

京都市新庁舎（本庁舎敷地）の構造設計

－歴史的建物と新築建物を一体化して整備した大規模免震構造－

Structural design of Kyoto City Hall (main site)

－ Integration of a historical building and a modern building into a single large scale
isolation structure －

末國 良太 *1、西澤 崇雄 *2

1. はじめに

京都市現本庁舎は、関西建築界の父と呼ばれる武田五一監修の下、その門下生の中野進一が京都市営繕課の臨時職員として設計に従事し、昭和6年に竣工した歴史ある建築物である。京都市政の中核であると同時に市民に愛されてきた貴重な建築文化的資産である一方で、こうした歴史的建築物全般に常に付きまとう問題として、耐震性の不足、今日的な庁舎機能を果たすために支障となる建築的な制約、建物・設備の経年劣化などの課題が山積していた。また、同様に老朽化・狭隘化の進む隣接別棟庁舎も含めた庁舎全体が抱える様々な課題を解決するための新庁舎整備は、平成2年の取り組み開始以来、京都市の重大な懸案事項であった。本計画は、本庁舎の免震レトロフィット改修とその他庁舎の新築・改築を軸とした、これまでの新庁舎整備事業の集大成となるものである。

設計者は、京都市都市計画局公共建築部公共建築建設課および日建設計、施工者は本庁舎敷地が大成・古瀬・吉村特定建設工事共同企業体、分庁舎側が清水・金下・公成特定建設工事共同企業体であり、目下建設工事中である。

2. 建築計画概要

新庁舎は通りを挟んだ2つの敷地によって、大きく「本庁舎敷地」と「分庁舎敷地」の二つに分かれている。「本庁舎敷地」では、既存本庁舎の免震レトロフィット改修および既存西庁舎・北庁舎の解体・改築の上、各棟を免震層直上で一体化する。「分庁舎敷地」は独立した新築

免震建物として計画する。また、両敷地をまたいだ上空通路を設けて北庁舎3階と分庁舎4階レベルでの往来を可能とする。本稿では主に「本庁舎敷地」の建物について説明する。図-1-1, 1-2に建物外観パースを、図-2に全体計画を示す。



図-1-1 建物外観パース（南面鳥瞰）



図-1-2 建物外観パース（北東面アイレベル）

*1 SUEKUNI Ryota : 株式会社日建設計 エンジニアリング部門 構造設計グループ 構造設計部

*2 NISHIZAWA Takao : 株式会社日建設計 エンジニアリング部門 構造設計グループ 構造設計部 主管 博士（工学）

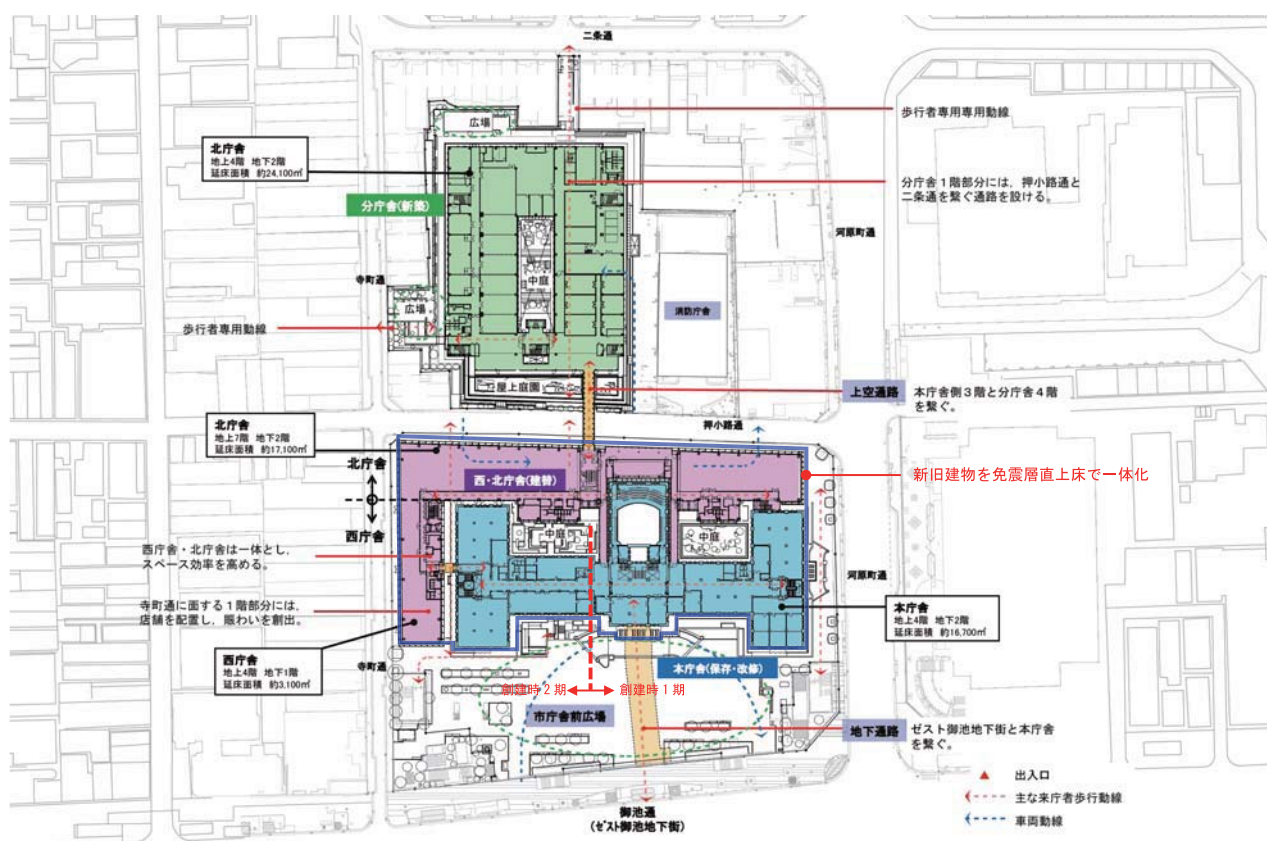


図-2 京都市新庁舎整備 全体計画

3. 既存建物の概要

3.1 本庁舎建設時の時代背景

築八十余年になる既存建物を改修するに当たっては、当時の時代背景を知ることが設計を進める上での一助になると思われたため、まずは本庁舎建設時期の前後に建築関連法規（特に構造関係規定）等がどのような変遷を辿っていたかを調べることにした。表-1に記録から明らかとなった本庁舎建設計画の進捗と、建築法規や技術関連の主要なトピックを年表にまとめた。

特筆すべきは1923年に発生した関東大震災と、それを受けて翌年に耐震規定が建築法規に初めて盛り込まれた点である。それとほぼ時を同じくして本庁舎の建設計画が議会を通過し、本格的に建設計画が動き出している。また、当時は日本工業規格JISの前身である日本標準規格JESが建築材料分野にも制定され始めた時期である。本庁舎においても、議場屋根の鉄骨トラス架構の構成部材に、現行規格とは形状の異なるJES規格の形鋼が使用されていることが確認できた。

図-2および表-1に示すように、本庁舎は昭和2年竣工の第1期部分と、引き続いて増築された昭和6年竣工の第2期部分に工期が分かれている。建設当時の図面は1

期工事部分については意匠図のみ、2期工事部分については意匠図、構造図一式が現存している。また、詳細については後述するが、架構計画と構造躯体の部材プロポーションなどかなりの相違がみられ、それが改修設計における難易度を上げる結果となった。

表-1 本庁舎建設当時の時代背景

西暦 年号	本庁舎建設計画		建築法規・技術関連	
1919 大正 8 年			4 月	市街地建築物法公布 (翌年施行)
1923 大正 12 年	9 月 関東大震災			
1924 大正 13 年	7 月	建設計画が市議会 を通過	6 月	市街地建築物法改正 水平震度 0.1 を明記
1925 大正 14 年	3 月	起工 先代庁舎の解体	3 月	構造用圧延鋼材の日本 標準規格制定
1926 大正 15 年	7 月	第 1 期上棟	6 月	ポルトランドセメント の日本標準規格制定
1927 昭和 2 年	4 月	第 1 期竣工		
1930 昭和 5 年	10 月	第 2 期起工		
1931 昭和 6 年	8 月	全体完成		

3.2 調査概要

既存本庁舎建物は2期に分けて建設がなされたが、1期部分の構造図は現存しておらず、調査による構造図の復元が必要であった。過去数度にわたって各種の構造調査が行われてきたが、今回改修設計に先立ち、これまでの構造調査結果を補完しつつ、改めて現状の建物状態を把握し、その結果を構造図復元、免震改修設計及び外壁改修設計等に反映させるための非破壊・実測・材料試験等の各種調査を実施した。表-2-1、2-2に調査項目を示す。

表-2-1 構造調査項目

調査項目	調査内容	調査方法
コンクリート強度の調査	現状の構造体コンクリート圧縮強度およびヤング係数を確認する。	電磁波レーダ法 コア採取
コンクリート中性化深さ測定	コンクリートの中性化進行度を調査する。	フェノールフタ レイン法
鉄筋引張強度の調査	引張試験をおこない、降伏点強度及び引張強さを確認する。	鉄筋サンプリング 引張試験
配筋調査	鉄筋探査機により、配筋状況を確認する。	電磁波レーダ法
鉄筋径はつり出し調査	鉄筋をはつり出し、鉄筋径を確認する。	電磁波レーダ法 はつり
スラブ厚さ調査	小径コア採取または測量によりスラブの材料構成や厚さを確認する。	小径コア採取 測量
基礎試掘調査	試掘により基礎形状を把握する。	試掘
議場の天井調査	鉄骨屋根架構及び天井下地材の配置状況を確認する。	目視、実測
議場屋根トラス鉄骨材質検査	屋根鉄骨の成分分析を行う。	可搬式金属材料 分析装置

表-2-2 劣化調査項目

調査項目	調査内容	調査方法
外壁アンカーピン引張試験	外壁補修部分に施工されているアンカーピン及び柱頭装飾部分の引張試験を行い付着強度を確認する。	引張試験
一般天井および壁面調査	打診により漆喰仕上の浮きを確認する。	打診
外壁打診調査	外壁を打診して仕上げ材の浮き状況を確認する。	打診

コンクリート推定強度は階ごと・創建時の工期ごとに平均値から標準偏差 σ の1/2を引いて算出した。幸いにも、算定した推定強度は最低でも16.6N/mm²となり、低強度コンクリートの目安である13.5N/mm²を上回る結果となった。

基礎関係の躯体調査については、免震改修の肝となる

部分だけに広範囲の事前調査が望まれたが、非破壊による調査が困難であることや、使用中の建物内での調査である等の制約から実測範囲は代表数か所にとどまった。試掘により、2期部分は概ね現存構造図通りの形で実際の基礎躯体が施工されていることや、1期部分と2期部分の基礎形式（基礎底レベル）が異なることが判明した（図-3参照）。この違いは補強躯体の詳細や施工手順の問題へと直結し、各々の基礎形式に合わせた2通りの免震改修計画を立案することとなった（後述）。

実施設計に当たっては調査結果および現存する原設計図を読み込みつつ、実施設計の精度に耐えうる構造図の復元を行った。ただし前述の通り、特に原設計図が存在しない1期の地中部分については、形式の特定までは行えたものの、具体的な寸法等は推定による部分が大半を占めざるを得なかった。施工に際して実際に掘り出してみたところ、基礎フーチングの形状をはじめ、基礎底レベルや一部の基礎梁の有無等、想定との差異が散見された。一方で、このような事態は予見できたため、設計方針として補強を施す地下・基礎躯体の部材耐力は構造計算上一切見込まないとしたことが幸いし、現状は実況に応じた柔軟な対応が可能な範疇となっている。

本庁舎の議場天井には、精巧な彫刻の施された漆喰天井が創建当時のまま現存している（写真-1）。歴史的にも価値のあるこの天井の残置可否については慎重な検討を要した。

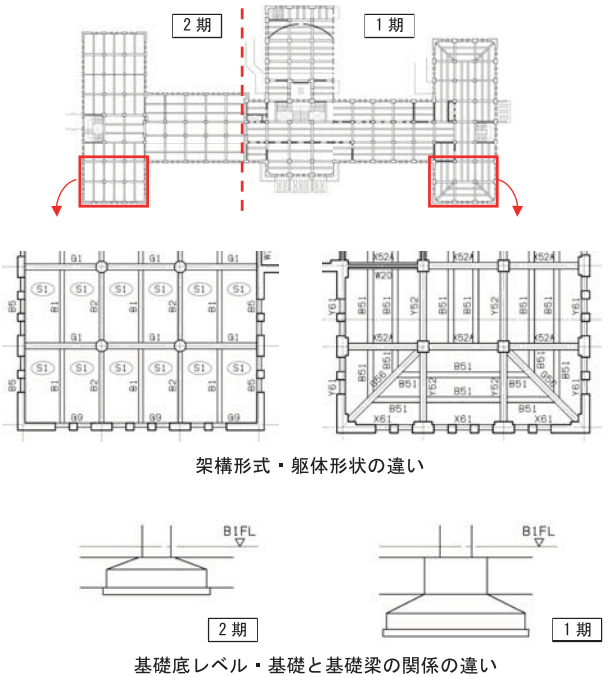


図-3 創建時工期による躯体形状の差異の例

既存天井は丸太の根太、木杵、ラスモルタル、漆喰などで構成されている。残置する場合、いわゆる特定天井には該当しないものの、用途の重要性から鑑みて脱落に対して相応の強度（人命保護・機能維持）を持つことが必須であると考えられた。鋼製下地材による補強を施す案や、実物を利用したの現地加振試験の実施も検討したが、破損を生じさせる可能性を否定できないことから断念し、構造的に安全性を担保できないという結論に至った。また、使用材料が火災時に必要な防耐火性能を満足しない。したがって、議場天井は改修に当たってGRG（ガラス繊維補強石膏）によるレプリカ天井材および鋼製下地に置換し、構造上・耐火上の安全性を担保することとした。

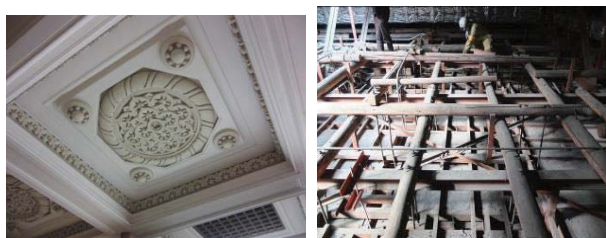


写真-1 議場天井（左：室内、右：下地材）

4. 免震改修建物の法的位置づけ

筆者の知る限り、免震改修した既存不適格建物と、同等規模の新築建物を免震建物として一体化する事例は、少なくとも国内初ではないかと思われる。既存不適格建物単独での免震改修かつ改修部分が主に新設免震層まわりのみで、建築基準法上の「大規模の修繕（主要構造部の過半の修繕）」に当たらない場合は、既存部分への遡及はかからない。また、国宝・重要文化財等についてはそもそも建築基準法が適用除外となる。一方で、今回建物のように「一体増築」とみなされる既存不適格建物の改修にあたっては、以下の構造関係規定の遡及がかかる

こととなる。

- ・耐久性等関係規定
- ・現行規定（令3章8節）による構造計算
- ・建築設備、屋根ふき材、特定天井の安全性

なお、既存部分については仕様規定が免除となる。

図-4に既存不適格建物の（免震）改修における法的整理をまとめた。

構造設計上は上記2点目の「現行規定による構造計算」が大きな課題となった。一体増築扱いの免震建物である以上、必然的に性能評価・大臣認定の取得が必要となる。性能評価機関の業務方法書には、長期荷重に対するクライテリアとして、「損傷を生じないこと（コンクリート系構造については、耐久性上有害なひび割れが生じないこと）」、地震動に対する評価判定クライテリアとして「(1) 損傷限界」、「(2) 倒壊・崩壊限界」が規定されている。長期および地震時 (1) を満たすことを証明する手立てとしては許容応力度設計を行うことが一般的であるが、構造設計者にとっては周知の事実であるように、手計算時代の既存建物を一貫計算プログラムにより許容応力度設計を行う場合には特有の困難が伴う。本建物についても、構造審査の過程で多大な労力を伴った項目であるが、少なくとも長期荷重に対しては創建以来数十年間特に問題を生じてこなかった実績がある。遡及のかかる既存建物の保存活用を促進する上では、一例として荷重条件が著しく変化しない限り、長期については、許容応力度設計の代替または補完として、問題が生じていないことを示す現況調査記録等による説明が認められれば、同様の改修を担う将来の設計者にとって一助になるのではないかと、というのが私見である。

なお、一体増築（現行建築基準法準拠）による最大の不自由は、あと施工アンカーを構造耐力上主要な部分に使用できない（もしくは長期耐力を期待できない）ことであることを申し添えておく。

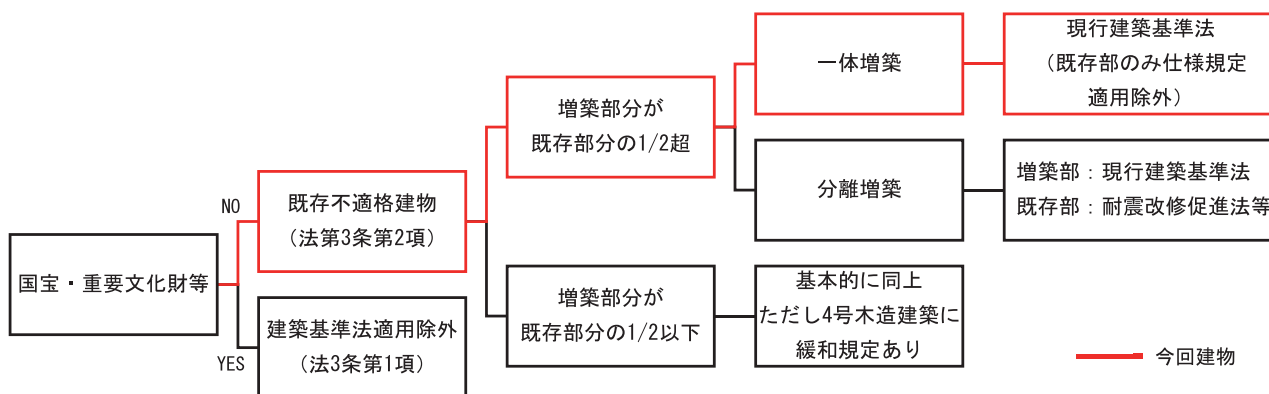


図-4 既存不適格建物の免震改修における法的整理

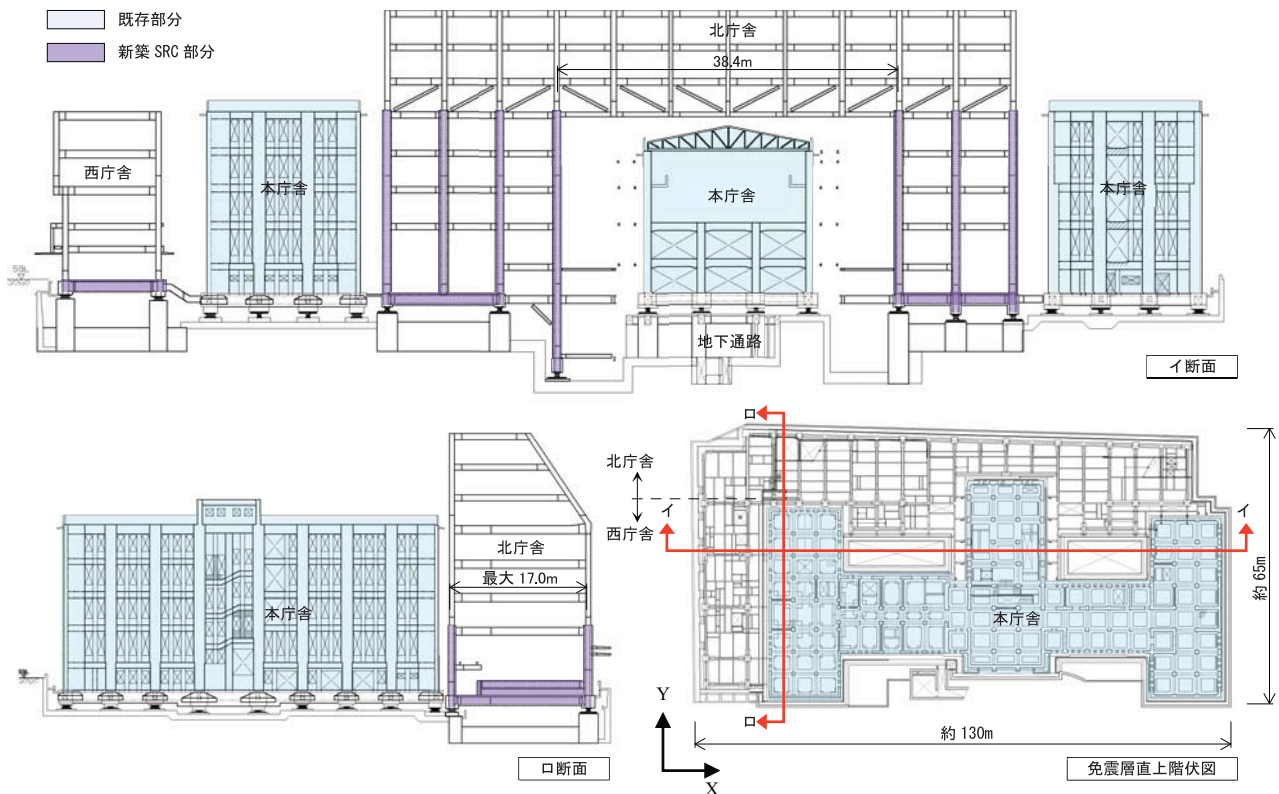


図-5 構造計画概要

5. 構造計画概要

既に繰り返し述べているように、本庁舎敷地の建物は、免震改修を施した既存本庁舎と新築西・北庁舎を免震建物として一体化することを特徴としている。これは、独立した免震建物同士を近接させる場合に必要となる長大なエキスポーション・ジョイントをなくし、限られた敷地内を最大限活用して建物容積を確保するための方策である。なお、新築部分は完成形としてはL型平面を呈する一体の建物であるが、西側の一部を先行して仮使用に供するために、便宜的に当該部を「西庁舎」、それ以外のあと施工工区を「北庁舎」と呼称している。

以下に、各部の構造計画方針を示す。また、図-5に構造計画概要を示す。

5.1 本庁舎

(1) 上部構造

本庁舎の耐震性については、3.1節で述べたように当時の耐震規定である水平震度0.1を満たしているものと推定するとともに、予備解析により上記の地震荷重に対して概ね部材応力度が短期許容応力度以内であることなどを念頭として、レベル2地震荷重がベースシア係数で0.1程度となることを目標として免震層の設計に反映することとした。なお、当時の市街地建築物法では許容応

力度が長期・短期の区別なく材料強度の1/3であるため、現在の許容応力度を基準として換算すれば、水平震度0.2に対して上部構造が短期許容応力度以内と考えられる。図-6に、本庁舎の静的増分解析結果を示す。層せん断力係数が0.2を超えたあたりから部材の曲げ降伏が見られ、上記の見立てが概ね正しいことが分かる。なお、①、②の2か所の「せん断破壊」点を示しているが、①はB1階外周の負担せん断力の小さい特定の間柱のせん

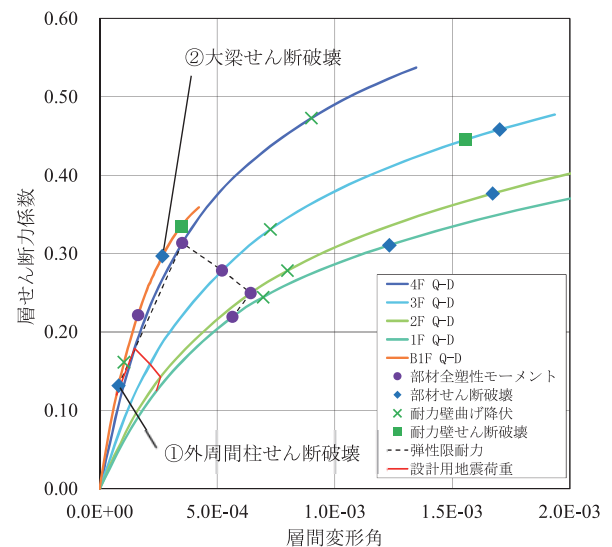


図-6 本庁舎の静的弾塑性解析結果（X方向正側）

断破壊であり、鉛直支持能力及び架構全体の構造耐力に大きな影響を及ぼさないことから建物終局耐力とはみなさず、これを除いた主架構部材が初めてせん断破壊を生じる②の時点をもって建物終局耐力と判断した。

免震構造の採用により、上部構造については基本的に無補強とすることを目指した。一方で、庁舎機能の強化・改善の一環として、一部耐震壁の撤去および新設や、議場拡張に伴う傍聴席片持ちスラブの改修、今回計画の目玉の一つである議場下の地下通路連絡ホールまわりの改修を行った。なお、前述の通り、今回計画では基本的にあと施工アンカーを長期耐力に見込めないことから、新旧躯体の接合部は通しボルト、既存鉄筋の斫り出し、受け材となる添え柱新設などによる措置を講じた。ただし実際には余力とみなしてあと施工アンカーを各部に多用している。

(2) 免震改修部

免震層はB1階の基礎梁を補強し、その下に新たに免震層を構築する基礎免震形式での免震改修を計画した。本庁舎はB1階がGLより1.5m程度下がった半地下形式となっているため、基本計画段階ではB1階柱を切断し、

周辺躯体を補強して中間層免震とする方針であったが、基礎免震形式とすることで、外観の保存やB1階が活用できること、同等コストで実現可能であることなどが評価され、基礎免震計画の採用へと舵を切った。既存基礎梁は、免震改修のためのジャッキアップ時に建物荷重を受けるため、また、免震改修後に免震装置反力を処理するために補強を施した。前述の通り、創建時の工区により基礎梁と基礎の高さ関係に大きな違いがあることから、既存柱・基礎梁接合部まわりについて、それぞれ下記の方針で補強梁を構築する計画とした。

i) 1期部分

既存基礎は基礎梁と干渉しないため、柱梁接合部では既存柱・基礎梁接合部躯体を新設躯体でくるむように補強する。なお、既存礎柱が存在するため、柱まわりを斫り込んでシアキーとする。構築した補強梁から反力をとって仮設鋼管杭を打設し、それを支点にジャッキアップした後に既存基礎を解体する。一般部の補強梁せいは1300mm、幅は1800mmである。

ii) 2期部分

既存基礎が基礎梁に食い込む形で干渉するため、柱梁

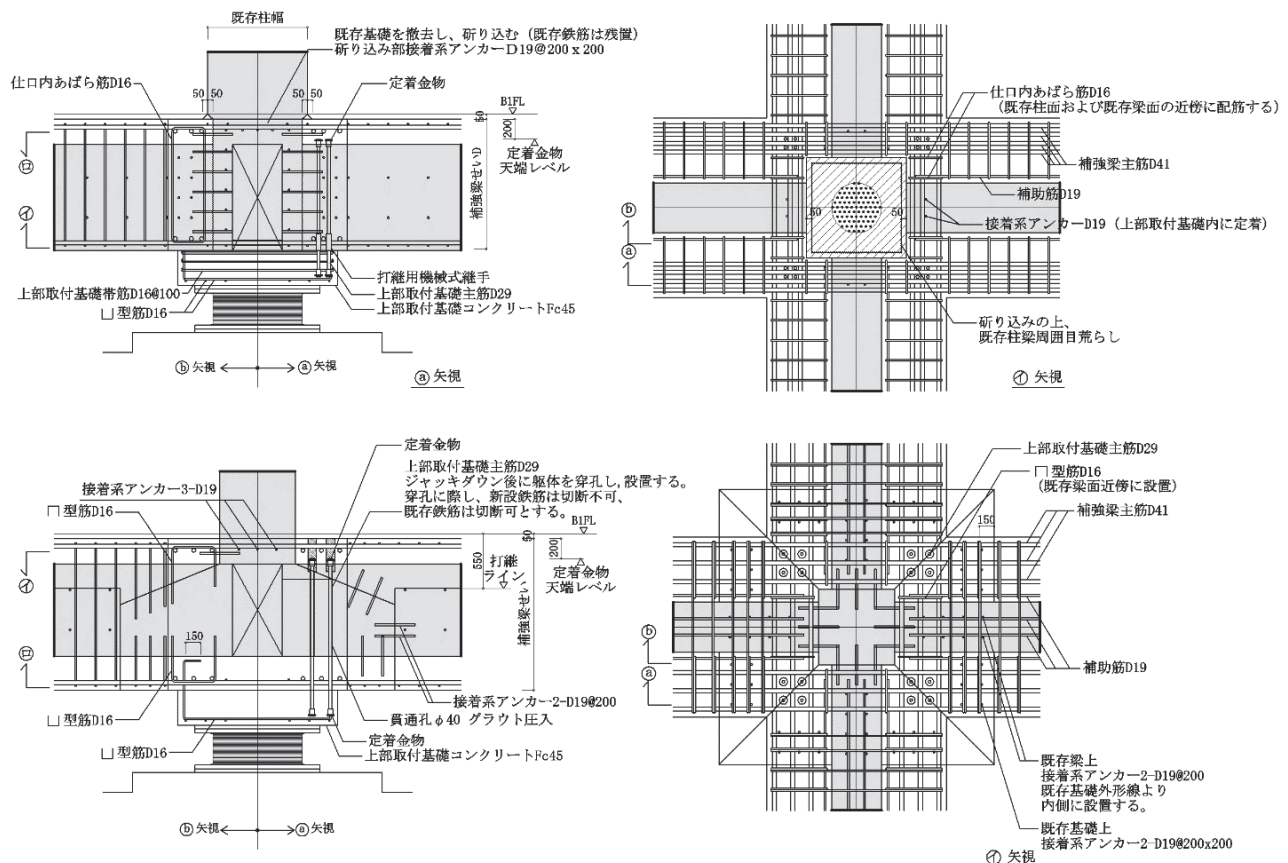


図-7 柱梁接合部まわりの補強要領 (上段：1期部分、下段：2期部分)

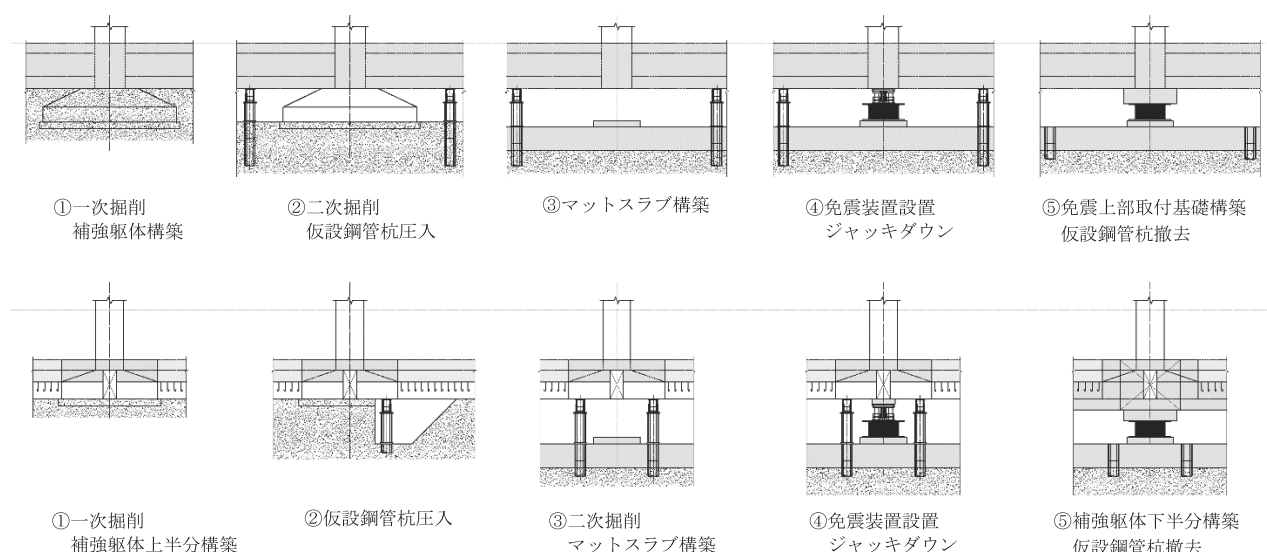


図-8 免震改修ステップ図（設計時／上段：1期部分、下段：2期部分）

接合部では既存基礎ごと新設躯体でくるむように補強する。補強躯体は上半分を先行して構築し、既存基礎下にアンダーピニングの要領で打ち込んだ仮設鋼管杭を支点としてジャッキアップ後、下半分の補強躯体を構築する。一般部の補強梁せいは1520mm、幅は1800mmである。

なお、補強梁の主筋径はD41、あばら筋径はD16に統一した。図-7に1期、2期の柱梁接合部まわり補強要領を、図-8に設計時に想定した改修ステップ図を示す。

5.2 西・北庁舎

西・北庁舎はS造（一部SRC造）として計画した。主に免震層直上階の大梁および北庁舎ピロティ柱を含む下層階柱を剛性・耐力確保のためにSRC造とし、その他は鉄骨造である。主要な鉄骨断面は、柱が冷間成形角形鋼管600mm×600mmおよび円形鋼管φ600mm（傾斜柱）、大梁せいが700mm～1000mmである。また、SRC断面は柱が900mm×900mm、大梁せいが1200mm（内部鉄骨せい900mm）である。

免震層は地下2階の柱頭に設ける。建築計画的な要請から、北庁舎の免震層直上階レベル＝本庁舎B1FL、西庁舎部分の免震層直上階レベル＝GLレベルとし、段差部および本庁舎B1階とはRC床・壁や軸力伝達用の斜め鉄骨梁等により相互に連結した。

庁舎の狭隘化解消のために、建物高さ制限いっぱいまでを利用した容積の確保が求められたことから、北庁舎部分では本庁舎議場の上部をまたいで新築建物のボリュームを設けている。この部分については、5階一層分を用いたトラス架構により38.4mの大スパンを飛ばしてい

る。また、斜線制限をかわすために5階以上の北側の柱を傾斜させた架構も特徴である。

5.3 免震層

免震層の計画は、5.1節で述べたように本庁舎のレベル2地震荷重をベースシア係数0.1程度に抑えることを目標として行った。使用した免震装置は以下のとおりである（図-9参照）。

- ・天然ゴム系積層ゴムアイソレータ（900φ）
- ・鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータ（900φ）
- ・弾性すべり支承
- ・直動転がり支承

十分な免震効果を発揮するためには免震層を長周期化させる必要があったため、特に柱本数の多い本庁舎側ですべり・転がり支承を多用した。本庁舎の比較的支持荷重の小さい箇所および西・北庁舎は直動転がり支承を、本庁舎の比較的支持荷重が大きい箇所は弾性すべり支承を採用している。これは、直動転がり支承の方が性能のばらつきが小さいためこちらを基本としつつ、一方で装置高さが高いため今回建物の限られた免震層階高内での納まりを考慮し、高荷重部については省スペースの弾性すべり支承に置き換えていった結果である。免震層の一次固有周期は、アイソレータのみの免震周期が5.77秒、レベル2等価周期で4.36秒となっている。また、上部構造質量に対するダンパー耐力比率は約2.9%である。

本・西庁舎については工事の進捗に応じて段階的に単独の免震建物として稼働させるため、免震部材の配置計画にあたっては全体完成時はもちろんのこと、本・西・

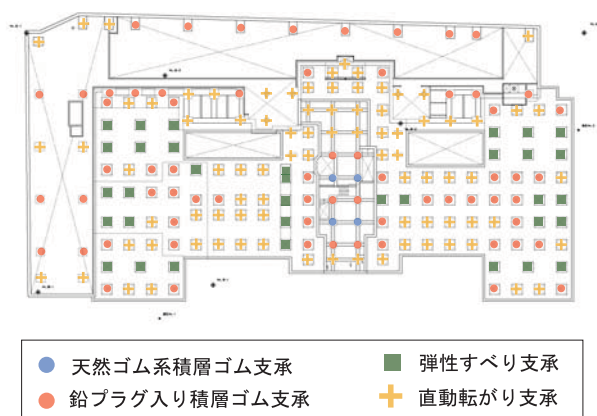
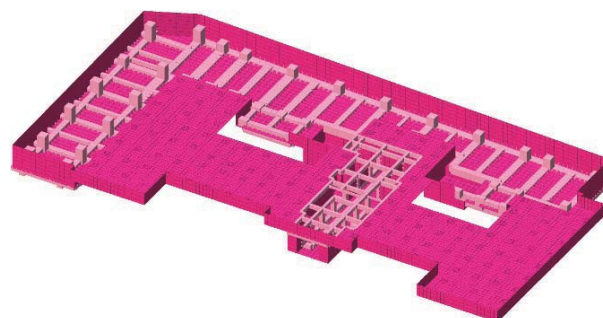


図-9 免震部材配置図



*一部の床は非表示

図-10 下部構造 FEM 解析モデル

庁舎それぞれについても剛性・耐力のバランスを確保した。

5.4 下部構造

下部構造は鉄筋コンクリート造とし、良好な砂礫質地盤により支持される直接基礎とした。京都市内は比較的地下水位が高く、本敷地も鴨川のほど近くであることから常水位がGL-4.5m前後となっている。本庁舎の基礎底レベルは地下水位以浅となるように計画し、結果としてB1FLから免震層FLまでの階高は2.5m程度と圧縮された計画となった。

本庁舎側はマットスラブ形式であり、厚さは一般部で700mmとした。免震支承直下では、取り付け基礎を兼ねた平面2.5m四方の「支板（＝フラットスラブ構造というキャピタルに相当）」を設けて増厚している。支板厚さは上部構造荷重または納まりに応じて200mm～500mmとした。また、建物中央地下には敷地南面の御池通地下街（ゼスト御池）からの直通地下通路が計画されている。

西・北庁舎は基礎梁・耐圧版によるべた基礎形式とした。地下水位以深の工事についてはSMWによる止水壁およびディープウェル・リチャージウェルによる水替えを行う。

図-10にFEM解析に用いた下部構造のモデルを示す。

6. 構造設計クライテリア

6.1 地震荷重に対する構造設計クライテリア

本建物は防災拠点となる庁舎であることから、レベル2地震時にも機能維持を目標としたクライテリア設定とした。表-3に地震荷重に対する設計クライテリアを示す。

本庁舎の上部構造クライテリアは、柱梁が弾性限耐力以内、壁については短期許容応力度以内とした。ここで、

弾性限耐力とは部材に最初に塑性ヒンジが形成された時点またはせん断破壊が生じた時点として定義し、図-6中で破線で示している。なお、当時の慣行として鉄筋には丸鋼が使用されており、一部の大梁でレベル1地震荷重に対して付着応力度が短期許容応力度を上回る結果となったが、部材応力が曲げひび割れモーメント以内であ

表-3 地震荷重に対する構造設計クライテリア

想定地震動レベル		レベル1 (稀に発生する地震動)	レベル2 (極めて稀に発生する地震動)
想定地震動		告示波 観測波	告示波 観測波 花折断層地震 南海トラフ地震
上部構造		層間変形角 ・1/750 以下(本) ・1/300 以下(西・北) ・1/400 以下(分) 部材の応力 ・短期許容応力度以内 ・終局耐力以内 (本/外周間柱)	層間変形角 ・1/500 以下(本) ・1/200 以下(西・北) ・1/200 以下(分) 部材の応力 ・本庁舎 柱梁: 弾性限耐力以内 壁: 短期許容応力度以内 外周間柱: 終局耐力以内 ・西・北・分庁舎 短期許容応力度以内
免震部材	せん断歪	性能保証変形以内 最大せん断歪 250%以内(450mm 以下)	
	面圧*	基準面圧・基準荷重の2倍以下	
	引抜力*	生じない	天然ゴム系支承 ・許容引張応力以内 (面圧 1N/mm ² 以内) 直動転がり支承 ・引張限界荷重以内
	ばらつき考慮	—	考慮する
免震クリアランス		水平方向 ・700mm(本・西・北) ・650mm(分) 鉛直方向 ・50mm	
免震層以下の構造		部材の応力・短期許容応力度以内	

* 面圧・引抜力の検討には45°、135°水平動考慮、鉛直震度0.35相当考慮

り、有害な損傷を生じないことを示すことでこれを許容した。また、外周間柱は架構剛性および耐力に算入するが、装飾柱の性格が強く、水平抵抗力と鉛直支持能力を失っても構造物が崩壊しない部材であり、非構造部材と見なしてレベル1地震荷重時に対するクライテリアを終局耐力以内としている。ただし、当該部材の大部分が許容応力度以内であることを確認しているとともに、レベル1地震時の層間変形角が非常に小さいことから、有害な損傷及び残留変形を生じないと判断した。

その他各部のクライテリアについては、同等の耐震等級の免震建物に準ずるものとした。

6.2 仮設時の構造設計クライテリア

本建物では免震改修時のジャッキアップ荷重に対して、建物荷重を安全に支持するために表-4のようにクライテリアを設定した。

仮設鋼管杭については、ジャッキアップ時支持荷重の2倍の圧入荷重により施工することが一般的ではあるが、本建物では基礎底レベルを極力高く設定したことで圧縮された免震層階高と、既存躯体形状から決まる補強梁のせいが比較的小さく、上記荷重に対しては設計が厳しいと判断した。そのため、鋼管杭の長期許容支持力1.0に対して、ジャッキアップ時支持荷重を中期荷重相当の1.5、圧入荷重を短期荷重相当の2.0と仮定して仮設鋼管杭の配置計画を行った。また、建物側周辺支持部材については、ジャッキアップ時に中期許容応力度以下、圧入時に短期許容応力度以下となるようクライテリアを定めた。

表-4 仮設鋼管杭圧入時における各部のクライテリア

工区	部位	クライテリア		
		検討項目	ジャッキアップ時	鋼管杭圧入時
1期 2期	仮設鋼管杭	支持力	中期(1.5)以下	短期(2.0)以下
1期	補強梁	部材の耐力	中期許容応力度 (1.25)以下	短期許容応力度 (1.5)以下
2期	補強基礎 フーチング	部材の耐力 パンチング	中期許容応力度 (1.25)以下	短期許容応力度 (1.5)以下

7. 時刻歴応答解析概要

7.1 解析モデル

本建物の時刻歴応答解析モデルは、振動自由度を各剛床代表節点に縮約した24質点系等価せん断モデルとした。図-11に解析モデル図を示す。

全質点のうち、10質点が本庁舎上部構造、13質点が西・北庁舎上部構造であり、残りの1質点が2棟を一体化する免震層直上階である。各剛床は並進2自由度と平面ね

じれ自由度の計3自由度を考慮した、いわゆる疑似立体モデルである。本庁舎上部構造のせん断ばねはラーメン部分と壁部分を個別にモデル化し、履歴法則は前者を武田モデル、後者を原点指向のTri-Linear型で評価した。また、西・北庁舎については初期剛性によるLinear型で評価した。西・北庁舎については特に部分剛床や吹抜けが多く、剛床代表節点も分割した。さらに、各剛床間をつなぐブリッジ状の通路も各所にあることから、それらを軸力および曲げせん断ばねに置換し、モデル化した。また、免震層は免震装置個材ごとにLinear型もしくはBi-Linear型のせん断ばねに置換し、各位置にモデル化した。これらの精緻なモデル化により、上部構造及び免震層のねじれ変形やブリッジ状通路に生じる応力も把握しながら設計を行った。

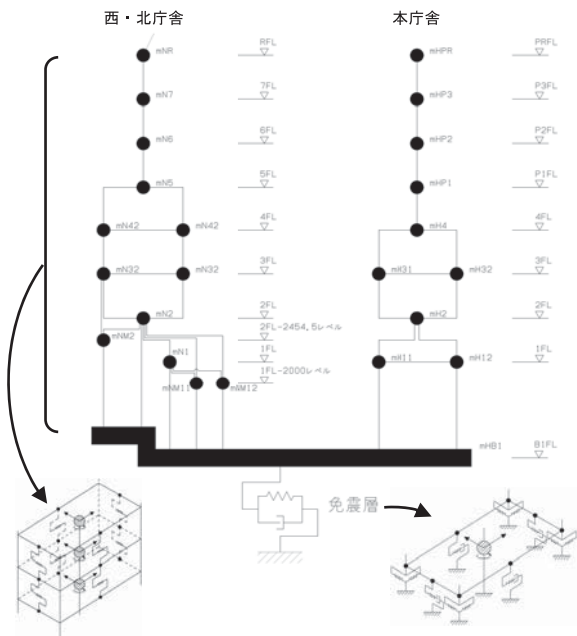


図-11 時刻歴応答解析モデル図

7.2 設計用入力地震動

表-5に設計用入力地震動の一覧を、図-12にレベル2地震動の疑似速度応答スペクトル（トリパタイト）を示す。告示模擬地震動に関しては、平成12年建設省告示1461号に規定される解放工学的基盤の加速度応答スペクトル（稀・極めて稀に発生する地震動）に適合する模擬地震動を、正弦波の重ね合わせにより作成した。位相特性は、それぞれ異なる地震動特性を考慮することを意図し、海洋型の長周期成分を含む1968年 十勝沖地震の八戸港湾（EW）、直下型地震の波形として1995年 兵庫県南部地震のJMA神戸（NS）、両者の中間的なものとして1978年宮城県沖地震の東北大学（NS）の3種類の

記録を用いた。なお、本建物の基礎底は直接工学的基盤に接地しているものとみなした。

観測地震動としては、過去における代表的な観測地震波としてEL CENTRO NS、TAFT EW、HACHINOHE EWの3波を、最大速度振幅について250mm/secと500mm/secに基準化した地震動を採用した。

サイト波は震源の異なる2種類について採用した。花折断層地震は滋賀県今津市を北端として京都市左京区に至る花折断層を震源とする地震である。京都市では、平成15年に当時の地震動予測に基づく第三次地震被害想定¹⁾が取りまとめられ、本地震を含む8つの活断層による被害想定がなされ、このうち敷地付近の震度が最も大きくなるのは花折断層地震であり、震度6強と予想されている。また、平成23年には京都市防災対策総点検委員会が、第3次被害想定における地震動作成手法が今日においても妥当性を有することを報告している²⁾。したがって、設計用入力地震動として京都市作成の花折断層波を使用することとした。なお、地震動作成手法としては低周波数側で差分法、高周波数側で統計的グリーン関数法を用いたハイブリッド法による。

南海トラフ地震のサイト波については弊社が開発した設計用模擬地震動作成手法を用いた。これは、 ω^2 モデル（震源特性）、距離減衰（伝播特性）および一次元重複反射理論（地盤特性）によって規定されるフーリエ振幅と、観測地震動のフーリエ位相特性を利用した手法³⁾他である。

7.3 時刻歴応答解析結果

図-13 (a) ～ (c) に設計用入力地震動に対する時刻歴応答解析結果を示す。グラフは免震部材の特性変動が一樣に硬い側に偏った場合の結果を示している。本庁舎側の最大応答はベースシア係数で0.11であり、当初設計方針通りとなっている。一方で西・北庁舎の最大応答は、特に架構剛性の低いY方向側でベースシア係数0.19と、一般的な免震建物と比較して応答値が大きくなっている。本建物のように、免震層を共有するツインタワー状の建物の性状として、地震時の免震層の応答は重量の大きな棟の影響が支配的となる。本建物については、本庁舎と西・北庁舎各棟の上部構造質量比は3：1程度であり、免震層全体としては概ね本庁舎上部構造の振動状態に合わせた応答となる。結果的に西・北庁舎では単独免震建物として設計した場合と比較して、免震効果が最大限に発揮されているとはいいがたい。ただし、X方向とY方向の応答を比較して分かるように、架構剛性が相対的に高い場合は、応答が軽減される傾向があると考えられる。

表-5 設計用入力地震動

レベル	レベル1 地震動 (稀に発生する地震動)		レベル2 地震動 (極めて稀に発生する地震動)	
	加速度 (mm/sec ²)	速度 (mm/sec)	加速度 (mm/sec ²)	速度 (mm/sec)
地震動最大値				
告示波一八戸	713	105	3563	523
告示波一東北大	586	106	2930	529
告示波一神戸	762	109	3812	546
EL CENTRO NS	2555	250	5110	500
TAFT EW	2485	250	4970	500
HACHINOHE EW	1195	250	2390	500
京都花折 NS	—	—	4002	290
京都花折 EW	—	—	8978	642
南海トラフ地震1	—	—	3359	271
南海トラフ地震2	—	—	3228	261
南海トラフ地震3	—	—	3292	344

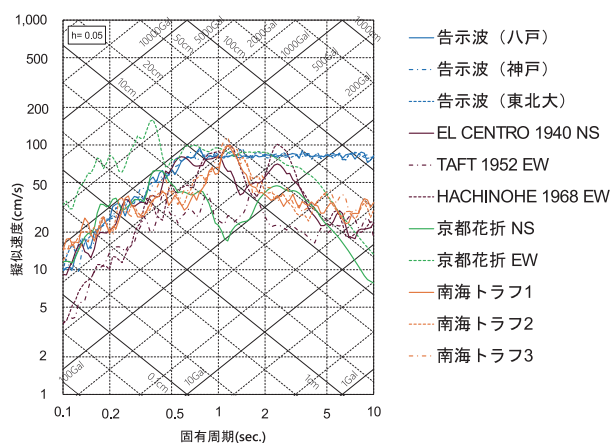
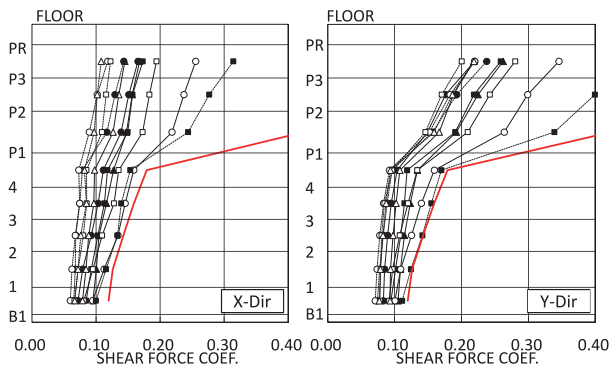


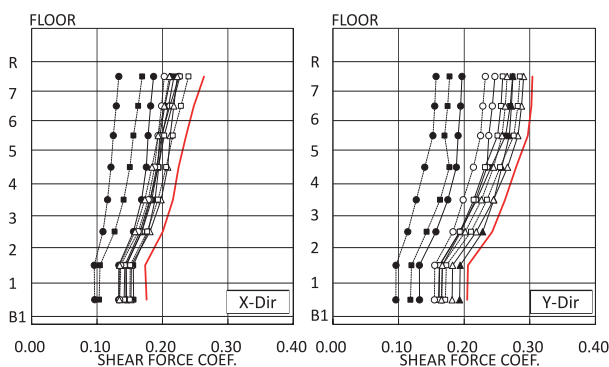
図-12 レベル2地震動のトリパタイト (h=0.05)

8. 構造専門委員会

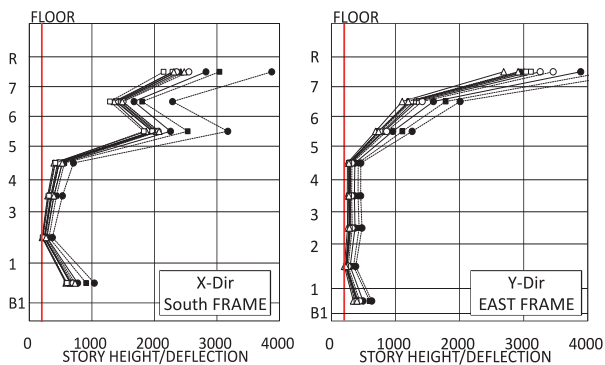
建築主である京都市の意向により、本建物の設計は各フェーズにおいて都度プロポーザルによる公募が行われ、結果的に基本構想から実施設計までに計3社の設計事務所が関与することとなった。フェーズごとの設計者は、基本構想までが東畑建築事務所、基本計画までが久米設計、基本設計・実施設計までが日建設計である。一方で、計画全体の構造的見地からの継続性および妥当性を担保するために、基本計画時と基本設計時をまたいで、外部有識者による構造専門委員会を組織した。委員会は西山峰広委員長（京都大学）を筆頭として、学術委員に花鳥見委員（神戸芸術工科大学）、角彰委員（日本建築総合試験所）、岡村信也委員（同）を迎えた。事務局は日本建築総合試験所である。主要な議題は、本庁舎の免震改修に適した免震化工法、免震設計、上部構造補強設計方針、議場の天井の脱落防止方針などであり、委員会での議論を踏まえて本稿に記したように各方針が決定された。



(a) 本庁舎 最大層せん断力係数



(b) 西・北庁舎 最大層せん断力係数



(c) 西・北庁舎 最外縁架構の最大層間変形角の逆数

凡例



図-13 時刻歴応答解析結果

京区で震度5強を記録した。本庁舎地下の掘削・解体・補強躯体工事が着手済みであり、設計者としてもさすがに肝が冷えたが、幸いにもほぼ無被害であった。安心したと同時に率直に言って意外でもあった。

創建時1期工区の一部については、2019年1月現在で既に一通りの免震改修工程が完了しており、少なくとも当該部については今回計画の妥当性が実証できた。ジャッキアップ工事を通じて補強躯体は非常に安定しており、軽微なひび割れも見られず無損傷である。設計が適切であったとも言えるが、鉄筋コンクリートというものが想像以上に剛強なものであるという印象を得た。

写真-2, 3, 4, 5に、2019年1月某日の現場状況を示す。

10. むすび

本稿では、過去に類例のない新旧一体増築免震改修建物の構造設計について、既存建物の歴史的背景や法的整理などに渡る広範なトピックを織り込みつつ、設計プロセスの流れを意識して解説してきた。これはひとえに、筆者の得た貴重な経験を広く共有し、同様の困難に挑む将来の設計者諸氏の一助となることを願ったことによる。昨今では、免震改修の事例自体は探せばかなりの件数が見つかり、最早決して珍しいものではない。また、その有効性も広く認知されている。一方、建築が一品生産品であることの例に漏れず、免震レトロフィットの計画は対象建物によって千差万別であり、必ず大小の困難を伴うものであると筆者は確信している。しかし、本建物の存在や、そこから得られた知見が、それを乗り越えてでも建築的な価値を未来につなごうとする挑戦に資することとなれば幸いである。

9. 建設工事状況

本建物は先行工区である本・西庁舎工事が2017年6月に着工し、目下建設工事の最中である。既に、一般的な新築建物以上に様々な工事上の難題に直面してきたが、関係者一丸となって対処し、この難工事に挑んでいる。2018年6月に大阪府北部地震が発生した際には京都市中



写真-2 敷地南西より建設中の西庁舎・本庁舎を望む



写真-3 仮設鋼管杭圧入完了時点



写真-4 免震装置据付



写真-5 既存建物下での SMW 施工

【建物情報】

主要用途	事務所（市庁舎）
敷地面積	約22,600m ²
建築面積	約11,000m ²
延床面積	約61,000m ²
階数	本・西・北庁舎：地下2階 地上7階 分庁舎：地下2階 地上4階
構造	本庁舎（免震レトロフィット）： 鉄筋コンクリート造 免震構造（西・北庁舎と一体化） 西・北庁舎（改築）： 鉄骨造一部鉄骨鉄筋コンクリート造 免震構造（本庁舎と一体化） 分庁舎（新築）： 鉄骨造一部鉄骨鉄筋コンクリート造 免震構造 上空通路 鉄骨造 両端を免震建物2棟上で支持 地下通路： 鉄筋コンクリート造

【参考文献】

- 1) 京都市：京都市第三次地震被害想定 報告書，2003.10
- 2) 京都市：京都市の防災対策総点検 最終報告，2012.12
- 3) 山根尚志，長橋純男：位相差分特性を考慮した設計用模擬地震動作成に関する研究 その1 位相差分分布と地震動経時特性の関係に関する理論的背景，日本建築学会構造系論文集，第553号，pp.49-56，2002.3

【執筆者】



*1 末國 良太
(SUEKUNI Ryota)



*2 西澤 崇雄
(NISHIZAWA Takao)