

プレキャストプレストレストコンクリート造と 免震構造を組み合わせた病院の構造設計

－（仮称）福岡中央病院建替計画－

建築本部	構造設計部（九州支店駐在）	新石雅文
建築本部	構造設計部（九州支店駐在）	伊藤翔
建築本部	構造設計部	波田地正隆

概要：本計画は既存の病院の隣に新病院を建て替えるものである。建設地は警固断層の南西方向約 400m に位置しており、地震発生時には大きな揺れが予想される。災害時に病院機能を喪失させないために免震構造を採用した。また、上部構造は将来の病院機能の拡張を想定し、柱の少ない広い空間が求められたことからプレストレストコンクリート（以下、PC）造によるロングスパン梁を用いた計画とし、高品質と工期短縮を目的としてプレキャスト（以下、PCa）工法を採用した。本稿では、免震構造と PCaPC 造を組み合わせた設計事例について述べる。

Key Words：基礎免震構造、プレストレストコンクリート造、プレキャスト工法

1. 計画方針

福岡中央病院は福岡市中央区薬院に位置する。本計画は、現在の病院の隣に新病院を建て替えるもので、これにより延べ床面積が約 2 倍となる。

建設地は警固断層の南西方向にあり、最も近い断層までの距離は約 400m と非常に近接している。地盤の状態は比較的良いものの、地震発生時には大きな揺れが予想される。病院は重要度が高く、災害後も継続的に利用できること、揺れによる医療機器類の損傷を避けることなどを理由に免震構造を採用した。

本建物の構造的特徴は PCaPC 造と免震構造を組み合わせたことにある。PC 造は長期設計荷重時に対してはひび割れを制御でき、想定外の大地震に対しても残留変位が小さいため、建物の継続利用には適している。また、ロングスパン化することで、柱の少ない広い空間を効率的に利用できるなどのメリットがある。今回の計画では、将来的な病院機能の拡張を想定したレイアウト変更に対応するため、耐震壁をなくした構成とした。一方で、PC 造は構造体としてのエネルギー吸収量が RC 造に比べて少なく、地震時の建物の応答値は大きくなる傾向にある。そこで、免震層で多くのエネルギーを吸収し、建物の応答値を抑えながら PC 造としてのメリットを発揮させる、最適な組み合わせを目指した。また、PCa 工法は、高品質な部材により耐久性が向上するだけでなく、工期の短縮にも寄与する。



新石雅文



伊藤翔



波田地正隆

2. 建築概要

所在地：福岡県福岡市中央区薬院

用途：病院

規模：免震棟－地上 12 階塔屋 1 階建

RC 棟－地上 2 階建

延べ面積：免震棟－22,154 m²，RC 棟－415 m²

高さ：免震棟－58.04m，RC 棟－9.12m

構造形式：免震棟－基礎免震構造，純ラーメン構造

RC 棟－耐震壁付ラーメン構造

構造種別：免震棟－下部構造 RC 造，上部構造 PC 造

RC 棟－RC 造

基礎種別：免震棟－直接基礎（マットスラブ）

RC 棟－べた基礎

工期：2023 年 5 月～2025 年 11 月

設計・監理：株式会社ピーエス三菱一級建築事務所

施工：株式会社ピーエス三菱 九州支店

設計ルート：免震棟－時刻歴応答解析計算，RC 棟－保有水平耐力計算（すべて大臣認定）



図-1 完成予想パース

3. 地盤概要

ボーリング調査，および PS 検層を行った．結果は GL-6～-7m 以深に砂岩，礫岩を含む頁岩を主とする堅固な地盤（N 値 50 以上）があり，その上を N 値 1～5 程度の砂質土，粘性土，礫質土からなる埋土によって覆われている．解放工学的基盤は比較的浅い GL-7m の位置にあり，地盤の種別は PS 検層による常時微動の計測結果，および算定結果から地盤の固有周期が約 0.23～0.25 秒と推定されたため，第 2 種地盤と判断した．

地下水位は GL-1.6～-2.1m に位置しており，GL-2.3～-3.3m の区間では軽微な液状化の発生が懸念されたが，建物を支持する基礎底位置（GL-6m）が液状化の可能性範囲より深いことから，建物への影響はないと判断した．

4. 構造計画概要

4.1 構造計画

本建物は 2 棟によって構成されており，病院機能を集約した主建物（以下，免震棟）を基礎免震構造，付随する RC 造建物（以下，RC 棟）を耐震構造とした．2 棟はエキスパンションジョイントにて接続されている．本稿では主に免震棟の構造設計について記載する．

免震棟は地上 12 階建の基礎免震構造で，低層部は主に診察，各種検査等の外来エリア，高層部は入院病棟のエリアである．建物高さは約 58m，基準階の平面形状は長辺方向約 60m，短辺方向約 36m の長方形で長辺方向は 12m，短辺方向は 9m のロングスパングリッドで構成されている．長辺方向の両端にエレベータ室，および非常階段室が付設されている．標準階高は約 4m で，建物の塔上比は短辺方向で 1.68 と比較的小さく整形な形状である．図-2 に 1 階伏図を，図-3 に Y2 通りの軸組図を示す．上部構造は純ラーメン構造で，柱は RC 造，梁は PC 造，1 階梁は RC 造である．

工法の種別について，上部構造の柱，梁，および，免震材料上部の免震基礎ブロックは PCa 工法，基礎梁は在来工法，床は PCaPC 床板による PC 合成床板（一部，デッキスラブ）である．外壁には押出成型セメント板を主に用いている．PCa 工法を採用したことから，柱および梁のサイズは下層から上層まですべて共通とし，柱は 980×980mm，梁は B×D=600×995mm を基準とした．

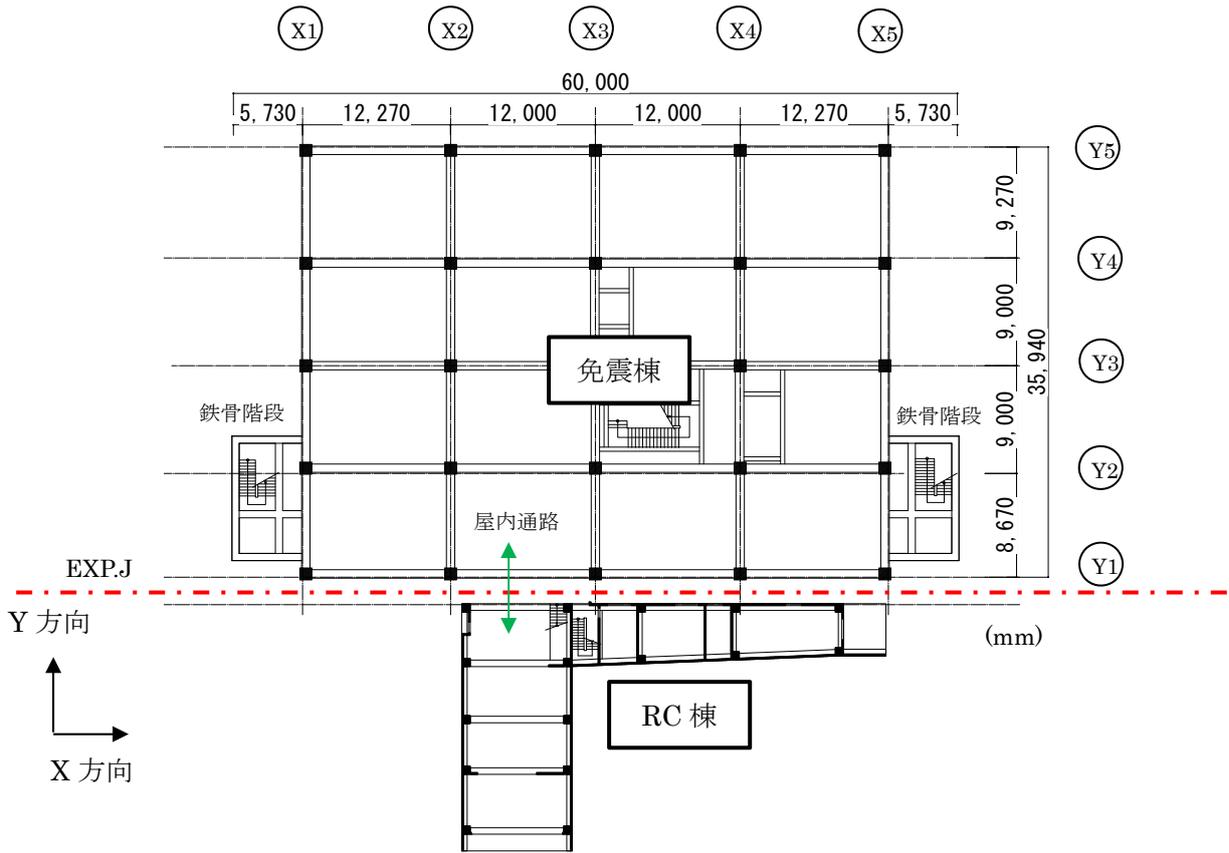


図-2 1階伏図

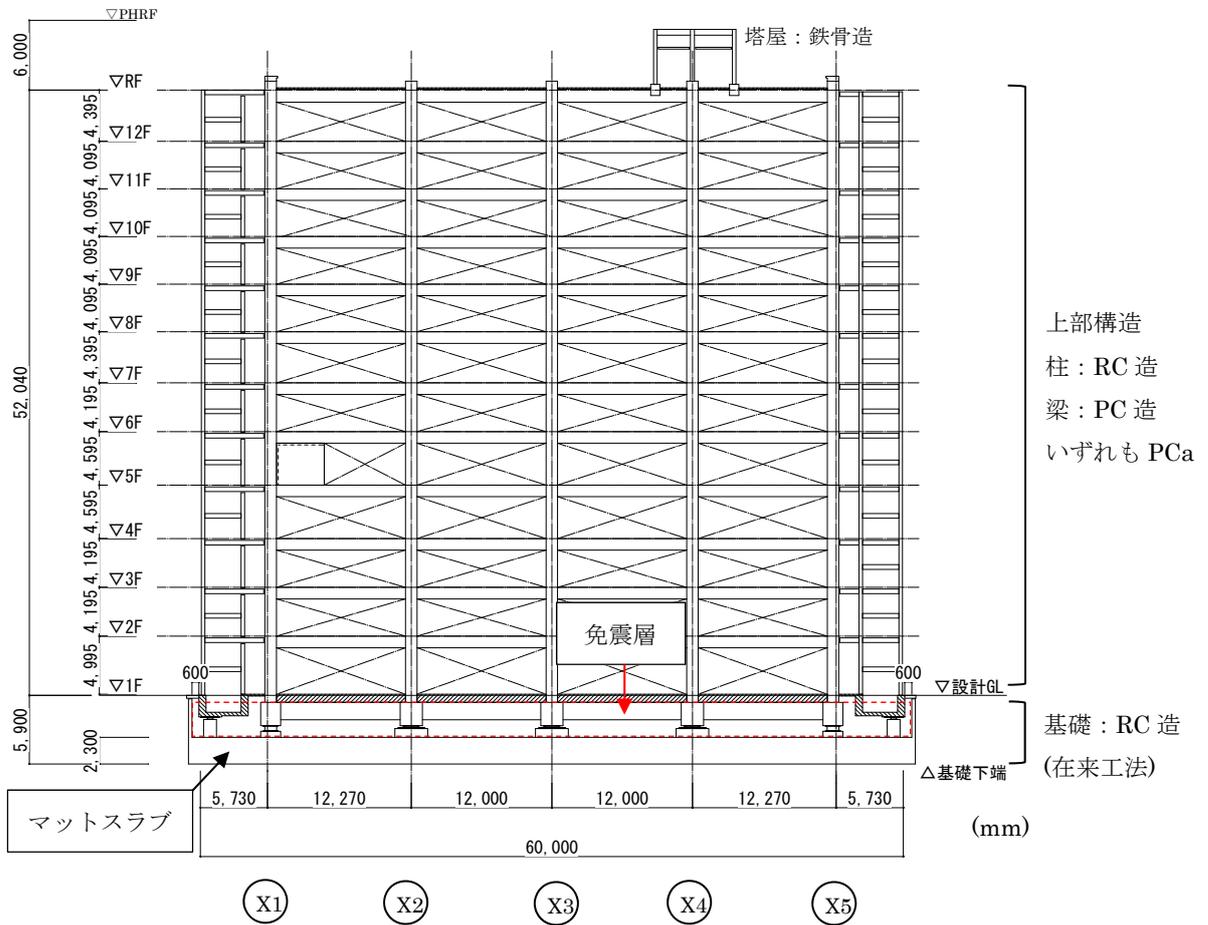


図-3 Y2 通り軸組図

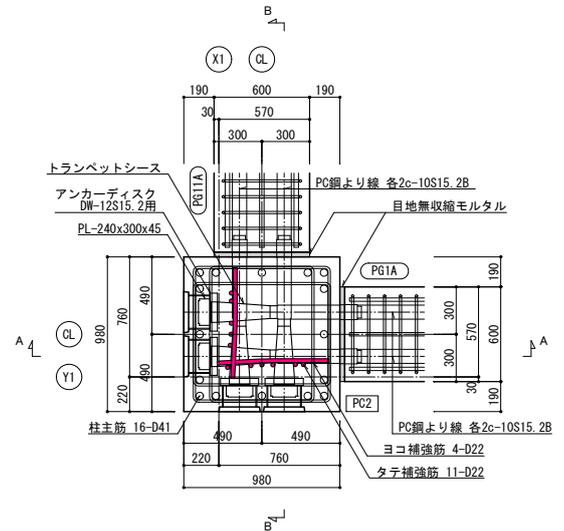
4.2 設計方針および設計用せん断力の決定

本建物の高さは 60m 以下であるが、経済的な断面設計等を行うために大臣認定ルート（時刻歴応答解析による設計）を用いた。免震構造の建物を設計する場合、「静的」と「動的」の 2 段階で検討を行う。「静的」とは通常の建物の設計で用いられる方法と同様に、部材の剛性と設計用せん断力から静的応力解析を行い、部材の短期許容応力度以下を確認するものである。ただし、建物に作用するせん断力は免震層により低減されるため、用いる設計用せん断力係数は、建築基準法の値よりも小さい値である。本設計では、事前に行った予備応答解析の結果から 1 階部分のせん断力係数（ベースシア係数）0.07 を定め、高さ方向のせん断力分布についても予備応答解析の結果を用いた。前節でも述べたとおり、本建物は RC 造と PC 造が混在しているため、基礎部の RC 造では短期許容応力度の確認を行い、上部構造の PC 造では短期許容応力度の代わりにベースシア係数 0.07 を 1.5 倍に割増した係数から求まるせん断応力に対し、終局強度以下であることを確認した。また、本建物は重要度が高いことから、上部構造は終局強度設計の他に上記ベースシア係数 0.105 に対して保有水平耐力の確認を行い、層の塑性率、崩壊形の確認および保証設計を行った。

「動的」とは、地震波を用いた時刻歴応答解析による建物各層の応答値が上記の方法で定めた設計用せん断力以下に収まることを確認するものである。「動的」設計の詳細は 5 章に示す。

4.3 上部構造

12 階建てという縦に長い特性を活かし、柱、梁は PCa 工法とすることで工期短縮を図った。PCa 部材同士の接合方法は、柱同士はモルタル充填式機械式継手による接合、柱と梁は X、Y 両方向ともに梁端部にてプレストレスによる圧着接合を採用した。本建物は梁せいが 995mm であり、一般的な定着工法では PC 鋼材の定着体が直交方向のシーブスや定着体と干渉するため、過去に行った PC 定着体を内蔵した柱梁接合部の定着完了時における安全性を確認する実験¹⁾や PC 定着体を内蔵した隅柱梁接合部の耐震安全性を確認する実験²⁾などを元に定着体のスパイラル筋を図-4 のように縦横の補強筋とすることで限られた梁せいの中で両方向の圧着接合を実現した。



平面詳細図

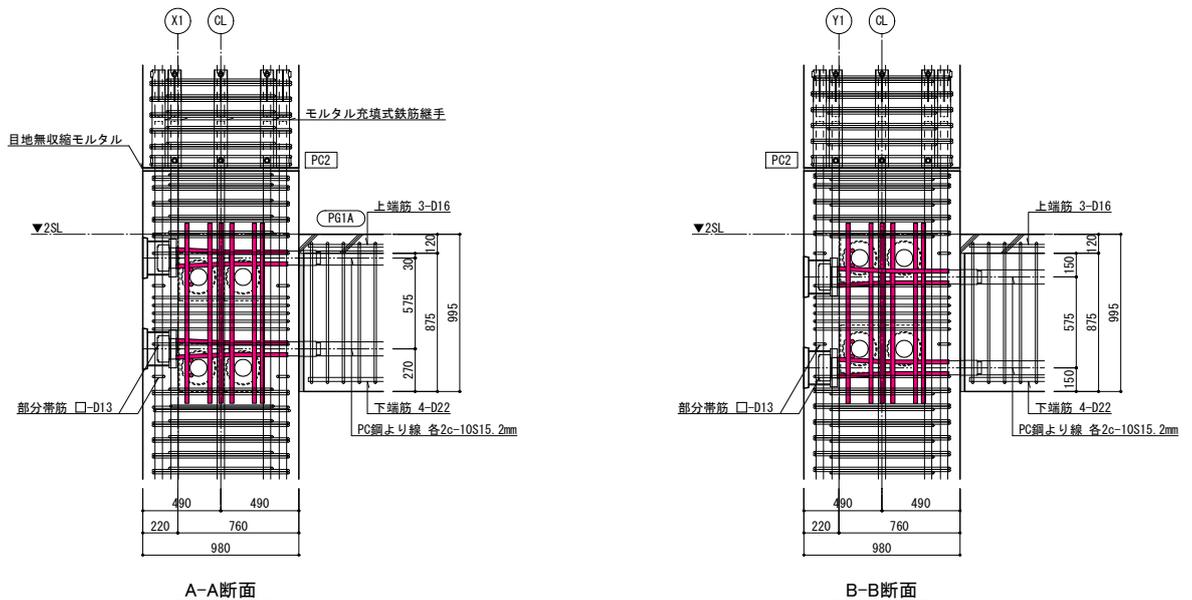


図-4 柱梁接合部詳細図

4.4 免震層

4.4.1 免震材料概要および配置計画

図-5 に免震材料の配置を示す。免震材料は鉛プラグ挿入型積層ゴム支承（以下、LRB）と低摩擦タイプの弾性すべり支承（以下、SSR）を用いた。すべて LRB とした解析では免震層の剛性が高く、上部構造の応答せん断力、応答加速度が過大となり目標性能を満足しなかったため、一部を SSR に置き換え、免震層の剛性を落として固有周期を長くするよう調整を図った。今回、免震層の水平方向のクリアランスは 600mm に設定し、設計では余裕を考慮した 500mm を目標値とした。この目標値内に変形量を抑え、建物の応答値とのバランスを考慮しながら免震材料の選定を行った。結果、建物の固有周期は約 4.8 秒（免震層変形 20.3cm 時の一次固有周期）となり、各応答値は目標値を満足した。地震後、および過大な風圧力経験後に生じる変形に対しては LRB の鉛プラグの復元力により復元する設計とした。

積層ゴム支承の形状については、外周部四隅のみ円形、それ以外は角形を用いた。これは将来的な免震材料の交換作業を想定したことによる。外周部の免震クリアランス範囲内では交換用ジャッキの配置箇所に制限を受けるため、ゴム形状を円形とし、上部の矩形基礎と内接円の四隅に生じる範囲にジャッキを配置する計画とした。

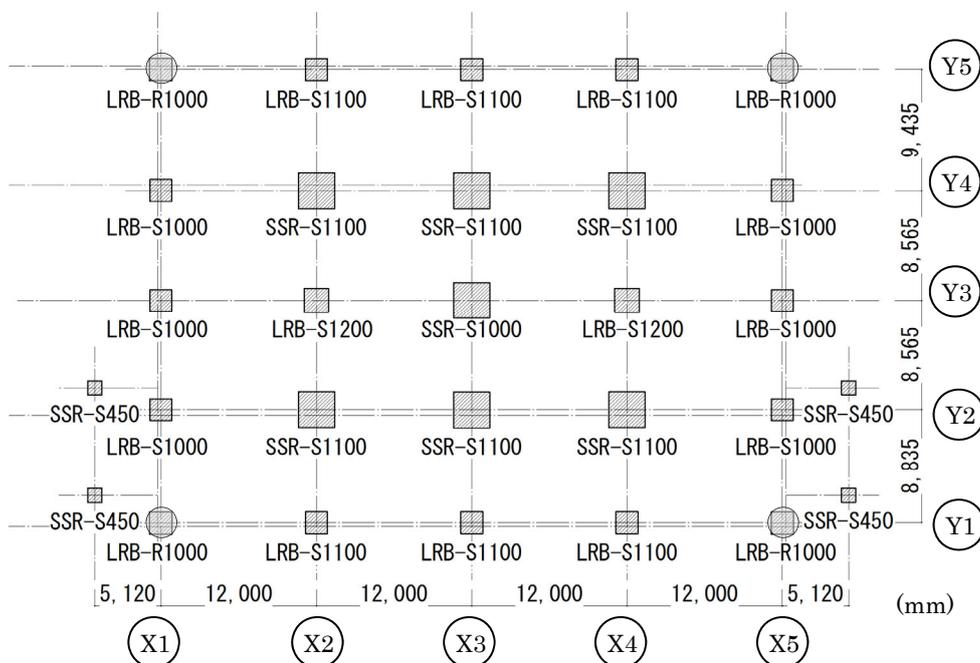


図-5 免震材料の配置図

4.4.2 PC 造と免震構造を組み合わせるメリット

1.でも述べた通り、PC 造の履歴特性は、S 字型の特性が強いため、RC 造に比べて、履歴ループの面積が小さく、躯体としてのエネルギー吸収量も小さい。そのため、耐震設計の場合は、応答値が RC 造に比べて大きくなる傾向にある。

免震構造では免震層でエネルギーを吸収するため、上部構造は基本的に弾性限範囲内で計画し、履歴モデルによる差異は大きく現れない傾向にある。そのため、PC 造のデメリットを免震構造で補いつつ、ロングスパン化による広い空間構成などのメリットを發揮することができる。

ロングスパン化は免震材料の設計においても利点がある。免震構造は建物の固有周期を大きくすることで入力する地震力が低減される。ロングスパン化すると、柱 1 本あたりに作用する軸力が集約されるため、免震材料に作用する軸力も増加する。軸力が増えると免震層のせん断剛性が小さくなり、固有周期が延びるため建物の応答加速度等は低減される傾向にあるが、逆に水平変形量は大きくなる。大きな水平変形に対応するためにはゴム総厚と径の関係より大型の免震材料が必要となる。要するに、小さい免震材料を複数配置す

るより、大型のものを少なく配置した方が、固有周期を延ばしつつ、大きい変形にも対応でき、効率的な免震層の設計が行えるといえる。また、免震材料の集約化は基数を減らすことにもつながるので、コストダウンの効果も生まれる。今回の計画では、仮に RC 造による 6m×6m を基準グリッドとした場合に比べて基数を 1/2.5 に大幅に減らすことができた。

4.5 下部構造

4.5.1 基礎の計画

計画敷地は、GL-7m 以深より N 値 30 以上の硬質な基盤岩が出現する比較的良好な地盤であるため、この層を支持層とする直接基礎を採用した。基礎底が約 GL-6m であるため、基礎底から支持層までは地盤改良（浅層改良処理工法）を行い、不同沈下対策および根切り量抑制のためマットスラブ形式を採用した。スラブ厚は 2300mm とし、応力状態に応じた区分を設定し、鉄筋の配置を行った。

4.5.2 基礎の設計

長期地耐力は支持層地盤および地盤改良体を総合的に判断し 450kN/m² とした。基礎の設計は、マットスラブ部を板要素で分割したモデル化を行い、FEM 解析によりその安全性を確認することとした。図-6 に長期荷重作用時のマットスラブの応力図を示す。基礎下部における地盤鉛直バネを設定し、解析結果では最大鉛直変位 4.7mm および相対変形角は 1/1500 程度で、建築基礎構造設計指針（日本建築学会）による上限変形角（1/1000）以下であることを確認した。マットスラブの断面算定では、地震時の免震材料による付加応力を考慮して、部材が短期許容応力度以下であることを確認した。改良地盤は長期荷重時および地震時に対して、応力と支持力ともに長期および短期許容応力度以下であることを確認した。

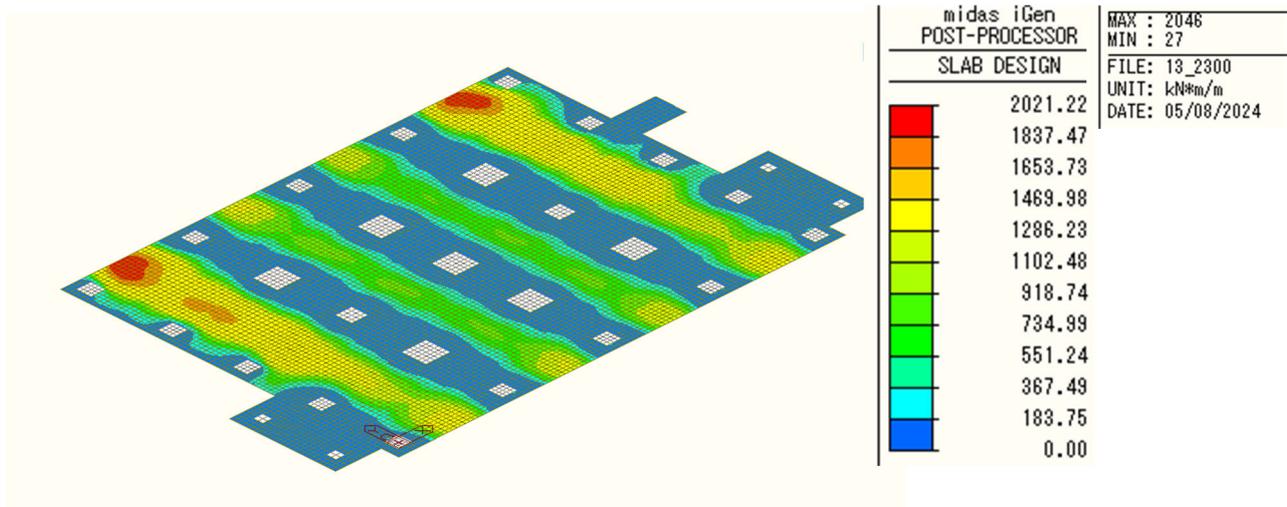


図-6 マットスラブ長期荷重時応力図 (Mxx 上端)

5. 時刻歴応答解析

5.1 耐震性能目標

動的設計について示す。設計用入力地震動は”稀に発生する地震動”（以下、レベル 1）と、”極めて稀に発生する地震動”（以下、レベル 2）を設け、それぞれ性能目標を設定した。表-1 に動的設計の目標値を示す。レベル 2 の地震動に対しても、上部の躯体は弾性限範囲内にとどめ、また病院機能を維持するために機器への損傷を防ぐ観点から加速度は 250cm/s² 以下を目標値とした。

表-1 耐震性能目標

入力レベル	稀に発生する地震動	極めて稀に発生する地震動
上部構造	層の最大応答層間変形角 1/400rad.以下 層の塑性率 0.8 以下 床の応答加速度 250cm/s ² 以下	最大応答層間変形角 1/200rad.以下 層の塑性率 1.0 未満 床の応答加速度 250cm/s ² 以下
免震層	積層ゴム支承 せん断ひずみ $\gamma = 2.0$ (40.6cm) ※1 以内 面圧 (LRB) 最大：長期許容面圧×2 以下 最少：引張力を生じさせない 弾性滑り支承 (SSR) 最大：長期許容面圧×2 以下 最少：引張力を生じさせない	積層ゴム支承 せん断ひずみ $\gamma = 2.5$ (50.8cm) ※1 以内 面圧 (LRB) 最大：長期許容面圧×2 以下 最少：-1.0 N/mm ² 以上 弾性滑り支承 (SSR) 最大：長期許容面圧×2 以下 最少：引張力を生じさせない

※1 せん断ひずみとは LRB の水平変形量をゴム総厚で除した値を示したもので、 $\gamma = 2.0$ はゴム総厚の 2 倍の水平変形量を表す。括弧内数値は水平変形量に換算した値を示す。

5.2 時刻歴応答解析の解析方針

設計用せん断力係数の設定方法は 4.2 節に示す。時刻歴応答解析では、予備応答解析の結果から求めた高さ方向のせん断力分布を元に行った荷重増分解析により定めた振動モデルに対して、レベル 1、レベル 2 ならびに免震材料の特性変化による地震応答解析の結果が性能目標以下であることを確認する。

5.3 時刻歴応答解析概要

5.3.1 設計用入力地震動

設計用入力地震動に用いた地震動波形は観測波 3 波 (ElCentro NS, Taft EW, Hachinohe NS)、位相特性を変えた告示波 3 波 (Hachinohe NS 位相, JMA 神戸 NS 位相, 乱数位相) に加え、サイト波 2 波はレベル 2 のみとし、合計 8 波とした。観測波は最大速度で基準化し、レベル 1 は 25cm/s、レベル 2 は 50cm/s とした。

建設地に被害を及ぼす可能性がある主要な活断層には警固断層帯、宇美断層、日向峠-小笠木峠断層帯などが挙げられる。これらの断層により生じる地震の規模と建設地との位置関係から、距離減衰式を用いて最大速度を推定した結果、最も影響が大きい活断層は警固断層帯南東部であった。そこで、これをモデルとしたサイト波と呼ばれる模擬地震動を作成し、設計に考慮した。

福岡県周辺には海溝型地震の震源域はないが、南海トラフ地震による影響についても確認を行った。結果、建設地での影響は比較的軽微であると判断できたため、想定地震動からは除外した。

5.3.2 表層地盤の地震動

解放工学的基盤面にて設定した地震波は表層 (建物の基礎位置) に達するまでに地盤の状態に応じて増幅される。建物への設計用入力地震動のうち、告示波およびサイト波については、解析により増幅を考慮した地震動を用いた。増幅後の表層地盤での地震波形を図-7 に示す。レベル 2 では、短周期領域にてサイト波が告示波を上回る結果となった。

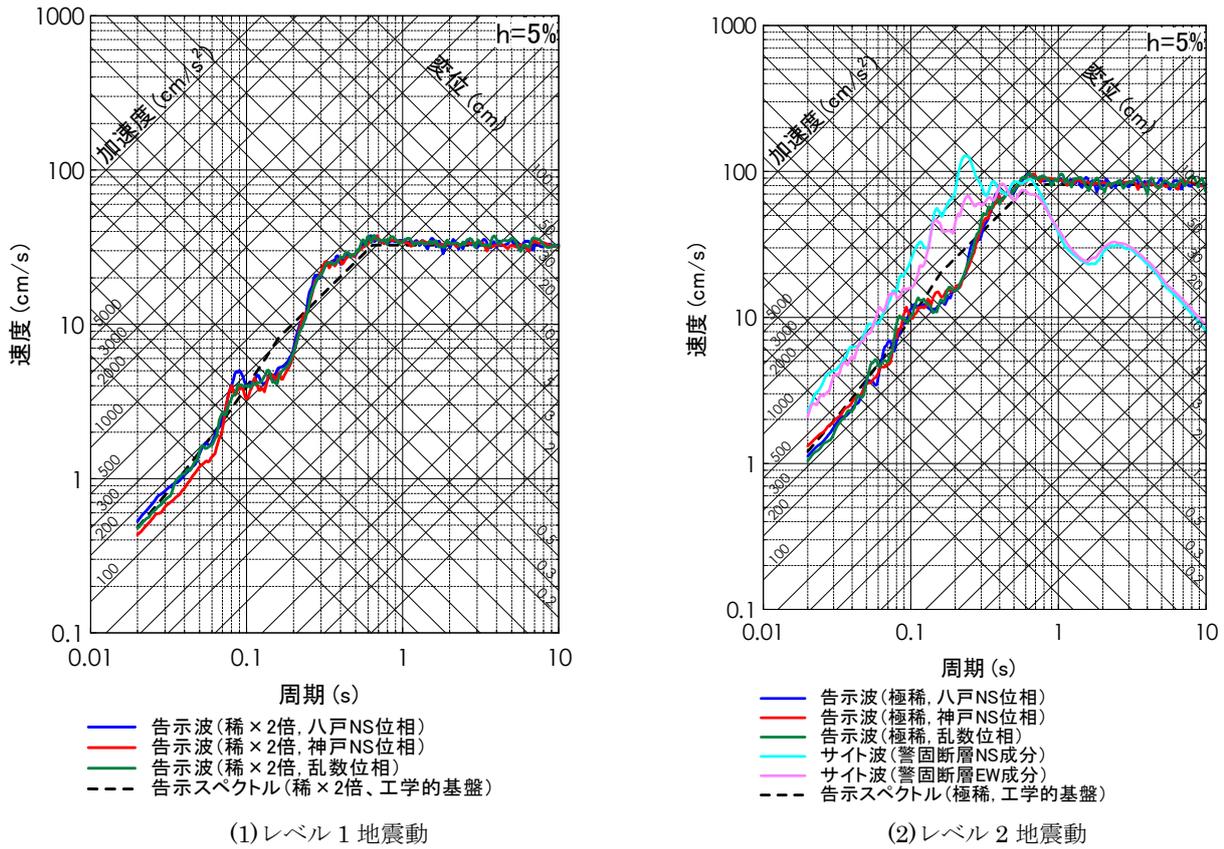


図-7 設計用入力地震動の応答スペクトル

5.3.3 解析モデル

(1)上部構造

上部構造の解析モデルの諸元を a.~c.に示す. 解析は質点系モデルにて行った.

a.質点系モデル

各階を質点系モデルに置き換えた 12 質点モデルとした. イメージを図-8.1 に示す.

b.振動モデル

塔状比が 1.68 と比較的小さいことから上部構造の振動モデルは等価せん断型とし, 復元力特性は Tri-linear 型スケルトンカーブ (弾塑性) とした. 各層の質点系モデルおよび剛性評価方法を図-8.2 に示す. 各層の静的弾塑性荷重増分解析から得られた層せん断力-層間変形関係 (図内曲線) を元に, 終局限界変形時の層間変形角 R を $1/100\text{rad}$. と定義し, その時の荷重 ($Q3$) と層間変形 ($\delta 3$) を定め, 面積が等価となるように第二, 第三剛性を決定した. 参考として X 方向モデルの算定結果を表-2 に示す. 免震層はスウェイばね, およびロッキングばねを考慮した SR モデルとした.

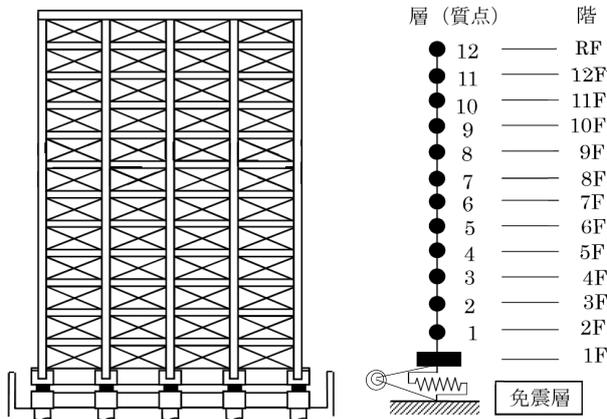


図-8.1 質点系モデル

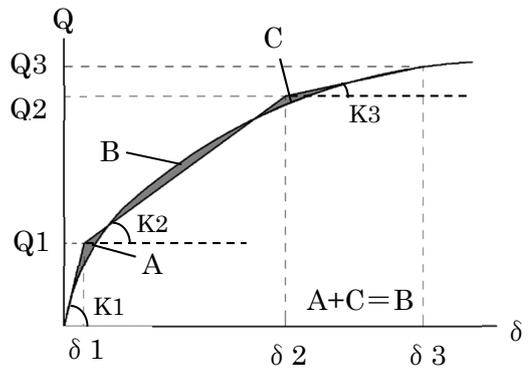


図-8.2 復元力モデルの設定

て質点モデルでの解析結果に長期軸力の 0.4 倍を加算した値にて免震材料の面圧検討を行った。詳細は 5.5 節に示す。

5.3.5 免震材料の水平変形にともなう付加曲げ応力の検討

地震時に免震材料は最大 50cm 程度変形する計画である。水平変形が大きくなると、建物の鉛直方向の軸力による応力 (P- δ 効果) の影響を受けるため、これらを考慮した設計を行った。具体的には免震材料 (LRB) が取り付く 1 階梁、ならびに免震材料下の基礎との接点部において、層間変形角 1/100rad.時 (保有水平耐力時) の応力に免震材料の最大水平変形時 ($\gamma=2.5$) の P- δ による付加曲げモーメント、および積層ゴムのせん断力による曲げモーメントを加算した値が、各部材の短期許容応力度以下であることを確認した。

5.4 解析結果

質点系モデルの解析には解析プログラム「RESP-M/II」(構造計画研究所)を使用し、数値積分法(積分時間間隔=0.002 秒)を用いた。検討方向は X 方向, Y 方向, 45°方向にて行ったが、45°方向の検討結果については割愛する。

5.4.1 固有値解析結果

固有値解析の結果を表-3 に示す。免震層固定時、ならびに免震層変形時の一次固有周期は X 方向 Y 方向の差が小さくバランスが良い。

表-3 固有値解析結果

一次固有周期	X 方向	Y 方向
免震層固定時	1.65(s)	1.62(s)
$\gamma=1.0$	4.81(s)	4.80(s)
$\gamma=2.0$ (レベル 1)	5.55(s)	5.55(s)
$\gamma=2.5$ (レベル 2)	5.77(s)	5.77(s)

5.4.2 応答解析結果

図-10 にレベル 2 地震時の X 方向, Y 方向の各質点における最大応答加速度, 最大応答変位, 最大応答層間変形角, 層せん断力係数を示す。解析は免震材料の特性変化を考慮し, 免震材料の剛性, 降伏荷重が増加する側を「+」, 低下する側を「-」としてそれぞれを算定した。応答加速度, および層せん断力係数は「+」側が不利(応答値が大きくなる)になるため, 「+」側の結果を示す。応答変位, 層間変形角は「-」側が不利になるため, 「-」側の結果を示す。層せん断力係数は各階に作用した層せん断力を重量で除して算出したもので, 設計目標値(ベースシア係数 0.07 を基準とした値)の確認のために示す。各図内の着色線は設計目標値を示す。

図-10.1 より, 基礎部分で生じた 700cm/s² 相当の加速度に対し, 上部構造の最大応答加速度は Y 方向の 7 階部分 216.8cm/s² と大幅に低減され, 目標値 250cm/s² 以下を満足した。

PC 造は RC 造に比べて, 断面を小さくすることができるが, あまり小さくしすぎると建物が柔らかくなり応答加速度が大きくなる傾向があるため, 断面寸法を絞る際は注意が必要である。

図-10.2 より, 1 階の最大応答変位は Y 方向の 48cm で, 免震層の目標せん断ひずみ $\gamma=2.5$ (水平変位 50.8cm) 以下となった。

図-10.3 より, 最大応答層間変形角は X 方向の 2~3 階間の $R=1/240rad.$ で, 目標値 1/200rad.以下となった。

図-10.4 より, レベル 2 地震時に各階に作用する層せん断力係数は設計用せん断力係数 0.07, および 0.105 以下となることを確認した。

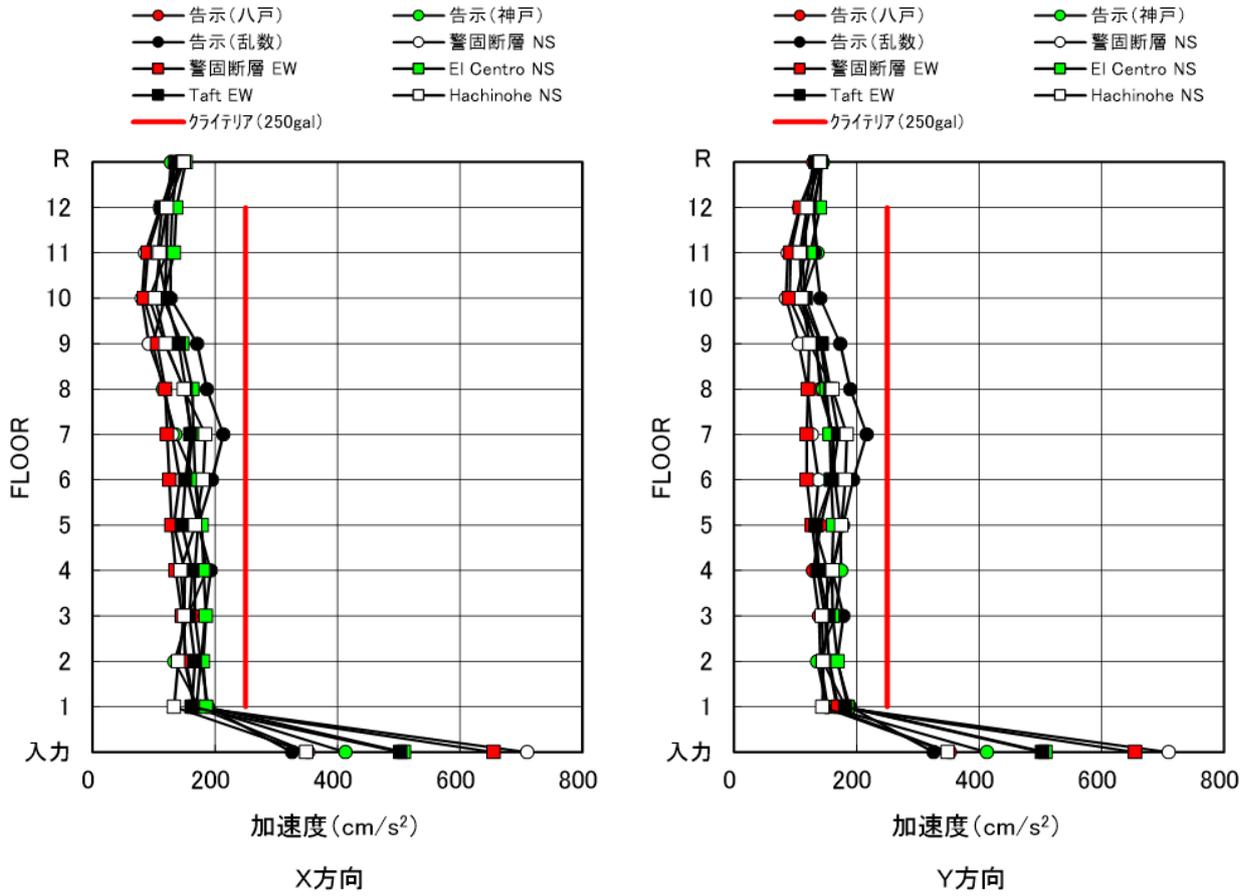


図-10.1 最大応答加速度 (レベル2地震動 剛性評価+側)

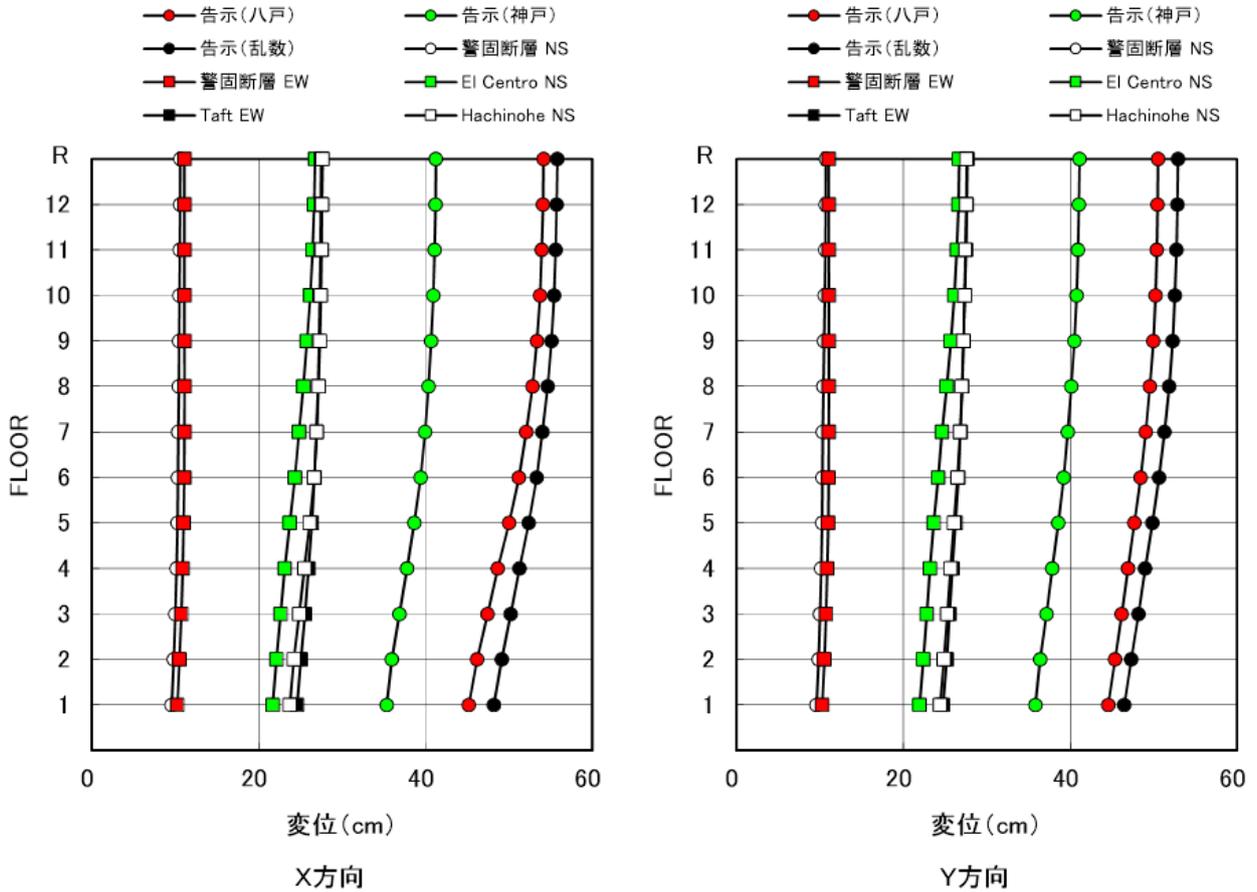


図-10.2 最大応答変位 (レベル2地震動 剛性評価-側)

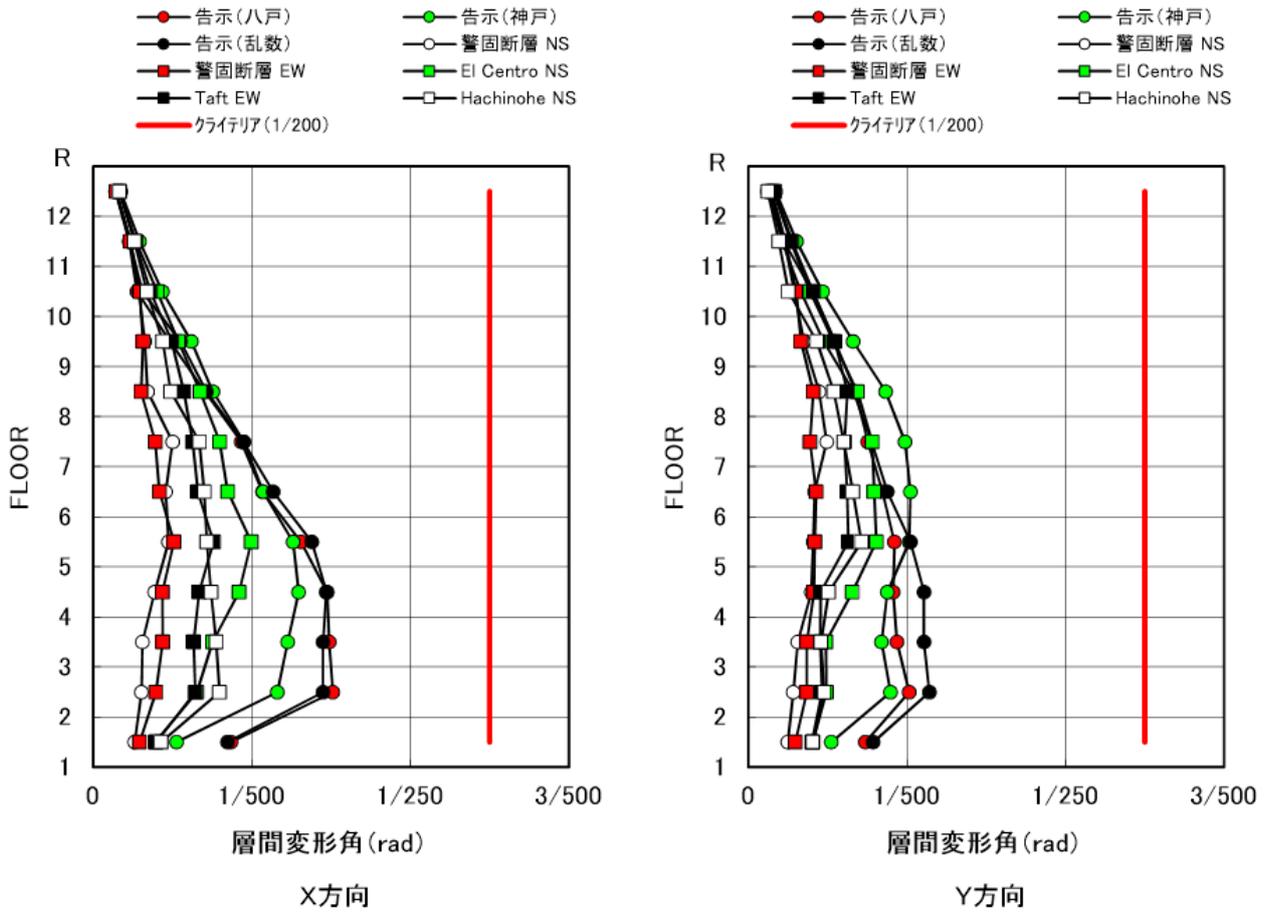


図-10.3 最大応答層間変形角 (レベル 2 地震動 剛性評価一側)

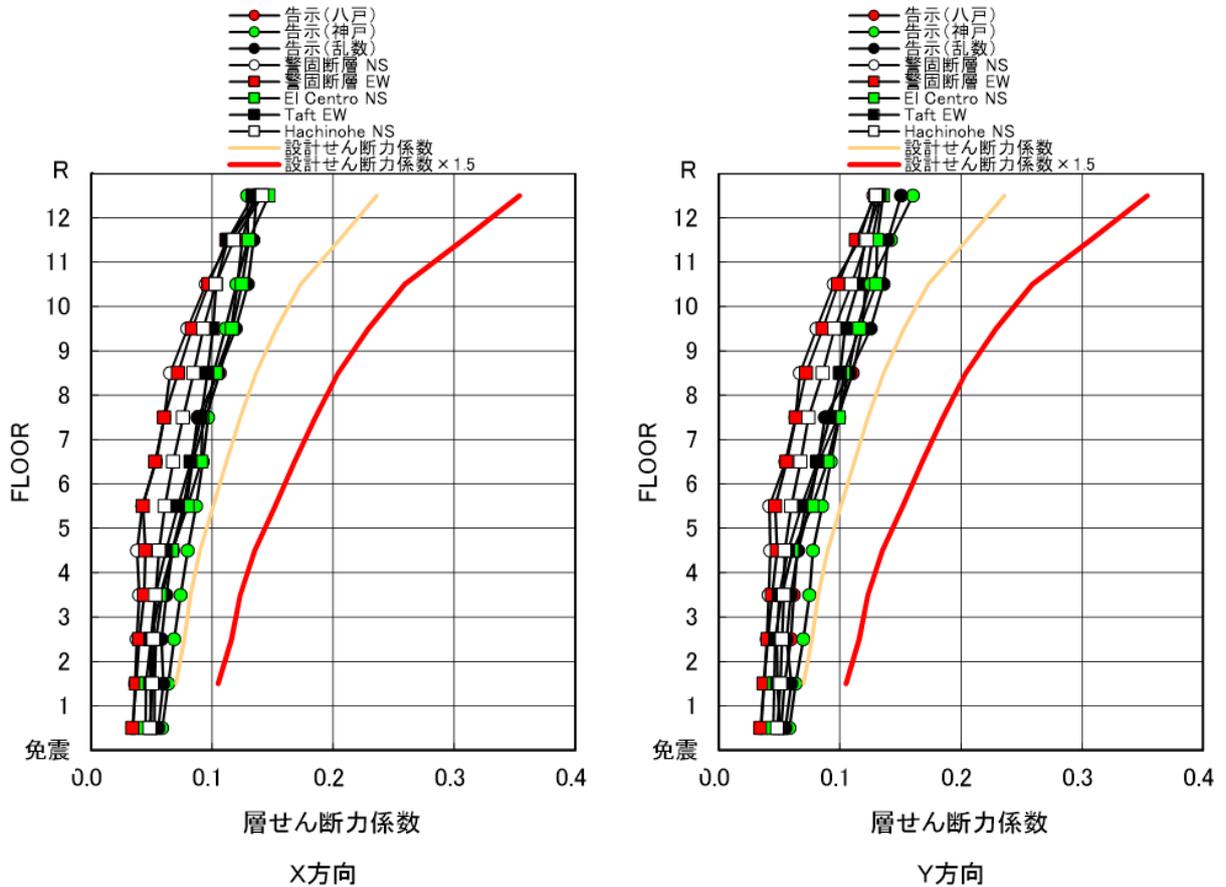


図-10.4 層せん断力係数 (レベル 2 地震動 剛性評価+側)

5.5 上下動の時刻歴応答解析

5.5.1 上下動の検討方針

各免震材料に作用する面圧を検討する際に、地震時の軸力を適切に評価するためには地震による上下動の影響を考慮する必要がある。質点系モデルは上下方向の時刻歴応答解析を対象としていないため、各免震材料に作用する地震時の軸力を地震波ごとの時刻歴に応じて算出することはできない。そのため静的な解析による変動軸力と長期荷重に上下動係数を乗じた値を足し合わせた疑似的な上下動軸力を設定し、評価する。一般的な RC 造建物では上下動係数に通常 0.3 を用いることが多いが、本建物は上部構造がロングスパン梁のため、応答値が大きくなる可能性があり、0.3 では過小評価となると考えた。そこで、上部構造の立体フレームモデルを別途作成し、上下方向の時刻歴応答解析を行い上下動係数の妥当性を検証した。

5.5.2 立体フレームモデル

解析に用いたモデル (X 方向) を図-11 に示す。モデルは X 方向 12m スパンを 6 分割、Y 方向 9m を 4 分割として質量を有する節点を設けた。時刻歴応答解析に使用したその他の条件を下記に示す。

- ・各免震材料で定められた鉛直剛性を考慮する。
- ・直接基礎による上下地盤ばねを考慮する。ばねの設定方法は参考文献 4) に示す。
- ・弾性解析とする。
- ・内部粘性減衰定数は瞬間剛性比例型で基礎固定時の建物の鉛直方向一次固有周期に対して 2% とする。
- ・設計用入力地震動は、位相特性を変えた告示波上下動の 3 波 (Hachinohe NS 位相, JMA 神戸 NS 位相, 乱數位相), サイト波上下動 1 波 (警固断層) の合計 4 波とし、いずれもレベル 2 を用いる。
- ・解析プログラムは「RESP-D」(構造計画研究所) を使用し、解析手法は数値積分法を用いた (積分時間間隔=0.005 秒)。

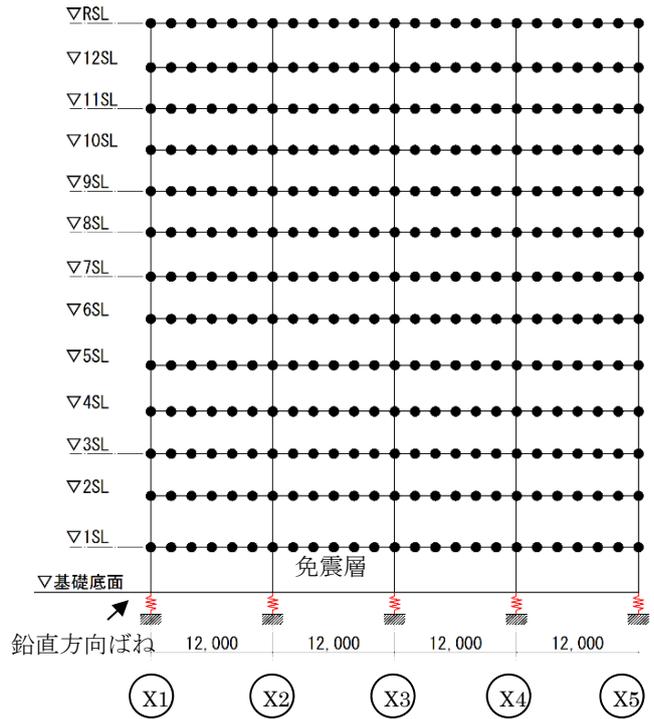


図-11 解析モデル(Y3 構面)

5.5.3 設計用入力地震動

表-4 に解析に用いた設計用入力地震動波形の諸元を示す。また、図-12 に地震動の加速度応答スペクトル (減衰比 h=0.05) を示す。

表-4 設計用入力地震動波形

波形名称	最大 加速度 (cm/s ²)	解析時間 (sec)
告示 (八戸) L2	258.2	120
告示 (神戸) L2	180.7	120
告示 (乱数) L2	195.6	120
サイト波 (警固) L2	164.8	120

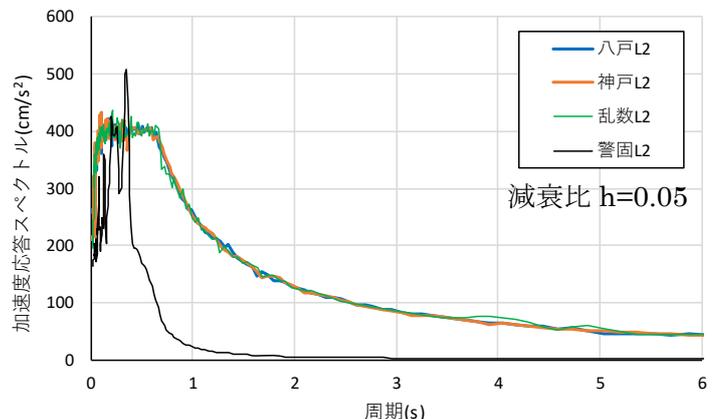


図-12 上下方向の加速度応答スペクトル

5.5.4 解析結果

固有値解析の結果、一次固有周期は 0.232 秒となった。表-5 に応答解析より得られた免震層に作用する鉛直荷重を長期軸力で除した上下動係数の最大値を示す。表より、最大値はサイト波（警固断層）で 0.33 となった。この結果を元に次節にて示す免震材料の面圧検討に用いる鉛直震度を 0.4 に設定した。

また、本報告では詳細は割愛するが、応答の結果として、ロングスパン梁の上下方向の最大応答加速度は 818cm/s² であるが、最大応答変位は 8.8mm と小さいため問題ないと判断した。

表-5 免震層の最大鉛直震度

地震波	①免震層の 最大応答鉛直力	②免震層の 長期時支持荷重	最大上下動係数 ①/②
	kN	kN	-
告示（八戸） L2	112517	363396	0.31
告示（神戸） L2	99070	363396	0.27
告示（乱数） L2	111932	363396	0.31
サイト（警固） L2	121080	363396	0.33
最大値	121080	363396	0.33

5.6 免震材料の面圧検討

前節より求めた上下動係数 0.4 を使用し、免震材料に作用する面圧の検討を行った。結果、レベル 2 において、LRB の圧縮側の面圧は目標値 30N/mm² 以内に対して 21.8N/mm², 引張側の面圧は目標値 -1.0N/mm² 以上に対して 0.66N/mm² となり、いずれも目標値を満足した。

5.7 免震層のエネルギー吸収性能の検討

建物の免震化の効果を確認するために、レベル 2 において、免震層でどの程度エネルギーが吸収されたかを確認する。算定方法は時刻歴応答解析より、免震層のエネルギー時刻歴を求め、各地震波形の終了時の地震時入力エネルギーに対する免震層のエネルギー吸収率を確認する。上部構造の応答加速度が最も大きかった乱数位相を用いた告示波の Y 方向の検討結果を図-13 に示す。エネルギー吸収率は LRB が 51.7%, SSR が 14.2% で建物全体に対する免震層のエネルギー吸収率は 88% と高くほとんどの地震力が免震層で吸収されている。

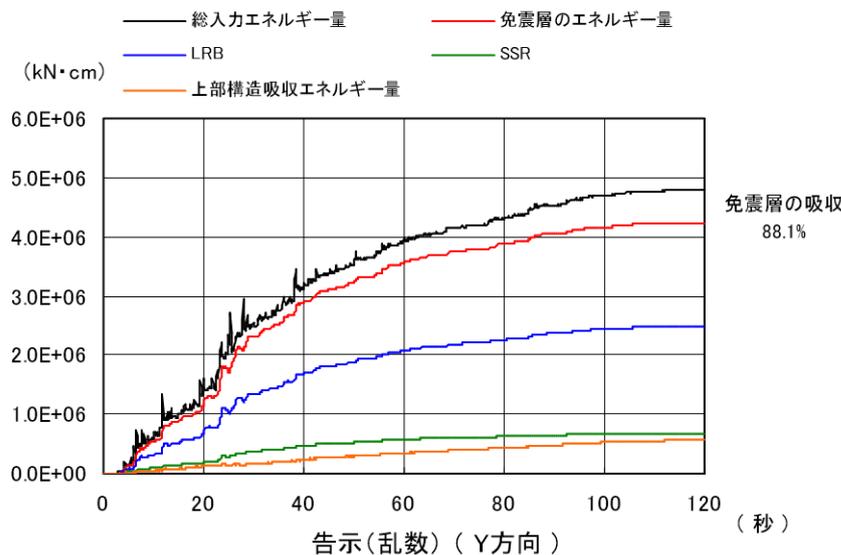


図-13 免震層のエネルギー吸収量

6. 風荷重に対する免震層の検討

6.1 耐風安全性の検証方針

本建物は重要度が高いことから、極めて稀に発生する風荷重に対して、免震材料を弾性限に近い範囲にとどめることを目標に安全性のさらなる検証を行った。確認は参考文献 5) に示された方法により行った。これは極めて稀に発生する風荷重を静的成分と変動成分にわけ、それぞれの荷重に対する免震材料の応答結果に応じてランク A~C に分類するものである。本建物では鉛プラグ挿入型積層ゴム支承を使用していることから、ランク A は対象外となるため、適用範囲内の最高ランクとなるランク B を目標とした。表-6 に各ランクのクライテリアを示す。本建物は風による影響は小さく、極めて稀に生じる風荷重に対して、風荷重による水平力は地震荷重による水平力以下となり、安全性を確認した。

表-6 風荷重による免震層の応答状態とランク

ランク A	免震層の風荷重に対して、免震層が弾性挙動する範囲にとどまるケース
ランク B	免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を越えるが、風荷重の変動成分に対しては弾性挙動をするケース
ランク C	免震層の風荷重に対して、免震層は弾性限を越え、風荷重の変動成分に対しても弾塑性挙動をするケース

6.2 風荷重

告示 1461 号三号の規定による風荷重をガスト影響係数により静的成分（平均荷重）と動的成分（変動荷重）に分離し、風荷重時の免震層の状態を検討する。検討方法の詳細は参考文献 5) を参照されたい。

表-7 に風荷重と免震層の特性を、表-8 に Y 方向の設計用最大風荷重の静的成分と動的成分を示す。

表-7 風荷重と免震層の特性

免震材料	数量	1 次剛性	切片荷重 Qd	Σ Qd
		kN/cm	kN	kN
LRB	LRB-R1000	4	14.63	140.9
	LRB-S1000	6	18.13	226
	LRB-S1100	6	22.07	250.4
	LRB-S1200	2	26.39	276.1
	合計	18	352.5	3974.5
弾性 すべり支承	SSR-S450	4	46.05	41.6
	SSR-S1000	1	219.95	241
	SSR-S1100	6	263.41	262.6
	合計	11	1939.4	1983.3

表-8 設計用最大風荷重の静的成分と動的成分

項目	告示 1461 号第三号 イによる風荷重	告示 1461 号第三号 ロによる風荷重
風荷重(kN)	5264	8422
ガスト影響係数	2.1	2.1
静的成分(kN)	2507	4011
動的成分(kN)	2757	4412

6.3 検討結果

図-14 に免震層全体の復元力特性と風荷重の関係を示す。

図より、告示三号イ、告示三号ロのどちらの変動荷重でも鉛プラグは降伏しないことを確認した。この結果より、本建物はランク B に分類され、稀、および極めて稀に生じる風荷重に対しても免震層の性能は維持できると判断した。

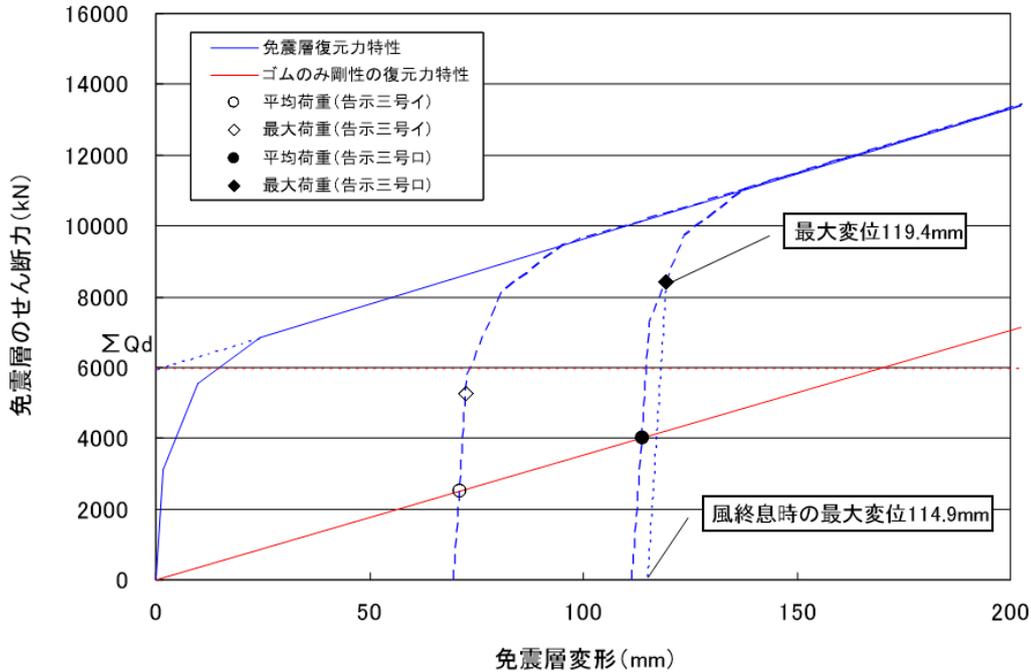


図-14 免震層の復元力特性と設計用風荷重の比較

7. おわりに

PCaPC 造と免震構造を組み合わせた病院建物の時刻歴応答解析を用いた構造設計について述べた。

謝辞

本設計を行うにあたり、株式会社免震エンジニアリングの岩下様、加地様、株式会社構造計画研究所の田中様には多大な協力とご指導を賜りました。この場を借りて深く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) ピーエス三菱：PC 定着体を内蔵した柱梁接合部の定着完了時における安全性を確認する実験報告書，平成 25 年 3 月
- 2) ピーエス三菱：PC 定着体を内蔵した隅柱梁接合部の耐震安全性を確認する実験報告書，平成 26 年 5 月
- 3) 岡本 伸・加藤博人：PC 造建物の地震応答性状，プレストレストコンクリート Vol. 33, No.4, Jul. 1991, pp.52-63
- 4) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2009.4
- 5) 日本免震構造協会：免震建築物の耐風設計指針，2017.9