

論文 梁降伏型フレームの柱の動的応答特性

川端一三*1・鈴木裕美*2・小谷俊介*3

要旨：梁降伏型のフレームについて、高さおよび地震動強さを変数とした動的応答解析と漸増載荷非線形解析を行い、柱の応力を検討した。最大応答せん断力は、静的解析のせん断力にほぼ比例し、応答変形に応じた動的応力割増し係数を定めることができる。最大応答曲げモーメントは、静的解析の曲げモーメントと高さ方向の分布が異なるので、静的曲げモーメントから直接定めることは難しい。最大応答曲げモーメントを包絡する曲げモーメントは、応答変形に応じた係数を用いて定めた補正曲げモーメントと、静的解析の曲げモーメントとの大きい方の値で定めることができる。

キーワード：柱動的応力、動的応力割増し係数、梁降伏型フレーム

1. はじめに

地震時に特定の層に塑性変形が集中することなく、骨組全体として変形能力を発揮するためには、梁降伏型全体降伏機構が望ましい^[1]。梁降伏型機構を実現するためには、地震時の柱の応力を正しく評価する必要がある。地震時に生じる柱の応力は、設計上仮定した水平力分布による静的解析の応力とは異なる。静的解析の応力を基に梁降伏型のフレームを設計する場合にはこのことを考慮する必要がある。そこで、梁降伏型骨組について、建物高さおよび地震動強さを変数とした動的応答解析と漸増載荷非線形解析を行い、柱に降伏を生じさせないために必要な柱強度を検討し、動的応力と静的応力との関係を考察した。

2. 解析に用いた建物モデル

解析に用いたモデルは、3スパンの平面モデルで、建物高さで3ケース（5階：21m、7階：29m、10階：41m）である。漸増載荷非線形解析を行い、以下を満足するように建物モデルの構造特性を定めた^[2]。

- (A) 層間変形角の最大値が設計保証変形 $Ru_2=1/50$ に達したとき、大部分の梁端部および1階柱脚部に降伏ヒンジが生じ、かつ、各階の層せん断力は、式(1)に示す必要水平耐力 Q_{uni} に一致する。1階柱脚部を除き柱には降伏ヒンジが生じない。
- (B) 設計保証変形 $Ru_2=1/50$ に達するまで、せん断破壊や付着割裂破壊する部材がない。

$$Q_{uni} = C_{uni} \cdot W_i \quad (1)$$

$$C_{uni} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_{unB} \quad (2)$$

ここに、 Z 、 R_t 、 A_i 、 W_i は、建設省告示第1793号（昭55年11月27日）による。モデル建物の建

*1 大成建設(株)構造設計第1部設計室室長、 (正会員)

*2 大成建設(株)構造設計第1部設計室係長、 (正会員)

*3 東京大学教授 大学院工学系研究科建築学専攻、工博 (正会員)

設地は $Z=1.0$ の地域とし、地盤の種別は第2種地盤（5階、7階モデルは $Rt=1.0$ 、10階モデルは $Rt=0.973$ ）とする。必要保有水平耐力の標準ベースシア係数は $CunB=0.3$ とする。また、建物の基礎は固定とした。建物モデルを図-1に示す。

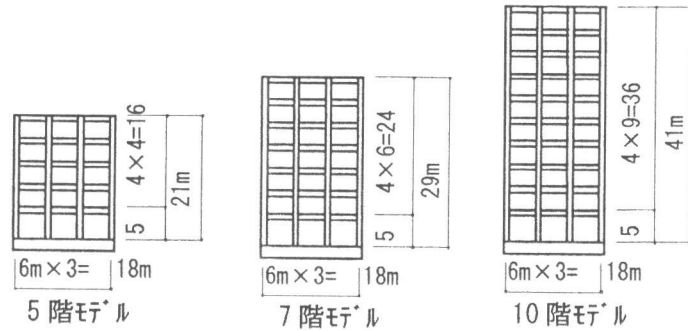


図-1 建物モデル

3. 解析方法

柱および梁部材は線材に置換し、柱には曲げ変形、せん断変形および軸方向変形を、梁には曲げ変形およびせん断変形を考慮する。柱梁接合部はせん断変形を考慮したシアパネルとする。部材の剛性低下は柱梁接合部の端部に設ける材端剛塑性回転バネで表し、曲げひびわれおよび曲げ降伏によって剛性が変化するトリリニアとする。柱および梁の曲げひびわれ強度は日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（以下、RC規準）の8条解説の式による。梁の曲げ降伏強度はRC規準の略算式（付20.42）による。柱の曲げ終局強度は断面の最外縁圧縮歪度が0.3%時の等価長方形応力度ブロックを用いて計算し、降伏強度とした。降伏時の剛性低下率は菅野の式^[3]を用いた。解析モデルを図-2に示す。また、Ai分布の外力による漸増載荷非線形解析での建物モデルの構造特性を表-1に示す。各モデル共、1/200~1/150の層間変形角で梁端部の降伏による層降伏が各階で生じ、設計保証変形 $Ru2$ 時では上層部（5階、7階モデルでは最上階、10階モデルでは上部2層）の梁を除く大部分の梁の端部と1階柱脚部に降伏ヒンジが生じている。

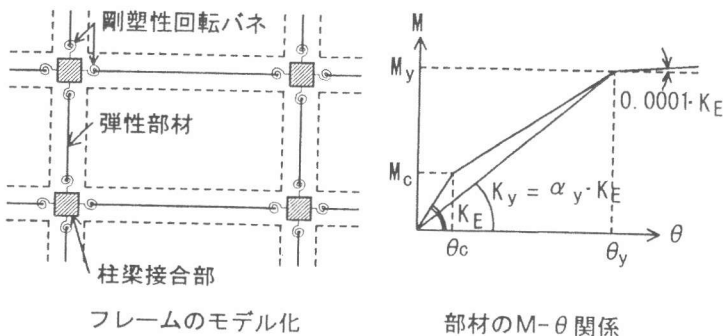


図-2 解析モデル

表-1 建物モデルの構造特性

	CB/Rt	
	Ru1時	Ru2時
5階モデル	0.268	0.300
7階モデル	0.281	0.300
10階モデル	0.289	0.300

Ru1時、Ru2時：漸増載荷非線形解析で層間変形角の最大値がそれぞれ1/100、1/50に達した時
CB：ベースシア係数

動的解析は以下によった。

- (1) 地震波記録は、EL CENTRO 1940NS、TAFT 1952EW、HACHINOHE 1968NSの3波で、最大速度を、50cm/sec、70cm/secおよび90cm/secに規準化して用いた。なお、応答変形と応答応力との関係を調べるため、各モデルの最大応答層間変形角が1/150~1/70程度にするように、5層モデルと7層モデルに対しては50cm/secおよび70cm/secを、10層モデルに対しては70cm/secおよび90cm/secを入力波とした。
- (2) 各部材の履歴モデルはTAKEDAモデル（減力時剛性低下係数 $\nu=0.4$ ）とした。
- (3) 減衰は瞬間剛性比例型で、減衰定数は弾性1次モードに対して5%とした。

4. 柱の動的せん断力

最大応答せん断力(Qd)を静的解析によるRu2までの最大せん断力(Qs)で除した値の最大値(Qd/Qs)maxと、最大応答層間変形角(Rdmax)との関係を検討した。(Qd/Qs)maxを解析ケース毎に中柱、外柱の上層階(5階は上2層、7階は上3層、10階は上5層)および外柱の下層階(上層階以外の階)の3領域に分類して図-3に示すと、以下のことがいえる。

- (1) 応答層間変形が増大すると、(Qd/Qs)maxが大きくなる傾向がある。
- (2) 中柱の(Qd/Qs)maxは、Rdmaxが1/100以下では1.0程度、1/100を超えると1.1程度である。
- (3) 外柱上層階の(Qd/Qs)maxは、Rdmaxが1/100以下では1.2程度、1/100を超えると1.4程度である。
- (4) 外柱下層階の(Qd/Qs)maxは、Rdmaxが1/100以下では1.1程度、1/100を超えると1.2程度である。

最大応答せん断力Qdと、静的解析によるRu2までの最大せん断力Qsを、最大応答変形角Rdmaxが1/100以下の場合と1/100を超える場合とに分けて図-4に示す。

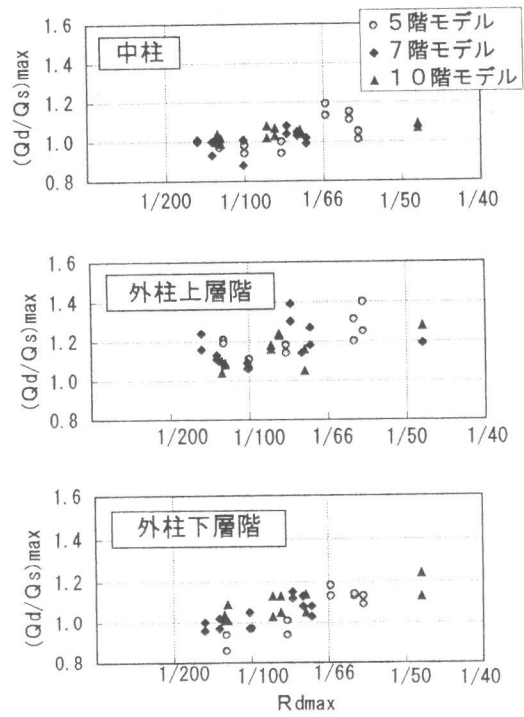


図-3 最大応答層間変形角(Rdmax)と(Qd/Qs)maxとの関係

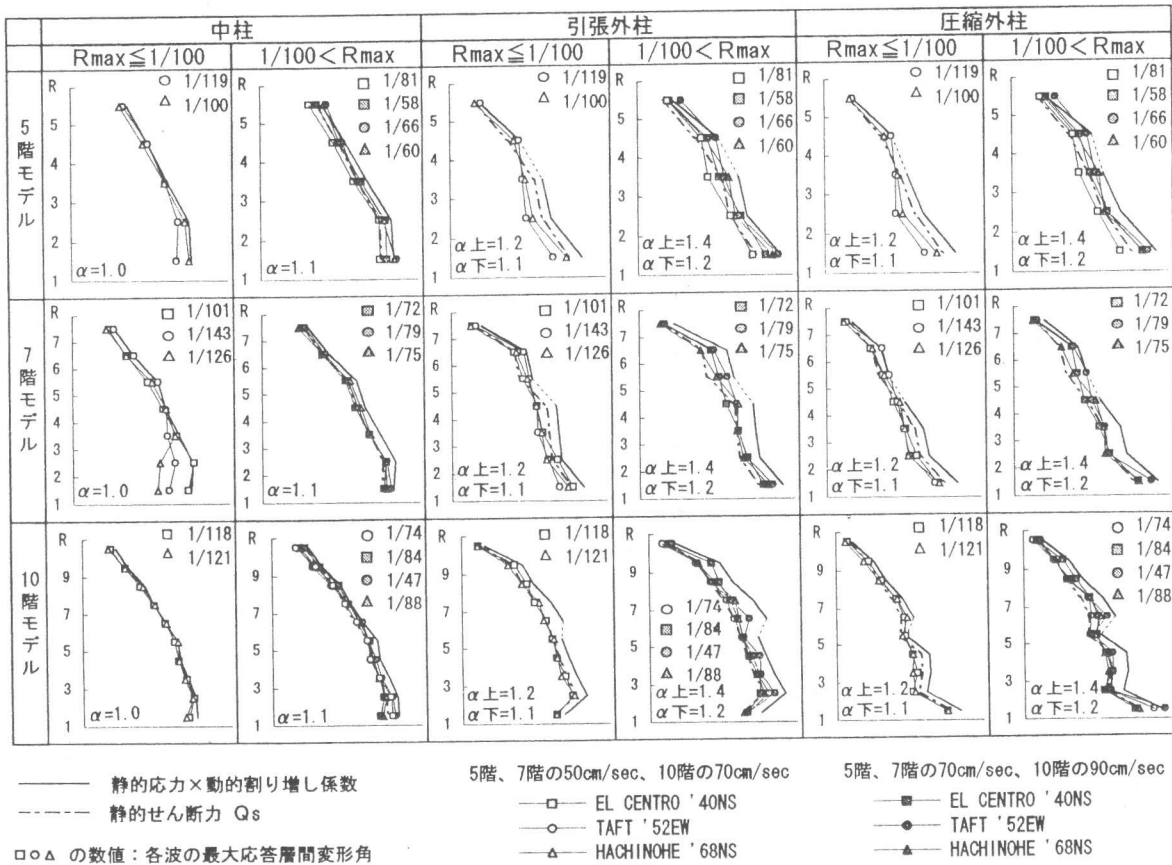


図-4 最大応答せん断力(Qd)、静的せん断力(Qs)およびQs×動的応力割増し係数(α)の比較

また、図-3の R_{dmax} と $(Q_d/Q_s)_{max}$ との関係から、動的応力割増し係数 (α) を R_{dmax} に応じて設定し図中に示す。また、静的最大せん断力 Q_s に動的応力割増し係数 α を乗じた値を実線で示す。図-4から以下のことがいえる。

- (1) 最大応答せん断力の高さ方向の分布は、静的最大せん断力の分布とほぼ同じで、応答変形が大きくなると各階ほぼ同程度の比率で増大する。外柱上層階の最大応答せん断力は、中柱および外柱下層階に比べ増大比率が大きい。
- (2) 中柱について、動的応力割増し係数を1.0とすれば、最大応答層間変形角 (R_{dmax}) が1/100以下の場合を、1.1とすれば R_{dmax} が1/70程度以下の場合の最大応答せん断力をほぼ包絡できる。
- (3) 外柱上層階について、動的応力割増し係数を1.2とすれば、 R_{dmax} が1/100以下の場合を、1.4とすれば R_{dmax} が1/100を超える場合の最大応答せん断力をほぼ包絡できる。
- (4) 外柱下層階について、動的応力割増し係数を1.1とすれば、 R_{dmax} が1/100以下の場合を、1.2とすれば R_{dmax} が1/100を超える場合の最大応答せん断力をほぼ包絡できる。

5. 柱の動的曲げモーメント

5.1 動的曲げモーメント分布

動的解析での応答曲げモーメントは、高次モード振動の影響により反曲点高さが上下に移動するため、同じせん断力に対して、最大曲げモーメントは地震時に大きく変動し、特に中層階の柱で静的解析の曲げモーメントを上回る傾向を示す。動的曲げモーメントと静的曲げモーメントの高さ方向の分布に関する傾向を図-5に示す。1階については柱脚部と柱頭部のそれぞれの曲げモーメントで、2階以上では柱脚部と柱頭部の大きい方の曲げモーメントで表している。静的解析の応力を基に、動的曲げモーメントを推定するためには、動的曲げモーメントが静的曲げモーメントを上回る階で、動的曲げモーメントを包絡する曲げモーメント（以下、動的補正曲げモーメント）分布を設定する必要がある。そこで、設計に用いる動的補正曲げモーメントを式(3)に定義して検討した。

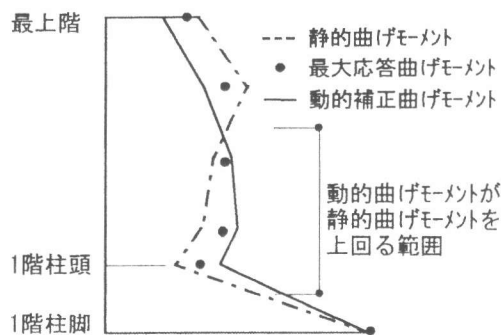


図-5 動的応答曲げモーメントと静的曲げモーメントの比較

$$\text{動的補正曲げモーメント} = Q_s \times H_o \times \alpha_m \quad (3)$$

Q_s : 静的解析による R_u までの柱の最大せん断力、 H_o : 柱の内法階高さ、 α_m : 動的係数

動的係数 (α_m) は、動的補正曲げモーメントを静的せん断力を用いて表したときの見かけの反曲点高さ比（または $1 - \text{反曲点高さ比}$ ）に相当するものである。

5.2 動的係数 (α_m) の設定方法

- (1) 最大応答曲げモーメントの静的せん断力に対する見かけの反曲点高さ比 (y_i) を各階の柱頭と柱脚のそれぞれについて下式で求める。

$$y_i = M_{di} / (Q_{si} \cdot H_{oi})$$

M_{di} : i 階の柱脚部と柱頭部の最大応答曲げモーメント

Qsi : 静的解析によるRu2までのi階最大せん断力

Hoi : i階柱の内法階高さ

- (2) 最大応答曲げモーメント (Md) が、静的解析によるRu2までの最大曲げモーメント (Ms) を超える範囲での (y_i) の最大値を解析ケース毎に定め (y_{max}) とする。
- (3) 最大応答層間変形角 (R_{dmax}) と y_{max} との関係を検討し、R_{dmax} に応じた y_{max} の値から動的係数 (α_m) を設定する。

5. 3 動的係数 (α_m) の値

2階以上の中柱、外柱および1階柱頭部についてそれぞれ、最大応答層間変形角 (R_{dmax}) と (y_{max}) との関係を図-6に示す。1階柱頭部については、中柱、外柱共通とした。以下のことがいえる。

- (1) 最大応答層間変形角と共にみかけの反曲点高さ比 y_{max} は大きくなる傾向がある。
- (2) 中柱の y_{max} は、R_{dmax} が 1/100 以下では 0.6 程度で、R_{dmax} が 1/100 を超える場合は 0.7 程度である。
- (3) 外柱の y_{max} は、R_{dmax} が 1/100 以下では 0.6 程度で、R_{dmax} が 1/70 以下では 0.7 程度、1/70 を超える場合は 0.8 程度である。
- (4) 1階柱頭部の y_{max} は、R_{dmax} が 1/100 以下では 0.4 程度で、R_{dmax} が 1/100 を超える場合は 0.5 以下である。

以上より、設計で用いる最大曲げモーメントを求め動的係数 (α_m) を表-3のように定めることができる。

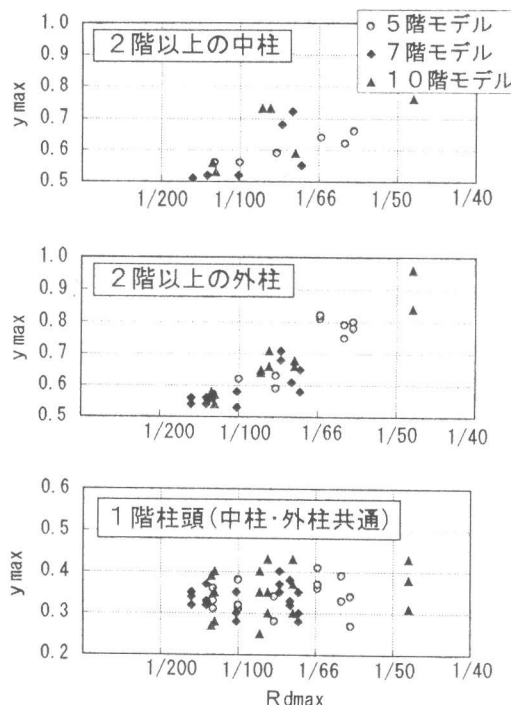


図-6 最大応答層間変形角 (R_{dmax}) と反曲点高さ比 (y_{max}) の関係

表-3 動的係数 (α_m)

	R _{dmax} ≤ 1/100	1/100 < R _{dmax} ≤ 1/70	1/70 < R _{dmax}
中柱の2階以上	0.6	0.7	0.7
外柱の2階以上	0.6	0.7	0.8
1階柱頭	0.4	0.5	0.5

5. 4 動的曲げモーメント、静的曲げモーメントおよび動的補正曲げモーメントの比較

最大応答曲げモーメント (Md)、静的曲げモーメント (Ms) および動的補正曲げモーメントを、最大応答変形角 (R_{dmax}) が 1/100 以下の場合と 1/100 を超える場合とに分けて図-7に示す。なお、1階については柱脚および柱頭でそれぞれ示し、2階以上は柱脚、柱頭の大きい方の値で示した。動的補正曲げモーメントは、R_{dmax} に応じた α_m を表-3により定め算定した。動的補正曲げモーメント算定に用いた α_m と各ケース毎の R_{dmax} も図-7に示す。図-7から以下のことがいえる。

最大応答層間変形角 (R_{dmax}) に応じた動的係数 (α_m) で算定した動的補正曲げモーメントと、静的曲げモーメントとの大きい方の値で定まる曲げモーメントの分布は、最大応答曲げモーメ

ントを包絡する。

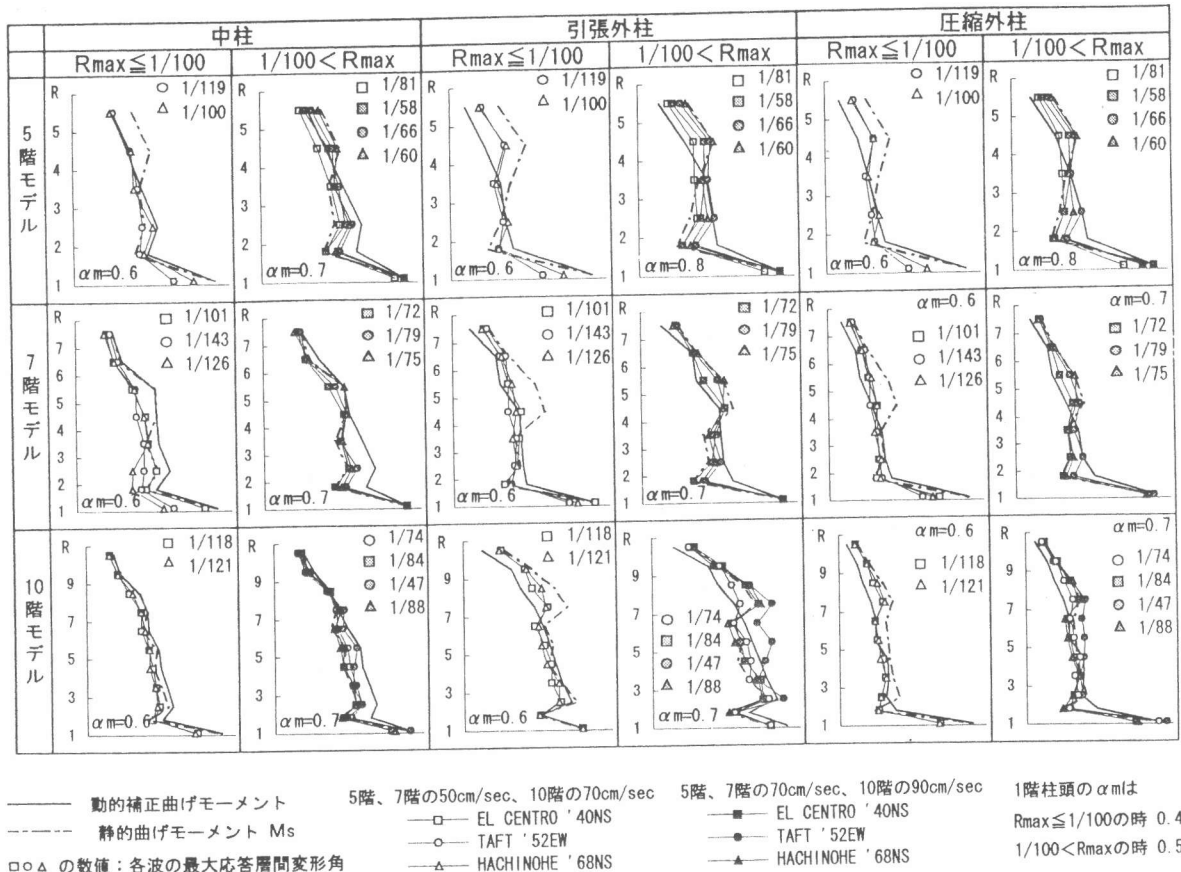


図-7 最大応答曲げモーメント (Md)、静的曲げモーメント (Ms) および補正モーメントの比較

6. まとめ

梁降伏型フレームの柱の最大応答応力を包絡する設計用応力について以下のことがいえる。

- (1) 静的解析の最大せん断力に、応答変形に応じた動的応力割増し係数を乗じて定めた設計用せん断力は最大応答せん断力をほぼ包絡する。

動的応力割増し係数は、最大応答層間変形角 (R_{dmax}) に応じ以下のように定めることができる。

- 中柱 : R_{dmax} が 1/100 以下の場合 1.0、 R_{dmax} が 1/100 を超える場合 1.1
- 外柱上層階 : R_{dmax} が 1/100 以下の場合 1.2、 R_{dmax} が 1/100 を超える場合 1.4
- 外柱下層階 : R_{dmax} が 1/100 以下の場合 1.1、 R_{dmax} が 1/100 を超える場合 1.2

- (2) 静的最大せん断力に柱内法階高さと応答変形に応じた動的係数 (表-3 に示す) を乗じて算定した動的補正曲げモーメントと、静的最大曲げモーメントとの大きい方の値で定まる設計用曲げモーメントは、最大応答曲げモーメントをほぼ包絡する。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990。
- [2] 小谷俊介、勅使川原正臣、川端一三：鉄筋コンクリート造建築物の新しい静的耐震設計法、第9回日本地震工学シンポジウム、Vol.2, pp.2041-2046, Dec.1994。
- [3] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No2, pp.1-9, Feb.1973。