PERIMETER FRAMES DUE TO OUT-OF-PLANE BEHAVIOR IN MOMENT FRAME STRUCTURES

田川浩之*, 山田　哲**, 和田　章***

Hiroyuki TAGAWA, Satoshi YAMADA and Akira WADA

Typical steel moment-resisting frame structures in the United States, similar to many super-high-rise framed-tube structures being constructed in Japan, have stiff beams and columns only around perimeters and often have none or few seismic beams inside the building. The lack of strength and stiffness of connections between perimeter frames and floors to support the out-of-plane behavior of perimeter frames may cause unstable behavior when perimeter frames are separated from the floors due to accidental or earthquake loading. This study analytically simulates progressive collapse when the attachment of perimeter frames to floors is lost and predicts the strength of the connections required to prevent progressive collapse during earthquakes.

Keywords : *High-rise Framed-tube Structure, Perimeter Frame, Out-plane Behavior, Dynamic Stability, Progressive Collapse*
高層チューブ構造，外周架構，構面外挙動，動的安定性，進行性崩壊

1. はじめに

米国などの諸外国で一般に設計される鉄骨ラーメン構造(以下、米国式の鉄骨ラーメン構造)は図 1(a)に示すように、地震荷重を支えるために建物外周に設けられた骨組と主に建物重量を支えるための骨組から構成される。このような平面形式は建物の外周に面内剛性と面内強度を十分に確保した平面架構を複数枚用意しこれを鳥籠状に配置した米国のワールドトレードセンタービルや最近の日本でも超高層免震建物に採用されている高層チューブ構造の平面形式に類似する。これらの構造形式は建物内部方向に大きな梁や柱を設けなくて済むため各階の平面計画が自由になる魅力的な構造法である。ところが一方で、地震外乱や偶発的な外力を受けて外周部に配置される骨組(以下、外周架構)と梁床構造の接合部が破断し、それによって進行性崩壊が引き起こされる危険性も懸念されている。

一方向の水平力を受ける時、図 1(b)に示すように、載荷方向と平行の向きでその載荷に対して主に抵抗する骨組(以下、構面内骨組)、それと直交する向きの骨組(以下、構面外骨組)、およびそれらを繋ぐ梁床構造と接合部(以下、総称してリンク材)で表される。構面外骨組の柱が建物内側に変形する時は図 1(c)に示すように梁床構造が外周架構柱の変形を拘束する。したがってリンク材の剛性、強度は圧縮方向に非常に大きいと考えられる。ところが、構面外骨組の柱が建物外側に移動する時は、梁床構造による拘束は小さく、図 1(d)に示すように構面外骨組と梁床構造の接合部が引張破断する危険性がある。もし、リンク材が十分に剛強であるとすると、図 1(e)に示すようにリンク材は構面外骨組が外側に孕み出すのを低減し、建物は一体として挙動する。しかし、リンク材が破断を起こす場合は、図 1(f)に示すように構面外骨組は外側に孕み出し、不安定現象を起こし、さらには建物全体の崩壊を引き起こすことも懸念される。

本研究では米国式の鉄骨ラーメン構造の骨組形式を対象に、(1)外周架構と梁床構造との接合部の破断による進行性崩壊現象を簡略な構造モデルを用いて再現し、(2)破断の進行にしたがって、どのように建物全体の安定性が減少し、それによって構面内、外骨組の水平変形が増加し、(3)地震外乱によって外周架構と梁床構造との接合部が破断しさらに進行性崩壊現象が起こる危険性を評価する。

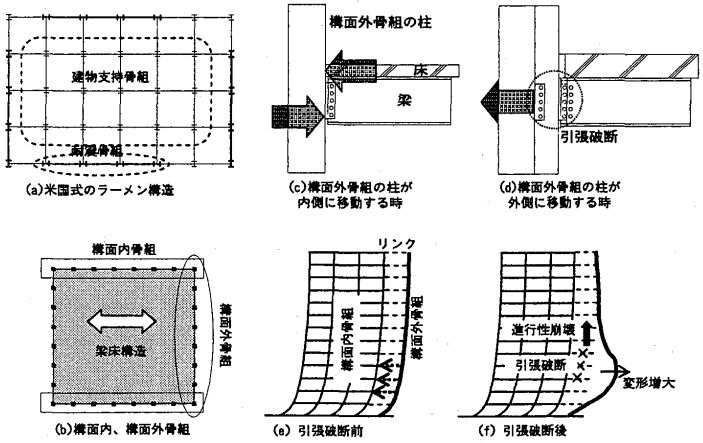


図 1 リンク材の破断による構面外骨組の進行性崩壊

* (財)日本建築総合試験所　試験研究センター　Ph. D.
** 東京工業大学統合研究院　准教授・工博
*** 東京工業大学統合研究院　教授・工博

General Building Research Corporation of Japan, Ph. D.
Assoc. Prof., Integrated Research Institute, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.
Prof., Integrated Research Institute, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

2. 解析モデルおよび地震動

本研究で解析対象とする建物は、図2(a)に示すSACプロジェクト[1]で用いられた構面外骨組を含む9階建ての米国式の鉄骨ラーメン構造である。構面内骨組の柱材、梁材の断面寸法を表1に示す。構面内骨組の立面図は図2(b)のⒶで示され、建物支持骨組の柱材はまとめて図2(b)のⒷで示される。構面内骨組と建物支持骨組は一体として挙動すると仮定して、図2(b)のⒶとⒷは完全剛のリンク部材で繋がれてⒶとⒷの各層の節点における水平変位は等しくなる。載荷方向では構面外骨組の梁材は曲げモーメントを負担しないので、構面外骨組の柱材は纏めて図2(b)のⒸで表される。図2(b)のⒷとⒸは、構面外骨組と建物支持骨組(床梁構造)との接合部をモデル化し引張破断を考慮した復元力特性を持つリンク部材で繋がれる。本研究では、構面内骨組と建物支持骨組(図2(b)のⒶとⒷ)を前報[2]で提案した混合せん断+曲げ棒モデルで簡略化する(付録1参照)。構面外骨組を表す図2(b)のⒸを曲げ棒でモデル化し、それらをリンク部材で繋いだ図2(c)に示す簡略な多自由度系モデルを解析に用いる。

2.1 混合せん断+曲げ棒+リンク部材モデル

せん断と曲げ棒を並列に並べ、それらを繋ぐリンク部材を付加した構造形式である混合せん断+曲げ棒+リンク部材モデルに対する微小時間に於ける増分型の運動方程式は式(1)で表される。ここで[M]は質量行列式、[C]は減衰行列式、[K]は剛性行列式である。$d\Delta_s$、$d\Delta_f$はせん断棒、曲げ棒の相対水平変形量の増分ベクトル、$d\Delta_{ground}$は地動の水平変形量の増分を示す。[K]はせん断棒の剛性行列式$[K_{shear}]$、曲げ棒の剛性行列式$[K_{flexure}]$、およびリンク部材の剛性行列式$[K_{link}]$の和で表される。

せん断棒の剛性行列式$[K_{shear}]$は式(4)で表され、k_i^sはi層のせん断ばねの水平剛性を表す。せん断棒にかかる重量によるP-Δ効果を考慮する場合、線形の変形に対する幾何行列(9)を式(4)に組み込む。曲げ棒の剛性行列式$[K_{flexure}]$は、節点での水平変位のみで表される必要があるので境界条件を考慮した行列式の縮小を行う。まず、図3(b)に示す梁要素の剛性行列式は式(5)で表される。曲げ棒にかかる重量によるP-Δ効果を考慮する場合は、3次曲線の変形に対する幾何行列(10)を式(5)に組み込む。これを重ね合わして曲げ棒全体の剛性行列式は変位と回転角の自由度に分けて式(6)で表される。さらに、図3(a)および(c)に示すように曲げ棒の各節点において曲げモーメント$\{M_{total}\}$が0である条件を用いて、水平変位のみで表される曲げ棒全体の剛性行列式は式(7)で表され、全項において0以外の数となる。これは、曲げ棒においては、各層における挙動が他層の履歴特性の影響を受けることを示し、この場合は特に、心棒(心柱)効果[3]を表す。リンク部材の剛性行列式$[K_{link}]$は式(8)で表される。

混合せん断+曲げ棒+リンク部材モデルの固有周期は、構面外骨組の剛性分を解析モデルで考慮すると2.23秒、考慮しないと2.27秒となり、構面外骨組による建物全体剛性に対する寄与分は小さい。構面内骨組、建物支持骨組、構面外骨組の柱材をモデル化する曲げ棒の剛性率は、SACプロジェクト[1]の9階建て鉄骨ラーメン構造の断面形状、材料特性から算出すると、0.2、0.2、0.07となった。また、床面積の配分から考慮して、建物支持骨組に建物重量の60%、構面内、外骨組にそれぞれ建物重量の20%が作用していると仮定し、式(2)の質量行列を求めた。その結果、建物重量によって構面外骨組の最下層の柱材には、その降伏耐力の37%の軸力が作用する。

2.2 せん断棒、曲げ棒、リンク部材の履歴特性

構面内骨組は梁端部および1階柱脚のみ塑性ヒンジが形成される梁降伏先行型を仮定し、構面内骨組における上下階の柱材の反曲点で分割される部分骨組をモデル化するせん断棒の各層は、バイリニアー型の復元力特性を持つとした[2]。構面内骨組における建物を高さ方向に貫く柱材をモデル化する曲げ棒は弾性挙動するとし、地面と回転ピンで接合させた。なお、構面内骨組の柱脚部の固定は、せん断棒の1層ばねで考慮する。構面外骨組の高さ方向に貫く柱材をモデル化する曲げ棒は弾性挙動するとし、地面と剛に接合させた。構面外骨組の柱材が内側に移動する時は、図1(c)に示すように、梁床構造が外周架構柱の移動を拘束するため、構面外骨組と梁床構造との接合部は非常に大きな剛性、強度を持つ。一方、構面外骨組の柱材が外側に移動する時は、図1(d)に示すように、梁床構造の拘束は小さく、ある引張強度に達すると破断する。したがって、構面内、外骨組を繋ぐリンク部材の復元力特性は、図4に示すように、(1)圧縮方向には剛性、強度ともに大きな値を、(2)引張方向の初期剛性は大きな値を設定し、ある引張強度に達すると破断して強度、剛性ともに0となるように設定した。本研究では、リンク部材の引張強度を表す指標として、リンク部材の引張強度を最上階の全ての柱材の降伏軸力の合計(80946kN)で除した値(以下、引張強度率)を用いる。

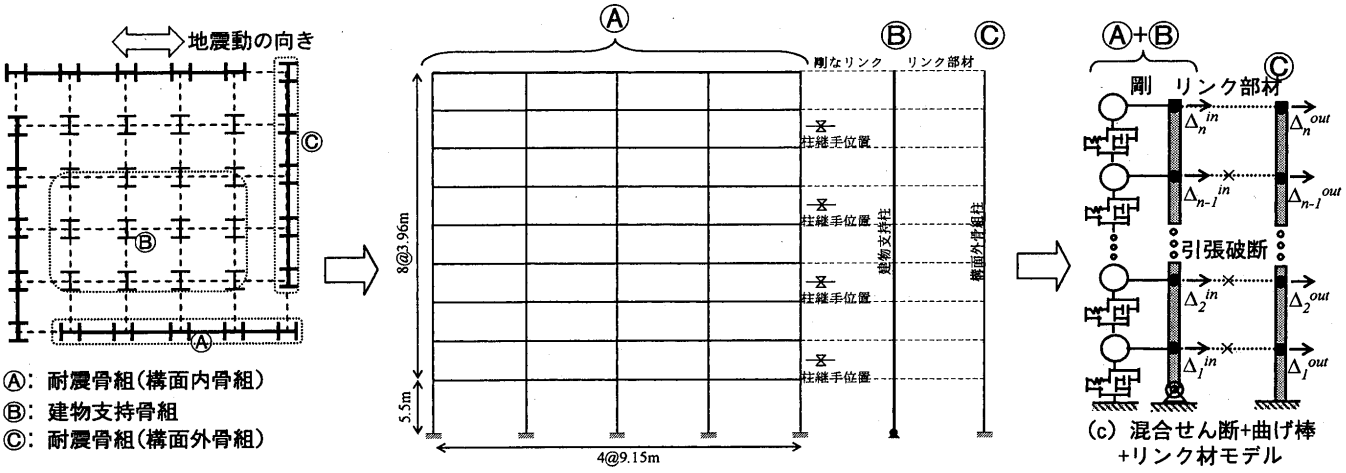
3. 動的安定性を示す瞬間固有値

本研究では、地震時における構造物の動的安定性を評価するため、動的解析の時間ステップ毎に、質量行列と剛性行列との固有値(以下、瞬間固有値)を算出する。1自由度モデルに対する微小時間における漸増型の運動方程式は式(11)となる。変位応答の増加量Δuは特解Δu_Pと余関数Δu_Hに分けられ、共振の場合を除いて特解Δu_Pは一般に大きくならない[4]。一方、余関数Δu_Hは式(11)の右辺を0とした自由振動解であり、3つの場合に対して式(13)～(15)で表される。ここで粘性減衰を考慮せずに(c=0)、微小初速度による釣合状態からの運動を考える。k(t)が正となるケース(a)は釣合点を中心とする振動、k(t)がゼロとなるケース(b)は一定速度運動、k(t)が負となるケース(c)は発散挙動を示し式(15)のΔu_Hは指数関数的に増加する[5]。

多自由度モデルに対しては、微小時間における漸増型の運動方程式は式(16)で表される。これをモード分解して、i次モードに対する瞬間固有値$\Omega_i(t)$が、式(17)より算出される。ここで、$\Omega_i(t)$は、瞬間振動数ω_i(t)の2乗である。もし、$\Omega_i(t)$が負の値になれば、$\omega_i(t)$は虚数となる。振動数が虚数となることは、その時間ステップにおいて、振動的な挙動を起こさず、変形モードが1方向に、指数関数的に増加し、発散的な挙動を起こす成分が含まれることを示す[4),6),7)]。したがって、瞬間固有値$\Omega_i(t)$が負の値になると、一方向に著しく変形が片寄り、不安定挙動を起こし、さらには完全倒壊に至る確率が著しく大きくなる。

しかし、瞬間固有値$\Omega_i(t)$が負となると、直ちに建物が完全崩壊を起こすということではない。これは、式(16)に示されるように、慣性力、減衰力の項により建物の挙動が安定化することも考えられる[7]。また、$\Omega_i(t)$が負の値になっている間に、地震動の向きが反転することで除荷が起こり、$\Omega_i(t)$が正の値に増加することで建物全体としての安定性を取り戻すこともあるうる[4]。しかし、$\Omega_i(t)$が地震時において負となることは、1方向への著しい変形の片寄り、不安定挙動、完全倒壊に近づいていることの指標となりうる。

NII-Electronic Library Service



Ⓐ: 耐震骨組(構面内骨組)
Ⓑ: 建物支持骨組
Ⓒ: 耐震骨組(構面外骨組)

(a) 解析対象建物の平面図

(b) 平面骨組モデルの立面図

(c) 混合せん断+曲げ棒+リンク材モデル

図 2 解析対象の建物とその簡略化モデル

表1 梁、内柱、外柱の部材断面

	梁	内柱	外柱
9F	W610×101	W360×382	W360×347
8F	W690×125	W360×382	W360×347
7F	W760×147	W360×421	W360×382
6F	W920×201	W360×421	W360×382
5F	W920×201	W360×551	W360×421
4F	W920×201	W360×551	W360×421
3F	W920×201	W360×677	W360×551
2F	W920×238	W360×677	W360×551
1F	W920×238	W360×744	W360×551

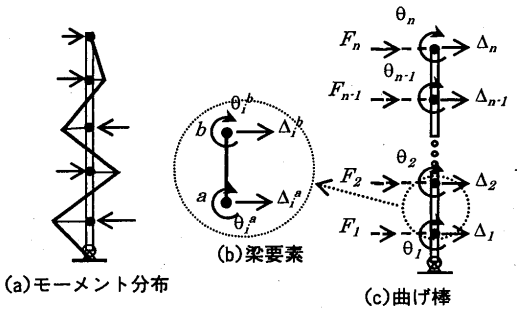


図 3 曲げ棒の耐力メカニズム

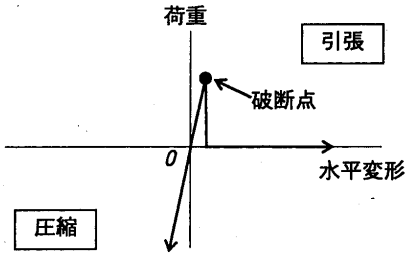


図 4 リンク部材の復元力特性

混合せん断+曲げ棒+リンク部材モデルの運動方程式

運動方程式

$$[M]\begin{Bmatrix} d\ddot{\Delta}_s \\ d\ddot{\Delta}_f \end{Bmatrix}+[C]\begin{Bmatrix} d\dot{\Delta}_s \\ d\dot{\Delta}_f \end{Bmatrix}+[K]\begin{Bmatrix} d\Delta_s \\ d\Delta_f \end{Bmatrix}=-[M]\begin{Bmatrix} I \\ I \end{Bmatrix}d\ddot{\Delta}_{ground} \quad (1)$$

質量行列

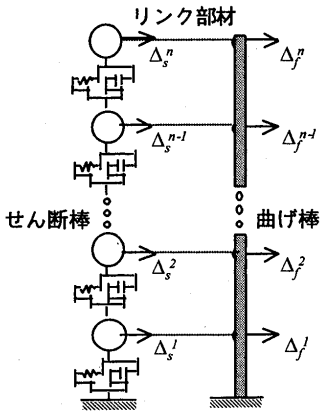
$$[M]=\begin{bmatrix} [M_{shear}] & [O] \\ [O] & [M_{flexure}] \end{bmatrix}_{2n\times 2n} \quad (2)$$

剛性行列

$$[K]=\begin{bmatrix} [K_{shear}]+[K_l] & -[K_l] \\ -[K_l] & [K_{flexure}]+[K_l] \end{bmatrix}_{2n\times 2n} \quad (3)$$

せん断棒の剛性行列$[K_{shear}]$

$$[K_{shear}]=\begin{bmatrix} k_1^s+k_2^s & -k_2^s & 0 & \cdots & 0 \\ & k_2^s+k_3^s & 0 & \ddots & \vdots \\ & & \ddots & 0 & 0 \\ & sym. & & k_{n-1}^s+k_n^s & -k_n^s \\ & & & & k_n^s \end{bmatrix}_{n\times n} \quad (4)$$



混合せん断+曲げ棒+リンク材モデル

曲げ棒の剛性行列$[K_{flexure}]$

$$\begin{Bmatrix} F_i^a \\ M_i^a \\ F_i^b \\ M_i^b \end{Bmatrix}=\frac{E\left(\sum I_i^{fc}\right)}{H_i^3}\begin{bmatrix} 12 & 6H_i & -12 & 6H_i \\ & 4H_i^2 & -6H_i & 2H_i^2 \\ & & 12 & -6H_i \\ & sym. & & 4H_i^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Delta_i^a \\ \theta_i^a \\ \Delta_i^b \\ \theta_i^b \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$\begin{Bmatrix} \{F_{total}\} \\ \{M_{total}\} \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} [K_{\Delta\Delta}] & [K_{\Delta\theta}] \\ [K_{\theta\Delta}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \{\Delta_{total}\} \\ \{\theta_{total}\} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

$$[K_{flexure}]_{n\times n}=[K_{\Delta\Delta}]-[K_{\Delta\theta}][K_{\theta\theta}]^{-1}[K_{\theta\Delta}] \quad (7)$$

ここで、$E(\sum I_i^{fc})$：i層の曲げ棒の曲げ剛性
P_i：i層にかかる重量
H_i：i層の高さ

リンク部材の剛性行列$[K_{link}]$

$$[K_{link}]=\begin{bmatrix} [K_l] & -[K_l] \\ -[K_l] & [K_l] \end{bmatrix} \quad (8a)$$

$$[K_l]=\begin{bmatrix} k_1^l & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & k_2^l & \ddots & \ddots & \vdots \\ & & & \ddots & \vdots \\ & sym. & & k_{n-1}^l & 0 \\ & & & & k_n^l \end{bmatrix}_{n\times n} \quad (8b)$$

幾何行列$[k_g]$

$$[k_g]=\frac{P_i}{H_i}\begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ & 1 & 0 & -1 \\ & & 1 & 0 \\ & sym. & & 1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

$$[k_g]=\frac{P_i}{H_i}\begin{bmatrix} \frac{6}{5} & \frac{H_i}{10} & -\frac{6}{5} & \frac{H_i}{10} \\ & \frac{2H_i^2}{15} & -\frac{H_i}{10} & -\frac{H_i^2}{30} \\ & & \frac{6}{5} & -\frac{H_i}{10} \\ & sym. & & \frac{2H_i^2}{15} \end{bmatrix} \quad (10)$$

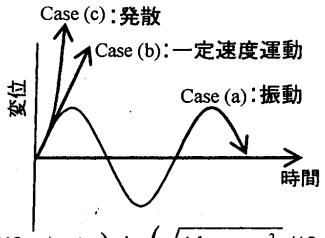
NII-Electronic Library Service

1自由度、多自由度モデルの安定性

1自由度モデル

$$m(\Delta\ddot{u}) + c(\Delta\dot{u}) + k(t)\cdot(\Delta u) = -m(\Delta\ddot{u}_g) \qquad (11)$$

$$\Delta u = \Delta u_P + \Delta u_H \qquad (12)$$



(a) $4\cdot k(t)m - c^2 > 0$の場合

$$\Delta u_H = C_1 \exp\left(-c/(2m)\cdot\Delta t\right)\cos\left(\sqrt{4km-c^2}/(2m)\cdot\Delta t\right) + C_2 \exp\left(-c/(2m)\cdot\Delta t\right)\sin\left(\sqrt{4km-c^2}/(2m)\cdot\Delta t\right) \qquad (13)$$

(b) $4\cdot k(t)m - c^2 = 0$の場合

$$\Delta u_H = C_1 \exp\left(-c/(2m)\cdot\Delta t\right) + C_2 \exp\left(-c/(2m)\cdot\Delta t\right)\Delta t \qquad (14)$$

(c) $4\cdot k(t)m - c^2 < 0$の場合

$$\Delta u_H = C_1 \exp\left(\left(-c+\sqrt{c^2-4km}\right)/(2m)\cdot\Delta t\right) + C_2 \exp\left(\left(-c-\sqrt{c^2-4km}\right)/(2m)\cdot\Delta t\right) \qquad (15)$$

多自由度モデル

$$[M]\{d\ddot{\Delta}\} + [C]\{d\dot{\Delta}\} + [K(t)]\{d\Delta\} = -[M][I]\{d\ddot{\Delta}_g\} \qquad (16)$$

$$\Omega_i(t) = \frac{\{\Phi_i(t)\}^T[K(t)]\{\Phi_i(t)\}}{\{\Phi_i(t)\}^T[M]\{\Phi_i(t)\}} = \omega_i(t)^2 \qquad (17)$$

4. 仮定する塑性および破断メカニズムに対する安定性

構面外骨組と梁床構造の接合部が破断することによって、どのように建物全体の安定性は変化するのかを評価するために、破断する接合部の箇所を変数に、構面内骨組が(1)弾性状態、(2)全ての層で塑性化が起こっている状態において構造物が持つ各モードの固有値を算出し、その最小値(以下、最小固有値Ω_{min})を以下に評価する。

(1) 構面内骨組が弾性で接合部の破断数を増加させる場合

構面内骨組を弾性と仮定し、接合部を下からもしくは上から順に破断させて、その時の建物全体の最小固有値Ω_{min}を求める。図5のように、下から破断させた場合、接合部が6つ破断するまではΩ_{min}はあまり変化しない。ところが、7個以上の接合部が破断するとΩ_{min}は減少してゆく。そして全ての接合部が破断した時、建物全体の固有値は負になり、静的荷重下において構面外骨組が座屈を起こすことに相当する。また、上から破断した場合は、2つ以上破断が進むと著しくΩ_{min}が減少する。これは、図5の接合部が4つ破断した場合に示されるように、構面外骨組の上層部が著しく梁床構造から離間する固有モードを呈するからである。そして6つ以上まで破断が進行するとΩ_{min}は負となる。同じ破断数の時にΩ_{min}が大きいことならびに多くの破断数まで不安定挙動を起こさないことから判断して、下から破断する場合の方が上から破断するよりも建物は高い安定状態を保持することを示す。このことは、構面内骨組がほぼ弾性状態を保つ時は、最上層部を破断しないように設計すれば、建物の安定性はより保たれることを示唆している。

(2) 構面内骨組が塑性で接合部の破断数を増加させる場合

構面内骨組の全層で塑性化していると仮定し、接合部を下からまたは上から順に破断させて、その時の建物全体の最小固有値Ω_{min}を求める。接合部が破断していない状態でも構面内骨組の全層が塑性化しているのでΩ_{min}は負となる。図6のように破断の数が多くなるにしたがってΩ_{min}は減少する。上から破断が進行した場合では、破断数が6つまでは緩やかにΩ_{min}は減少する。これは、図6の接合部が4つ破断した場合に示されるように、構面内骨組の全層が塑性化した状態では、図5に示す弾性状態と違い、構面外骨組の上層部における離間が大きくない固有モードを呈することに起因する。下から破断が進行した場合では、下層部における大きなP-Δ効果と接合部の破断による剛性低下との複合効果により、上から破断が進行する場合よりもより急激に建物全体のΩ_{min}は減少する。

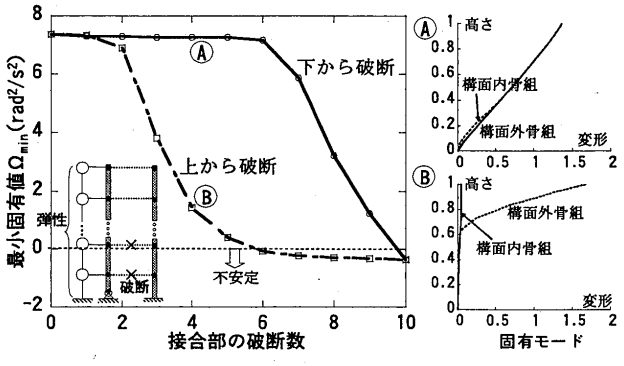


図5 構面内骨組の全層が弾性状態と仮定した時の最小固有値Ω_{min}

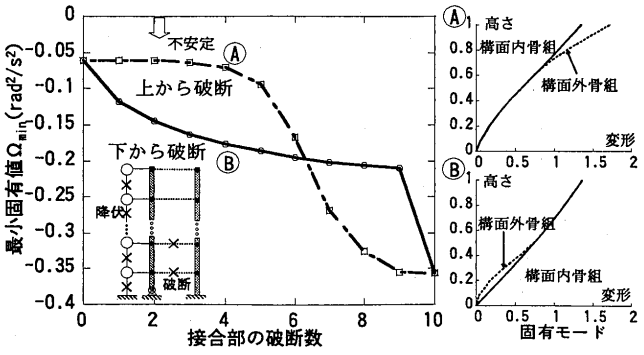
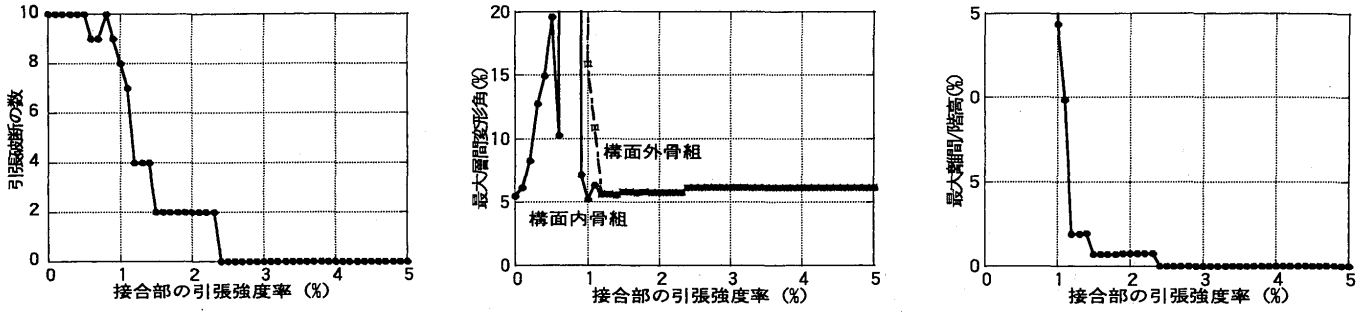


図6 構面内骨組の全層が塑性状態と仮定した時の最小固有値Ω_{min}

NII-Electronic Library Service



(a) 引張破断の数　(b)最大層間変形角　(c) 最大離間/階高(%)

図7　様々な接合部引張強度率に対する応答

5. 接合部破断を含む地震時応答

米国式の鉄骨ラーメン構造の動的安定性や地震時挙動を把握するために、混合せん断棒+曲げ棒+リンク部材モデルに NF17 地震動[8]を入力し、リンク部材の引張強度率を 0%～5%まで変化させた非線形動的解析を行った。様々な引張強度率に対して、リンク部材の破断数を図 7(a)、構面内骨組と構面外骨組の最大層間変形角を図 7(b)、構面内骨組と構面外骨組の最大離間を図 7(c)に示す。

引張強度率が 2.4%より大きい時は、リンク部材は破断せずに、構面内、外骨組は一体として挙動する。引張強度率が 1.5%～2.3%の範囲にある時は、2 つの層で破断が起こり構面内、外骨組はそれらの層において別々に挙動するが、構面内、外骨組の最大離間は階高の 1%程度である。引張強度率が 1.2%以下になると構面外骨組の最大層間変位は著しく増加し崩壊する。またその間、リンク部材が破断する層の数も増加する。引張強度率が 0.7%～0.8%の範囲にある時は、構面内、外骨組ともに 20%以上の層間変形角を呈して崩壊する。引張強度率が 0.7%以下になると、全てのリンク部材が破断した後に構面外骨組は構面内骨組から完全に分離し、別々の挙動を示す。以下の 4 つの場合について考察する。

(1) リンク部材が破断しない場合（引張強度率:2.5%）

リンク部材の引張強度率が 2.5%の時、リンク部材は破断せずに、図 8(a-1)に示すように、構面内、外骨組は一体として挙動し同一の層間変位を示す。層間変形角は 11.06 秒に最大値 5.82%となる。瞬間固有値は、図 8(b-1)に示すように、9.98 秒から 10.06 秒にわたって 0.257(rad²/s²)まで減少するが、正の値に保たれる。したがって、5%以上の層間変形を示すものの、建物全体は安定した挙動を示す。

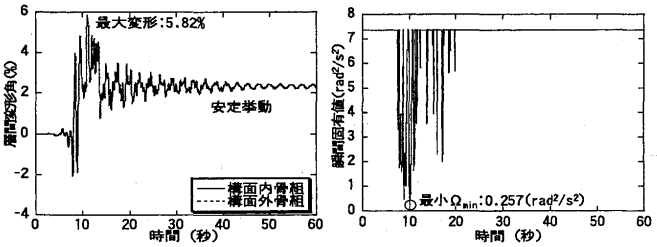


図 8(a-1) 9 層変位の履歴　図 8(b-1) 瞬間固有値の履歴

(2) リンク部材が一部の層で破断する場合（引張強度率:2.0%）

リンク部材の引張強度率が 2.0%の時、1 層と 3 層部分のリンク部材が破断して、それ以後、それらの層で、構面内、外骨組は別々に挙動する。図 8(a-2)に示すように、構面内、外骨組の最大層間変形角は 3.87%および 4.56%となる。破断が起こるが、図 8(b-2)に示すように、瞬間固有値は正の値に保たれ、建物全体は安定挙動を示す。

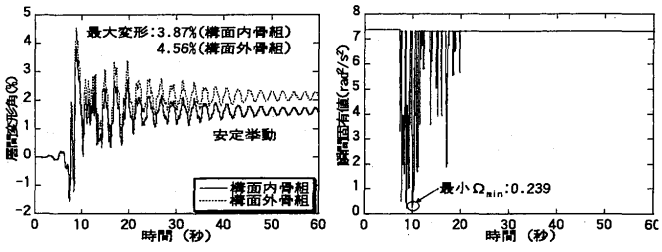


図 8(a-2) 2 層変位の履歴　図 8(b-2) 瞬間固有値の履歴

(3) リンク部材が破断し崩壊する場合（引張強度率:0.8%）

リンク部材の引張強度率が 0.8%の時、図 8(b-3)に示すように、瞬間固有値はリンク部材の破断にしたがい、急激に減少し負の値に至り、それ以後は、正の値に戻らなかった。その結果、建物全体は不安定挙動をし続けて、図 8(a-3)に示すように、瞬間固有値が負になったあたりから、構面内、外骨組の変位は、指数関数的に増加し崩壊に至った。なお、この進行性崩壊現象は次頁で詳しく調べる。

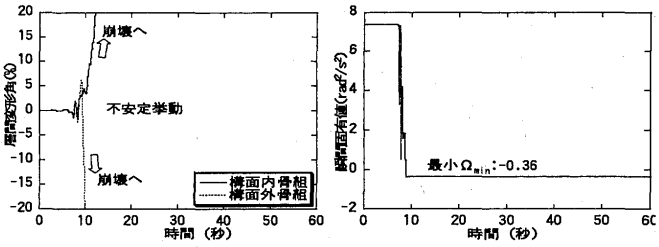


図 8(a-3) 2 層変位の履歴　図 8(b-3) 瞬間固有値の履歴

(4) リンク部材が全層で破断し崩壊する場合（引張強度率:0%）

リンク部材の引張強度率が 0%の時、図 8(b-4)に示すように、瞬間固有値は地震動が入力すると同時に減少し負の一定値になる。その結果、建物全体として不安定挙動を呈し、構面外骨組の変位は図 8(a-4)に示すように一方向に著しく増加して崩壊した。建物全体の挙動としては不安定であるが、構面内骨組は構面外骨組と分離して安定した挙動を示す。これは、構面内骨組が単独であるとして動的解析を行うと正の瞬間固有値を保つ安定挙動を示すことに符合する。

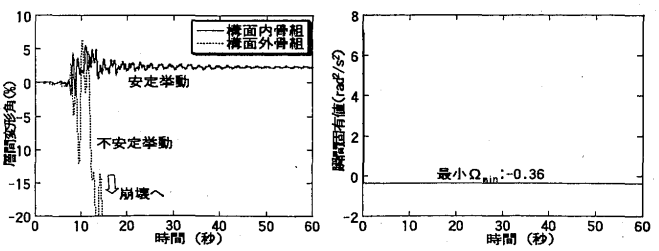


図 8(a-4) 9 層変位の履歴　図 8(b-4) 瞬間固有値の履歴

NII-Electronic Library Service

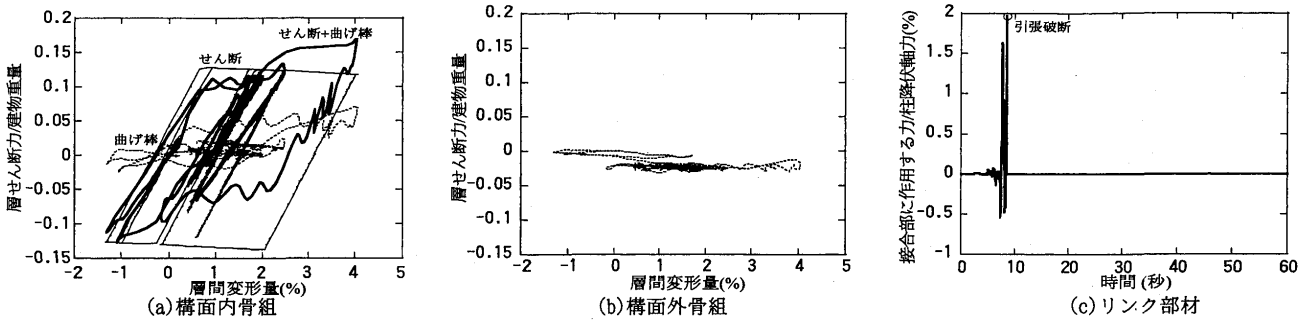


図9　構面内骨組、構面外骨組、リンク部材の履歴

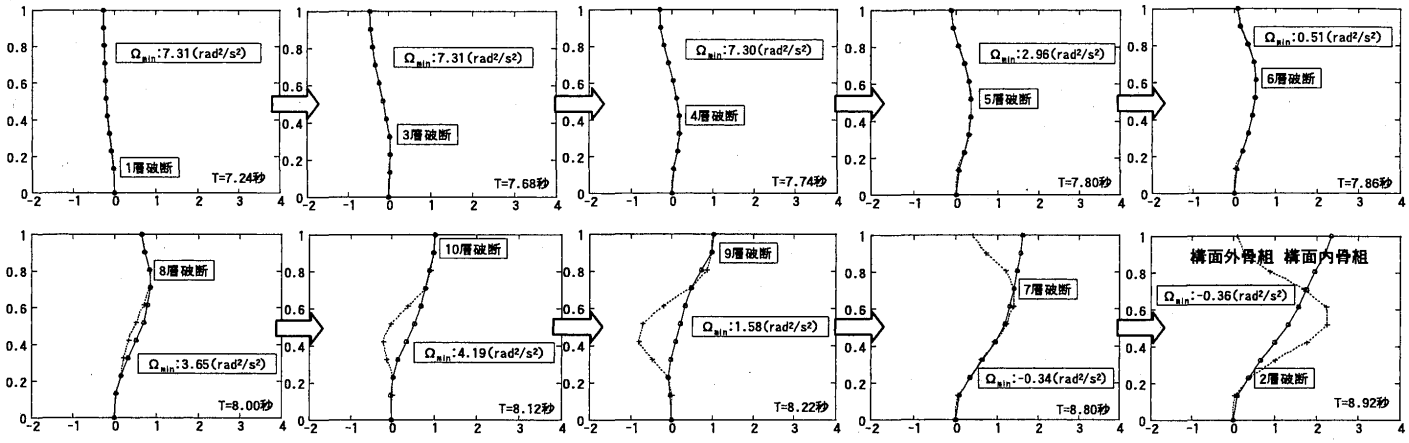


図10　引張強度率0.8%の場合における構面内、構面外骨組の進行性崩壊(横軸:床変位/建物高さ、%、縦軸:床レベル/建物高さ)

心棒効果

引張強度率が2.0%の場合、地震動の間に3層部分の構面内、外骨組、リンク部材に作用する力を図9に示す。構面内骨組のせん断棒は、P-Δ効果により負勾配を示すが、構面内、外骨組の曲げ棒による心棒効果によって概ね正勾配を示し、建物は安定した挙動を示す。リンク部材は、柱材の降伏耐力の2%以上の引張力を受けて破断する。

進行性崩壊現象

進行性崩壊の過程において、建物がどのように安定性を失っていくのかを、時間刻みにおける最小固有値Ω_{min}を算出することで評価する。リンク部材の引張強度率が0.8%の時の、破断の進行による構面内、外骨組の水平方向の床レベル変位の進行ならびにそれに対応するΩ_{min}の変化を図10に示す。T=7.24秒より1層部分より破断が起こり、3層→4層→5層→6層→8層→10層→9層→7層→2層と破断が進行する。6層のリンク材が破断を起こすT=7.86秒から8層が破断を起こすT=8.00秒までの間にΩ_{min}が0.51(rad²/s²)まで増加するが、構面内骨組のせん断棒の塑性化していた層で除荷が起こり弾性状態に戻ったことに起因する。7層で破断が起こるT=8.80秒以後、Ω_{min}は負の値をとり続け、不安定挙動を引き起こした。

6.　様々な地震動強さに対する進行性崩壊現象の危険性

様々な地震動強さに対して、構面内、外骨組を繋ぐリンク部材の破断およびそれに起因した進行性崩壊現象が起きる危険性を評価するため、SAC(1997)プロジェクト[1)]の生起確率2%50年、10%50年、50%50年の3種類の地震動強さを持つ20個ずつの地震動[8)]に対して動的非線形解析を行い、破断を起こす層数の平均値を図11に示す。引張強度率が1%の時、破断を起こす層数の平均値は、2%50年に対して5、10%50年に対して3、50%50年に対して2層程度であり、地震動強さが大きくなるにつれ破断を起こす層数も増加する。リンク部材を外周架構柱の座屈補剛材と考えて、鋼構造限界状態設計指針・同解説[10)]を援用して設計を行うと、リンク部材に必要な引張強度率は3%となるが、その場合、ほとんど破断は起こらない。

3種類の地震動強さおよび様々な引張強度率に対し、各層において破断を引き起こす地震動の数を図12(a)、(b)、(c)に示す。例えば、リンク部材の引張強度率が5%の場合、2%50年の20個の大地震動のうち2個に対して、1層のリンク部材が破断する。引張強度率が低下するにつれて下層部から破断が起こり、中、上層部のリンク部材まで破断が進行していく様子が観察される。

3種類の地震動強さに対する、構面内、外骨組が5%以上の層間変形角を示す確率(P|SDA>5%)を図13に示す。生起確率2%50年の大地震動に対しては、引張強度率が1.2%以上の時、構面内、外骨組ともに(P|SDA>5%)は0.35程度であり、引張強度率が1.2%以下になると、構面内、外骨組ともに(P|SDA>5%)は著しく大きくなる。生起確率10%50年、50%50年の中、小地震動に対しては、1.0%よりも大きな引張強度率の時、(P|SDA>5%)はゼロであるが、引張強度率が1.0%より低下するにつれて、構面内、外骨組の(P|SDA>5%)は著しく増加する。

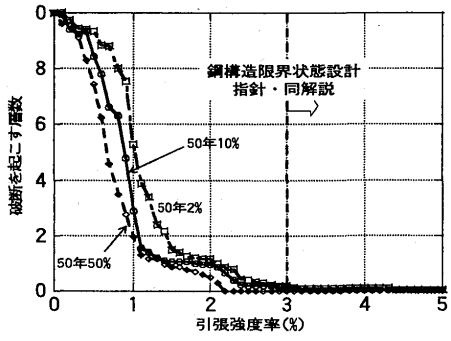


図11　様々な接合部の引張強度に対して破断を起こす層の数

NII-Electronic Library Service

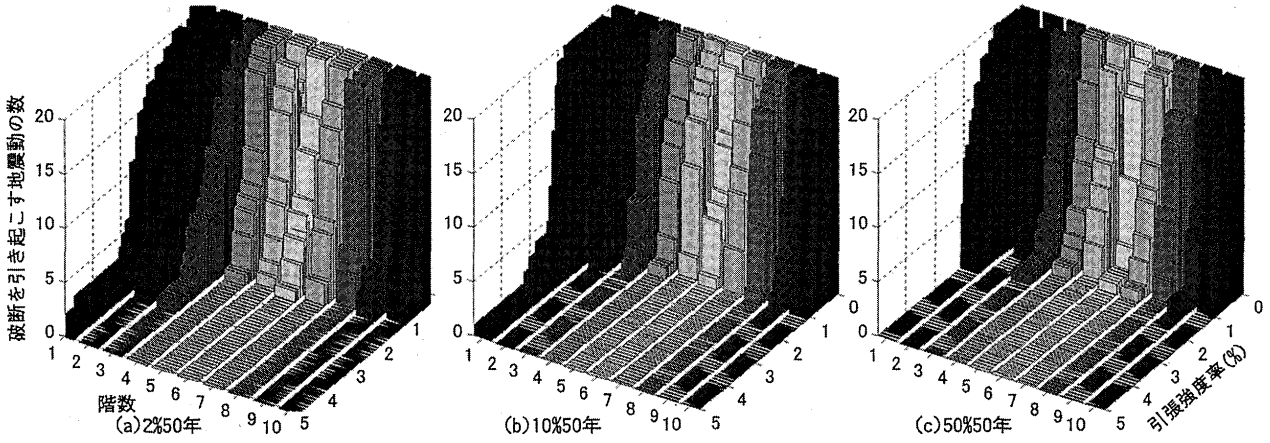
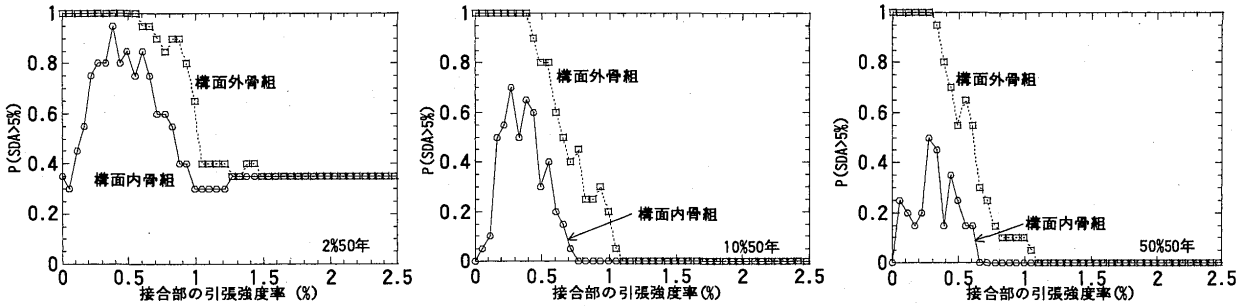


図 12　様々な引張強度率に対して破断を引き起こす地震動の数



(a) 2%50 年の大地震動　　(b) 10%50 年の中地震動　　(c) 50%50 年の小地震動

図 13 3 種類の地震動強さレベルに対して 5%以上の層間変形角を持つ確率

7. 結論

本研究では、外周架構(構面内、外骨組)と建物支持骨組から構成される米国式の鉄骨ラーメン構造を対象に、構面内骨組と建物支持骨組をモデル化した混合せん断+曲げ棒モデル、構面外骨組をモデル化した曲げ棒、それらを繋ぎ、所定の引張力が作用すると破断する復元力特性を持つリンク部材から構成される多自由度系モデルを用いて、外周架構と建物支持骨組との接合部の破断による進行性崩壊現象を再現した。本研究で得られた主な結果、知見を以下に纏める。

1. 塑性、破断メカニズムを想定した建物全体の固有値解析を通して、接合部の破断が進行するにしたがい建物が安定性を失っていく様子を建物全体の剛性行列の最小固有値を算出することで定量的に評価した。構面内骨組が弾性状態の場合は、最上階から破断を起こす方が、最下階から破断を起こすよりも、建物全体は急激に安定性を失う。
2. 接合部の引張強度が非常に小さく、地震動が入力すると同時に全て破断する場合は、構面外骨組は構面内骨組から分離して崩壊するが、構面内骨組は概ね安定挙動した。その場合、建物全体の最小固有値は負となる。接合部の引張強度を増加させるにしたがい、破断箇所が減少することで構面内、外骨組はより同一の層間変形を示し、構面内、外骨組の柱材による心棒効果も加わって建物はより安定した挙動を示すことが観察された。
3. 生起確率 2%50 年の大地震動に対しては、接合部が柱材の降伏軸力の 3%の引張強度を有する場合でも、下層部において破断が起こる場合があった。しかし、破断による構面内、外骨組の離間は大きくない。しかし、引張強度率が 1%程度まで減少すると、破断箇所が中、上層部まで進行し、進行性崩壊を引き起こす確率も著しく大きくなる。生起確率 10%50 年、50%50 年の中、小地震動に対しては、接合部が柱材の降伏軸力の 3%の引張強度を有するように設計を行えば、外周架構と建物支持骨組の接合部の破断は概ね起こらない。

本研究では、米国式の鉄骨ラーメン構造を対象にしたが、米国のワールドトレードセンタービルや最近の日本でも超高層免震建物などに採用される高層チューブ構造も、外周架構と梁床構造の引張方向に脆弱な接合部が破断し外周架構の進行性崩壊を引き起こす危険性という本質的に同じ問題を有している。今後の課題として、日本の設計法で建設されるより現実的な超高層免震建物の進行性崩壊現象の解析的および実験的再現にも取り組んでいきたいと考えている。

参考文献

1) FEMA: *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, FEMA Report 367, SAC Joint Venture Report SAC-95-02, 1995.
2) 田川　浩之、グレゴリー マックレイ、ローラ ローズ：梁降伏先行型 2D 骨組の 1D 混合せん断+曲げ棒モデルによる縮約法の提案、日本建築学会構造系論文集、No.609、2006.11.
3) 田川　浩之、グレゴリー マックレイ、ローラ ローズ：動的安定係数を用いた多層建物における地震時応答の評価-動的安定性の観点からみた鋼構造骨組における心棒効果(その 1)、日本建築学会構造系論文集、No.618、2007.8.

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

4) Araki, Y. and Hjelmstad K.: Criteria for Assessing Dynamic Collapse of Elastoplastic Structural Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 29(8), 1177-1198, 2000.

5) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針、1996年.

6) Uetani, K. and Tagawa, H.: Criteria for Suppression of Deformation Concentration of Building Frames under Severe Earthquakes, *Engineering Structures* 20(4-6): 372-383, 1998.

7) Bernal, D.: Instability of Buildings during Seismic Response, *Engineering Structures* 20(4-6): 496-502, 1998.

8) Somerville, P. など: Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, Rep. No. SAC/BD97/04, SAC Joint Venture, Sacramento, California, 1997.

9) Chopra, A.: Dynamics of Structures – Theory and Application to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 2nd Edition, 2001.

10) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説、1998年.

11) 田川浩之、岡田玲、隅谷真也、山田哲、和田章:高層チューブ構造における構面外骨組の進行性崩壊現象の実験的再現、鋼構造論文集、第55号、2007.9.

付録1　米国式の鉄骨ラーメン構造の簡略化

平面骨組の混合せん断+曲げ棒モデルを用いた縮約法の概略を図14、耐震骨組と建物支持骨組からなる米国式の鉄骨ラーメン構造の縮約法の概略を図15に示す。詳細な説明は文献2)に示されている。

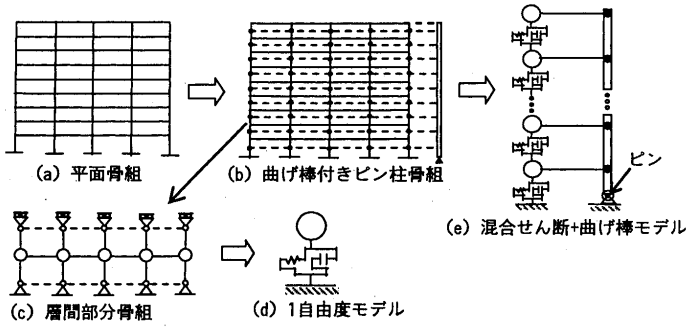


図14　平面骨組の混合せん断+曲げ棒モデルによる縮約法

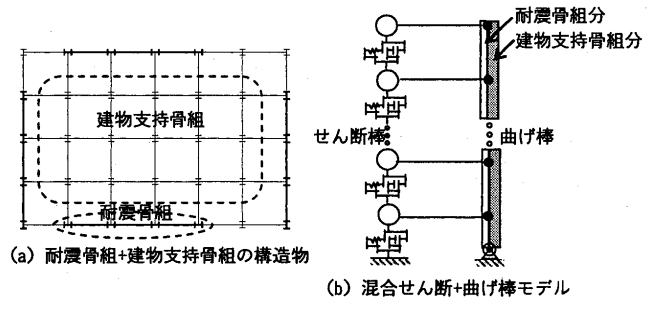


図15　米国式の鉄骨ラーメン構造に対する縮約法

付録2　動的非線形解析に用いたアルゴリズムおよび仮定

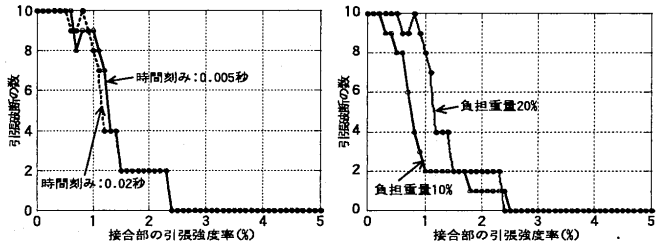
本論文で行った非線形の時刻歴解析では、NewMark-β法の平均加速度法[9]を用いた。建物の1次固有周期と周期0.2秒において2%の減衰定数を持つようなRayleigh減衰[9]をせん断棒、曲げ棒に用いた。解析時間を考慮して動的解析での時間刻みは、地震加速度記録の時間刻み[8]と同じとし、大方0.01秒もしくは0.02秒である。各時間刻みにおいて外力増分量に相当する変位増分量を算出する際には修正Newton-Raphson法[9]を用いて収斂計算を行った。構面内、外骨組にはそれぞれ建物全重量の20%、建物支持骨組には60%がかかるとし進行性崩壊の間も一定であると仮定した。また、リンク部材が破断した後は剛性、強度ともに0となるように設定し(図4)、リンク部材の再接触は考慮していない。以下にそれらの仮定を検証する。

(1)解析の時間刻みを小さくした場合

地震動NF17[8]の時間刻みを0.02秒から0.005秒に設定し、地動加速度を線形補間して、様々な引張強度率に対して動的解析を行った。引張破断数の比較を図16(a)に示す。時間刻みを小さくすることで、引張強度が0.6%から1.2%の間、引張破断数に若干の違いが見られる。ある時間刻みの間で引張破断するかしないかの違いが現れ、それがそれ以降の挙動に影響を及ぼしたと考えられる。

(2)構面外骨組の負担重量を変えた場合

進行性崩壊に伴い構面外骨組の負担重量は減少すると考えられる。構面外骨組の負担重量を20%から10%に減少させ様々な引張強度率に対し動的解析を行った。破断数の比較を図16(b)に示す。構面外骨組の負担重量を減少させると構面外骨組に作用する慣性力も減少し破断数も一般に減少する。進行性崩壊の間も構面外骨組が建物重量の20%を負担する仮定は安全側の結果を与えると想定できる。



(a) 時間刻み　　(b) 負担重量

図16　解析の時間刻み、負担重量を変えた場合の破断数

(3)リンク部材の再接触を考慮する場合

本解析では、図4に示すようにリンク部材の破断後の再接触は起こらないと仮定したため、図10に示すように構面内、外骨組がリンク部材の破断後に交差する結果となった。リンク部材の破断後の再接触を考慮する場合は、リンク部材の復元力特性として図17を用いる必要があるが、この場合、リンク部材の再接触および再離間ごとに急激な剛性変化が生じるため、解析の時間刻みを小さくする、リンク部材の剛性を大きく設定し過ぎないなどの対処が必要となる。再接触を考慮した1例として、引張強度率を1%に設定しNF17[8]を入力した場合の2層床レベルにおける変位履歴を図18に示す。ここで、時間刻みは0.005秒に設定した。リンク部材の再接触を考慮すると、リンク部材が構面外骨組の建物内側への変形を拘束するため、より外側方向への変形を起こさせる危険性も考えられ[11]、この再接触による進行性崩壊現象の加速は今後も検討を行う予定である。

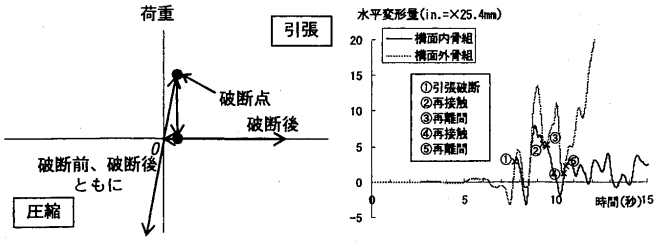


図17 再接触を考慮した復元力特性　図18 2層床レベル変位の履歴

(2007年5月10日原稿受理, 2007年11月13日採用決定)

NII-Electronic Library Service