

# 連結制震構造を適用した超高層RC造集合住宅



西村 勝尚  
大林組



福本 義之  
同



和田 裕介  
同

## 1 はじめに

最近の超高層RC造集合住宅は、耐震性能の向上、住空間のフレキシビリティ、ワイドフロンテージ等のニーズが高くなっており、これに応えるために制震構造や免震構造を採用することが多くなっている。

しかし、各階の層間変形を利用した一般的な制震構造では、層間変形の許容範囲があるため、入力エネルギーに対する装置の吸収エネルギーの割合に限界がある。特に超高層建物の上層部では、曲げ変形の卓越により制震効果が有効に発揮されない。また、装置の配置が平面計画の障害になる等の問題点もある。

一方免震構造では、建物のアスペクト比によっては免震装置に対する引き抜き対策、その他強風対策やメンテナンス性が問題となることもある。

そこで、制震装置に大きな変形を与え、吸収エネルギーを高める目的で、一つの建物の中に独立した二つの構造体を構成し、両者間に制震装置を設置して相対変形を利用する連結制震構造システム：デュアル・フレーム・システム (Dual Frame System、以下、DFSと記す) を考案し、超高層RC造建物に適用した。本稿ではDFSの制震効果を検証するために行った地震応答性状を報告する。



図1 外観パース

## 2 建物概要

名 称：(仮称)シティタワー大阪天満  
 建 設 地：大阪市北区樋之口町40-1  
 建 築 主：住友不動産株式会社  
 設 計 者：株式会社 大林組本店一級建築士事務所  
 施 工 者：株式会社 大林組  
 主要用途：共同住宅  
 建築面積：2688.33m<sup>2</sup>  
 述床面積：72582.17m<sup>2</sup>  
 階 数：地下1階、地上45階、塔屋2階  
 軒 高：148.00m  
 最高高さ：155.50m  
 構造種別：RC造  
 基礎形式：杭基礎

### 3 構造計画概要

建物概要を図2～図4に示す。地上階平面は、外周の住宅部と中央の立体駐車場により構成される。住宅部は吹抜を有する口の字形平面の架構（以下、主体架構）であり、吹抜部の立体駐車場は、箱形の連層耐震壁（以下、連層耐震壁架構）により覆われている。主体架構はラーメン架構とするが、住戸内部分はフレキシビリティを図る目的で、柱梁が無いスパン長9mの一方方向スラブとした。連層耐震壁架構の高さは、主体架構の33階床レベルまでとなっている。

主体架構と連層耐震壁架構は分離・独立させ、それぞれを制震装置（オイルダンパー）により連結する。

両架構は振動性状が異なるため、地震や風の際は架構間に相対速度が生じる。制震装置はこの相対速度に応じて減衰力を発生し、エネルギーを吸収する。エネルギー吸収量は減衰力と変形に依存するが、架構間の相対変形は、主体架構の層間変形に比べてはるかに大きく、上層ほど顕著になる。このため、層間に制震装置を設置する一般的な制震構造に比べて、非常に大きなエネルギー吸収を期待する事ができ、装置1台当たりの効率が良いという特徴がある。

大きな相対変形の積極的利用と、主体架構の高次モードの抑制、連層耐震壁架構の転倒モーメント等を考慮し、制震装置の配置は上層部で2層毎、下層部で4層毎としている。二つの構造体のクリアランスは最大650mmとした。

なお、両架構は2階床位置より下部で一体化し、連層耐震壁架構の曲げ変形の抑制を図っている。同架構の1階は開口（立体駐車場の車両侵入口）を有するため、当該部分の負担せん断力や転倒モーメントによる変動軸力の軽減に対しても有効となる。

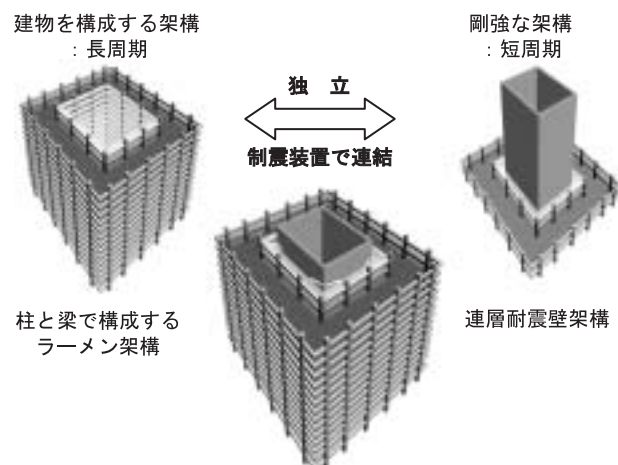


図2 DFS概念図

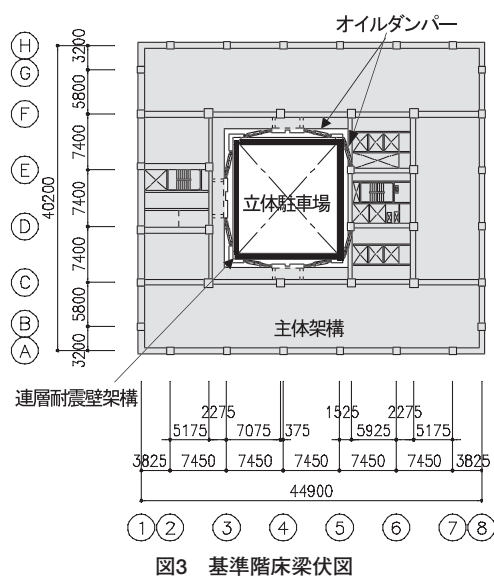


図3 基準階床梁伏図

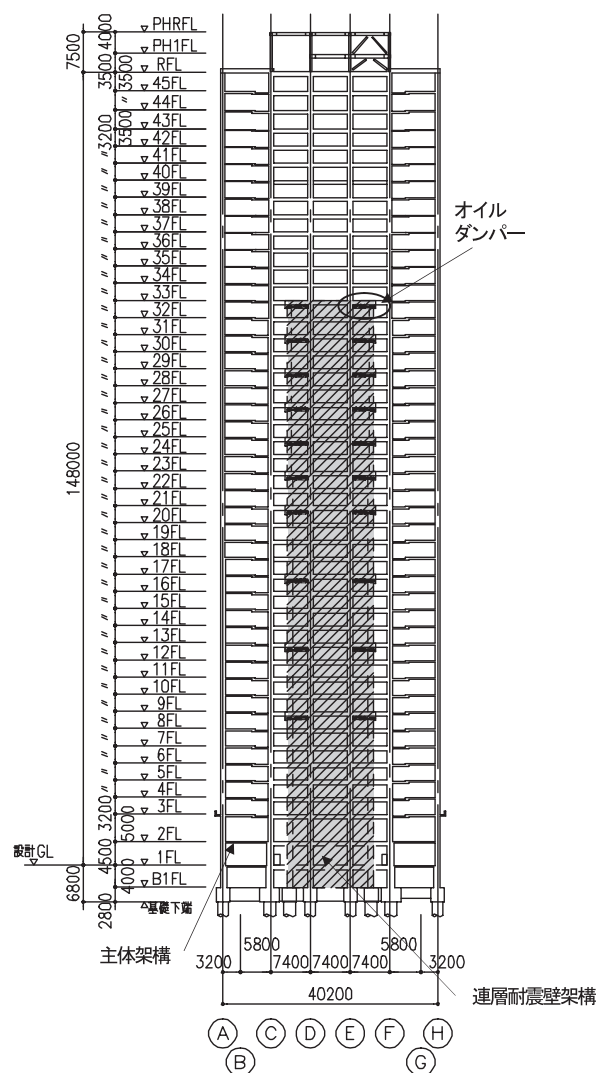


図4 軸組図

## 4 解析モデルと固有値

振動解析モデルを図5に示す。地下1階床位置で固定とし、主体架構と連層耐震壁架構が一体となる1、2階は等価せん断型弾塑性モデル(履歴特性: Degrading Tri-Linear武田モデル)、3階以上は両架構を分岐させた曲げせん断分離型モデルとした。

曲げせん断分離型モデルの復元力特性は、主体架構のせん断をDegrading Tri-Linear武田モデル、連層耐震壁架構の曲げをTri-Linear型(履歴特性: 無履歴型)とし、その他は弾性とした。

主体架構と連層耐震壁架構を連結する制震装置(オイルダンパー)は、軸方向剛性のバネ要素と減衰係数のダッシュポット要素を直列に連結したMaxwell型要素でモデル化した。装置1台当りの初期減衰係数は25kNsec/cm、リリース荷重800kNとし、設置数は1層につき各方向4台としている。

なお、主体架構と連層耐震壁架構の内部粘性減衰は、減衰定数3%の瞬間剛性比例型とした。

本振動解析モデルの固有周期を表1に示す。

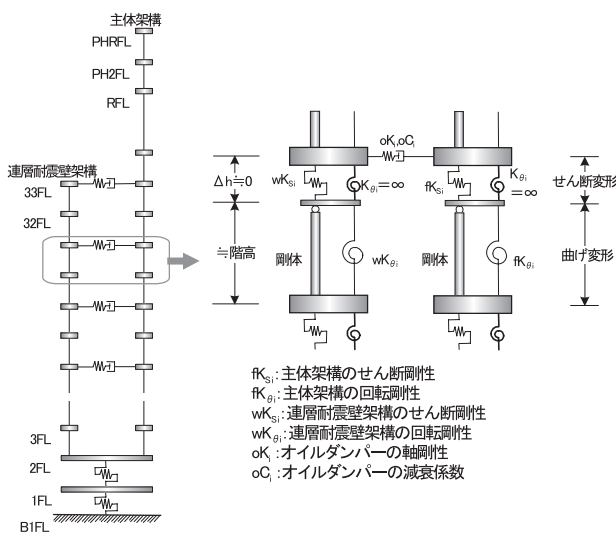


図5 振動解析モデル

表1 固有周期 (秒)

|    | 主体架構 |      | 連層耐震壁架構 |      |
|----|------|------|---------|------|
|    | X方向  | Y方向  | X方向     | Y方向  |
| 1次 | 3.44 | 3.76 | 0.91    | 0.88 |
| 2次 | 1.17 | 1.24 | 0.20    | 0.19 |
| 3次 | 0.67 | 0.70 | 0.09    | 0.09 |

## 6 入力地震動

地震応答解析に用いた入力地震動を表2に示す。入力レベルは極めて稀に発生する地震動(レベル2)を対象とし、既往波については、50cm/sにて基準化した。

表2 地震応答解析採用地震波

| 告示<br>スペクトル<br>適合波 | エピソード NS 位相<br>ハブ NS 位相<br>乱数位相 | 入力最大加速度(cm/sec <sup>2</sup> ) | 略 称      |
|--------------------|---------------------------------|-------------------------------|----------|
|                    |                                 |                               |          |
| 既存<br>観測波          | EL CENTRO1940 NS                | 510.8 (50.00 cm/sec)          | ELCN40NS |
|                    | HACHINOHE1968 NS                | 333.8 (50.00 cm/sec)          | 94HC68NS |
|                    | TAFT 1952 EW                    | 496.8 (50.00 cm/sec)          | TAFT52EW |
|                    |                                 |                               |          |

## 7 地震応答解析結果

図6にY方向の主体架構最大応答層間変形角、図7にY方向架構間の最大応答相対変形を示す。

図6の主体架構の最大層間変形角は1/126である。図7に示す架構間の最大応答変形は最大47cmとなり、設定したクリアランス65cmの72%である。

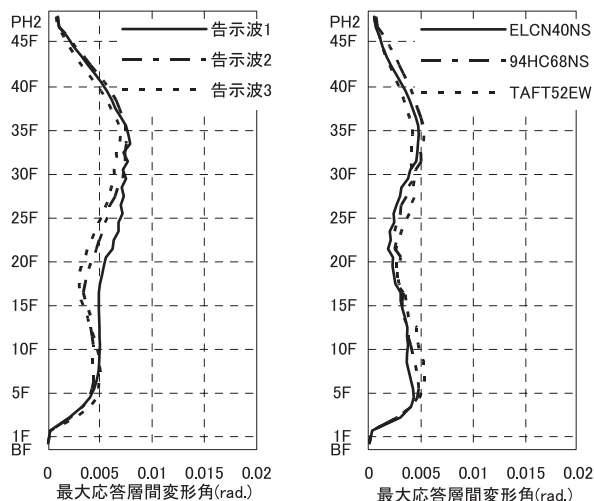


図6 主体架構の最大応答層間変形角

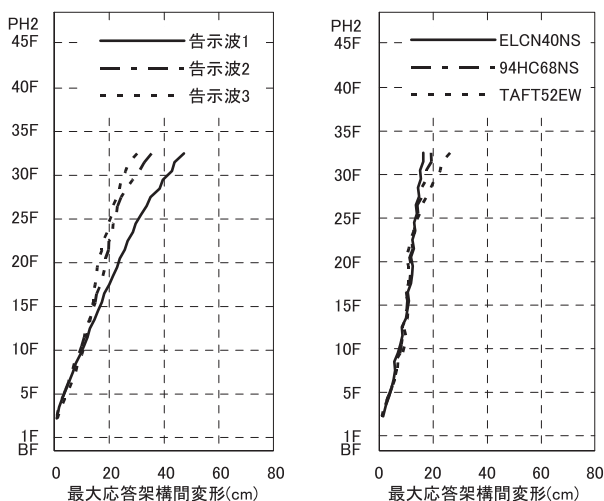


図7 最大応答架構間変形

図8に主体架構と(主体架構+連層耐震壁架構)の最大応答層せん断力係数を示す。主体架構の応答層せん断力係数は、連層耐震壁架構と分離した範囲の最下層(2層)で0.035であり、レベル2地震動に対する応答値としては非常に小さい。この結果より、DFSを採用した建物の主体架構は、免震構造と同様、レベル2地震時に対しても許容応力度設計が可能と考えられる。

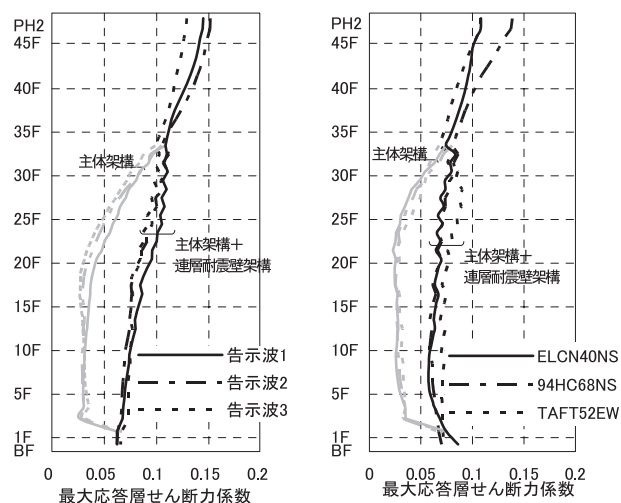


図8 最大応答層せん断力係数

図9に制震装置(オイルダンパー)の応答減衰力-変位関係を、図10に入力地震動継続時間中の入力地震エネルギーに対する各項の消費エネルギー比を示す。制震装置の消費エネルギーは地震入力エネルギーの70%程度であり大きなエネルギーを消費している。

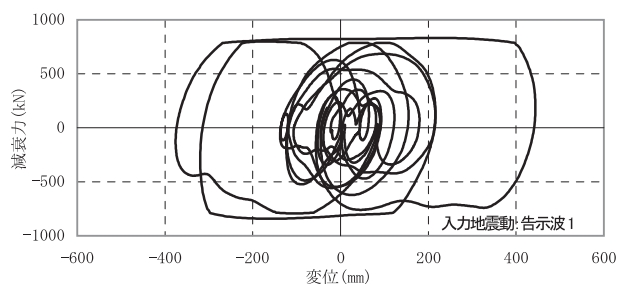


図9 制震装置の応答減衰力-変位曲線 (33F)

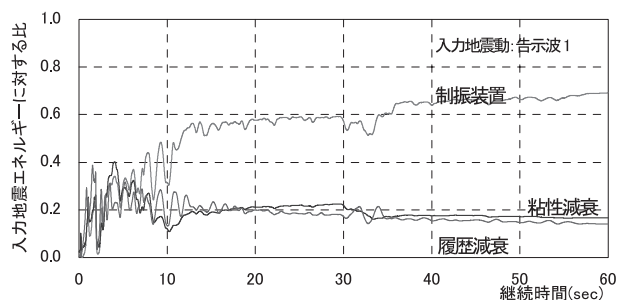


図10 入力地震エネルギーに対する消費エネルギー比

## 8 おわりに

本建物は2007年12月に着工し、現在工事中です。設計に際して、多くの方々からご指導と助言を頂きました。御世話になりました皆様に厚く感謝を申し上げますと共に、高品質の建物を完成できるよう、竣工に向けた監理に取り組む所存です。