

2. 試行設計建物の耐震安全性評価

逢坂博文^{*1} 松元昭一^{*1}
萩原幸男^{*2} 澤谷芳広^{*2}

要 旨

ここでは、「1. 耐震設計法と試行設計概要」に続き、試行設計建物について、部材応力の検討を目的として静的弾塑性解析を、層および部材レベルの変形量の検討を目的として質点系モデルおよび骨組モデルによる地震応答解析を行い、その耐震安全性の評価を行った結果について述べる。

キーワード

弾塑性解析／地震応答解析／耐震性判定基準／余裕度／復元力特性／2方向地震力／高層建築／鉄筋コンクリート

目 次

1. まえがき
2. 耐震性の評価方法
3. 静的弾塑性解析
4. 質的系地震応答解析
5. 骨組地震応答解析
6. 2方向地震力を考慮した隅柱の検討
7. あとがき

2. EVALUATION OF SEISMIC SAFETY FOR A 30-STORY RESIDENTIAL BUILDING DESIGNED EXPERIMENTALLY

Hirofumi Ohsaka
Shoichi Matsumoto
Yukio Hagiwara
Yoshihiro Sawaya

Abstract

We report on the results of a evaluation of seismic safety for a 30-story building designed experimentally according to the static elasto-plastic analysis for examining stress of structural members and the earthquake response analysis by a lumped mass model and a frame model for examining deformation in a story and structural members.

1. まえがき

本構法の耐震設計においては、1次設計と2次設計に続き、耐震検討として静的弾塑性解析、質点系モデルおよび骨組モデルによる地震応答解析を行い、骨組の応力と変形量を検討し耐震安全性を確認することとしている。1次設計と2次設計については、すでに「1. 耐震設計法と試行設計概要」において述べた。ここでは、試行設計建物に対して行った耐震検討の方法ならびにその結果を述べる。

2. 耐震性の評価方法

2.1 静的弾塑性解析結果による評価

漸増载荷による静的弾塑性解析を行い、崩壊形を形成している状態、または、いずれかの層の層間変形角が $1/75$ 以上の状態を崩壊機構形成時とし、そのときに、以下の耐震性判定基準を満足することを確認する。

- ① 梁の両端、1階柱脚、最上階柱頭、軸力引張側外柱の柱頭および柱脚以外に曲げ降伏ヒンジが形成されない。
- ② 曲げ降伏ヒンジが形成されてはならない柱の部位の曲げ強度、および、全柱のせん断強度が作用応力に対し表-1に示す値以上の余裕度を有している。
- ③ 一般階柱（1階を除く柱）について、付着強度となるときにのせん断力が、作用せん断力に対し表-2に示す値以上の余裕度を有している。

付着強度となるときにのせん断力は、以下の手順により算定する。

- a) 付着強度となるときにの曲げモーメントを、平面保持の仮定に基づいて算定する。このときのコンクリートの応力度-ひずみ度関係はe関数法¹⁾による。（最大応力度点のひずみ度は 0.2% ）
- b) 付着強度となるときにのせん断力は、曲げモーメント分布の反曲点を柱の中央として算定する。

表-1 柱の曲げおよびせん断余裕度

部 位	曲 げ	せん断
中 柱	1.4	1.3
軸力圧縮側外柱	1.6	
軸力引張側外柱	1.0	

2.2 地震応答解析結果による評価

質点系モデルおよび骨組モデルによる地震応答解析を行い、以下の耐震性判定基準を満足することを確認する。

入力地震動の強さは、質点系モデルによる場合は表-3に示すレベル1およびレベル2とし、骨組モデルによる場合は同表のレベル2とする。

（レベル1の地震動入力による質点系地震応答解析の場合）

- ① 各層の塑性率が 1.0 未満である。
- ② 各層の層間変形角が $1/200$ 以下である。

（レベル2の地震動入力による質点系地震応答解析の場合）

- ③ 各層の塑性率が 2.0 以下である。
- ④ 各層の層間変形角が $1/100$ 以下である。

（レベル2の地震動入力による骨組地震応答解析の場合）

- ⑤ 梁の塑性率が 4.0 以下である。
- ⑥ 1階柱脚および最上階柱頭の塑性率が 2.0 以下である。
- ⑦ 軸力引張側外柱の塑性率が 4.0 以下である。
- ⑧ ⑥および⑦を除く柱の部位の塑性率が 1.0 未満である。
- ⑨ 全柱の応答せん断力がせん断強度以下である。
- ⑩ 外柱の応答軸力に長期軸力を加えた軸力が、2次設計用柱軸力以下である。
- ⑪ 各層の層間変形角が $1/100$ 以下である。

各層の塑性率 $s\mu$ および部材の塑性率 $m\mu$ は、以下のように定義する。

$$s\mu = s\delta / s\delta_y$$

$$m\mu = m\theta / m\theta_y$$

表-2 柱の付着検討用せん断余裕度

中 柱	1.4
軸力圧縮側外柱	1.6
軸力引張側外柱	1.4

表-3 入力地震動の最大速度値

地震動の強さ	レベル1	レベル2
最大速度値 (cm/sec)	25	50

ここに、 $s\delta$ ：層間変位のせん断変形成分、 $s\delta y$ ：層降伏開始時の $s\delta$ で、静的弾塑性解析において、その層の柱およびその層の柱に接続する上下の梁のうち、いずれかの部材が最初に降伏ヒンジを形成したときの値、 $m\theta$ ：部材の材端回転角、 $m\theta y$ ：部材の曲げ降伏時の材端回転角。

3. 静的弾塑性解析

3.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルは1階柱脚を固定とした平面架構とし、各架構を独立に解析する。柱および梁は線材とその両端にとり付く剛塑性回転バネに、柱梁接合部は面材に置換する。各部材の変形要素としては表-4に示すものを考慮する。

(2) 部材の復元力のスケルトンカーブ

柱および梁の材端モーメント一回転角関係は、図-1に示すようなコンクリートのひび割れと鉄筋の降伏による剛性低下を考慮した3折線型のスケルトンカーブを仮定する。せん断剛性は曲げ剛性に比例するもの

とする。柱の軸力-軸ひずみ関係および柱梁接合部のせん断力-せん断変形角関係は弾性とする。

(3) 水平外力

水平外力は1次設計用地震力に比例する漸増荷重とする。

表-4 部材の変形要素

変形要素	柱	梁	接合部
曲 げ 変 形	○	○	×
せん断変形	○	○	○
軸方向変形	○	×	○※

○：考慮する ×：考慮しない
※：柱軸方向に対するもの

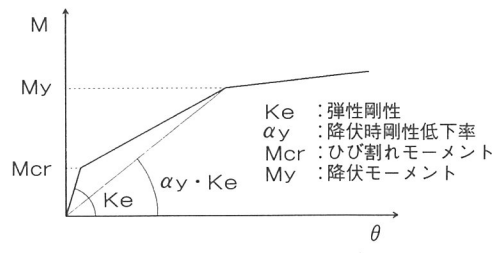


図-1 材端モーメントM～回転角 θ 関係

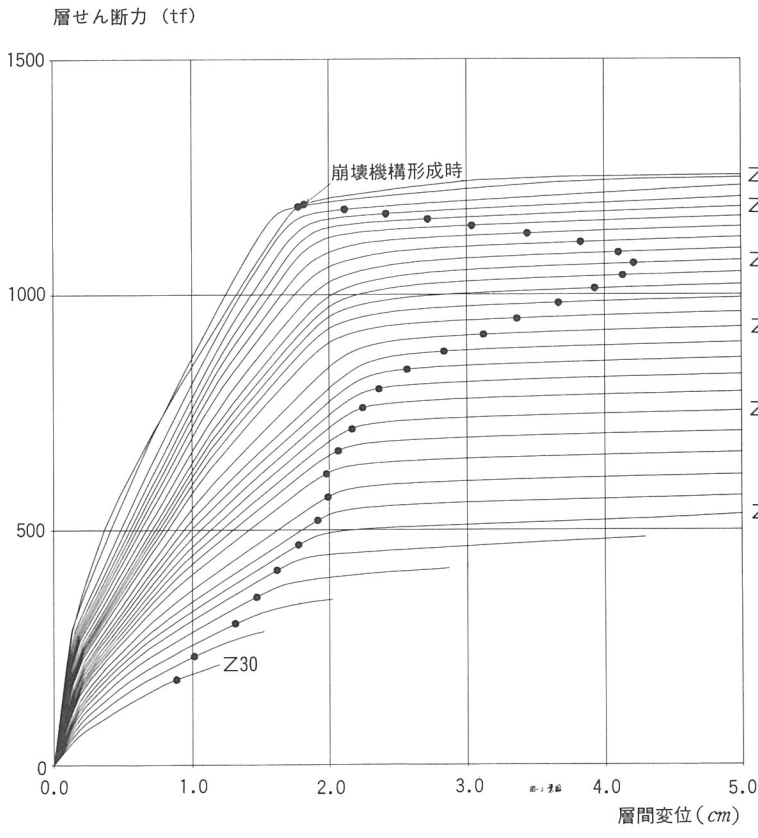


図-2 Y1フレーム層せん断力-層間変位関係

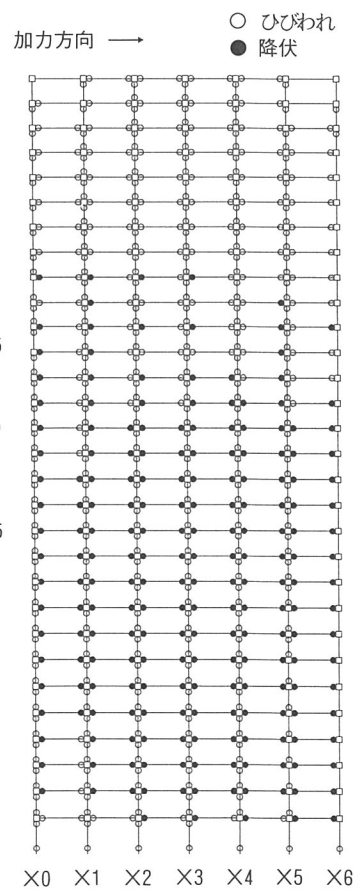


図-3 Y1フレーム降伏ヒンジ発生状況

表－5 柱の余裕度の最小値

部 位	曲 げ	せん断	付 着
中 柱	1.46	1.37	1.70
引張側外柱	1.65	1.71	4.26
圧縮側外柱	1.90	1.72	

3.2 解析結果

全フレームを代表して、Y1フレームの層せん断力と層間変位の関係を図－2に、崩壊機構形成時における降伏ヒンジ発生状況を図－3に示す。なお、全フレームとも層間変形角が $1/75$ を初めて越えた荷重ステップにおける状態を崩壊機構形成時とした。

崩壊機構形成時では、1階柱脚と梁両端以外には降伏ヒンジの発生はみられない。表－5は、作用応力に対する柱の曲げ、せん断および付着検討用せん断の余裕度の最小値であり、同表の値はすべて表－1、表－2の値をうわまわっている。

以上から、静的弾塑性解析を行った結果、それに対する耐震性判定基準のすべてを満足した。

4. 質点系地震応答解析

4.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルは、各架構を等価な曲げせん断棒に置換し、建物の質量を各階床位置に集中させた多質点系モデルとする。また、これらは各階床位置で同一水平変移すると仮定し、最下階床位置を固定とする。

(2) 復元力特性

各層の復元力特性は、静的弾塑性解析により求めた層せん断力－層間変位曲線に基づきスケルトンカーブを設定する。曲げ剛性は弾性として曲げ変形成分を定義し、残りをせん断変形成分とする。せん断変形成分の履歴則には図－4に示す Degrading Tri-linear 形モデル（Takedaモデル）を用いる。

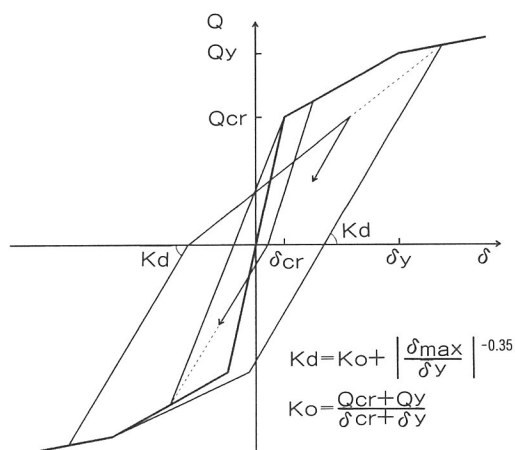
1) スケルトンカーブのモデル化

スケルトンカーブは、以下の①～③の方法により、3折線にモデル化する。

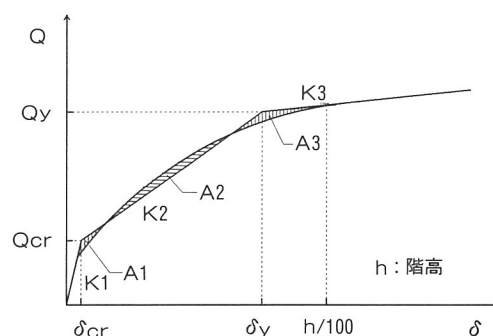
- ① 第1勾配線は弾性剛性 K_e を表す直線とする。
- ② 第3勾配線は層間変形角が $1/100$ の部分に接する直線とする。
- ③ 第2勾配線は、図－5に示すA1とA3の面積の和がA2の面積と等しくなり（ひずみエネルギーが等価）、かつ、A2の面積が最小となる直線とする。

表－6 入力地震動

地 震 名	最大加速度 (cm/sec^2)		積分時間 (sec)
	レベル1	レベル2	
EL CENTRO NS	255	510	20.0
TAFT EW	248	496	20.0
TOKYO-101 NS	242	484	10.0
HACHINOHE NS	165	330	20.0



図－4 履歴特性



図－5 スケルトンカーブのモデル化

2) 曲げ剛性およびせん断剛性

曲げ剛性については次のように仮定する。すなわち、柱の鉛直方向ひずみと柱軸力からひずみエネルギーの和が等しくなるような平面保持型の等価回転角を求め、

これに対応する等価曲げ剛性をモールの定理を用いて算出する²⁾。

したがって、等価増分回転角 $\Delta \theta_{ei}$ は

$$\Delta \theta_{ei} = \sum (N_{ij} \cdot \Delta V_{ij}) / \sum (N_{ij} \cdot l_{ij})$$

等価曲げ剛性 $E I_{ei}$ は

$$E I_{ei} = h_i (M_{i+1} + M_i) / (2 \Delta \theta_{ei})$$

等価せん断剛性については、せん断変形成分から、以下の式により求める。

$$G A_{ei} = Q_i \cdot h_i / \delta s_i$$

(3) 減衰

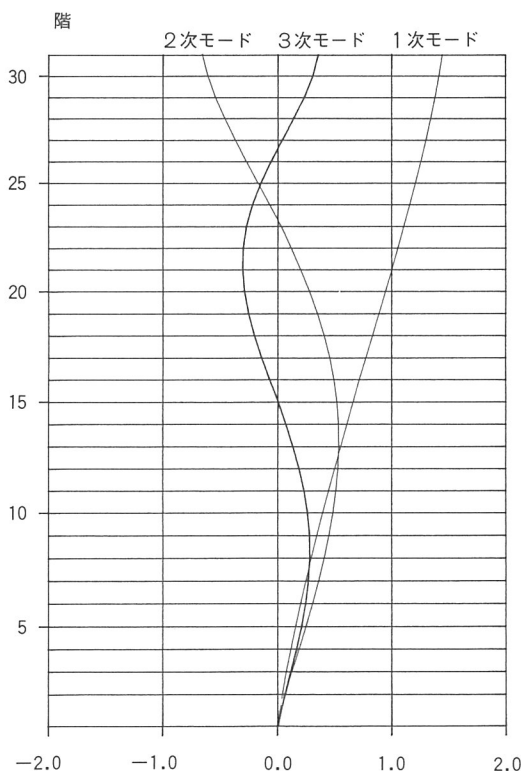
減衰は1次振動に対して減衰定数 $h = 0.03$ とし、瞬間剛性に比例するものとする。

(4) 入力地震動波形

入力地震動の波形は、標準的な地震動波形を2波、

表－7 質的系モデルの弾性時固有周および刺激係数

振動次数	1 次	2 次	3 次
固有周期(sec)	1.455	0.496	0.283
刺激係数	1.446	0.659	0.350



図－6 質点系モデルの弾性時固有モード

地域特性を表すような地震動波形を1波、長周期成分を含む地震動波形を1波の合計4波とすることとし、試行設計では表－6に示す地震動波形を採用した。

(5) 解析方法

応答解析はニューマークの β 法による直接積分とし、 β の値は0.25とする。積分の時間刻みは0.005秒とした。

4.2 解析結果

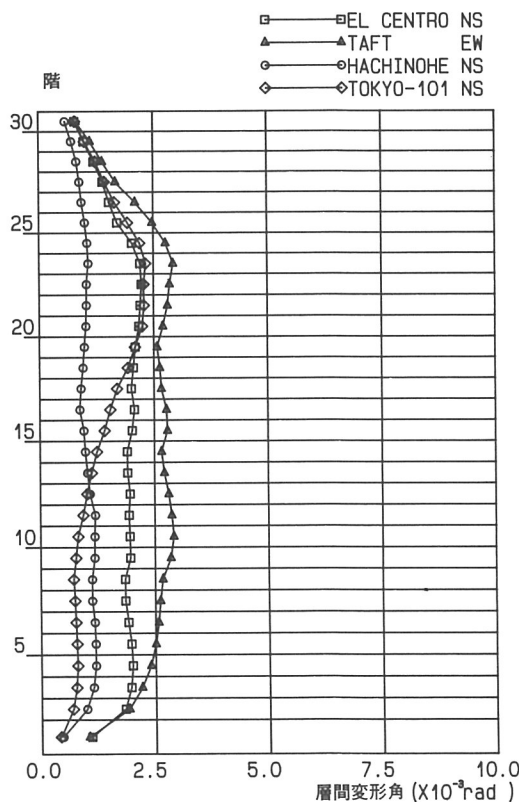
(1) 固有周期および固有振動モード

弾性時の固有周期および刺激係数を表－7に、固有モードを図－6に示す。

(2) レベル1の強さの地震動入力による解析値

レベル1の強さの地震動入力時の最大応答値の分布図を図－7、図－8、図－9に示す。

最大応答値は、層間変形角がTAFT EW波入力による10階の1/343、塑性率がTAFT EW波入力によるY1フレーム10階の0.53であり、これらの値は耐震性判定基準を満足している。ベースシャー係数の最大値はEL CENTRO NS波入力による場合の0.101であった。



図－7 最大応答層間変形角(レベル1)

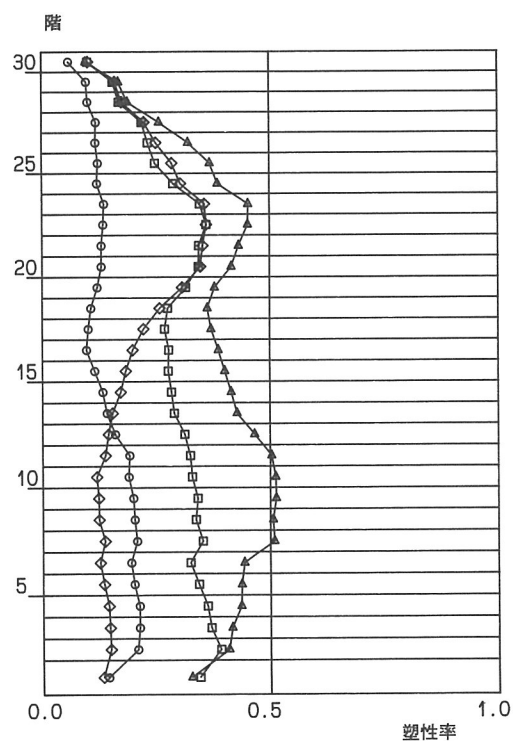


図-8 最大応答塑性率(レベル1)

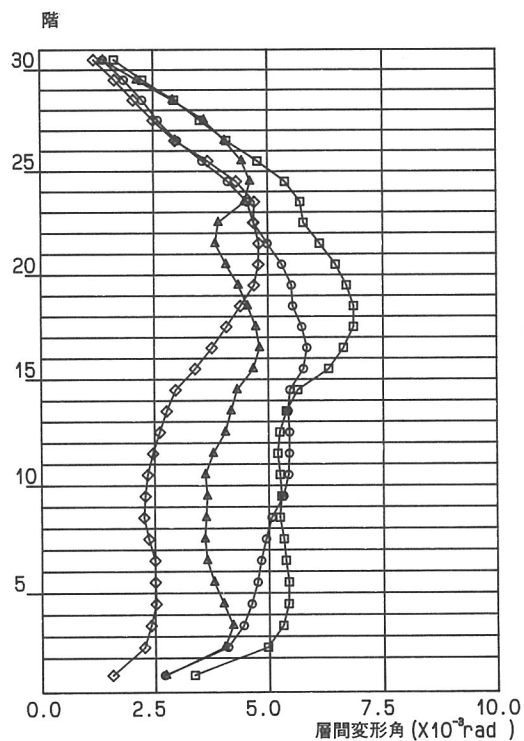


図-10 最大応答層間変形角(レベル2)

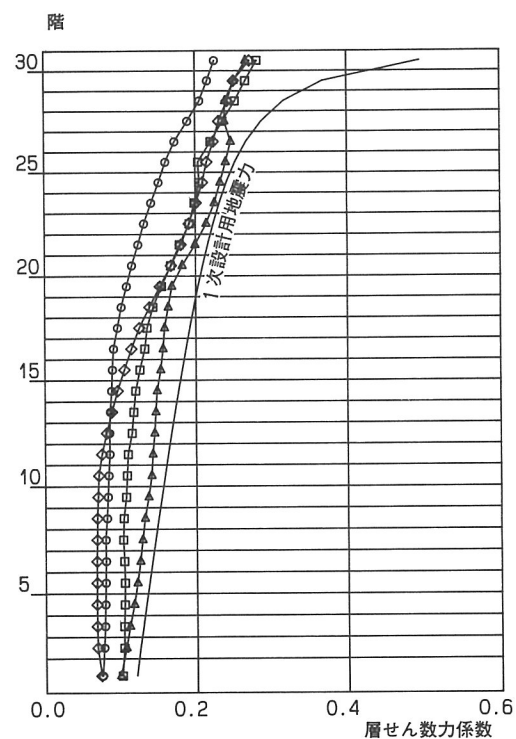


図-9 最大応答層せん断力係数(レベル1)

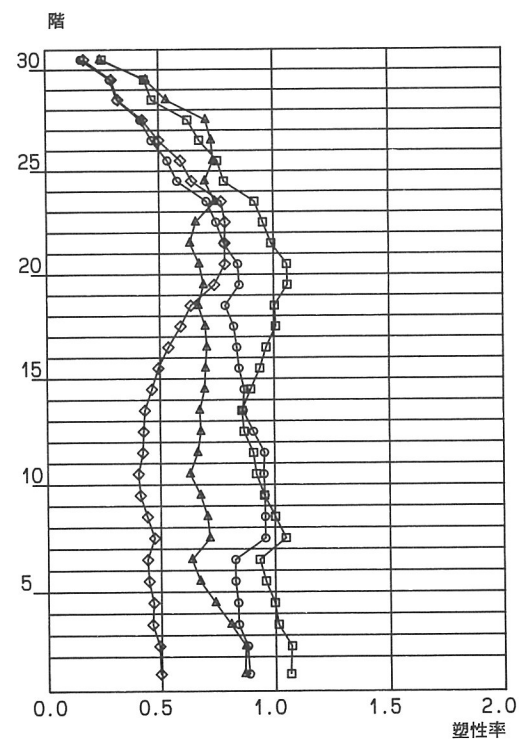


図-11 最大応答塑性率(レベル2)

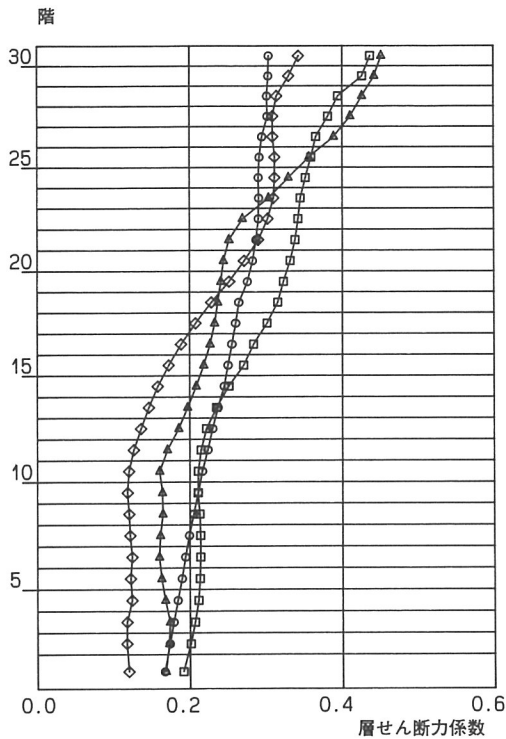


図-12 最大応答層せん断力係数(レベル2)

(3) レベル2の強さの地震動入力による解析値

レベル2の強さの地震動入力時の最大応答値の分布図を図-10、図-11、図-12に示す。

最大応答値は、層間変形角がEL CENTRO NS波入力による18階の1/146、塑性率がEL CENTRO NS波入力によるY2フレーム1階の1.16であり、これらの値は耐震性判定基準を満足している。ベースシャー係数の最大値は、EL CENTRO NS波入力による場合の0.192であった。

5. 骨組地震応答解析

5.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析モデルは、静的弾塑性解析のモデルと同様に1階柱脚を固定とした平面架構とする。ただし、6スパンのフレームを全てY1フレームに置換し、2スパンのY3フレームとともに各階床位置で同一水平変位すると仮定して解析する。

部材のモデル化の方法および考慮する変形要素についても、静的弾塑性解析に同じとする。

表-8 骨組モデルの弾性時固有周期および刺激係数

振動次数	1次	2次	3次
固有周期(sec)	1.458	0.492	0.276
刺激係数	1.447	0.662	0.352

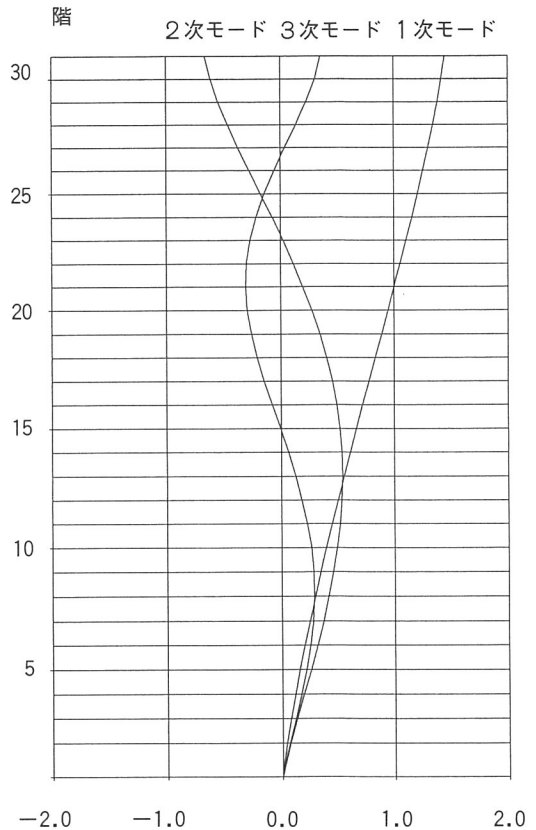


図-13 骨組モデルの弾性時固有モード

(2) 部材の復元力特性

部材の応力-変形の関係は静的弾塑性解析に同じとする。ただし、柱および梁の材端モーメント-回転角関係にはDegrading Tri-linear 形モデル (Takedaモデル) の履歴特性を与える。

(3) 減衰

減衰は1次振動に対して減衰定数 $h = 0.03$ とし、瞬間剛性に比例するものとする。

(4) 入力地震動波形

入力地震動の波形としては、レベル2の強さの地震動を入力した質点系地震応答解析の結果、頂部の応答変位が最大となった EL CENTRO NS を採用する。

(5) 解析方法

応答解析はニューマークの β 法による直接積分とし、 β の値は0.25とする。積分の時間刻みは0.001秒（部分的に0.0005秒とした）とする。

5.2 解析結果

(1) 固有周期および固有振動モード

弾性時の固有周期および刺激係数を表-8に、固有モードを図-13に示す。

固有周期を質点系モデルのものと比較すると、よく近似している。

表-9 部材の最大応答塑性率

部 材	最大応答塑性率
梁	1.19 (2階)
1 階 柱 脚	0.79
最上階柱頭	0.24
引張側外柱	0.31
その他の柱	0.25 (2階)

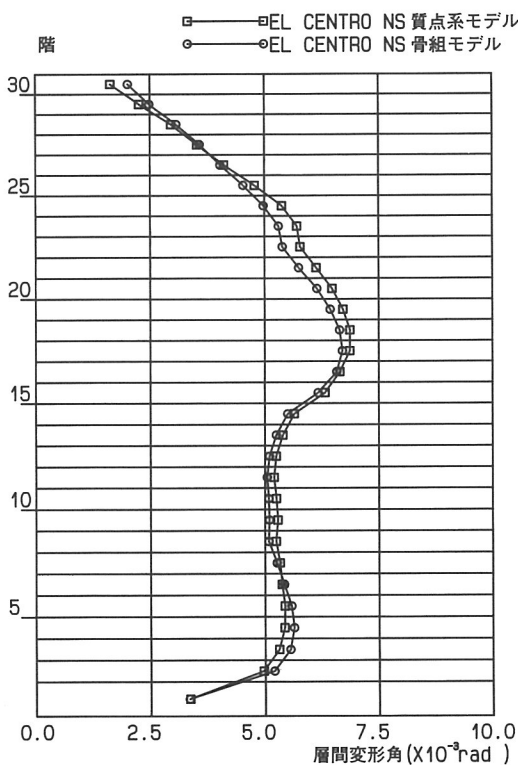


図-14 最大応答層間変形角

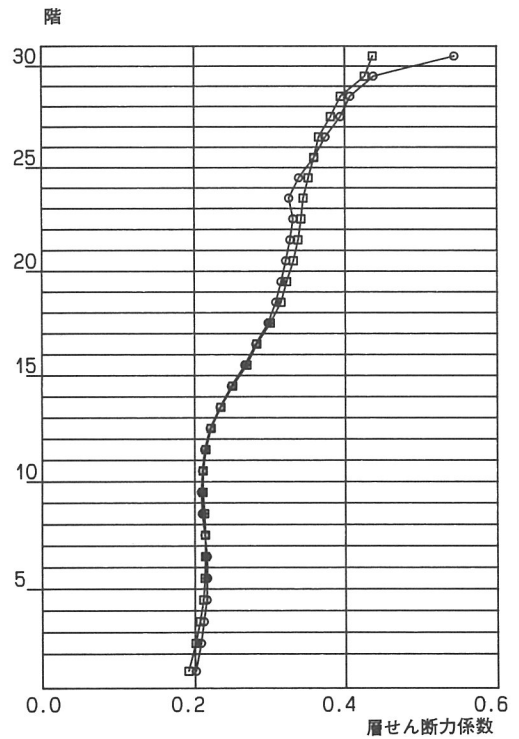


図-15 最大応答層せん断力係数

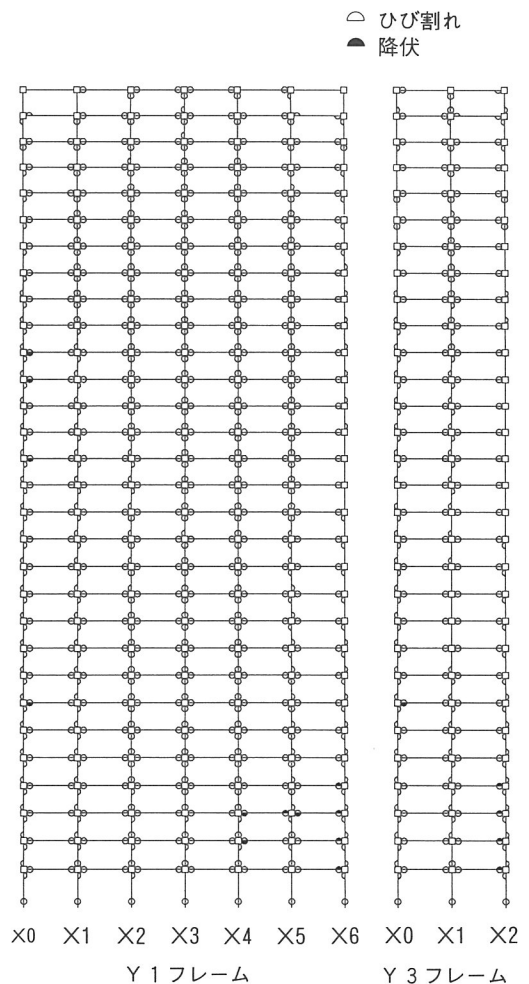


図-16 降伏ヒンジ発生状況

(2) 応答解析結果

最大応答層間変形角および最大応答せん断力係数の分布図を、それぞれ図-14、図-15に示す。最大応答層間変形角は17階の1/149であり、耐震性判定基準を満足している。

最終的な降伏ヒンジ発生状況を図-16に、各部材の最大応答塑性率を表-9に示す。降伏ヒンジは梁の端部にしか生じていない。また、その塑性率の最大値は1.19であり、耐震性判定基準を満足している。

梁両端曲げ降伏時の梁せん断力に対応する柱軸力 cN_{gy} と最大応答柱軸力 cN_{ge} の比 (cN_{ge}/cN_{gy}) の圧縮外柱の最大値を図-17に示す。引張外柱のその比の最大値はいずれも圧縮外柱のものより小さい。 (cN_{ge}/cN_{gy}) は2次設計用の柱軸力を仮定する際に用いた動的軸力低減係数 R_i に対応するものであり、全階におい

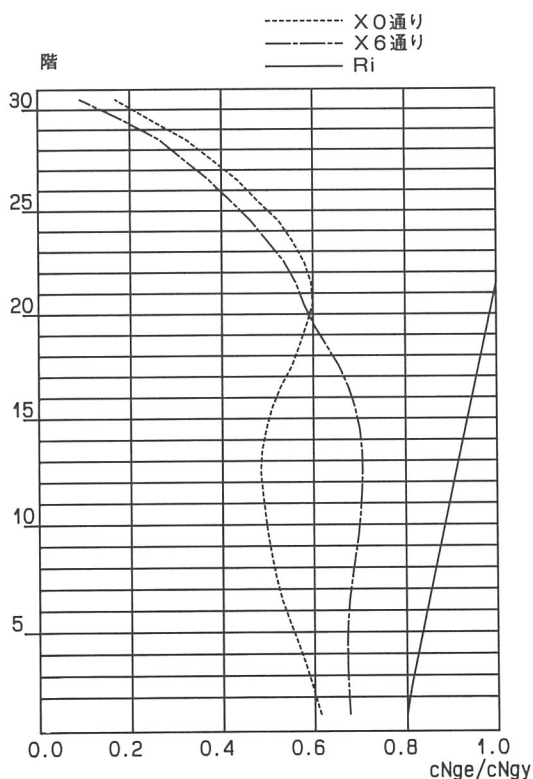


図-17 Y1フレーム圧縮外柱 cN_{ge}/cN_{gy} 分布

て R_i を下まわっている。すなわち、骨組地震応答解析による応答軸力は2次設計用柱軸力より小さな値であり、柱軸力に対する耐震性判定基準を満足している。

以上の他に、全ての柱の応答せん断力がせん断強度以下であることを確認した。

6. 2方向地震力を考慮した隅柱の検討

2方向地震力を考慮して、隅柱の軸力に対する検討を行った。

6.1 検討方法

X、Y各方向独立に質点系モデルによる地震応答解析を行い、その応答転倒モーメントから軸力を算定する。ただし、質点系モデルによる解析からでは軸力は計算されないため、ここでは静的弾塑性解析の結果を利用する。すなわち、柱の軸力は転倒モーメントに比例すると仮定し、次式により算定する。

$$cN_{ce} = NL + (sN_{ex} \frac{|dM_{ex}|}{sM_{ex}} + sN_{ey} \frac{|dM_{ey}|}{sM_{ey}})$$

ここに、 NL ：設計用柱長期軸力、 sN_{ex} , sN_{ey} ：静的弾塑性解析によるX、Y方向架構の隅柱の軸力、 sM_{ex} , sM_{ey} ：静的弾塑性解析によるX、Y方向架構の転倒モーメント、 $|dM_{ex}|$, $|dM_{ey}|$ ：質点系地震応答解析による応答転倒モーメントの時刻歴において、同時刻のX、Y方向架構の転倒モーメントの絶対値。なお、静的弾塑性解析の結果には崩壊機構形成時のものを用いた。

6.2 入力地震動

入力地震動はEL CENTRO、TAFT、HACHINOHEのEW成分およびNS成分とし、各EW成分をX方向架構に、NS成分をY方向架構に入力する。各地震動とも最大速度値を35 cm/secに設定する。

6.3 検討結果

全階を代表して1階の転倒モーメントの時刻歴を図-18に示す。試行設計建物の場合、X、Y両方向の架構が同じであるため、柱軸力は同時刻の転倒モーメントの和に比例する。また全体の階についての計算結果によると1階から3階についてはEL CENTRO波入力時の応答が最も大きく、4階から最上階についてはTAFT波入力時の応答が最大であった。中心引張耐力および中心圧縮耐力に対する応答軸力の最大値は、それぞれ1階の-0.65および2階の0.51であった。

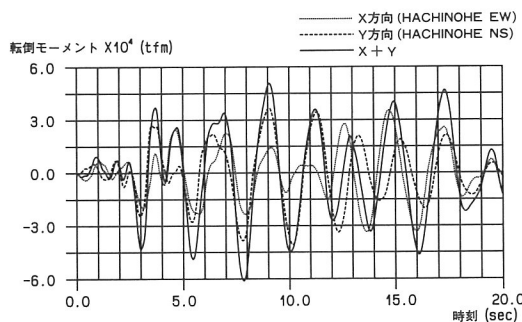
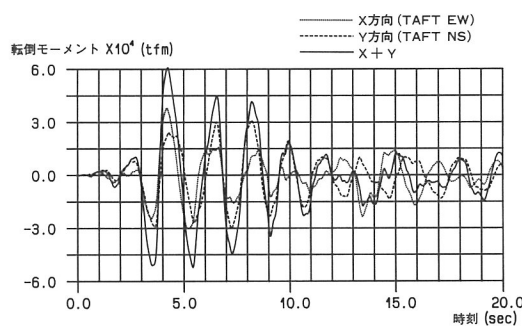
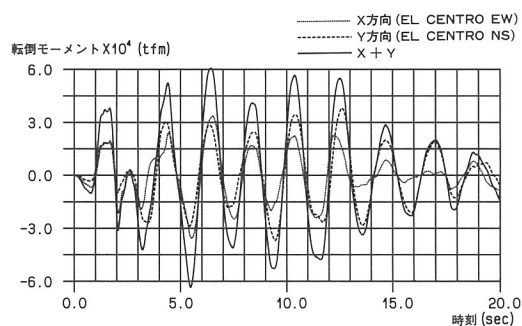


図-18 応答転倒モーメント時刻歴

7. あとがき

試行設計建物に対し静的弾塑性解析、質点系地震応答解析、骨組地震応答解析さらに2方向地震力を考慮した隅柱の検討を行い、全ての耐震性判定基準を満足することを確認した。従って、試行設計建物は設計初期に定めた耐震性能目標を満足する耐震性に優れた建物であると判断した。

以上より、本構法における耐震設計法を確立することができた。なお、適切なご助言をいただきました㈱九段建築研究所の珍坂氏には深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 武藤 清：耐震設計シリーズ2 鉄筋コンクリート構造物の塑性設計、丸善
- 2) 武藤 清：耐震設計シリーズ 構造物の動的設計、丸善