

[2079] 純フレーム構造における柱応力の動的増幅係数

正会員 壁谷澤 寿海 (横浜国立大学工学部)  
 正会員 ○ 斎藤 利昭 (横浜国立大学大学院)

1. 序

鉄筋コンクリート (RC) 建物の終局型耐震設計法では、大地震時には、靱性の期待できる降伏ヒンジ位置を設定し、地震エネルギーを吸収させる考え方が基本になる。純フレーム構造の場合は、はり降伏型の降伏機構を設定し、いわゆる層降伏を避けることが意図され、はり端、最上階柱頭及び1階柱脚以外では降伏ヒンジが生じないように設計することになるが、実際の建物でこれを確実に実現するためには、計算では予想しえない要因も考慮する必要がある。すなわち、静的な塑性解析にもとづく設計を前提にすると、施工上の配筋、スラブ筋及び鉄筋の歪硬化等によりはり耐力が計算値より上昇すること、動的な効果により外力分布が変動し静的な解析による計算値より大きな柱応力が生じうること、さらに、2方向の地震力が同時に作用すること、等を考慮する必要がある。本研究は、RC純フレーム構造の地震応答解析を行ない、層せん断力の動的な効果による変動の性質を明らかにし、この性質にもとづいて、はり降伏型を確保するための柱の設計用応力の動的増幅係数を設定する方法を検討したものである。

2. 解析手法

解析対象として、図1に立面図を示すように、実大7層試験体[1]の耐震壁のないフレーム部分を取り出したが、柱降伏のない場合の応力の応答を吟味するため、柱主筋を8-D22 から24-D22の全層通し配筋とした。柱断面は500x500、はり断面は300x500、上端筋が3-D19、下端筋が2-D19である。また、同じ断面及び配筋で5層及び9層の建物も同様に設定した。

以上の建物を、試験体の解析[1]と同様の手法により解析した。柱では軸方向変形を考慮し、接合部を剛域として材端剛塑性パネモデルを用い、復元力モデルはTakeda-Slipモデルを用いた。剛性、耐力は断面と材料の性質に基づいて評価したが、実験結果を参照して、はりの降伏耐力はスラブ有効幅を設計規準の約3倍として算定し、また、降伏後の剛性は弾性剛性の3%として、耐力及び耐力上昇を実際的に評価した。表1に全体の層間変形角 $R=1/100$ における静的塑性解析結果(ベースシア係数及び柱降伏の安全率)を示す。減衰は1次固有周期に対して約3%の剛性比例型減衰とし、入力地震波は、El Centro (NS, 1940, 319 gal)、Hachinohe (EW, 1968, 204 gal)、Tohoku Univ.1F (NS, 1978, 259 gal)を1.5倍して用いた。

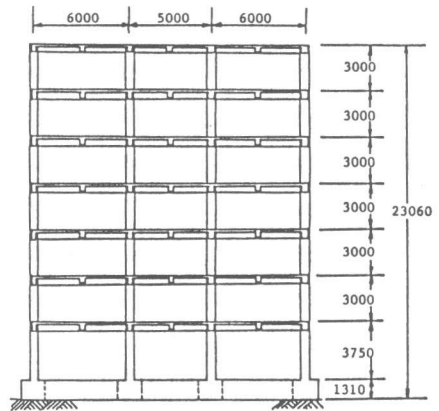


図1 7層建物立面図

表1 静的解析の結果

層数	柱主筋	ベースシア係数	柱降伏安全率
9	24-D22	0.173	2.6-1.4
7	24-D22	0.227	2.0-1.65
7	8-D22	0.197	1.4-0.95
5	24-D22	0.325	1.6-1.3

### 3. 応答結果及び静的解析との比較

地震応答解析の結果、柱主筋が試験体の 8-D22 の場合には柱に降伏箇所が見られたが、柱主筋 24-D22 の建物では 5、7、9 層建物とも降伏型の崩壊機構を達成している。図 2 に 7 層建物の応答波形を、図 3 に最大応答せん断力及びその時の変位を、逆三角形分布の水平力による静的解析結果と比較して示す。転倒モーメント及び変位の応答は 1 次モード形が支配的であるが、ベースシアは外力分布の変動の影響を受け、最大応答値は、等変位の静的解析値より大きい。

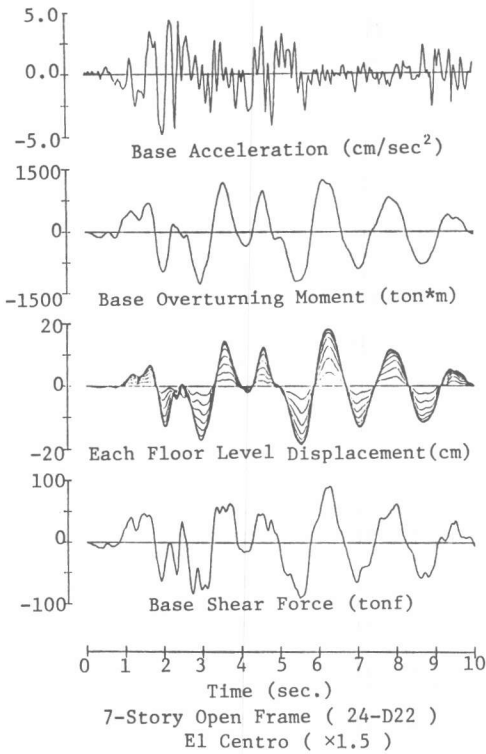


図 2 応答波形

各層の柱応力の動的な最大応答値を  $R=1/100$  における静的解析による応力と比較する。各階の層せん断力を図 4 に、また、静的解析結果に対する比率を図 5 に示す。最大応答の比率は、中間層では小さく、上層部で大きくなる傾向がある。同様に、各階柱の上下端曲げモーメントを図 6 に、上下端で最大曲げモーメントの大きい方（ただし、柱脚が降伏する最下層では柱頭に限定）の静的解析結果に対する比率を図 7 に示す。曲げモーメントの最大応答値もせん断力の比率とほぼ同様の傾向となる。

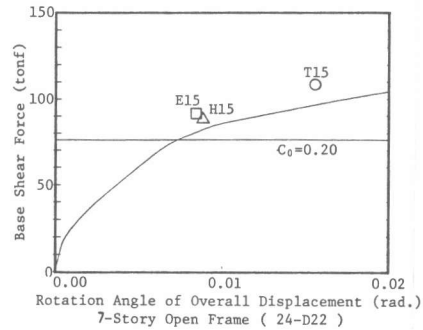


図 3 静的解析結果及び最大応答せん断力

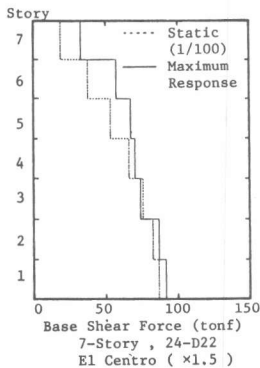


図 4 各層最大応答せん断力

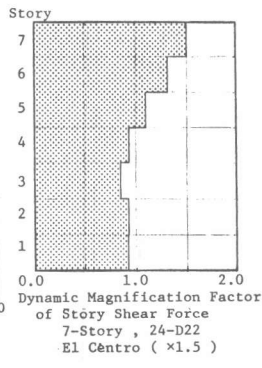


図 5 せん断力の最大応答の比率

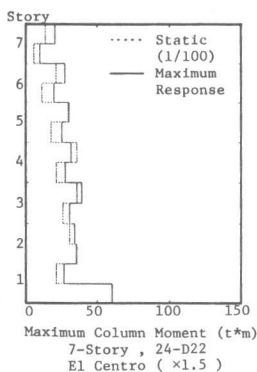


図 6 各層柱の最大曲げモーメント

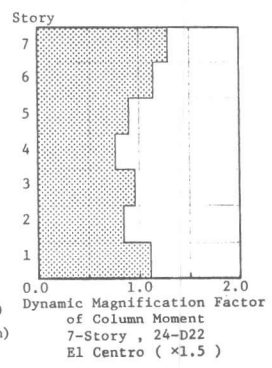


図 7 柱の曲げモーメントの最大応答の比率

#### 4. 高次モード変動水平力の評価及び推定

最大応答が静的解析結果に比べ大きくなるのは、高次モードの影響により外力分布が変動するからである。これに関しては、中層の壁フレーム構造に関する既往の研究[2]により、以下の重要な性質が明かにされている。多自由度系の動的な応答外力を、1次モードに対応する基準モードと、それに対する変動分(高次モード)に分離して評価することが可能であり、この高次の変動分は、入力加速度 $\ddot{y}_0$ との定量的な関係により推定が可能になる。すなわち、振動方程式でモード分解が成立し、高次モードによる応答はほぼ弾性応答の性質により推定しうる。さらに、2次モード形 $\{u\}_2$ と一定の加速度応答倍率 $D_2$ 、3次以上は1.0の応答倍率を仮定すると、高次モードによる外力の変動分 $\{f\}_F$ は(1)式のように定式化できる。

$$\{f\}_F = -[m] (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \beta_2 \{u\}_2 (D_2 - 1)) \ddot{y}_0 \quad (1)$$

ここで、 $[m]$ :質量マトリクス、 $\beta_j$ :j次モード刺激係数、 $\{e\}$ :単位ベクトル基準モード応答の上限とこの性質から、動的な効果を含む応答せん断力の上限が推定でき、非線形地震応答解析による最大値は上限値の推定に適合する。図9に以上の概念を示した。

この性質を純フレーム構造の場合についても吟味するため、まず、平均的な外力分布を検討して基準モード形を設定する。地震応答解析によって得られた動的な外力を、転倒モーメントの符号により正負を判別し、それぞれで平均して、平均の外力分布とする。各層の外力をさらに重量で除して、同じ転倒モーメントとなる直線(震度逆三角形分布)と形状を比較したのが図8である。分布はほぼ直線状であり、平均的な外力分布は震度逆三角形分布に近い、といえる。

基準モード形を震度逆三角形分布とし、図9(a)のように動的な外力から分離した変動水平力(実線)と、図9(b)のように入力加速度から推定した変動水平力(破線)を図10に重ねて示す。推定式では、 $\{u\}_2$ を基準モードに直交する3次曲線とし、 $D_2=2.0$ とした。図11には、変動水平力の和である変動せん断力を同様に示す。変動水平力の上層及び各層変動せん断力では、多少の位相のずれが見られるが、おおむね両者は良い対応関係を示している。この位相のずれは、最下層ではほとんど見られないのに対し、上層で大きくなる傾向がある。

(1)式は加速度のピーク時の力の釣合いとして導かれており、最下層ではほぼこの仮定が成立するが、上層では加速度のピークとは異なる応答が支配的であることになる。これを考慮して、別の定式化により、すなわち、2次モードの応答のみ支配的である仮定して応答倍率を設定して、変動水平力を推定する方法も考えられるが、上層ではやや大きな推定値を与えるが、最下層の推定値は大きく過小評価する。変動分の振幅レベルは、上層でも(1)式でほぼ精度よく推定しており、純フレーム構造の場合でも(1)式が適用可能である判断できる。

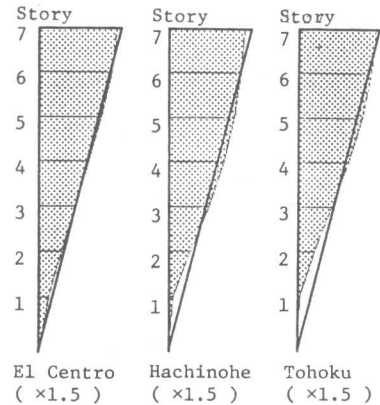


図8 平均の外力分布

$$\{f\}_F = \{e\} - (\{h\}^t \{e\} \{h\} / \{h\}^t \{h\})$$

(a)モード分解による高次変動分の定義

$$\{f\}_F = -[m] (\{e\} - \beta_1 \{u\}_1 + \beta_2 \{u\}_2 (D_2 - 1))$$

(b)入力加速度レベルからの高次変動分の推定

図9 高次変動分のモード分解及び推定方法の概念

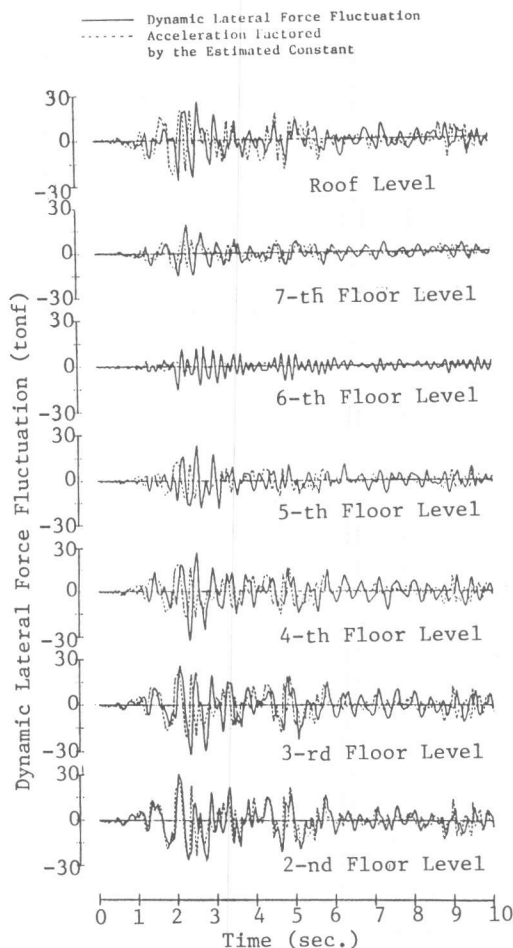


図10 高次モード変動水平力と  
入力加速度からの推定

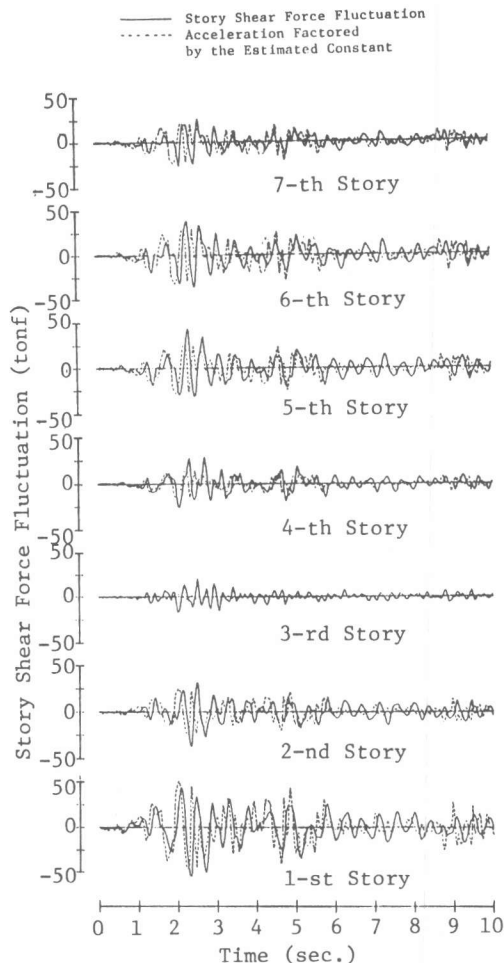


図11 高次モード変動せん断力と  
入力加速度からの推定

## 5. 動的増幅係数と最大応答値

以上の入力加速度と変動せん断力との定量的な関係によって、静的解析結果と想定する最大入力加速度により、各層最大応答せん断力の上限を推定しうる。すなわち、基準モードに対応する層せん断力には、変形の増加に伴う耐力上昇の影響があるものの、静的に評価しうる上限値（保有耐力時の層せん断力  $Q_s$ ）があり、この上限に最大加速度に対応する高次の変動分  $Q_F$  を加えたものは、最大応答せん断力の上限值  $Q_D$  となる。また、静的解析による応力に対する最大応答の比率を示す動的増幅係数  $\omega$  は、(2)式のように設定することができる。

$$\omega = Q_D / Q_s = (Q_s + Q_F) / Q_s = 1.0 + Q_F / Q_s \quad (2)$$

### 5.1 層せん断力の動的増幅率

図12には、各地震波の最大加速度と静的な層せん断力の上限值として  $R=1/100$ の値を用いて設定した動的増幅係数  $\omega$  を実線で示し、静的解析の結果に対する比率（動的増幅率）を破線で示した。5層及び7層のTOHOKUの地震波に対する応答では、動的増幅率がかなり大きく、 $\omega$ をや

や上回るものもあるが、これは、層せん断力の最大応答時の変形が、1/100 よりかなり大きく、降伏後のはり耐力上昇により、基準モード分の層せん断力が大きくなるためである。その他の建物では、上層及び下層では $\omega$ は最大応答の比率の上限値となっているが、 $\omega$ の値が小さい中間層では、最大応答の比率の方が大きくなる場合もある。これは設定した仮定には含まれていない応答の増幅の影響で、 $\omega$ が小さい範囲であり、動的増幅係数の最低値規定を設ける等の規定で十分で、実務上は問題にならない。一方、高次の変動層せん断力の時刻歴がほぼ加速度レベルにより推定することができ、また、壁フレーム構造では最大応答値が推定された上限に等しい場合もたったのに対して、純フレーム構造では最大応答値が推定される上限値を下回る傾向がある。これは、純フレーム構造では1次、2次とも固有周期が長く、1次と高次のピーク時が重なる確率が、壁フレーム構造より相対的に小さいためである。また、降伏変形角が大きく、地震波によっては変位応答がこれ以下で全体崩壊機構に達していないために小さい場合もある。

### 5.2 柱のせん断力の動的増幅率

各柱のせん断力は、さらにせん断力の分配率による変動の要因があり、全体の層せん断力の変動に比べると変動率はやや大きくなるが、ほぼ全体の層せん断力の応答と同様の傾向となっている。外柱に関してはせん断力負担率の変動の影響が大きい傾向がある。

### 5.3 柱の曲げモーメントの動的増幅率

図13にせん断力の動的増幅係数 $\omega$ と、各階柱の上下端で最大曲げモーメントの応答が大きい方（ただし、柱脚が降伏する最下層では柱頭）の動的増幅率を示す。せん断力に比べ、曲げモーメントの動的増幅率は大きくなる場合があるが、これは、柱の曲げモーメントの場合、各柱のせん断力の負担率の変動に加え、柱の反曲点の移動の影響があるからである。しかし、大きい方の柱モーメントではこの影響が小さい傾向があり、また、柱を通し配筋にすれば、せん断力に上限があることから、反曲点の移動によって層降伏の崩壊機構になることはありえない。本解析では、層せん断力の動的増幅係数が曲げモーメントの最大応答値のほぼ上限となっており、曲げに対してもほぼ安全であるといえるが、柱のヒンジは一時的に一端のみに生じるものであり、配筋詳細設計を前提に曲げ降伏を許容する考え方も可能である。

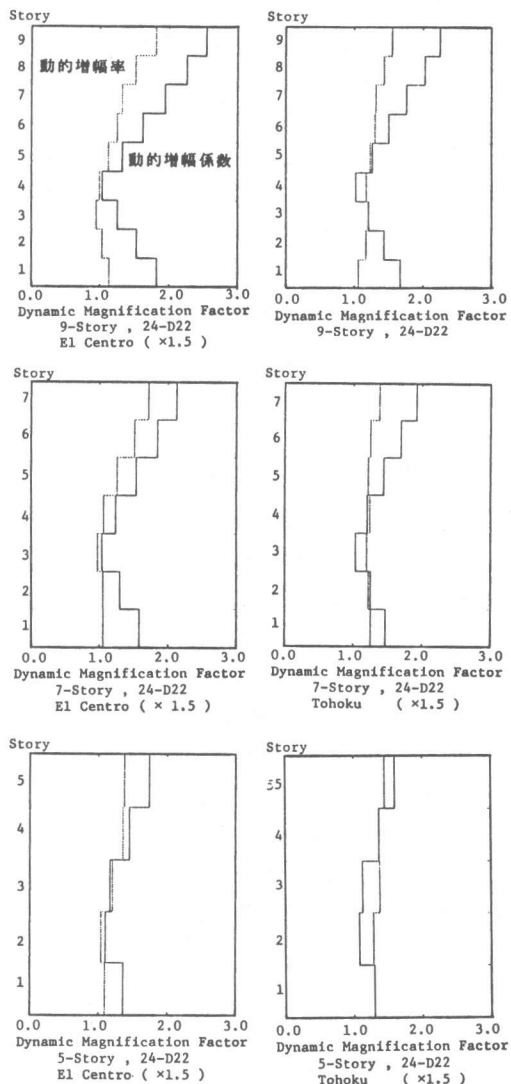


図12 層せん断力の動的増幅率

#### 5.4 一般的な建物の動的増幅係数

以上で設定した動的増幅係数は、建物の保有耐力及び想定する地震の最大加速度が影響することになる。図12及び図13に示した $\omega$ は、解析した建物及び入力地震波に固有の値で、保有耐力が高い場合はこれよりも低い値で十分であることに注意する必要がある。一方、1次と高次応答の重ね合わせの効果を考慮に入れると、最大加速度にもとづく定式化は過大評価になる傾向がある。そこで、例えば、7層の最大応答値を、想定加速度を0.3g（g：重力加速度）として設定した動的増幅係数と比較すると図14のようになる。動的増幅係数は応答の上限となっているが、動的増幅係数を設定するための適切な想定加速度レベルについてはさらに検討が必要であろう。

#### 6. 結論

柱の設計用応力の動的増幅係数を設定することを目的として、5、7、9階の純フレーム構造の建物の非線形地震応答解析を行い、以下の点を明らかにした。

- (1) 動的な効果による水平力及びせん断力の基準モードに対する変動分は、既往の壁フレーム構造の場合と同様の仮定により、入力加速度から定量的に推定しうる。
- (2) 静的な解析によるせん断力の上限值と最大加速度に対応する高次の変動分の和は、動的解析における最大応答値の上限となっており、層せん断力及び柱の動的増幅係数は、想定する地震波の最大加速度及び保有耐力に応じて、合理的に設定することが可能である。
- (3) 柱の曲げモーメントの動的増幅率はやや大きい傾向があるが、層せん断力の動的増幅係数がほぼ上限となっている。

#### <参考文献>

- [1] 上之菌隆志、壁谷沢寿海他：一日米共同研究－鉄筋コンクリート造実大7層試験体の耐震性に関する研究（その1）～（その3）、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1982年12月
- [2] 壁谷沢寿海、緒方恭子：鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局強度設計法（その1）～（その5）、日本建築学会関東支部研究報告集及び大会学術講演梗概集、1984年7月及び10月

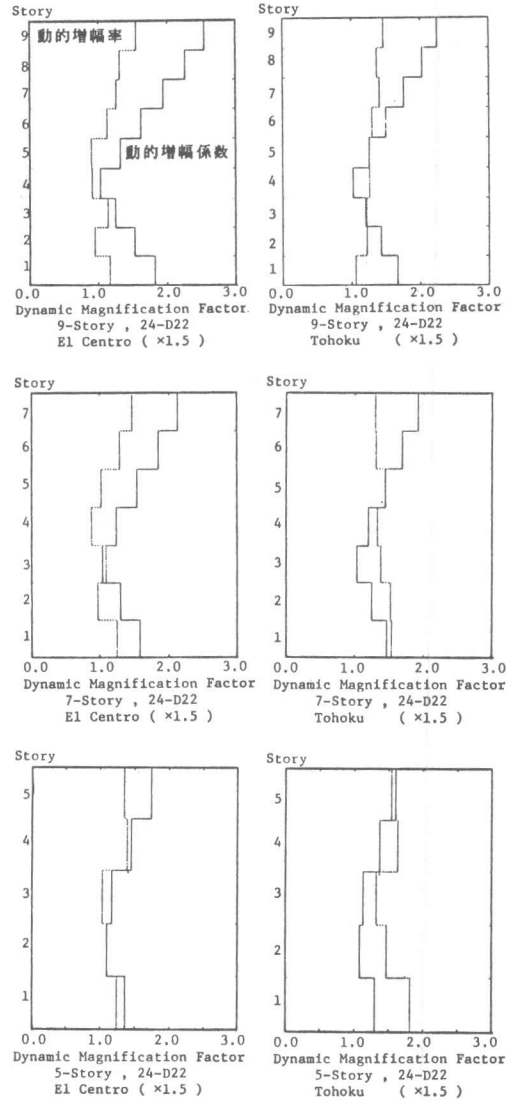


図13 柱の曲げモーメントの動的増幅率

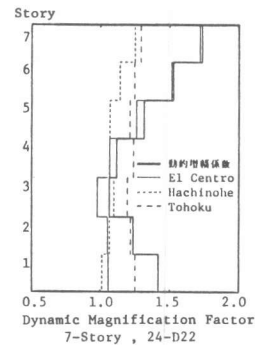


図14 層せん断力の動的増幅係数 (0.3g)