

Title	第3章保存修理工事の計画・設計
Sub Title	
Author	
Publisher	学校法人慶應義塾
Publication year	2019
Jtitle	重要文化財 慶應義塾図書館保存修理工事報告書 (本編) (2019. 9) ,p.33- 47
JaLC DOI	
Abstract	
Notes	
Genre	Book
URL	https://koara.lib.keio.ac.jp/xoonips/modules/xoonips/detail.php?koara_id=KO12004001-00000000-0033

慶應義塾大学学術情報リポジトリ(KOARA)に掲載されているコンテンツの著作権は、それぞれの著作者、学会または出版社/発行者に帰属し、その権利は著作権法によって保護されています。引用にあたっては、著作権法を遵守してご利用ください。

The copyrights of content available on the KeiO Associated Repository of Academic resources (KOARA) belong to the respective authors, academic societies, or publishers/issuers, and these rights are protected by the Japanese Copyright Act. When quoting the content, please follow the Japanese copyright act.

第3章 保存修理工事の計画・設計

第1節 基本方針

1 耐震補強

平成27年(2015)8月に慶應義塾図書館(旧本館)改修計画の公募型プロポーザルを実施し、設計者を三菱地所設計に決定し、免震レトロフィット補強として基本設計を開始した。

平成8年(1996)に行われた、「慶應義塾の保有する建物耐震診断平成8年度 耐震診断報告書 三田地区創立50周年記念図書館(株式会社構造計画研究所)」によると、旧本館・第一書庫は、煉瓦造であり、壁量による第1次診断法にて診断されている。最小Is値は、X方向1Fの0.24であり、判定値であるIso=0.8を大きく下回っており全体的に低いIs値となっている。CTSD値は、判定値である0.3を満足している。

また、第二書庫は、SRC造であるため、第2次診断法にて診断されている。最小Is値は、X方向1階の0.77であり、判定値であるIso=0.6を満足している。CTSD値は、判定値である0.25を満足している。

慶應義塾旧図書館は、関東大震災及び戦災を経験

しており、当時煉瓦造で建てられた建物が部分的にSRC造にて作り変えられていることが判明し、構造種別の区切りを確認するためにも構造調査が必要であった。また、免震化を行うにあたり、煉瓦造である旧本館と第一書庫に隣接する第二書庫は、基礎を分離しての免震化が難しいため、耐震診断結果では、補強の必要性は無かったが、第二書庫を含めた一体免震として計画する必要があった。

基本設計では、図書館の供用を継続する必要から、検討上必要な調査もそれを妨げないものに限定し、足場の設置を要するもの、解体を伴う調査は原則として行わなかった。そのため、解体を伴う基礎コンクリート調査は施工者を交えた後、調査に着手することとなった。ただし、図書館は煉瓦壁体及び鉄筋コンクリート壁体の強度調査のみは、上部構造の過剰な補強を避けるための構造検討上の必要性と供用上支障のない範囲で可能との判断で実施した。

設計段階で新たに実施した調査は以下の通りである。

- ・地盤ボーリング調査(平成28年2月)
- ・耐震改修強度調査(平成28年3月)

基礎免震とし基礎底が既存より深くなると、既存基礎の支持地盤である関東ローム層から軟弱な粘土層が出てくるのが、地盤ボーリング調査にて判明し、地盤改良を行うか、十分な地盤耐力を確保できる砂礫層に深まで基礎を深くするかの対処法を選択する必要があった。どちらを採用しても費用が増加してしまうため、重機を使うことで工事中の作業効率を向上させられる構法として、基礎深さを深くする案を採用した。

図書館旧本館・第一書庫及び第二書庫は、当初の設計図面が残っており、平成8年に耐震診断を行った時の調査図面も残っていたことから、その調査図面を基に検討のベースとなる図を作成した。それ以上の情報は現地での実測により適宜修正を行い、耐震改修強度調査を取りまとめた。

基本設計図面により建築工事の入札を行い、施工

表 3.1.1 旧館・第一書庫耐震診断結果

耐震診断結果							
診断次数 : 第1次診断 $I_{so} = E_{sx} Z \times G \times U = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.8$							
判定値 $C_{tr} \times S_D \geq 0.30$							
方向	階	E_o	S_D	T	I_s	$C_{tr} \times S_D$	判定
X	3F	1.34	0.81	0.98	1.06	1.09	OK
	2F	0.76	0.81	0.98	0.60	0.62	NG
	M2F	0.36	0.81	0.98	0.29	0.37	NG
	1F	0.31	0.81	0.98	0.24	0.31	NG
	B1F	0.34	0.81	0.98	0.27	0.34	NG
Y	3F	1.80	0.81	0.98	1.43	1.82	OK
	2F	1.01	0.81	0.98	0.80	1.02	OK
	M2F	0.41	0.81	0.98	0.33	0.42	NG
	1F	0.34	0.81	0.98	0.27	0.35	NG
	B1F	0.34	0.81	0.98	0.27	0.35	NG
X	耐震安全性に疑問がある。			煉瓦壁の耐力が小さい。			
Y	耐震安全性に疑問がある。			煉瓦壁の耐力が小さい。			

表 3.1.2 第二書庫耐震診断結果

耐震診断結果							
診断次数 : 第2次診断 $I_{so} = E_{sx} Z \times G \times U = 0.6 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.6$							
判定値 $C_{tr} \times S_D \geq 0.25$							
方向	階	E_o	S_D	T	I_s	$C_{tr} \times S_D$	判定
X	4F	1.41	0.95	0.98	1.31	1.34	OK
	3F	1.02	0.86	0.98	0.86	0.88	OK
	2F	0.90	0.90	0.98	0.79	0.81	OK
	1F	0.85	0.92	0.98	0.77	0.79	OK
	B1F	0.87	0.95	0.98	0.81	0.83	OK
Y	4F	2.85	0.91	0.98	2.53	2.04	OK
	3F	2.23	0.95	0.98	2.08	1.77	OK
	2F	1.51	0.95	0.98	1.41	1.44	OK
	1F	1.42	0.95	0.98	1.32	1.06	OK
	B1F	1.61	0.95	0.98	1.50	1.20	OK
X	耐震安全性上問題がない。			十分な耐力を有する。			
Y	耐震安全性上問題がない。			十分な耐力を有する。			

者を決定した後、実施設計を開始した。実施設計は、施工者の施工上の技術的な提案及び文化庁からの助言を受けながら設計内容の変更を行った。主に、施工上の作業スペースの確保や仮設杭位置による補強検討、PC鋼棒の貫通位置調整、躯体保存範囲変更等があげられる。また、基本設計時に強度の小さかった第二書庫B1のコンクリート強度の追加調査及び基礎コンクリートに関して、より詳細な躯体調査及びコンクリート強度調査を行った。

これらの変更を含む工事の概略は以下の通りである。

(1) 旧本館、第一書庫、第二書庫一体での免震化工事

旧本館・第一書庫及び第二書庫の基礎が隣接しており、分離しての免震工事が難しいことから旧本館・第一書庫・第二書庫を基礎部分で一体化して免震層を設計した。免震装置には、荷重の偏在に大きく影響を及ぼさない球面すべり支承を採用した。球面すべり支承は、荷重に応じた減衰力を発揮するため、免震レトロフィットのように、煉瓦基礎の側面を補強する添え梁のスペンを大きく取れない本計画に合致したものである。

(2) ドライエリア煉瓦擁壁の分割保存・復旧

ドライエリアは、煉瓦擁壁躯体の復旧を想定して工事開始時に切断し、その擁壁は別の場所で分割し保管した。免震層の上にドライエリアを復旧するため、元の煉瓦擁壁位置に合うように片持ち躯体を免

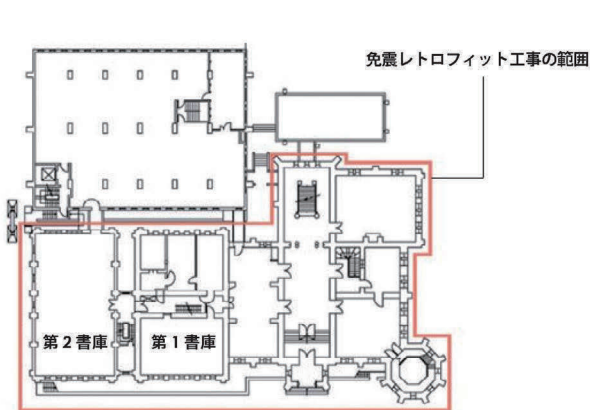


図 3.1.1 免震レトロフィット範囲

震層から構築し、保管した煉瓦を復旧した。

(3) 第1書庫屋根小屋組み補強

戦災により鉄骨トラスが部分的に湾曲していたため、木屋根を支持している鉄骨トラスを補完するため、新たな新設鉄骨トラスを設け、屋根面を補強する計画としていた。

その後、補強案の計画を行う際、既存鉄骨トラスは、躯体保存の観点から施主の了解を得た上で、屋根裏へ人の通常出入りを禁止することで、戦災による傷跡としてそのまま躯体保存する方針に変更した。屋根裏の床がRC床であること、及び屋根裏の人の出入りを制限したことで、鉄骨部材落下に対する安全性の担保を行い、小屋組み補強を取り止める。

(4) 旧館内壁煉瓦倒れ込み補強

旧本館と第一書庫の境にある煉瓦の自立内壁の転倒を防止するための方丈補強を計画する。

(5) 第1書庫外壁煉瓦倒れ込み補強

屋根裏の自立煉瓦壁が屋根面で拘束されていないため、面外へ倒れる危険性があったため、屋根面を水平ブレース等で補強する計画とする。

第一書庫の屋根小屋組みの補強が取り止められ、新たに水平ブレースによる補強部材を設けることができなくなったため、R階床から転倒防止フレームを作成し、自立煉瓦壁が面外へと崩れないように補強する計画とする。

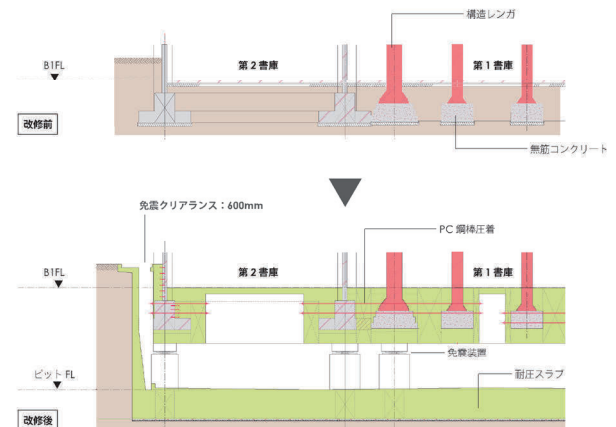


図 3.1.2 免震レトロフィット断面

(6) 第1書庫煉瓦壁とRC床の接合補強

第一書庫の煉瓦壁とRC床との境界部分で、上層部の地震時応答に対して、煉瓦の面外変形が大きい傾向となった。3階及びR階のRC床と煉瓦を結合させるために、床面に後施工アンカーをエポキシ樹脂にて埋め込み、鉄板で固定した。煉瓦壁に後施工アンカーを300ピッチで埋め込み、固定した鉄板にアンカー筋を溶接した後コンクリート被覆を行い一体とする補強を計画する。

(7) 免震化に伴う隣接する渡り廊下の接続補強

免震化されるのは、旧本館・第一書庫・第二書庫であり、隣接する第3書庫は耐震建物のままである。第3書庫から、旧本館・第二書庫へと繋がる渡り廊下があり、免震化に伴い必要なクリアランスを確保するために、免震床を支持できるフレームに改修する計画とする。 (篠田)

2 内外装の保存修理

今回の工事の主目的は、免震レトロフィットによる構造補強を行い、建物の耐震性能の向上を図ることにあつた。

一方で、図書館は昭和57年(1982)の改修工事から33年が経過し、擬石洗い出しや煉瓦タイル等の外装材の落下、スレート・銅板等屋根葺材の破損、内壁・天井材の浮きやひび割れ、建具の破損など、全般に建築部材の経年による劣化や破損が散見され、補修を要する状況にあつた。これより、屋根・外装・建具・内装等で破損の甚だしい個所の補修を行うこととなった。

内外装部分の修理に際しては、極力在来の工法に倣って施工することとし、特に建設当初の材料や工法が残る部分の修理は、部材の取り換えを行う際にも、同種・同材を使用するよう努め、入手困難なものは、在来のものに在近似する材料を選択し、主任技術者の許可を得ることとした。

以下に各工事の修理方針を列挙する。

(1) 屋根スレート・銅板葺

- ・補足スレートは色味を現状の材料とあわせ、小口をストレートカットとする。
- ・欠失したスレート材は、残存材を抜き取り、新材を差し込み銅線で屋根下地と固定する。
- ・銅板葺の劣化・腐朽個所はケレンまたは撤去復旧する。工法は在来の工法に倣って、こはぜ掛け・半田付けを採用する。

(2) 外装

- ・外装部分には吸水防止材を塗布する。
- ・過去に本石部分を擬石洗い出し補修した部分で、今回剥落の恐れのある個所は、剥落部分を撤去し新規に塗り直す。擬石洗い出しは、SUS材を建物と固定し、下地モルタル塗りの上に擬石洗い出し塗を行う。
- ・テラコッタを使用した装飾材料の欠損個所は、部材を洗浄した後、浸透硬化型の含侵強化材を塗布した後、吸水防止材も重ね塗りする。
- ・浮きが憂慮されるタイル張り部分は、ステンレスピンとグラウト材を使用して固定する。
- ・タイル目地の欠落した部分は新規に目地モルタル詰めを行う。

(3) 建具

- ・建設当初のスチールサッシを補修する際は、鉄錆の甚だしい部分を切り取り、新規建具枠を溶接固定する。 (高村)

第2節 諸調査

1 地盤調査

免震構造の採用を考慮した地盤調査を実施した。標準貫入試験のほか動的解析に必要なPS波速度検層、常時微動測定、力学せん断特性（三軸圧縮試験）、動的変形特性などが主な試験項目である。安全な地下工事に必要な現場透水試験も実施し、液状化判定試験も行っている。

(1) 地盤調査結果

調査地点位置図に示す4地点において、標準貫入試験を含む機械ボーリング調査を実施した。この調査結果（N値、色調及び土質等）をもとに地層を区分すると凡例となる。また、これら調査結果をもとに作成した地層断面図を示す。

(2) 現場透水試験結果

調査の結果、東京層・第2砂質土層（Tos2）、及びその直下に分布する東京層・砂礫層（Tosg）を帯水層とする地下水で、この場合は5m～7m程度の被圧を受けた被圧地下水と考えられる。

(3) PS 検層位結果

調査地における、弾性波速度（P波、S波）、などの物性の垂直分布を把握するために、No.1地点のボー

リング孔を利用してPS検層を実施した。

S波速度の垂直分布及び地盤構成より判断すると、十分な層厚があり、 $V_s=400\text{m/s}$ 以上、N値50以上が続くG.L.-20.50mの礫まじり細砂層上端面を工学的基盤とするのが妥当であると考えられる。

(4) 常時微動測定結果

本調査地の深い構造（地震基盤から地表面）ならびに浅い構造（工学的基盤から地表面）の振動特性を調べるため、地表に地震計を設置して、常時微動測定を実施した。総合的に判断すると、本調査地に

地層凡例

地質時代	地層名	地層記号	主要構成土質名	N値 ^{※1}	層厚(m)	
更新世 第四紀	盛土	B	—	3~7 [4.7]	0.80 ~3.60	
	関東P-A層	立川・武蔵野P-A層	Ln	ローム	2~5 [3.2]	1.90 ~5.20
		下末吉P-A層	Lc	凝灰質粘土 砂混じり粘土	2~7 [3.7]	0.80 ~2.00
	東京層	第1砂質土層	Tos1	粘土混じり中砂 細砂、中砂	18~37 [27.5]	0.50 ~1.70
		粘性土層	Toc	粘土、シルト 砂混じりシルト	2~8 [4.4]	5.30 ~9.70
		第2砂質土層	Tos2	細砂 礫混じり中砂	15~43 [33.8]	0.90 ~2.10
		砂礫層	Tosg	砂礫、粘土質砂礫 礫混じり細砂	24~60以上 [115.1]	5.10 ~10.00
	第三紀 新世	粘性土主体	Ed-c	砂混じり固結シルト 砂質固結シルト	60以上 [122.4]	11.67 ^{※2} 0.85 ~1.38
		礫質土主体	Ed-sg	礫混じり細砂 砂	60以上 [109.7]	2.90 ^{※2}
		砂質土主体	Ed-s	細砂	60以上 [111.0]	0.93 ^{※2} ~2.40

※1：下段〔〕内数字は、層厚の試験値を除く換算N値（30cm貫入に換算したN値）の平均値。
 ※2：江戸川層・粘性土層（Ed-c）の層厚は、No.1地点は延べ層厚で11.67m、No.3及びNo.4地点では20.85m~1.38mで分布。江戸川層・礫質土層（Ed-sg）の層厚はNo.1地点で2.90m、江戸川層・砂質土層（Ed-s）の層厚はNo.1及びNo.2地点で0.93m~2.40mで分布。

図3.2.2 地層凡例

表3.2.1 PS 検層一覧

深度(m)	N値(回)	Vp(m/s)	Vs(m/s)	ポアソン比	密度値(g/cm³)	剛性率(MN/m²)	体積弾性率(MN/m²)	主要土質名
0.00~1.70	3	1090	120	0.494	1.55	22.3	1811.8	盛土
1.70~3.60	3~4	1360	210	0.488	1.45	63.9	2596.7	ローム
3.60~5.60	2~3	1330	140	0.494	1.60	31.4	2788.4	凝灰質粘土 砂まじり粘土
5.60~7.30	6~18	1550	240	0.488	1.90	109.4	4418.8	粘土まじり中砂
7.30~13.40	3~14	1490	190	0.492	1.60	57.8	3475.1	粘土 砂まじりシルト シルト
13.40~15.50	40~43	1400	380	0.460	1.85	267.1	3269.8	細砂
15.50~20.50	24~>60	1920	470	0.468	2.15	474.9	7292.5	砂礫 粘土質砂礫
20.50~22.60	>60	1910	500	0.463	2.05	512.5	6795.3	礫まじり細砂 砂礫
22.60~23.90	>60	1860	520	0.458	1.95	527.3	6043.2	細砂
23.90~26.80	>60	1930	580	0.450	1.90	639.2	6225.1	礫まじり細砂 砂礫
26.80~32.40	>60	1810	560	0.447	1.80	564.5	5144.3	砂まじり固結シルト 固結シルト
32.40~35.30	>60	1820	420	0.472	1.90	335.2	5846.7	細砂 砂質固結シルト

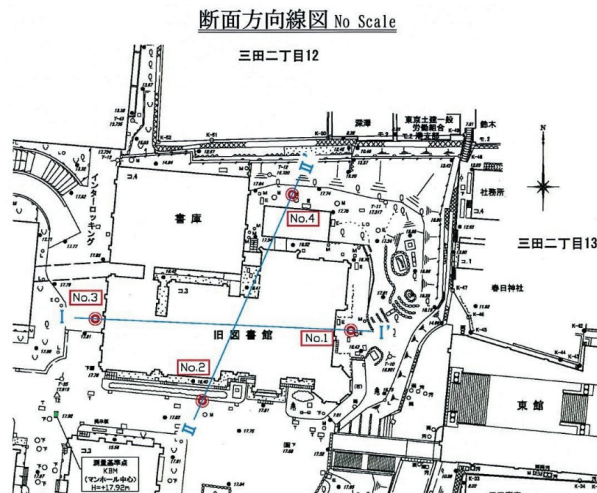


図3.2.1 地盤調査位置図

地層断面想定図 I ~ I', S=1:300

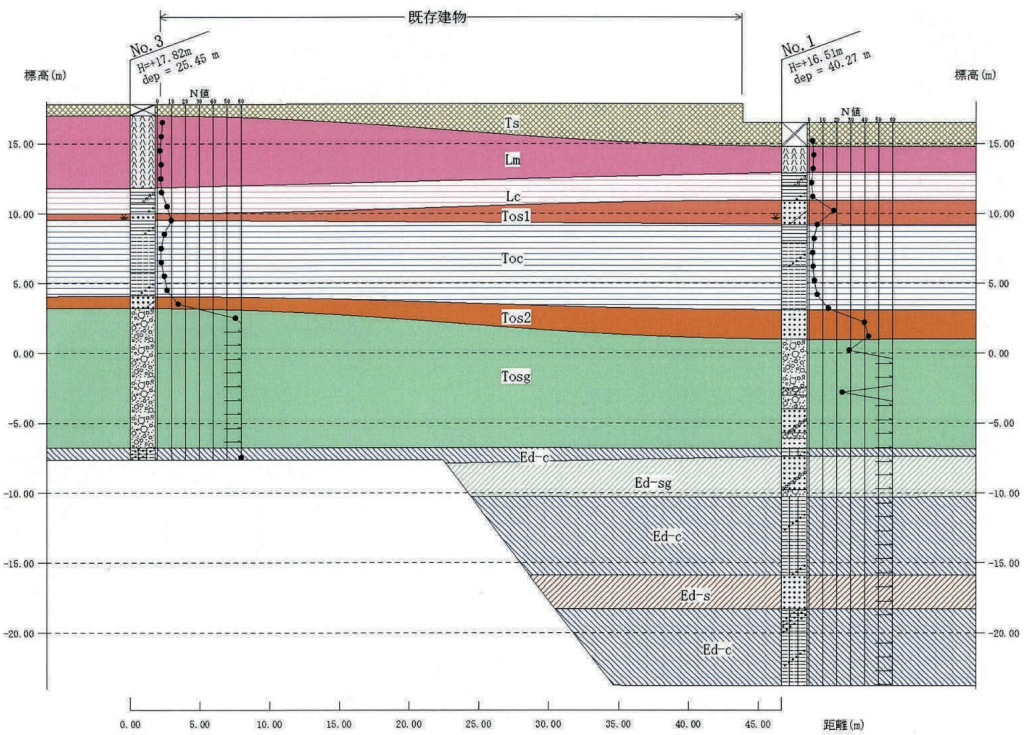


図 3.2.3 地層断面図 I ~ I'

地層断面想定図 II ~ II', S=1:200

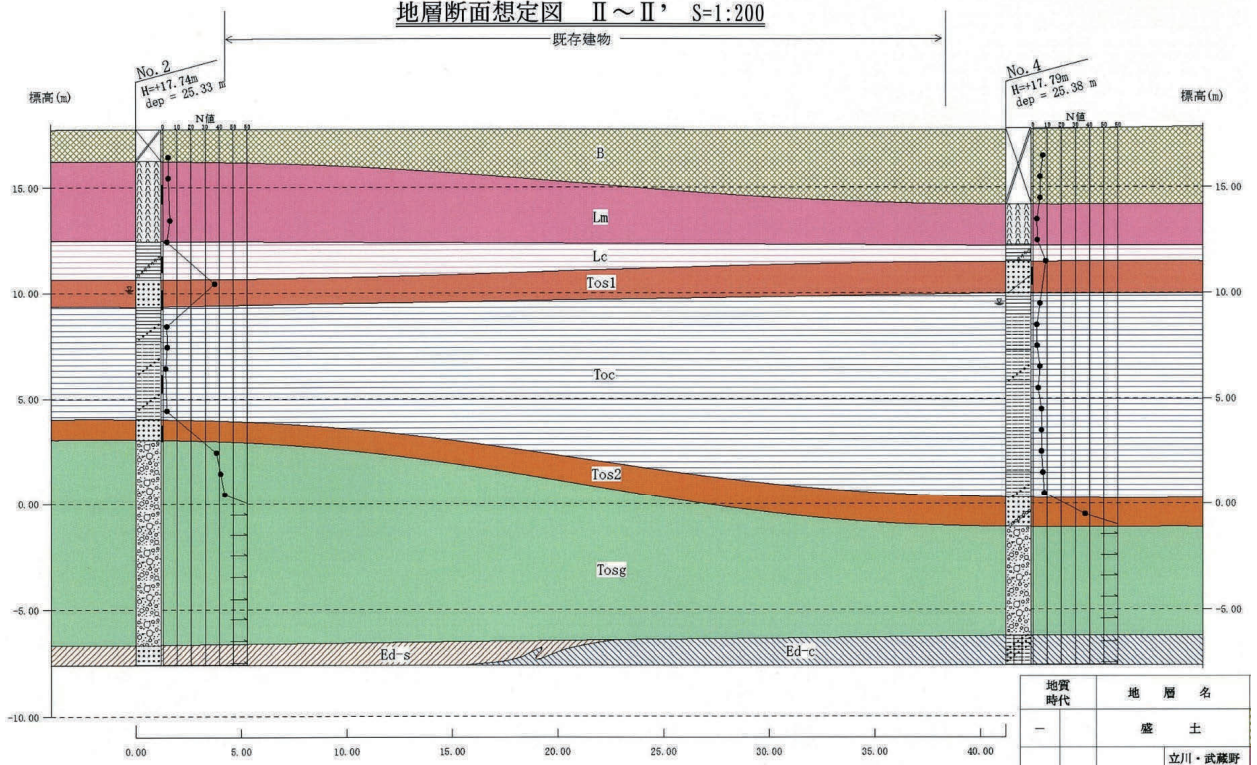


図 3.2.4 地層断面図 II ~ II'

おける卓越周期は、地表H/V比で顕著なピークを示し、パワースペクトル、モデル計算結果とも調和的である0.32秒付近であると考えられる。

日本建築センター「2007年度版：建築物の構造関係技術基準解説書」によると、地盤種別は下表に示す3種類となっている。地盤種別の判定法は、同表に示すような地質的解釈によるものと、下表に示す地盤周期による区分を利用した判定と併用して行うようになっている。今回の調査結果によると、本調査地における卓越周期は0.32秒付近であると考えられる。これを以下に示す地盤種別と照らし合わせるると本調査地は「第2種地盤」であると判定される。

(5) 力学せん断特性結果

東京層・粘性土層 (Toc) を対象として一軸圧縮試験を、そして関東ローム層 (Lm、Lc) を対象として三軸圧縮試験 (UU) を実施した。

一軸圧縮強度は、東京層・粘性土層 (Toc) [試料番号 D2-3] : $qu = 209.7 \sim 263.5 \text{ kN/m}^2$ の範囲を示す。

一軸圧縮強度 qu に対する破壊歪についてみると、 $\epsilon = 0.78 \sim 3.16\%$ を示す。この破壊歪は、いずれも $\epsilon = 5\%$ 以下であることから、得られた qu 値 (試験結果) をそのまま採用しても問題ないものと判断される。なお、一軸圧縮強度 qu と粘着力 C とは、理論的に $\phi = 0^\circ$ として $C = qu/2$ の関係にあることから、せん断強度の粘着力 C としては、この関係式をもとに得ることができる。

三軸圧縮試験から得られる粘着力 C は、立川・武蔵野ローム層 (Lm) を対象として、 $C = 69.1 \text{ kN/m}^2$ 、そして下末吉ローム層 (Lc) を対象として $C = 37.3 \text{ kN/m}^2$ を示し、立川・武蔵野ローム層 (Lm) が下末吉ローム層 (Lc) の約2倍程度の強度を有する。また、内部摩擦角は、立川・武蔵野ローム層 (Lm) を対象として $\phi = 17.01^\circ$ 有するが、下末吉ローム層 (Lc) を対象とした場合は $\phi = 0^\circ$ でありせん断強度に寄与しない。

また、動的変形特性試験により $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線、及び $h \sim \gamma$ 曲線を算出した。

表 3.2.2 常時微動測定

常時微動測定結果 H/V比	
卓越周期 (秒)	
GL-0.00m H/V比	0.32
理論卓越周期	
卓越周期 (秒)	
理論	0.29

表 3.2.3 地盤周期と地盤種別

地盤種別	地盤周期 $T_g(\text{sec})$
第1種	$T_g \leq 0.2$
第2種	$0.2 < T_g \leq 0.75$
第3種	$0.75 < T_g$

表 3.2.4 地盤種別

第1種	岩盤、硬質砂礫層、その他主として第3紀以前の地層によって構成されているもの。または地盤周期等についての調査もしくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの。
第2種	第1種地盤および第3種地盤以外のもの
第3種	腐植土、粘土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層 (盛土がある場合においてはこれを含む) で、その深さが概ね30m以上のもの。沼沢、沼海等を埋め立てた地盤の深さが概ね3m以上であり、かつ、これらで埋め立てられてから概ね30年経過していないもの。または、地盤周期等についての調査もしくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤を有すると認められるもの。

表 3.2.5 一軸・三軸圧縮試験結果

地層記号	一軸圧縮試験		三軸圧縮試験	
	qu 値 [平均 qu 値] (kN/m^2)	$C = qu/2$ (kN/m^2)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)
Lm	—	—	69.1	17.01
Lc	—	—	37.3	0.00
Toc	209.7~263.5 [236.6]	118.3	—	—

表 3.2.6 圧密特性結果

地点 No.	地層名	地層記号	計算深度 (G.L. -m)	$\sigma z'$ (kN/m^2)	P_c (kN/m^2)	$P_c - \sigma z'$ (kN/m^2)	OCR
2	立川・武蔵野ローム層	Lm	3.05	42.96	694.3	651	16.16
	下末吉ローム層	Lc	6.38	87.50	145.7	58	1.67
	東京層・粘性土層	Toc	12.02	128.39	484.5	356	3.77

表 3.2.7 液状化判定結果

地点 No.	検討深度 (G.L. -m)	検討対象地層記号	地表面加速度 α (gal)	液状化抵抗率 FL
1	6.30	Tos1	150	5.16
			200	3.87
			350	2.21
2	7.30	Tos1	150	6.63
			200	4.97
			350	2.84

(6) 地盤の圧密特性結果

関東ローム層 (Lm、Lc) 及び東京層・粘性土層 (Toc) を対象として不攪乱試料を採取し圧密試験を実施した。対象層における圧密降伏応力 P_c は、いずれもその深度 (採取深度) における地中有効応力 σ_z' より大きい値を示した。したがって、今回対象とした地層はいずれも過圧密域にあり、現状の土被り荷重に対して沈下は終了しているものと判断することができる。

なお、過圧密の程度は OCR (過圧密比) で表される。OCR (過圧密比) とは、地中有効応力 σ_z' と圧密降伏応力 P_c との比 (P_c / σ_z') で、単純には過去に現状の有効土被り圧の OCR 倍の荷重を受けていたことをあらわすが、生成年代の古い地層の場合は時間効果等他の要因により大きな OCR 値を示す場合が多い。

なお、上表における $P_c - \sigma_z'$ は、対象とする地層が有害な沈下を発生させないための、地中増加応力の限界値と考えることができる。

(7) 地盤の液状化結果

No.1 地点及び No.2 地点を対象として地盤の液状化について検討した。その結果、検討対象となるのは東京層・第1砂質土層 (Tos1) で、検討深度における液状化抵抗率 FL は下表のようにまとめられ、最大地表面加速度 $\alpha = 350gal$ を想定した場合においても液状化抵抗率は $FL > 1$ を示す。また、東京都の地盤の液状化マップ図 (「東京の液状化予測 (平成24年度改訂版) 東京都土木技術支援・人材育成センター抜粋) においても、当該地は“液状化の可能性が低い”地域に区分される。

以上から、当該地においては、設計上地盤の液状化に対して特別な対策は必要ないものと判断される。

2 耐震改修強度調査

構造解析に必要な、建物の構造種別範囲や開口形状、煉瓦壁厚などを確認するために構造目視・実測調査を実施した。本建物は、関東大震災にて一部の煉瓦が崩れて SRC にて復旧された経緯があるため、煉瓦だけでなく SRC 躯体断面の調査を含めた構造軀

体調査も実施した。また、煉瓦基礎形状が図面と異なっていないか確認するために、煉瓦基礎側面を掘削し、基礎形状調査を実施した。

その結果は『慶應義塾大学旧図書館棟 耐震改修強度調査 現地調査報告書 平成28年3月 株式会社三菱地所設計』^{註1} として報告されている。ここでは、この報告書を参照し記すこととする。

(1) 基礎形状調査

既存基礎の掘削調査を行った結果、概ね図面通り無筋コンクリート基礎の上に煉瓦基礎であることが分かった。また、地盤とのレベル関係を雨水桝から計測した。

(2) 不同沈下測定

測定の結果、最大傾斜角は屋内の東西方向で 1/515、南北方向で 1/676、屋外の東西方向で 1/857、南北方向で 1/1081、八角棟で 1/310 であった。

外観劣化調査にて、不同沈下に起因するひび割れが確認されなかったことから不同沈下は起きていないものと思われる。

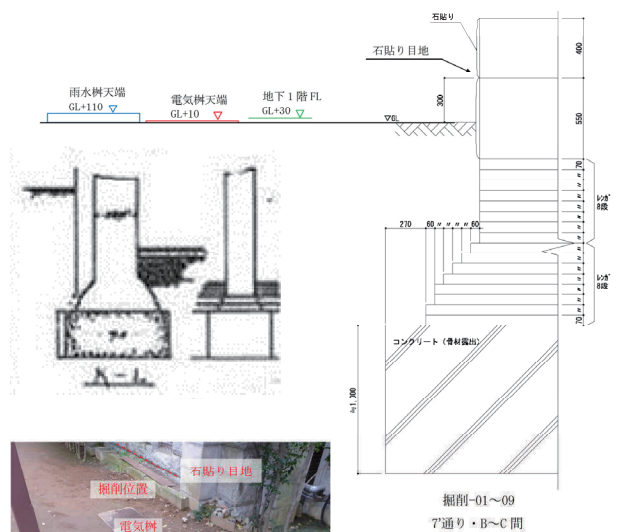


図 3.2.5 液状化判定結果

(3) 物性調査

構造モデルを用いた解析を行うため、建物の躯体を構成する材料の物性値を物理試験等により把握することを目的として物性調査を行った。具体的には、煉瓦、目地及びコンクリートの強度及び煉瓦に対するあと施工アンカーの引張試験を実施した。

イ コンクリートの圧縮強度試験

平成 28 年 (2016) の調査で、3 本のコア抜き試験体の平均 - 標準偏差 /2 の値を採用した。調査の結果、第二書庫の B1 階コンクリートの値が、13.5N/mm² を下回ったため、また、旧本館、第一書庫、第二書庫の基礎コンクリートの強度調査が行えなかったため、再度調査を行い、強度を補正して採用した。

表 3.2.8 コンクリート強度結果

棟名	階	[平成 28 年時]	
		コンクリート圧縮強度 Fc (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 Fc (N/mm ²)
旧館、第 1 書庫	PH	16.2	→ 左同
	3	15.4	→ 左同
	2	16.5	→ 左同
	1-2	13.6 (下階の値を採用)	→ 左同
	1-1	13.6	→ 左同
	B1	16.5	→ 左同
第 2 書庫	F	16.5 (上階の値を採用)	→ 8.7
	3	13.5	→ 左同
	2	16.5	→ 左同
	1-2	16.5	→ 左同
	1-1	16.5	→ 左同
	B1	11.3	→ 19.4 → 16.5
F	11.3 (上階の値を採用)	→ 39.2 → 16.5	

ロ 煉瓦単体圧縮強度試験

表 3.2.9 煉瓦単体圧縮強度結果

供試体番号	気乾密度 (g/cm ³)	単体圧縮強度	
		N/mm ²	kgf/cm ²
RS-C-1	1.79	37.0	377.3
RS-C-2	1.83	62.1	633.2
RS-C-3	1.86	57.1	582.3
RS-C-4	1.83	58.5	596.5
RS-C-5	1.98	71.8	732.2
RS-C-6	1.72	32.6	332.4
平均値	—	53.2	542.3
標準偏差	—	15.2	155.0

ハ 煉瓦単体圧縮弾性係数試験

表 3.2.10 煉瓦単体圧縮弾性係数結果

供試体番号	最大荷重の 1/3 に相当する応力 : S ₁ N/mm ²	縦ひずみ 200×10 ⁻⁶ のときの応力 : S ₂ N/mm ²	応力 S ₁ によって生じる縦ひずみ ×10 ⁶	圧縮弾性係数 kN/mm ²
RS-C-1	12.4	2.99	1,243	9.0
RS-C-2	20.7	4.37	1,351	14.2
RS-C-3	19.1	5.76	1,082	15.1
RS-C-4	19.5	4.31	1,236	14.7
RS-C-5	24.0	9.30	857	22.4
RS-C-6	10.9	2.60	1,113	9.1
平均値	—	—	—	14.1
標準偏差	—	—	—	4.9

※圧縮弾性係数の算出は、縦ひずみ 200×10⁻⁶ 時の応力と最大荷重の 1/3 に相当する応力と縦ひずみの値を使用して算出した。

ニ 煉瓦単体ポアソン比試験

表 3.2.11 煉瓦単体ポアソン比結果

供試体番号	最大荷重の 1/3 に相当する応力における縦ひずみ (ε ₁) ×10 ⁻⁶	最大荷重の 1/3 に相当する応力における横ひずみ (ε ₂) ×10 ⁻⁶	縦ひずみ 200×10 ⁻⁶ のときの応力における横ひずみ (ε ₂) ×10 ⁻⁶	ポアソン比
RS-C-1	1,243	-218	-82	0.130
RS-C-2	1,351	-260	-123	0.119
RS-C-3	1,082	-237	-122	0.130
RS-C-4	1,236	-199	-66	0.128
RS-C-5	857	-229	-155	0.113
RS-C-6	1,113	-283	-93	0.208
平均値	—	—	—	0.138
標準偏差	—	—	—	0.035

※ポアソン比の算出は、縦ひずみ 200×10⁻⁶ 時の横ひずみと最大荷重の 1/3 に相当する応力時の縦ひずみと横ひずみの値を使用して算出した。

ホ 煉瓦単体曲げ強度試験

表 3.2.12 煉瓦単体曲げ強度結果

供試体番号	単体曲げ強度	
	N/mm ²	kgf/cm ²
RS-B-1	7.57	77.2
RS-B-2	9.15	93.3
RS-B-3	8.41	85.8
平均値	8.38	85.4
標準偏差	0.79	8.1

ヘ 煉瓦単体せん断強度試験

表 3.2.13 煉瓦単体せん断強度結果

供試体番号	単体せん断強度	
	N/mm ²	kgf/cm ²
RS-S-1	5.76	58.7
RS-S-2	9.88	100.7
RS-S-3	6.63	67.6
平均値	7.42	75.7
標準偏差	2.17	22.1

ト 煉瓦要素圧縮強度試験

表 3.2.14 煉瓦要素圧縮強度結果

供試体番号	要素圧縮強度	
	N/mm ²	kgf/cm ²
RE-C-1	32.9	335.5
RE-C-2	18.8	191.7
RE-C-3	25.5	260.0
平均値	25.7	262.4
標準偏差	7.1	71.9

子 煉瓦要素引張強度試験

表 3.2.15 煉瓦要素引張強度結果

供試体番号	要素引張強度	
	N/mm ²	kgf/cm ²
RE-T-1	0.240	2.45
RE-T-2	0.120	1.22
RE-T-3	0.305	3.11
平均値	0.222	2.26
標準偏差	0.094	0.96

リ 現地引抜試験

表 3.2.16 現地引抜試験結果

階	調査符号	各耐力 (煉瓦1個当たり) (kN)	各耐力時 変位 (mm)	煉瓦寸法 高さ×幅×長さ (mm)	破壊形態 (破壊モード)	試験対象 煉瓦設置高 さ (各階床面か らの高さ) (mm)	
5	K-RT-2	最大	87.3	0.31	58×105×225	煉瓦破壊	1,200
		2/3	58.19	0.078			
4	D1-RT-5	最大	87.1	0.55	57×106×227	煉瓦破壊	1,400
		2/3	58.05	0.088			
3	D1-RT-4	最大	121.6	0.70	55×108×230	煉瓦破壊	700
		2/3	81.07	0.052			
2	D1-RT-3	最大	119.7	0.25	57×110×228	煉瓦破壊	1,200
		2/3	79.80	0.004			
1	D1-RT-2	最大	119.7	0.00	55×105×226	煉瓦破壊	1,150
		2/3	79.80	0.000			
B1	D1-RT-1	最大	172.6	0.28	55×107×229	煉瓦破壊	650
		2/3	115.06	0.054			
B1	K-RT-1	最大	37.1	0.09	60×49×229	目地破壊	950
		2/3	24.74	0.002			
B1	K-RT-3	最大	153.7	0.26	60×100×222	煉瓦破壊	1,300
		2/3	102.45	0.004			

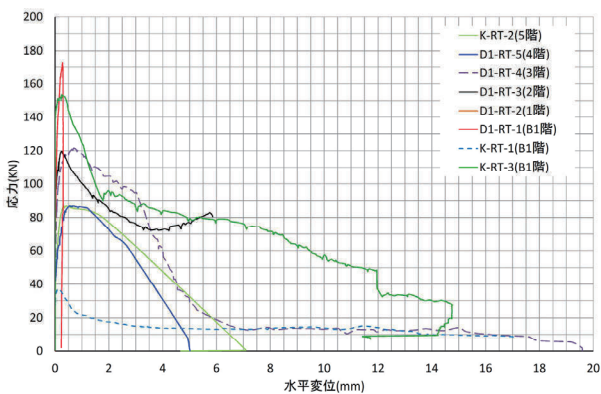


図 3.2.6 応力変位グラフ

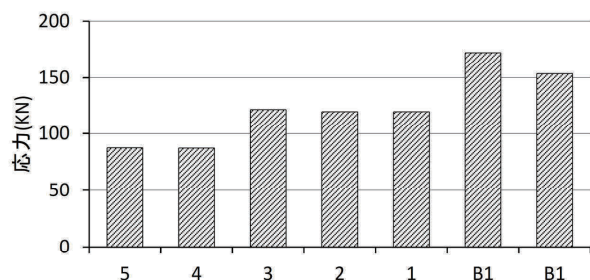


図 3.2.7 調査階と最大耐力関係

煉瓦の引き抜き試験を行った結果、動き出し変位が 0.005mm 以上生じた時点で、目地の保有せん断力耐力を短期せん断力として頭打ちとした。

実験で得られた終局時の τ (N/mm²) は、より大きな値であるが、短期せん断力の 1.5 倍を終局せん断力とした。

目地を含んだ煉瓦のヤング係数は、材料として指定するため、煉瓦引張試験結果より下記のように設定する。

- 1/2000 の変形時点での Q と δ からせん断弾性係数 G を算定し、ヤング係数を設定する。
- 各階で算定したヤング係数の平均値を、建物の煉瓦のヤング係数として採用する。

※「日本建築学会 組積造設計規準・同解説」より煉瓦のヤング係数は、3000～8000N/mm² 程度と想定されている。

※「既存煉瓦構造物から採取したコアの強度試験」の論文の中に目地を含む煉瓦コアの弾性係数は、コンクリートの 1/2 程度との記載があるため、煉瓦単体のヤング係数の 1/2 (14085/2=7042.5N/mm²) 以下の値を採用する。

※また、要素圧縮強度の最小値 (22.2N/mm²) から想定されるコンクリート (想定 Fc22) のヤング係数の 1/2 (20604/2 = 10302N/mm²) 以下の値を採用する。

よって、採用する煉瓦のヤング係数 (6965.6N/mm²) は、概ね妥当と判断される。

表 3.2.17 目地のせん断耐力

煉瓦引抜試験	階	最終 τ		動出荷重		短期 τ		採用 τ		変位 (0.005mm以上)
		N/mm ²	N/mm ²	kN	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
最小値1.81	5	1.85	1.81	35.99	23625	0.76	0.76	0.008		
	4	1.81	1.81	39.52	24062	0.82	0.76	0.006		
	3	2.45	2.45	37.89	24840	0.76	0.76	0.006		
	2	2.39	2.39	88.09	25080	1.76	0.76	0.006		
	1	2.52	2.52	119.31	23730	2.51	0.76	0		
	B1	3.52	3.52	67.74	24503	1.38	0.76	0.008		
	B1	3.46	3.46	91.04	22200	2.05	0.76	0.006		
	目地のせん断力が煉瓦のせん断耐力よりは低いことを確認									
煉瓦せん断		5.76 9.88 6.63		7.42 N/mm ²		平均-標準偏差/2 6.338		>0.76		

表 3.2.18 目地を含んだ煉瓦のヤング係数

階	1/2000時Q		h	A		1/2000時 δ		ヤング係数
	Q/2	kN		mm ²	mm	N/mm ²	N/mm ²	
5	39.5	19.8	29.0	23625	0.015	1672.8	3807.3	
4	42.0	21.0	28.5	24062	0.014	1745.5	3972.7	
3	46.9	23.5	27.5	24840	0.014	1888.9	4299.1	
2	91.9	45.9	28.5	25080	0.014	3663.9	8339.0	
1	119.2	59.6	27.5	24503	0.014	2988.6	6802.1	
B1	142.2	71.1	30.0	22200	0.015	6493.2	14573.6	
平均値								6965.6 N/mm ²

又 あと施工アンカーの引抜試験

あと施工アンカーの引張耐力は、最小値を採用した。(篠田)

表 3.2.19 アンカー引抜試験結果

呼び名	埋め込み深さ	試験箇所	載荷荷重 (kN)	破壊状況	備考
D13	8d (104 mm)	No.1	30.3	付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最大値
		No.2	23.1	煉瓦破壊 (深さ約 8 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最小値
		No.3	24.9	付着破壊 (鋼材～接着剤間)	—
		平均値	26.1		—
	13d (169 mm)	No.1	45.5	付着破壊 (鋼材～接着剤間)	—
		No.2	46.4	煉瓦破壊 (深さ約 12 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最大値
		No.3	36.8	付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最小値
		平均値	42.9		—
D16	8d (128 mm)	No.1	26.1	煉瓦破壊 (深さ約 16 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最大値
		No.2	22.7	煉瓦破壊 (深さ深さ約 13 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤～煉瓦間)	—
		No.3	18.7	煉瓦破壊 (深さ約 43 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最小値
		平均値	22.5		—
	13d (208 mm)	No.1	57.9	煉瓦破壊 (深さ約 50 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最大値
		No.2	48.6	煉瓦破壊 (深さ約 27 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	—
		No.3	41.4	煉瓦破壊 (深さ約 35 mm) +付着破壊 (鋼材～接着剤間)	最小値
		平均値	49.3		—

※最小値を赤字で示す

註

1 「資料編第4章 耐震補強に関する検討資料1」参照 (篠田)

3 天井木下地及び左官仕上劣化調査

慶応義塾では、この工事の着手前の平成25年(2013)2月27日から3月1日にかけて、図書館のエントランスホール、記念室、階段室部分の左官天井の劣化調査を行った。その結果は『「慶応義塾大学図書館(旧本館)」左官天井の劣化損傷詳細調査』として報告されている。ここでは、この報告書を参照し劣化損傷の状況を記すこととする。

(1) 木下地

イ エントランスホール・記念室

天井裏内部は適度に乾燥していて、使用木材が目立った腐朽や破損は見当たらない。一部に吊木と野

縁の仕口が不完全な箇所があるが、別途釘打ち固定されているため、問題はなかろう。

ロ 大階段室

エントランスホール・記念室と比較すると、若干湿度が高いが、木材は乾燥していて、破損材も確認されなかった。野地板に雨染みが多数見られるが、既に漏水処理が施されている。天井下地材の楕形・吊木受けの含水率は10%以下であって、良好といえるが、過去に雨漏りがあったらしく、白色仕上材にひび割れを誘発させている。

特に北側寄りの部分は漏水痕が多くみられるため、ドリル貫入による木材の健全度調査を行った。結果は、吊木受けも楕形も全般にドリルの抵抗値が低く、劣化が疑われる。また、天井吊材が全くない通りがあり、追加することが望ましい。

(2) 左官仕上

イ エントランスホール

白色仕上材表面にひび割れが散見されるが、打診検査で特に問題ないことが確認された。また、木摺への下こすり材料の食い込みは十分であった。

ロ 記念室

エントランスホールとほぼ同様の状況と考えられる。打診検査で、直径30cm程度の円形上の浮きが数箇所確認されているが、さしあたって問題はない。

ハ 大階段室

白色仕上材表面に0.5～0.7mm程度の幅で、長さ1m程度のひび割れが数箇所確認された。しかし、木摺との付着も十分で、特に問題ないと考えられる。

天井下地木材の強度不足が確認されている通り、左官仕上材に変色が見られるため、部分補修の検討が必要と考えられる。(高村)

第3節 耐震補強計画

平成8年(1996)に行われた耐震診断(1次)の結果では、旧本館・第一書庫において低層階で0.24～0.27を示し、補強が必要であった。本計画では、レトロフィットにて補強を行う計画とした。

1 免震構造計画

(1) 免震装置の選定

基礎免震構法を可能にするデバイス装置は、以下の組み合わせが考えられた。

- イ 天然ゴム系積層ゴムアイソレーター+鋼棒ダンパー
- ロ 高減衰型積層ゴムアイソレーター
- ハ 鉛プラグ入り積層ゴムアイソレーター
- ニ すべり支承
- ホ オイルダンパー
- ヘ 球面すべり支承

建物に要求される性能として、

- ・上部構造の応答を可能な限り小さくするために、長周期化する。
- ・保存、再生の主旨から十分な免震効果を得られ、既存躯体の補強を最小限とするためには、免震効果を最大限に発揮させることにある。より免震効果を得るためには、免震建物の長周期化を図ることと、大きな減衰性能を発揮できる構法を採用する。

以上の要を満足させるため、免震装置は、水平剛性を低く抑えられ変形性能が大きくとれること。また高面圧を図れること。減衰効果が大きく期待でき、図書館による諸室の荷重偏在にも対応できる装置とする必要がある。

本建物にもっとも適した構法としては、せん断ひずみに依存せず変形能力が大きく取れ、長周期化が可能で大きな減衰効果が得られる球面すべり支承を選定する。

使用する球面すべり支承は、2次剛性時固有周期6秒タイプ、スライダ径 ϕ 200 ϕ ～ ϕ 350、限界

変形を550mm、中摩擦($\mu=0.043$)及び低摩擦($\mu=0.013$)とする。

この免震装置は、鉄のスライダで構成されており、通常天然ゴム系積層ゴムアイソレーターと比べて約3倍の面圧を負担することができ、形状もコンパクトであることから、装置高さも抑えることができる。ただし、高面圧が生じることから設置する免震上下の基礎には、高強度のコンクリート強度が求められる。

また、鉄のスライダと上下のコンクイブプレートは、完全に部品が分かれており、免震装置に引抜力が発生すると、浮いてしまう欠点がある。

本建物は、煉瓦造と鉄骨鉄筋コンクリートが混合された構造種別であり、比較的低層で積載重量も大きいことから、上下動応答を考慮しても浮き上がりが生じないように配慮して計画した。

免震装置は、通常建物の変位振幅を減少させるダンパーが必要であるが、鉛直荷重に応じたすべり材の摩擦力が、ダンパーの役割を果たしている。また、荷重偏在に影響されずに免震化が行える球面すべり支承は、減衰力が鉛直荷重に依存し、免震層のねじれが発生せず長周期化が可能であるため、基礎補強梁のスパンを長く取れない煉瓦造免震レトロフィットに合致したものであり、高い耐震性能を発揮できる。

(2) 免震装置の耐震設計方針

イ 免震装置に対するクライテリア

免震層の固有周期は、4秒を目標とする。免震装置

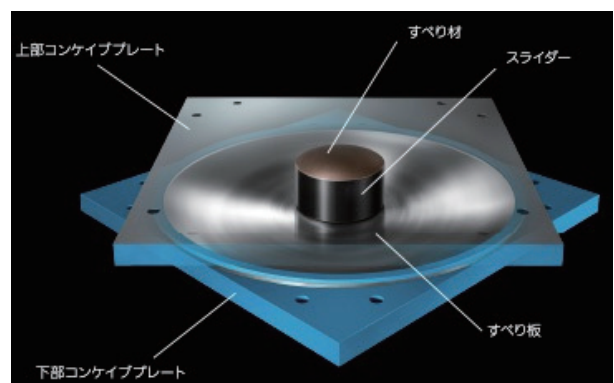


図 3.3.1 球面すべり支承

は、球面すべり支承を採用し、中摩擦と低摩擦を混合した54台を使用する。

ねじれ振動を抑えるために、建物重心と免震材料の剛心を合わせるように免震材料の配置を行い、低摩擦、中摩擦、混合時のすべてにおいて偏心率が3%以下になるよう計画した。

暴風時の風荷重時でも免震装置は動かないように装置を選定した。

ロ 上部構造に関するクライテリア

レベル2の入力地震動に対して、煉瓦構造体の面内・面外応力で、せん断応力度が短期許容応力度以下、かつ曲げモーメントが曲げ耐力以下、SRC造柱梁で弾性限耐力以下とする。

- 地震応答解析は、既往観測波及び敷地地盤を考慮した告示波、長周期地震を採用した。
- 上部構造は変形の少ない煉瓦構造であり、煉瓦構造部の層間変形角は1/2000以下と規定したが十分クライテリアを満足している。
- レベル2地震の加速度は、200gal程度となるように免震にて低減する。

(3) 地震応答解析

応答解析は、レベル1 (25kine)、レベル2 (50kine) の2段階にて行う。いずれの場合においても十分な免震効果が得られており、クライテリアに収まっている。なお、解析は上部躯体補強工事（旧本館内壁煉瓦倒れ込み補強、第一書庫外壁煉瓦倒れ込み補強、第一書庫煉瓦壁とRC床の接合補強）を行うことを前提としている。

表 3.3.1 耐震性能目標

	<レベル1地震動> 告示波（稀に発生する地震動） 既往波（25kine）	<レベル2地震動> 告示波（極稀に発生する地震動） 既往波（50kine） 長周期波
上部構造	層間変形角 1/2000以下	層間変形角 1/2000以下
	応答せん断力 設計用せん断力（レベル1）以下	応答せん断力 設計用せん断力（レベル2）以下
	加速度 床が150gal程度	加速度 床が200gal程度
免震層	水平変形量 206.3mm	水平変形量 412.5mm

イ 上部建物の剛性

建物の水平剛性は、直交壁及び壁の曲げ変形を無視し当該方向の荷重・変形関係及び構造躯体調査によって得られた煉瓦目地のせん断弾性係数から求める。

ロ 免震装置の剛性

免震装置に球面すべり支承を採用したことから、免震層をスウェイバネとしてモデル化し、摩擦係数による土のバラツキを考慮して検討する。

ハ 採用地震波

地震応答解析に用いる地震波は、既往観測3波に加え、建設省告示1464号第4項に定められた工学的基盤における加速度応答スペクトルを目標として作成した模擬地震動3波（八戸波、JMA神戸波、ランダム波）及び長周期地震波の計7波を採用した。

二 振動解析モデル

振動解析モデルは、構成する立体骨組みの各層の質量を、各階床位置の質点に集約し、各質点間を各層の剛性と等価なバネでつないだ、質点の等価せん断型モデルとする。免震層部分は、球面すべり支承を採用しているため、スウェイバネとして設定する。

減衰は内部粘性系を仮定し減衰定数は、免震上部構造の一次振動形に対して本体部分を2%の瞬間剛性比例型とした。免震層の減衰は、考慮しない。解析プログラムは、(株)構造計画研究所の「RESP-M2」を使用する。

上部構造煉瓦躯体の各階、各方向のバネの値は、面内方向の弾性応力解析による、荷重—変形関係から定めた。旧本館及び第一書庫は建物が結合してい

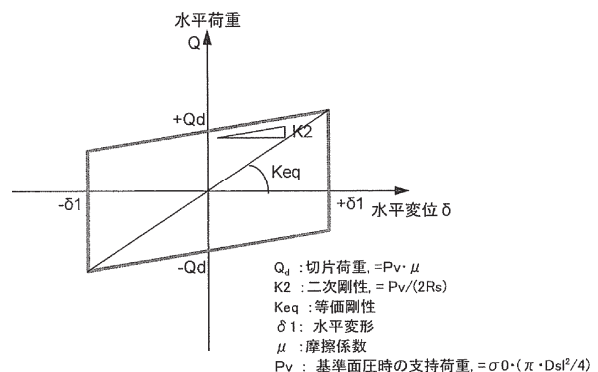


図 3.3.2 免震装置の水平性能

るが、第二書庫は建物が一部でつながっているだけで分離している。屋根を含めてどちらも高さと同じであり、各棟の固有周期も似ていることから、2棟一体とした解析にて検討を行うが、それぞれの棟の特性も考慮して棟別解析での応答解析も行い、応答を包絡した外力にて目標性能を確認する。

(4) 地震応答解析結果

イ 固有値解析

免震建物の1次固有周期は、応答変位により3.5～4.3秒である。

表 3.3.2 固有値解析

	X方向			Y方向		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
[固定時]	0.218	0.079	0.064	0.177	0.070	0.061
[初期剛性]	0.264	0.123	0.076	0.236	0.110	0.068
[限界変形×1/2] 550×3/8	3.542	0.168	0.077	3.541	0.135	0.068
[限界変形×3/4] 550×3/4	4.337	0.168	0.077	4.336	0.135	0.068

ロ 応答加速度 (レベル 2)

5層床付近で概ね200galを満足している。

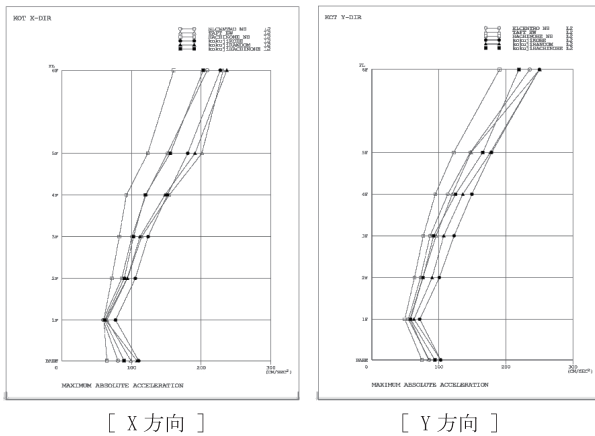


図 3.3.3 X,Y 応答加速度

ハ 応答変位 (レベル 2)

上部建物の地震時最大応答変位はレベル 1 で6.3cm、レベル 2 で29.2cmである。

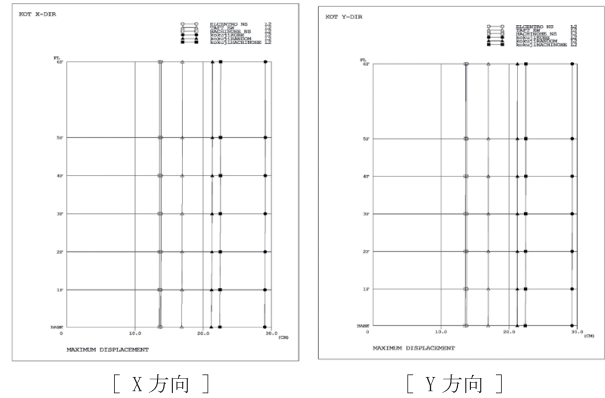


図 3.3.4 X,Y 応答変位

ニ 応答層間変形角 (レベル 2)

層間変形角が1/2000以下を満足している。

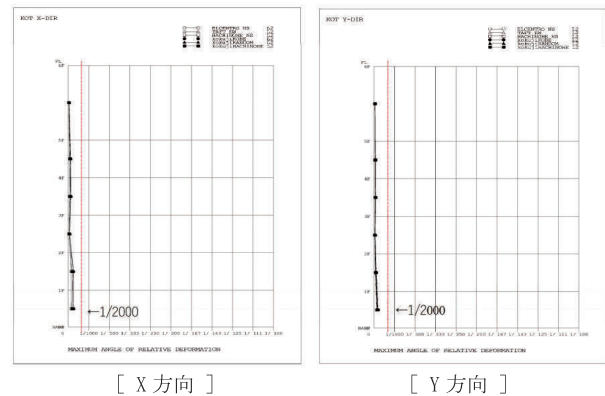


図 3.3.5 X,Y 応答層間変形角

ホ 応答層せん断力係数 (レベル 2)

個別応答と比較して応答が包絡する様に外力を設定した。上部構造の応答せん断力係数は、レベル 2 の1階を0.135で設定した。

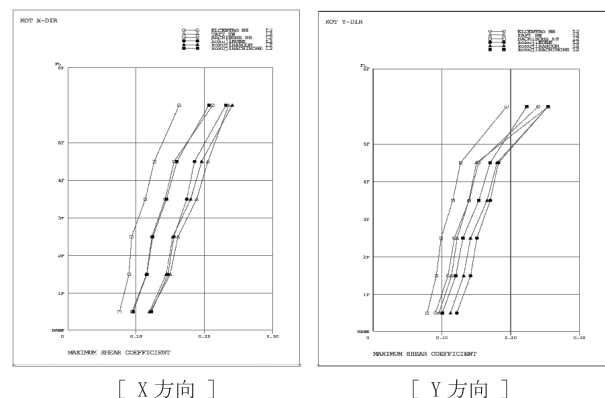


図 3.3.6 X,Y 応答層せん断力係数

へ 位相差による検討

旧本館・第一書庫及び第二書庫は位相差によるせん断力差分が発生した場合でも、一体化させた免震基礎にてせん断力移行が可能なように計画した。

(5) バラツキを考慮した地震応答解析

本建物で採用する球面すべり支承には、バラツキとして製造ばらつき、環境温度による特性変動、繰り返しによる補正、面圧による補正等が影響してくる。

保存・活用の観点から重要文化財である本建物になるべく補強を必要としない基礎免震構法を採用したため、上部構造補強を最小限とする計画とした。

地震応答解析結果及び建物面内面外の有限要素解析による結果を踏まえ、免震装置のバラツキが大きい方に振れた場合、建物の応答が大きくなりすぎないように、中摩擦タイプ製造ばらつきの下限値平均を0.030、上限値平均を0.0471(製品上は0.050)として、機械加工及びすべり材の製造の精度を上げることで対応した。

(6) 上部架構の応力解析

上部架構は、応答値に対しての安全性を、線材モデル及び有限要素モデルの2パターンにて検証を行った。煉瓦壁、RC部材、SRC部材、床スラブ部材は、30cm程度の面要素としてモデル化した。この要素モ

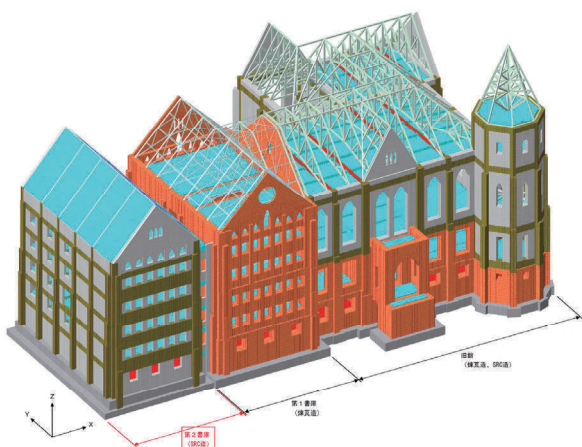


図 3.3.7 有限要素モデル

デルを用いて煉瓦壁の面内・面外応力の検討を行った。

既存煉瓦とRC床との取り合いは、鉄筋等で一体化されていないため、十分な拘束効果が得られないものとして、RCスラブの面内剛性を無視して評価を行った。

検討の結果、面内応力による曲げ・せん断及び面外応力のせん断は目標性能を満足していたが、面外応力による曲げによる引張応力度で、第一書庫の3層より上の階の目標性能を満足しない結果となった。これは、RCスラブによる拘束効果を無視した影響が大きく、拘束効果が十分に得られる条件では、目標性能を満足する結果となった。

(7) 基礎計画方針

既存建物はローム層に支持された直接基礎形式であったが、基礎免震を構築するための直下の地層は、地盤耐力が十分に取れない凝灰質粘土地盤であったため、より深く掘削し、免震完成後は地盤面から約8.0m下がりの砂質土層を支持層とする、長期地耐力217.7kN/m²、短期で435.4kN/m²の直接基礎とした。砂質土層の層厚さは、部分的に薄いところがあるため、その下の粘性土層の圧密耐力を超えないように計画した。

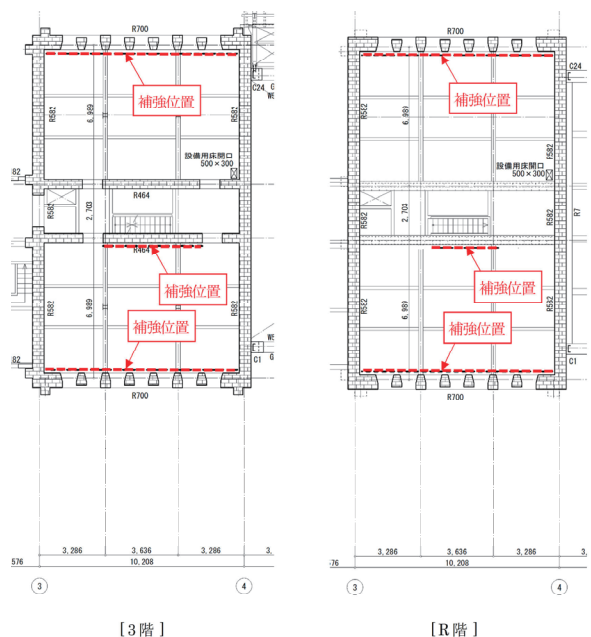


図 3.3.8 床補強配置

2 その他の補強計画

(1) 煉瓦壁の補強

(第一書庫煉瓦壁とRC床の接合補強)

コンクリート床による煉瓦壁の拘束が十分になされない条件で算出した煉瓦の引張応力度の最大値が引張側許容値の上限を上層階で上回る結果となったため、面外方向に対する煉瓦壁の補強を計画した。

補強方法は、該当する煉瓦脚部とコンクリート床とを間接接合にて面外変形を拘束させる。補強位置は、煉瓦壁と既存コンクリート床が面外方向にお互いが乖離するような変形状となる範囲について計画する。煉瓦壁と既存コンクリート床のそれぞれに後施工アンカーを施工し、間接接合として一体化を図ることで、煉瓦脚部の固定度が確保され、煉瓦壁の地震力をコンクリート床に伝達させた。

(2) 自立煉瓦壁の転倒補強

(旧本館内壁煉瓦倒れ込み補強、第一書庫外壁煉瓦倒れ込み補強)

旧本館と第一書庫の境界となる通りのPH階煉瓦壁について、面外方向に対する引張応力度の最大値が、引張側許容値の上限を上回る結果となったため、煉瓦壁頂部と旧本館側の屋根裏既存梁とを繋ぐ方杖を設けて面外変形を拘束した。第一書庫の南北側外壁面のPH階煉瓦壁について、面外方向に対する引張応力度の最大値が、引張側許容値の上限を上回る結果となったため、煉瓦壁頂部及び中間部を支持する補強フレーム架構を直接屋根裏の床面から立ち上げ面外変形を拘束した。



図 3.3.9 床補強有限要素モデル

(3) 第1書庫の鉄骨屋根補強の取り止め

第一書庫の鉄骨屋根は、戦災の遺産として鉄骨トラスが湾曲したままの状態を躯体保存する方針とした。この方針に至った経緯は、施主による要望だけでなく、屋根の安全性を担保するのに、補強とは別の形を採用した。屋根裏への人の出入りを制限して、居室としないこと、また仮に地震時に木屋根及び鉄骨トラスが落下したとしても、直下にコンクリートの床があることで、下の階には影響が出ないこと等を考慮し、鉄骨トラスの補強を取り止めた。(篠田)

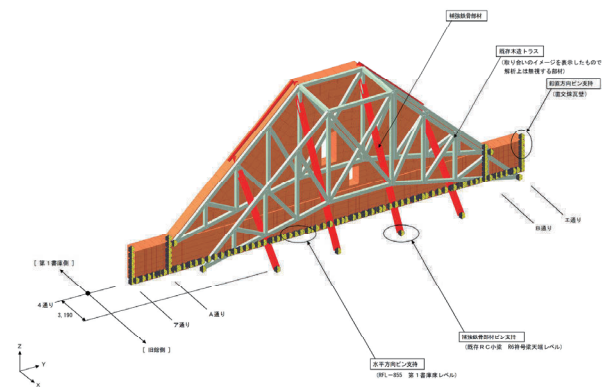


図 3.3.10 旧館内壁煉瓦倒れ込み補強

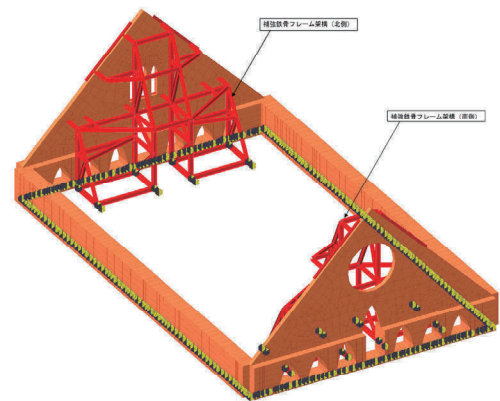


図 3.3.11 第1書庫外壁煉瓦倒れ込み補強