

なんばスカイオ



北山 宏貴
大林組



藁科 誠
同



乾 智洋
同

1 はじめに

なんばスカイオは、大阪なんばの中心である南海ターミナルビルに直結する高層複合ビルである。

南海ターミナルビルは7つの建物で1つの街区を形成しており、建築計画上の動線は街区内で一体となっている。建物低層部は南海なんば駅などの主要ターミナル、なんばCITYやなんばパークスなどの大規模商業施設と接続している。(図2)



図1 建物外観パース

2 建築計画

図3に断面構成を示す。建物は大きく4つの機能で構成され、低層部に商業施設、中層部にカンファレンスおよびクリニック、高層部にオフィスを配置している。基準階のオフィスは片側コアの約90m×30mの平面形状である。東西方向にスレンダーなプロポーションとなっており、最大アスペクト比は5.6となっている。

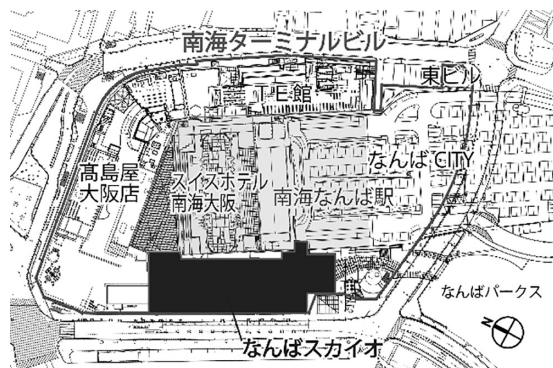


図2 建物配置図

3 建物概要

所 在 地：大阪市中心区難波5-1-60

建 物 用 途：事務所・店舗・ホール・医療施設ほか

設 計 者：株式会社 大林組

施 工 者：大林組・竹中工務店・南海辰村建設共
同企業体

建 築 面 積：3,452m²

延 床 面 積：85,946m²

階 数：地下2階、地上31階、塔屋1階

建 物 高 さ：148.1m

構 造 種 別：鉄骨造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造）

基 礎 構 造：杭基礎（場所打ちコンクリート杭）

制 震 装 置：オイルダンパー、座屈拘束ブレース

頂部制震装置（TMD）

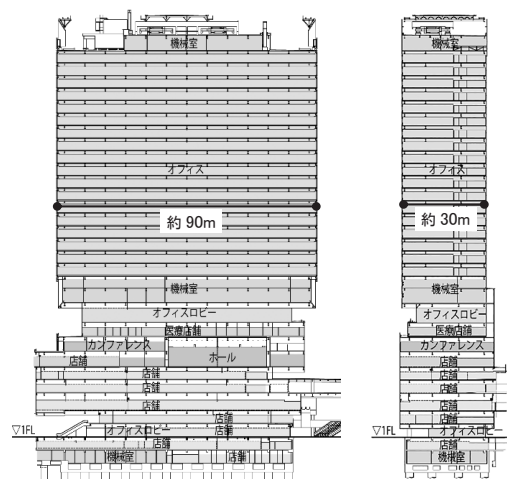


図3 断面図

4 構造計画概要

図4に構造架構パースを示す。地上部の構造種別は南北方向（X方向）、東西方向（Y方向）とも鉄骨造ラーメン構造で、柱は剛性と耐力を確保するため、30階までコンクリート充填鋼管（CFT）柱を採用している。

柱梁仕口は原則としてノンブラケット方式とし、大梁端部は現場溶接としている。現場溶接部の塑性化を防止するため、大林組保有技術の新型ウィングビーム工法（水平ハンチ）を採用した。（写真1）

最上階（31階）および中間階（11階および12階）の機械室階にハットトラスおよびベルトトラスを設け、剛性を高めることで曲げ変形を抑止する計画とした。

地下部は剛性および耐力を確保するため、両方向とも耐震壁を設け、鉄筋鉄骨コンクリート造（一部、鉄筋コンクリート造）とした。

杭は場所打ちコンクリート杭とし、軸力の大きな外周部の杭は1FLから64m以深の、軸力の小さな杭は28m以深の砂礫層を支持層とした。杭の形状は応力状態および工法に応じて拡頭拡底杭、拡底杭、ストレート杭の3種類を使い分ける計画としている。

1ランク高い耐震性能を備えたビルを造るという建築主の要望を実現するため、建物内部の制震ダンパーによる層間の制震と、大質量のチューンドマスダンパー（以下、TMD）による頂部制震を組合せたハイブリッド制震を採用した。

表1に本建物で使用した主要断面および使用材料示す。鋼材は主に490N/mm²級鋼材を用い、一部の柱および梁には強度が高いBCHT400BおよびBT-HT400Cを採用した。

制震ダンパーは最大減衰力1500kNのオイルダンパーおよび低降伏点鋼を用いた座屈拘束ブレースを採用し、それぞれ245台、52台を配置した。図5に基準階伏図を示す。オフィスは約20mのロングスパン梁とし、制震ダンパーはコア周辺に配置した。

表1 主要構造断面

部位	種別	断面	使用材料
柱	冷間成形角形鋼管	□-800×800×22 ～ 40	BCP325
		□-800×800×40 ～ 50	BCHT400B
	溶接組立BOX柱	BB-800×800×40 ～ 50	BT-HT400C
		BB-900×900×40 ～ 60	BT-HT400C
大梁	ロールH形鋼	H-800×300 ～ H-1000×400	SN490B
	溶接組立H形鋼	H-800×350 ～ H-800×600	BT-HT400C
トラス・ブレース	冷間成形角形鋼管	□-400×400×22	BCP325
		□-550×550×22 ～ 28	BCP325
	溶接組立BOX柱	BB-650×650×25	BT-HT400C
部位	仕様		基数
オイルダンパー （架構内）	最大減衰力1500kN ストローク±60mm		114
	最大減衰力1500kN ストローク±100mm		131
座屈拘束ブレース	降伏軸力2000～4000kN		52

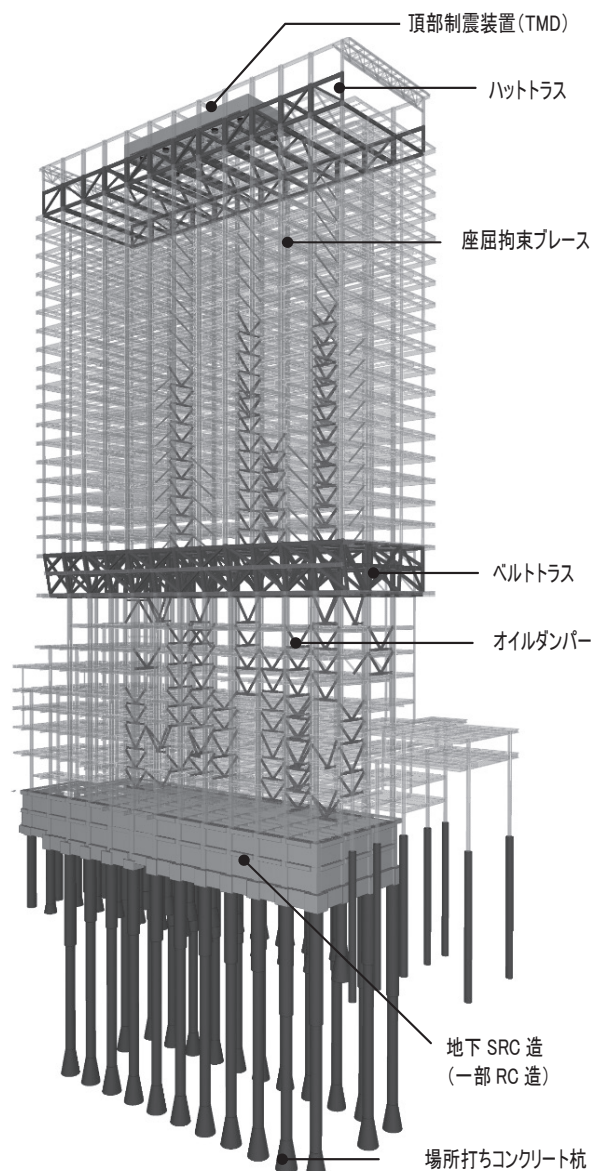


図4 架構パース

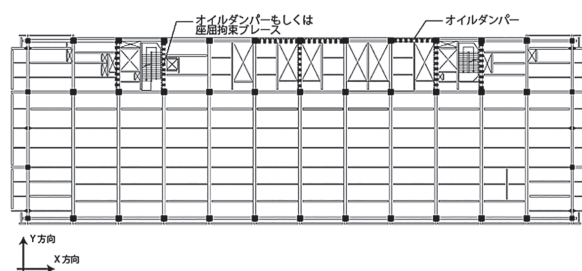


図5 基準階伏図



写真1 新型ウィングビーム

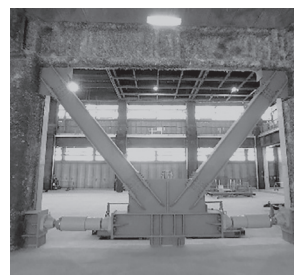


写真2 オイルダンパー

図6にTMDの外観パースを示す。TMDは建物振動時に頂部の錘が建物と逆方向に動いて建物の揺れを低減する制震技術で、建物の1次モードの揺れに対して効果が大きいことから、特に長周期地震動に対して非常に有効な対策である。

また、建物質量に対する錘の質量比を大きくし、その錘を大きく動かすほど大地震時に対して建物の揺れを低減する効果が高まる。本建物では、錘の質量を建物の有効質量の10%程度（建物総重量の約3%）の約2600tonとし、振幅は最大 $\pm 2\text{m}$ まで可能なTMDを計画した。

TMDの固有周期は建物1質点、TMD1質点とした2質点系の調和入力に対する最適同調条件より求めた。本建物の一次固有周期はX方向:3.69秒、Y方向:4.46秒であり、方向ごとに異なるが、比較検討の結果、長い方の周期に同調する方が建物の両方向の応答結果が良好となったため、Y方向に同調させた周期設定を行った。

TMDの減衰は固有周期と同様に最適減衰が望ましいが、最適減衰の場合、制震による建物応答低減効果は大きい、TMDの振幅が限界変形2mを超えるため、レベル2地震時に限界変形量の70%を超えない範囲まで付加することとした。

図7にTMDの構成を示す。これまでは、大きな質量を支持しながら最大で約 $\pm 2\text{m}$ の大振幅に対応できる支持材・復元材・減衰材の汎用製品はなく、実用化に課題があった。本建物では中間フレームを介して2段構成でコンクリートマスを支える構造により、各装置に生じる変形を半分の1mにすることで、汎用品の天然ゴム系積層ゴムとオイルダンパーの使用を可能にした。汎用製品を用いることでコストを低く抑えている。

支持材および復元材として天然ゴム系積層ゴム（せん断弾性率 0.29N/mm^2 、ゴム外径 1100ϕ 、2次形状係数4.0）を、減衰材として免震用オイルダンパー（減衰係数 $C=8.0\text{kN}\cdot\text{s/mm}$ 、最大減衰力 1000kN 、最大ストローク $\pm 1000\text{mm}$ ）を採用した。

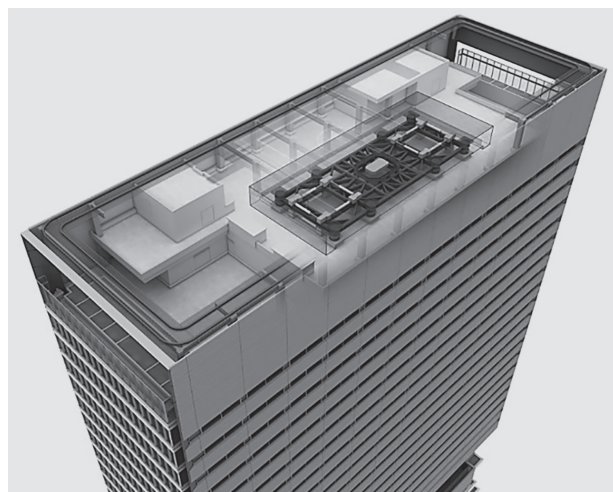


図6 TMDの外観パース

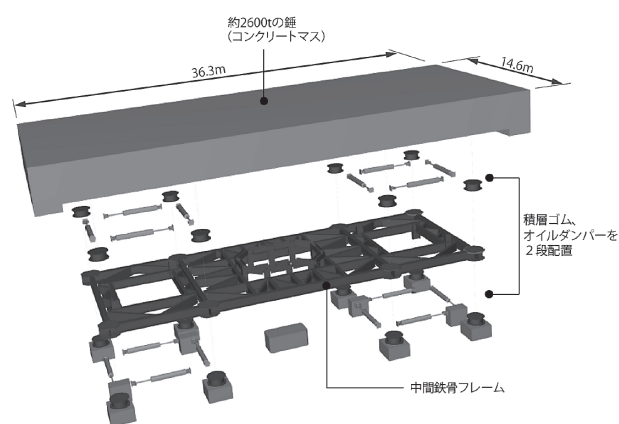


図7 TMDの構成

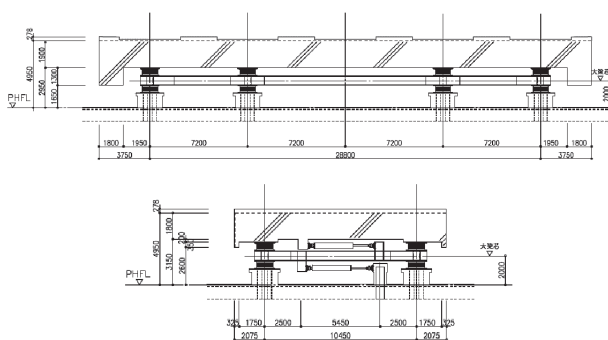


図8 TMDの軸組図

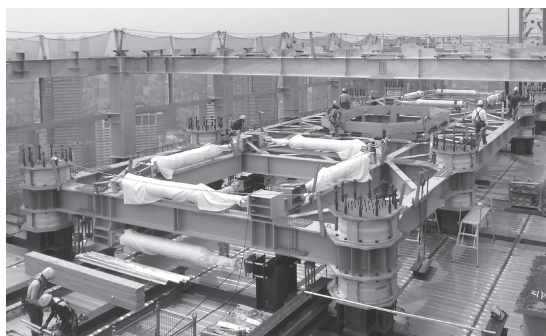


写真3 TMDの施工時

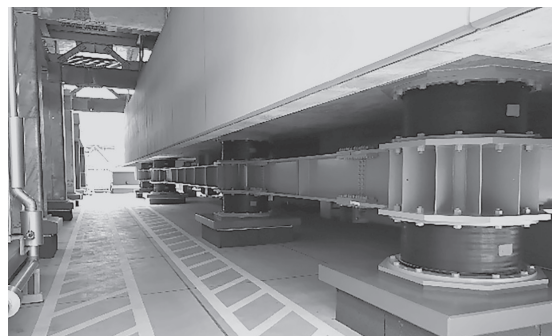


写真4 TMDの外観

5 地震応答解析概要

1) 耐震性能目標と設計用入力地震動

表2に耐震性能目標を示す。TMDの積層ゴムはレベル2地震動に対して、限界変形の70%（せん断ひずみ263%）以下とし、面圧については上下動0.5Gを考慮しても引抜き力を生じないことを確認する。

表3に設計用入力地震動を示す。告示波3波、観測波3波に加えて、南海トラフ地震の長周期地震動として国土交通省（建築基準整備促進事業：「42.超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討」（株）大崎総合研究所 H24.3）より提示された敷地近辺の地震動2波をレベル2地震動として採用した。

なおH28年の技術的助言による長周期地震動についてはOS3区域に該当し、設計用入力地震動の速度応答スペクトルが上回ることを確認した。

2) 地震応答解析モデル

解析モデルは地下2階床位置を固定とした曲げせん断分離型モデル（PH階のみ等価せん断型モデル）で、各床1質点、合計33質点の弾塑性応答モデルとした。

PH階に設置するTMDは、積層ゴムは弾性ばね、オイルダンパーはダンパーの剛性を有するばね要素と減衰係数を有するダッシュポット要素を直列に連結したMaxwell型要素にてモデル化する。2段構成のため、段ごとにモデル化し、中間フレーム、コンクリートマスそれぞれに質量を設ける。（図10）

また、質点系モデルとは別に、立体弾塑性骨組モデルを用いて、ねじれによる挙動や構面ごとの変形差の検証を行った。（図11）

表2 耐震性能目標

対象部位		レベル1地震動	レベル2地震動
本体構造	断面設計	短期許容応力度以下	-
	部材塑性率	-	大梁：4.0以下 柱：2.0以下
	層間変形角	1/200以下	1/100以下
	層塑性率	-	2.0以下
	制震ダンパー	-	限界変形以下 最大減衰力以下
	座屈拘束ブレース	-	長周期地震複数回に対し、 累積疲労損傷度0.5以下
基礎構造	断面設計	短期許容応力度以下	終局強度以下
TMD	積層ゴム	変形	$\gamma \leq 131\%$
		面圧	短期許容面圧以下 引抜き力を生じない
	オイルダンパー	-	限界変形以下 最大減衰力以下

表3 設計用入力地震動

	地震名	最大加速度 $[m/s^2]$ (最大速度 $[m/s]$)		解析時間 [秒]
		レベル1地震動	レベル2地震動	
告示波	告示波（エルセントロNS位相）	0.88 (0.137)	3.49 (0.542)	80.0
	告示波（神戸NS位相）	0.74 (0.110)	4.12 (0.675)	80.0
	告示波（乱数位相）	0.76 (0.130)	3.10 (0.624)	160.0
観測波	EL CENTRO 1940 NS	2.55 (0.250)	5.11 (0.500)	60.0
	TAFT 1952 EW	2.48 (0.250)	4.97 (0.500)	60.0
	HACHINOHE 1968 NS	1.74 (0.250)	3.49 (0.500)	230.0
南海トラフ地震 (長周期地震)	OSK005 (大阪)	-	2.47 (0.254)	700.0
	OSK006 (堺)	-	4.43 (0.490)	700.0

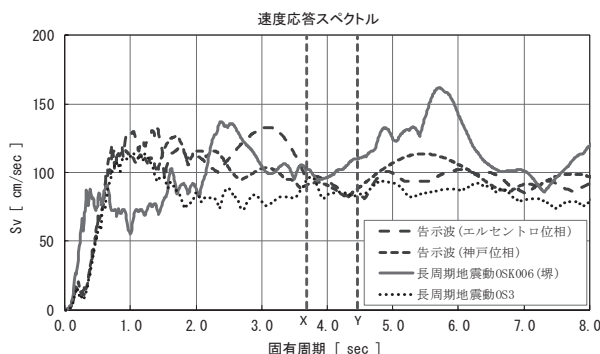


図9 入力地震動の速度応答スペクトル

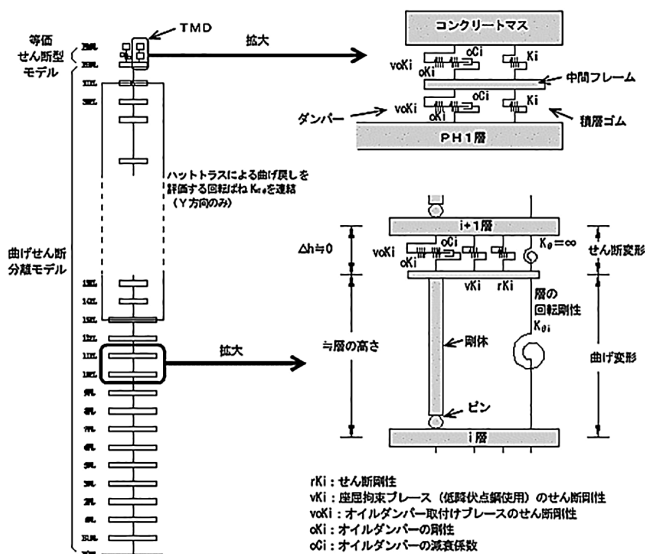


図10 振動解析モデル

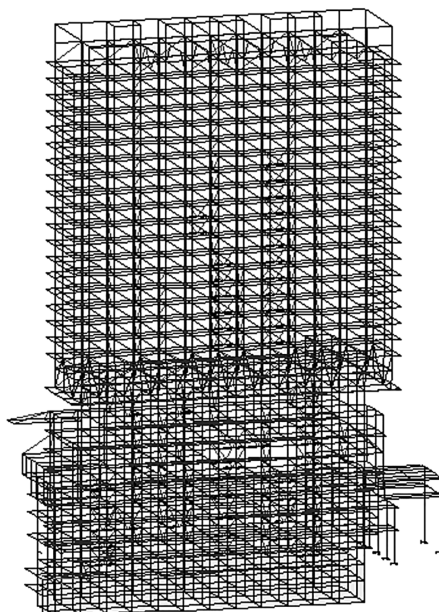


図11 振動解析モデル（ねじれ検用）

3) 地震応答解析結果

表4にレベル2地震動に対する応答解析結果を示す。最大応答層間変形角はX方向：1/143、Y方向：1/123でクライテリア1/100に対して十分に余裕のある結果となっているが、これは一般の超高層ビルよりも1ランク耐震性能を上げたいという建築主の要望による。

表5にレベル2地震動におけるTMDの応答結果を示す。積層ゴムの最大変形が712mm、オイルダンパーの最大減衰力が800kNでいずれもクライテリア内であることを確認した。なお、TMDのマス最大の応答絶対加速度は2.0～2.5m/s²程度である。

積層ゴムの面圧は常時荷重において長期許容面圧の0.5倍程度で、レベル2地震動の変動軸力に上下震度0.5を考慮した結果、引抜き力は生じず、許容面圧の範囲内であることを確認した。(図12)

表6に代表的なレベル2地震におけるエネルギー分担率を示す。告示波に対してはTMDのダンパーの負担率は告示波に対して概ね25%程度、南海トラフ地震による長周期地震動に対して38%程度となっている。また、本建物の場合、Y方向の固有周期に同調させているが、周期が短いX方向についてもほぼ同等の効果を発揮している。

図13にTMDの有無による最大層間変形角の比較を示す。TMDがない場合は最大層間変形角がX方向：1/104、Y方向：1/94となり、TMDによる応答低減効果は、告示波に対して15%程度、長周期地震動に対して25～40%程度ある。TMDが特に長周期地震動に効果的であることがわかる。

表4 レベル2最大応答値 (本体構造)

	X方向	Y方向	クライテリア
最大層間変形角	1/143	1/123	≦1/100
最大層塑性率	1.2	1.56	≦2.0
最大部材塑性率(梁)	2.45	2.04	≦4.0
最大層せん断力係数	0.136	0.109	二次設計用 X:0.139, Y:0.112
制震ダンパー 最大減衰力(kN)	1355	1348	≦1500
制震ダンパー 最大ストローク(mm)	26mm(高層階) 36mm(低層階)	20mm(高層階) 38mm(低層階)	≦60(高層階) ≦100(低層階)

表5 レベル2最大応答値 (TMD)

	地震波	X方向	Y方向	クライテリア
積層ゴム 最大変形(mm)	告示波	上段: 653 下段: 669	上段: 598 下段: 617	各段: 719mm以下
	南海17f	上段: 643 下段: 661	上段: 688 下段: 712	
	地震動			
オイルダンパー 最大減衰力(kN)	告示波	上段: 752 下段: 760	上段: 632 下段: 656	≦1000
	南海17f	上段: 784 下段: 800	上段: 704 下段: 728	
	地震動			

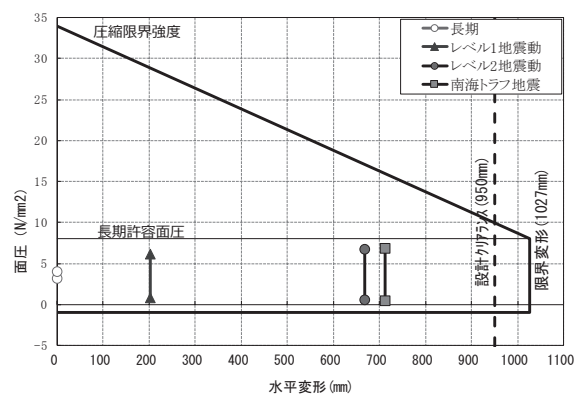
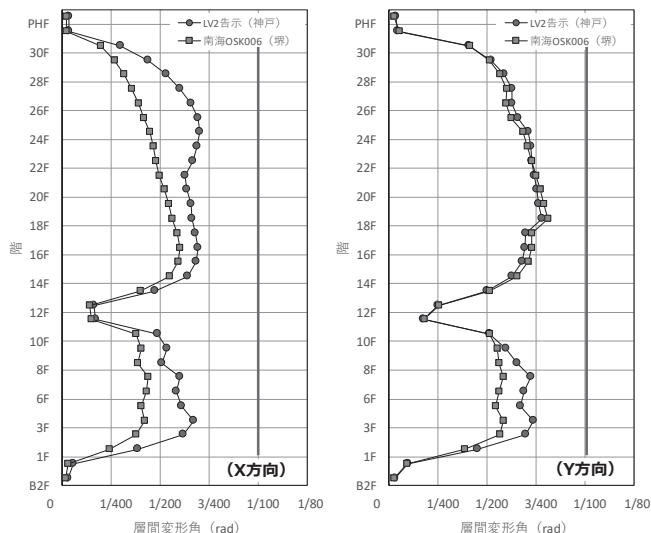


図12 積層ゴムの応答結果

表6 レベル2地震動におけるエネルギー分担率

	告示波 (神戸位相)		長周期地震 (OSK006)	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
オイルダンパー (TMD)	27%	24%	37%	38%
オイルダンパー (層間)	33%	37%	32%	33%
座屈拘束ブレース	-	4%	-	4%
架構内部粘性減衰	34%	33%	31%	25%
履歴減衰	6%	2%	0%	0%

[TMDあり]



[TMDなし]

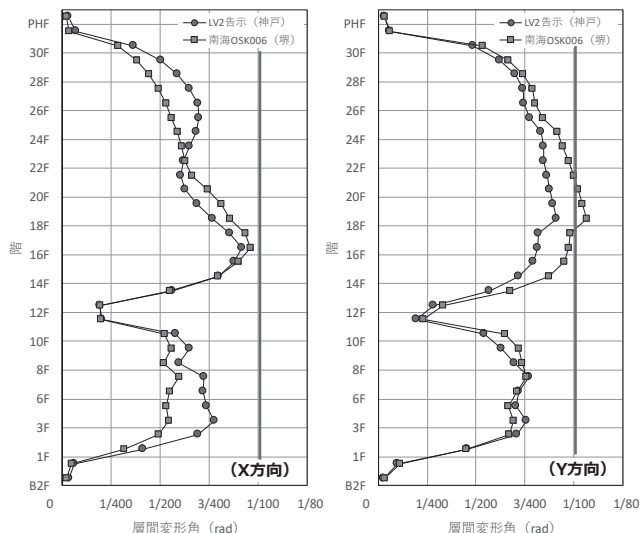


図13 TMDの有無による最大層間変形角の比較

6 TMDのロバスト性

TMDの固有周期はY方向の建物周期に対して最適同調となるように設定しているが、実際の建物の周期が設計値と異なる可能性がある。そのため、建物の剛性・重量に約±10%の変動があった場合に応答結果に及ぼす影響を確認した。なお、積層ゴムの剛性のばらつきに対してはTMDの固有周期が設計値と合うように施工時にマスの重量を調整する。

図14に応答結果を示す。どのケースにおいても重量・剛性を変動させたことによる応答の違いが見られるが、最適同調からずれたことにより応答値が大きく変動する傾向は見られない。これは有効質量比が約3%と大質量のため、ロバスト性が向上し、幅広い周期帯で応答低減効果があることを示していると言える。

7 TMDのフェールセーフ機構

本TMDは想定外の巨大地震が発生した場合を考慮して、フェールセーフ機構を設けている。2段構成をつなぐ中間フレームの中央部分を利用し、設計クリアランス以上の変形が生じた場合に衝突させる鉄骨フレームを構築する。両側に積層ゴム・オイルダンパーを集約することで、中央部が衝突により大きな損傷を受けても、TMDの機能は失わないように配慮している。(図15、16)

8 おわりに

本建物は2018年秋に竣工を迎えます。設計段階から建物完成に至るまで、非常に長い期間にわたり、南海電気鉄道株式会社様をはじめ、関係者の皆様に多大なご協力を頂きました。特に大質量TMDの施工は工事関係者の皆様のご尽力により、高い精度で完成することができました。この場を借りて御礼申し上げます。

表7 建物のばらつきを考慮した検討条件

	建物の条件	1次固有周期	
		X方向	Y方向
CASE-0	設計で想定している剛性・質量	3.69	4.46
CASE-1	建物せん断剛性を全ての層で1.1倍した場合	3.54	4.35
CASE-2	建物せん断剛性を全ての層で0.9倍した場合	3.86	4.60
CASE-3	建物の質量を全ての層で1.1倍した場合	3.50	4.68
CASE-4	建物の質量を全ての層で0.9倍した場合	3.87	4.24

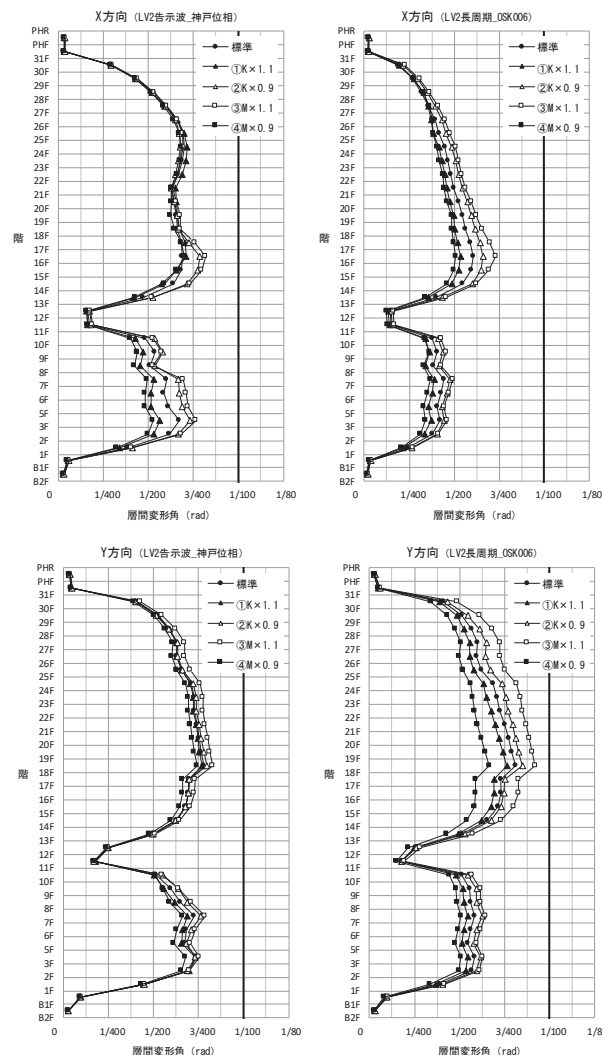


図14 建物の条件を変えた場合の応答結果

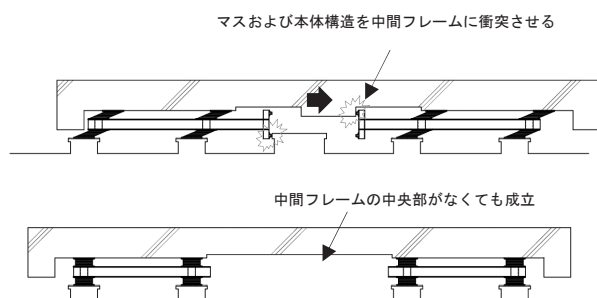


図15 フェールセーフ機構

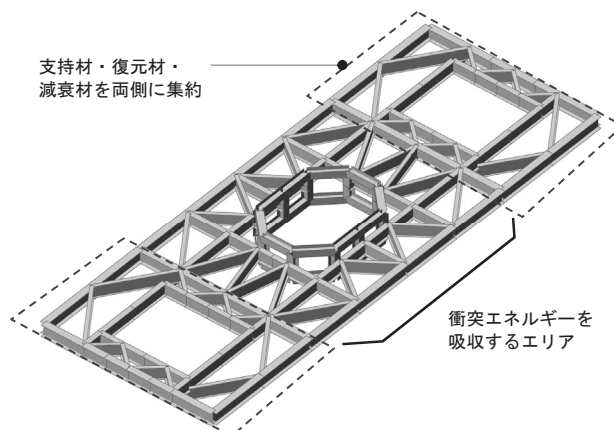


図16 中間フレームの位置づけ