

論文 超高層 RC 造住宅における層降伏耐力の変動による地震時応答の変化

和泉信之*1・清水隆*2・千田啓吾*3・太田行孝*3

要旨: 超高層 RC 造住宅の耐震設計では、地震応答解析を行うが、通常、部材の曲げに関する復元力特性にはトリリニア型のスケルトンカーブを用いている。スケルトンカーブの第 2 折れ点は、降伏点として、鉄筋の平均的な降伏強度を用いた曲げ終局強度を採用することが多い。一方、鉄筋の降伏強度や強度算定式などにはばらつきがあるため、部材の曲げ終局強度にもばらつきが生じる。そのため、20 階建から 50 階建程度までの超高層 RC 造住宅を対象として、部材の曲げ終局強度のばらつきによる層降伏耐力の変動を考慮した地震応答解析を行った。その解析結果から、最大応答値に対する影響を検討し、その変動幅などを評価した。

キーワード: RC 造, 地震応答解析, 非線形解析, 信頼強度, 上限強度, 超高層建築物

1. はじめに

筆者らは、鉄筋コンクリート造 (RC 造) による高さ 60m 以上の住宅 (超高層 RC 造住宅) の耐震設計法について研究している¹⁾。

一般に、超高層 RC 造住宅の耐震設計では、レベル 1 (稀に発生する地震動) とレベル 2 (極めて稀に発生する地震動) の 2 段階の強さの地震動に対して地震応答解析を行い、耐震安全性を検証している²⁾。超高層 RC 造住宅の地震応答解析では、通常、数波の地震動波形を用いて非線形振動解析を行う。一般的な超高層 RC 造住宅の構造形式は曲げ降伏型純ラーメン構造のため、振動解析では基本振動系モデルとして、多質点系等価曲げせん断型モデルを用いることが多い。等価曲げせん断型モデルでは、曲げ変形は柱の軸変形による層の全体曲げ変形を表現し、一方、せん断変形は骨組の全体曲げ変形を除いた層の水平変形を表現している。設計では、通常、曲げ変形は弾性としている。これは、設計で想定している変形領域では、変動軸力による外柱の軸剛性変化の影響が小さいと考えているためである。それに対して、せん断変形は梁の曲げひび割れや曲げ降伏などにより、層の水平剛性が変化するので弾塑性としている。具体的には、平面フレーム、または立体フレームの静的弾塑性解析を行い、得られた層間変位から全体曲げ変形成分を差し引いた残りの変形成分を層せん断変形として、層せん断力と層せん断変形の関係曲線を求めて、これをトリリニア型のスケルトンカーブに折線置換している。その際、静的弾塑性解析に用いる柱や梁部材の曲げに関するスケルトンカーブは、トリリニア型として、第 1 折れ点を曲げひび割れ点、第 2 折れ点を曲げ降伏点とする。

超高層 RC 造住宅の設計では、部材の曲げ降伏点として鉄筋の平均的な降伏強度を用いた曲げ終局強度を採用することが一般的である。これは、実際の部材強度を反映した地震時の応答性状を把握するためであり、従来から設計慣用として行われてきた。しかし、鉄筋の降伏強度や強度算定式にはばらつきがあるため、部材の曲げ強度にばらつきが生じる。従って、平均的な曲げ終局強度による現状の設計慣用方法では、必ずしも地震時応答の上限値を評価していることにはならない。

一方、材料強度や強度算定式のばらつきなどを考慮して部材の曲げ終局強度の下限値 (曲げ信頼強度) や上限値 (曲げ上限強度) を算定して、設計時に想定した骨組の弾塑性特性を検証する設計方法が提案されている^{3),4)}。例えば、高強度 RC 造を対象とした New RC 構造設計ガイドライン (案)³⁾では、材料強度や評価式のばらつきなどを考慮して、適宜部材の信頼強度、あるいは上限強度に基づいて復元力特性を定めて地震時応答値を検討することとしている。

このように、部材の曲げ終局強度のばらつきによる地震時応答の変化を評価することは、超高層 RC 造住宅の耐震設計上重要な課題といえる。

本研究では、20 階建から 50 階建程度までの高さの異なる超高層 RC 造住宅を対象として、部材の曲げ終局強度のばらつきによる層降伏耐力の変動を考慮した地震応答解析を行う。その解析結果から、最大応答値に対する影響を検討し、その変動幅などを評価する。なお、本研究で基本とする部材の曲げ終局強度は、超高層 RC 造住宅の耐震設計で慣用的に用いられている鉄筋の平均的な降伏強度を用いた曲げ終局強度とする。

*1 戸田建設 (株) 構造設計部グループ長 博 (工) (正会員)

*2 戸田建設 (株) 構造設計部主管

*3 戸田建設 (株) 構造設計部 工修 (正会員)

2. 解析計画

2.1 解析方針

本研究では、超高層 RC 造住宅を対象として、部材の曲げ終局強度のばらつきによる層降伏耐力などへの影響を評価する「フレーム解析」および層降伏耐力の変動による最大応答値への影響を評価する「建物解析」を計画する。

「フレーム解析」では、まず、28 階建住宅の平面フレームを対象に静的弾塑性解析を行い、部材の曲げ終局強度のばらつきによる層降伏耐力の変動などを検討する。次に、平面フレーム地震応答解析を行い、最大応答結果の違いを検討する。これらの結果から、部材の曲げ強度のばらつきを考慮した層降伏耐力の変動幅を検討する。

「建物解析」では、20 階建から 54 階建までの高さの異なる超高層 RC 造住宅 5 棟を対象に、「フレーム解析」で設定した層降伏耐力の変動を考慮した地震応答解析を行い、最大応答値の変動幅などについて検討する。

2.2 解析対象建物

本解析では、現在建設されている超高層 RC 造住宅の階数を概ね網羅するように、20 階建から 54 階建までの 5 棟の建物⁵⁾を対象とする(表-1)。この 5 棟の構造特性は、超高層 RC 造住宅の実例を参考として、現行の耐震規定²⁾を満足するように設定する。「フレーム解析」では、既存の超高層 RC 造住宅の平均的な高さ⁶⁾にほぼ相当する 28 階建を対象とする。フレームのスパンや階高は、現在における一般的な超高層 RC 造住宅の値であり、その略軸組図を図-1 に示す。また、代表的な柱や梁の断面リストを表-2 に示す。

2.3 解析方法

「フレーム解析」の解析モデルは、部材の弾塑性特性に基づく平面フレームモデルとする。部材モデルの曲げに関する復元力特性は、トリリニア型の TAKEDA モデル⁷⁾とする(図-2)。スケルトンカーブは、第 1 折れ点を曲げひび割れ点、第 2 折れ点を曲げ降伏点とする。

「建物解析」の解析モデルは、耐震設計の基本振動系モデルとして多く採用されている等価曲げせん断モデルとする。このモデルは、骨組の静的弾塑性解析結果に基づいた等価な曲げせん断ばね(曲げばね:弾性, せん断ばね:弾塑性)である。せん断ばねの復元力特性は、TAKEDA モデルとする。

減衰は、瞬間剛性比例型内部粘性減衰として、1 次減衰定数は 3%とする。また、基礎は固定とする。

2.4 解析ケース

基本ケースの設定は、超高層 RC 造住宅の耐震設計で慣用的に用いられている方法による。スケルトンカーブの算定では、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度とし、降伏点剛性低下率は菅野式⁸⁾による。また、曲げ

表-1 解析対象建物の緒元

名称	U20	R28	T36	S45	S54
階数	20	28	36	45	54
軒高(m)	61.75	94.03	114.60	146.05	174.20
dCb	0.125	0.095	0.075	0.063	0.055
T1(秒)	1.32	1.99	2.27	3.05	3.49
Qc/ΣW	0.055	0.044	0.033	0.025	0.026
Qy/ΣW	0.248	0.178	0.145	0.104	0.098
ky/k1	0.266	0.272	0.323	0.335	0.302
k3/k1	0.012	0.012	0.021	0.025	0.015

注) dCb: 許容応力度設計用ベースシア係数, T1: 1 次固有周期, Qc, Qy: 1 階層せん断力の第 1 折点, 第 2 折点, ΣW: 建物全重量, k1, k3, ky: 1 階第 1 剛性, 第 3 剛性, 降伏点剛性 ただし, Qy/ΣW は Case1.0 の値を示す。

表-2 28 階建断面リスト

階	柱断面(C1)		梁断面(G13)		
	BxD (mm)	主筋材料	BxD (mm)	主筋材料	
R	-	-	-	-	
28	850x850	SD 390	570x700	SD 390	
27			570x850		
26			620x700	SD 490	
25					620x850
24					
23					
22			900x900	SD 490	670x700
21					
20					
19					
18					
17					
16					
15					
14					
13					
12	950x950	SD 490	550x1200	SD 390	
11					
10					
9					
8	1000x1000	SD 490	550x1000	SD 390	
7					
6					
5					
4	1040x1040	SD 490	1200x2400	SD 390	
3					
2					
1	1040x1040	SD 490	1200x2400	SD 390	

○は梁変形角検討位置を示す。

図-1 28 階建軸組図

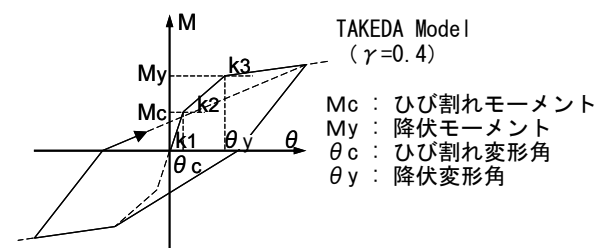


図-2 TAKEDA モデル

表-3 解析ケース

ケース名	フレーム解析		建物解析	
	主筋降伏強度の倍率 ^{注1)}	部材曲げ強度の倍率 ^{注2)}	ケース名	層降伏耐力の倍率 ^{注3)}
基本ケース	1.10	1.07	Case0.9	0.9
Case A	1.00	1.00	Case1.0	1.0
Case B	1.25	1.15	Case1.1	1.1
Case C			Case1.2	1.2
			Case1.3	1.3

注1) 規格降伏強度の下限値に対する倍率を示す。

注2) 曲げ強度算定式のばらつきを考慮した倍率を示す。

注3) 各層第2折れ点におけるせん断力の倍率を示す。ただし、降伏点剛性は一定とする。

降伏点は鉄筋の平均的な降伏強度を用いた曲げ終局強度とする。解析ケースの一覧を表-3に示す。

「フレーム解析」では、鉄筋強度のばらつきを考慮するため、鉄筋の降伏強度の異なるケース (Case A, B) を設定する。主筋の降伏強度の上限値は、規格降伏点の下限値に対して SD390 では 1.25, SD490 では 1.15 とする。さらに、曲げ強度算定式の精度⁹⁾ (ACI ストレスブロック式, 実験値の計算値に対する比は平均値 1.08, 変動係数 5%) を考慮するため、曲げ強度を増大したケース (Case C) を設定する。部材の曲げのスケルトンカーブについて、各解析ケースの比較模式図を図-3に示す。

「建物解析」では、部材の曲げ強度のばらつきを考慮した層降伏耐力の異なるケース (Case 0.9~1.3) を設定する。層せん断力のスケルトンカーブについて、各解析ケースの比較模式図を図-4に示す。

2.5 検討用地震動

検討用地震動は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に基づく位相の異なる模擬地震動 (告示波) である (表-4)。地震動は、レベル 2 (L2 地震動) とし、各波形の基礎底位置の擬似速度応答スペクトルを図-5に示す。なお、表層地盤は標準的な第 2 種地盤 (東京都) を想定している。また、「建物解析」では、建物安全余裕度の検討用地震動としてレベル 3 (L3 地震動) を設定する。その強さは L2 地震動の 1.5 倍とする。

3. フレーム解析

3.1 解析結果

(1) 静的弾塑性解析

梁の曲げに関するスケルトンカーブの比較の一例を図-6に、基準階の層せん断力と層間変形角の関係の比較を図-7に示す。層の剛性が大きく変化する層間変形角は、曲げひび割れおよび曲げ降伏が進展する点であり、曲げひび割れ点付近では各ケースの違いはない。一般的な超高層 RC 造住宅におけるレベル 2 の地震動に対する変形制限目標である層間変形角が 1/100 時点の層せん断力は、基本ケースに比べて Case A が 0.94~1.00 倍程度であり、Case B が 1.02~1.07 倍程度、Case C が 1.05~1.24 倍程度である。この層せん断力の比率は梁の曲げ降伏点の強度比率とほぼ同様の傾向である。また、このことから、「建物解析」における層降伏耐力の設定 (基本ケースの 0.9~1.3 倍) は妥当であることがわかる。

層の曲げ降伏点の変形を見ると、基準階では概ね 1/120 ~ 1/100 であり、変形制限目標である 1/100 に近い値である。このことは、層の曲げ降伏点に相当するせん断力の違いが地震時応答に与える影響が比較的小さいことを示唆している。また、この変形は、最近の超高層 RC 造住宅におけるスパンの拡大と主筋の高強度化⁶⁾に伴う梁

の降伏変形の増大によるものと考えられる。

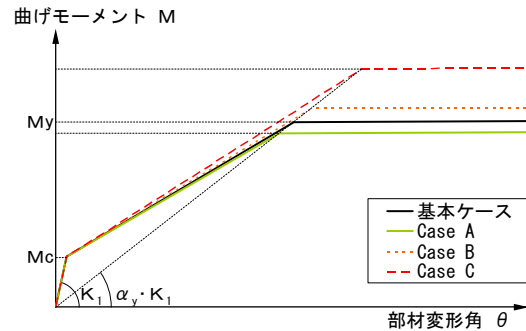


図-3 部材の曲げのスケルトンカーブ

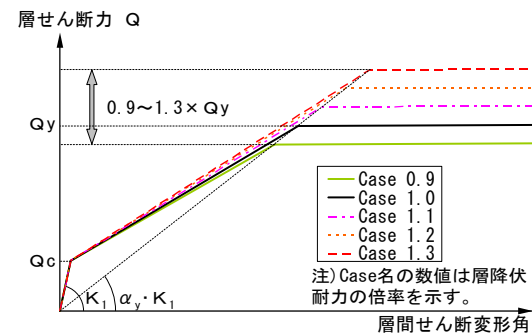


図-4 層せん断力のスケルトンカーブ

表-4 検討用地震動

波形名称	最大加速度	最大速度	継続時間
	cm/s ²	cm/s	sec
CODE-EL	349	55	60
CODE-HA	394	66	80
CODE-BCJ	330	54	120

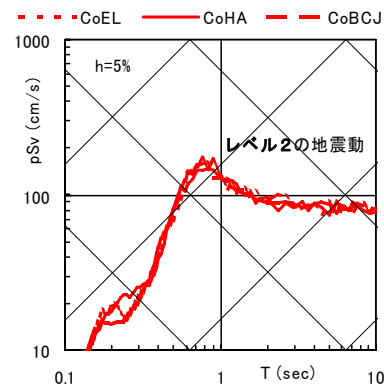


図-5 検討用地震動の擬似速度応答スペクトル

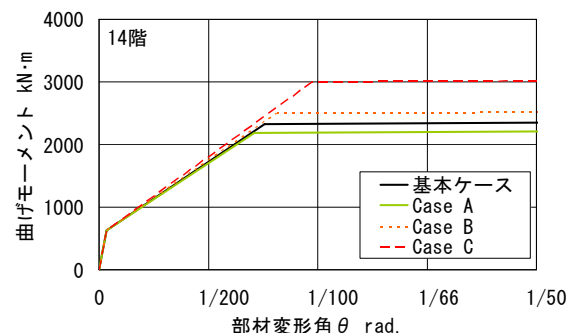


図-6 梁の曲げのスケルトンカーブの一例

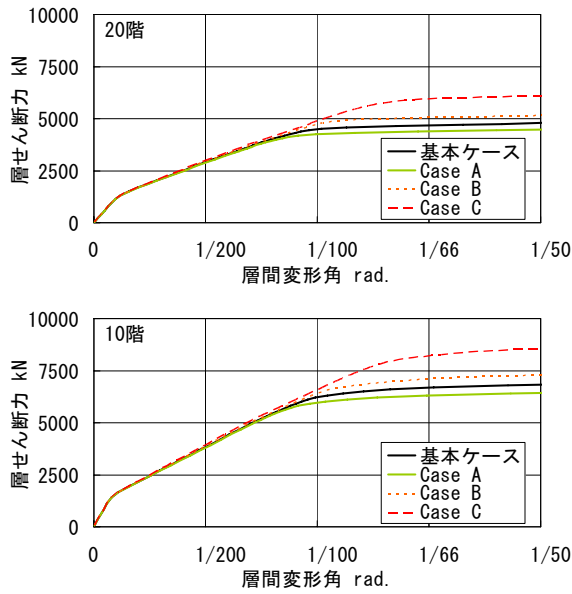


図-7 層せん断力-層間変形角関係

(2) 地震応答解析

層間変形角 (R)、層せん断力 (Q) および転倒モーメント (OTM) の最大応答値の比較の一例を図-8に示す。Q や OTM では、部材の曲げ強度が小さい程最大応答値は概ね小さい傾向があるが、R では、一部の階で逆転している。

3.2 解析結果の考察

基本ケースに対する各ケースの応答値の比率（応答増減比）を検討する。その際、応答値の増減割合の平均的な傾向を見るため、応答増減比の3波の平均値（平均増減比）を求める。

各階の層間変形角 (R)、層せん断力 (Q) および転倒モーメント (OTM) の応答増減比および平均増減比を図-9~11に示す。応答増減比を見ると、最大応答値の比較で述べた部材の曲げ強度と最大応答値の対応傾向が明瞭である。

Q の平均増減比は、Case A では0.96~0.99(平均値0.97)、Case B では1.00~1.03(平均値1.02)、Case C では1.01~1.06(平均値1.03)である。OTM も同様の傾向が見られ、Q や OTM の増減は、概ね全階において部材の曲げ強度の増減に対応している。

一方、R の平均増減比は、Case A では0.96~1.03(平均値0.99)、Case B では0.97~1.03(平均値1.00)、Case C では0.94~1.05(平均値0.99)である。その値は、上階と下階では増減が逆転しており、部材の曲げ強度の増減に直接的には対応していない。

梁の各階の最大応答変形角 (GR) の応答増減比および平均増減比を図-12に示す。梁は、比較的変形が大きい位置(図-1)を選ぶ。GR の応答増減比の高さ方向の分布は R の応答増減比とよく対応している。

また、GR の平均増減比は、Case A では0.95~1.05(平均値1.00)、Case B では0.96~1.02(平均値1.00)、Case C では0.93~1.02(平均値0.98)であり、その高さ方向の分布形は R の平均増減比とほぼ同様の傾向である。

純ラーメン構造では、R の応答増減比の分布により GR の応答増減比の分布を推定することができる。

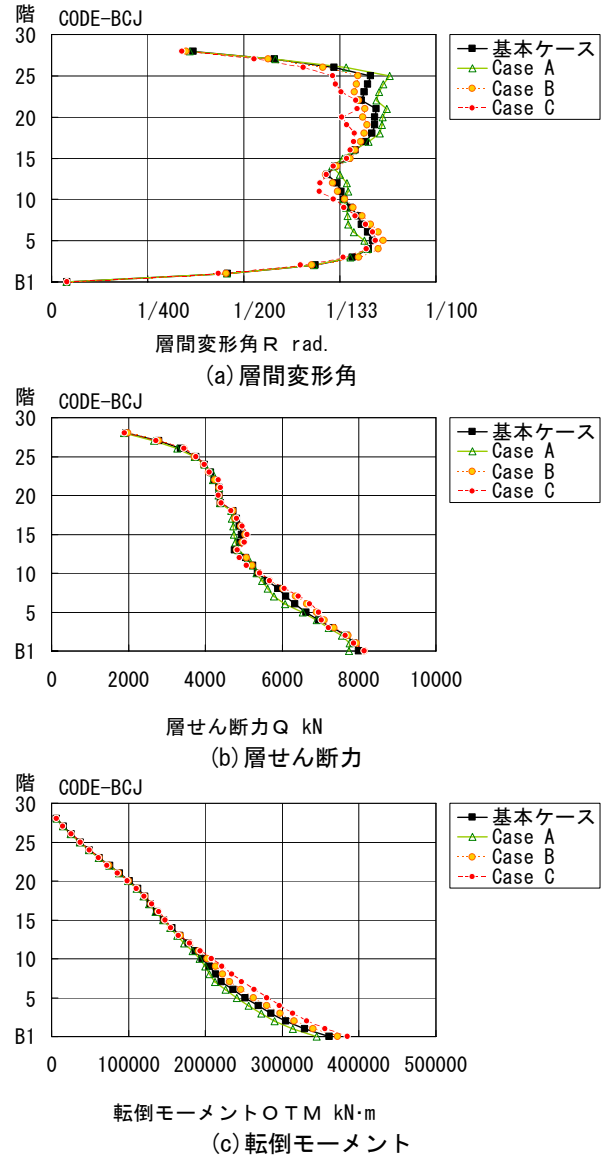


図-8 最大応答値の比較

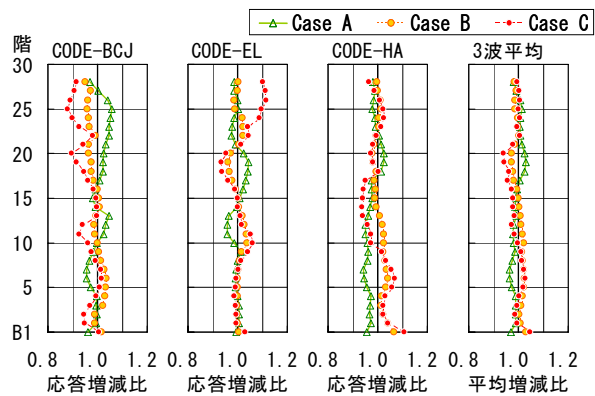


図-9 層間変形角の応答増減比と平均増減比

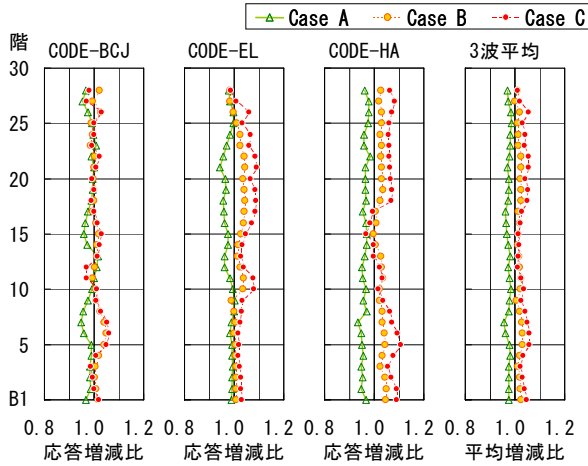


図-10 層せん断力の応答増減比と平均増減比

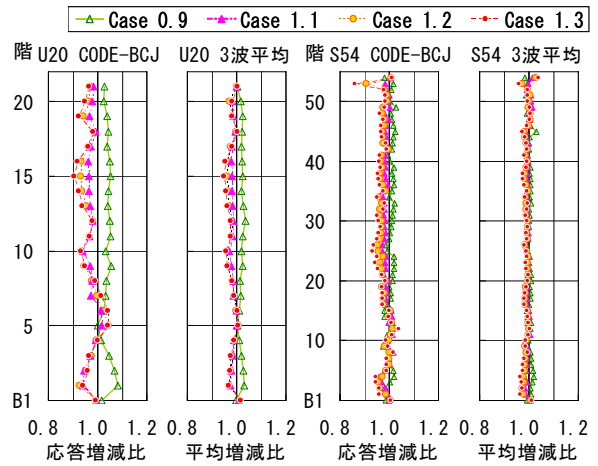


図-13 層間変形角の応答増減比

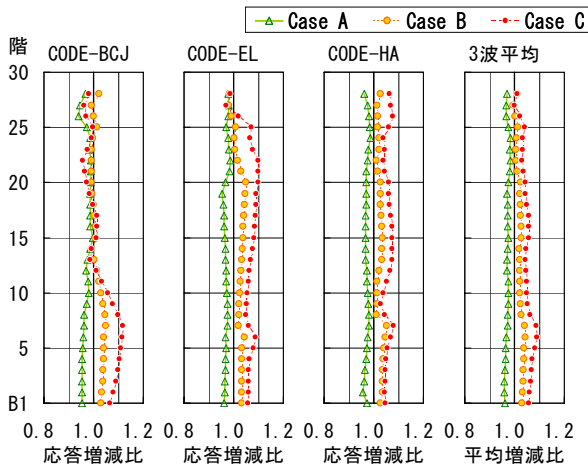


図-11 転倒モーメントの応答増減比と平均増減比

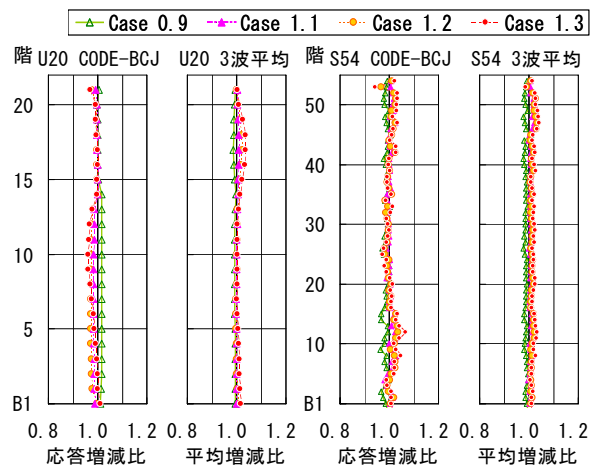


図-14 層せん断力の応答増減比

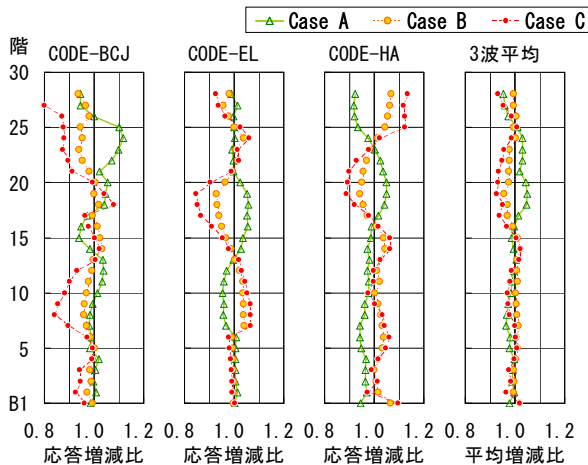


図-12 梁変形角の応答増減比と平均増減比

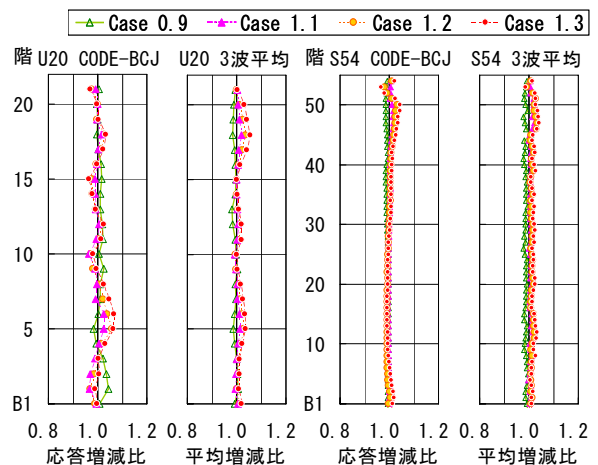


図-15 転倒モーメントの応答増減比

4. 建物解析

4.1 解析結果

各階の層間変形角 (R), 層せん断力 (Q), 転倒モーメント (OTM) の応答増減比の一例を図-13~15に示す。

応答増減比を見ると, 階数や周期の違いによらず, 「フレーム解析」で対象とした 28 階建フレームの応答増減比と同様の傾向であることがわかる。

4.2 解析結果の考察

(1) レベル2増減比

ベースシア係数 (CB), 転倒モーメント (OTM) および全体変形角 (TR) について, レベル2地震動に対する平均増減比 (レベル2増減比) を図-16に示す。なお, 全体変形角は, 建物頂部の水平変位を建物高さで除した変形角である。

CBのレベル2増減比は、Case 0.9では0.96~1.01, Case 1.1では0.99~1.02, Case 1.3では1.01~1.03である。

OTMのレベル2増減比は、Case 0.9では0.99~1.00, Case 1.1では0.99~1.01, Case 1.3では1.01~1.03である。

TRのレベル2増減比は、Case 0.9では1.00~1.02, Case 1.1では0.98~1.00, Case 1.3では0.97~1.03である。

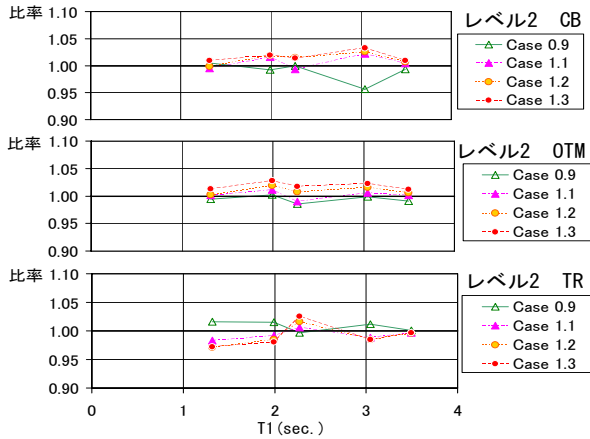


図-16 レベル2増減比

(2) レベル3増減比

層せん断力のスケルトンカーブの第2折れ点の層間変形角は、建物や階により異なるが、概ね1/120~1/100程度であり、レベル2の最大応答層間変形角に近い階もある。そこで、応答変形が大きくなった場合に平均増減比がどのように変動するかを検討するため、レベル3の地震動に対する地震応答解析を行う。

ベースシア係数(CB)、転倒モーメント(OTM)および全体変形角(TR)について、レベル3地震動に対する平均増減比(レベル3増減比)を図-17に示す。

CBのレベル3増減比は、Case 0.9では0.92~0.97, Case 1.1では1.02~1.09, Case 1.3では1.02~1.22である。

OTMのレベル3増減比は、Case 0.9では0.90~0.95, Case 1.1では1.04~1.08, Case 1.3では1.06~1.26である。

TRのレベル3増減比は、Case 0.9では0.91~1.07, Case 1.1では0.97~1.02, Case 1.3では0.94~1.02である。

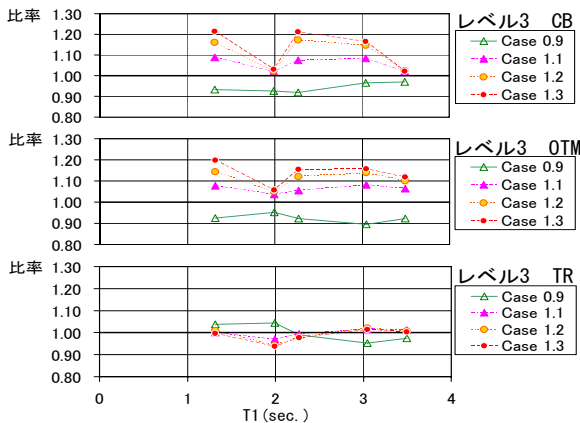


図-17 レベル3増減比

レベル3増減比は、レベル2に比べて増減幅が増大し、層降伏耐力の増減比に近づく傾向が見られる。レベル2増減比が層降伏耐力の増減比に比べて差が小さい傾向があるのは、層の曲げ降伏点の変形がレベル2の変形制限目標である1/100に近い値であるためと考えられる。

5. まとめ

20階建から50階建程度までの超高層RC造住宅を対象として、部材の曲げ終局強度のばらつきによる層降伏耐力の変動を考慮した地震応答解析を行った。本解析の範囲内ではあるが、以下の知見が得られた。

(1) 層降伏耐力は、設計慣用値に対して部材の曲げ信頼強度を用いた場合には0.95倍程度、部材の曲げ上限強度を用いた場合には1.2倍程度に増減する。

(2) 上記の増減範囲を含む層降伏耐力の変動を考慮した場合、応答値の平均的なレベル2増減比は、概ね0.96~1.03であり、層降伏耐力の増減比に比べて増減差が小さい傾向がある。

(3) 上記(2)の傾向は、層の曲げ降伏点の変形がレベル2地震動の変形制限目標の1/100に近い値であるためと考えられる。

(4) レベル2の1.5倍入力の応答値の増減比は、レベル2に比べて層降伏耐力の増減比に近づく傾向がある。

参考文献

- 1) 和泉信之ほか：超高層RC造住宅の内部粘性減衰と地震応答の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.29, pp.1015-1020, 2007
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：建築物の構造関係技術基準解説書，pp.449-454, 2007
- 3) 国土開発技術研究センター：New RC構造設計ガイドライン，設計分科会報告書，pp.1-101, 1993
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.1-15, 1999
- 5) 和泉信之ほか：コンクリートの実強度を考慮した超高層RC造建物の地震応答，第12回日本地震工学シンポジウム，pp.878-881, 2006
- 6) 和泉信之ほか：超高強度コンクリートの現状・6章適用建物，日本建築学会大会RC構造パネルディスカッション資料，pp.48-53, 2007
- 7) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 8) 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，東京大学学位論文，1970
- 9) 国土開発技術研究センター：New RC構造性能分科会報告書，pp.11-15, 1993