

# 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究 (その1)

—耐震設計法と30層建物の設計—

武田 寿一      吉岡 研三  
江戸 宏彰      多田 利正

## Study on Aseismic Design of High-rise Reinforced Concrete Buildings (Part 1)

—Earthquake-resistant Design Method and Design of a 30-story Building—

Toshikazu Takeda      Kenzoh Yoshioka  
Hiroaki Eto              Toshimasa Tada

### Abstract

Provided that members such as beams and columns possess hysteretic response characteristics of excellent ductility and the collapse mechanism is of a beam-yielding type, it is possible that high-rise reinforced concrete buildings can be designed for safety and economy while withstanding severe earthquake loads. From the viewpoint of such a design philosophy, this paper proposes an earthquake-resistant design method for high-rise reinforced concrete buildings. A 30-story reinforced concrete building is designed based on the proposed design method, and the effectiveness of the proposed design method is discussed through the results of inelastic dynamic analyses on the designed building.

### 概 要

大地震時に建物に加わる入力エネルギーを部材の塑性化によって吸収し、さらに地震時の損傷を建物の一部に集中させず全体にほぼ均等に分散させることによって、30階建程度の超高層建物でも鉄筋コンクリート造で大地震に対して安全にしかも経済的に設計することができる。しかしそのためには、柱・梁などの部材を靱性の優れた復元力特性を持つものとし、さらに建物の崩壊機構を梁曲げ降伏形の全体崩壊形とすることが必要である。本論文では、このような観点から研究・開発を行なった高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法を提案し、本設計法によって30階建鉄筋コンクリート建物の設計を行ない、その有効性を確認した。

## 1. 序

近年、大規模都市開発などにおいて高層・超高層集合住宅の計画・建設が相次いで行なわれている。高層・超高層の事務所建物が主に鉄骨造であるのに対して、集合住宅の場合は風揺れや遮音性などの居住性能の面から、また鉄筋コンクリート(RC)造に対する耐震性の危惧から鉄骨鉄筋コンクリート造とされることが多い。

しかし、大地震時に建物に加わる入力エネルギーを部材の塑性化によって吸収し、さらに地震時の損傷を建物の一部に集中させず全体にほぼ均等に分散させることによって、30階建程度の超高層建物でもRC造で大地震に対して安全にしかも経済的に設計することができる。

そのためには柱・梁などの部材を靱性の優れた復元力特性を持つものとし、さらに建物の崩壊機構を梁曲げ降伏形の全体崩壊形とすることが必要である。

本論文では、このような観点から研究・開発を行ない、設計段階に応じて適宜1質点系、多質点系およびフレーム解析などの弾塑性地震応答解析手法を取り入れた、高層RC建物の耐震設計法を提案し、本設計法によって30階建RC建物の設計を行ない、その有効性を確認した。

## 2. 高層RC建物の耐震設計法

### 2.1. 構造計画

高層RC建物の耐震安全性を確保するために、構造計画・構造設計にあたり、特に以下の点に留意する。なお

本論文では、梁以外に、最上階の柱頭および最下階の柱脚の一部または全部が降伏する場合も、崩壊機構は全体崩壊形であるので、この場合も梁降伏形と称している。

(1) 梁降伏形の全体崩壊形 建物の崩壊機構が梁降伏形の全体崩壊形となるように設計する。梁降伏形の崩壊機構は次の点で優れている。①梁は軸方向力が作用しないため、柱よりも靱性が優れた設計が容易である。②地震時の損傷を建物の一部に集中させず、全体にほぼ均等に分散させる。③地震外力の2方向入力に対して、柱の曲げ強度を十分大きくとり、両方向フレームの崩壊機構が変ることのないように設計すれば、その耐震安全性は高い。

高層建物では、地震時水平力によって外柱に生ずる軸方向力（以後、この軸方向力が引張力、圧縮力となる側をそれぞれ引張側、圧縮側とよぶ）が大きく、引張側の外柱の曲げ強度が小さくなるが、このような場合にも崩壊機構ができるだけ梁降伏形となるように設計する。ただし引張側の隅柱については、2方向入力時に引張軸方向力を2方向同時に受ける時は柱降伏となってもやむをえないものとする。この場合にも崩壊機構は全体崩壊形を保持している。

(2) 梁の断面 せいの低い、幅の広い梁を採用し(図-1参照)、梁端の降伏ヒンジを生じやすくするとともに、梁のせん断強度を維持する。

(3) 柱の断面 円柱を採用し、せん断補強筋とし

てスパイラルフープを用いる。実際には施工性を考慮して、柱のコンクリート断面は円に外接する八角形とする(図-1参照)。スパイラルフープを用いた円柱は、コアコンクリート・柱主筋に対する拘束効果が大きく、高い軸方向応力下にも十分な靱性を保持することを実験で確認しており<sup>1)</sup>、高層 RC 建物の柱として最適である。

(4) 柱梁接合部 柱梁接合部には水平ハンチを設け、梁主筋の定着長を確保する(図-1参照)。すでに行なった実験で、水平ハンチが梁主筋のスリップ現象を緩和することを確認している<sup>2)</sup>。水平ハンチは接合部のせん断強度を高める上でも有用である。

なお、水平ハンチ部分は断面を柱と同様に八角形とし、せん断補強としてリングプレートを用いる。

(5) 床スラブのアンボンド PC 工法 床スラブはアンボンド PC ストランドによりプレストレスを導入し、小梁を用いない構造とする。

(6) 2方向入力に対する配慮

④ 柱の軸方向応力に対する制限 隅柱は2方向の応力を受けて高軸力になる場合があるので、これを考慮して、長期荷重時および終局時軸方向応力度は下式の制限を設ける。終局時には、崩壊機構時の1.5倍の応力と長期荷重時の応力との和に対して制限を設けている。

$$\text{長期荷重時: } L\sigma_0 \leq 0.2Fc$$

$$\text{終局時: } U\sigma_0 = L\sigma_0 + 1.5M\sigma_0 \leq 0.6Fc$$

ここに、 $L\sigma_0$ : 長期荷重時軸方向応力度

$M\sigma_0$ : 崩壊機構時軸方向応力度

$U\sigma_0$ : 終局時軸方向応力度

$Fc$ : コンクリートの設計基準強度

一般の柱については、

$$\text{長期荷重時: } L\sigma_0 \leq 0.333Fc$$

$$\text{終局時: } U\sigma_0 = L\sigma_0 + M\sigma_0 \leq 0.55Fc$$

とする。

なおこのように高い軸方向応力下にも、柱は十分な靱性を保持することを実験で確認している<sup>3)</sup>。

⑤ 柱主筋の算定 2方向入力を受けても柱が降伏せず梁降伏形をできるだけ維持するように、2次設計時に崩壊機構時の1.5倍（ただし、応力を節点振分け法で求める場合は2倍）の応力に対して、建築学会終局強度式<sup>4)</sup>を用いて柱端の主筋を算定する。

(7) 梁・柱の靱性設計 大変形時にも十分な靱性すなわち部材の終局時の塑性率が6以上の優れた変形能が確保できるように、2次設計時に梁は崩壊機構時の1.5倍の応力と長期荷重時の応力との和に対して建築学会 RC 規準式<sup>5)</sup>、柱は崩壊機構時の1.5倍の応力に対して全補強式を用いてせん断補強筋を算定する<sup>6)</sup>。なお、梁端および最上階柱頭、最下階柱脚の降伏ヒンジが発生する

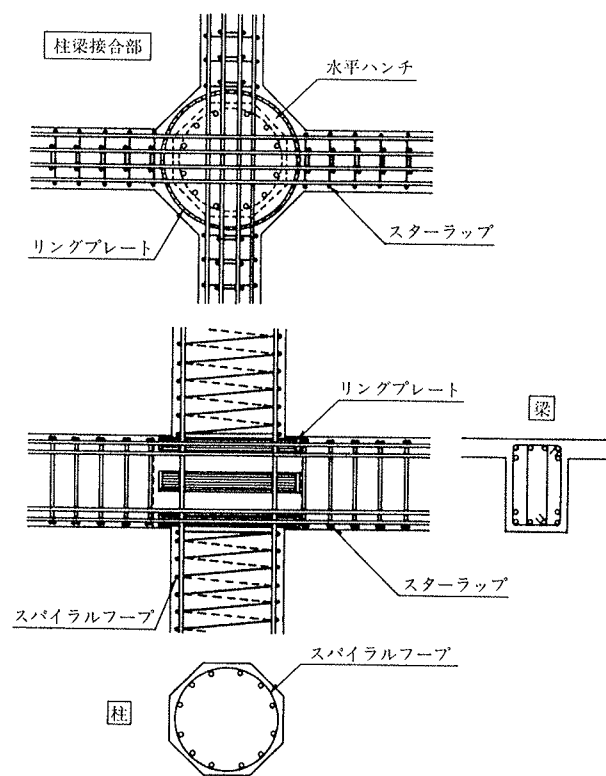


図-1 梁・柱・柱梁接合部の断面

部分は、中央部より多くのせん断補強筋でコアコンクリートおよび主筋を拘束して、十分に靱性のある構造とする。

(8) 弾塑性地震応答フレーム解析 設計段階に応じて適宜1質点系・多質点系などの弾塑性地震応答解析を行なって、中地震(250 gal)・大地震(400 gal)時の層の塑性率がそれぞれ1, 2以下となることを確認し、最終的には弾塑性地震応答フレーム解析を行なって、大地震時にも梁降伏形の崩壊機構となり、さらに大地震時の層および部材の塑性率がそれぞれ2, 4以下となることを確認する。

2.2. 設計フロー

純ラーメン構造よりなる高層RC建物の耐震設計フローを図-2に示す。このフローは、崩壊機構が梁降伏形となることを前提としている。

まず準備計算では、柱の軸方向応力度係数  $\sigma_0/Fc$  を考慮に入れて断面を仮定し、固有値解析および弾性地震応答解析を行なって、地震波の応答スペクトルとの対応、1次モード・応答変位モードの形状等を検討する。

次に弾性解析結果などを参考にして、地震荷重すなわちベースシア係数と層せん断力分布モードを仮定し、かつ建物全体を1質点系に置換して弾塑性地震応答予測を行なう。置換1質点系の応答変位に1次刺激関数を乗じて、各層の変位を推定予測する。その結果が良ければ地震荷重を決定し、1次設計に移る。

1次設計では、長期荷重時と地震荷重時の応力に対して許容応力度設計を行なう。

次に2次設計に移る。まず梁の曲げ終局強度を計算し、梁降伏形崩壊機構時の柱の軸方向応力度のチェックを行ない、さらに終局強度式による梁断面の算定(せん断)を行なう。その後、崩壊機構時の柱の応力に応じて終局強度式による柱断面の算定(曲げおよびせん断)を行ない、建物の保有耐力を計算する。

以上の静的な設計の終了後、再

度置換1質点系による弾塑性地震応答予測を行ない、変位をチェックする。この結果がよいことを確認して弾塑性地震応答解析に移り、多質点系による応答解析およびフレーム解析を行なう。弾塑性解析結果から中・大地震時の崩壊機構、層および部材の塑性率をチェックし、この建物が大地震時にも十分安全であることを確認して設計を終了する。

3. 30層RC建物の設計

2章に示した構造計画・設計フローに従って、30層RC建物の設計を行なう。

3.1. 建物概要

設計の対象とした建物は、東京の第1種地盤に建つ30階建の超高層RC集合住宅で、図-3に示すように5.55

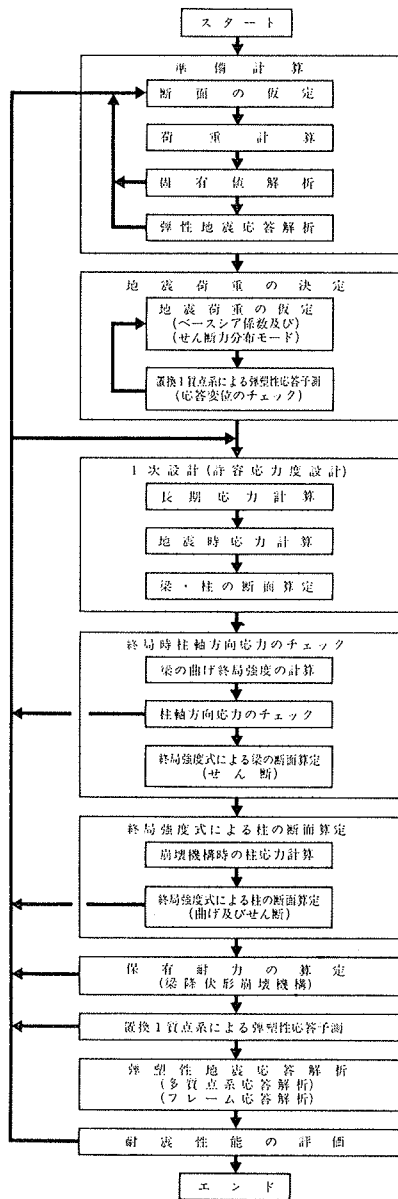
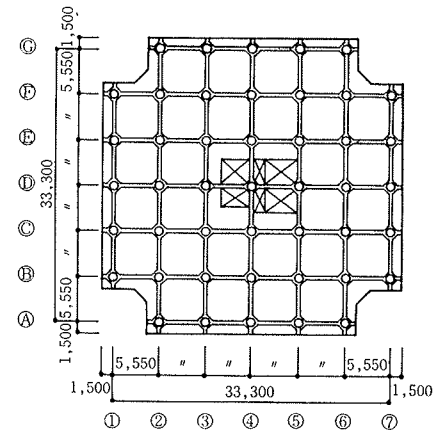
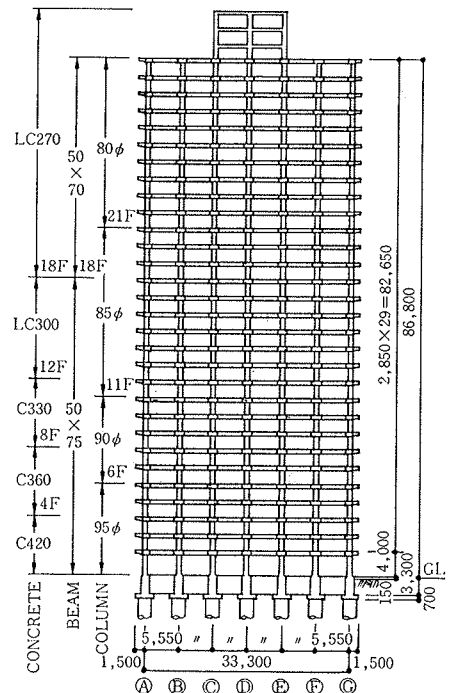


図-2 設計フロー



(a) 床伏せ図



(b) 軸組図

図-3 設計建物概要

m の均等スパンの純ラーメン構造である。基準階高は 2.85 m で、1 階のみ 4 m である。

柱にはスパイラルフープを用いた八角柱を用いる。それに内接する円の径は 80~95 cm $\phi$  で、正方形柱に換算すると 71~84 cm 角に相当する。梁せいは 70, 75 cm の 2 種で、梁幅を 50 cm と広くしている。柱梁接合部には水平ハンチを設ける。水平ハンチ部の大きさは梁主筋の径の 35 倍以上とする。

コンクリートは、普通コンクリート  $F_c=330\sim420\text{ kg/cm}^2$ 、軽量コンクリート  $F_c=270\sim300\text{ kg/cm}^2$  である。

### 3.2. 準備計算

3.2.1. 固有値解析 弾性時の建物の 1~3 次の固有周期 (T) は、それぞれ 1.813, 0.638, 0.367 秒である。

3.2.2. 弾性地震応答解析 弾性地震応答解析は、入力最大加速度を 100 gal、減衰定数を 3% (内部減衰形) として、モード合成法 (5 次まで考慮) にて行なう。入力地震波は、エルセントロ 1940NS (以後、エルセントロ NS とよぶ)、タフト 1952EW (タフト EW), 東京 101 1956 NS (東京 NS), 十勝沖地震八戸港湾 1968 NS (八戸 NS), 宮城県沖地震東北大学 1978 NS (宮城 NS) の 5 種類とする。

解析結果のうち層間変位 ( $\delta$ )、層せん断力 (Q) の最大応答値の分布を図-4 に示す。

層間変位の分布モードは、弾性 1 次モード (図中の●印のプロット) とほぼ同様な形状をしている。応答ベースシア係数  $C_B=0.033\sim0.102$  である。

### 3.3. 地震荷重の決定

3.3.1. 地震荷重の仮定 1 次設計時の地震荷重のベースシア係数  $C_B$  は、入力地震波の応答スペクトル、弾性地震応答解析結果および建築学会: 高層建築技術指針

の  $C_B=0.18/T\sim0.36/T$  を参考にし、さらに大地震時の弾塑性応答を勘案して、基準  $C_B=0.10$  とする。ただし外柱・隅柱部分は、地震時水平力による軸方向力が引張側となる時には柱の曲げ終局強度が小さくなるので、崩壊機構時に容易に梁降伏形となるように、梁の設計応力を若干低減する。

梁降伏形建物の場合、大地震時の弾塑性応答時には弾性応答時よりも上層部が振られる傾向があるので、地震荷重の層せん断力分布モードは弾性地震応答解析結果で応答層せん断力が比較的大きく、しかもトップヘビーの傾向が強いタフト EW の層せん断力分布をスムーズ化して定める (図-4 参照)。

3.3.2. 置換 1 質点系による弾塑性地震応答予測 ここで最初の置換 1 質点系による弾塑性地震応答予測を行ない、応答変位から仮定した地震荷重のベースシア係数  $C_B$  の大きさの妥当性を検討したが、置換 1 質点系へのモデル化および弾塑性地震応答解析は後述の 3.6.1. 項と同様であるので、ここでは省略する。

### 3.4. 1 次設計

1 次設計は長期荷重時および短期荷重時応力に対して、通常の許容応力度設計を行なう。主として 1 次設計では梁の主筋が定まり、梁のせん断補強筋および柱の主筋・せん断補強筋は 2 次設計で定まる。

### 3.5. 2 次設計

梁・柱の終局強度計算時の鉄筋の材料強度は、規格降伏点強度の 1.1 倍の値を用いる。

3.5.1. 終局時の柱の軸方向応力のチェック 梁の危険断面 (柱フェイス位置) における曲げ終局強度を建築学会終局強度式<sup>4)</sup>で求め、崩壊機構時の柱の軸方向応力を梁のせん断力から求めると、終局時  $v\sigma_0/F_c\leq 0.59$  (隅柱: ただし、崩壊機構時の応力を 1.5 倍して求めている), 0.50 (一般の柱), また長期荷重時  $1\sigma_0/F_c\leq 0.18$  (隅柱), 0.31 (一般の柱) で、いずれも 2.1.(6) 項の制限を満足している。

### 3.5.2. 終局強度式による梁・柱の断面算定

2.1.(6), (7) 項による梁・柱の断面算定結果を、それぞれ表-1, 表-2 に示す。

3.5.3. 保有耐力の算定 水平力分布モードを 1 次設計時の分布モードとし、崩壊機構を 1 層柱脚降伏を除き梁降伏として、仮想仕事の原理を用いて建物の保有耐力を求めると、ベースシア係数  $C_B=0.1406$  となる。

### 3.6. 弾塑性地震応答解析

#### 3.6.1. 弾塑性解析方法

(1) 柱・梁の曲げの弾塑性性状のモデル化 フレーム解析は材端剛塑性パネ法を用いて行

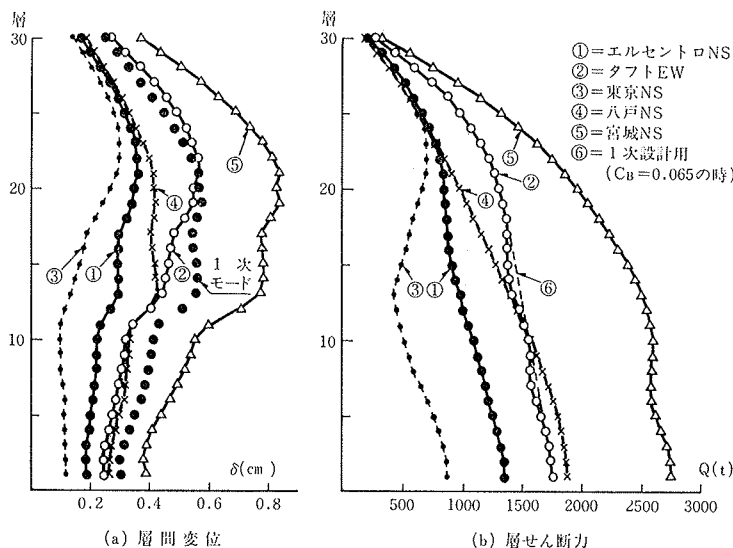


図-4 弾性地震応答解析結果

階	断面 b×D (cm×cm)	位置	外スパン		スターラップ および タイ	中スパン	
			主筋			主筋 両端	スターラップ および タイ
			外端	内端			
30 28	50×70	上ば	3-D22	3-D22	4-D10 ⓐ 150	5-D22	4-D13 ⓐ 150
27 25		下ば	2-D22	2-D22		4-D22	
24 21		上ば	3-D25	2-D25 1-D22		4-D25 2-D22	
20 18		下ば	3-D22	3-D22		3-D25 2-D22	
17 11	50×75	上ば	2-D29 2-D25	3-D29	4-D13 ⓐ 150	4-D29 2-D25	4-D16 ⓐ 150
10 6		下ば	2-D25 2-D29	2-D25 1-D22		4-D29 2-D25	
5 1		上ば	2-D32 2-D25	2-D32 1-D22		2-D32 4-D29	
		下ば	2-D29 3-D29	3-D29		4-D29 2-D25	

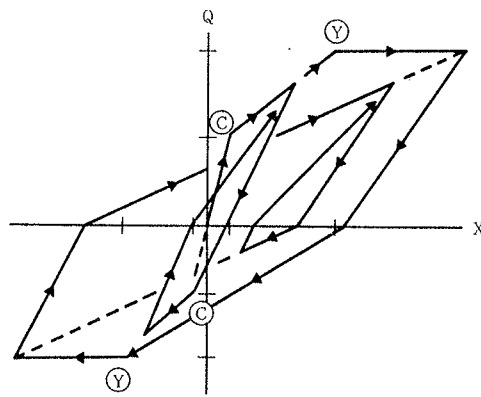
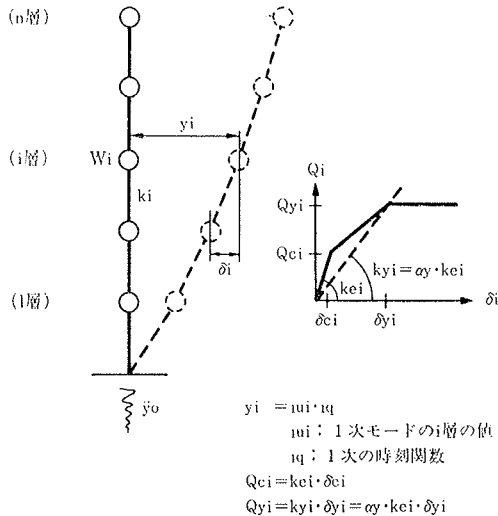
※梁主筋：SD40，スターラップ・タイ：SD35  
梁端1.0Dの範囲は，スターラップ・タイのピッチはすべてⓐ100とする。

表一 梁の断面リスト

階	断面 D (cm)	C1 (外柱)		C2 (内柱)	
		主筋	フープ	主筋	フープ
30 28	80φ	12-D35	スパイラル D16@100	12-D35	スパイラル D16@100
27 25					スパイラル D19@100
24 21	スパイラル D19@95				
20 18	スパイラル D19@85				
17 11	85φ				
10 6	90φ		スパイラル D16@85		スパイラル D19@85
5 1	95φ				

※柱主筋：SD40，スパイラルフープ：SD35  
1階柱脚1.5Dの範囲は，サブフープ：D16@85を配筋する。

表二 柱の断面リスト



図五 Degrading Tri-Linear 形復元力特性 (Takeda モデル)

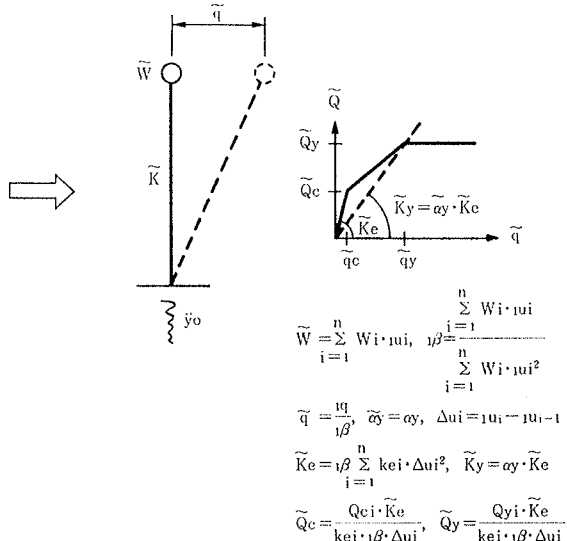
なう。材端剛塑性バネのモーメント(M)～回転角(θ) 関係の復元力特性は、図一5に示す Degrading Tri-Linear 形モデル (Takeda モデル)<sup>7)</sup> とする。降伏モーメントは 2次設計で用いた部材の曲げ終局強度とし、降伏後の剛性は部材の弾性剛性の0.001%とする。ひび割れモーメント、降伏回転角などは参考文献<sup>1)</sup>と同様にして求める。

なお、柱・梁・柱梁接合部のせん断変形および柱の軸方向変形は弾性とする。

(2) せん断形多質点系へのモデル化 弾塑性静的フレーム解析(水平力分布モードは1次設計時と同じとする)を行ない、その解析結果から各層の復元力特性のスケルトンカーブを Tri-Linear 形にモデル化し、これを参考にして、せん断形多質点系の各層の復元力特性を定める。すなわち、各層の降伏強度  $Q_y$  は 3.5.3. 項で求めた保有耐力時(崩壊機構時)の各層の層せん断力、降伏点剛性低下率  $\alpha_y = 0.40$  (1～11層), 0.51 (12～30層), 各層のひび割れ強度  $Q_c = 0.29Q_s$ , 降伏後の剛性  $k_y = 0.005k_e$  とする。

(3) 置換1質点系へのモデル化 1質点系へのモデル化は、まず建築物をせん断形多質点系に置換し、さらに

- 応答は1次モードが支配的で、変位モードは弾塑性域にわたってほぼ弾性1次モードと等しい
- 全層にわたってほ



図六 せん断形多質点系の1質点系へのモデル化

ば同時にひび割れおよび降伏する  
と仮定して、弾性1次モードのみを考慮して、図-6に示す方法で行なう<sup>8)</sup>。

(4) 弾塑性地震応答解析 弾塑性地震応答解析は

いずれも、数値積分を線形加速度法、中・大地震に対する地震波の入力最大加速度をそれぞれ250, 400 gal, 減衰定数を3%(内部減衰瞬間剛性比例型)として行なう。なお、置換1質点系、せん断形多質点系の復元力特性も Takeda モデルとする。

3.6.2. 置換1質点系による弾塑性地震応答予測 置換1質点系による予測結果を図-7に示す。

予測結果は塑性率  $\bar{\mu}=0.16\sim0.55$  (250 gal),  $0.28\sim1.32$  (400 gal) で、八戸 NSのみ400 galで降伏点を越えている。

最も応答の大きい八戸 NSの応答変位から多質点系の各層の弾塑性応答変位を予測すると、層間変形角  $R=1/517\sim1/224$  (250 gal),  $1/217\sim1/94$  (400 gal), 層の塑性率  $\mu=0.46\sim0.64$  (250 gal),  $1.09\sim1.52$  (400 gal) で、層の塑性率は設計でターゲットとした  $\mu\leq 1$  (250 gal),  $2$  (400 gal) の条件を満足している。

3.6.3. 弾塑性せん断形多質点系地震応答解析 多質点系の解析結果の層間変位 ( $\delta$ ), 層せん断力 ( $Q$ ) の最大応答値の分布を、それぞれ図-8, 図-9に示す。

層の塑性率  $\mu=0.26\sim1.39$  (250 gal),  $0.43\sim3.73$  (400 gal) で、250, 400 galともに設計のターゲットを越えている層がある。これは、せん断形多質点系の解析には層間連成効果が考慮されていないために、特定の層の変形が著しく大きくなるという性質があり(ここでは  $\mu>2$  の層で著しい)、フレーム解析を行えば(すなわち実際の梁降伏形建物の応答では)、スムーズな変位分布になって限界値以下に収まると予測されるので許容することとする。

層間変位の分布モードは、八戸 NS, エルセントロ NS, タフト EW は1次振動が卓越している。宮城 NS は他の3地震波とは異なり、高次振動の影響が大きい。

3.6.4. 弾塑性地震応答フレーム解析 入力地震波は、質点系による弾塑性応答解析を行なった地震波のうち、応答レベルが最も大きく1次振動が卓越している八戸 NS と、高次振動の影響の大きい宮城 NS の応答性状の異なる2波とし、入力最大加速度は大地震を対象とする400 gal とする。

静的フレーム解析結果によれば、(A), (B), (C) ラーメンの弾塑性応答性状がほぼ等しいので、地震応答解析では(C) ラーメンのみを解析する。

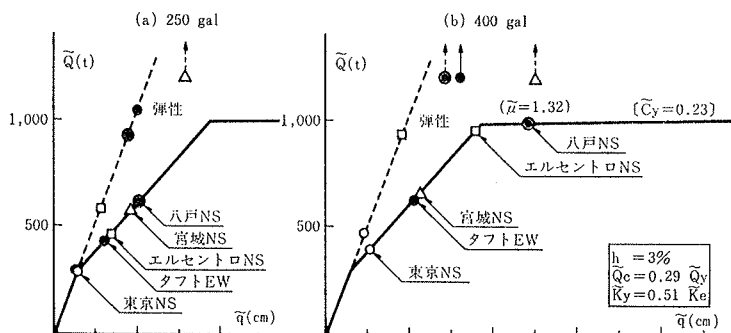


図-7 置換1質点系による弾塑性地震応答予測

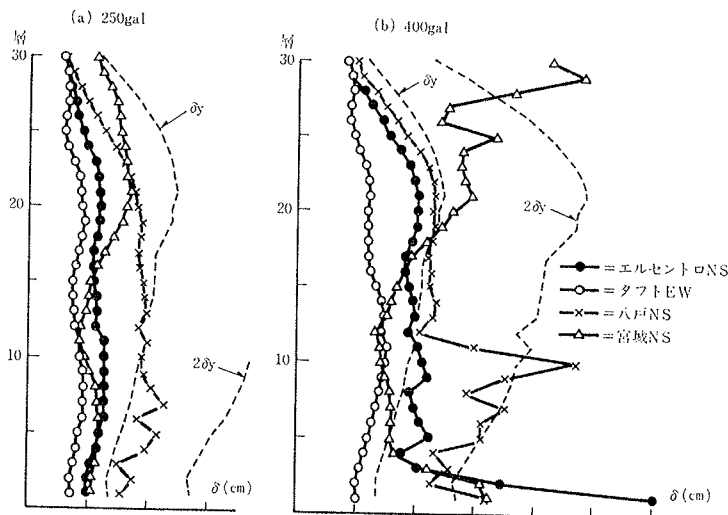


図-8 せん断形多質点系による弾塑性地震応答一層間変位

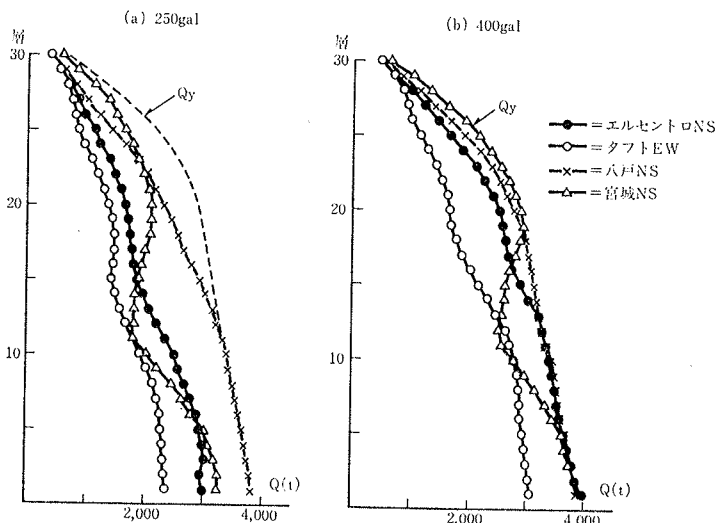


図-9 せん断形多質点系による弾塑性地震応答一層せん断力

解析結果が建物全体を代表するように、崩壊機構時のベースシア係数が建物全体 ( $C_B=0.14$ ) と等しくなるように各層の重量は建物全体の各層の重量を比例的に減じたものとする。この時、固有周期は建物全体とほぼ等しく、 $T_1=1.81$ 秒である。

(1) 層間変位の最大応答値 図-10に層間変位( $\delta$ )の最大応答値の分布を示す。

フレーム解析の層間変位は、八戸 NS では6層が3.06 cm ( $R=1/93$ )、宮城 NS では21層が3.22 cm ( $R=1/89$ )で最も大きい。各層の層間変位を多質点系の降伏変位で除して求めた層の塑性率  $\mu=0.52\sim 1.88$  (八戸 NS)、 $0.61\sim 1.65$  (宮城 NS)で、層の塑性率は設計のターゲットとした2以下に収まっている。

フレーム解析と多質点系の層間変位の分布を比較すると、八戸 NS・宮城 NS ともに、全体的な傾向は両者はほ

ぼ等しく、フレーム解析結果は多質点系の解析結果をスムーズにならしたものとなっている。

なお、置換1質点系の応答変位から求めた各層の層間変位の分布モード(すなわち、弾性1次モード)は、フレーム解析および多質点系の解析結果とは大分異なったものとなっている。置換1質点系の層間変位の全体的な変位レベルは、1次振動が卓越している八戸 NS ではフレーム解析結果とほぼ同程度であるが、高次振動の影響の大きい宮城 NS ではフレーム解析結果より著しく小さい。

(2) 層せん断力の最大応答値 層せん断力( $Q$ )の最大応答値の分布を図-11に示す。フレーム解析の層せん断力は、フレーム解析で用いている重量が建物全体の重量とは異なるため、建物全体の値に換算した値である。

フレーム解析と多質点系の層せん断力の分布は大むね等しいが、八戸 NS・宮城 NS ともに、最上層部と最下層部ではフレーム解析結果の方が若干大きい。

(3) 柱・梁の降伏ヒンジの発生位置と塑性率 図-12に、フレーム解析における柱・梁の降伏ヒンジの発生位置と降伏した部材の塑性率を示す。

図-12をみると、水平力による軸方向力が引張側となる外柱の1層柱脚以外では柱には降伏ヒンジの発生はなく、八戸 NS では1~26層、宮城 NS では1~28層の梁に降伏ヒンジが発生し、設計時に意図したように梁降伏形となっているが崩壊機構には至っていない。降伏した部材の塑性率  $\mu=1.0\sim 3.0$  (八戸 NS)、 $1.0\sim 2.6$  (宮城 NS)で、設計でターゲットとした  $\mu < 4$  を満足している。

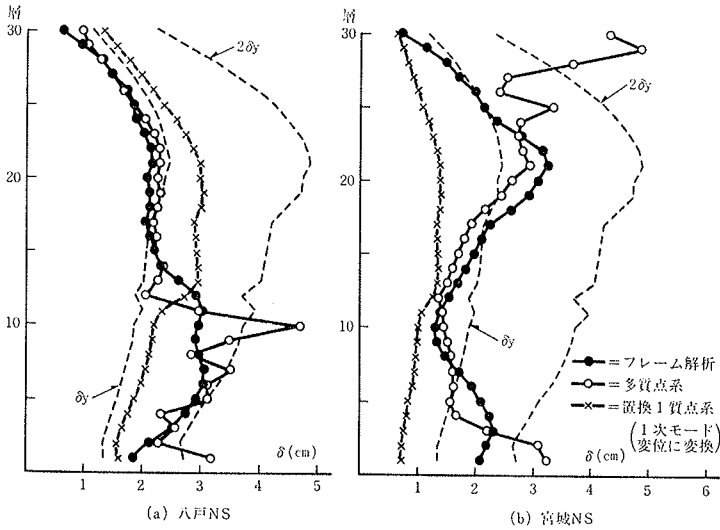


図-10 フレーム解析による弾塑性地震応答一層間変位

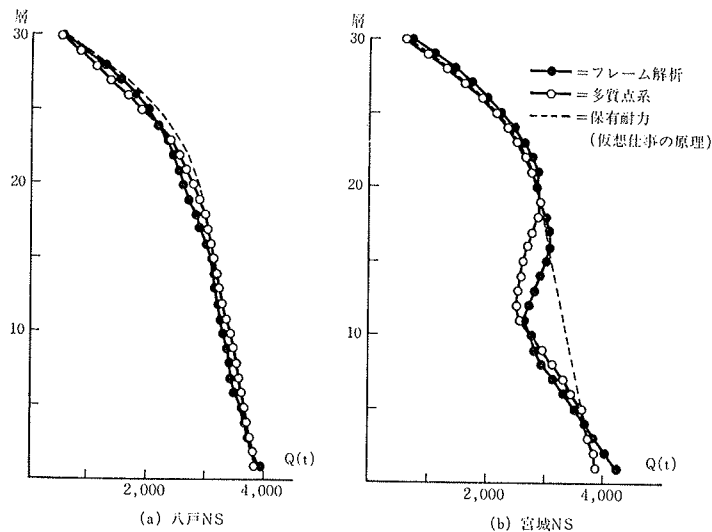


図-11 フレーム解析による弾塑性地震応答一層せん断力

### 3.7. 耐震性能の評価

入力最大加速度を大地震を対象とする400galとする、八戸 NS と宮城 NS による弾塑性地震応答フレーム解析結果によれば、本建物は大地震時には設計で意図したように梁降伏形となるが崩壊機構には至っていない。この時、層間変位の最大応答値は約3.2 cm、層間変形角で約1/90程度で、層の塑性率は設計のターゲットとした2以下に収まっている。また、降伏した部材の塑性率は最大で約3.0で、設計のターゲットとした4以下に収まっている。

以上より、本建物は大地震時にも十分安全であると評価できる。

## 4. 結び

柱・梁などの部材を靱性の優れた復元力特性を持つものとし、建物の崩壊機構を梁曲げ降伏

形の全体崩壊形とし、さらに設計段階に応じて適宜1質点系, 多質点系およびフレーム解析などの弾塑性地震応答解析手法を取り入れた, 高層 RC 建物の耐震設計法を提案し, 本設計法によって30階建 RC 建物の設計を行ない, その有効性を確認した。

参考文献

- 樋口, 武田, 他: 高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法の研究(その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和51. 10), pp. 1331~1336
- 多田, 武田: RC 柱はり接合部補強法に関する実験的研究(その8), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和57. 10), pp. 1649~1650
- 武田, 吉岡, 江戸, 他: 超高層鉄筋コンクリート建物の耐震設計法に関する研究(その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和58. 9), pp. 1663~1668, (その4)~(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, (昭和59. 10), pp. 2179~2182
- 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, (1981)
- 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, (1982)
- 吉岡, 岡田, 武田: 鉄筋コンクリート柱の変形性能

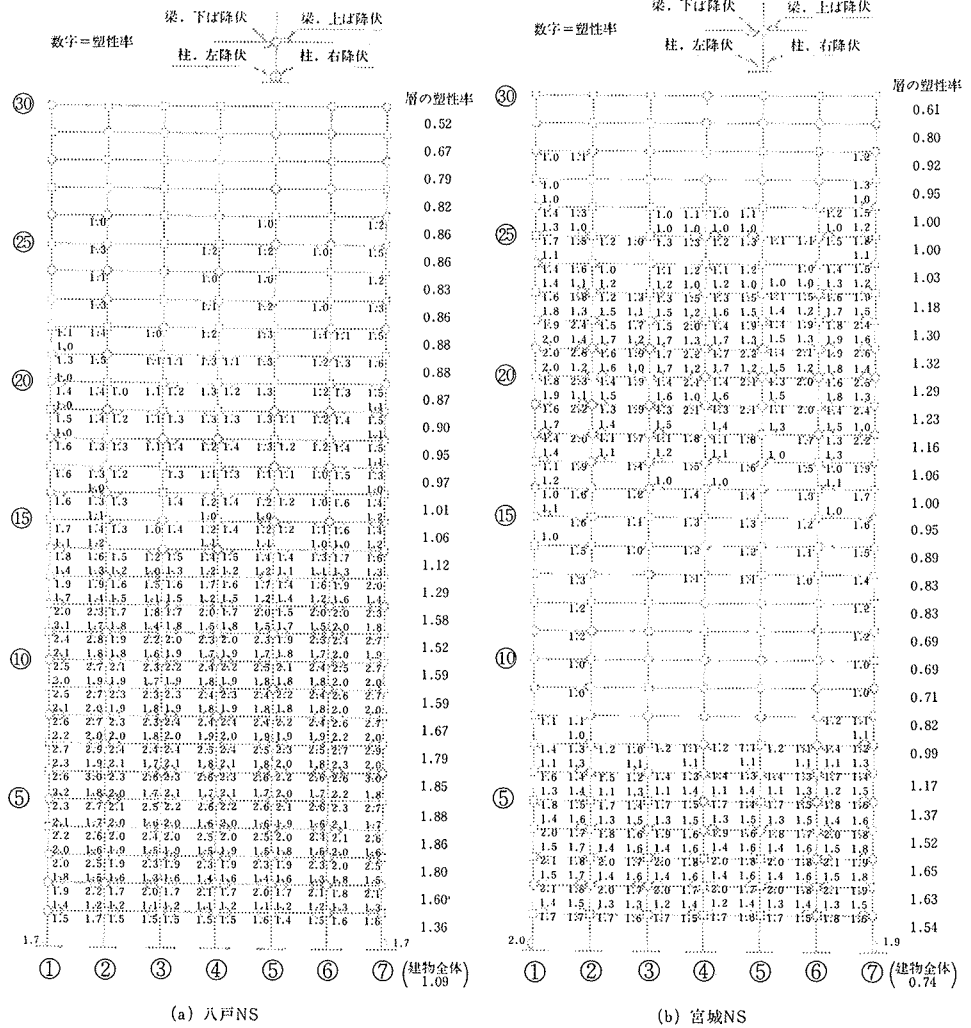


図-12 フレーム解析による弾塑性地震応答一部材の塑性率

向上に関する研究(第3報), 日本建築学会論文報告集, 第324号, (昭和58. 2), pp. 54~62

- Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proceedings of the ASCE, Vol. 96, No. ST12, (1970. 12), pp. 2557~2573
- 武田寿一編: 新しい耐震設計講座, 鉄筋コンクリート構造の耐震設計, オーム社, (1984)