

性能型構造設計に関する考察 (丸ビルの耐震設計方針)

STUDY ON THE PERFORMANCE BASED STRUCTURAL DESIGN (Earthquake resistant design policy for Marunouchi building)

稲田達夫 —*1 小川一郎 —*2
金井宏之 —*3

Tatsuo INADA —*1 Ichirou OGAWA —*2
Hiroyuki KANAI —*3

キーワード：
性能設計, 地震荷重, 制震ダンパー, 極低降伏点鋼, エネルギー消費

Keywords:
Performance based structural design, Seismic load, Damper for response control, Low yield strength steel, Energy consumption

The purpose of this report is the presentation of model when the performance based structural design is applied to the actual building. Authors participate in "MARUNOUCHI BUILDING" design team and are trying the performance based structural design. It is significant that the practical structural designer's point of view about the performance based structural design is informed, when the performance regulation of seismic criterion is established. The outline of the structural design for "MARUNOUCHI BUILDING" is described in this report.

1. はじめに

本報告は、性能型構造設計法の導入の機運を踏まえて、構造設計の重要事項の一つである耐震設計をテーマとして、具体的な建物の設計に性能型構造設計を適用した場合の雛形を提示し、その考察を試みるものである。

筆者らは、東京丸の内に計画中の「丸ビル改築計画」に参画しており、性能型構造設計を試行している。耐震基準の性能規定化が進められる中で、設計者が性能型構造設計をいかに捉え、いかに進めるべきかについて、具体的に雛形を提示することは、意義のあることと考える。その観点から、本報では、現在丸ビル改築計画で進めている構造計画の基本的考え方について、その概要を述べる。

2. 丸ビルの耐震設計目標

2.1 丸ビルに対する耐震性能要求

丸ビルは、我が国の主要企業の本社機能が集中する丸の内ビジネスセンターの中核に位置し、災害対策活動の拠点としての役割も期待されることから、高い耐震性が要求される。

具体的には、「建設地で起こりうる最大級の地震に対して、地震後も継続的に機能維持可能であること」を目標とし、①主要構造部については表2.1に定める要求性能マトリクスでAグレード以上の耐震性を確保するものとした。また、機能維持の観点から、②建物の設備機器等についても継続的使用を可能とするものとし、③外装材等の重要な非構造部材につ

いても重大な損傷の生ずることの無いよう配慮するものとした。

2.2 地震荷重の想定

地震荷重については、L1（小地震）、L2（中地震）、L3（大地震）、L4（巨大地震）の4つの荷重レベルを想定¹⁾した。

その内、L1、L2については日本建築学会荷重指針²⁾に基づき、建設地の地震危険度、地盤特性等を考慮して、設計用の加速度応答スペクトルを設定した。一方L3、L4地震については、断層モデル、建設地における地震像を想定し、翠川・小林の方法³⁾に基づき、地盤特性等を考慮して、設計用の速度応答スペクトルを設定した。

さらに各応答スペクトルを基にエネルギースペクトルを設定し、これらをターゲットとする設計用の模擬地震動波形を作成した。この際、位相差分布に着目することにより、直下型あるいは海洋型

表2.1 丸ビル改築で使用した要求性能マトリクス

荷重レベル	L1 (小地震)	L2 (中地震)	L3 (大地震)	L4 (巨大地震)	
想定地震	再現期間: 30年	再現期間: 100年	関東地震(海洋型地震)を想定	仮想断層(活断層地震)を想定	
入力レベル	I ₁ 材-等価速度V _E : 40 kine	I ₁ 材-等価速度V _E : 80 kine	I ₁ 材-等価速度V _E : 150 kine	I ₁ 材-等価速度V _E : 200 kine	
主要構造目標グレード	S 最高級	無被害 柱・梁フレーム: ≤1/400H 制震装置: 取り替え不要 補修不要	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 10回で取り替え 継続使用可	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 5回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム: ≤1/150H 制震装置: 3回で取り替え 継続使用可
	A 高級	無被害 柱・梁フレーム: ≤1/400H 制震装置: 取り替え不要 補修不要	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 10回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム: ≤1/150H 制震装置: 3回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム: ≤1/100H 制震装置: 2回で取り替え 継続使用可
	B 推奨	無被害 柱・梁フレーム: ≤1/400H 制震装置: 取り替え不要 補修不要	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 10回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム: ≤1/100H 制震装置: 2回で取り替え 継続使用可	大破 柱・梁フレーム: ≤1/66H 制震装置: 1回で取り替え 継続使用を想定しない
	C 一般	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 10回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム: ≤1/150H 制震装置: 3回で取り替え 継続使用可	大破 柱・梁フレーム: ≤1/66H 制震装置: 1回で取り替え 継続使用を想定しない	性能確認不要(想定外)
D 条件付	軽微な損傷 柱・梁フレーム: ≤1/200H 制震装置: 10回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム: ≤1/100H 制震装置: 2回で取り替え 継続使用可	性能確認不要(想定外)	性能確認不要(想定外)	

*1 三菱地所丸の内設計室 チームリーダー・博士(工学)
(〒100-8330 千代田区丸の内2-7-3)
*2 三菱地所丸の内設計室
*3 三菱地所構造設計部 博士(工学)

*1 Marunouchi Building Design Team, Mitsubishi Estate Co. Deputy General Manager, Dr. Eng.
*2 Marunouchi Building Design Team, Mitsubishi Estate Co.
*3 Structural Engineering Dept., Mitsubishi Estate Co. Dr. Eng.

表 2. 2 東京都心部を対象とした地震荷重レベル一覧

荷重レベル	L1 (小地震)	L2 (中地震)	L3 (大地震)	L4 (巨大地震)
想定地震	耐用年限(100年程度)中に数回は遭遇する地震	耐用年限(100年程度)中に1度は遭遇する地震	関東地震の再来を想定した海洋型地震	都心近傍に兵庫県南部地震と同規模の断層が存在する想定した直下型地震
震度階	震度IV~V (中震~強震)	震度Vの強 (強震)	震度VI~VII (烈震~激震)	震度VII (激震)
地動加速度	2.5~1.00gal	1.50~2.50gal	2.50~5.00gal	5.00~8.00gal
エネルギー等価速度	40kine	80kine	150kine	200kine
該当地震のイメージ		十勝沖地震 宮城県沖地震 現行のレベル#1に対応	関東大地震 現行のレベル#2に対応	東京湾北部断層と荒川断層の間の仮断層近傍 兵庫県南部地震断層近傍

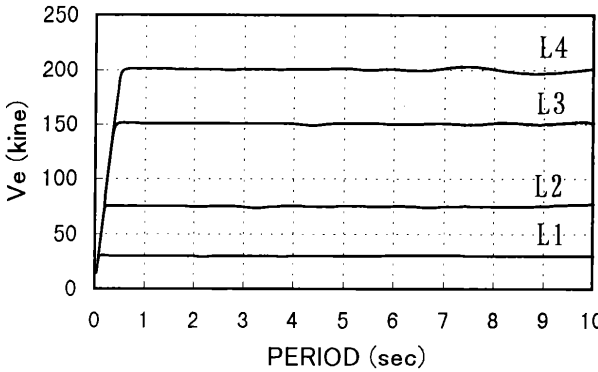
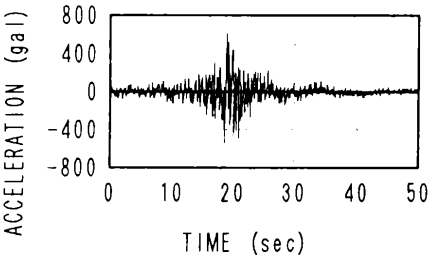


図 2.1 模擬地震動のエネルギー・スペクトル (h=10%)

L4 (巨大地震)



L3 (大地震)

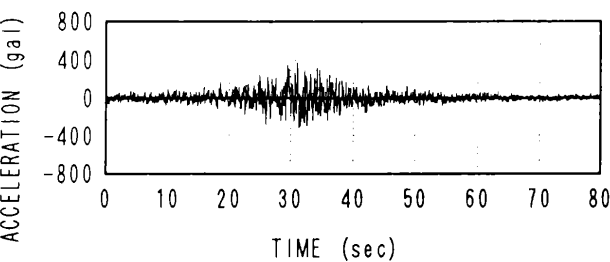


図 2.2 模擬地震波形

といった地震像を表現⁴⁾した。表 2. 2 に地震荷重レベル一覧を示す。また、図 2. 1 に模擬地震動のエネルギー・スペクトルを、図 2. 2 に L3、L4 の設計用入力地震動波形を示す。

2.3 設計と条件の設定

実際に設計を進めるに当たっては、耐震性能要求を実現するための具体的な工学量を、設計と条件として設定することが必要である。

2. 1 で述べた耐震要求目標の内、①③に対しては各階層間変形角が重要な評価基準と考えられる。その具体的な目標値を表 2. 1 に示す。また、②に対しては各階層応答加速度が重要な評価基準と考えられる。具体的には、建築設備機器の耐震設計・施工条件⁹⁾から、L4 地震に対し応答値を 600gal 以下に抑えることを目標値とした。

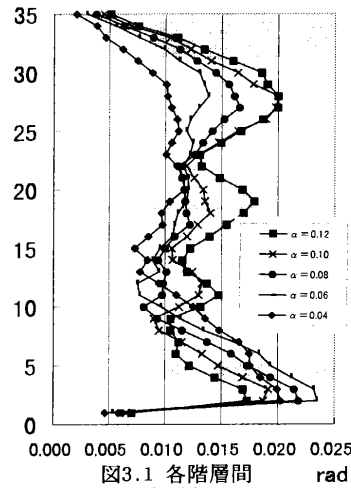


図 3.1 各階層間変形角

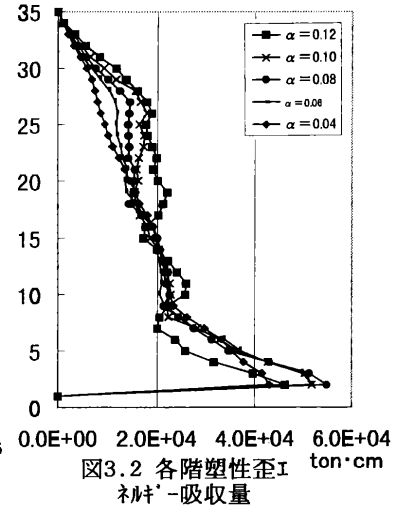


図 3.2 各階塑性歪みエネルギー吸収量

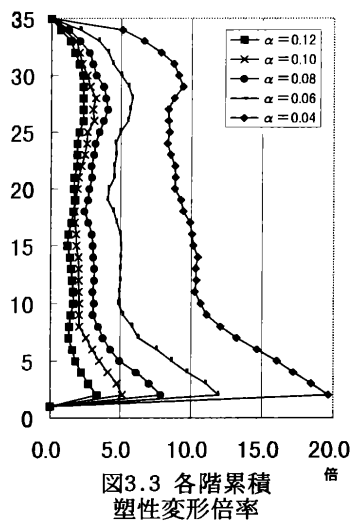


図 3.3 各階累積塑性変形倍率

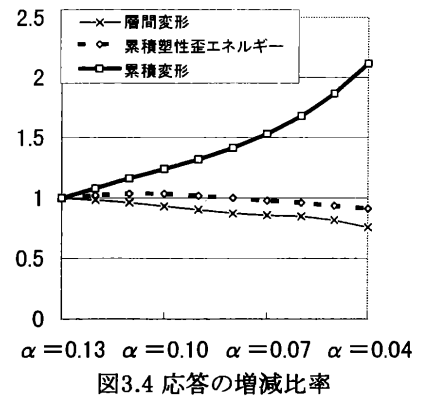


図 3.4 応答の増減比率

鋼構造物の終局状態を把握するための指標としては、累積塑性変形量が重要と考えられる。累積塑性変形量は、概ね最大変形量から降伏変形を差し引いた値に、構造物が最大振幅で振動すると想定した場合のサイクル数(等価振動サイクル数) n の 4 倍を乗じた値として求められる。この場合 n は、地震動の性質によって異なり、直下型地震に比べ海洋型地震では大きな値となる。

今回の設計では、最大地震動としては直下型地震を想定していることから、フレームの n は 1 程度の小さな値をとることとする。その場合、最大変形を許容値以下に抑えておけば、累積塑性変形量は必然的に小さな値となる。この場合の重要な指標としては、累積塑性変形量と建物の強度の積より求まるエネルギー吸収量となる。

本報告では、以上の観点からエネルギー吸収量にも着目して、本建物の設計の妥当性について考察する。

3. 高度な耐震性実現のための構造システムの開発

3.1 S 造建物の振動応答特性

1 質点の S 造建物の振動応答特性としては、弾性時の固有周期及び減衰定数を一定とした場合、降伏せん断力の変動に関わらず塑性歪みエネルギー吸収量及び最大変形量は極めて安定していることが知られている⁴⁾。このことが、多質点の S 造建物に対しても同様に成立するかについてのシミュレーションを実施する。

シミュレーションの対象とした建物は、階数は地上 35 階、各階床面積は

約2500m²、床荷重は約1ton/m²とする。建物の剛性・強度分布は、損傷分散効果が最も理想的となるよう配慮して、A i 分布より求まる外力分布にほぼ比例するように仮定した。入力した地震動は、表2.2に示すL4（巨大地震）とする。

図3.1に、1階の降伏せん断力係数 α を0.04~0.12まで変えた場合の、L4地震に対する各階の最大応答層間変形角の分布を示す。図より、 α が増大しても、最大応答層間変形の発生階分布形は変動するが、最大値は余り変わらないことが読みとれる。

図3.2に、同様にした場合の、各階の塑性歪エネルギー吸収量の分布を示す。図より、 α が増大してもエネルギー吸収量は殆ど変わらないことが読みとれる。

図3.3に、同様にした場合の、各階の累積塑性変形倍率の分布を示す。図より、 α が増大するに従って、累積塑性変形倍率は小さくなるが読みとれる。

以上の3つの関係をまとめたのが、図3.4のグラフである。図は、最大応答層間変形、塑性歪エネルギー吸収量、累積塑性変形倍率のそれぞれの値の各階の平均値を求め、 $\alpha=0.13$ の値を基準とし、 α が増大するに従ってどう増減するか、その比を求めたものである。図より明らかなように、累積塑性変形量は α の減少に伴って増大するが、塑性歪エネルギー吸収量は殆ど変動しない。また、最大応答層間変形についても多少減少傾向があるものの変動は少なく、安定した量であることがわかる。以上より以下の知見が推量できる。

- ・塑性歪エネルギーの吸収量は、剛性・強度分布が一定であるならば、強度の絶対値が変動しても、極めて安定している。
- ・同様に、最大層間変形は、剛性・強度分布が一定であるならば、強度の絶対値が変動しても、極めて安定している。
- ・累積塑性変形量と強度は、ほぼ反比例の関係にある。

これらのことは、冒頭で述べた1質点系の応答特性ともよく整合する。

3.2 エネルギー吸収装置の設置の必要性

図3.1の最大層間変形の値を見ると、 α のいずれの値に対しても層間変形角許容値1/100を超えており、このままではこの地震波に対しては、建物の設計は困難である。

3.1で求めた性質を定式化すれば、以下のように表すことができる。

$$\delta \propto E \propto Q \cdot \sum \delta_p \text{ ----- (3.1)}$$

ここに、 δ ：最大層間変形の各階平均値

E：塑性歪エネルギー吸収量の各階平均値

Q：降伏強度の各階平均値

$\sum \delta_p$ ：累積塑性変形量の各階平均値

(3.1)式に従えば、Qを一定の場合、Eを減少させることができれば、 δ 、 $\sum \delta_p$ を共に低減させることが可能となる。Eを減少させる一つの方法は、I形鋼-吸収装置を建物に設置することである。

以下にI形鋼-吸収装置を設置した場合の振動系の定性的特性について考察する。

ここで、対象とするI形鋼-吸収装置は、装置のI形鋼-吸収量 E_{dev} が、次式で表現可能なものを想定する。このようなI形鋼-吸収装置の最も典型的なものとしては、極低降伏点鋼材を使用したもの等が考えられる。

$$E_{dev} = Q \cdot \sum \delta_p \text{ ----- (3.2)}$$

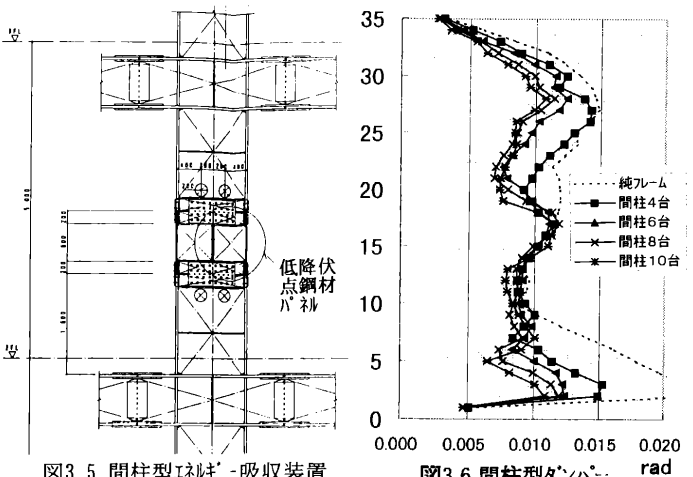


図3.5 間柱型I形鋼-吸収装置

図3.6 間柱型I形鋼-吸収装置の設置の場合の最大層間変形角

ここに、 E_{dev} ：装置のエネルギー吸収量

Q：装置の降伏強度

$\sum \delta_p$ ：装置の累積塑性変形量

a) 想定するI形鋼-吸収装置

想定するI形鋼-吸収装置は、図3.5に示す間柱型のものとする。

また、装置が設置される建物は、3.1と同様とし、I形鋼-吸収装置の台数分布も、剛性・強度が理想型に近い分布となるよう配置することを想定して検討を進める。

b) I形鋼-吸収装置の適正量の把握

図3.6のグラフは、各階のI形鋼-吸収装置の台数を変えた場合の建物の最大層間変形角をプロットしたものである。グラフ上の台数は最下階の設置台数を表す。図より明らかなように、設置台数が増加するに従って各階層間変形は減少し、概ね8台設置すれば、所期の性能目標を満足できることがわかる。

3.3. エネルギー吸収能力の観点に基づく考察

3.3.1 エネルギー評価式の提示

a) エネルギー評価を行う目的

本来、地震入力に対する建物挙動の検討は、建設地の特性を考慮した模擬地震波の作成と忠実な解析モデルの作成を行うことができれば、時刻歴応答解析を行うことにより、その妥当性はかなり正確に把握が可能と考えられる。しかし実際には、模擬地震波作成においても解析モデルの作成においても、十分な情報が完備しているとは言いがたいのが実状と考えられる。

それで、設計を進めるに際しては、解析法と異なる観点から結果を検証することが、是非とも必要と考えられる。ここではその検証を、建物のエネルギー吸収能力の観点から行うことを試みる。

b) 入力地震レベルの評価

入力地震レベルは、エネルギースペクトル V_E （総エネルギー入力の等価速度）で定義する。即ち

$$E_{in} = 1/2 \times M \times V_E^2 \text{ ----- (3.3)}$$

但し、M：建物総質量

c) エネルギー吸収の基本評価式

構造要素が吸収可能なI形鋼-量を下式で表わすことにする。

$$E = 4 n \times \sum (Q_{max} \cdot (\beta \delta_{max} - \delta_i)) \text{ ----- (3.4)}$$

但し、E：構造要素のエネルギー吸収量

表3.1 振動解析結果より求まるエネルギー吸収量

フレームが消費するエネルギー	777763ton・cm
構造減衰が消費するエネルギー	456582
エネルギー吸収装置が消費するエネルギー	493442

β : 損傷分散係数
 n : 等価振動サイクル数
 Q_{max} : 構造要素の最大応力
 $\delta_{max} - \delta_Y$: 構造要素の最大塑性変形量

損傷分散係数は、損傷分散効果を評価するための指標であって、以下のように定義する。

$$\beta = ((\sum \delta_i) / N) / \delta_{max} \text{----- (3.5)}$$

各階の最大層間変形 : δ_i

各階の層間変形の最大値 : δ_{max}

建物階数 : N

d) 構造要素のエネルギー吸収評価式

フレームの塑性歪みエネルギー吸収量は、下式により定義する。

$$E_{FRM} = 4 n_F \times \sum (Q_{FRM} \cdot (\beta \delta_{max} - \delta_{FY})) \text{----- (3.6)}$$

エネルギー吸収装置のエネルギー吸収能力は、間柱型装置を対象とすれば、下式により定義される。

$$E_{EAC} = 4 n_A \times \sum (Q_{EAC} \cdot (\beta \delta_{max} - \delta_{AY})) \text{----- (3.7)}$$

構造減衰によるエネルギー吸収量は、下式により定義する。

$$E_C = 4 n_C \times \sum (Q_C \cdot \beta \delta_{max}) \text{----- (3.8)}$$

3.3.2 総エネルギー入力量に関する検討

3.1に示した建物構造物に前節の式を適用し、総エネルギー入力量の観点から建物の妥当性を検討する。エネルギー吸収装置は、間柱型装置が最下階で8台、各階に7LMの外力分布と比例する形で配置されているものとする。解析結果より求まる構造減衰、7LM、間柱型装置のエネルギー吸収量は表3.1の通りである。

試みに、入力した地震が直下型地震であることを想定して $n_F = 1$ と仮定して検討を進める。その場合3.6式よりエネルギー吸収量が解析値と一致する損傷分散係数を求めると、 $\beta = 0.6$ となる。同様に、3.7、3.8式に従って、解析値と評価式が一致するように n_A 、 n_C を求めると、 $n_A = 3.0$ 、 $n_C = 4.0$ となる。

構造減衰は振動現象の初期段階からエネルギー吸収を開始し、また、間柱型装置についても降伏応力が7LMに比べはるかに小さく、エネルギー吸収の開始時間が7LMに比べ早いことを想定すると、これらの値は概ね妥当な数値と想定される。また、 $\beta = 0.6$ は、解析値より求まる β が0.78であることから、概ね妥当な値と想定される。

3.3.3 半サイクル当たりのエネルギー入力量に関する検討

総エネルギー入力量が設計条件を満足したとしても、短時間に大容量のエネルギー入力が発生し、それに建物のエネルギー吸収能力が追従できなければ、建物の安全性は確保されないことになる⁹⁾。

建物の半サイクル当たりのエネルギー吸収能力 $\sum E_{1/2}$ を図3.7のように定義すれば、 $\sum E_{1/2}$ は式3.6、3.7、3.8の $n_F = n_A = n_C = 0.5$ とした値に弾性歪みエネルギーを加えることにより求めることができる。即ち、 $\sum E_{1/2}$ は下式により求められる。

$$\begin{aligned} \sum E_{1/2} = & 2 \times \sum (Q_{FRM} \cdot (\beta \delta_{max} - \delta_{FY})) \\ & + 2 \times \sum (Q_{EAC} \cdot (\beta \delta_{max} - \delta_{AY})) + 2 \times \sum (Q_C \cdot \beta \delta_{max}) \\ & + 0.5 \times \sum ((Q_{FRM} \cdot \delta_{FY}) + (Q_{EAC} \cdot \delta_{AY})) \text{----- (3.9)} \end{aligned}$$

試みに、解析値 $\beta = 0.78$ を採用して、3.9式より $\sum E_{1/2}$ を求めると、半サイクル当たりのエネルギー吸収能力は、総エネルギー入力量の約0.61倍となる。速度換算値に直すと約156kineに相当するが、この値は、既存観測波のそれが固有周期4秒程度の帯域においては100kine以下であることを勘案すると、概ね妥当と判断できる。

4. 耐震シャフトの提案

4.1 エネルギー吸収装置の配置方法についての考察

前節までの考察で、表2.2に示すL4(巨大地震)に耐える建物を設計するためには、図3.5に示す間柱型のエネルギー吸収装置を各階に最大で8台設置すれば、概ね目標をクリアすることができると思われる。しかし、この8台という台数は、建築計画に対しては極めて大きな制約となる値である。この値を減らす工夫が必要と考えられる。そこでここではまず、エネルギー吸収装置の設置台数を、上階まで均一に設置した場合のエネルギー吸収能力の増大の可能性について検討する。即ち装置の配置方法を変えた場合の動的挙動の比較として、以下の2つの場合について検討する。

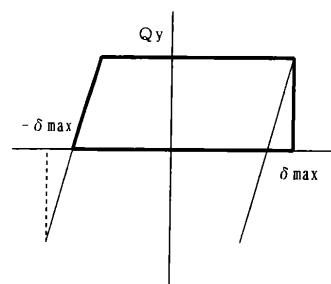


図3.7 半サイクル当たりのエネルギー吸収能力

配置方法1) エネルギー吸収装置の初期剛性と降伏強度の分布が建物の剛性・強度分布と一致している場合
 配置方法2) エネルギー吸収装置の初期剛性及び降伏強度の分布が上下方向で均一となるように配置した場合
 配置方法1と2のエネルギー吸収装置の各階エネルギー吸収分布の比較を図4.1に示す。分布形については、方法2の方が装置の設置台

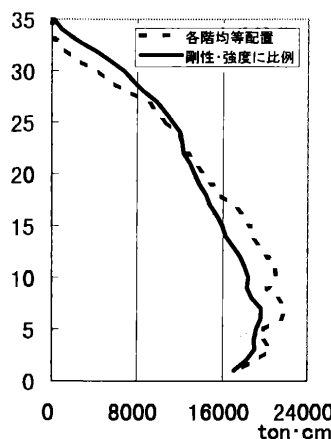


図4.1 上下の配置方法の違いによるエネルギー吸収分布の比較

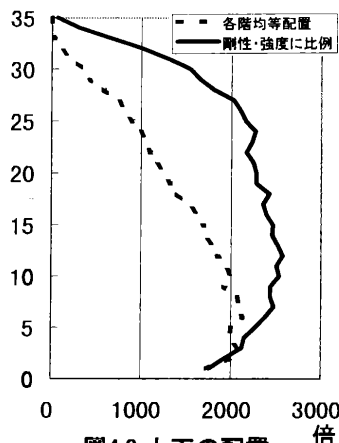


図4.2 上下の配置方法の違いによる累積塑性変形率の比較

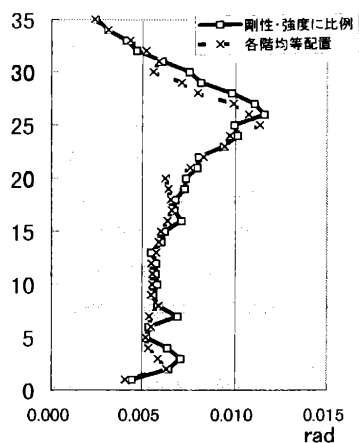


図4.3 上下の配置方法の違いによる最大層間変形角の比較

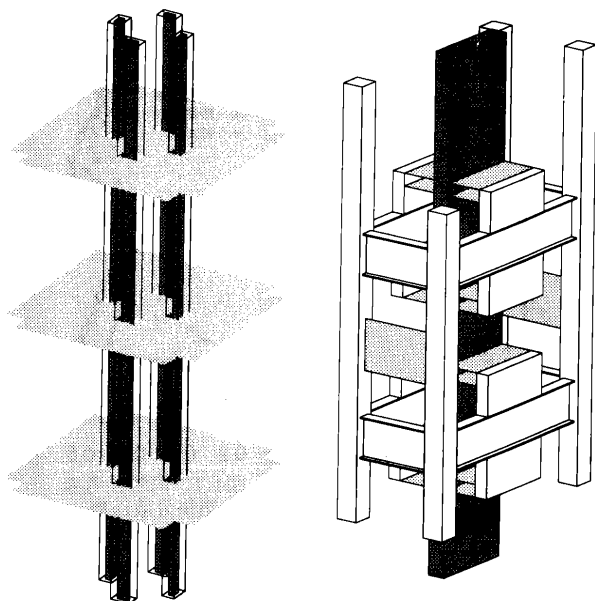


図4.4 新方式のエネルギー吸収装置（耐震シャフト）

数は多いにも関わらず、両者は大差は無く、剛性・強度の理想的分布形にはほぼ一致する。一方、配置方法1と2のエネルギー吸収装置の累積塑性変形分布の比較を図4.2に示す。分布形は両者では大きく異なり方法2ではほぼ理想的分布形と同等の分布形を示す一方、方法1では上下に大きくふくらむ形の理想的分布形よりはかなり大きな分布形を示すことが分かる。

図4.3に、両者の各階最大層間変形分布角の比較を示す。結果としてこの場合、エネルギー吸収分布があまり変わらないことから、最大層間変形角分布についても、両者には大きな差異は見られない。

4.2 従来のエネルギー吸収装置の問題点

前節の検討より、図3.5で示したような従来の間柱型のエネルギー吸収装置には、以下の点で問題が指摘できる。

- 1) 前節の検討より明らかなように、各階に同台数均等に配置しても、上階の装置のエネルギー吸収能力は低下する。このことは、同等の機能が、全階に渡り繰り返される、超高層建物の基準階に設置するには非効率的である。
- 2) 最下階で8台の必要設置台数が、建物の計画に与える制約は極めて大きい。
- 3) その結果、梁上に装置の設置場所を確保したとしても、将来予想される建物の大改修時には、機能上の要求から、移設あるいは撤去される恐れもある。

4.3 高効率のエネルギー吸収装置の開発

前節で指摘した問題点を克服するために、図4.4に示すエネルギー吸収装置（耐震シャフト）を開発した⁵⁾。

一般に、梁降伏型の建物は、特定階に損傷が集中せず、柱の働きにより上下の階に損傷が分散されることが知られている。ここでは、それと同様の効果を期待して、梁降伏フレームと同様の性状を有する、エネルギー吸収装置を考案した。即ち、本装置は、各階床を貫通する1本の柱（中心柱）の周りにエネルギー吸収材（極低降伏点鋼材）を均等に設置したものであり、装置の平面的な大きさは外径寸法で3.0m四方である。3.1で示した建物においては、X、Y各方向にそれぞれ2カ所配置するものとする。

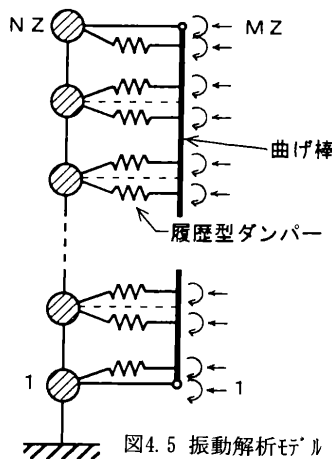


図4.5 振動解析モデル

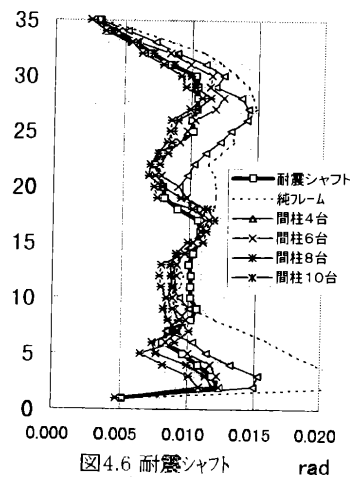


図4.6 耐震シャフト設置の場合の最大層間変形角

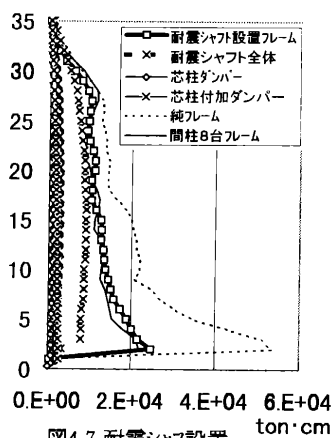


図4.7 耐震シャフト設置の場合の塑性歪みエネルギー吸収分布

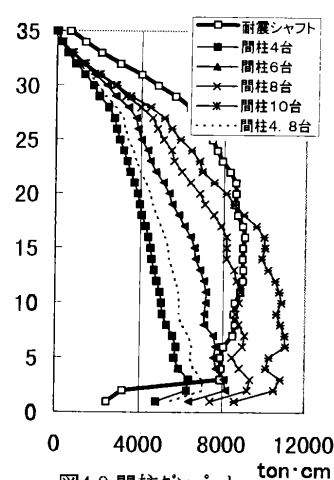


図4.8 間柱ダンパーと耐震シャフトの性能比較

耐震シャフトの開発の意図は以下である。

- a) 中心柱の効果を利用して、全階を貫くシャフト内に設置されたエネルギー吸収材が、有効に機能するエネルギー吸収装置を実現する。
- b) 梁上の占有面積が少なく、建築・設備計画上の自由度が増す。また、建物のライフサイクルを通して、将来の改修要求等に対して柔軟に対応可能である。
- c) 特定階での層間変形が卓越しても、装置内部に設置された剛強な中心柱が損傷を上下に分散させ、損傷の集中を低減できる。

4.4 耐震シャフトの有効性の検討

a) 有効性の検討の方法

耐震シャフトの有効性を検証するために、図4.5に示す振動モデルが解析可能な電算プログラムを作成した^{6) 7)}。

b) 間柱型装置との比較

図4.6に、耐震シャフトを設置した建物の各階最大層間変形について、図3.5に示した間柱型装置を設置した場合との比較を示す。図4.7には要素別の各階エネルギー吸収分布について、図4.8には装置の種類別の塑性歪みエネルギー吸収分布について、同様の比較を示す。

以上の図より明らかなように、耐震シャフトは概ね図3.5に示した間柱型装置8台分の性能を保有していることがわかる。また、図4.8より明らかなように、耐震シャフトのエネルギー吸収分布は、間柱型のものに比べ、上部階まで十分な吸収能力を有しており、高効率

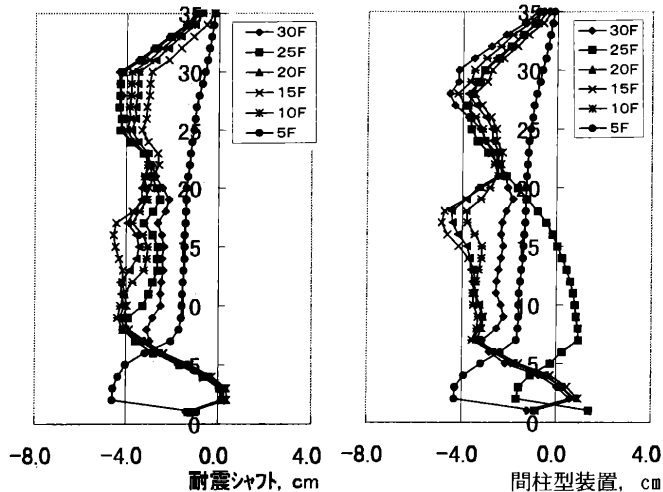


図4.9 最大値発生時、各階層間変形

図4.10 最大値発生時、各階層間変形

のエネルギー吸収装置が実現していることが、確認された。

c) 耐震シャフトの優位性

次に耐震シャフトの従来の間柱型エネルギー吸収装置等に対する優位点を、考察する。

図4.9, 図4.10に各階において最大層間変形が発生した時点での各階層間変形分布を示す。図より、耐震シャフトを設置した場合の方が、間柱ダンパーを設置した場合あるいは純フレームの場合に比べ、均等に層間変形が分布していることが分かる。

図4.11に各階の最大層間変形が発生した時間きざみの分布を示す。耐震シャフトでは、ほぼ全体にわたり同時刻に最大層間変形が発生している。このことは大振幅が1次モードに近い形で同時刻に起こっていることを示すものである。一方、間柱ダンパー、あるいは純フレームの場合には、階により異なる時刻に最大層間変形を生じている。これは、1次モードとは異なるモードの影響で、部分的に変形が進んでいる階が存在することを示すものと考えられる。このような振動モードは、損傷分散係数βの低下につながり、エネルギー吸収能力としては不利となる。

次に、各階の最大変形が発生した時点での各階層間変形分布に基づいて損傷分散係数を求めたグラフを図4.12に示す。図より、耐震シャフトを設けた場合が、最も損傷分散効果において優れていることが分かる。

5. まとめ

丸ビル改築計画について、丸ビルで設置を計画しているエネルギー吸収装置の妥当性の検討を中心に、構造設計の基本方針を述べた。

即ち、丸ビルの耐震設計目標としては、「建設地で起こりうる最大級の地震に対して、地震後も継続的に機能維持可能であること」を目標とし、表2.1に示した要求性能マトリクスでAグレード以上の建物の実現を目指した。

最大級の地震震重としては、断層モデルを用い、建設地における地震像を想定して設定することとした。具体的には建設地近傍に仮想の活断層があるものとし建設地におけるエネルギースペクトルを設定し、これに位相差分布に着目した方法で直下型の地震像を付加することにより、模擬地震動を作成した。作成した最大級の地震(L4)のエネルギーレベル(等価速度)は200kineである。

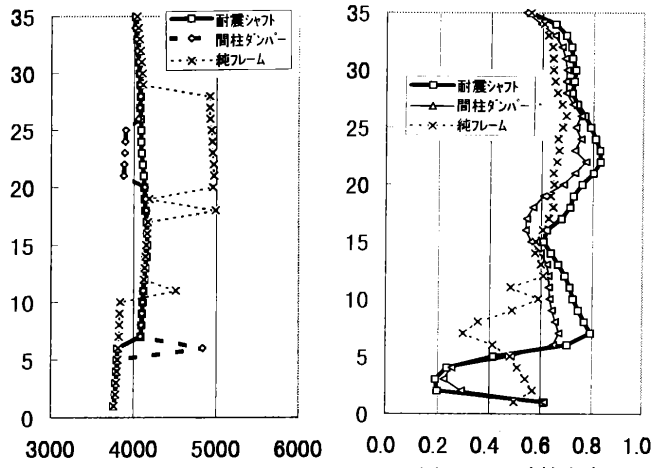


図4.11 最大層間変形発生時間きざみ

図4.12 同時性考慮損傷分散係数

作成したL4地震に対し、検討を行なった結果、超高層S造建物の振動応答特性として以下の知見が得られた。

- ・塑性歪エネルギーの吸収量及び最大層間変形量は、剛性・強度分布が一定ならば、強度の絶対値が変動しても、安定している。
- ・累積塑性変形量と建物の強度は、反比例の関係にある。

L4地震に対して、3.1に示すS造建物に関して検討を行った結果、応答値を目標以内に納めることは困難と考えられた。

この問題を克服するために、新方式のエネルギー吸収装置(耐震シャフト)を設置することとした。設置の意図は、以下である。

- ・シャフト内にエネルギー吸収材を集中配置することにより、梁上を解放し建築計画上の自由度が増すこと
 - ・梁降伏型の降伏モードにより、エネルギー吸収効果が優れていること
- 耐震シャフトの有効性の検討を行った結果、上下階でのエネルギー吸収分布性状と、損傷分散効果において、従来型の装置に比べて優れていることが明らかとなった。

この検討結果を踏まえ、さらに詳細な検討を進める所存である。

参考文献

- 1) 金井宏之ほか：性能型構造設計法についての考察(その3：入力地震動)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 689-690, 1997. 9
- 2) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説, 1993. 6
- 3) 翠川三郎, 小林啓美：地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定、日本建築学会論文報告集, pp. 71-79, 1979. 8
計算には東工大強震動研究グループ作成のプログラムPERSを使用した。
- 4) 桑村仁ほか：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率、日本建築学会構造系論文集, pp. 29-36, 1997. 1
- 5) 小川一郎ほか：性能型構造設計法についての考察(その7：損傷分散型ダンパーを設置したS造超高層建物)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 697-698, 1997. 9
- 6) 原郁雄ほか：性能型構造設計法についての考察(その5：コンピュータシミュレーションによる設計検証)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 693-694, 1997. 9
- 7) 稲田達夫：コンピュータによる建築構造設計支援のあり方に関する研究「その2：FCAT法の優位性」、日本建築学会技術報告集 第5号, pp. 281-286, 1997. 12
- 8) 秋山宏：建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980. 9
- 9) (財)日本建築センター：建設省委託報告書「建築設備の耐震設計・施工指針」, 1980. 3

[1998年3月30日原稿受理 1998年7月8日採用決定]