

第5章 耐震診断及び構造補強

第1節 構造概要

1. 耐震診断の経緯と検討方針

阪神大震災を契機に制定された「耐震改修促進法」が、平成18年の「耐震改修促進法の改定」により、計画的な耐震化の推進が都道府県の義務付けとなり、松江市でも平成20年3月に「松江市耐震改修促進計画」を作成し、平成20年度には興雲閣修理復原基本計画が策定された。既存建築物の地震防災対策の一環として、興雲閣の耐震診断のための調査業務が平成21年より実施された。一方、興雲閣は昭和57年～62年に、屋根瓦の修理、外部塗装の塗り替え、1、2階床板の修理等の保存修理工事が行われ、「島根県指定文化財興雲閣保存修理工事報告書」が作成された。

平成22年度には前年度の調査結果と修理工事報告書を基に、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（文化庁文化財部平成13年3月）の安全確保水準の確保を目標に、耐震診断と補強案の作成が行われ、松江市に設置された興雲閣耐震性能判定委員会の下で評定が実施された。

平成23年1月の第1回委員会にて、前年度の調査結果と耐震診断の結果が報告され、耐震性能を確保するための補強の実施が決定された。平成23年3月の第2回委員会において、既存の壁を構造用合板で置換する壁補強案と追加鉄骨フレーム案を提案した。壁補強案では2階の展示室2内に耐力壁を追加しないと必要性能を確保できないこと、1階車寄せ部分に新たに鉄骨支柱が必要なことから、'外観を変えない'という市の方針を満足できないため、鉄骨主体の補強案を採用した。既存の壁は現状のままとし、立ち上りを有する高さ75cmの石造ペデスタルから落下が懸念される建物廻りの支柱は、2階天井内に配置した鉄骨フレームから一時的に吊り上げ、建物の崩落を防止する方針で、鉄骨による補強を実施することになった。

平成24年度の実施設計において、赤外線サーモグラフィーによる外壁内の筋交い調査を実施し、先の耐震診断時に採用した筋交い配置を修正した。調査結果の一例を図5-1-1に示したように、筋交いはランダムに配置されていることが確認された。また、平成23年の「興雲閣保存活用計画」に準じ、2階展示室2には壁を設けず広い空間で、1階天井にも補強鉄骨梁が現れないように配慮して補強案を作成した。平成25年2月の第3回委員会に補強案を提出し、指摘事項を再検討の上、鉄骨フレームによる補強案が承認された。

平成26年1月より天井や床、壁の一部の解体に着手し、改めて建物の調査が実施された。その結果、補強鋼管柱の位置や2階天井内のトラスの成の変更等を反映し、耐震性能の再確認を実施した。

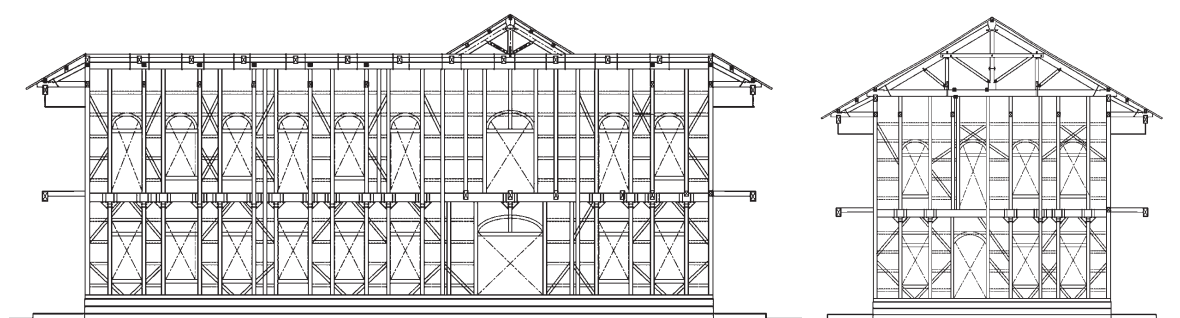


図5-1-1 赤外線サーモグラフィーで確認された筋交い

解体し補強材を配置した現場状況や竣工した状況を、耐震判定委員の方々に確認頂き耐震補強工事を終了した。以下、耐震診断、実施補強設計、現場変更事項を考慮した再検討結果について報告する。

2. 建物の構造的な特徴

明治36年に行在所に使用する目的で建てられた擬洋風のこの建物は、桁行29.21m×梁間14.51mの主屋に、8.45m×8.57mの車寄せと2階の展示室3を正面に、5.45m×7.12mの階段室を背面に張り出した十字形の平面形状である。建物は高さ約60cmの組石上に土台を据え、1、2階の階高さ4.44m、4.31m、軒高さ9.05m、棟高さ約13.43mの総2階建てで、現行法規上の軒高9m、棟高13m以下の法20条の四号建物には適合しない規模を有している。1、2階共に幅1.76mの列柱廊を外周に設け、2階は勾欄を廻らしたベランダとしている。各階の円柱と上部床梁や軒桁との間には、鋳鉄製の金物が配置され、1、2階の柱は鋼板と太さ6mm程度の和釘を用いて緊結されていた。軸組は柱を貫で緊結したうえで、外部は下見板を張り、内部は木舞下地の土壁に漆喰仕上げが施されていた。2階床の仕上げカーペット下の床板は根太で受け、成200mmから460mmの床梁が諸室の構成に併せて配置されていた。梁下と天井との隙間は60mm程度と水平構面を梁下で構成する計画にとっては、非常に困難な状況であった。屋根は軒桁上に等間隔でキングポスト形式の木造トラスが配置され、現状でも十分な載荷性能を有していることが確認できた。寄せ棟形式の棧瓦葺きの屋根は、前後の屋根が交差する谷部分から漏水があり、何度か修理されていたものの腐朽が確認された。特に、2階のベランダは外部のために、浸水による腐朽が進行し、度重なる修理が行われる状況であった。

建物の耐震性能としては、厚さ45mm～91mmの土壁と外周の下見板、現代から見ると効率の良くない筋交いでは、安全確保水準の耐震性能を確保するには、明らかに不十分な状況であった。

3. 建設地における被害地震

この建物が立地する松江近辺の活断層を、「新編・日本の活断層」（東京大学出版会）より、松江、高梁、大社、浜田を統合し松江を中心に据えて図5-1-2に示した。松江市の東側や南側には顕著な断層は見当たらないが、880年出雲（M7）や1710年の白耆・美作（M6.5）の震央が確認できる。北側の島根半島の大社と美保関を結ぶ線上に多くの断層が連続し、代表的断層として宍道断層（番号9、確実度Ⅰ～Ⅱ、活動度C）



図5-1-2 松江市近隣の活断層

表5-1-1 興雲閣が遭遇したと思われる地震と想定震度

発生年	地震／発生地	震央位置	マグニチュード	想定震度	被害状況
1905	芸予地震	132.5 E 34.10 N	6.7	震度Ⅳ	広島・愛媛県が被害中心
1914	出雲地方	132.2 E 35.35 N	5.8	震度Ⅴ	能義・八束・大原郡が被害中心
1925	美保湾	133.3 E 35.50 N	5.8	—	境・米子付近で被害
1943	鳥取地震	134.08 E 35.52 N	7.2	震度Ⅳ	鳥取市が被害の中心
1946	南海地震	135.62 E 33.03 N	8.0	震度Ⅳ	島根県で死者9人、全潰71戸
1991	島根県東部	133.11 E 35.19 N	5.9	震度Ⅳ	震央平田市で落石
1995	兵庫県南部沖地震	135.02 E 34.35 N	7.2	震度Ⅳ	兵庫－大阪の瀬戸内沿岸に被害集中
2000	鳥取西部地震	133.35 E 35.28 N	7.3	震度Ⅴ弱	松江城石垣崩落
2001	芸予地震	132.71 E 34.12 N	6.7	震度Ⅳ	広島・愛媛県が被害中心

が認められるが、何れも活動度はCである。南西側には多くの震源地が確認されているが、M6.5を超えるような震源地は見当たらない。

この興雲閣が遭遇したと思われる被害地震を、1995年までは「新編・日本被害地震総覧」（東京大学出版会）より、1996年以降は防災科学技術研究所K-netを参照した結果を表5-1-1に示した。震度Ⅴを超えるような地震としては、1914年の出雲地方と2000年の鳥取西部地震が挙げられる。特に2000年の鳥取西部地震の際には、松江市内の観測点（S MN002：学園南1-427）にて217.8galが観測されている。但し、観測点は市内の沖積層上にあり、興雲閣は松江城が立地する洪積台地上にあることから、入力加速度は観測地よりは軽減されているものと思われる。従って、この建物は震度Ⅴを超えるような地震に遭遇せずに現在まで存続したことも考えられる。

第2節 構造用外力の算定

建物の調査結果と修理報告書を基に、屋根及び床、壁の仕様に準じて、建物の重量及び検討用の地震力を算定した。主要な屋根や床、内外壁の固定荷重を表5-2-1に示した。

「松江市建築基準法細則第13条」によれば、松江市の積雪は63cmとなり、地震時には累加する必要が無いことから検討を省略した。地震力については、建築基準法施行令88条に準じ、地域係数 $Z=0.90$ 、標準せん断力係数 $C_0=0.20$ として、中地震動時の水平力を算定した。風荷重については、施行令87条に準じて、地表面粗度区分Ⅲ、基準風速 $V_0=30\text{m/sec}$ として、建物の受圧面積に風力係数、速度圧を乗じて算定した。地震時及び暴風時の水平力の算定結果を表5-2-2に示した。明らかに、地震力>風荷重であることから、地震時の耐震性能について検討し、暴風時は省略した。

表5-2-1 屋根、諸室、壁の固定荷重、床の積載荷重（単位：N/m²）

室名／材	仕様	固定荷重の算定		DL		LL	TL
屋根	栈瓦葺き 野地板 垂木 母屋、小屋トラス、梁桁 天井木下地共	700N/m ² x1.17 0.12m ³ /m ² x5000N/m ³ 0.012x4000N/m ² x1.50	= = =	819 600 72	(R) (E) 1491	0 0 →	1500 1500 1500
庇	栈瓦葺き 野地板 垂木 天井木下地共、母屋 等	700N/m ² x1.17 0.030x4000N/m ² x1.50	= =	819 180	(R) (E) 999	0 0 →	1000 1000 1000
2階各室	カーペット(下地ベニア15.5mm) 床板 t=27mm、根太、梁桁 天井木下地共	50+15.5x5.0 0.015x5000N/m ² x1.15 0.012x4000N/m ² x1.50	= = =	128 862 72	(R) (E) 1100	1300 600 →	2400 1700 1100
2階 ベランダ	床板 t=30mm、根太 梁桁 天井木下地共	0.03x5000+120 0.008x5000N/m ² 0.012x4000N/m ² x1.20	= = =	270 400 72	(R) (E) 742	1300 600 →	2100 1400 800
1階各室	カーペット(下地ベニア15.5mm) 床板 t=30mm、根太、梁桁	50+15.5x5.0 0.012x5000N/m ² x1.15	= =	128 690	(R) (E) 818	1300 600 →	2200 1500 900
外壁	下見板 t=45mm+軸組 土壁漆喰仕上げ	0.045x6000N/m ² +150 0.012x15000N/m ²	= =	420 1800		2220 →	2250
内壁	軸組 両面土壁漆喰仕上げ	0.150x15000N/m ²	= =	150 2250		2400 →	2400
建具	(外周) (内周)					→ →	500 300

表5-2-2 地震時及び暴風時の水平力の算定

階	地震時の水平力算定							風（桁行方向）		風（梁間方向）		検討
	W _i kN	Σ W kN	a _i	1/a-a	A _i	C _i	Σ Q kN	Σ Q _w kN	Σ Q _w /Q _e	Σ Q _w m ²	Σ Q _w /Q _e kN/m ²	
2F	1648.9 436.1	1648.9 2085.0	0.47	0.99	1.35	0.242	399.7 505.4	100.4	0.251	128.6	0.322	地震時
1F	1852.6 189.1	3501.5 4126.7	1.00	0.00	1.00	0.180	630.3 759.5	224.7	0.357	280.8	0.446	地震時
F	1121.2 74.5	4622.6 5322.4				0.090	731.2 867.1	271.3	0.371	347.1	0.475	地震時

上段：木造建物の重量等

下段：補強鉄骨重量及び補強鉄骨を考慮した建物重量、地震時の水平力

第3節 建物の構成材料及び材料強度

立体の架構解析に用いた既存木造の柱・横架材、壁内の貫や筋交い断面を表5-3-1-aに示した。横架材にはアカマツ材も含まれるが、現状建物の水平耐力の算定には柱材を除いて影響はないことから、樹種は全てスギ材の目視等級甲種2級として扱った。また、主要な補強鉄骨フレームの断面を表5-3-2-bに示した。

木材及び鋼材の材料強度及び許容応力度は、現行法規に示されている基準強度、許容応力度を採用した。

表5-3-1-a 既存木造部材の断面 樹種：スギ E=700kN/cm² 品質：目視等級甲種2級

柱	断面	横架材（小屋）		横架材（2階床）		横架材（1階/その他）	
列柱 一般柱 隅柱	○-240 □-151x151 □-181x181	小屋下弦材 軒桁 回廊柱上部 回廊登梁 回廊繫梁	□-175x303 □-175x285 □-185x364 □-155x175 □-152x221	2階床梁 回廊外周 回廊繫梁 繫梁	□-212x348 □-182x354 □-185x196 □-176x285	土台 貫 筋交い	□-151x121 □-30x115 □-45x115

表5-3-2-b 補強鉄骨フレームの断面

柱・梁	部材断面	品質	2階天井 トラス材		トラス構成材	品質	水平 ブレース	部材断面	品質
柱(外端)	□-200x200x16	SHC490	TG1 (一般)	上下弦材	2Ls-90x90x7	SS400	斜材	[-200x80x7.5x11	SS400
柱(内部)	□-200x200x9	SHC490		束材	2Ls-65x65x6	SS400		[-150x75x6x10	SS400
地中梁	H-340x250x9x14	SN400B		斜材	2Ls-65x65x6	SS400			
2階床(車寄)	H-294x200x8x12	SN400B	TG2 (吊部)	上下弦材	2Ls-130x130x15	SS400	斜材	L-75x75x6	SS400
2階床(梁間)	H-200x200x8x12	SN400B		束材	2Ls-75x75x6	SS400		L-65x65x6	SS400
タイロッド	32φ(2階床吊材)	SS400		斜材	Ls-75x75x12	SS400			

第4節 架構のモデル化

現状建物において、柱・横架材に加えて水平力を負担できる耐震要素は、外周壁の下見板と厚さ45mmの土壁、平成24年度の赤外線サーモグラフィーによって確認された筋交いがある。これらの部材で構成される立体解析モデルは、以下のような条件に基づいて作成した。

- 1：柱及び横架材は等断面・無欠点のスギ材E70、直線材として扱い、接合部における部材断面の検定は無欠点断面性能を2/3に低減して行った。
- 2：柱断面が小さいために、柱・横架材の接合部は、めり込みによる回転剛性を無視したピン接合とした。
- 3：既存建物2階床及び天井は、壁倍率N=1.0相当の水平剛性を考慮した。
- 4：土壁は図5-4-1-aに示すとおり、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」に示されている土壁の荷重－変形関係をトリリニアに置換した復元力特性を採用した。
- 5：下見板は図5-4-1-bに示すとおり、「木造軸組構法建物の限界耐力計算による耐震設計・耐震補強マ

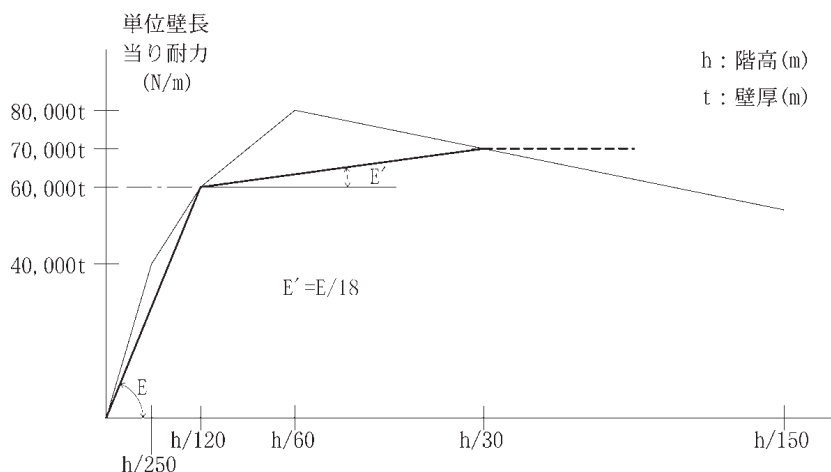


図5-4-1-a 土壁の復元力特性

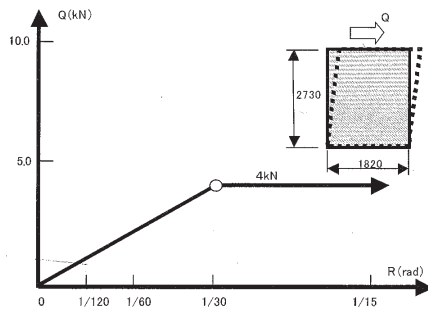


図5-4-1-b 下見板の復元力特性

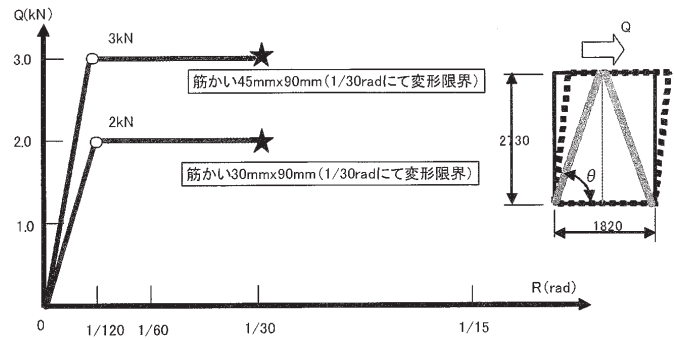


図5-4-1-c 筋交いの復元力特性

ニュアル（2003年）」を準用し、層間変形角 $1/30$ で $Q=2\text{kN/m}$ に置換したバイリニア型の復元力特性を採用した。

- 6：筋交いは圧縮筋交いとして図5-4-1-cに示すとおり、筋交い端部のめり込み剛性、軸断面、筋交いの傾き等を考慮した等価軸剛性に置換したバイリニア型の復元力特性を採用した。
- 7：補強鉄骨フレーム及び水平構面は、鉄骨の接合部のディテールに合わせてピン又は剛接合とした。また、引張・曲げ耐力に達した部材は以降の耐力増分を期待しないバイリニア型の復元力特性を採用した。
- 8：建物の荷重－変形の繰り返し増分解析は、層間変形角 $1/30$ を超えるまで繰り返し、付加軸力 $>$ 柱軸力のときは柱が浮き上がるものとして、支点の鉛直変形の拘束を解除した。

第5節 修理前建物の耐震性能確認

1. 解析モデル

現状建物の柱・横架材、下見板＋土壁厚さ 45mm に筋交いを配置した外壁、土壁厚さ 91mm の内壁を配置した立体の解析モデルを図5-5-1に、解析に用いた既存建物の部材断面を表5-3-1-aに示した。この解析モデルの各階柱頂部に算定した地震力の節点荷重を与え、それぞれの耐震要素の復元力特性と柱の浮き上がりを確認しながら、桁行・梁間両方向それぞれに正負加力方向毎に静的繰り返し増分解析を実施した。

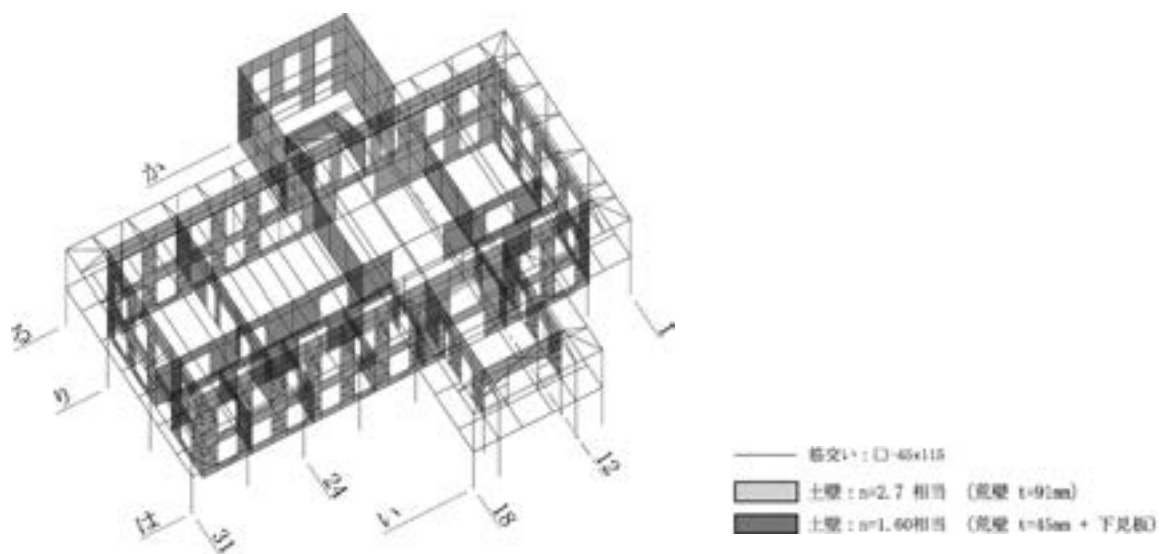


図5-5-1 解析モデル（現状）

2. 耐震性能の確認

現状建物の増分解析結果を基に、各構面と重心位置の荷重－変形曲線を作成した。また、重心位置の荷重－変形曲線を各階の復元力特性とし、1、2階の質量を考慮して1質点に縮約し、限界耐力計算法を用いて、大地震動時の応答値を算定した。桁行・梁間それぞれの正加力の荷重－変形曲線を図5-5-2に、応答値の算定結果を図5-5-3に示した。さらに、1質点の応答値より求めた1、2階の大地震動時の層間変形角と、層間変形角1/30の負担せん断力を建物の保有水平耐力として、換算したベースシア係数と共に表5-5-1に、補強後の結果と併せて示した。

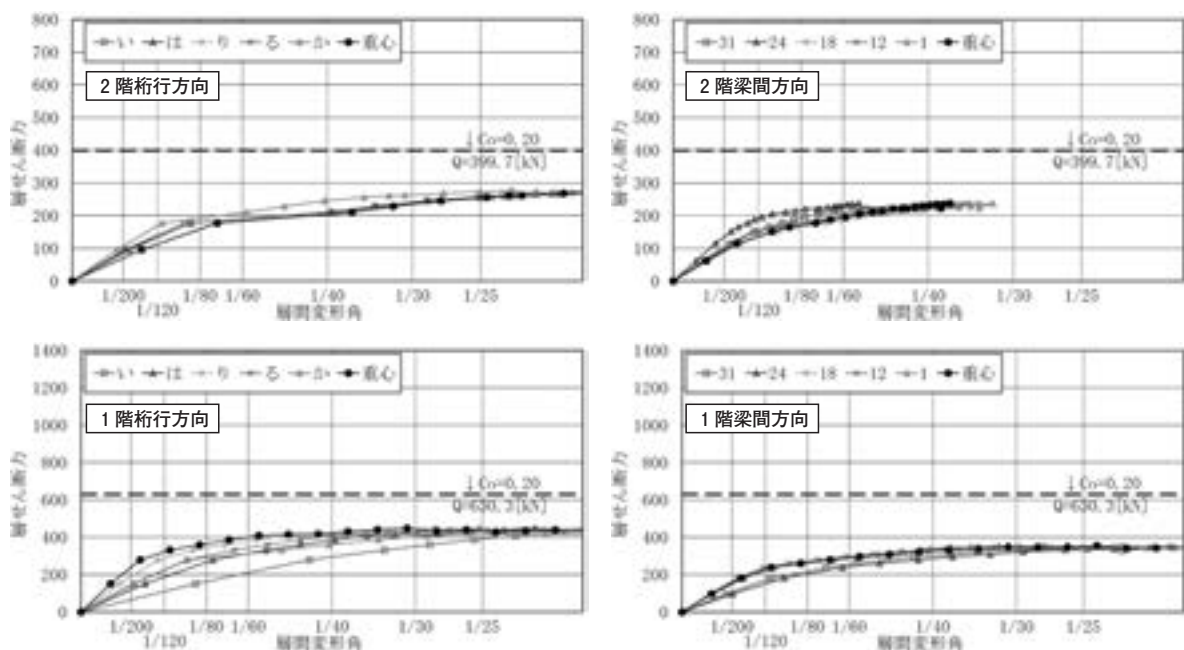


図5-5-2 各構面の荷重－変形曲線（現状）

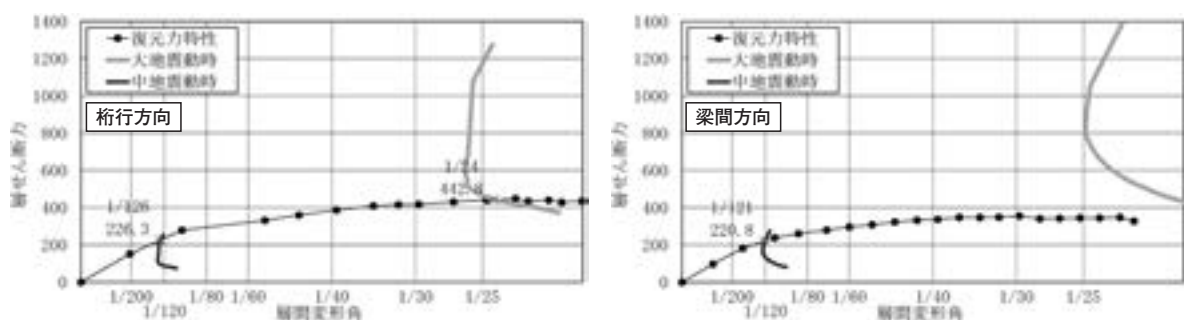


図5-5-3 応答値の算定結果（現状）

表5-5-1 大地震動時の応答値、保有水平耐力

現状/ 補強	加力	桁行方向の層間変形角				保有水平耐力		梁間方向の層間変形角				保有水梁間	
		1 階		2 階		Qu	Cb	1 階		2 階		Qu	Cb
		平均	最大値	平均	最大値			平均	最大値	平均	最大値		
現状	+ 加力	1/31	1/16	1/18	1/15	360.3	0.114	—	—	—	—	348.2	0.110
	- 加力	1/31	1/16	1/18	1/15	364.2	0.116	—	—	—	—	338.4	0.107
補強 (設計)	+ 加力	1/38	1/23	1/31	1/23	1055.1	0.278	1/38	1/23	1/36	1/27	1173.0	0.309
	- 加力	1/35	1/22	1/31	1/22	1059.6	0.279	1/38	1/24	1/35	1/25	1180.0	0.311
補強 (現場)	+ 加力	1/30	1/20	1/32	1/20	1005.3	0.265	1/30	1/18	1/38	1/26	1085.6	0.286
	- 加力	1/30	1/20	1/31	1/20	1004.6	0.265	1/30	1/20	1/38	1/27	1086.5	0.286

解析結果より、以下のようなことが確認できた。

- 1：保有水平耐力は、桁行方向で $C_0=0.114\sim0.116$ 、梁間方向で $C_0=0.107\sim0.110$ と、建築基準法上の中地震動時に相当する $C_0=0.20$ に満たないことが判った。
- 2：桁行方向の荷重－変形曲線をみると、車寄せ先端（い列）の水平変位が突出して大きく、更に主屋の外壁面の变形も車寄せ部分の荷重を負担するために大きくなっていることが確認できた。
- 3：大地震動時の応答値は、桁行方向では解析範囲内で得られたが、1、2階の最大値は $1/20$ を大きく超える結果となった。一方、梁間方向では解析範囲内では応答値を得ることができなかった。

両方向共に保有水平耐力は $C_0=0.10$ を超えた程度で、大地震動時に大きく変形し倒壊の危険性が高いことが確認できた。従って、安全確保水準の耐震性能を確保するためには、追加的な補強が必要であると判断した。

3. 補強要領の検討

不足する耐震性能を補うために、1、2階の水平剛性・耐力のバランスをとりながら鉛直構面に必要な性能を確保すると共に、車寄せ部分の突出した水平変位を拘束し、各構面の变形のバラツキを抑制するために、水平構面の補強も実施する必要がある。

鉛直構面の補強方法として、既存壁の構造用合板を用いた高耐力壁への置換と、鉄骨フレームの追加を検討した。耐力壁を用いた補強として、帳壁を除く全ての壁を壁倍率 $N=5.0$ に置換しても足りず、1、2階の各室に新設の耐力壁を設けたうえで、車寄せ部分に鉄骨フレームで補強することが必要であった。このような補強は施設の活用上好ましくないと判断された。また、壁内部を取り去り、柱幅内に収まるようなトラス柱を組むことは、本来壁を取り去ることになり文化財としては好ましくないと判断により、内部に鋼管柱が露出するが、既存の建物はそのまま、撤去可能な鉄骨フレーム補強案を採用するに至った。

第6節 補強後の耐震性能確認

1. 補強後の解析モデル

補強鉄骨フレームとして、現状保存が決まっている展示室4・5・6（貴顕室）を避けて、主屋正面と背面の外壁に沿わせて、10本の鋼管柱を床下から2階天井内までの通し柱として配置した。1階天井懐がないために、床下には鉄骨の地中梁を設け、2階天井内には広い天井空間を利用して平行弦のトラス梁を配置した。桁行方向は1、2階吹き抜けの4スパンの鉄骨フレームとして、必要な水平耐力を確保するように計画した。梁間方向は1、2階吹き抜けのフレームだけでは、必要水平耐力を確保できなかったことから、中央に1階だけの柱を建て背面の柱との間に天井内で梁を設けて、水平力の負担性能の向上を図った。また、外周のペダスタル上の柱が外れても、2階のベランダや屋根の崩落を防ぐために、2階天井内のトラス梁を延長し、2階天井内から1階の列柱を吊り上げるように計画した。突出する車寄せとその上部の展示室3を吊り上げるために、主屋の鋼管柱から8.5m近いトラス梁を持ち出し、 32ϕ の鋼棒4本で吊り上げるように計画した。補強後の解析モデルを図5-6-1に、全体のモデル図と鉄骨フレームだけを取りだす形で示した。鉄骨部材断面を表5-3-2-bに示した。

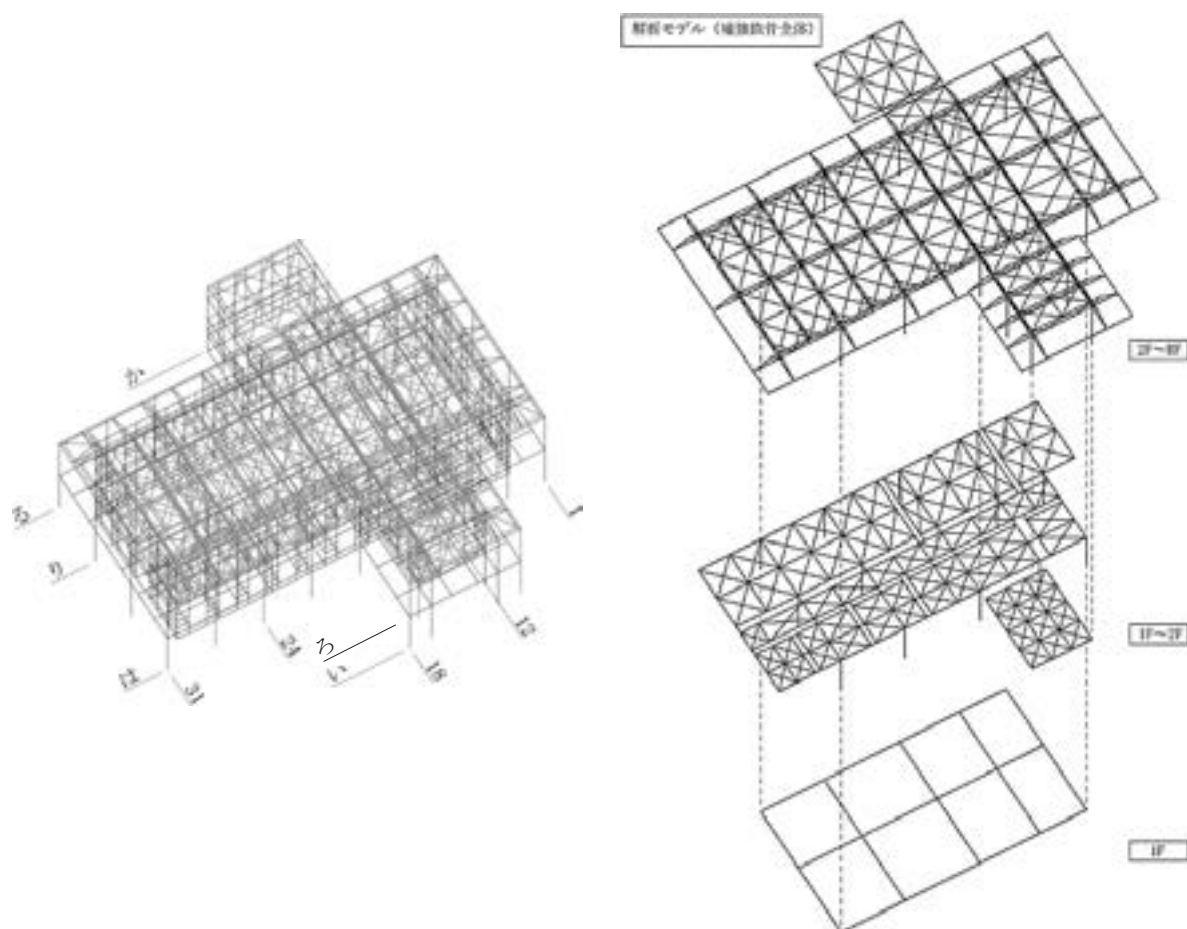


図5-6-1 解析モデル（補強後）

2. 補強後の耐震性能

増分解析結果を基に、各構面の荷重－変形曲線を図5-6-2に、大地震動時の応答値の算定結果を図5-6-3に示した。また、大地震動時の1、2階の層間変形角の平均値と最大値を表5-5-1に、補強（設計）として保有水平耐力と併せて示した。

解析結果より以下のようなことが確認できた。

- 1：補強後の保有水平耐力はベースシア係数換算で、桁行方向で $C_0=0.278\sim0.279$ に、梁間方向で $C_0=0.309\sim0.311$ となり、大きな改善効果が確認できた。
- 2：両方向共に、1、2階通し柱は柱頭・柱脚が降伏し、1層だけの柱では柱頭の梁と柱脚で降伏が発生した状況にあり、既存の柱は曲げ耐力には至っていなかった。
- 3：水平構面を補強したことで、両方向共に各構面間のバラツキは大きく改善されたが、桁行方向の展示室3の床が大きく揺れる傾向は補強前と同じであった。
- 4：大地震動時の応答値から得られる1階の層間変形角は、桁行方向の平均で $1/35$ 、最大値（ろ列）で $1/22$ 、梁間方向の平均で $1/38$ 、最大値（31列）で $1/23$ となった。

車寄せ部分や両妻側の構面で、大地震動時に層間変形角 $1/30$ を超えているが、建物全体としては安全限界変形角以下になっていることから、目標とする安全確保水準は満足するものと判断した。

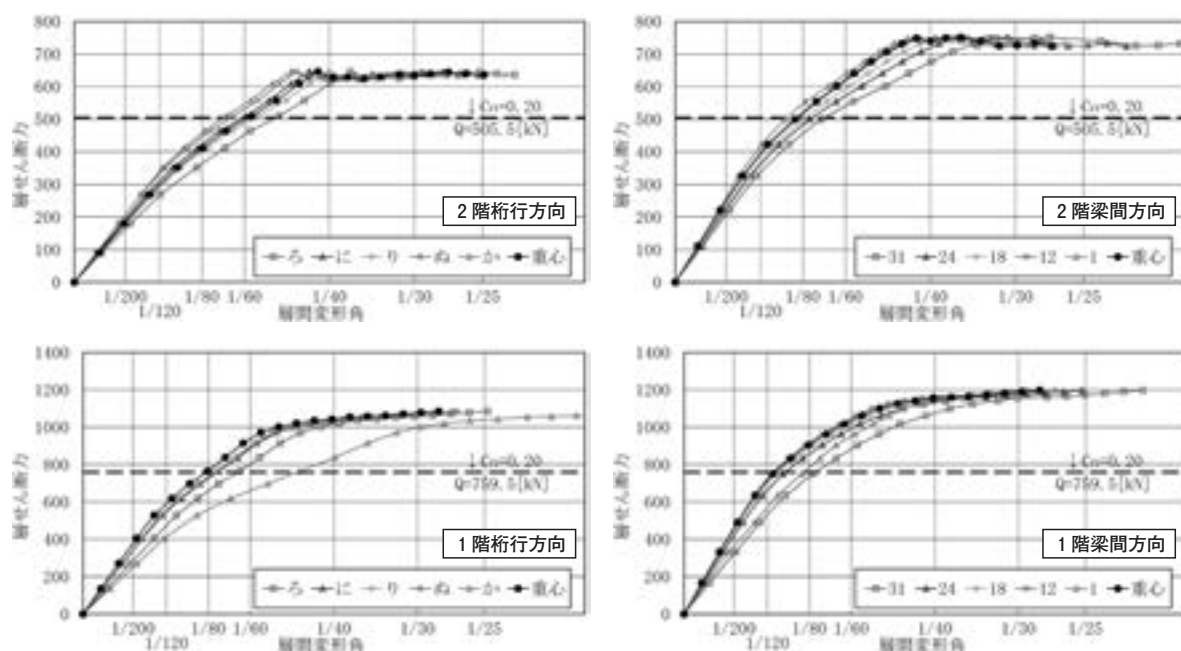


図5-6-2 各構面の荷重-変形曲線（補強後）

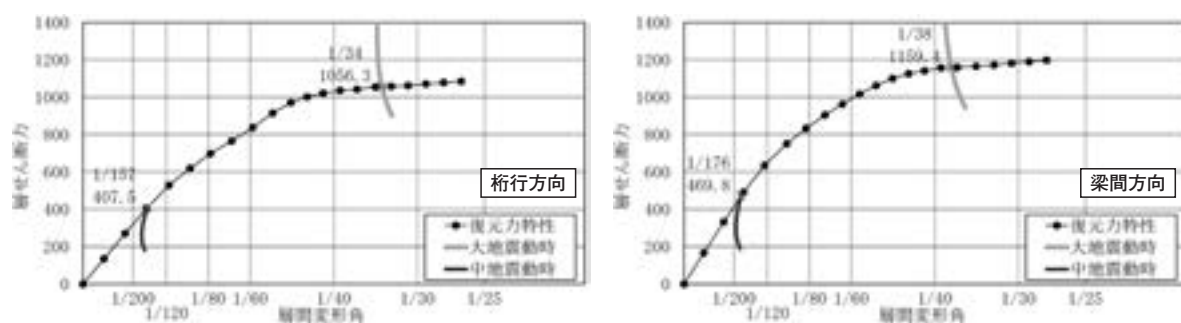


図5-6-3 応答値の算定結果（補強後）

3. 車寄せの検討

地震動時にペデスタルから柱が外れ、宙吊り状態になった時に、2階天井裏の片持ちトラス梁で突出部分の落下を防止できるかどうかを、静的な応力解析により確認した。図5-6-4に示すように、住居並の積載荷重を考慮した突出部分の屋根及び2階床荷重を負担させた結果、先端のベランダは120mm変形し、片持ちトラスの部材応力は短期許容応力度以下であることを確認した。従って、一時的にはあるが、崩落を防止できることは可能であると判断した。

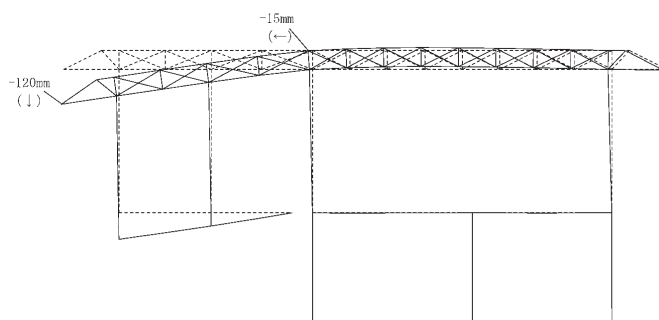


図5-6-4 車寄せ部分の変形（補強後）

第7節 現場調査結果に伴う追加検討

1. 耐震性能の再確認

天井及び床を解体したうえで、床下礎石と床組の納まり、柱・横架材の軸組、内外壁の壁頂部や小屋組について現地調査を実施した。その結果補強鉄骨フレームに以下のような変更が必要であることが判った。

- a：基礎組石に凹凸があるために、鋼管柱を設計で想定したよりも更に外壁から100～200mm離す必要が生じた。
- b：2階天井内の展示室2と展示室3境の開口頂部の梁と軒桁の間隔は想定よりも小さく、展示室3を吊り上げるトラスの成を設計時の720mmから620mmに変更した。トラス成が小さくなった分、必要な曲げ性能を確保するために、片持ちトラス内端の上下弦材を2Ls-175×130×15（L-175×175×15の一部をカットして製作）に置換した。
- c：1階床下及び天井内の納まりにより、補強鉄骨の1階の階高さを3820mm→4440mmに、2階の階高さを5580mm→5248mmに変更した。
- d：更に工事費の削減のために、2階ベランダの出入りを展示室3廻りと新設エレベーターからの通路に限定し、2階ベランダを吊るための展示室2からの持ち出すトラス梁を、展示室3廻りと通路上部に限定した。

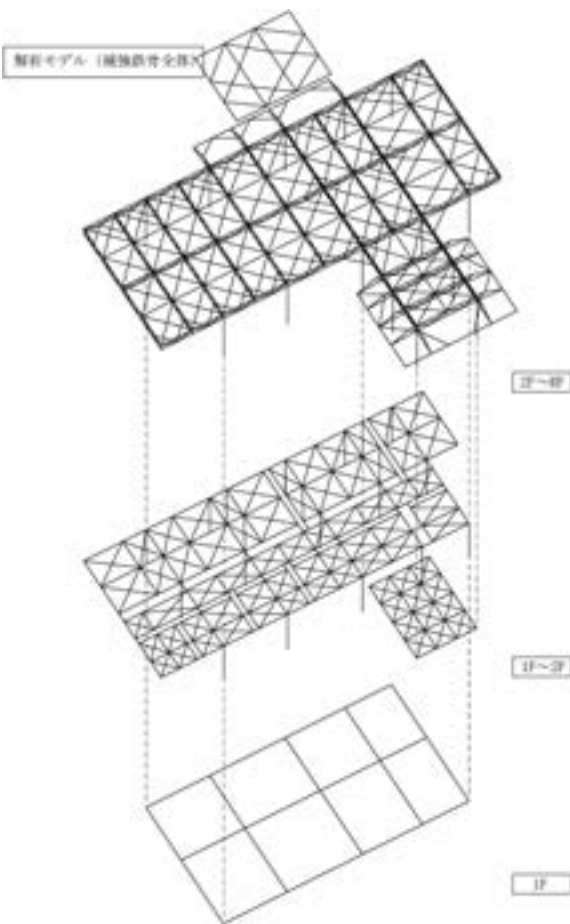


図5-7-1 解析モデル（現場変更後）

以上、主な変更事項を考慮した鉄骨フレームの解析モデルを図5-7-1に示した。また、増分解析結果より求めた荷重－変形曲線を図5-7-2に、応答値の算定結果を図5-7-3と表5-5-1に補強（現場）として示した。解析結果より以下の事項を確認できた。

- 1：保有水平耐力はベースシア係数換算で、桁行方向では $C_0=0.265$ に、梁間方向で $C_0=0.286$ に、僅かながら減少した。
- 2：大地震動時の応答値から求めた層間変形角は、桁行方向1階の平均値で1/30、最大値で1/20（い列）、梁間方向1階の平均値で1/30、最大値で1/18となった。

明らかに大地震動時の層間変形角が増加したが、補強鉄骨フレーム部分は1/30程度であり、降伏後の変形も期待できることから、目標性能の安全確保水準は満足していると判断した。

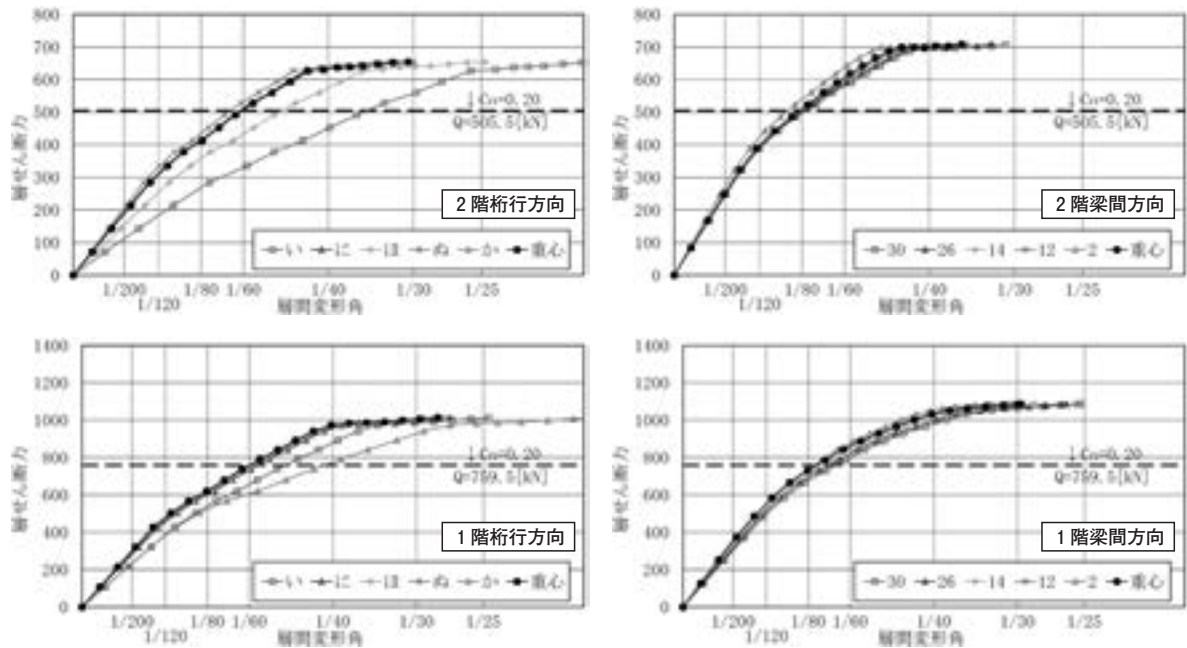


図5-7-2 各構面の荷重－変形曲線（現場変更後）

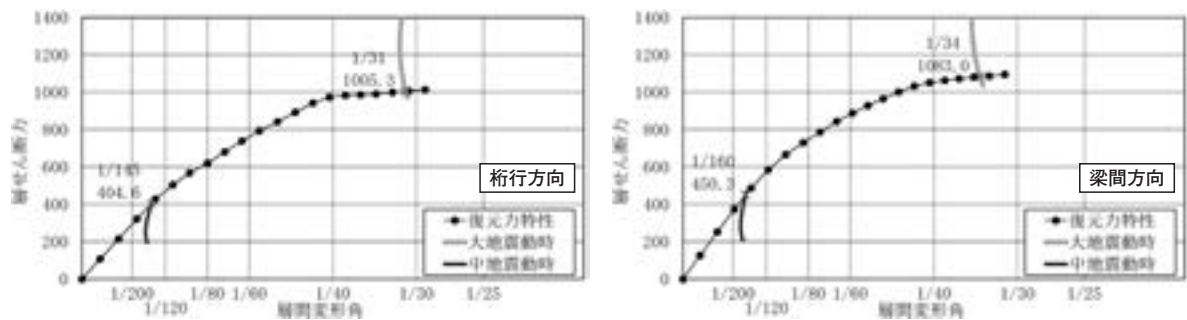


図5-7-3 応答値の算定結果（現場変更後）

2. 車寄せの再検討

展示室3の崩落を支える片持ちのトラス梁は成が720mm→620mmと小さくなった分、先端の変形が120mm→148mmに増大した。しかし、内端部分の上下弦材の断面を2Ls-175x130x15に変更し、下弦材の面外変形を抑える材を配置することで、短期許容応力度を超えることはなかった。従って、設計時に目標とした一時的な崩落の防止は可能と判断した。

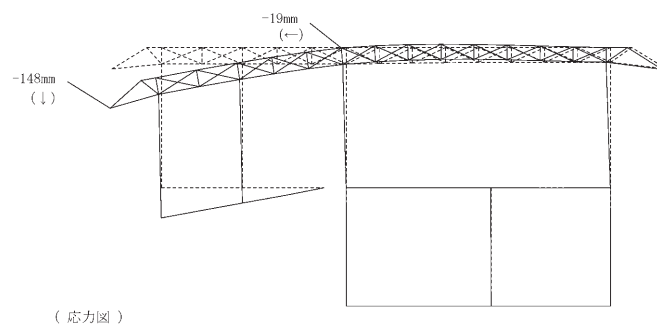


図5-7-4 車寄せ部分の変形（現場変更後）

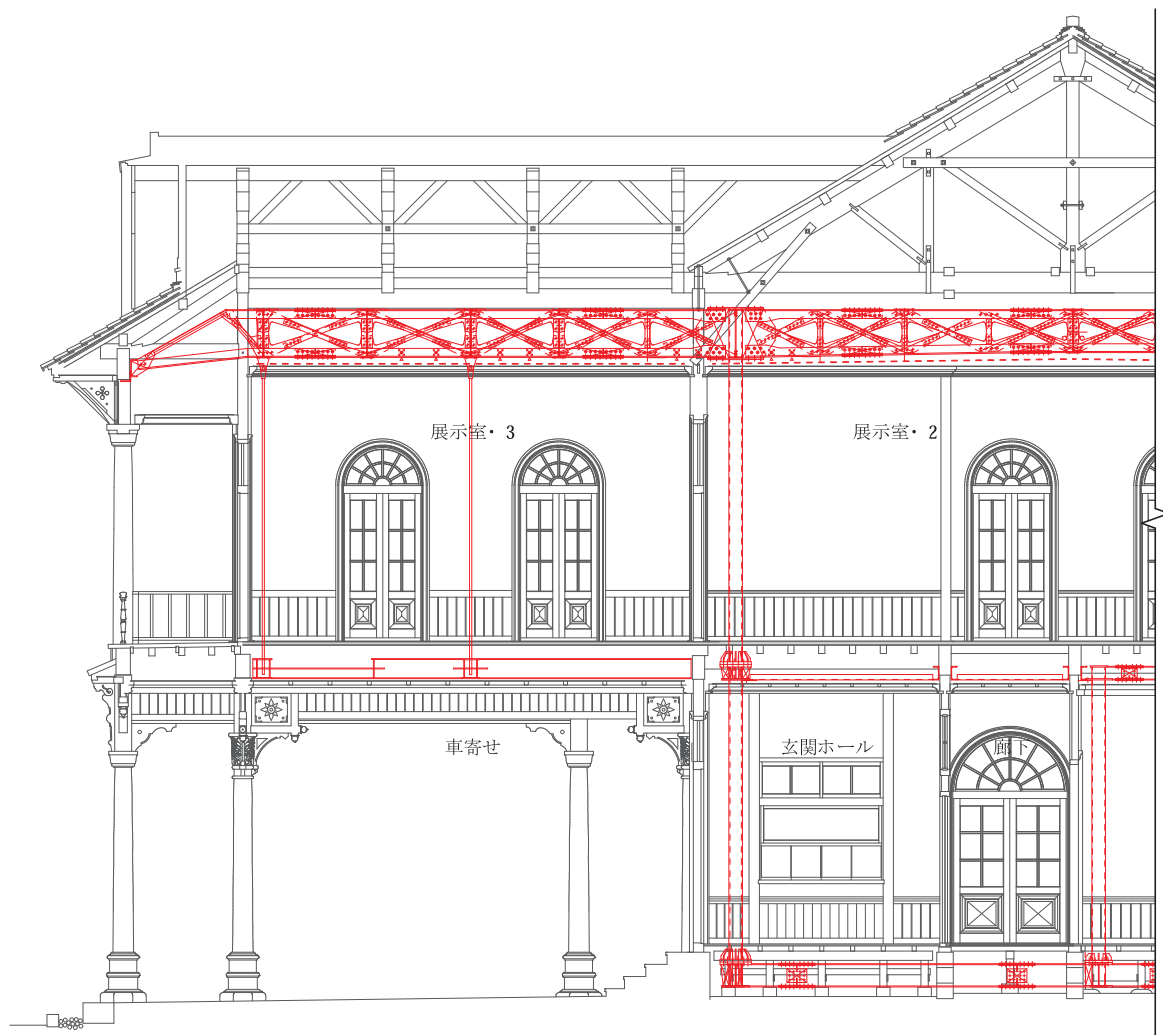


図5-7-5 耐震補強断面図

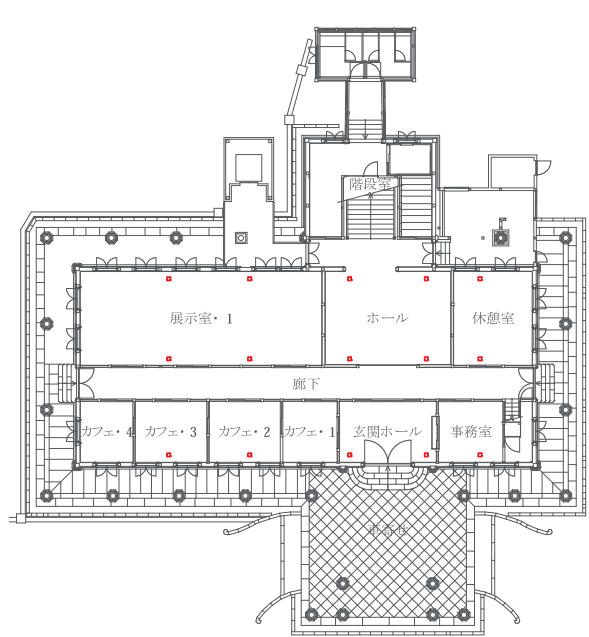


図5-7-6 耐震補強 1 階平面図

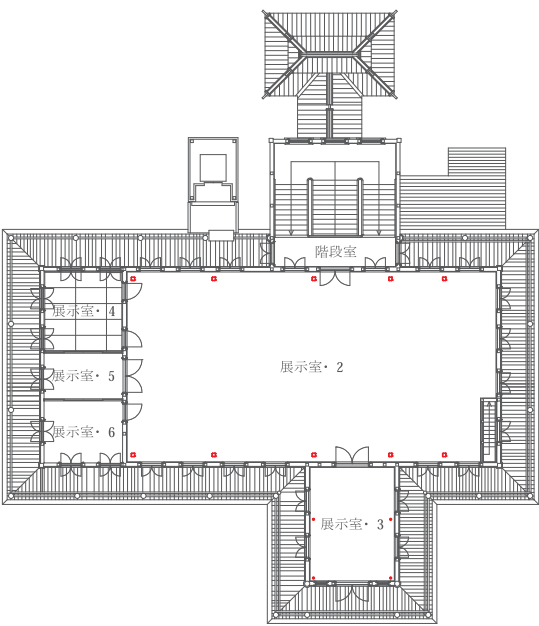


図5-7-7 耐震補強 2 階平面図