

大阪テクノセンターの構造設計

Reports on the Structural design of Osaka Techno Center

河井 翔太郎*1
Shotaro Kawai

志摩 好宣*1
Yoshinobu Shima

山崎 航一*1
Koichi Yamazaki

要旨

大阪テクノセンターは、当社創業 150 周年事業の一環で計画された免震構造の事務所ビルで、ZEB、CLT、球面すべり支承など数々の技術を盛り込んだ建物である。本報告では、本建物に適用した技術のうち、構造に関連するものについて報告する。

キーワード：球面すべり支承 U型ダンパー 長周期地震動 CLT 耐力壁 制動装置

1. はじめに

大阪テクノセンターは、当社創業 150 周年事業の一環で計画された当社の新たな技術研究所であり、管理棟、実験倉庫棟、駐車場棟の 3 棟で構成されている。この内、管理棟には ZEB、CLT、球面すべり支承による免震など、数々の技術を適用している。図 1 に建物の完成パースを示す。

大阪テクノセンターの建設地点は、大阪市住之江区南港であり、2011 年の東日本大震災発生時に卓越周期 5～7 秒の長周期地震動が観測された地域である¹⁾。さらに、南港エリアは近い将来、南海トラフ沿いの巨大地震により、建設省告示で規定されている地震波(以下、「告示波」と呼ぶ)のエネルギーを遥かに上回る長時間長周期地震動の揺れが予測されている地域(以下、「OS1」と呼ぶ)に位置する。長周期地震動による被害が懸念される地域に、長周期建物である免震建物を計画するという技術的課題に取り組むこととした。また、大阪エリアは上町断層帯地震の発生も懸念されており、こちらも告示波の揺れを大きく上回る。想定外の地震が発生した場合に、免震建築物が擁壁に衝突することに対して本建物では対策を講じることとした。

以上の背景と課題より、本報告では、免震の設計方法と「OS1」に対する設計過程、「CLT 耐力壁」の採用、想定外の地震に対する対策について紹介する。

(管理棟 建物概要)

工事名称：(仮称)KONOIKE テクノセンター新築工事

建築場所：大阪市住之江区南港 1-35-3

発注者：株式会社鴻池組

設計監理：株式会社鴻池組大阪本店一級建築士事務所

施工：株式会社鴻池組大阪本店

最高高さ：21.523m

建築面積：710 m² 延べ床面積：2665 m²

工期：2020 年 7 月～2021 年 10 月 (予定)



図 1 大阪テクノセンター完成イメージ

2. 設計概要

2.1 建築計画

管理棟は地上 4 階建て塔屋 1 階の事務所である。各階構成は、1 階が事務室、会議室、2 階が実験室、解析室、3 階が事務室、4 階が当社の社史を示す展示スペースや社員研

*1 設計本部 建築設計第 1 部

修の場となるイノベーションプレイスとなっている（図2）。平面形状は、短辺21.6m、長辺27.6mの整形な建物であり、X方向7.2m、Y方向は6.6mおよび7.2mのスパン構成である。

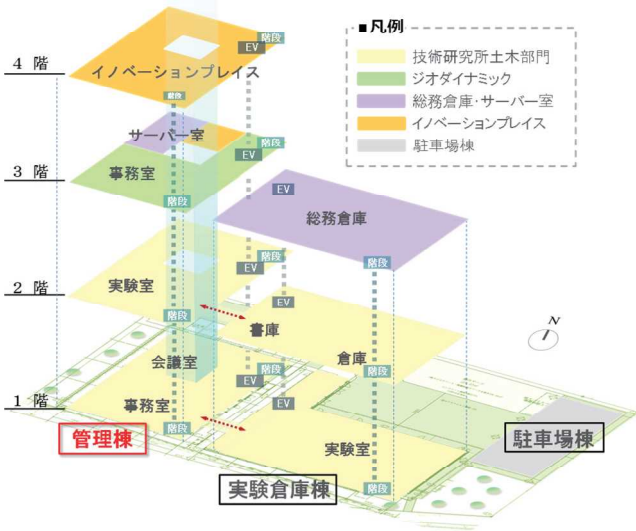


図2 建物各階構成

管理棟中央部には空気の循環をうながすエコボイドと称する吹抜けを計画している。エコボイド上部にはトップライトや自然換気設備を採用しており、建物運用時の一次エネルギー消費量の低減を図っている（図3）。CLTは、吹抜けに面する1~2階に耐震壁として採用するほか、2~4階の西外壁にパネル材（非耐力壁）として採用する。外壁は強化石膏ボード+金属板の耐火告示適用とする事で耐火構造とし、耐震壁は吹抜けを乾式耐火構造壁及びシャッター等にて防火区画する事で内装制限緩和を受けてCLT現しとした。

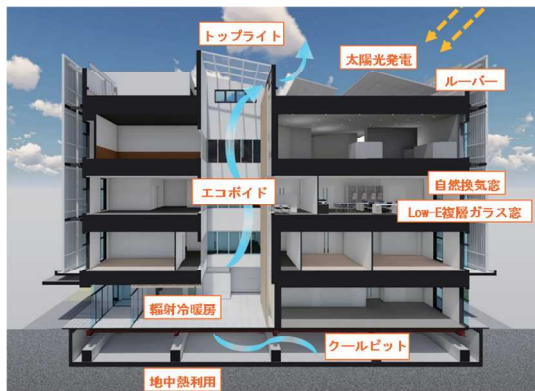


図3 エコボイド断面(管理棟)

2.2 構造計画

主体構造は鉄骨造で、基礎免震構造を採用している。架構形式は、X方向はCLT耐力壁併用ラーメン架構、Y方向

は純ラーメン架構とする。柱には角形鋼管柱(450mm~300mm角)を用い、300mm角の鋼管を除いてFc36のコンクリートを充填するCFT構造を採用して上部構造の剛性を向上させている。免震装置は、球面すべり支承(以下「SSB」という。)12基(低摩擦10基、中摩擦2基)、減衰材にU型ダンパー2基を配置している。図4に免震装置の配置図を示す。上部構造の剛性を高めるため、CLT耐力壁を1、2階に採用している。想定外の地震に対して建物が擁壁衝突することを防ぐために制動装置を免震層に2箇所設けている。

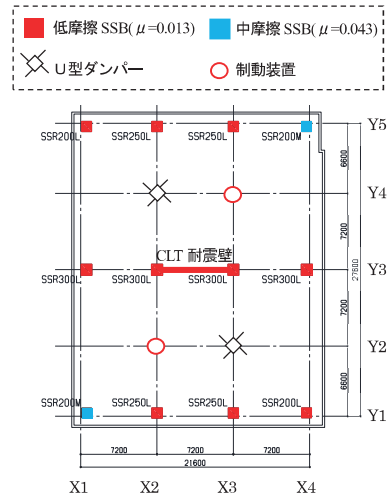


図4 免震装置配置図

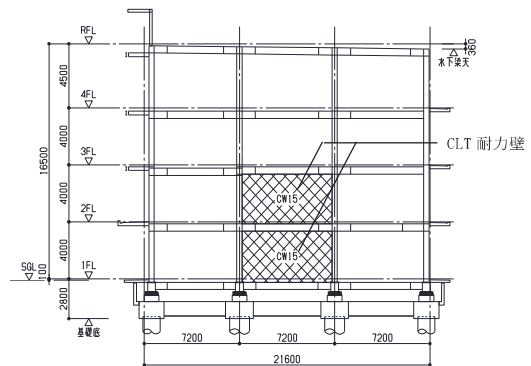


図5 Y3通軸組図

3. 免震構造と長周期地震動

3.1 球面すべり支承の採用

免震構造を一質点系と考えれば、固有周期は $T=2\pi\sqrt{W/K}$ (W: 建物重量、K: 免震装置の剛性) で決まるため、Wが軽い建物は免震化しづらい。そこで、振り子の原理により建物重量に関係なく免震周期を伸ばすことのできる球面すべり支承を採用した。図6にSSBの断面図、写真1にSSBの設置状況を示す。SSBの特徴を以下に示す。

1. 安定した固有周期

SSBの固有周期は $T=2\pi\sqrt{2R/g}$ (R: 球面半径、g: 重

力加速度)で決まり、固定荷重及び積載荷重に影響されない。球面半径を大きくすることで長周期化が容易に実現可能である。また、球面形状の高い精度により小変形から大変形までバラツキの少ない安定した固有周期が得られる。

2. 免震層のコンパクト化

主要材料が金属であり、積層ゴム支承のより高い面圧まで許容できるため、装置のコンパクト化が可能である。また、SSBは球面状のすべり板とスライダで構成されているため、ゴムと鋼板の積層によるゴム支承と比べて背の低い支承が実現できる。本建物でも、SSBの採用により、200mm程度の掘削量削減に繋がった。

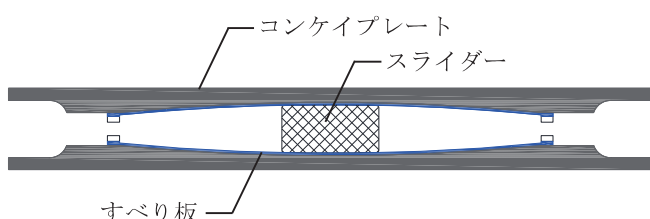


図6 SSB断面構成図



写真1 球面すべり支承

3.2 長周期地震動「OS1」について

平成27年12月18日に国土交通省から「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動」の震源・規模を踏まえた設計用長周期地震動の作成方法が公表された。その中で、超高層建築物・免震建築物について、長周期地震動に対する検証を求めている。考慮すべき大阪地域での長周期地震動は、告示波の擬似速度応答スペクトルの1.0倍(OS3)、1.5倍(OS2)、2.0倍(OS1)に割増された水準となる。図7に、大阪地域で長周期地震動の検討が該当する対象地域を示す。本建物は大阪地域の対象エリアで最も地震のエネルギーが大きい「OS1」地域に属する。図8(a)に国土交通省から示された各区域の簡略化スペクトルを示す。簡略化スペクトルは、工学的基盤において規定された区域ごとの平均的特性を有する減衰定数5%の疑似速度応答スペクトルを示す。図8(b)にサイトの表層地盤の増幅特性を考慮したOS1の疑似速度応答スペクトルを示す。表1、図9にOS1の諸元表と加速度波形を示す。長周期地震動の検討では告示による極めて稀に発生する地震動と同じクライテリアとすることが求められている。以下に「OS1」に対する設計を紹介する。

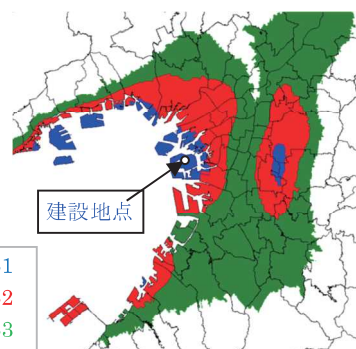


図7 大阪地域の対象地域

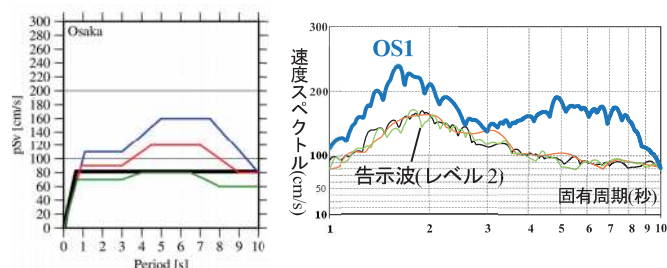


図8(a) 簡略化スペクトル (pSvスペクトル、減衰5%) 図8(b) 擬似速度応答スペクトル (減衰5%)

表1 OS1(基礎底位置)の最大加速度、最大速度

採用地震波	最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)	応答解析継続時間 (s)
OS1	208.06	73.97	655.34

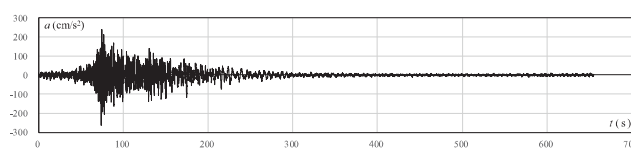


図9(a) 解放工学的基盤位置における加速度波形(OS1)

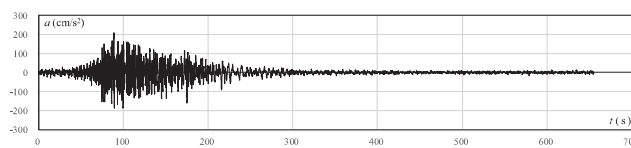


図9(b) 基礎底位置における加速度波形(OS1)

3.3 長周期地震動に対する球面すべり支承の適用方法

SSBは摩擦係数(低摩擦、中摩擦)と球面半径(二次剛性の固有周期 $T_2=4.5, 6.0$)のそれぞれ2種類がラインナップされており、目標とする免震層の周期と必要減衰力に対して組み合わせを行う。本建物は極力免震層の周期を伸ばしたため、低摩擦($\mu=0.013$)と $T_2=6.0$ をメインで採用して免震効果を高めた。しかし、SSBは引き抜き力の発生する箇所不能使用できない欠点がある。本建物の四隅は長期軸力が

小さく、大地震時に引き抜きが生じていた。その課題に対して、Y2、Y4 通りの免震装置を抜き、隅角部に長期軸力を集めることで引き抜き力を抑制する工夫を行った(図 4)。さらに、免震装置上部の 1 階大梁を鉄骨造にしてロングスパン梁にも対応した。1 階大梁を鉄骨にすることに伴う建物軽量化に対しても SSB を使用することで、免震層の固有周期を短周期化させることなく、免震効果を維持することができた。

上記の手法により、レベル 2 の観測波、告示波に対しては設計可能であることを確認した。しかし、告示波のエネルギーをはるかに上回る「OS1」に対して周期を伸ばすことを優先した結果、地震エネルギー吸収能力低下により免震層の変形が過大になり設計クリアランスを超えてしまうことがわかった。この問題を解決するために減衰材の付加が必須となった。今回、減衰材として採用した U 型ダンパーは鋼材であり、速度依存系のダンパーや粘弾性系ダンパーに比べて製品のばらつきが±10%と小さい特徴がある。なお、長周期地震動の検討では、繰り返し長時間加力に対して免震装置、減衰材の性能低下を考慮する必要がある。SSB と U 型ダンパーは共に金属製品であるため、熱影響を受けやすいゴム系支承材などに比べて繰り返し加力による温度上昇に伴う性能低下は少なく、一定の減衰効果を発揮できることを確認して採用した。以降は、繰り返し加力に伴う免震装置の性能低下、応答解析結果について考察する。

3.4 免震装置の繰り返し依存性の検証

長周期地震動の検討では、免震部材の繰り返し依存性を考慮する必要がある。図 10 に検討方法を示す。

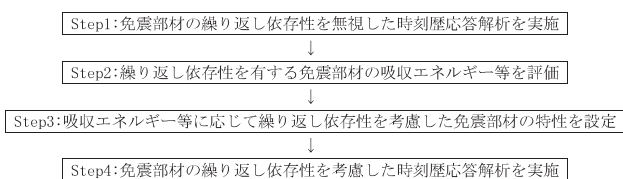


図 10 免震部材の繰り返し依存性を考慮した応答評価法 (簡略法)

図 10 の方法では、解析中に免震部材の特性変化を考慮しない代わりに時刻歴応答解析を 2 回実施することになる。Step3 において、繰り返し依存性を考慮した免震部材の特性を設定するためには、免震部材の吸収エネルギー等と特性変化を関係付ける定式化が必要になる。以下に、各装置の評価方法、結果を示す。

[球面すべり支承]

SSB は長周期地震動の繰り返し加力により摩擦係数が変

化する。摩擦係数の変化率 ϕ (E_s) は、時刻歴応答解析の結果から、最終的なスライダ単位面積当たりの累積吸収エネルギー E_s に応じて算出する。また、累積変形量の上限值 50m、摺動による温度限界は 120℃以内であることを確認する必要がある。

$$E_s = E / A_s \quad (1)$$

E_s : スライダ単位面積当たり累積吸収エネルギー

E : 支承材の累積吸収エネルギー (J)

A_s : スライダの断面積 (mm^2) = $\pi D_{s1}^2 / 4$

D_{s1} : スライダ外径 (mm)

$$\phi(E_s) = -0.159 \cdot \ln(E_s) + 1.3154 \quad (2)$$

$\phi(E_s)$: 摩擦係数変化率

表 2 に繰り返し加力による低減係数の結果を示す。低摩擦、中摩擦支承材の低減係数は 0.892、0.676 となった。中摩擦は低摩擦に比べてエネルギー吸収能力が高いため、 E_s が高いことに起因している。本建物では、低摩擦の数が過半数を占めているため、性能低下の影響を大きくは受けていない。

表 2 $\phi(E_s)$ 結果表

SSB	D_{s1} mm	E J	A mm^2	E_s J/ mm^2	$\phi(E_s)$
低摩擦	300	1011507	70686	14.31	0.892
中摩擦	200	1755128	31416	55.87	0.676

[U型ダンパー]

U型ダンパーの繰り返し加力による吸収エネルギー低下の要因は降伏荷重 Q_y の低下であり、1 次剛性・2 次剛性の変化はわずかであるため、降伏荷重の低減のみ考慮する。以下の①、②の確認を行うことにより、長周期地震動による安全性を確認するとしている。

① 降伏荷重 Q_y の低減係数 α

U型ダンパーは繰り返しの影響により降伏荷重 Q_y が低下する。低下率を算出するためには、まず長周期地震動による影響を考慮しない状態で時刻歴応答解析を行って、U型ダンパーの累積変形量 $\Sigma \delta$ を求め、 $\Sigma \delta$ から Q_y の低減係数 α を求める。一定の $\Sigma \delta$ を超えたあとは $\alpha = 0.8$ (一定値) とする。式 (3) に α の算出式を示す。

$$\begin{aligned} 0 \leq \Sigma \delta \leq 30 & \quad \alpha = 1.0 - 0.2 \times (\Sigma \delta / 30) \\ 30 \leq \Sigma \delta & \quad \alpha = 0.8 \quad (\text{一定}) \end{aligned} \quad (3)$$

表 3 に繰り返し加力による低減係数の結果を示す。長時間加力により累積変形量は 24.91m と長くなるため、低減係数は 0.834 と、下限値 0.8 に近くなる。

表3 U型ダンパー低減係数 α 結果表

型番	$\Sigma\delta$ m	α
NSUD50RX8	24.91	0.834

② U型ダンパーの累積損傷度D値

U型ダンパーの降伏荷重を、長周期地震動による影響を考慮した低減降伏荷重 Q_y' ($=\alpha Q_y$)とし、時刻歴応答解析を行う。求められたU型ダンパーの応答変位から、レインフロー法により各振幅に対する繰り返し回数 n_r を求め、疲労性能式からD値を算出し、疲労破断しない($D \leq 1$)ことを確認する。式(4)にD値の算出方法を示す。

$$D = \Sigma (n_i / n_{fi}) \leq 1 \tag{4}$$

解析の結果、D値は0.3714となり、疲労破断しないことを確認した。

3.5 「OS1」の応答解析結果

表4に建物の基礎固定時の固有周期と各変形時の等価周期を示す。表4より基礎固定時の建物周期が1.02秒であった建物が、大地震時($\delta=40\text{cm}$)の周期は3.87秒程度と大幅に伸びていることを確認した。

図11(a)に繰り返し加力による摩擦係数変化率 ϕ (Es)とU型ダンパー低減係数 α を考慮した各層の応答変位、図11(b)に応答層せん断力係数を示す。図11(a)より免震層の応答変位は性能低下非考慮時に376mmに対して考慮時は462mmとなり、レベル2の免震層の許容変形550mm(免震層のクリアランスは650mm)に対して十分余裕があることを確認した。また、図11(b)よりせん断力係数は性能低下非考慮時に0.109に対して考慮時は0.112となり、性能低下考慮、非考慮に関わらず、免震層の設計用せん断力係数0.158に対して十分余裕のある結果となった。

表5にOS1入力時の免震層及び上部構造の累積エネルギーを性能低下考慮、非考慮に分けて示す。表5より、性能低下による吸収エネルギーの分担の差異は僅かであった。性能低下の考慮、非考慮であっても免震層のエネルギー吸収率は98%を超えており、上部構造が塑性化していないことが分かる。また、免震層のうち性能低下を考慮したSSBが44.1%、U型ダンパーが54.6%のエネルギーを吸収しており、U型ダンパーの減衰材としての効果を確認した。

表4 固有周期一覧

	基礎固定	$\delta=20\text{cm}$	$\delta=40\text{cm}$
	固有周期 T(sec)	固有周期 T(sec)	固有周期 T(sec)
1次	1.017	3.215	3.870
2次	0.392	0.617	0.622
3次	0.339	0.360	0.361

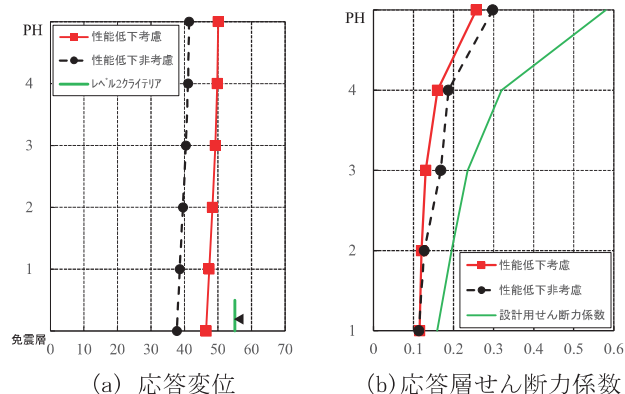


図11 長周期地震動OS1 応答解析結果

表5 OS1入力時のエネルギー吸収分担

地震波	入力エネルギー	上部構造				免震層		
		運動エネルギー	ひずみエネルギー	減衰エネルギー	合計	球面すべりの支	U型ダンパー	
OS1	24835 kNm	0	0	412	412	11270	13154	24424
(性能低下非考慮)	100%	0.0%	0.0%	1.7%	1.7%	45.4%	53.0%	98.3%
OS1	23488 kNm	0	0	325	325	10355	12808	23163
(性能低下考慮)	100%	0.0%	0.0%	1.4%	1.4%	44.1%	54.6%	98.6%

4. CLT 耐力壁と鉄骨との併用

4.1 使用材料と接合方法

1,2階に設置したCLT耐力壁には、Mx60、5層5プライを採用する。Mxは外層と内層に強度等級が異なるラミナを用いる異等級構成を示し、数字はヤング係数を示す。図12に層とプライの名称を示す。図13に、CLT耐力壁と鉄骨梁との接合詳細図を示す。CLT耐力壁と鉄骨梁は接合金物をCLT耐力壁に割り込み、両者をドリフトピンにて接合する。接合金物と鉄骨梁とは高力ボルトで接合する。CLT接合部要素実験により、接合部の耐力を評価した。

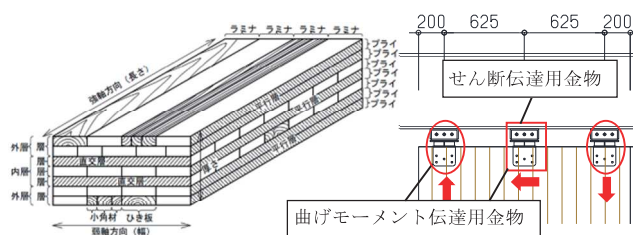


図12 直交集成板の各部名称 図13 CLT耐力壁と鉄骨梁

(日本農林規格より) の接合図

4.2 CLT耐力壁のモデル化

CLT耐力壁は接合部を含む全体のせん断剛性を評価するため、図14のようにモデル化した。ここで、CLT耐力壁は弾性の線材要素に置換し、接合部鉛直バネは要素実験から得られた復元力特性を用いた。

解析の結果、CLT耐力壁1枚当たりのせん断剛性を $K=6.19\text{kN/mm}$ と算定した。上記のモデルを建物全体のモデ

ルに組み込み地震動等解析を行った結果、CLT 耐力壁のせん断力分担率は全体の 10%程度であった。

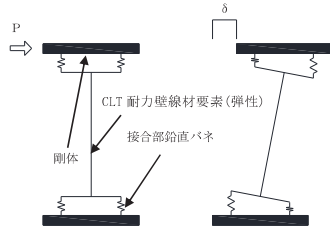


図 14 CLT 耐力壁せん断モデル図

5. 構造設計上の工夫

5.1 免震装置と鉄骨梁との接合を簡素化

1 階の免震装置と鉄骨との接合部周りはリブプレートなどの補強が多くなりやすく、鉄骨製作工場での加工手間が課題であった。図 15 に、今回採用した SSB と上部鉄骨造との取合詳細図を示す。本建物では、免震クリアランスまで変形した状態でもスライダの軸心が CFT 柱の断面内に納まる計画とした。その結果、上部構造の軸力が SSB に流れる際、ベースプレートの面外曲げ跳ね出し部での負担が少なくなり、加工手間の低減を図ることができた。

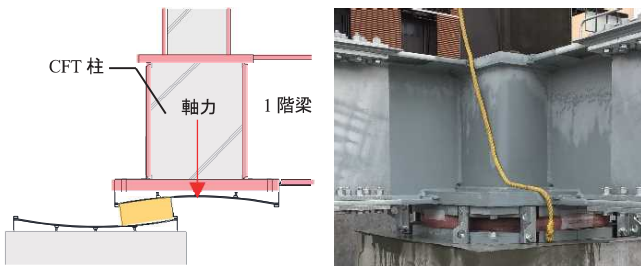


図 15 球面すべり支承変形図 写真 2 SSB と鉄骨の接合部

5.2 想定外の地震に対する備え

近年、長周期長時間地震動やパルス性を有した直下型地震の発生が危惧されており、現行法で規定されるレベルを超える大きな地震動（以下、極大地震と呼ぶ）に対して免震建物は免震層の変形が過大となる可能性が指摘されている。この過大変形に対して免震建物と擁壁との衝突が避けられない場合、擁壁背後の地盤を含む擁壁部の復元力特性を設計時に的確にモデル化することが難しいことが報告されて

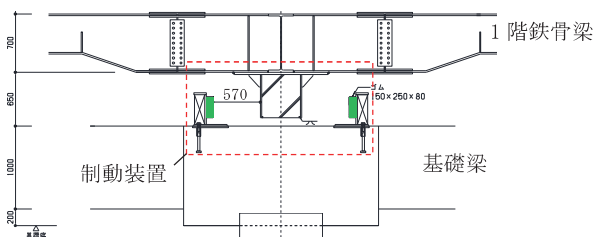


図 16 制動装置断面図

いる²⁾。この課題に対して、1 階鉄骨梁から柱を吊り下げ、免震層の下部に設けたゴムに衝突されることで過大変形を抑制することを考えた。図 16 に制動装置と 1 階鉄骨との取合詳細図を示す。

制動装置は、レベル 1、レベル 2 地震動時には免震装置の変形を阻害せず極大地震時のみ作動させることとする。建物と緩衝ゴムまでのクリアランスは、レベル 2 地震動時に免震層に許容する層間変形 550mm まで制動装置が作動しないように 570mm をクリアランスとして設ける。緩衝材は、耐候性の高いクロロプレンゴムを使用し、幅 250×高さ 80mm を円周に配置する。ゴムの変形が 40mm を超えてくると、ハードニングの影響が大きくなるため、概ね 40mm 程度までの変形量で用いる。

図 17 に、上町断層帯地震 3B パルスタイプ入力時の制動装置有無の応答変位、応答加速度結果を示す。免震層の水平変位は制動装置無しの 632.4mm から 609.7mm となり、22.7mm の変形を低減したことから制動装置の有用性を確認した。上部構造については、限界状態 I であることを確認した。

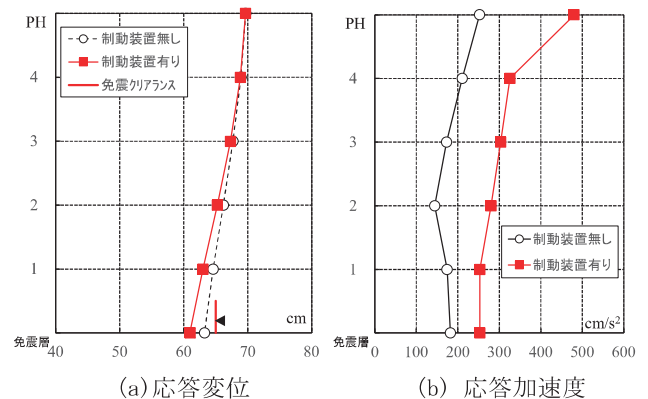


図 17 上町断層帯地震 3B 応答解析結果

6. まとめ

大阪テクノセンターで採用した技術のうち構造に関連した技術について紹介した。また、長周期地震動が卓越する 0S1 地域においても、SSB や U 形ダンパーを組み合わせることで、比較的軽量の建物を免震建物として実現できることを確認した。

参考文献

- 1) 長周期地震動と超高層建物の対応策—専門家として知っておきたいこと—, 日本建築学会, 2012. 10
- 2) 小倉正恒ほか: 上町断層地震に対する設計用地震動ならびに設計法に関する研究 その 8~その 9, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2011. 8