

中間層免震構造を採用した超高層建物

日建設計
常木康弘



同
鳥井信吾



同
末岡利之



1. はじめに

本報告は中間階に免震層を有する超高層建物について紹介するものである。本建物「汐留住友ビル」は東京都の「汐留都市開発計画地」に建設された、高さ約125m、27階建の超高層ビルである。2002年3月に着工、2004年8月に竣工している。高さ約50m近傍の13階の中間階に免震層を配しており、免震層より高層階を事務所、低層階を宿泊施設とした複合ビルである。

本設計は、中間層免震特有の制約を解決することで、結果として設計自由度を高めたものとなっている。また構造的にも、地震力を大きく低減し、大地震時において主要構造体は弾性状態であることを実現し、耐震性能を大きく向上している。これは、中間層免震の場合でも、構造全体の固有周期が、主に免震層そのものの固有周期に支配され、結果として建物の固有周期が大きいことと、地震時に建物に入力される地震エネルギーの大部分が免震層で吸収されることにある。本構造計画は、特に後者の特性に着目して行った。

本格的な中間層免震構造の例としては、建物高さ58mの「飯田橋ファーストビル」^[1]が挙げられるが、「汐留住友ビル」は約128mの超高層ビルであり、建物規模、免震層の高さ位置の点で、世界的に稀な中間層免震建物と言える。

2. 設計方針ならびに建物概要

建物概要を表1に、外観写真を図1に示す。14階～27階は事務所階であり、無柱空間で、眺望が良く、フレキシビリティと快適さを確保する大空間として設計している。11、12階は外部吹き抜け階とし、13

階に免震層を配している。1階～10階は宿泊施設階であり、アメニティ性に優れたアトリウム空間を本建物の顔として、ゆりかもめ・汐留駅寄りに配置している（図2.3参照）。



図1 外観写真

表1 建物概要

| | |
|---------------|------------------------------------|
| 建物名称 | 汐留住友ビル |
| 施主 | 住友不動産 住友生命 |
| 設計 | 日建設計 |
| 建設地 | 東京都 港区東新橋1-9-2 |
| 地下階数 | 3階 |
| 地上階数 | 27階、塔屋2階 |
| 基準階床面積 | 4,339m ² 109.6m × 39.5m |
| 基準階階高 | 4.4m～4.8m(事務所階)、3.2m(宿泊階) |
| 建物高さ | 128.1m |
| 基準スパン | 12.8m × 22.95m(事務所階) |
| 基礎ならびに地下構造 | 直接基礎、SRC造 |
| 構造種別 | 鉄骨造(事務所階柱のみCFT) |
| 主たる柱断面(オフィス階) | 1100φ × 36 |
| 主たる梁断面(オフィス階) | H-1150 × 550 × 14 × 32 |
| 主たる柱断面(ホテル階) | □-900 × 900 × 65 × 65 |
| 主たる梁断面(ホテル階) | H-800 × 400 × 14 × 32 |

3. 構造設計概要

3.1 構造計画概要

高層階である事務所階の基準階梁伏図を図2.1に示す。架構は最大12.8×22.95mの床組で構成された純ラーメン構造である。水平剛性確保の目的から事務所階のみCFT柱を採用している。

免震階の梁伏図を図2.2に示し、免震部材の概要を表2に示す。免震層は事務所階の柱直下に配した41基の天然ゴム系積層ゴム支承（最大直径：1300φ）と100基の鉛ダンパー、14基の鋼棒ダンパーで構成されている。免震層の梁と積層ゴム支承の建て方状況を図5に示す。積層ゴム支承は最大成1700mmの上下の剛な鉄骨大梁間に設置されている。履歴型の各地震エネルギー吸収部材も剛な鉄骨小梁に直接接合しており、エネルギー吸収部材に生じるせん断力は上下階の床スラブで伝達される。全エネルギー吸収部材の降伏せん断耐力は約25500kNである。

上記のエネルギー吸収部材は、地震応答に対する最適な総降伏せん断耐力を求めた上で、さらに強風時の免震層の変形に留意し、「極めて稀に発生する風」時においてもエネルギー吸収部材が降伏しないという条件下で決定した。

低層階の宿泊施設階の梁伏図を図2.3に、軸組図を図3、図4に示す。宿泊階の梁間方向の柱スパンは事務所階と異なり、6.4mである。低層階は、水平剛性、捩れ剛性を確保する目的から、適正配置した耐震ブレース付きのラーメン構造とした。

アトリウムは座屈長さ約40mのスレンダーな7本の柱で構成されている。1本あたりの長期軸力は最大で約23,000kNである。柱は六角形の溶接組み立て断面柱となっており（板厚36mm, 70mm）、柱頭、柱脚は、柱中央断面に対して絞り込んだ断面（鋳鋼）となっている。

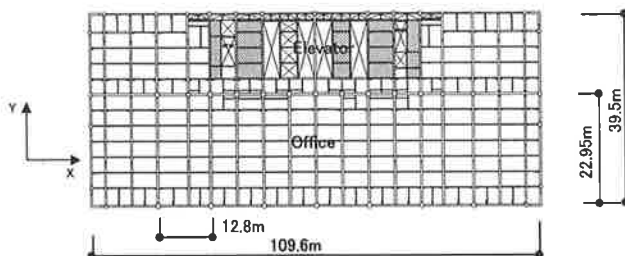


図2.1 梁伏図（事務所階）

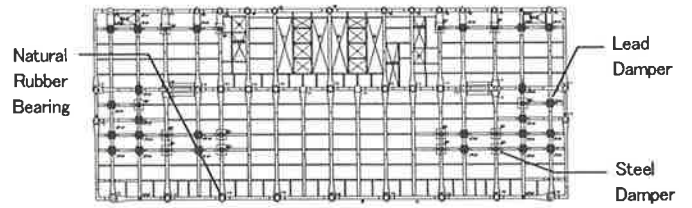


図2.2 免震階梁伏図・免震部材配置図

表2 免震部材の概要

| 免震部材 | 直径 (mm) | 1次剛性 (kN/mm) | 2次剛性 (kN/mm) | 降伏耐力 kN | 数量 |
|--------|---------|--------------|--------------|---------|-----|
| 積層ゴム支承 | 1300 | 1.41 | — | — | 13 |
| | 1100 | 1.98 | — | — | 19 |
| | 1000 | 2.34 | — | — | 9 |
| 鉛ダンパー | — | 26.50 | — | 220 | 100 |
| 鋼棒ダンパー | — | 4.84 | 0.157 | 250 | 14 |

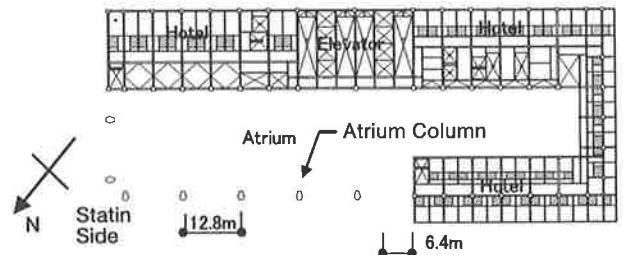


図2.3 梁伏図（ホテル階）

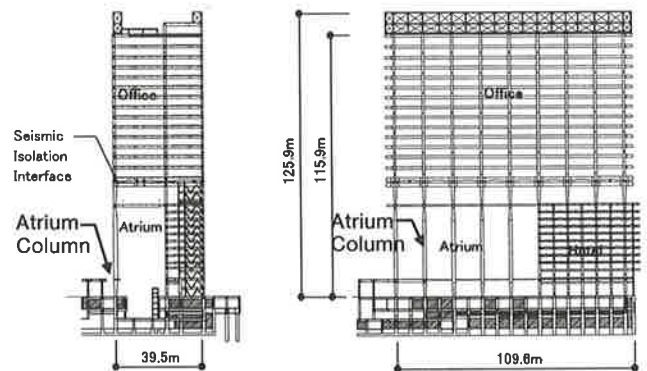


図3 軸組図 (Y方向)

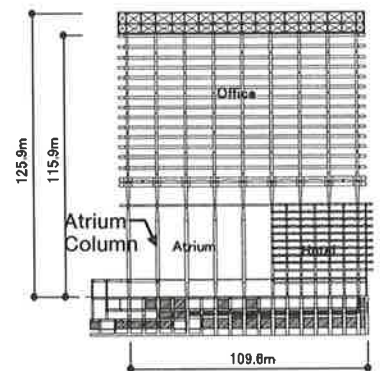


図4 軸組図 (X方向)



図5 免震層の建方状況

なお地震時の変動軸力を含む鉛直軸力に対し、有効座屈長さを考慮した許容応力度設計を行い（地震時：安全率2倍）、水平力は負担させず、柱脚部はピン仕口としている⁴⁾。

3.2 中間免震システム導入の概念

本設計では、基本計画段階から、高い耐震性能を確保する目的から、免震構造あるいは制振構造を採用する事を設計方針とした。制振機構の決定にあたり、本計画の場合、エネルギー吸収部材を各階に分散配置するのではなく、一定階に集中配置した方が、効率的に地震エネルギーを吸収できると判断し、13階の中間階に履歴型のエネルギー吸収部材を集中配置した免震機構の採用に至った。また構造設計方針として、梁、柱の全部材は大地震時に弾性であることとし、各階の層間変形角は1/200と小さく抑えた。このことは結果として、建物の揺れ変形の増大ならびに制振部材の降伏時に生じる想定外の応力集中などのリスクを回避し、建物の耐震性を向上したと考える。

3.3 中間免震層の導入(制約)条件と利点

免震層の高さ方向の位置は建築計画、構造計画の両方に配慮して決定したが、中間層免震構造の場合は、免震層の高さ位置によって、振動特性（固有周期、固有モード）、応答が変化するので、振動特性に対する十分な検討を行った。また、免震層の高さ方向の位置決定に際し、①：地震時において、大きな水平変形が生じることが、動線計画上等に支障ない事や、②：免震層の直上階、直下階の床面内剛性が十分大きく、せん断力移動に支障がない事なども考慮した。

上記①の制約に関しては、本計画の場合、免震層の上階と下階で用途が異なるため、動線計画上連続

性がなく、中間層免震の採用には重要な決定要因となった。つまり、大地震時に大きな水平変形が生じる免震層階のエレベータシャフトに対しては、変形追従性に配慮する必要があるが、低層階のホテル階で事務所用常用エレベータが停止する必要がないため、低層階全階にクリアランス(50cm)を設け、低層階全体(40mの部位)の層間変位で免震層に生じる大きな層間変形を吸収する機構で対処した。

一方、剛な梁と積層ゴム支承で構成される免震層を介することで、高層階と低層階で、柱スパンならびに柱断面形状の変更を可能としており（高層階：円形鋼管柱、低層階：溶接箱型断面柱）、各階に適した形状の柱で構成している。

3.4 免震層の設計

積層ゴム支承は、長期面圧を全支承においてほぼ一律、15N/mm²程度以下とした。さらに免震層上部の重量と積層ゴム支承の線形剛性を考慮した固有周期が5秒程度となるように設計した。

免震層の許容限界変形量は、積層ゴム支承等の安定変形を考慮して、設計許容変形を40cmとした。なお、積層ゴム支承の許容限界変形は70cm程度であるが、エレベータシャフトのクリアランスを考慮して、設計限界変形を50cmとした。大地震時の免震層の変形は30cm程度と設計許容変形内に抑えており（図10参照）、免震層の揺れ変形、各種免震部材のバラツキを考慮しても、設計許容変形を超えないことを確認した。また、積層ゴム支承には有害な引き抜き力は生じてない。なお本設計においては、建物剛性のバラツキ、想定される重量変動、重量偏重に対しても解析検討により安全性の確認を行っている。

エネルギー吸収部材の設計では、まず設計許容変形(40cm)内の条件下で、最大応答せん断力が最小となるように最適降伏耐力を算出した。降伏せん断力係数(免震層の全降伏せん断力/地上階の建物重量)として、約2%が最適という結果を得ている。一方本設計では、極めて稀に発生する風(粗度区分Ⅲ)時においても、免震層のダンパーを降伏させないことを設計方針とした。本建物の場合、長辺方向が約110mと受圧面が大きく、最終的には、免震層の必要降伏耐力は風荷重によって決定され、せん断降伏耐力比で、約3%程度となった。

4. 本中間層免震構造の振動特性

4.1 動的解析モデルの諸元

本設計ではまず、図7に示すような1次元の略モデルを用いた数値解析を行った(最終的には3次元解析を行い、下部構造における水平せん断力の伝達に着目した考察も行っている)。表3に各階の重量、水平せん断剛性等を示す。本解析モデルでは、各階の重量に対し、26質点、26自由度(水平一方向)としている。地上階の全重量716,000kNに対し、免震層上部と下部の重量比は2対1である(免震層上部の重量：491,000KN)。

また、各層の水平剛性は等価せん断バネ(弾性)で置換している。地下構造は剛と見なし、1階を地震入力位置とし、固定条件としている。

免震層の各部材の復元力特性を表4に示す。免震層の全体の剛性は、積層ゴム支承は等価な弾性バネ、鉛、鋼棒ダンパーはバイリニア型の弾塑性バネとして置換し、各バネの総和として評価した。内部粘性減衰は、上部、下部構造に対して一律減衰定数2%、免震層は、0%の部分減衰を設定した上で、モード減衰として与えた。

4.2 静的設計外力の設定

中間層免震構造では、上部、下部構造の剛性の変化に伴い、応答せん断力が変化する。そこで免震層の必要剛性、降伏せん断力の決定後、上部、下部構造の目標性能(1/200の最大応答層間変形角内)を条件とした数値解析によって、設計用静的地震荷重を算定した^[3]。

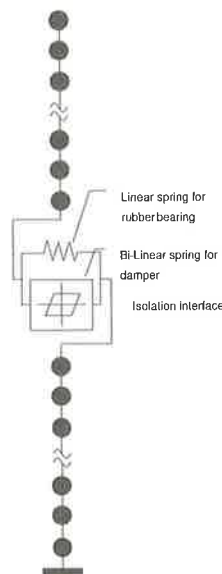


図7 動的解析モデル

表3 動的解析モデル

| 階 | 重量 (kN) | 水平剛性 (kN/mm) | |
|----------------------|------------|--------------|------|
| | | X方向 | Y方向 |
| R | 56580 | | |
| 27 | 33950 | 2131 | 1511 |
| 26 | 33810 | 2355 | 1734 |
| 25 | 30170 | 2883 | 2111 |
| 24 | 30250 | 2959 | 2168 |
| 23 | 30350 | 3010 | 2240 |
| 22 | 30570 | 3076 | 2336 |
| 21 | 31070 | 3271 | 2486 |
| 20 | 31090 | 3255 | 2484 |
| 19 | 30650 | 3355 | 2586 |
| 18 | 30720 | 3334 | 2589 |
| 17 | 30800 | 3429 | 2652 |
| 16 | 31250 | 3404 | 2631 |
| 15 | 34990 | 2987 | 2321 |
| 14 | 39530 | 3989 | 3106 |
| Isolation story (13) | 30680 | *1 | *1 |
| 11、12 | 30670 | 1269 | 1083 |
| 10 | 16880 | 5601 | 4452 |
| 9 | 16650 | 5294 | 4791 |
| 8 | 16850 | 5245 | 4953 |
| 7 | 16820 | 5286 | 5204 |
| 6 | 16830 | 5364 | 5361 |
| 5 | 17000 | 5575 | 5707 |
| 4 | 16930 | 5707 | 5923 |
| 3 | 25330 | 6118 | 6344 |
| 2 | 30210 | 2301 | 2675 |
| 1 | | 2720 | 3178 |

*1 表4参照。*2 X方向：長辺方向、Y方向：短辺方向

表4 免震層の復元力特性

| | 1次剛性 kN/mm | 2次剛性 kN/mm | 降伏せん断力 kN |
|--------|---------------|---------------|--------------|
| 免震積層ゴム | 80.7 | — | — |
| 鉛ダンパー | 2650 | — | 22000 |
| 鋼棒ダンパー | 67.8 | 2.2 | 3500 |

4.3 振動解析・時刻歴応答解析

1) 時刻歴解析に用いた入力地震動

本報告では「極めて稀に発生する地震動」(国土交通省告示)による模擬地震動ならびに日建設計作成模擬地震動(ARTWAVE)に対する解析結果を示す。各地震波の擬似速度応答スペクトルを図8に示す。各地震波は異なる観測波の位相特性を有する。表5

に示すK1波は長周期な地震波のHACHINOHE EWの位相特性を有し、K3波は短周期な地震波であるJMA KOBE NS、K2波はこれらの中間的な周波数特性を有するTOHOKU U. NSの位相特性を有する。

2) 振動解析・時刻歴応答解析結果

中間層に免震層を有する建物は、基礎免震の建物と異なり、振動特性において、2次、3次モードの高次なモードの影響を受ける。なお、これは上部あるいは下部構造自体の振動数に起因するものである。固有周期を表6に、刺激関数を図9.1, 図9.2に示す。建物のX方向とY方向の水平剛性はほぼ等しく、固有周期もほぼ同じである。

時刻歴応答解析の各最大応答結果を図10に示す。最大応答変位の分布は積層ゴム支承の水平剛性のみを考慮した1次の振動モード形状と相似している(図9.2参照)。

免震層の最大層間変位は約30cmである。また、吹き抜け層の11階を除く層の層間変位は約1~3cmであり、層間変形角1/200以下となっている。

最大床応答加速度は建物頂部ではなく、免震層直下階で発生している(600Gal程度)。これは図9.2に示した3次モードの影響と考察される。なお、免震層直下階の最大床応答加速度は他の階に比べて大きいものの、その他の床応答加速度値は比較的小さく、基礎免震と同様、免震効果は大きい。最大応答せん断力は高次モードの影響が見られる一方、免震による低減効果が見られる。

図11にK-1入力地震波の加速度の時刻歴(a)とそれに対する免震層の直上階と直下階の応答変位(b)、建物の変形図(c)ならびに吸収エネルギー等の時刻歴(d)を示す。図11b), 図11c)に示すように、下部構造の変位は免震層の変位と共に増加し、その後、免震層の変位のみが増加する。また、反対方向に変形する過程では、下部構造の変位は免震層の変位に先行して増加する。よって、建物は図9.2に示す振動モード1と振動モード3が独立した動きをするのではなく、連動した動きを示している。

表5 動的解析に用いた入力地震波の特性

| 入力地震波名 | K1 | K2 | K3 | ARTWAVE474 |
|-----------------------------|------|------|------|------------|
| 最大加速度(cm/sec ²) | 349 | 293 | 381 | 282. |
| 最大速度(cm/sec) | 48.8 | 52.9 | 54.6 | 55.5 |
| 最大変位(cm) | 42.0 | 51.9 | 38.4 | — |
| 時間刻み(Sec) | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 0.02 |
| 解析時間(Sec) | 60.0 | 60.0 | 60.0 | 60 |

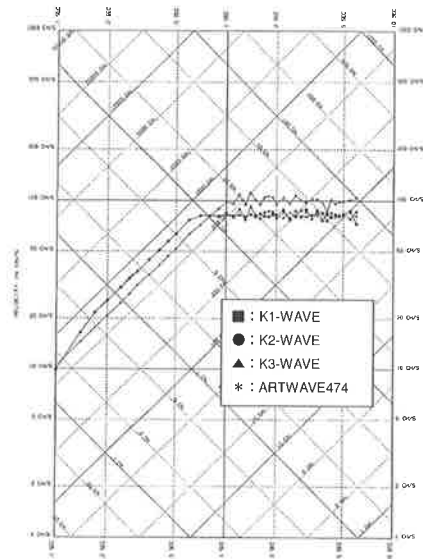


図8 擬似速度応答スペクトル(h=0.05)

表6 各モードの固有値と刺激係数
(積層ゴムの水平剛性のみを考慮した場合)

| モード次数 | 方向 | 固有周期 | 刺激係数 |
|-------|----|-------------|---------------|
| 1 | X | 5.95 (3.26) | 7.47 (7.97) |
| | Y | 6.04 (3.42) | 7.45 (-7.82) |
| 2 | X | 1.06 (1.06) | 3.16 (2.44) |
| | Y | 1.17 (1.15) | -1.56 (2.57) |
| 3 | X | 0.96 (0.65) | 2.60 (-1.76) |
| | Y | 0.96 (0.70) | 3.77 (1.87) |
| 4 | X | 0.52 (0.48) | -0.11 (0.98) |
| | Y | 0.60 (0.53) | -0.17 (-1.31) |

()内の数値は免震層が弾性(ダンパー無降伏の時)の固有周期

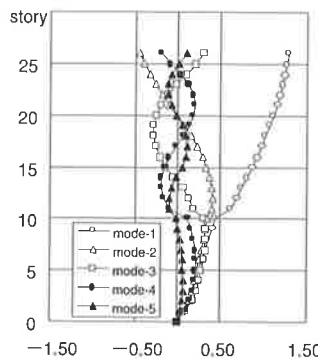


図9.1 刺激関数
(免震層弾性状態)

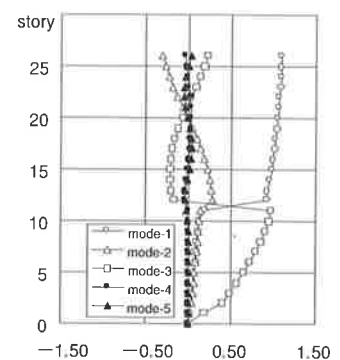


図9.2 刺激関数
(免震積層ゴムの剛性のみ考慮)

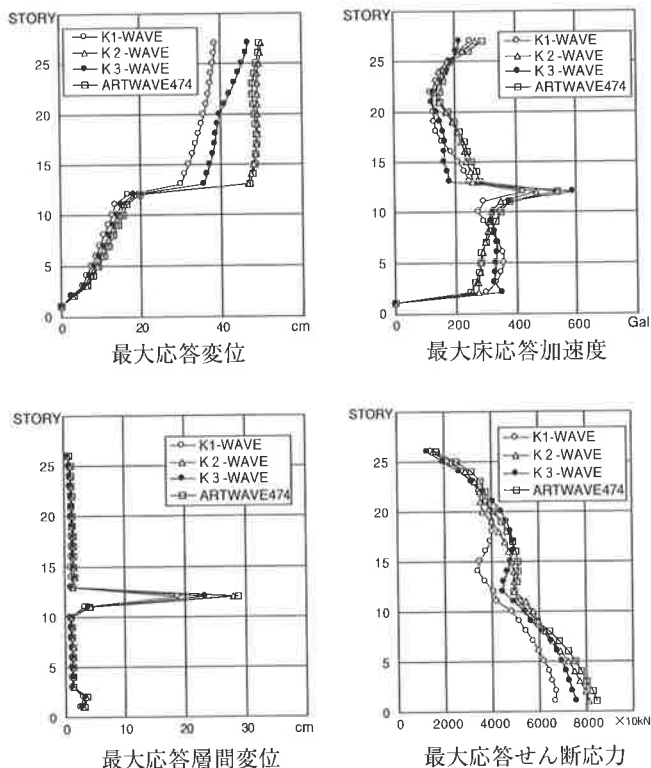


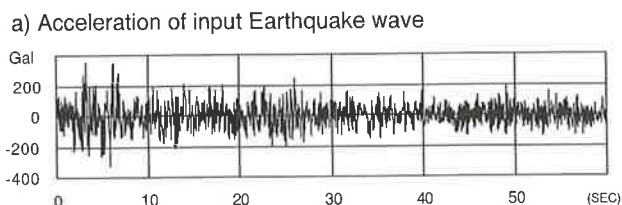
図10 時刻歴応答解析結果(免震層バラツキ無考慮)

図11 d) にK1地震波に対する、吸収エネルギー等の時刻歴を示すが、入力地震動により変化するので、入力エネルギーの大部分(70~80%)を免震層の履歴ダンパーが、消費していることがわかる。

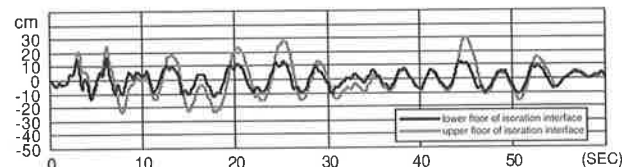
5. まとめ

中間層免震機構による集中エネルギー損傷型の制振システムを採用した超高層建物の構造設計概要について報告し、その利点と注意点に言及するとともに、その解決策についても報告した。

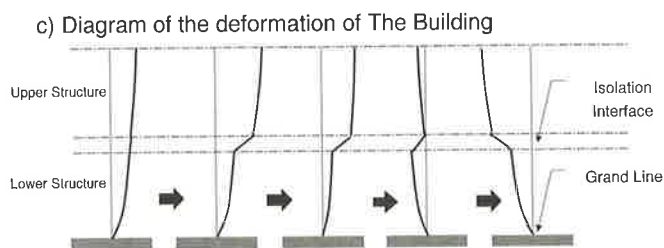
一般的な基礎免震構造の設計では、免震層の計画が大部分を占める、一方中間層免震の場合は構造全体の2次、3次の高次モードの影響を受け、建物の振動特性は免震層の剛性、ダンパー量のみならず、上部、下部構造の剛性ならびに上部、下部構造の重量比率によっても左右されることから、多数の不確定要因をパラメーターとした複合的な(数値解析による)考察が必要となる。本計画においては、地震波自体の振動特性によらず、免震層が大部分の地震入力エネルギーを吸収する安定した応答制御システムを構築したと言える。



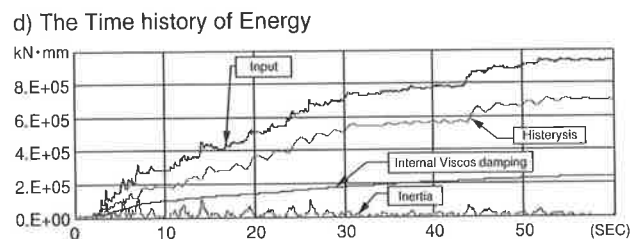
a) Acceleration of input Earthquake wave



b) Displacement of Upper floor & Lower Floor at isolation Interface



c) Diagram of the deformation of The Building



d) The Time history of Energy

図11 K1地震波に対する動的解析の時刻歴

<参考文献>

1. K.Murakami, H.Kitamura, H.Ozaki and T.Teramoto : Design analysis of a building with the middle-story isolation structural system, 2000 12th World Conference on Earthquake Engineering
2. H.Kitamura, T.Yamaen, K.Murakami and T.Teramoto : Artificial earthquake with the pase properties of recorded motion, 1990 Summaries of Technical Papers AIJ, pp287-290
3. T.Sueoka, S.Torii, Y.Tsuneki : THE RESPONSE CONTROL DESIGN OF HIGH-RISE BUILDING WITH SEISMIC ISOLATION INTERFACE AT MID BUILDING, SEWC2002, Yokohama, Japan
4. 常木、鳥井、末岡 : 第3世代の超高層ビルに挑む JSSC NO.54