

「新しい丸ビル」の構造設計

稲田 達夫 小川 一郎

(株)三菱地所設計

1. 丸ビルの建て替え

平成7年1月17日に起こった阪神淡路大震災が契機となって、旧丸ビルの耐震診断調査が行われたが、その結果は、近い将来起こるであろう東京大地震には到底耐えることはできないというものであった。耐震性を高めるための補強方法が種々検討されたが、いずれも建物の機能を著しく損ない、事業用ビルとしては到底使いものにはならないとの判断から、ついに平成9年、東京駅前の顔として親しまれてきた旧丸ビルは建て替えられることとなった。

旧丸ビルが竣工したのは、大正12年2月のことである。意匠設計は三菱合資会社地所部技師長の桜井小太郎で、構造設計及び施工は米国のジョージ・A・フラー社であった。フラー社は20世紀初頭の米国建築界に新風を吹き込んだ鉄骨造高層ビル建設を得意とする、代表的な施工会社であった。当時の米国では、既に100mを超える高層ビルが続々と建設されており、例えばニューヨークに高さ234mのウールワースビルが竣工するのは大正3年のことである。

東京駅開業と大戦景気の影響で急激に増大した丸の内ビジネス街のオフィス需要に応えるために、米国式

の大規模高層オフィスビル建設を短工期で実現する要求に迫られていた三菱合資会社は、最新鋭の重機械を多用したフラー社の先進的な建設技術に、その夢を託したのであった。

しかし、その三菱の目論見は、スタートから大きく躓くことになった。建設途中の大正11年4月に起きた浦賀水道沖地震(M6.8)と竣工半年後の大正12年9月に起きた関東大震災(M7.9)の2つの大地震に見まわれ、いずれも大きな被害を受けたからである。当時米国東海岸を拠点としていたフラー社は、日本の大地震に対する判断を大きく見誤っていた。浦賀水道沖地震の後、三菱はフラー社を排し、副技師長山下寿郎の指揮のもと、大々的な耐震補強を実施する。この補強により、旧丸ビルは竣工半年後に遭遇する関東大震災で、かろうじて倒壊を免れることになる。しかし、関東大震災により、浦賀水道沖地震後に設置した補強ブレースの多くが破断し、内外壁の被害も激しく、大々的な修復補強を迫られることになる。三菱合資会社地所部が設計し、大林組の施工により行われた修復補強工事が完了するのは、大正15年7月のことであった。

さて、その旧丸ビルも70年の月日を経て、遂に建て替えられること



図1.1 竣工直後の旧丸ビルの全景

となった。旧丸ビルの建て替えのための専任の設計チームとして、三菱地所に「丸ビル改築設計室」が設置されたのは、平成8年1月のことである。筆者らは当初より設計室に配属となり、旧丸ビルの解体調査から新ビル建設に至る一連の活動に参画することができた。旧丸ビル解体に際して実施した歴史解体調査については、平成10年6月に「丸ノ内ビルディング技術調査報告」としてまとめ、国会図書館を始めとする各公共機関にお納めする等、既に公表している。ここでは、新しい丸ビルの構造設計にテーマを絞り、このプロジェクトにどのように取り組んできたかについて、旧丸ビルの歴史も踏まえながら報告する。

2. 構造計画

2.1 建物概要

本建物は、地下4階・地上37階で、地上高さは約180m、延床面

積は約157,000m²の超高層建築である。各階の主な用途は事務所であるが、頂部及び低層部に商業施設（店舗、レストラン）、交流施設（多目的ホール等）を配置した、大規模複合建築である。概観は図2.1を参照のこと、また詳細については、図2.2、図2.3に示す平面図、断面図を参照されたい。



図2.1 新しい丸ビルの全景

2.2 建築基準法の性能規定化を踏まえて

丸ビル改築設計室が設置された平成8年当時には、先般施行された耐震規準の性能規定化の全貌は未だ明らかではなかったが、近い将来性能規定に移行することは既に自明のことであった。われわれ設計チームは、21世紀初頭に竣工する新しい丸ビルの設計に当たっては、そのことを考慮して、従来の構造設計のスタイルとは異なる、性能を意識した構造設計スタイルを試行することが重要であると考えた。

設計チームは、事業者に対し構造設計における「要求性能」の把握が、このようなビル建設においては重要であることを説明し、協議を重ねた結果、構造計画は概ね以下のようにまとめられた。

2.3 要求性能の把握

2.3.1 供用期間の想定

本建物の供用期間としては100年以上を想定した。これは、旧丸ビ

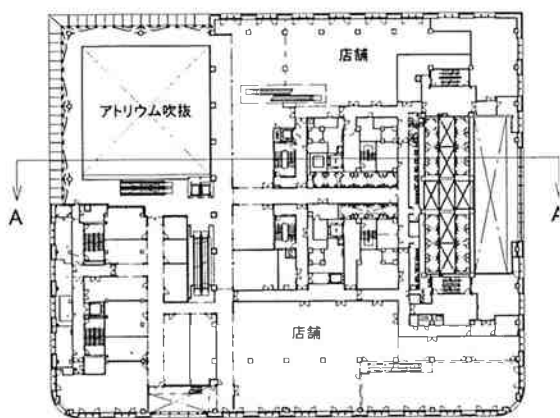


図2.2 (1) 低層階平面図

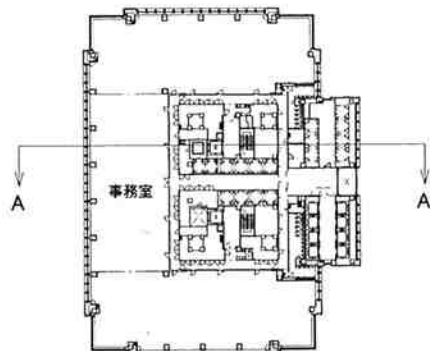


図2.2 (2) 基準階平面図

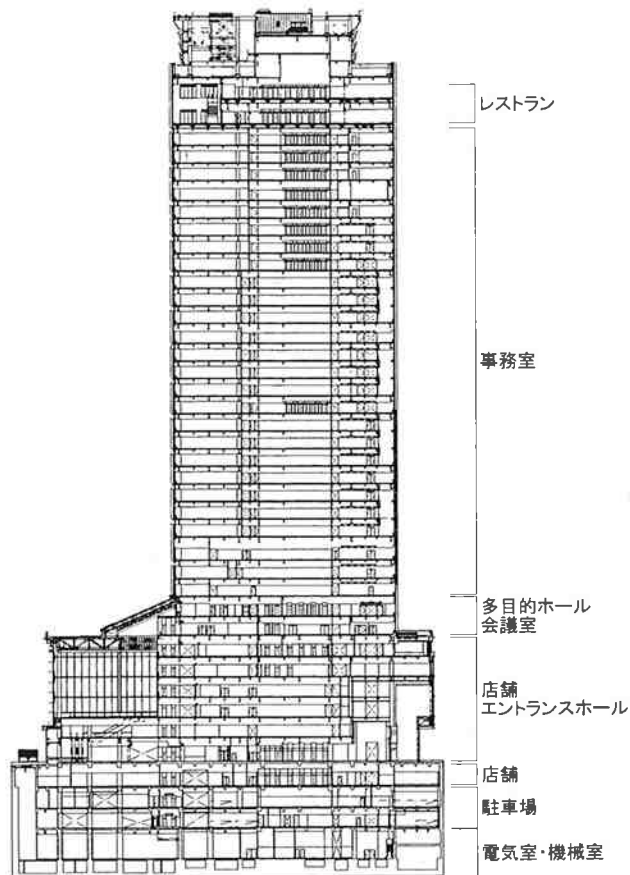


図2.3 断面図

ルが2回の震災に見まわれ様々な改修を経ながらも、東京駅前の顔として親しまれ70年を超える供用期間を耐えた建物であること、及び近年の地球環境資源保護の観点から考えた時、超高層建物の建設が極めて多大なエネルギー消費により成立する活動であることを考慮すると、本建物も従来の建物に比べより長い供用期間を想定すべきであると考えたからである。

2.3.2 長寿命建築における構造計画の在り方

供用期間100年を越える長寿命建築を設計する場合に、構造計画上特に考慮すべきこととして、以下の2点が挙げられる。

一つは、想定する外力レベルの問題が挙げられる。地震の再現期間と建物の供用期間中に発生する確率の関係を表2.1に示す。表より明らかのように、供用期間が長ければそれ相応の再現期間の地震を考慮することが必要となる。従来の建物が約50年の供用期間に対し、最大級の地震として500~1000年の再現期間の地震を想定しているものとするれば、本建物においては、少なくとも1000年以上の再現期間の地震を想定する必要があるものと考えられる。

表2.1 地震の再現期間と建物の供用期間中に発生する確率

	供用期間50年における発生確率	供用期間100年における発生確率
再現期間 500年	約10%	約20%
再現期間1000年	約5%	約10%
再現期間2000年	約2.5%	約5%

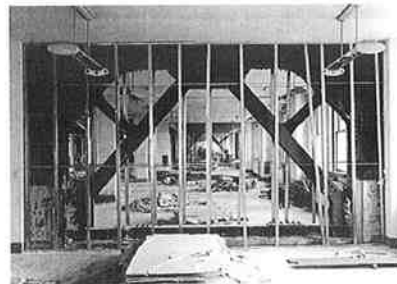


図2.4 旧丸ビルの耐震改修の痕跡

第2点として考慮すべきこととしては、建築計画上の問題が挙げられる。図2.4は旧丸ビルの関東大震災の修復補強以降に行われた比較的最近の耐震改修の履歴を伝えるものである。昭和30年代に取り払われた耐震壁を代替するために、鉄骨アーチが設置されたが、その後昭和50年代に実施された耐震診断調査で耐震性が不足していることが分かったため、急遽再度ブレース補強が施されたものである。このように、建物は機能・設備の更新に伴って、時代とともに様々な手を加えられ変化する。例えば、建築設備についても概ね30年に一度大改修が行われるの

が通常であるが、その際コアに設置された耐震壁が移設あるいは撤去されていることに、耐震診断調査を行った際、しばしば気が付くことがある。従って、長寿命の建物の耐震性を将来にわたって損なわないためには、耐震要素等の建物の基本的な構造体が極力建物の機能・設備等と相互に干渉しないように建設当初から独立性を保って配置されることが、ビルの構造の健全性のために好ましいと考えられる。

2.3.3 丸ビルに対する耐震性能要求

事業者との協議を進める中で、丸ビルはわ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、高い耐震性が必要であることが明らかとなった。

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が可能であること」を目標とし、①主要構造部については表2.2に定める要求性能マト

表2.2 主要構造に関する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 (極大地震)	
主要構造の目標グレード	S 最高級	無被害 柱・梁フレーム： $\leq 1/400H$ 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： $\leq 1/200H$ 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： $\leq 1/200H$ 制震装置：5回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム： $\leq 1/150H$ 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： $\leq 1/400H$ 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： $\leq 1/200H$ 制震装置：10回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム： $\leq 1/150H$ 制震装置：3回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム： $\leq 1/100H$ 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： $\leq 1/400H$ 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： $\leq 1/200H$ 制震装置：10回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム： $\leq 1/100H$ 制震装置：2回で取り替え 継続使用可	人命保護 柱・梁フレーム： $\leq 1/66H$ 制震装置：1回で取り替え 継続使用は想定しない
	C 一般	軽微な損傷 柱・梁フレーム： $\leq 1/200H$ 制震装置：10回で取り替え 継続使用可	小破 柱・梁フレーム： $\leq 1/150H$ 制震装置：3回で取り替え 継続使用可	人命保護 柱・梁フレーム： $\leq 1/66H$ 制震装置：1回で取り替え 継続使用は想定しない	
	C 条件付	軽微な損傷 柱・梁フレーム： $\leq 1/200H$ 制震装置：10回で取り替え 継続使用可	中破 柱・梁フレーム： $\leq 1/100H$ 制震装置：2回で取り替え 継続使用可		

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ないよう配慮するものとした。

2.3.4 地震荷重の想定

建設地における地震荷重をいかに想定すべきかは、構造設計を進める上での重要テーマである。その際、過去に体験した地震の特性を調べることは有益と考えられる。

図2.5は従来設計でよく使われる観測波ELCENTRO (NS) と、阪神地震で観測された地震波JMA-Kobe (NS) について、加速度パワーの時刻歴を比較したものである。加速度パワーの時刻歴は、建物への地震エネルギーの入力の仕方と相関性が高いことが知られている。図より、阪神地震の場合、極めて短時間に地震エネルギーが建物に入力するのが分かるであろう。これが、震源が近距離型の地震像を持つ地震の特性と考えられる。阪神地震においては多くの鉄骨造建物で鋼材の破断現象が見られたが、その理由の一つはこの近距離型の地震像の特性が影響していると考えられる。従って、地震荷重の想定にあたっては、荷重レベルの設定とともに、建設地において想定される地震像を把握することも重要と考えられる。

具体的に今回の建物では、地震荷重は以下の通りに想定した。荷重レベルとしては、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した。

そのうち、L1、L2については日本建築学会荷重指針に基づき、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・小林の方法に基づき、地盤特性等を考慮し

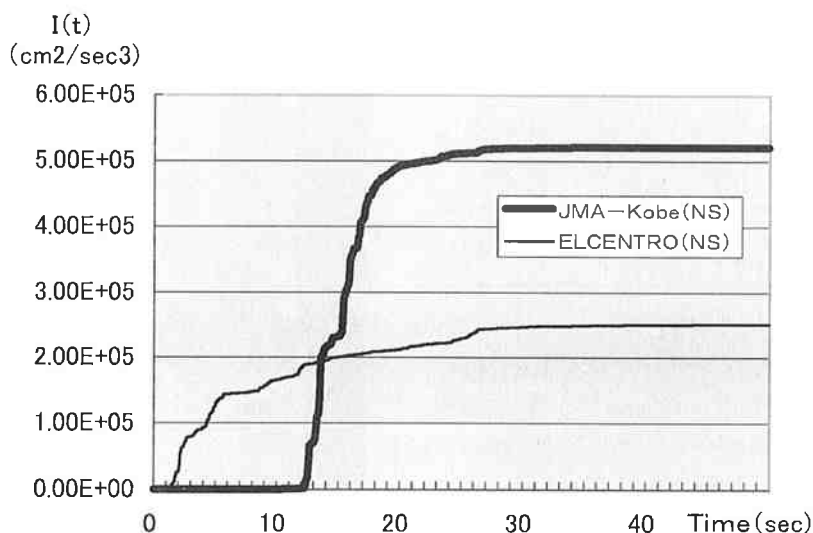


図2.5 加速度パワーの時刻歴の比較

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、近距離型あるいは遠距離型といった地震像を表現した。近距離型及び遠距離型の地震像の特性を定量的に評価する尺度としては、エネルギー入力率を採用することとした。エネルギー入力率とは、10%の減衰定数を持つ1質点振動系において各固有周期の半サイクルで入力する総エネルギーの最大値と定義する。エネルギー入力率は近距離型あるいは遠距離型といった想定する地震像によりレベルが異なることが知られており、遠距離型地震の場合には総エネルギー入力の30%程度、近距離型地震においては、総

エネルギー入力の50%程度を上限とすることが言われている。それでは、模擬地震波形を作成するに際し、今回設計する建物の想定される周期帯域 (1次固有周期4秒前後) に対し、L4地震については総エネルギー入力の50%以上、L3地震については30%以上の、エネルギー入力率が確保されていることを確認することとした。

表2.3に今回採用した地震荷重レベルの一覧を示す。

2.4 架構計画

2.4.1 基本方針

前節より、本建物は高度な耐震性能が要求される建物であり、一方、建設地には近距離型の地震像を持つ高い荷重レベルの地震 (L4地震) が想定されることが明らかとなった。このような厳しい耐震性能要求

表2.3 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 (極大地震)
想定地震	再現期間30年 (学会荷重指針を参考にして作成)	再現期間100年 (学会荷重指針を参考にして作成)	関東地震の再来を想定した遠距離型地震	建設地近傍に兵庫県南部地震と同規模の断層が存在すると想定した近距離型地震
入力レベル	エネルギー等価速度 Ve=30kine	エネルギー等価速度 Ve=75kine	エネルギー等価速度 Ve=150kine	エネルギー等価速度 Ve=200kine
再現期間の目安	30年	100年	500年	1000年以上を想定

に対し、経済的にも合理性を持って架構計画を行うためには以下が重要と考えられる。

- ①大地震時には、建物にある程度の損傷が生じることは避けられないとしても、特定階への損傷集中が生じることのないように、梁降伏型の十分な靱性を持った柱梁フレームを構築する。
- ②大地震時に建物に生じる損傷を極力抑えることを目的として、制震装置を設置する。制震装置設置の具体的な意味としては、L3以下の地震に対しては柱梁フレームの損傷を極力抑えることを目的として、またL4地震に対しては柱梁フレームにある程度の損傷は許容するとしても、層間変形角が内外層等の変形制限を超えることのないように耐震性を補強することを目的として、設置するものとする。

2.4.2 耐震シャフト構想

前節で架構計画としては、制震装置を設置することを基本方針としたが、予備応答解析を行った結果、従来型の制震装置を採用した場合、本建物に対する耐震性能要求を満足するためには、かなりの台数の制震装置を必要とすることが明らかとなった。

従来型の制震装置は柱梁で囲まれるフレーム面内に設置されることが通常であるが、このような壁状の装置の存在は、2.3.2で述べた構造体の機能・設備との独立性を阻害し干渉を引き起こす可能性が高い。特に、超高層建物にあっては制震装置はコア内に設置するのが現実的であるが、コア内には多くの設備機器が設置されており、壁状の装置の存在は、将来の設備改修等において、問題が生じる可能性が高いと考えられる。

それで、この建物では、2.3.2で述べた長寿命建物の構造計画の在り方の一つとして、「耐震シャフト」と呼ぶ新しい方式を考案し、採用することとした。

耐震シャフトとは、建物の最下層から最上層までの各階床を縦に貫通

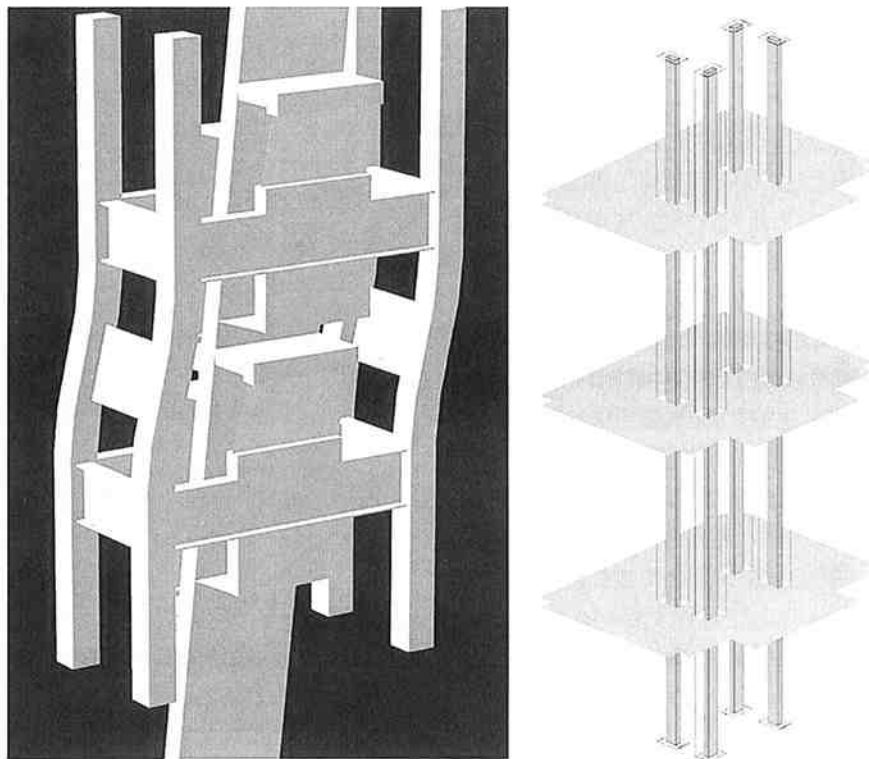


図2.6 耐震シャフトの概念図

するシャフトとその中に設置された中心柱及び、その周りに集中的に配置されたエネルギー吸収材により、建物の耐震性の向上を図ろうとするものである。耐震シャフトの平面的な大きさは概ね3.0m四方程度であり、X、Y各方向にそれぞれ2カ所ずつ配置するものとする。図2.6にその概観を示す。

今回採用した制震装置の開発の意図は以下のとおりである。すなわち、これは2.3.2の長寿命建築の構造計画の在り方と深く関わるものであるが、耐震シャフトは、平面的に床を貫く縦シャフトとその中に設置された中心柱の間にエネルギー吸収材を組み込む形となっており、いわば「制震機械室」と呼ぶべきものである。このような空間を創出することにより、従来の梁上を占有する耐震壁やブレースとは異なり、梁上を開放することにより、建築計画・設備計画上の自由度が増し、内部空間の有効活用を図ることが可能となる。また、建物のライフサイクルを通して、将来の設備改修要求等に対し構造体の独立性を保つことにより、

柔軟な対応が可能となる。

3. 構造設計

3.1 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。

2.3.3で述べた耐震性能要求のうち、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2.2に示す。また、②に対しては各階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。

3.2 耐震性能の検証

本建物の耐震性能を検証するために、耐震シャフトをモデル化した図3.1に示すような振動モデルが解析可能な電算プログラムを作成し、振動応答解析を行った。

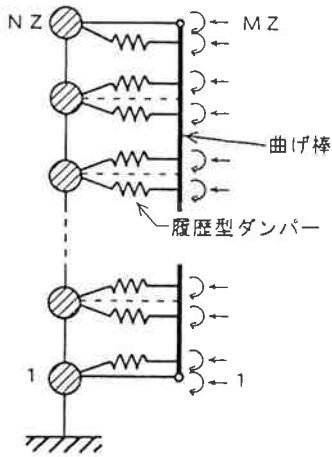


図3.1 振動解析モデル

図3.2、図3.3に各階最大応答加速度、各階最大層間変形角の応答解析結果を示す。図より本建物では、前節で示した設計条件が概ね満足されていることが確認された。

3.3 耐震シャフトの妥当性の確認

耐震シャフトの性能の検証としては、前節で述べた振動応答解析による方法の他、別途FEM解析を実施する等、挙動の把握に努めている。しかし、これら解析の方法だけでは、装置の各構成要素の接合部等まで含めた詳細な剛性・強度等の把握には限界がある。特に、耐震シャフトの周辺フレームと中心柱を結ぶダンパー部分（極軟鋼及びつなぎ材）の形状は複雑であり、解析等で想定される変形挙動が実際に得られるかを実験で確認することが重要と考えた。

具体的には、実験は静的漸増载荷実験とし、試験体のスケールは実物の約1/2とした。試験体としては、耐震シャフトのダンパー部分（極軟鋼とつなぎ材）を水平ダンパーと垂

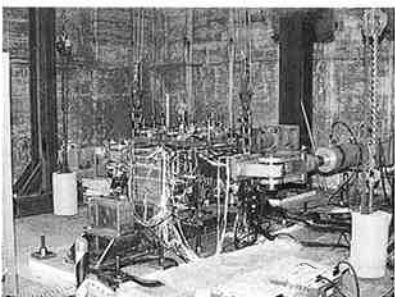


図3.4 水平ダンパー試験体

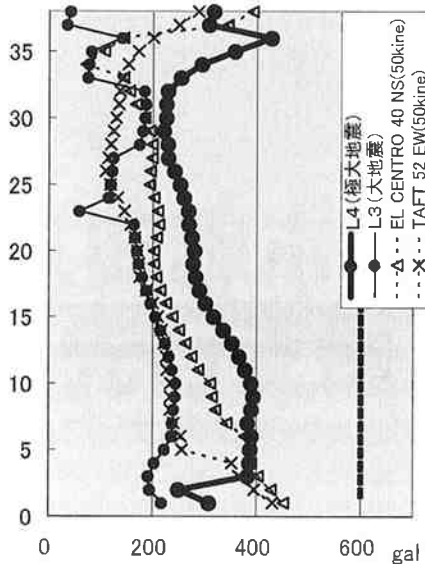


図3.2 最大応答加速度 (X方向) (L3、L4地震時)

直ダンパーに分離して、それぞれについて動作の確認を行うこととした。水平ダンパーの試験体を図3.4に、垂直ダンパーの試験体を図3.5に示す。

载荷方法は、静的繰り返し载荷とし、载荷サイクルは図3.6の通りとした。

建物の性能検証で使用した耐震シャフトの荷重変形関係と、実験結果により求める荷重変形関係を比較したグラフを図3.7に示す。図より明らかに、解析で用いた荷重変形関係は実験値を概ね包含していることが分かる。

4. 鉄骨工事の概要

4.1 重点品質管理目標

前章までで述べた設計条件を実現するためには、適切な塑性変形能力

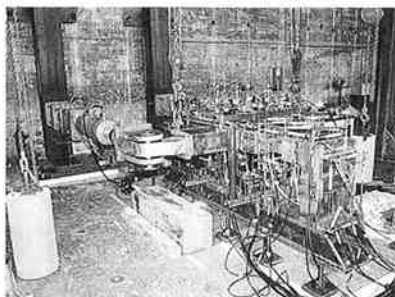


図3.5 垂直ダンパー試験体

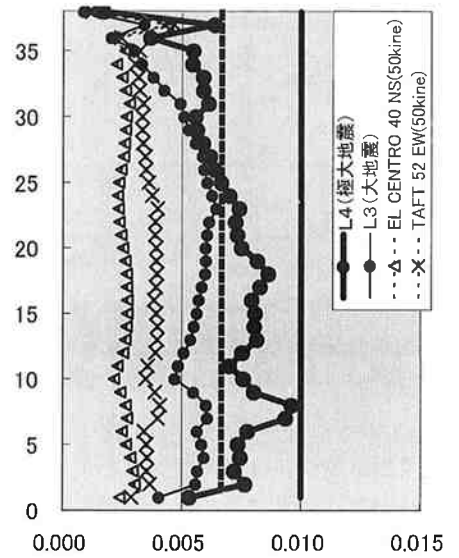


図3.3 最大応答最大層間変形角 (X方向) (L3、L4地震時)

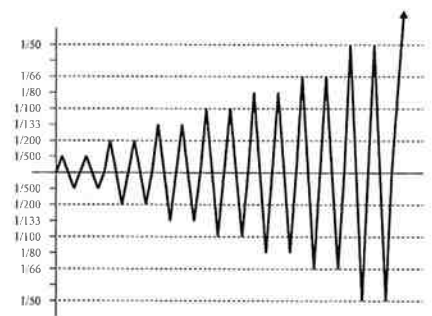


図3.6 载荷サイクル

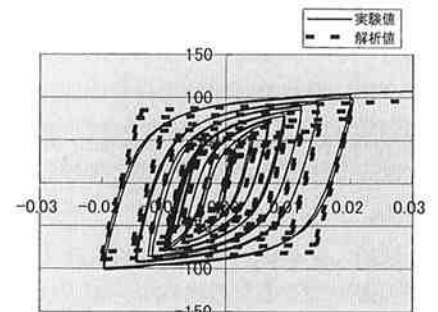


図3.7 実験結果 (水平ダンパー)

確保に向けた活動が、鉄骨製作の全工程を通して確実に実施されることが重要である。

部材の塑性変形性能の確保に影響を与える要因としては以下の4つが挙げられる。

- ①降伏比
- ②塑性化領域の確保
- ③継ぎ手のディテール
- ④材質

本建物では図4.1に示すような組

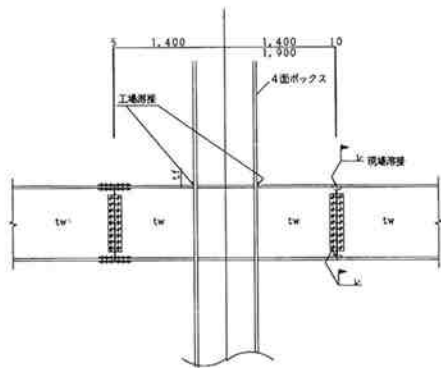


図4.1 加速度パワーの時刻歴の比較

立4面ボックス柱にブラケットタイプの継ぎ手のディテールを採用している。

①については、本建物ではSN及びSA規格の建築構造用鋼材を使用しており、また、塑性加工の必要なディテールを採用していないことから、この問題による影響は軽微と思われる。②についても、比較的大きなスパンとなっており、塑性化領域は適切に確保されているものと判断できる。③についても、梁端ウェブはノンスカラップの工場溶接接合としておりディテール上の不利点は少ない。④についても、母材は経験的に衝撃値が100J以上確保可能であり、ブラケットの溶接はすべて工場溶接としていることから、その溶接が適切に行われ溶接部の材質の問題が解決すれば、本建物の塑性変形能力は十分に確保可能と見ることができると。

従って、本建物の柱梁の継ぎ手の性能を確保するためには、梁端フランジの溶接部の材質の品質確保が重要となる。梁端溶接部の材質の品質確保を言い換えれば、脆性破断が生じ難いということになる。脆性破断の起こり難さを評価するパラメータとして、衝撃値がある。従って設計で想定された累積塑性変形倍率に対して、脆性破断が生じないための衝撃値の制限が設定できれば、部材に対する設計要求性能を確保するための施工における管理値が設定できたことになる。

表4.1 継ぎ手ランクの考え方

継ぎ手ランク	層の累積塑性変形倍率	部材の累積塑性変形倍率	衝撃値 (J/0℃)
Aランク	12以上	30以上	100以上
Bランク	4以上12未満	10以上30未満	70以上
Cランク	4未満	10未満	27以上

4.2 部材の累積塑性変形倍率の推定

建物の塑性変形性能は、部材の累積塑性変形倍率を評価尺度とするのが妥当と思われる。ここでは、部材の累積塑性変形倍率を、層の累積塑性変形倍率より推定することを考える。鉄骨部材の累積塑性変形倍率は、通常層の累積塑性変形倍率より大きい、ここでは文献等を参考にして2.5倍と仮定した。

本建物は各階の層の累積塑性変形倍率が概ね4以下となるように設計されていることから、部材の累積塑性変形倍率は概ね10程度と推定できる。

4.3 継ぎ手ランクの設定と施工試験

ここで、部材の累積塑性変形倍率を30倍程度以上を期待する建物の靱性要求ランクをA、10~30の場合をB、10以下の場合をCランクとする。その際に、部材が脆性破断を起こさないための衝撃値の制限を、文献等を参考にして、表4.1の通りと仮定した。

本建物は、部材の累積塑性変形倍率として10倍程度を期待していることから、表4.1に従えばBランクの靱性ランクを期待する建物と想定される。その場合、必要な衝撃値としては、70J以上ということになる。

柱梁接合部の耐震性能が十分に確保されているかを確認することを目的として、実大の施工試験を実施した。結果としては、梁端フランジ溶接については、目標値である衝撃値70J以上を、概ね満足することが確認できた。

5. まとめ

以上、東京駅前に現在建て替え中の丸ビルの構造計画・設計及び鉄骨工事について、概要を述べた。

旧丸ビルの歴史解体調査を進める中で一つ驚いたことは、旧丸ビルの構造に関する情報の多くが、建築学会誌等の公式資料に公開されていたことである。旧丸ビルが米国の先進的建設技術を導入することにより進められた、当時としては途方もなく大きなプロジェクトであり、その全容を将来のわが国ビル建設の雛形となるように後世に伝えようとした先人技術者の心意気には、頭が下がる思いがする。その先見性、苦心の数々においては勿論われわれは遠く及ぶべくもないが、せめて21世紀初頭に竣工する新しい丸ビルの資料もこの時代の建設技術の痕跡として将来に残せるように、学会を始めとする公共機関に公開するよう努めてきたつもりである。このレポートはそのような資料を下敷きとして、不足している情報を補うことにより、再度まとめたものである。

新しい丸ビルは既に上棟し、旧丸ビルのフォルムを継承した低層部を含めて外観はほぼその全容を現しつつある。新しい丸ビルが、新たに東京駅前の顔として竣工するのは、2002年夏の予定である。