

# 鋼構造建築物・部材に要求される塑性変形の定量化に向けて

中島 正愛\*、澤泉 紳一\*\*、稲岡 真也\*\*\*

\* Ph.D. 京都大学助教授 防災研究所地震災害研究部門 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

\*\* 工修 新日本製鉄主任研究員 鋼構造研究開発センター (〒293-8511 富津市新富 20-1)

\*\*\* 工修 川崎製鉄主査 建材センター建材事業企画部 (〒100-0011 東京都千代田区内幸町 2-2-3)

近年の地震による建築構造物被害の教訓として、また建築構造物耐震設計の高度化をめざすために、構造物の変形能力や構造物に要求される変形を陽に表現し、それらを耐震設計法のなかに積極的に組み込んでゆく必要性が指摘されている。本論では、鋼構造建築物を対象に、高い塑性変形能力を確保するために望ましいとされる梁崩壊型機構を形成するために必要な柱梁耐力比、このような柱梁耐力比が満足される骨組に要求される最大層間変形や最大梁回転角、このような柱梁耐力比が満足されない骨組に要求される最大層間変形角や最大梁回転角、多層骨組の最大変形量と等価 1 自由度系の最大変形量の相関について若干の検討を試みるとともに、これら変形量を簡便に予測するための資料を提示する。また等価 1 自由度系に対する既往の最大変形予測法がもつ精度についても考察する。

Keywords: Steel building, Maximum deformation, Maximum plastic rotation, Equivalent SDOF system

## 1. はじめに

日本を含め全世界の構造物耐震設計における基本的な考え方の原型は、Newmark が提示した、設計用 1 自由度弾性系応答スペクトルと、設計用弾塑性必要耐力スペクトルに求められる<sup>1), 2)</sup>。ここでは、大地震においても構造物を弾性限以下に留めておく設計は非経済であるとの立場にたつて、大地震に対しては、構造物の塑性化を許し、また塑性変形に付随するエネルギー吸収によって構造物の倒壊を防ごうとする考え方が採り入れられている。具体的には構造物がもつ耐力と塑性変形能力の"trade-off"を斟酌し、日本の建築耐震設計基準<sup>3)</sup>では  $D_s$  (構造特性係数)、UBC 規準<sup>4)</sup>では  $R_w$  などの係数が、塑性変形能力に応じた必要耐力低減係数として用いられている。ただこの設計法では、所詮は耐力照査を主軸に置くので、最大(塑性)変形に代表される変形量を陽に求める必要はない。それは例えば、鋼構造建築物の耐震設計基準において、 $D_s$  を特定するために、幅厚比制限、軸力比制限、細長比制限などの構造規定を設け、ある制限を満足しておれば  $D_s$  が自動的に決定できるという手順を採っていることから明らかである。

1989 年米国ロマプリータ地震、1994 年米国ノースリッジ地震、1995 年兵庫県南部地震などにおける都市基盤施設の被害は、構造物がその機能性を喪失することによって起こる損害の大きさ、翻って機能性確保の重要性を思い知らせる結果となった。またその教訓として、人命保護は当然のことながら、機能性に対する陽な設計配慮の必要性が指摘され、機能性保持能力の向上、その前

段としての機能性保持能力や損傷の定量化、またライフサイクルコストを考慮した損傷評価などはいずれも、近年注目を浴びている「性能設計」にかかわる主要研究課題を構成している。とりわけ、さまざまな損傷評価尺度のなかでも、最も基本的な尺度である「構造物の最大変形」を適切に評価する手順を導くことは、性能設計法構築における愁眉の課題と認識されている。

1994 年米国ノースリッジ地震、1995 年兵庫県南部地震では、過去の地震であまり被害を受けてこなかった、したがって地震に強いと一般に信じられてきた鋼構造建築物に被害が続出した<sup>5), 6), 7)</sup>。とりわけ、溶接柱梁接合部(多くの場合は梁端部)の破断は、それが比較的新しい鋼構造建築物に見られただけに深刻で、両地震以来、溶接柱梁接合部とそれに接続する梁端の塑性変形能力評価と向上は、日米を初めとする多くの研究者が取り組む課題となっている<sup>8), 9), 10)</sup>。ただこれら塑性変形能力を評価するだけでことが完結するものではなく、それと対をなす「地震時において柱梁接合部や梁端部に要求される塑性変形」を正しく評価して初めて問題の解決に至る。

上記に示した一連の動きはいずれも、耐震設計の高度化のためには、「力」だけではなく「変形」に対してもよりきめ細かな配慮が必要なことを訴えている。本論では、変形に関わる二つの代表指標である「変形能力」と「要求変形」のうち後者に焦点をあて、鋼構造建築骨組を対象に、地震がこの種の構造物に対して要求する変形量がどれぐらいのものであるのか、またそれを設計においてどのように見積もるかという観点にたつて、主とし

て筆者が最近従事した研究プロジェクトから得られた成果を基にして若干の考察を試みる。なお本論で示す内容の詳細については、文献 11~15 を参照されたい。

本論が提起する具体的課題の背景は以下のとおりである。

- (1) 一般に鋼構造骨組においては、高い耐震能力を期待して梁崩壊機構が形成されるように設計することが多い(図 1)。この崩壊機構を支配する主要因は、柱がそれに接続する梁に対して有する相対的な耐力(柱梁耐力比)と考えられているが、一体どれだけの柱梁耐力比があれば、望む機構が確保されるのか?
- (2) 梁崩壊機構を形成する骨組においては、代表的な損傷尺度である最大層間変形が比較的一様になることも期待されているが、その最大層間変形と一様程度はどれぐらいか?
- (3) 梁崩型機構を形成する骨組において、その柱梁接合部(梁崩壊機構であるから具体的には梁端部)に要求される最大(塑性)回転角はどれぐらいか?
- (4) もし梁崩壊機構が形成されなければ、柱はどの程度塑性化し、また最大層間変形や梁最大(塑性)回転角はどれほど変わるのか?
- (5) 建築構造物の耐震設計においては、その構造物を等価な 1 自由度系とみなし、その系の特性と関連づけながら、構造物の応答特性を推定することが多いが、鋼構造骨組における最大層間変形や梁最大(塑性)回転角は、等価な 1 自由度系の最大変形からどう見積もれるか?
- (6) 現実の設計行為では、特にその初期段階においては、ごく限られた情報から変形特性を推定する必要があり、それに応えるべく、例えば最大変位一定則<sup>16, 17)</sup>に代表されるような簡便な最大変形推定手順が提供されてきた。上記(5)の考察の原点となる等価 1 自由度系の最大変形は、既往の諸手順を用いることによってどの程度の精度で見積もれるか?

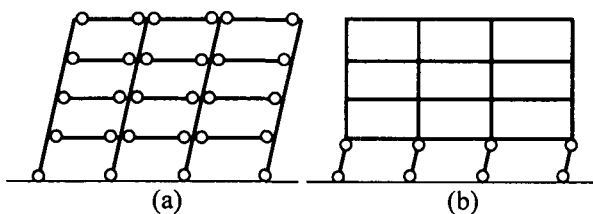


図-1 崩壊機構：(a)梁崩壊機構；(b)層崩壊機構

上記(1)~(6)の記述では再三「見積もる」という言葉を用いた。非線型系に対する解析技術が著しく進歩したいまでは、与えられた構造物と与えられた入力地震に対して、その構造物の応答(変形)挙動を詳細に検討する

ことは可能である。しかしそれは、すでに設計された(つまり材料特性や幾何学的特性がすべて与えられた)構造物の応答を求め、設計の妥当性を確認する行為であって、これから構造物を組み立ててゆこうとする初期設計行為に適用しうるものではない。初期設計行為においては、極く限られた情報だけから、設計する構造物がこう挙動するであろうと推測することが肝心で、そこに「見積もる」ことの意義があると筆者は考えている。

## 2. 梁崩壊機構を保証するための必要柱梁耐力比

層方向への荷重の大きさ、方向、層分布が時々刻々変動し、骨組部材に複雑な載荷・除荷履歴を誘発する地震応答において、崩壊機構を定義することは容易ではないが、柱が塑性化しない、もしくは柱の塑性化が極く限られた応答を保証するためには、相当大きな柱梁耐力比(1.5~2.0)が必要であるという研究結果が得られている<sup>18, 19, 20)</sup>。ただ、梁崩壊機構を確保するために柱梁耐力比をいくら以上に設定すればよいかとなると、骨組の形態や層数、また想定する入力地震動に応じてその値が変化することもあって、実務設計に直接供せるだけの簡便な情報が必ずしも蓄積されているわけではなく、事実現行の建築物耐震設計基準では、柱梁耐力比について特に制限を設けていない。米国 UBC 規準<sup>21)</sup>では、梁崩壊機構が期待できる骨組の条件を、「ある接合部に接続する柱耐力総和が同じ接合部に接続する梁耐力総和に対してもつ比を 1.0 以上にすること」と定めている。ただこの条件を満たした骨組においても柱が十分塑性化しうることは、すでに指摘されているところである<sup>22, 23)</sup>。

このように、一方で梁崩壊機構の形成が望ましいと理解され、他方それを満足させるための柱梁耐力比は相当大きくなる可能性が高いという、実務設計からみればいささか悲観的な現状を踏まえ、一体どれぐらいの柱梁耐力比が必要であるのかを再確認するために、以下の解析を実施した。

### 2.1 魚骨骨組モデル

本論では、多スパン鋼構造骨組における柱梁耐力比を、各節点に接続する柱と梁の全塑性モーメントの比というよりも、フロアモーメントの考え方を適用して<sup>24)</sup>、各床レベルに接続する柱頭・柱脚全塑性モーメントの総和に対する、その床レベルに位置する梁材端の全塑性モーメント総和の比としてとらえる。またこの考え方に沿って、各層の柱を一本の柱に、各床レベルの梁を一本の梁(回転ばね)に置換した魚骨骨組を解析の対象とする(図 2)。この置換は、同一床レベルにおける柱梁接合節点の回転角がすべて等しいとする基本仮定から導かれるもので<sup>25, 26)</sup>、質量は各床レベル位置に集中させている。従来から多用されているいわゆる多層せん断型モデルでは、各層の剛性や耐力はそれぞれ独立に設定されるので、柱

よりも梁の塑性化に応じて層としての剛性や耐力が変化する本論で対象とする鉄骨骨組には適用しにくい。魚骨骨組は、梁の塑性化に伴う層剛性や耐力の変化を適切にとらえることができるという利点を有するもので、各層、各床レベルに位置する柱群と梁群を、それぞれ一本の柱と梁で代表させるという一般化の妥当性についても、多層多スパン鉄骨骨組の地震応答結果との比較を通じてすでに検証されている<sup>[25, 26]</sup>。

## 2.2 骨組モデル

鋼構造骨組が頻繁に使われる中低層建築物を対象に、3～12層骨組を解析対象とする。また鋼構造建築物に対する一般的な設計手順にならって、骨組の諸元を以下の手順にしたがって算定する(図3)。

- ・各層の重量は等しい。
- ・建物階高を4.0mとする。
- ・地震によって各層に作用するせん断力は、建築物耐震設計規準<sup>[3]</sup>が示す $A_i$ 分布に従うものとする。
- ・柱の反曲点が柱中央に位置すると仮定し、標準せん断力係数が0.2において全ての梁が降伏すると考えて梁の降伏耐力(モーメント)( $M_{yB}$ )を算出する。
- ・柱梁剛比(梁の剛度に対する柱の剛度の比)を1.0とする。

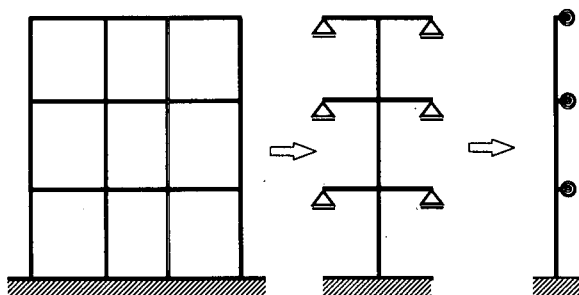


図-2 多層骨組の魚骨骨組モデルへの置換

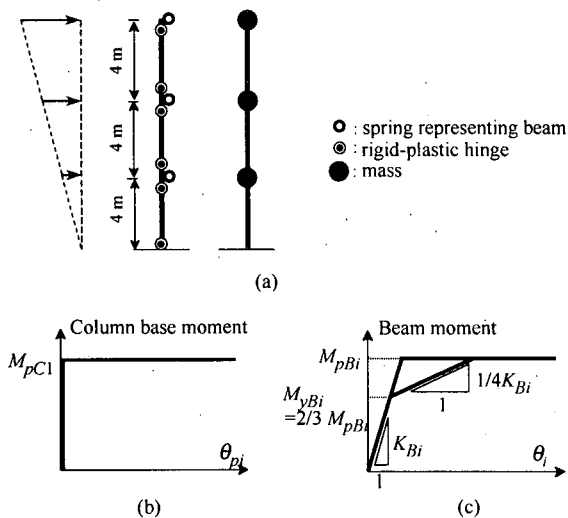


図-3 魚骨骨組モデル：(a)モデル化；(b)柱復元力特性；(c)梁復元力特性

- ・標準せん断力係数が0.2に対応するせん断力が作用したときの層間変形角を1/200とする。
- ・標準せん断力係数が0.3に対応するせん断力が作用したとき、梁は全塑性耐力( $M_{pB}$ )に、また1層柱脚も全塑性耐力( $M_{pC}$ )に至るとする。
- ・1層柱脚の塑性化は、柱脚に挿入する剛塑性回転ばねによって考慮し、降伏耐力( $M_{pC}$ )に至った後の挙動を完全塑性とする。また1層柱脚以外の柱はすべて弾性的に挙動するものとする。
- ・梁を代表する回転ばねはトリリニア型の履歴をもつものとし、初期降伏を( $M_{yB}$ )に、最大耐力を( $M_{pB}$ )にそれぞれ相当させ、第二分枝の剛性は初期剛性の1/4とする。
- ・粘性減衰は弾性一次振動に対して2%の減衰比が得られる初期剛性比例型として与える。

この解析の特徴は、1層柱脚以外の柱はすべて弾性的に挙動するものと仮定している点にある。この解析から、弾性柱(柱脚、柱頭)に作用する最大モーメントが算出されるが、そのモーメントが当該柱に接続する梁の全塑性モーメントに対して持つ比が、柱を弾性に留めるために必要な柱梁耐力比となる。なお上記で示した骨組モデルの他に、複数層にわたって同じ部材を配した骨組モデルや、梁履歴をトリリニア型ではなく完全弾塑性型としてモデルも解析している<sup>[11, 12, 13]</sup>。

## 2.3 入力地震波と入力レベル

入力地震波として、El Centro-NS(1940)(EL)、NTT-NS(1995)<sup>[27]</sup>(NT)、Yokohama(1995)<sup>[28]</sup>(YK)の三種類の地震波形を採用する。このうち、EL波形は、過去数十年間の膨大な地震応答解析において常に使われ続けているという意味での一般性から、兵庫県南部地震における観測波形の一つであるNT波形は、直下型地震を代表する波形として、また模擬地震動波形であるYK波形は、(極短周期領域を除いて)周期依存性の少ない応答を与

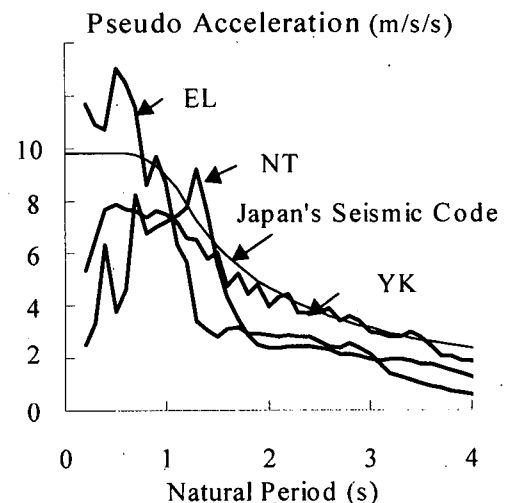


図-4 擬似加速度応答スペクトル(地動速度:0.5m/s)

えること、長周期成分のパワーが大きいことなどから、海洋型地震を代表する波形としてそれぞれ採用する。採用地震波の最大速度を 0.5m/s に基準化した波形に対する擬似応答速度スペクトル (2%粘性減衰比) を図 4 に示す。

上記三種類の地震波形の最大速度が、それぞれ 0.25m/s、0.5m/s、0.75m/s、1.0m/s、1.25m/s になるように基準化したものを入力地震動とする。これは、入力レベルに応じて骨組の塑性化程度は違い、その帰結として異なった応答性状 (層間変形や部材の塑性変形の層方向分布など) を示すことが予想されるからである。0.5m/s の入力レベルは、現行建築物耐震設計が想定する大地震 (レベル 2) に対応する。0.75~1.25m/s は現行耐震設計が想定する以上の入力レベルであるが、兵庫県南部地震において観測された地震動記録にも現行耐震設計におけるレベル 2 地震動をはるかに超すものが散見された事実や、また骨組がもつ終局安全性を把握する重要性を勘案して選択している。

## 2.4 解析結果

図 5 は、上記の諸元をもつ骨組の解析結果の一例で、(a)は 3 層骨組の最大層間変形角 ( $SDA$ ) の層分布、(b)は 12 層骨組の最大層間変形角の層分布、(c)は 3 層骨組の最大梁回転角 ( $\theta_{max}$ ) の層分布、(d)は 12 層骨組の最大梁回転角の層分布、(e)は 3 層骨組の必要柱梁耐力比 ( $M_{Cmax}/M_{PB}$ : 柱に作用する最大モーメントの、それに接続する梁の全塑性モーメントに対する比) の層分布、(f)は 12 層骨組の必要柱梁耐力比の層分布、である。なお(a)、(b)の最大層間変形角 ( $SDA$ ) は、全体的な変形の指標である頂部最大水平変形を建物総高さで除した最大全体変形角 ( $ODA$ ) で、また(c)、(d)の最大梁回転角は、その梁にまたがる上下層の最大層間変形角の平均 ( $SDA^*$ ) で、それぞれ基準化している。これらの図から得られる主な所見は以下の通りである。

**最大層間変形角 ( $SDA/ODA$ ):** 3 層骨組では、層にわたって比較的一様に分布するのに対して、12 層骨組では、1、9 層の最大層間変形が卓越するなど、二次モード的な挙動がより明瞭に現れている。またその傾向は、入力レベルが高いほど顕著である。

**最大梁回転角 ( $\theta_{max}/SDA^*$ ):** この比の層分布は比較的一様である。入力レベルが高くなるほどこの比は大きくなるが、これは柱が終局弾性に留まっているのに対して、梁の塑性回転角は入力レベルが高くなるほどより進行すること、つまり層間変形角に占める梁回転の割合が入力レベルとともに増えることに起因する。

**必要柱梁耐力比 ( $M_{Cmax}/M_{PB}$ ):** この比の層分布は比較的一様で、特定の柱頭・柱脚に極端に大きなモーメントが作用することはない。特徴的な傾向として、入力レベルが高くなるほどこの比は全層にわたって上昇することが

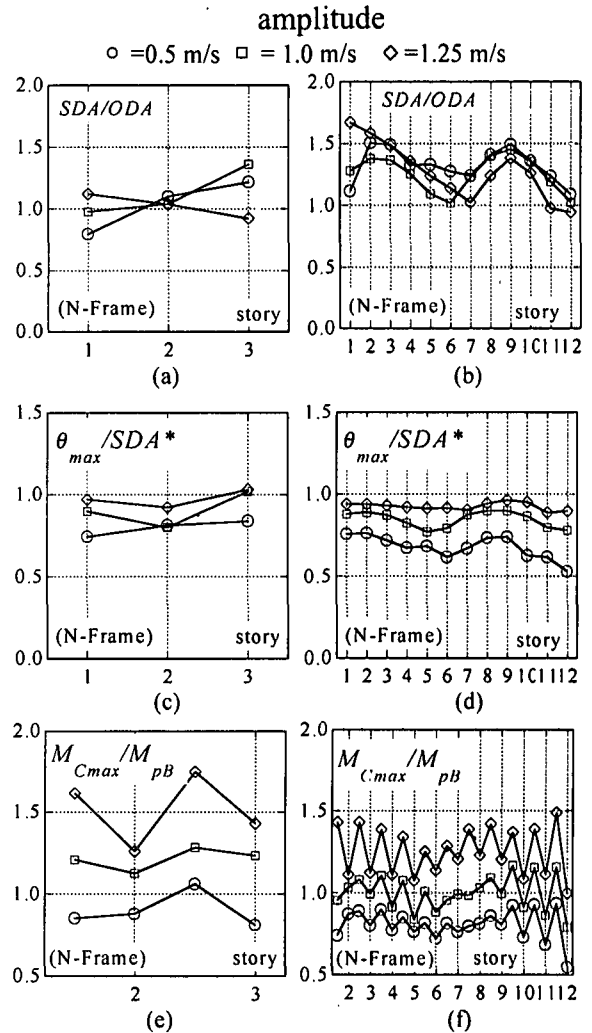


図-5 1層柱脚以外の柱が塑性化しない骨組の応答：  
(a)、(b)3層、12層骨組最大層間変形角の層分布；  
(c)、(d)3層、12層骨組最大梁回転角の層分布；  
(e)、(f)3層、12層必要柱梁耐力比の層分布

挙げられる。

図 6 は、最大層間変形角 ( $SDA$ )、最大梁回転角 ( $\theta_{max}$ )、必要柱梁耐力比 ( $M_{Cmax}/M_{PB}$ ) の層分布特性を把握するためにまとめた例である。(a)、(b)は各層において得られる最大層間変形角 ( $SDA$ ) の全体最大変形角 ( $ODA$ ) に対する比の最大値 ( $max$ )、層方向への平均値 ( $ave$ )、その変動係数 ( $cov$ ) を、(c)、(d)は各床レベルにおいて得られる最大梁回転角 ( $\theta_{max}$ ) の最大層間変形角 ( $SDA^*$ ) に対する比の最大値、層方向への平均値、変動係数を、(e)、(f)は必要柱梁耐力比 ( $M_{Cmax}/M_{PB}$ ) の最大値、層方向への平均値、変動係数をそれぞれ示したもので、入力レベルに対して表示している。この図から、それぞれの応答量 (最大変形角、最大梁回転角など) が平均的にどれくらいであるか、またそれが層にわたってどれほど揺らいているかを具体的にイメージすることができる。

図 6、さらには他の変数 (層数、入力地震波、骨組モデル、梁履歴特性) を用いた解析結果から得られる主な所見と、応答量のたまかな値は以下の通りである。

最大層間変形角の最大全体変形角に対する比 ( $SDA/ODA$ ) : 3層骨組において、その平均値は、入力レベルにかかわらずほぼ1.0あたりを推移する。しかし12層骨組では図5(b)にも示したように、層間変形角の層分布には二次モード的な傾向が強く見られることから、平均値も1.2から1.5程度の値を示す。また12層骨組では、特に入力レベルが高くなるほど層分布の一様性がくずれ、その結果として最大値も増えている。この比の最大値として、入力レベル0.5m/s(現行建築物耐震設計におけるレベル2に相当)では1.7が、一方、入力レベルが1.0m/s(レベル2の2倍)では、2.0(3~9層骨組)から2.5(12層骨組)が、それぞれ得られる。

最大梁回転角の最大層間変形角に対する比 ( $\theta_{max}/SDA^*$ ) : 最大層間変形角の最大全体変形角の比に比べれば、かなり安定した傾向を示している。入力レベ

ルが高くなるほど大きくなるという当然の傾向を有し、入力レベルが0.5m/s以上において、その比の最大値は、層数、入力地震波、骨組モデル、梁履歴特性などにかかわらず、0.9~1.0程度に至る。

必要柱梁耐力比 ( $M_{Cmax}/M_{pB}$ ) : 最も顕著な傾向として、この比が入力レベルとともに増加し、その増加量がほぼ線形的であることが挙げられる。この傾向は、層数、入力地震波、骨組モデル、梁履歴特性にかかわらず見られるものであり、またその変動係数が0.3を超すことがない事実は、ある特定層だけに極端に大きな曲げモーメントが作用するわけではなく、すべての層の柱頭・柱脚がほぼ均等な曲げモーメントを受けていることを表している。入力レベルが0.5m/sに対して1.5、入力レベルが1.0m/sに対して2.0が、それぞれ必要柱梁耐力比の上限となる。

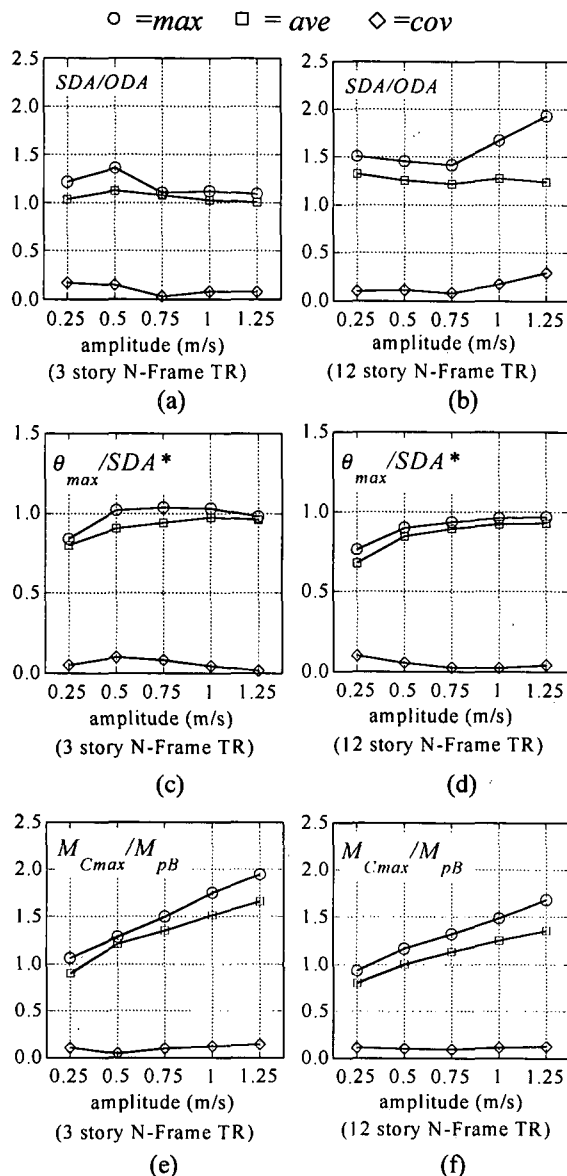


図-6 1層柱脚以外の柱が塑性化しない骨組の応答と入力レベルの関係 : (a)、(b)3層、12層骨組最大層間変形角 ; (c)、(d)3層、12層骨組最大梁回転角 ; (e)、(f)3層、12層必要柱梁耐力比

### 3. 必要柱梁耐力比と入力レベルの関係

#### 3.1 柱への作用曲げモーメントが最大値になる付近での応答性状

本節では、必要柱梁耐力比が入力レベルの増加に応じてほぼ線形的に上昇してゆく理由を考察してみる。図7は、3層骨組を対象に、EL地震波における入力レベル0.5m/s、1.0m/s、1.25m/sそれぞれにおいて、柱曲げモーメント分布の時間に対する推移を示したものである。図中(A)は、各層梁の塑性化が進行し、また反曲点も柱のほぼ中央に位置するなど一次モードに近い応答を示す状態であり、1層柱頭への作用曲げモーメントが最大になる時刻より0.12~0.14秒ほど早い時刻におけるモーメント分布である。また(C)は、1層柱頭への作用曲げモーメントが最大になる時刻における曲げモーメント分布を、そして(B)は、(C)と(A)との差をとったものである。なお図7には、(A)、(B)、(C)それぞれの時刻における層せん断力と相当外力(図のような曲げモーメント分布を生じさせる等価な水平外力)も併せて示している。(A)においては、特に入力レベルが1.0m/sと1.25m/sに対して、1層柱脚、2、3階床レベル梁が全塑性状態に至っていることもあって、1層柱頭の作用曲げモーメントはほとんど等しい。一方(B)の状態では、最上階床レベルにおいて、相当外力は入力レベルにかかわらず除荷に入っており、二次モード的な増分挙動を呈している。入力レベル1.0m/sと1.25m/sにおける(B)部での増分挙動は、1層柱脚および2、3階床梁が全塑性状態を保ち、最上階床梁だけが弾性除荷された状態、つまり柱脚がピン支持され頂部に弾性回転ばねをもつ一本棒の弾性応答状態に匹敵している(図8(a))。入力レベルが高い1.25m/sのほうが大きなモーメント増分を与えているが、これは弾性一本棒の応答を考えれば、入力レベルが高いほど大きな増分応答を示すことから納得できる。

もし骨組が一次モード的な挙動しか示さないとすれば、

入力レベル 1.0m/s と 1.25m/s の(A)における曲げモーメント分布が示すように、梁崩壊機構が達成された応答において、柱へに作用するモーメントはほぼ上限値をもつ。しかしながら、柱への最大曲げモーメントは一次モード的な挙動が卓越する状態(A)ではなく、それに部分的な除荷を伴う二次モード的な挙動が重畳された状態(C)で生じること、付加される二次モード的な増分(B)はほぼ弾性的挙動を呈するので入力レベルとともに柱への作用曲げモーメント増分が増えることがあいて、入力レベルが高くなるほど、柱への最大曲げモーメントがほぼ線形的に増加すると解釈できる。

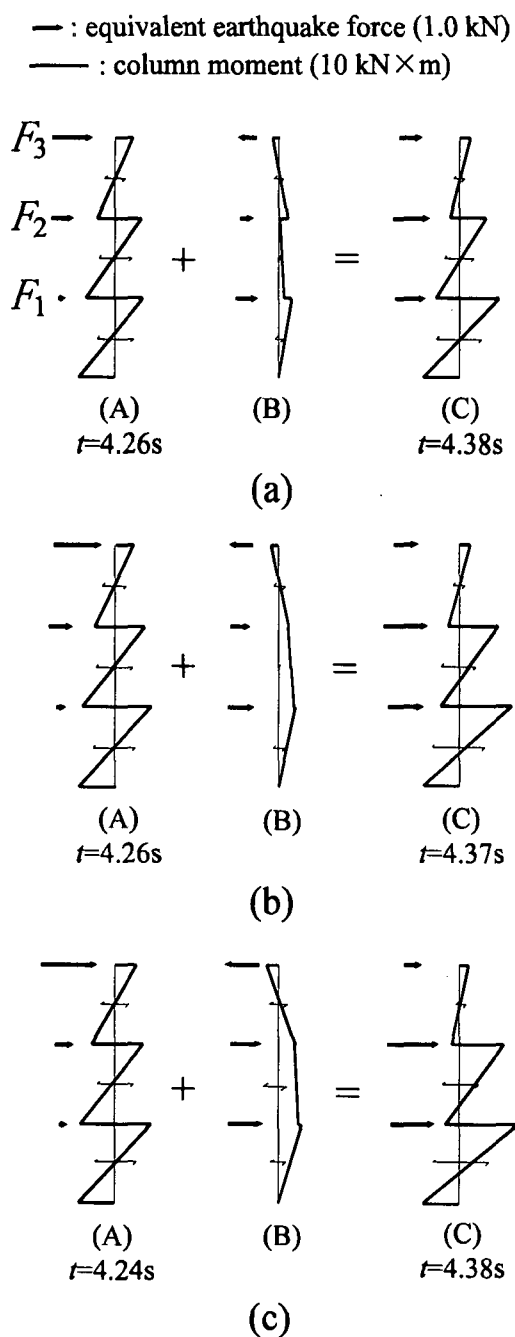


図-7 1層柱頭作用モーメントが最大になる付近でのモーメント応答：(a)入力レベル=0.5m/s；(b)入力レベル=1.0m/s；(c)入力レベル=1.25m/s

### 3.2 弾性モード分解による二次モード応答の考察

この二次モード的な挙動を、得られた応答をモード分解することによって検討してみる。本解析で得たのは骨組各要素の剛性状態が刻々と変化する弾塑性応答であるから、固有モードも刻々と変化するが、ここでは文献<sup>29, 30)</sup>の手順を参考にして、得られた応答（変位応答、相当外力応答）を弾性時の固有モードによって分解してみる。図8は、一次・二次モード相当外力時刻歴を三つの入力レベル（0.5、1.0、1.25m/s）に対して示したものであり、1層柱頭への作用曲げモーメントが最大になる付近の応答（4.0～5.0秒）を取り出している。一次相当外力については特に 1.0m/s、1.25m/s の入力レベルではほぼ等しいなど上限が見られるのに対して（4.2～4.5秒）、二次

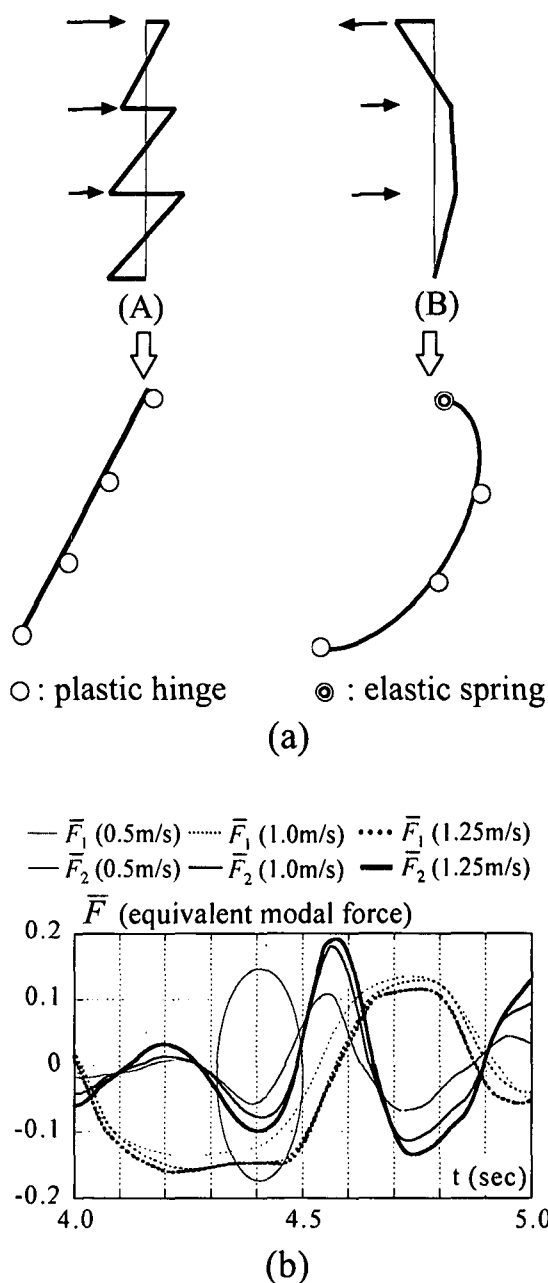


図-8 二次モード応答の卓越：(a)一次モードと二次モードにおける柱への作用モーメント；(b)一次、二次モード応答

相当外力は、1層柱頭作用曲げモーメントが最大値に至る付近（4.4秒）において、入力レベルが高いほど大きくなっている。また梁が弾性域に留まっている状態（4.5～4.7秒）においては、入力レベルの上昇に伴う二次応答のほぼ線形的な増加が顕著である。図8(b)の時刻（4.4秒）において、一次モード相当外力はほぼ最大値に至り、加えて二次モードの卓越も見られ、両者の和として、1層柱頭曲げモーメントこの時刻で最大値に至っている。なお、1層柱頭の曲げモーメントは、二次モードが最も卓越した時刻（図8の4.5～4.7秒）において最大値に至っているわけではない。

#### 4. 柱の塑性化の影響

前節で示した1層柱脚以外の柱を弾性と仮定した骨組の解析から、柱を塑性化させないためには、最大地動速度が0.5m/s程度の入力レベルに対しても、1.5以上の柱梁耐力比が必要であることがわかった。これらの値は、低中層鉄骨骨組で多用される柱梁耐力比より相当大きく<sup>[11]</sup>、また解析で無視した梁の歪硬化を考慮するなら、より大きな柱梁耐力比を要求することになる。さらに、梁耐力が柱耐力に対して相対的に増える二方向入力にも配慮するなら、必要柱梁耐力比は優に2.0を超えてしまう。このような柱梁耐力比を現行の設計プラクティスが受け入れ難いとするなら、柱を弾性に留めるために必要な柱梁耐力比より小さい柱梁耐力比しか持たない骨組では、必要柱梁耐力比を満足する骨組に比べて、その応答がどのように変化するか、また柱の塑性化をある程度以下に押さえるために必要な柱梁耐力比はどれぐらいかが、考察の焦点となる。以下では、前節で示した骨組を対象に、柱が弾塑性挙動を呈することを想定して、柱を弾性に留めるために必要な柱梁耐力比を原点に、柱梁耐力比を順次減らした骨組に対する一連の解析から、上記の問題を検討する。

##### 4.1 骨組モデルと解析変数

柱の全塑性耐力を除いて、前節で示した骨組モデルと同一の諸元を有する骨組モデルを対象とし、柱の全塑性耐力については、各層柱頭と柱脚各々について、それに接続する梁の全塑性モーメントの柱梁耐力比倍をとる。解析に用いた柱梁耐力比(COF)は、3.0、2.2、2.0、1.8、1.6、1.4、1.2、1.1、1.0、0.9、0.8の11種類であり、このうち最大値3.0は、柱を塑性化させないために必要な柱梁耐力比を上回るもので、前節で対象とした骨組と同一の応答を示す。入力地震波にはEL地震波形を選択し、入力レベルとして、最大地動速度0.5m/sと1.0m/sを採用する。

##### 4.2 柱梁耐力比の違いによる変形量の変化

図9は、最大全体変形角(ODA)、最大層間変形角

(SDA)、梁最大回転角( $\theta_{max}$ )などの変形量が、柱梁耐力比(COF)によってどのように変化するかを示した例である。ここで最大層間変形角と梁最大回転角については、各層で得られる値の最大値(max)を選択している。なお以下の考察では、本解析の原点である1層柱脚を除く柱が弾性に留まるとした骨組モデルの結果(COF=3.0に対応)を基本パターンと称する。図9さらには他の変数(層数、骨組モデル、梁履歴特性)を用いた解析結果から得られる主な所見と、応答量の大きかな値は以下の通りである。

**最大全体変形角(ODA)：**一部基本パターンより増加する場合もあるが、一般に、柱梁耐力比が1.0以上であれば、基本パターンとほぼ同じ値を示しており、また1.0以下においても基本パターンから大きく変動しない場合が少なくない。柱梁耐力比が1.0以上であれば、その最

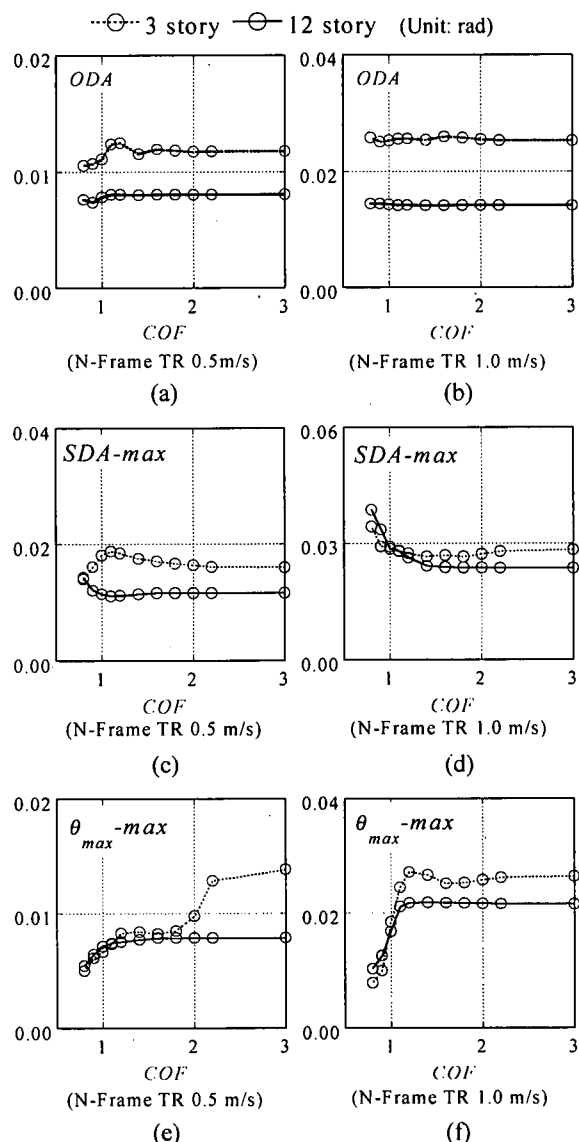


図-9 骨組応答と柱梁耐力比の関係：  
 (a)、(b)最大全体変形角（0.5m/s、1.0m/s）；  
 (c)、(d)最大層間変形角（0.5m/s、1.0m/s）；  
 (e)、(f)最大梁回転角（0.5m/s、1.0m/s）

大全体変形角は、基本パターンから得られる最大全体変形角に概ね等しい。

**最大層間変形角 ( $SDA_{max}$ )**：ある柱梁耐力比まではほとんど変わらないが、ある耐力比を下回ると少しずつ増えてゆくなど、柱の塑性化の進行に伴う層への変形集中を示唆しているが、その変化は急激ではない。また柱梁耐力比が小さな領域での最大値の増加は、入力レベルが高いほうがやや大きい。一般に、入力レベルが 0.5m/s、1.0m/s において、柱梁耐力比がそれぞれ 1.2、1.4 以上であれば、基本パターンとほぼ等しい。またいずれの入力レベルに対しても、柱梁耐力比 1.0 において、基本パターンの値より最大で約 40% 増加する。

**最大梁回転角 ( $\theta_{max}$ )**：一部の骨組で柱梁耐力比の減少に応じて最大梁回転角が減る場合もあるものの、一般に柱梁耐力比が 1.1 以上であれば、基本パターンの値にほぼ等しい。一方、柱梁耐力比が 1.1 より小さくなると、最大梁回転角は急激に減少する。基本パターンで得られる最大梁回転角は、柱が塑性化する骨組に作用する最大梁回転角の上限を与える。

### 4.3 柱の塑性変形

図 10 は、1 層柱脚を除く柱頭・柱脚が被る最大塑性回転角 ( $\theta_{pc}$ ) の最大値 ( $max$ )、さらにはこの回転角をその柱が属する層の最大層間変形角 ( $SDA$ ) で基準化し

たものを、柱梁耐力比に対して示したものである。層数によらず、柱梁耐力比がある値以上であれば基本パターンとほとんど変わらずほぼ 0 (弾性) に留まっているが、柱梁耐力比がその値を下回ると徐々に増えるという定性的な傾向を示し、またその傾向は入力レベルが高いほどより顕著になる。なおこの傾向は、前項で示した最大層間変形角が柱梁耐力比に対してもつ傾向と対をなすもので、柱梁耐力比がある値以下になると柱の塑性化が進行し始め、それが層への変形集中を助長することを示している。また、柱を弾性に留めた骨組 (基本パターン) においても、入力レベルの増加とともに柱に作用する最大曲げモーメントがほぼ線形的に増えるので、ある柱梁耐力比に対しては、入力レベルが高いほど柱の塑性化がより進行することになる。

前節では、1 層柱脚を除く柱を弾性に留めた一連の解析 (基本パターン) から、柱梁耐力比が 1.5 (入力レベル 0.5m/s)、2.0 (入力レベル 1.0m/s) であれば、柱は塑性化しないことを示したが、図 10 の結果もそれを裏付けるものである。また、ある柱梁耐力比を境に急激に柱の塑性化が進行するわけではなく、柱梁耐力比の減少に伴って柱塑性化は緩やかに増加し、柱梁耐力比が 1.0 において、柱の塑性回転角は、最大で最大層間変形角の 0.7 程度に至る。

### 4.4 柱の塑性化と最大変形

図 11 は、入力レベルが 1.0m/s の EL 地震波に対する 3 層骨組の応答を、柱頭・柱脚への作用モーメントの時刻歴として示したもので、柱梁耐力比 ( $COF$ ) が無限大 (つまり 1 層柱脚を除いた柱が弾性に留まるとした場合) と 1.1 の場合を掲げている。図 8(b) に示したように、柱梁耐力比が無限大の場合、4.37 秒において、二次モードの応答が最も卓越しているが、その卓越時間はわずか 0.2 秒程度である。図 11(a) はこの応答に対応し、1 層柱頭へのモーメントが卓越する時間も 0.2 秒程度 (4.3 秒 ~ 4.5 秒) に留まっている。柱梁耐力比が 1.1 の場合では、4.2 ~ 4.5 秒において、1 層柱脚に加えて 1 層柱頭も塑性化しており、1 層崩壊機構が形成されている。しかしその形成時間は、柱梁耐力比が無限大の応答における 1 層柱頭へのモーメント卓越時間に呼応するかのようになり、せいぜい 0.2 ~ 0.3 秒間に留まっている。これは、柱梁耐力比が柱を完全に弾性に留めておける耐力比より小さくても、柱が塑性化する時間、ひいては柱の塑性化程度が限られうることを示唆している。

また、最大層間変形角が最大に至る時刻と、柱に作用するモーメントが最大に至る時刻は必ずしも同一ではないことも見逃せない。それは最大層間変形角などの変形量は、主として最低次モードである一次モードの卓越によって支配されるのに対して、柱への作用モーメントなど力の量は、高次モード (例えば図 8(b) における二次モ

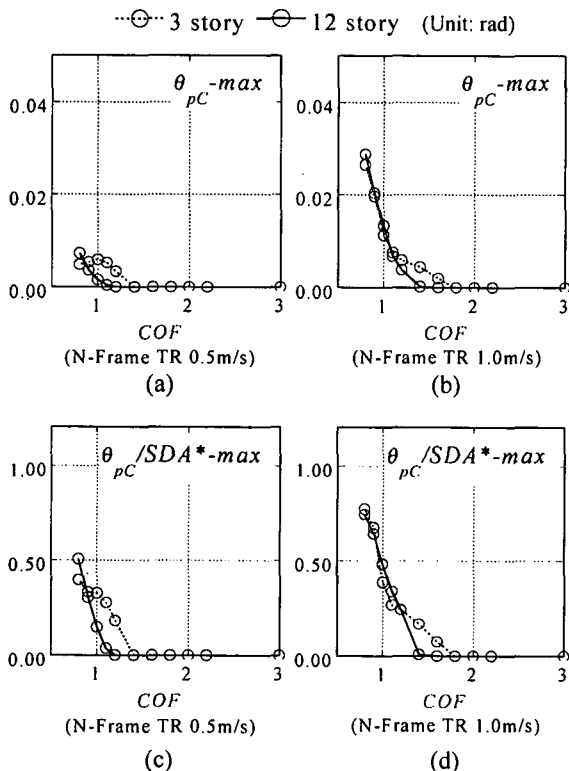


図-10 柱の塑性化：  
(a)、(b)最大塑性回転角 (0.5m/s、1.0m/s)；  
(c)、(d)最大層間変形角で基準化した最大塑性回転角 (0.5m/s、1.0m/s)



ード)の卓越によっても大きく影響されるからである。ちなみに、図 8(b)、11(a)に示した例(EL 地震波に対する 3 層骨組)では、1 層柱頭への作用モーメントが最大になる時刻(4.37 秒)は、1 層の最大層間変形が最大になる時刻(3.04 秒)と異なり、事実この例では、柱梁耐力比が 1.1 に至るまで最大層間変形角はほとんど変化していない(図 9(d))。この考察もまた、柱梁耐力比が柱を完全に弾性に留めるほどには高くないからといって、最大層間変形のような変形指標が急変するとは限らないことを示すものである。

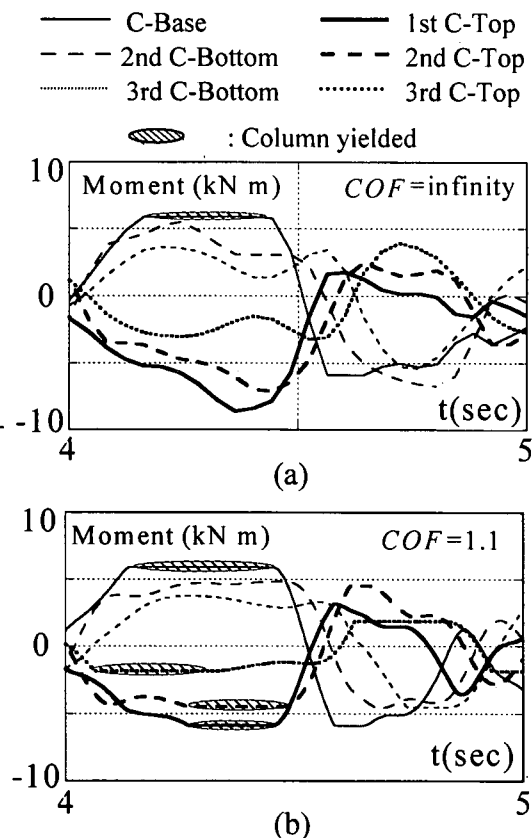


図-11 柱作用モーメントの時刻歴：  
(a)柱梁耐力比=無限大；  
(b)柱梁耐力比=1.1

## 5. 等価 1 自由度系との相関

本節では、前節までに示した多層骨組の応答特性が、等価な 1 自由度系の応答特性とどのように関連づけられるかを検討してみる。

### 5.1 魚骨骨組の等価 1 自由度系への置換

以下に示す手順を用いて、前節までに示した多層骨組を、それぞれ等価な 1 自由度系に置換する。

- ・等価 1 自由度系の全重量は多層骨組の全重量に等しい。
- ・等価 1 自由度系の固有周期は多層骨組の弾性一次固有周期に等しい。

- ・等価 1 自由度系の復元力特性は、多層骨組の梁に用いた復元力特性に合わせて、トリリニア型とし、等価降伏・終局せん断力係数と等価高さの考え方<sup>[21]</sup>を用いて、降伏耐力や最大耐力を算出する。

### 5.2 多層骨組と等価 1 自由度系の最大変形角

図 12(a)は、縦軸に多層骨組の最大全体変形角 ( $ODA$ ) を、横軸に等価 1 自由度系の最大変形角(最大変形を等価高さで除した値： $EDA$ )をとったものである。なおここでは、1 層柱脚以外の柱はすべて弾性に留まっているとした解析結果だけを対象にしている。この図から、多層骨組の  $ODA$  のほうが等価 1 自由度系の  $EDA$  よりも一般に小さく、その傾向は層数が多いほど、また入力レベルが高いほどやや顕著であり、多層骨組の最大全体変形角が等価 1 自由度系の最大変形角に対して持つ比は、0.6 から 1.0 程度となっている。

図 12(b)は、縦軸に多層骨組の最大層間変形角 ( $SDA$ ) の最大値を、横軸に等価 1 自由度系の最大変形角 ( $EDA$ )をとったものである。最大層間変形角の最大値 ( $SDA-max$ ) は、等価 1 自由度系の最大変形角よりも大きな値を示すこともあり、等価 1 自由度系の最大層間変形角の 0.7~1.5 倍程度である。ただ入力レベルが高い 12 層骨組では、その最大層間変形角の最大値は、等価 1 自由度系の最大変形角の 2 倍程度に至ることもある。

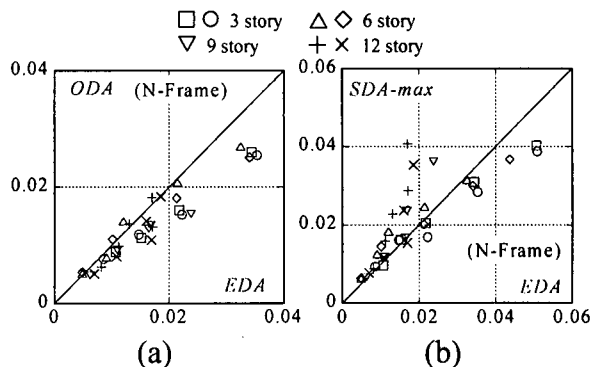


図-12 多層骨組応答と等価1自由度系応答の相関：  
(a)最大全体変形角との相関；  
(b)最大層間変形角との相関

### 5.3 等価 1 自由度系応答による多層骨組応答予測

前節までに示した多層骨組の応答特性と、本節で示した多層骨組と等価 1 自由度系応答との関係を組み合わせると、例えば、等価 1 自由度系の最大変形角が与えられたとすれば、多層骨組の代表的な応答量は、いささかの安全側配慮をもって以下のようにイメージできる。ここでは現行建築物耐震設計基準が大地震として想定するレベル 2 (本論の入力レベル 0.5m/s に対応) に対する応答を対象とする。

- (A) 1 層柱脚を除く柱を弾性に留め梁崩壊機構を確保

するために必要な柱梁耐力比は 1.5 である。この柱梁耐力比を満足する骨組の最大変形量は以下のように推定できる。

- (1) 最大全体変形角は、等価 1 自由度系の最大変形角にほぼ等しい。
  - (2) 最大層間変形角は、最大全体変形角の概ね 2 倍である。
  - (3) 最大梁回転角は最大層間変形角にほぼ等しい。
- (B) 柱梁耐力比が 1.5 を下回る場合、柱塑性化と変形量の変動を見こまなければならない。
- (1) 最大全体変形角は、等価 1 自由度系の最大変形角にほぼ等しい。
  - (2) 柱梁耐力比が 1.0 の場合、最大層間変形角は(2)で得られる最大層間変形角の 1.4 倍程度になる。柱梁耐力比が 1.0~1.5 の範囲にある場合は線形補間すればよい。
  - (3) 最大梁回転角は最大層間変形角にほぼ等しい。
  - (4) 柱梁耐力比が 1.0 の場合、柱の塑性回転角は最大層間変形角(2)の 0.7 倍程度になる。柱梁耐力比が 1.0~1.5 の範囲にある場合は線形補間すればよい。

## 6. 1 自由度系における最大変形予測手順

### 6.1 既往の最大変形予測手順

前節までの議論で、等価 1 自由度系の最大変形から多層鋼構造骨組の変形量を推定する手順を示した。このような簡便な推定手順を完結させるためには、地震入力を受ける弾塑性 1 自由度系の最大変形を適切に見積もる必要がある。弾塑性 1 自由度系の最大変形については、過去何十年にわたる膨大な研究を通じて、耐震設計に直接供しうる程度に簡便な予測法（ルール）がすでに幾つも提案されている。本節では、代表的な予測法を粗上あげて、それらがつ最大変形予測精度を吟味してみる。

最も簡便な最大変形予測は、現行の諸耐震設計法の基本を構成してきた、最大変位一定則<sup>16, 17)</sup>とエネルギー等価則<sup>11, 21)</sup>の適用であり（図 13(a)）、具体的には、式(1)（最大変位一定則）、式(2)（エネルギー等価則）によって表現される。

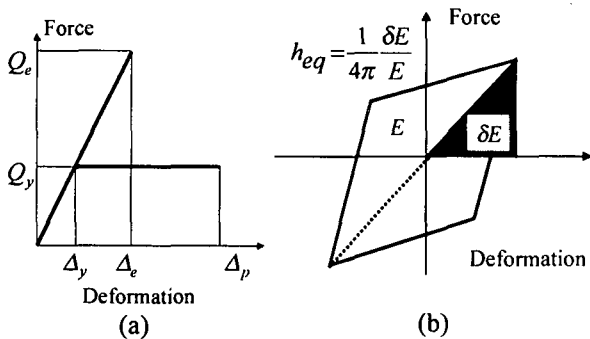


図-13 古典的な最大変形予測手順：  
(a)最大変位一定則、エネルギー等価則；  
(b)等価線形系近似

$$\Delta_p = \Delta_e \quad (1)$$

$$\Delta_p = (\mu / \sqrt{2\mu - 1}) \Delta_e, \quad \mu = 0.5 \{ (Q_e / Q_y)^2 + 1 \} \quad (2)$$

$\Delta_e$ ：弾性系の最大変位； $\Delta_p$ ：弾塑性系の最大変位；

$\mu$ ：塑性率； $Q_e$ ：弾性系最大せん断力；

$Q_y$ ：弾塑性系降伏せん断力

上記の手順とは別に、弾塑性系の応答を等価な弾性系の応答から推定しようという試みの歴史も古く、等価線形化の原点の一つは文献 33 に求められる。そこでは、正弦波を受け左右対称に定常応答すると仮定したバイリニア系を、等価な線形系に置換する方法が提示され、応答周期が等しく、また履歴によって消費されるエネルギーと同じエネルギーを消費しうる等価線形系がもつべき等価固有周期と等価粘性減衰比が閉解として与えられている。またより簡便に等価固有周期と等価粘性減衰比を得る方法として、極大・極小点を結んだ直線を等価剛性とし、また一周りに消費されるエネルギー（履歴に囲まれた面積）と等価剛性から等価減衰比を求める手法もあり<sup>134)</sup>、文献 33 の解と比べても遜色がないこともあって、こちらが使われることが多い（図 13(b)）。系が完全弾塑性系であれば、等価周期と等価減衰比は以下のように表される。

$$T_e / T_0 = \sqrt{\mu}, \quad h_e = (2/\pi)(1 - 1/\mu) \quad (3)$$

$T_e$ ：等価固有周期； $T_0$ ：弾性固有周期；

$h_e$ ：等価減衰比

上に示した等価線形化では定常正弦波応答が暗黙のうちに仮定されている。一方、地震応答において構造物は種々の振幅を有する揺れを受けることもあって、最大変形時の等価剛性や等価粘性減衰比で代表される線形系では、等価剛性を過小評価し（柔らか過ぎる）、等価粘性減衰比を過大評価する（減衰が大き過ぎる）傾向にある。またとりわけ RC 系構造物においては、繰り返しによるピンチング（等価粘性減衰比の低下）も顕著で、復元力特性をバイリニア型に近似することに無理もある。実構造物の非常地震応答により近い等価剛性や等価粘性減衰比を得るために、膨大な数値解析による研究が実施されてきた<sup>135, 36, 37)</sup>。文献 35 では、主に RC 系構造物を対象に、等価剛性と等価粘性減衰比が以下のように与えられている。

$$T_e / T_0 = \sqrt{\mu}, \quad h_e = 0.2(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (4)$$

また文献 36 では、バイリニア型を始めとする種々の履歴モデルを対象に、等価剛性と等価粘性減衰比が以下のように与えられている。

$$T_e / T_0 = 1 + 0.121(\mu - 1)^{0.939},$$

$$h_e = 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (5)$$

さらに建築学会地震荷重指針<sup>171)</sup>は、鉄骨構造物を代表するバイリニア型モデルに対して、次式を提供している。

$$T_e / T_0 = 1 + 0.12(\mu - 1), \quad (6)$$

$$h_e = 0.0285(\mu - 1)\tau \quad (T_0 \leq 0.7)$$

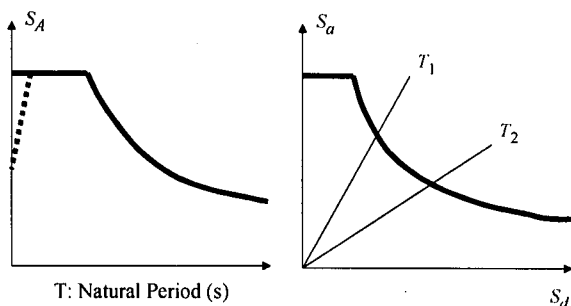
$$h_e = 0.0564(\mu - 1)\tau \quad (T_0 > 0.7)$$

$$\tau = \{1 + 0.12(\mu - 1)\} / \sqrt{\mu}$$

なお、いずれの方法においても、 $h_e$ には弾性系に与える粘性減衰比 $h_0$ を含んでおらず、等価線形系の総粘性減衰比は両者の和として与えることにしている。

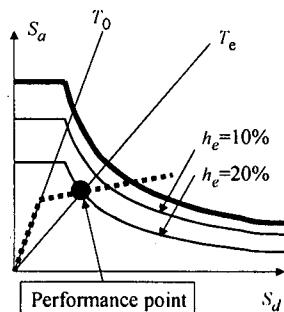
$$h_{eq} = h_e + h_0 \quad (7)$$

耐震設計の基本的考え方が、弾性応答スペクトルと最大変位一定則やエネルギー等価則の適用による弾塑性応答スペクトルであることもあって、等価線形化法は耐震設計の実践にそれほど使われてこなかった。しかしここへきて、性能設計法に関連して最大変形予測の重要性が指摘されるなか、等価線形化法が再び脚光を浴びている。いわゆる Capacity Spectra Method<sup>38, 39)</sup>がそれである。この方法では、図 14(a)における弾性応答スペクトルを、擬似加速度応答スペクトル ( $S_a$ ) を縦軸に、変位応答スペクトル ( $S_d$ ) を横軸にとりて表示する (このスペクトルは ADRS と呼ばれる)。このように描くと、図 14(b)のように、原点からの勾配が固有周期 ( $T_0$ ) に対応する。次に ADRS を種々の粘性減衰比に対して描き、さらに構造物の荷重 (質量で除した加速度表示) と変形の間を重ねて描く (図 14(c))。荷重と変形の間各点に対して、等価固有周期と等価粘性減衰比が一意に得られ、一方その等価固有周期と等価粘性減衰比に対して一つの ADRS 曲線も得られる。(ここでは、式(4)に示す最大変形を頼りにした最も簡便な等価線形化法を想定し



(a)

(b)



(c)

図-14 Capacity Spectra Methodの適用：  
(a)擬似加速度応答スペクトル；(b) $S_a$ - $S_d$ 曲線；  
(c)Performance Pointの決定法

ている。)さらに荷重と変形関係のある点 (図 14(c)の Performance Point、等価固有周期  $T_e$ ) においては、対応する ADRS 曲線もまたその点をよぎることになる。このような点が、その構造物が被る最大変形となる。この方法を適用するときには、与えられた粘性減衰比に対する弾性応答スペクトルが必要となるが、これは、粘性減衰比が小さい弾性系の応答を (図 14(b))、例えば以下の低減係数を乗じることによって得ることができる<sup>4)</sup>。

$$\frac{3.21 - 0.68\ell_n(h_e)}{2.74} \quad (\text{加速度一定領域に適用}) \quad (8)$$

$$\frac{2.31 - 0.41\ell_n(h_e)}{2.03} \quad (\text{速度一定領域に適用}) \quad (9)$$

ここで  $h_e$  は % 表示、また上式はいずれも、図 14(b)の応答を 2% の粘性減衰比をもつ弾性応答スペクトルと見立てた場合である。図 14(b)の応答を 5% の粘性減衰比をもつ弾性応答スペクトルとすれば、上式(8)、(9)分母はそれぞれ、2.12、1.65 となる。

## 6.2 解析方法

ここでは上記に示した方法のうち、最大変位一定則 (NHD 法と略記)、エネルギー等価則 (NHE 法と略記)、式(3)による最も単純な等価線形化法 (Simple 法と略記)、式(4)による等価線形化法 (Substitute 法と略記)、式(5)による等価線形化法 (Iwan 法と略記)、式(6)による等価線形化法 (AIJ 法と略記) を考察の対象とする。これら既往の予測手順がもつ精度を見るために、最も基本的な完全弾塑性型 I 自由度系に対して以下の解析を実施した。

- ・弾性固有周期として、0.25、0.5、0.75、1.0、1.5、2.0、3.0 秒の 7 種類を選択する。
- ・入力地震波として、2.3 節に示した EL、NT、YK の地震波形を選択する。
- ・降伏耐力 ( $Q_y$ ) は、弾性応答時の最大せん断力 ( $Q_e$ ) に対して 1.0 (弾性)、0.5、0.3、0.15 の 4 種類 ( $D_s$  に相当) を選択する。
- ・粘性減衰定数として 2% (初期剛性比例型) を仮定する。

上記変数に対する弾性および弾塑性数値解析から得られる情報をもとに、以下の要領で上記各方法がもつ最大変位予測精度を検討する。最大変位一定則については、解析から得られる弾性最大変位 ( $\Delta_e$ ) を、またエネルギー等価則については、弾性解析から得られる最大変位と ( $Q_e/Q_y$ ) を式(2)に代入したものを、それぞれ弾塑性系最大変位の予測値とする。等価線形化法に対しては、(i)弾塑性系に対する数値解析から得られる最大変位に基づいて  $\mu$  (塑性率) を算出する；(ii)得られた  $\mu$  と初期弾性剛性に式(3)~(6)を適用して等価周期と等価減衰定数を求める；(iii)求めた等価剛性と、粘性減衰定数 ( $h_{eq} = h_e + 0.02$ ) をもつ弾性系の地震応答解析から得ら

れる最大変位を、弾塑性最大変位の予測値とする。

### 6.3 予測精度

上記の要領で求めた最大変位の予測値 (Estimated) を縦軸に、また数値解析から得られる最大変位 (実応答: Numerical) を横軸にとったものを図 15 に示す。また表 1 は、各データ毎に得られる予測値の実応答に対する比の、全データに対する平均と変動係数である。表中 NH は、Newmark-Hall (NH 法と略記) の方法<sup>11)</sup>にならい、短い固有周期領域 ( $T_0 \leq 1.0$ ) にはエネルギー等価則を、それより長い固有周期には最大変位一定則を、適用した場合の結果である。これらの結果から得られる主な所見は以下のとおりである。

- ・最大変位一定則ではその平均がほぼ 1.0 となるなど、極めて簡単な予測法にもかかわらずよい精度を有している。短い固有周期領域において、この方法は最大変位を過小評価するが (図 16(a))、これはこの領域では、塑性化の進行によって見かけの周期が伸びること、また周期の伸びに応じて入力エネルギーが増えより変形が大きくなること、それを弾性固有周期に頼ったこの方法では対処できないことに起因する。
- ・エネルギー等価則は最大変位一定則よりも常に大きな予測値を与えるので、特に長い固有周期領域では最大変位を過大評価する。短い固有周期領域で過小評価しかし得ない最大変位一定則を補完する形で、この領域にはエネルギー等価則を適用する NH 法では、予測値の実応答に対する比の平均値は 1.4 程度となる。
- ・正弦波定常応答を想定した最も単純な Simple 法では、最大変位 (定常振幅) に対応する等価周期と等価減衰定数を参照している。一方で地震応答においては、さまざまな振幅を持つ揺れが混在していることから、この方法では等価減衰を大きく見積もり過ぎるので、予測値の実応答に対する比は 0.7 と、予測値が小さ過ぎる傾向をもつ。
- ・地震応答解析結果などを参考にして、等価周期や等価減衰定数を回帰的に求めている他の等価線形化法は、単純な等価線形化法よりも高い精度を持つ。Substitute 法の予測値がやや高いが (平均で 1.36)、これはこの方法が、もともと塑性化に伴う剛性劣化が顕著な RC 構造物を対象にしているの、完全弾塑性系に対しては等価粘性減衰を低く見積もることによる。Iwan 法と、それにほぼ準じた AIJ 法の予測精度が、ここで対象とした方法のなかでは最も高い (平均: 約 1.0、変動係数: 約 0.3)。
- ・図 16(b)は、予測値の実応答に対する比の全データに対する平均値を、三種類の地震波形別に示したものである。この図から、既往の研究で参照されてきた EL、直下型地震波形である NT、また現行耐震設計にお

る設計用擬似速度応答スペクトルにほぼ適合する YK、いずれに対しても、ここで対象とした予測法はほぼ同程度の精度を有している。

### 6.4 設計スペクトルを用いた予測

上記の検討では、各予測方法を適用する基本となる、弾性系最大変位や、塑性率の推定値 ( $\mu$ ) などに対して数値解析結果を参照していた。ここでは、実際の設計

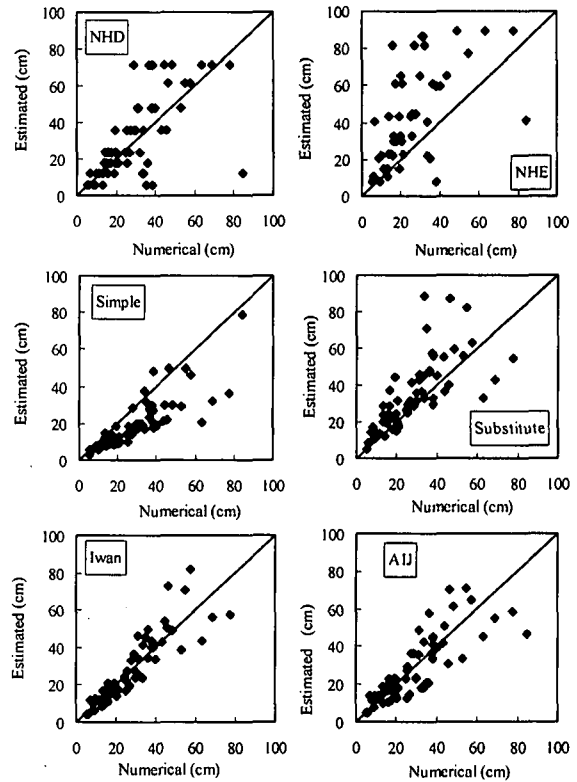


図-15 既往の諸推定法が弾塑性1自由度系の最大変形予測に対して有する精度

表-1 (予測値/実応答)の平均と変動係数

	NHD	NHE	NH	Simple	Substitute	Iwan	AIJ
Ave	1.07	2.27	1.4	0.7	1.36	1.02	0.97
cov	0.46	0.69	0.6	0.31	0.36	0.26	0.35

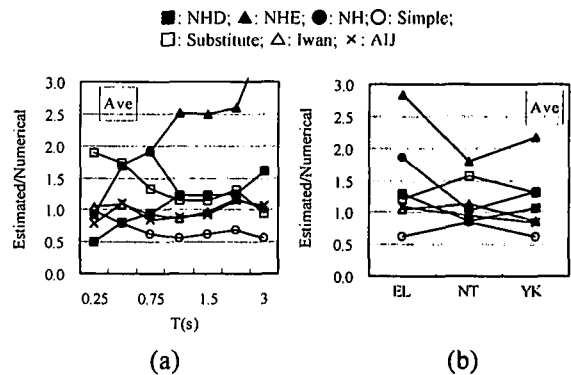


図-16 予測精度と解析変数の関係: (a)固有周期の影響; (b)入力地震波形の影響

行為にならない、設計スペクトルだけが与えられる場合の予測精度を、以下の手順によって検討する。設計用擬似速度応答 ( $S_v$ ) スペクトル (最大擬似応答速度 1.5m/s、2%粘性減衰を仮定) を図 17 のように与える。この図には最大地動速度を 0.5m/s に正規化した各地震波形の擬似応答速度スペクトル (2%減衰) も合わせて示してある。最大変位一定則では、予測値を  $S_d$  ( $=S_v T_0 / 2\pi$  : 弾性変位) とする。エネルギー等価則では、 $S_d$  を  $\Delta_e$  に、 $1/D_s$  を  $Q_e / Q_y$  にそれぞれ割り当てて式(2)を適用する。等価線形化法に対しては、先に述べた“Capacity Spectrum Method”を適用する。

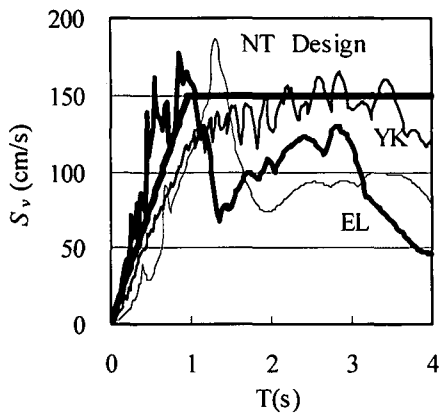


図-17 設計用および入力地震 (最大地動速度: 0.5m/s) 擬似速度応答スペクトル

弾性固有周期が 0.5~3.0 秒、降伏せん断力係数 ( $D_s$  に相当) が 0.15、0.3、0.5 の完全弾塑性系に対する数値解析から得られる最大変位 (実応答) に対する、上記の手法 (NH 法、Simple 法、Iwan 法を対象) による最大変位予測値の比を、全データに対して平均したものとその変動係数を表 2 に示す。いずれも表 1 に示した値より大きくなっている (表 2 の値が表 1 の値に対してもつ比は 1.3~1.7 倍) が、その主たる原因は、設計スペクトルのほうが、特に長周期領域において、EL と NT 波形に対する応答スペクトルよりも大きいことにある。また等価線形化法の適用においては、式(8)、(9)で与えられる減衰比による応答低減率の精度も問題となるが、この低減率は、種々の粘性減衰定数をもつ弾性系に対して得られる最大変位の、2%粘性減衰時に得られる最大変位に対する比に、平均的にはほぼ匹敵していることを別途確認している。

表-2 (設計予測値/実応答) の平均と変動係数

	NH	Simple	Iwan
Ave	1.87	1.21	1.5
cov	0.49	0.44	0.46

## 6.5 考察

本節での結果から、最も古典的な最大変形予測法である最大変位一定則が有する精度は、それが非常に単純であるにもかかわらずかなり高いこと (表 1 によれば、平均値として 1.07、その変動係数として 0.46)、様々な等価線形化法のなかでは、Iwan 法 (式(5)) の精度が高いこと (表 1 によれば平均値として 1.02、その変動係数として 0.26) がわかる。図 15 や表 1 で示す予測においては、別途弾性応答解析を実施しそこから得られた値を参照しつつ評価しているため、ここで示す予測精度はいずれも、等価な弾性系と弾塑性系応答を結びつけたためにそれぞれの予測法が用いた仮説そのものの妥当性を計る指標である。それに対して表 2 に示した予測精度は、図 17 の太線で示した設計用スペクトルを原点においているので、これはまさに、耐震設計行為において当初予測する最大変形が有する精度を与えている。設計用スペクトルが本質的にもつ「安全側近似」から、表 2 の値は対応する表 1 の値に比べて、その平均において 1.3~1.7 倍程度高い。ただこの考察では、現行建築物耐震設計基準がレベル 2 (大地震) として想定する、最大地動速度が 0.5m/s に基準化された入力地震動だけを対象としたものである。それを超える地震動に対しても、図 17 に示す設計用スペクトルを用いれば、最大変形を過小評価する可能性があることは言うまでもない。

## 7. まとめ

本論では、変形をより積極的に考慮しようとする耐震設計の高度化に向けた近年の動きを踏まえ、地震時に鋼構造骨組に要求される変形量について若干検討してみた。主たる知見は以下の通りである。

- (1) 1 層柱脚を除く柱を塑性化させないために必要な柱梁耐力比は、入力レベルが高くなるほどほぼ線形に増加し上限をもちにくい。またある特定の柱にだけではなく、すべての柱に対してほぼ均等な柱梁耐力比が要求される。(2 節参照)。
- (2) 必要柱梁耐力比が上限をもちにくい理由は、一次モードに弾性二次モード的な増分挙動が重畳されることに起因する (3 節参照)。
- (3) 上記の柱梁耐力比を満足しない骨組においては、柱の塑性化が避けられないが、柱塑性変形量の増加や、それに付随する最大層間変形角の変動は、柱梁耐力比の減少に対して急変するものではない (4 節参照)。
- (4) 多層骨組の最大全体変形角、最大層間変形角、最大梁回転角などの代表的な応答量を、等価な 1 自由度系の最大変形から簡便に推測する手順を提示した (5 節参照)。
- (5) 弾塑性 1 自由度系の最大変形に対する既往の予測手順 (ルール) を紹介し、それらが有する予測精

度を検討した(6節参照)。

## 謝辞

本論で示した内容は、建設省総合技術開発プロジェクト/次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発/「崩壊形と破壊分科会」(主査:京都大学:井上一郎教授)の一部として行われた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

## 参考文献

- [1] Newmark, N. M. and Hall, W. J., "Earthquake Spectra Design," Earthquake Engineering Research Institute, 1983, 103pp.
- [2] Newmark, N. M. and Rosenblueth, E., "Fundamentals of Earthquake Engineering," Prentice-Hall, 1971, 640pp.
- [3] 建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用—、日本建築センター、1997年12月、442pp.
- [4] ICBO, "Uniform Building Code," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1994.
- [5] Bertero, V. V., Anderson, J. C., and Krawinkler, H., "Performance of Steel Building Structures during the Northridge Earthquake," EERC Report, No.UCB/EERC-94/09, Earthquake Engineering Research Center, CA, August 1994, 169pp.
- [6] 1995年兵庫県南部地震災害調査速報、日本建築学会、1995年3月、193pp.
- [7] 1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書、日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1995年5月、167pp.
- [8] FEMA, "Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures (August 1995), plus Interim Guidelines Advisory No. 1 (March 1997)," Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 1997.
- [9] 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験、日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会、1997年7月、261pp.
- [10] 接合部・施工と破断分科会報告書、建設省総合技術開発プロジェクト「次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発」、建設省建築研究所—鋼材倶楽部、1999年3月。
- [11] 中島正愛、澤泉紳一：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響(その1:梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比)、鋼構造論文集、日本鋼構造協会、第6巻、23号、1999年9月、pp117-132.
- [12] 澤泉紳一、中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響(その2:柱の塑性化を許す骨組の地震応答)、鋼構造論文集、日本鋼構造協会、第6巻、23号、1999年9月、pp.133-148.
- [13] Nakashima, M. and Sawaizumi, S., "Column-to-Beam Strength Ratio required for Ensuring Beam-Collapse Mechanisms in Earthquake Responses of Steel Moment Frames," Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, NZ, January 30 to February 4, 2000 (to appear).
- [14] 中島正愛、稲岡真也：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能(その1.既往の最大変位予測法の評価)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999年9月、C-1、pp.903-904.
- [15] 稲岡真也、中島正愛：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能(その3.既往の予測法との比較)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999年9月、C-1、pp.907-908.
- [16] Velestos, A. S. and Newmark, N. M., "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions," Proceedings of the Second World Conference of Earthquake Engineering, Tokyo, 1960, pp.895-912.
- [17] Penzien, J., "Elasto-plastic response of idealized multi-story structures subjected to a strong motion earthquake," Proceedings of the Second World Conference of Earthquake Engineering, Tokyo 1960, pp.739-760.
- [18] 桑村仁、佐々木道夫、加藤勉、降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計、日本建築学会構造系論文報告集、第401号、1989年7月、pp.151-162.
- [19] 小堀鐸二他：弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答—梁柱の強度分布と応答分布の関係、京都大学防災研究所年報、第12号A、1969年3月、pp.321-339.
- [20] 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究、(その2 動的応答解析例による検討)、日本建築学会論文報告集、第328号、1983年6月、pp.18-25.
- [21] ICBO, "Uniform Building Code, Volume 2," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997.
- [22] Roeder, C. W., Schneider, S. P., and Carpenter, J. E., "Seismic behavior of moment-resisting steel frames: analytical study," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.119, No.6, 1993, pp.1856-1884.
- [23] Gupta, A. and Krawinkler, H., "Influence of design parameters on connection demands," Proceedings of the

Structural Engineers World Conference, San Francisco, 1998, Paper#T158-1.

- [24] 建築耐震設計における保有耐力と変形性能（鋼構造）、日本建築学会、1990年、713pp.
- [25] 小川厚治、加村久哉、井上一郎：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル、日本建築学会構造系論文報告集、第520号、1999年7月、pp.119-126.
- [26] 地震応答解析による角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造部材の塑性変形応答の評価、建設省建築研究所－鋼材倶楽部耐震性能共同研究報告書、1995年7月、311pp.
- [27] 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会、特定研究課題1-SWG1、日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集、1996年1月、244pp.
- [28] 横浜市構造建築物耐震指導基準策定委員会：振動応答マニュアル、付-2 横浜地震波の作成.
- [29] 滝澤春男、関弘義：架構の塑性履歴応答結果に対するモード分解手法とその意義、構造工学論文集、Vol.32B、1996年3月、pp.89-100.
- [30] 滝澤春男：梁崩壊型RC架構の動的機構形成時に生じる非降伏部位での応力ピーク値の特定、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、1998年7月、pp.66-77.
- [31] 金谷弘、田中淳夫、田淵基嗣：柱・梁接合部パネルの挙動を考慮した鋼構造骨組の設計法、日本建築センター建築に関する研究及び研究助成報告書、1992年3月、32pp.
- [32] 井上一郎、桑原進、多田元英、中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力、日本鋼構造協会論文集、第3巻、11号、1996年9月、pp.65-77.
- [33] Caughey, T. K., "Equivalent linearization techniques," Journal of Acoustical Society of America, Vol.35, No.11, 1963, pp.1706-1711.
- [34] Jennings, P. C., "Equivalent viscous damping for yielding structures," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.94, No.EM1, 1968, pp.103-116.
- [35] Shibata, A. and Sozen, M. A., "Substitute structure method for seismic design in R/C," Journal of Structural Division, ASCE, Vol.102, No.ST1, 1976.
- [36] Iwan, W. D., "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra," Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.8, 1980, pp.375-388.
- [37] 地震荷重－地震動の予測と建築物の応答、日本建築学会、1992.
- [38] Mahaney, J. A., T. F. Paret, B. E. Kehoe, and S. A.

Freeman, 1993, "The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake," National Earthquake Conference, Memphis.

- [39] Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Applied Technology Council, ATC-40, 1996.

(1999年11月19日受付)

## TOWARD QUANTIFICATION OF DUCTILITY DEMANDED OF STEEL BUILDING STRUCTURES AND THEIR COMPONENTS

Masayoshi NAKASHIMA, Shinichi SAWAIZUMI, and Shinya INAOKA

Recent earthquake damage to building structures urges us to place more efforts on quantitative evaluation of ductility demanded of structures and their components. This paper presents the writer's recent work on: (1) beam-column strength ratios required for ensuring beam-collapse mechanisms in steel frames subjected to earthquake loading; (2) magnitude and variation of maximum story drifts and beam plastic rotations of such frames; (3) effects of column yielding on these deformation quantities; (4) correlation in deformation characteristics between the multi-story frames and equivalent SDOF systems; and (5) degree of accuracy expected by existing design rules in the prediction of maximum deformations of SDOF systems.