

## 資料

### 耐震診断及び補強案策定

#### 各建物の耐震診断結果と補強案策定に関する資料の抜粋

- 1 主 屋 （地盤調査結果を含む）
- 2 道具倉
- 3 米 倉
- 4 水屋・表門・裏門



# 1. 主屋

## § 1 建築概要

### 1-1 建築概要

名 称	重要文化財 旧関川家住宅・主屋
所 在 地	高知県高知市一宮中町3-11-59
所 有 者	高知市
建設年代	文政2年(1819年)
建物規模	平面形状：桁行 14.466m x 梁間 10.216m 棟／軒高：7.685m／2.588m 平面積：172.379㎡ 軒／屋根面積：212.300㎡／336.000㎡
構造概要	構造種別：木造軸組構造、土壁、板壁 架構形式：柱-横架材の伝統的軸組構造 屋根形式：寄棟造茅葺、下屋棧瓦葺き
基礎形式	礎石建ち、一部土台あり

<正面外観>



図1.1 1階平面図

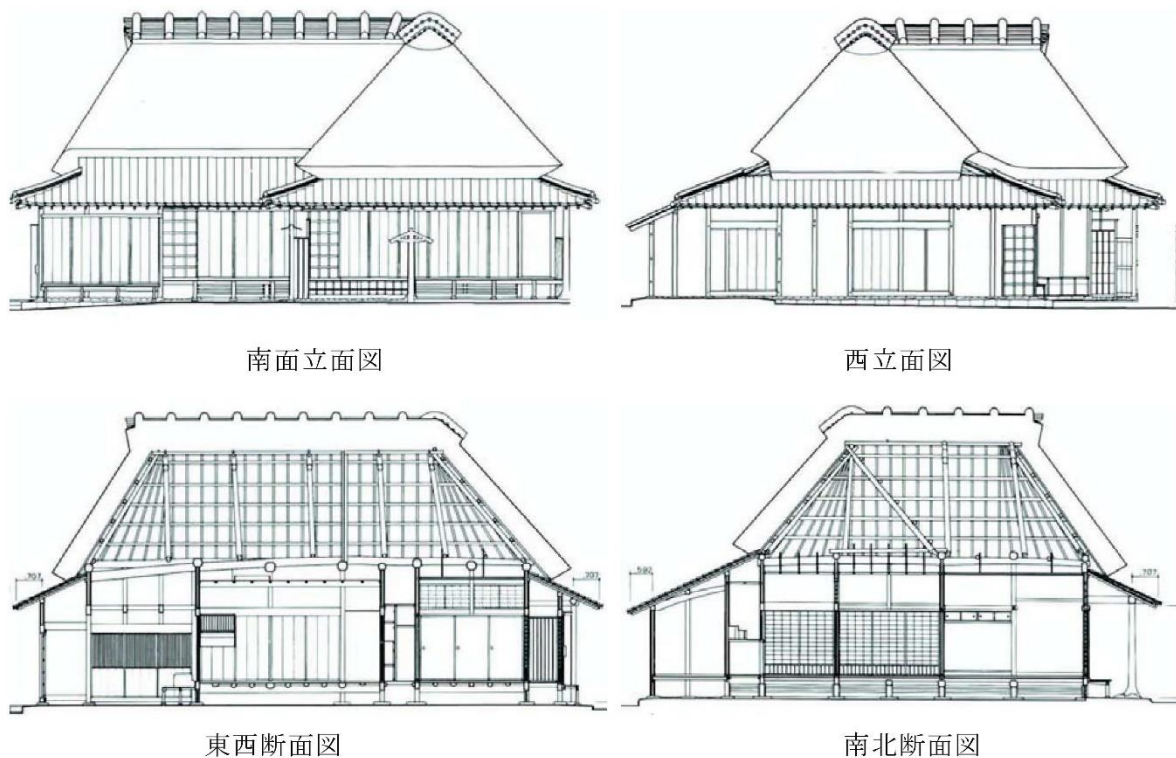


図1.2 立面図、断面図

### 1-2 歴史被害地震

高知市やその近郊において、過去に震度IVを超えるような歴史被害地震(～1995.10)は下表の通りである。表中のgal数は司・翠川式を用いて建設地と対象地震の震源地までの距離減衰によって求めた地表の加速度を示す。

表1.1 高知市及び近隣の歴史被害地震 出典：新編日本被害地震総覧（東京大学出版会）

発生年	地震/発生地	震央位置	マグニチュード	想定震度	建物等の被害	gal
684	土佐 他南海・東海西海諸道	133.5～135E, 32¼～33¼N	≒8¼	—	山崩れ川涌き諸国の官舎倒壊 津波土佐で船沈没田苑 10k m <sup>2</sup> 沈下	—
887	五畿七道	135.0E, 33.0N	8.0～8.4	—	(京都)民家多数倒壊、津波	—
1099	南海道 畿内	135～136E, 32.5～33.5N	8.0～8.3	—	興福寺西金堂他倒れた 土佐で約1000ha海に沈む	—
1361	畿内土佐阿波	135.0E, 33.0N	8.0¼～8.5	—	土佐阿波で津波沿岸襲い被害	124.3
1498	東海道全般	138.0E, 34.0N	8.2～8.4	—	紀伊～房総の沿岸と甲斐揺大	38.6
1605	慶長地震	138.5E, 33.5N	7.9	—	土佐間甲浦～清水で死者953人	85.8
1707	宝永地震	135.9E, 33.2N	8.4	VI～VII(高知)	家屋流出11167戸潰 家5608戸, 死者不明2770名, 沈下2m	73.1
1854	安政南海地震	135.0E, 33.0N	8.4	VI(土佐)	土佐潰家3082戸 死者372	127.3
1857	伊予安芸	132.5E, 34.0N	7¼±0.5	—	愛媛広島の瀬戸内で被害	76.3
1946	南海地震	135.6E, 33.0N	8.0	V、高知県	死者不明679人全壊4834	46.2

「新編日本被害地震総覧」に記載された表示によれば、高知県は南海トラフを震源としマグニチュード8を超える地震に、表1.1に記載されただけで8度遭遇している。この建物が建設されて以来震度VI相当の地震に2度、1707年宝永地震、1854年安政南海地震が確認できる。また、1946年の南海地震でも、多くの人命が失われ全壊戸数も3000戸を超え、津波や地盤沈下等の過大な被害が発生した。一方、距離計算によれば、全ての地震で算定されていないが、1361年の畿内土佐阿波と1854年の安政南海地震で100galを超える程度で、さほど大きな入力地震動に遭遇していないことも確認できる。

また、表1.2に示した、1996年以降に設置された防災研究所の強震観測網（K-NET、KiK-net）によれば、近隣の地震計（高知市丸ノ内1丁目5-2、0KOC007）において、100galを超える地震動が2度観測されている。観測地点の沖積層が厚く堆積した高知市丸ノ内に比べ、旧関川家では沖積層が7.7mと薄い分だけ、ここまでの入力加速度には至っていないとも推定される。

表1.2 高知市近隣の地震時の入力加速度

発生年	地震／発生地	震央位置	マグニチュード	TTRH004 観測地震動	距離計算gal
2001/03/24	芸予地震	132.7E, 34.1N	6.4	112.9(距離 98km)	97.0
2007/04/26	気象庁記載なし	131.9E, 33.0N	5.7	108.6(距離 37km)	—

### 1-3 近隣の活断層

「新編日本の活断層」(東京大学出版会)より、高知の活断層を図1.2に示した。活断層は北縁部の中央構造線付近に集中している。中央構造線に沿った中央構造線活断層系(1, 確実度：I、活動度：A,B、断層長：70km)は、何本もの右ずれ南側隆起の断層が平行に連続している。

確実度Iは活断層の位置やズレの方向が確実なもの、確実度IIは活断層が推定できるもの、確実度IIIは活断層の可能性のあるものを示す。同様に活動度は1000年間の移動速度(S)で、活動度A(10m/1000年>S≥1m/1000年)、B(1.0m/1000年>S≥0.1m/1000年)、C(0.1m/1000年>S)と分類されている。

北側の四国山地に沿って石鎚山断層崖の形成に関与した、石鎚断層(2b、I、A,B、30)、岡村断層(2g、I、II、A,B、20)、池田断層(2a、I、A、17)が確認できる。第四期末期での活動では、寒川断層(2c、I、II、B、3.5)、畑野断層(2e、I、A,B、5.5)、小松断層(2h、I、B、3)等は、段丘面や沖積面をを切る低断層崖を伴っている。四国の中央構造線断層系は国内の陸上で最も明瞭な断層変位地形を有するA級活断層で、西南日本の支配的な断層を形成している。

中央構造線以外では、東の鮎喰川断層系の延長にあたる綱付森断層(1、II、B、10)が確認されている。

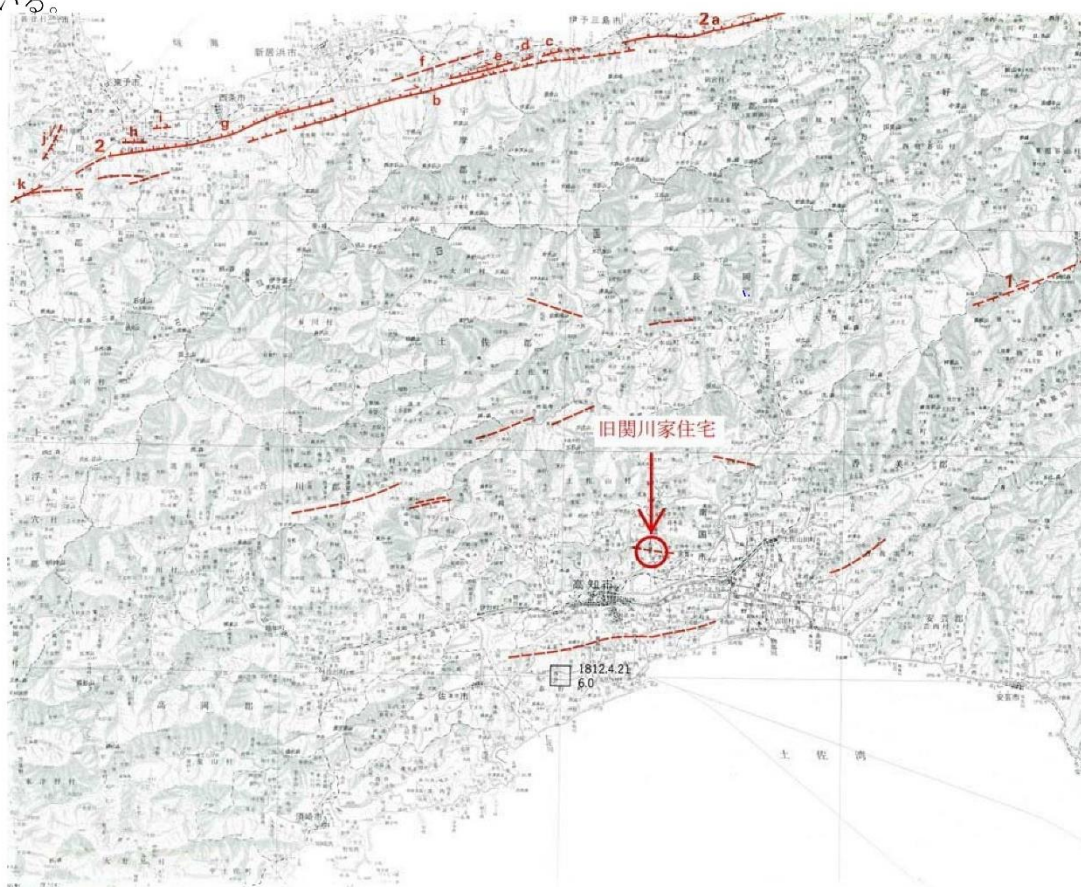


図1.2 高知市付近の活断層

#### 1-4 地盤調査結果

耐震診断に先立ち、敷地の地盤構成と表層地盤の増幅特性を把握するために、工学的基盤までの標準貫入試験を主屋の南西隅付近で行った。更に、表層地盤の構成を確認するために、スウェーデン式サウンディングを敷地全体で14箇所実施した。

旧関川家付近の地形図を図1.3に示した。高知市は南四国中央低地の高知平野のほぼ中央に位置している。北側は標高400m前後の小起伏山地によって、南側には仏像構造線とばれる大きな断層で区切られた小山脈が存在するため、南北を山脈で挟まれた地溝盆地を形成している。高知平野は北側の高知山地から流れ下る東側の物部川、中央の鏡川や久万川、西部の仁淀川の扇状地や河口付近の三角州や自然堤防、後背湿地で構成され、浦戸湾に注ぎ込む各河川の河口部の沖積平野である。その中で旧関川家住宅は久万川に注ぐ支流が起伏丘陵から流れ出した扇状地とそれに続く自然堤防、河口の三角州の微地形のうち、自然堤防と三角州の盛土埋土地の境界にあたり、標高約4mの位置にある。

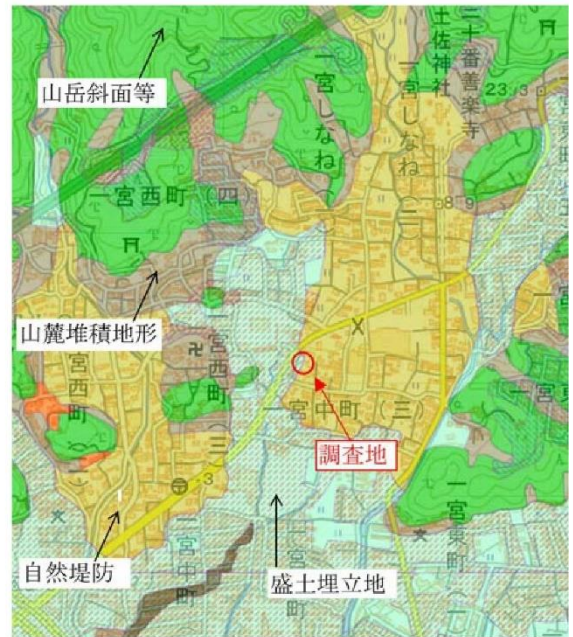


図1.3 旧関川家付近の地形図

高知市内の地質図を図1.4に示した。高知市が面する土佐湾沖の海底では、フィリピン海プレートがユーラシアプレートに南海トラフのところで潜り込み、高知市を構成する基盤が造られ、南海地震を引き起こす原因となっている。高知市に分布する地質体は、仏像線を境に接する秩父累帯(秩父帯、黒瀬川帯、三宝山帯)と四万十帯という東西に伸びる地質帯から構成されている。高知平野の秩父帯と四万十帯の基盤岩からなる構造的盆地を埋める状態で、第四期系の洪積層と沖積層が堆積している。その周辺の丘陵末端の一部には、洪積世の段丘堆積物が分布している。

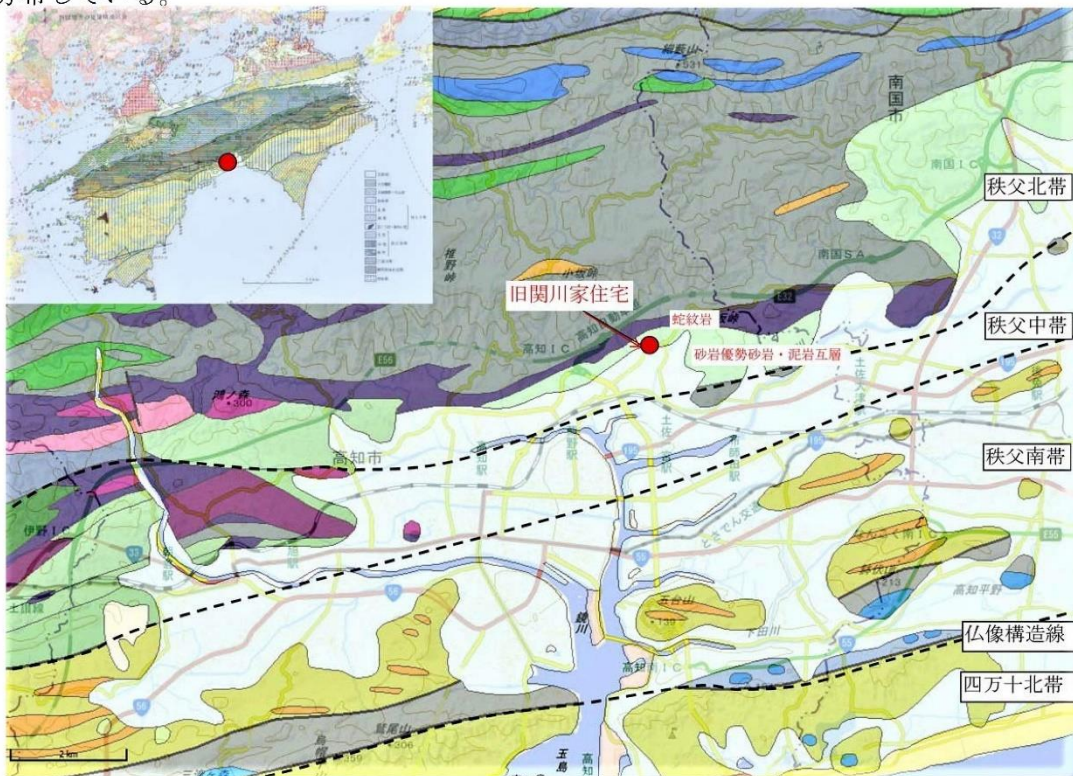


図1.4 高知市一宮付近の地質図

旧関川家住宅は土佐神社の背面から流れ出る久万川上流の支流によって形成された扇状地に続く自然堤防と、海成堆積物の三角州を造成した盛土埋土の境にあり、崖錐堆積物のシルト混じり砂礫層の層厚は3.8m程度と薄く、その基盤層は古生代の付加体や鉄質岩累に属する火成岩の蛇紋岩である。

図1.5に示すボーリング調査を基に作成した推定地質断面図を見ると、表層0.7mまでは盛土があり、直下より層厚0.7mの砂礫、0.9mの礫混じり有機粘土、1.1mのシルト質砂礫、1.4mの礫混り有機粘土の互層が連続している。表層2mは試掘のためにN値の測定結果はないが、砂礫層としてはN=6と緩く、粘土には5φ~20φ程度の礫やシルトや有機物を含んでいる。深度4.8m~7.7mにはN値4~7の礫混りシルトが、それ以下には層厚3.8mのシルト混り砂礫あり、深さが増すしたがN値が17、31、38と増加し、GL-11.0m付近から蛇紋岩が風化した礫が確認された。

敷地内で行われた14本のスウェーデン式サウンディングの結果をみると、S12を除く全てにおいて自沈が確認された。空回りか半回転数が1000回を超えた深さはS12で0.8m、S1で3.0m~S2で7.0mとバラツキが大きく、先端も砂質土や粘性土と試験箇所によって異なっている。ただ、作業中の音や回転数から砂質土と粘性土の深度分布を作成した断面図をみると、ほぼ敷地内でほぼ水平に堆積した様子が確認できる。

ボーリング坑内の水位を確認した結果より、地下水位はGL-0.65mと高く、掘削中に水位がGL-0.1mまで上昇したことから、被圧水圧の可能性があることが指摘されている。また、室内試験、土の粒度試験の細粒(0.075mm)含有率35%以下の地盤は、GL-6.15~6.45mの礫混りシルト、GL-9.15~9.45mのシルト混じり砂礫(洪積層)であることを考慮すると、地表面における液状化の危険度は小さく軽微であると判断できる。

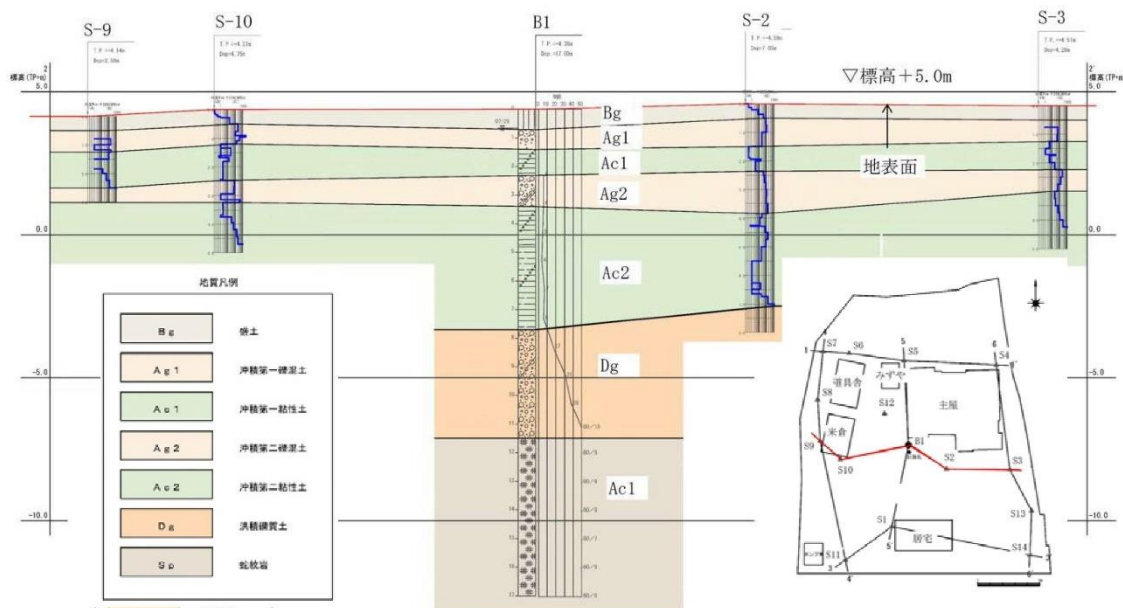


図1.5 推定地質断面図

ボーリング調査孔を利用して、ダウンホール方式によりP S検層を実施した結果を図1.6に示した。深度7.7~11.5mのシルト混じり砂礫層のN値が17~60にも関わらずS波速度が640m/sと異常に大きな値を示している。この地盤モデルのS波速度分布からSH波重複反射理論に基づいて増幅特性を計算した結果を図1.7に示した。SH波の増幅特性をみると0.23秒付近にピークが認められ、告示昭55建告第1793号に準じて地盤種別を判定すると第2種地盤に相当することが確認できた。限界耐力計算法により大地震動時の応答値を算定する際の表層地盤の増幅率を、“Dyami表層地盤アンプリファイア”(ユニオンシステム(株))を用い、砂質及び粘性土に対して小山田・宮本モデルの歪み特性を考慮し、表1.3に示したP S検層結果のS波速度とN値から求めた表層地盤の増幅特性を図1.8に示した。P S検層結果のS波速度の結果は建物周期1秒で第3種地盤相当の増幅率に、一方、N値によるS波速度では同じく1秒で第2種地盤

相当の増幅率となった。採用するS波速度により大きく異なる結果となったことから、木造建物で倒壊に至る時の建物周期は明らかに1秒を超えることから、周期が長くなってもGsは大きく低下しない第2種地盤の増幅率 $G_s=2.025$ を採用した。

表1.3 地盤モデル

深度 GL- m	層厚 m	N 値	年代	土質	比重 $t/m^3$	S 波(N値) m/s	S 波(PS) m/s	備考
0.0~ 0.7	0.7	4	沖積層	砂礫	1.80	81.6	140	
0.7~ 1.4	0.7	4	沖積層	砂礫	1.80	101.5	150	
1.4~ 2.3	0.9	5	沖積層	粘土	1.60	102.4	150	
2.3~ 3.4	1.1	6	沖積層	砂礫	1.80	132.7	150	
3.4~ 4.8	1.4	5	沖積層	粘土	1.70	119.9	150	
4.8~ 7.7	2.9	6	沖積層	シルト	1.70	134.6	150	
7.7~ 9.5	1.8	24	洪積層	砂礫	1.80	273.1	640	
9.5~11.5	2.0	38	洪積層	砂礫	2.00	307.4	640	
11.5~		200	洪積層	砂質土	2.20	363.7	1200	入射面

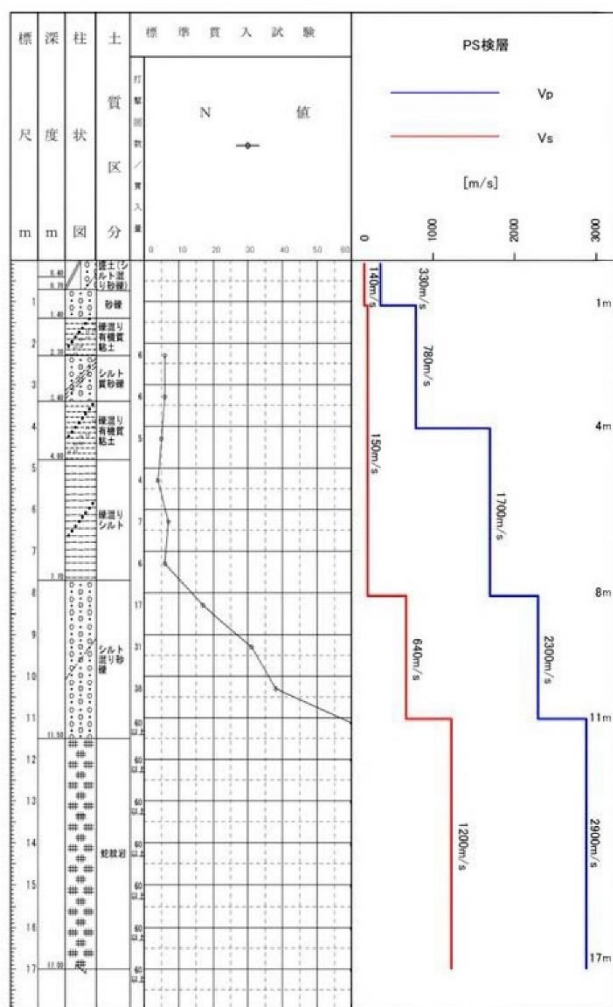


図1.8 表層地盤：Gsの算定結果

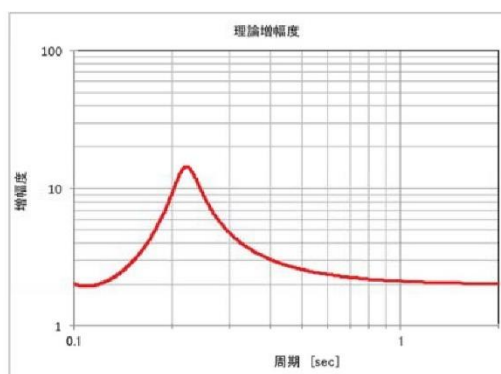


図1.7 SH波の増幅特性

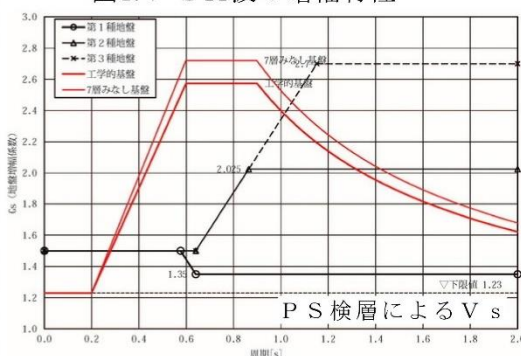
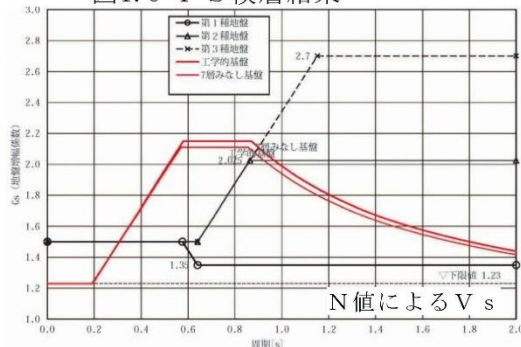


図1.6 PS 検層結果





§ 2 耐震診断の基本方針

□検討方針：この旧関川家住宅・主屋は、一般公開されることから、文化庁の文化財建造物に関する規定に準じ**安全確保準の耐震性能確保を目標**とする。また、現行法規である建築基準法の諸規定を参考に、**稀な暴風時の風荷重に対して損傷限界変形以下に収まる耐風性能の確保**を目標とし、極めて稀な風荷重に対しては検討を省略した。

現地調査と修理報告書に基づき建物重量を、現行の建築基準法に準じて地震力、風荷重を算定し、建物の部材構成や接合部の耐力評価に基づいて架構解析モデルを作成した。耐震診断としては、部材の許容応力度に基づいて増分解析により保有水平耐力を算定し、限界耐力計算法により大地震動時の応答値を求め、安全限界変位以下であることを確認した。

◇準拠する諸基準等

- ・重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部平成24年6月改正
- ・「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書」、日本建築センター
- ・「木質構造設計基準・同解説」 他、日本建築学会

表2.1 必要耐震性能設定の目安

性能目標		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準
		大地震動時に要求される機能が維持できる。	大地震時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる。
活用内容		現役の社会生活の基盤となる施設(インフラ施設)。不特定多数が利用する大規模な建物で、特に必要と判断されるもの。	通常の用途に供しているもの。	ほとんど人が立ち入らないか、滞留時間が短いもの。
木造建築物被害状況の目安	大地震動時	軸組 変形が生じる (層間変形角 $\leq 1/60$ )	大きな変形が生じるが倒壊しない(層間変形角 $\leq 1/30$ )	倒壊する危険性がある。
	安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
	機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
	軸組	損傷なし。仕口に緩みが生じることがある。	変形が生じる。(層間変形角 $1/60$ 以下)。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
	雑作	一部が破損することがある。	破損・落下の恐れがあるが、 reuseして復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。
	土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗替えが必要なことがある。	落下し、壁下地も損壊する。
大地震動時	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。	
機能	機能継続	機能維持	機能喪失	

□構造検討の判定項目と判定基準

建物として求められる性能のうち、地震や暴風時の外力に対して目標とする目標性能を満たすために、表2.2に示す具体的な目標性能を満足することを確認した。但し、中地震動時に対しては参考値扱いとした。

§ 3 使用材料とその材料強度、許容応力度

3-1 使用材料

a) 柱・横架材の構成部材

部位	部材	断面寸法	樹種	ヤング率
柱	土間上がり 上家部分 下屋部分 丸柱	□-209x194 □-118x118、□-120x75 □-115x115～□-106x106 ○-145～112	すぎ	E=700kN/cm <sup>2</sup>
横架材	扱首 小屋梁 天井梁 差鴨居 マグサ 胴差 足固め 内法貫 貫(土壁内)	○-150 □-112x112～□-149x191 □-115x151～□-242x203、○-203 □- 97x212～□-109x230 □-106x191～□-121x282 □-100x136～□-109x212 □-115x181～□-90x145 □-52x109 □-24x85	すぎ	E=700kN/cm <sup>2</sup>
補強材	合板耐力壁枠材 圧縮ブレース	□-70x55、□-90x55、□-45x55 □-45x90		

b) 構造用合板（補強合板耐力壁）

部 位	使用材料	強度等級	曲げ性能基準 (1級のみ)	表面品質	接着耐久性	寸法	ホルムアルデヒド <sup>※</sup> 放散量
耐力壁	構造用合板	2級	—	C-D	特類	t=12mm	F☆☆☆☆

c) 鋼材（鉄骨補強案、床下浮き上り防止梁）

	部 材	断面寸法	材 質
鋼棒ブレース	鋼棒	M16(補強水平構面)	耐震ブレース
鉄骨フレーム	地中梁、天井梁 柱、	H-150x150x7x10 □-125x125x12	SN400 STKRN400
浮上防止	床下梁	C-150x75x7.5x10	SS400

d) コンクリート

材 料	設計基準強度等	使用部位	認定の有無	備 考
コンクリート	Fc30 N/mm <sup>2</sup>	鉄骨設置用（無筋）	JIS規格	

3-2 許容応力度及び材料強度

a) 木材の基準強度：ここではアカマツ甲種構造材2級とする。 単位：N/mm<sup>2</sup>

樹種	区分	等級	基準強度				
			Fc	Ft	Fb	Fs	Fcv
すぎ	甲種構造材	1級	21.6	16.2	27.0	1.8	6.0
		2級	20.4	15.6	25.8		
	—	無等級	17.7	13.5	22.2		
あかまつ	甲種構造材	1級	27.0	20.4	33.6	2.4	9.0
		2級	16.8	12.6	20.4		
	—	無等級	22.2	17.7	28.2		

b) 木材の許容応力度 単位：N/mm<sup>2</sup>

長期許容応力度					短期許容応力度				
圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み
1.1/3 ・Fc	1.1/3 ・Ft	1.1/3 ・Fb	1.1/3 ・Fs	1.5/3 ・Fcv	2.0/3 ・Fc	2.0/3 ・Ft	2.0/3 ・Fb	2.0/3 ・Fs	2.0/3 ・Fcv
・積雪時の長期許容応力度=1.3 x 長期許容応力度 積雪時の短期許容応力度=0.8 x 短期許容応力度 ・良質な堅木による車知、込み栓の許容応力度=2.0 x 上記許容応力度									

d) 鋼材及び完全溶け込み溶接継目の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

材質	F値	長期				短期
		圧縮	引張	曲げ	せん断	
SN490	t ≤ 40	325	216	216	125	長期許容応力度
SS400、SN400、STKR400	t ≤ 40	235	156	156	90	
BCR295		295	196	196	113	

d) 高力ボルトの摩擦・引張接合の許容耐力 (kN/本)

材質	径	長期			短期			備考
		一面	二面	引張	一面	二面	引張	
F10T μ=0.45	M16	30.2	60.3	48.6	45.2	90.5	72.9	溶融亜鉛 メッキボルト
	M20	47.1	94.2	75.6	70.7	141	113	
	M22	57.0	114	93.9	85.5	171	140	
F8T μ=0.40	M16	21.4	42.8	39.2	32.2	64.4	58.8	
	M20	33.5	67.0	61.2	50.2	100	91.8	
	M22	40.5	81.1	75.7	60.8	122	113	

e) コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

種類	種類	長期				短期			備考
		圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
				上端筋	その他				
普通	Fc30	10.0	0.79	—	—	長期の 2倍	長期の 1.5倍	—	

§ 4 荷重・外力

4-1 検討用外力の要約

□屋根及び床の仮定荷重 勾配を考慮し屋根荷重、横架材の材積に比重を乗じて固定荷重を算定し、柱軸力、地震時の水平力を求めた。

主屋の屋根、床、壁の荷重

屋根・床	仕 様	固定荷重(N/m <sup>2</sup> )
茅葺屋根 12寸勾配 α=1.56	茅葺t=450mm、竹下地	(450x1.25+50)x1.56 = 956
	小屋・天井梁(材積 x 比重)	450
	天井	12x3.80x1.25 = 57
		1500 ← 合計 1463
茅葺屋根 16寸勾配 α=1.90	葺t=450mm、竹下地	(450x1.25+50)x1.90 =1164
	小屋・天井梁(材積 x 比重)	300
	天井	12x3.80x1.25 = 57
		1500 ← 合計 1521
棧瓦屋根 4.7寸勾配 α=1.10	棧瓦葺、葺土t=60mm、野地板t=9mm	(650+60x16+9x3.8)x1.10 =1644
	外木 □-55x50@300	(55x55/330)x3.8x1.50 = 52
	受梁他○-180φ	(180 <sup>2</sup> xπ/4/1000)x5.3 = 135
1階和室	畳	170
	床板t=24mm、根太□-190x121@650	(24+190x121/650)x(3.8+5.3)/2 = 270
	大引□-166x115@985、束	(166x115/985)x5.3x1.25 = 128
1階板間	床板t=24mm、根太○-165@560	(24+180 <sup>2</sup> xπ/4/560)x(3.8+5.3)/2= 283
	大引□-181x181@1970、束	(181x181/1970)x5.3x1.25 = 110
壁等	・土壁(内外壁) t=65mm	65x16.0 =1040 → 1.10 kN/m <sup>2</sup>
	・開口部	0.30
	・大棟 t=200mm L=1.20mx2	200x1.20x2x1.25 = 600 → 0.60 kN/m
	・降棟	(0.20+0.30)/2x0.3x20.0=1.50 → 1.50 kN/m

□積雪荷重 (建築基準法施行令86条、告示平12建告第1455)

積雪深さ:d=αLs+βrs+γ=0.28m、多雪地域外 比重=2.0kN/m<sup>3</sup> → 検討省略

α=0.0004、Ls=5m、β=-0.65、rs=0.40、γ=0.28、R=40

□風荷重 (建築基準法施行令87条、告示1454号)

・速度圧: q = 0.6・E・Vo<sup>2</sup>/1000= 1.23 → 1.25 kN/m<sup>2</sup>

E = Er<sup>2</sup>・Gf = 1.42 ガスト係数: G = 2.50

Er= 1.7・(H/Zg)<sup>α</sup> = 0.75 α = 0.20 (粗度区分: III)

基準風速 : Vo = 38 m/sec、Zg=450 m、H =7.7 m (建物の棟高さ)

風力係数を建築基準法施行令87条第3に準じて算定した結果を地震力との比較表に示す。

□建物の地震力 (建築基準法施行令88条)

当敷地の地域係数 (Z=0.9)、主屋は屋根と1階の2質点として、中地震動時の節点荷重を算定する。

・水平力: Qi = Ci・Wi

Wi: 屋根+天井、1階床重量

Ci = Z・Rt・Ai・Co

Co = 0.20、Rt = 1.0、T = 0.03・h

Ai = 1+(1/√αi-αi)・2T/(1+3T) h: 屋根の平均高さ h=5.25m

□建物の総重量及び地震力 床面積: 179.4m<sup>2</sup>

階	主屋 ΣA=179.4		地震力の算定				風荷重 東西/南北方向			
	Wi kN	ΣW/A kN/m <sup>2</sup>	Wi kN	ΣWi kN	Ci	ΣQei (kN)	ΣQw (kN)	ΣQw/Qe	ΣQw (kN)	ΣQw/Qe
1階	830.9	4.63	703.4	703.4	0.20	138.6	69.0	0.498	86.6	0.625
基礎	1050.5	5.86	263.0	966.4	0.18	186.0	95.9	0.516	116.4	0.626

## § 5 モデル化

### 5-1 耐震診断及び補強設計の基本方針

主屋はL字型の平面形状を有し、茅葺き屋根を架けた上家と上家を囲むように棧瓦葺き屋根の下屋で構成されている。西側の土間”にわ”から建物の中心の”いま”にあがり、”いま”の奥に”ぶつま”と、”おく”が配置され、さらに南側の庭に面して”ざしき”と”しきだい”が接続している。南側の下屋には”とりのま”と”ようのま”が、北側の下屋には”だいどころ”と”おなごへや”が配置されている。

建物外周の北側と東側の”にわ”には比較的多くの土壁が配置されているが、”いま”や”ざしき”では床の間回りと”ぶつま”と”おなごへや”の界壁には土壁が配置されているが、その量は少なく、基礎まで壁が連続しているのは”にわ”回りのみである。

現状の主屋の耐震性能を確認する上で、評価する耐震用要素を図5.1に示した。

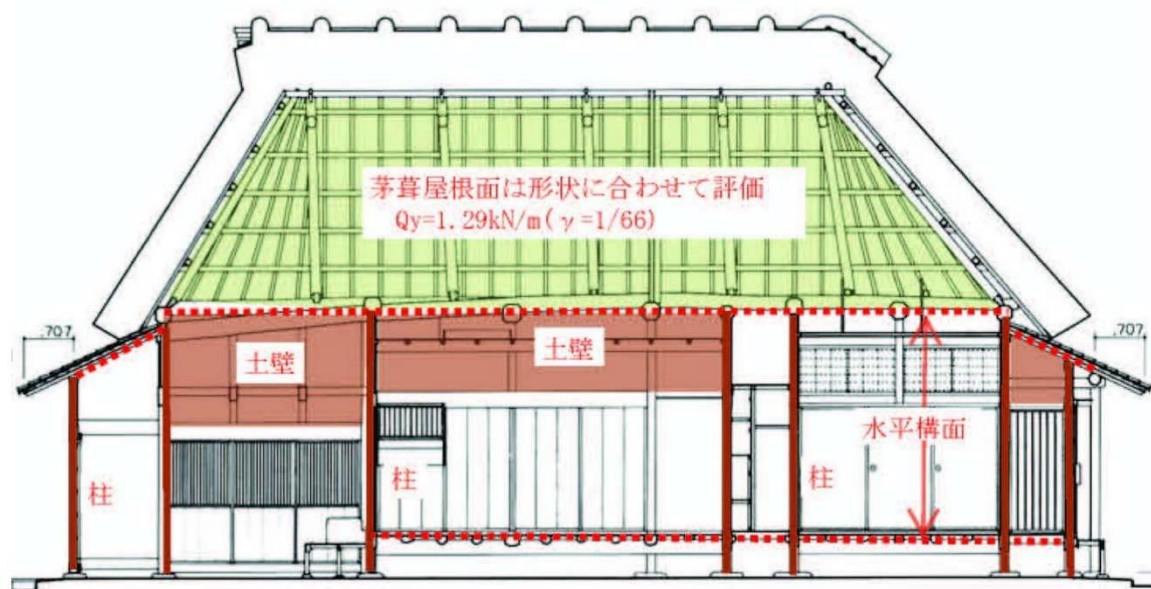


図5.1 主屋の耐震要素

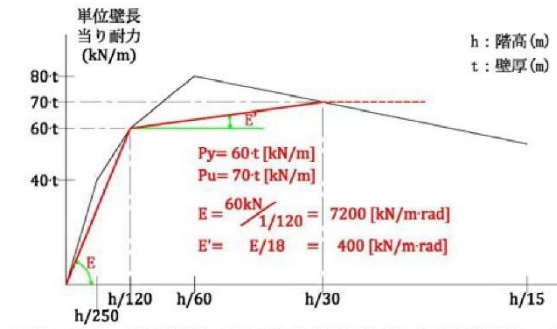
屋根を支える柱は、土間の上がりに配置された柱を除くと120mm正角で、足固めや内法貫の横架材によるめり込みによる柱の変形拘束は期待できない。柱の変形を拘束する帳壁と土壁のみを水平力を負担できる耐震要素と評価し、水平力を伝達する屋根面と床面を考慮して耐震診断を行った。

### 5-2 基本事項

以下のような条件に基づいて、立体の解析モデルを作成し検討を実施した。

- 1) 柱、横架材は等断面、無欠点の通直材のすぎ材として、それぞれの材料強度は目視等甲種構造材2級とした。
- 2) 柱と横架材の接合はピン接合とし、土壁内の貫は評価しない。
- 3) 土壁の厚さを65mmとして、重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部、平成24年6月に準じ、その復元力特性を図5.2に示した。  
補強に採用する合板耐力壁の復元力特性は、木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年板)の4.2 面材張り大壁の詳細設計法準じて合板耐力壁の復元力特性を算定した。但し、釘せん断耐力  $\Delta P_v$  は2/3に低減して採用した。
- 4) 棧瓦屋根及び1階床の水平剛性は壁倍率換算で  $n=0.5$  とした。茅葺き屋根については、「限界耐力計算による伝統的木造建築物の構造計算指針・同解説」(日本建築学会)P.77 茅葺き屋根の実験結果に準じて、図5.4に示す復元力特性を採用した。
- 5) 礎石上の柱については、付加軸力が長期鉛直荷重を超えた時点で、軸方向の拘束を解除して浮き上がりを考慮した。

- 6) 貫接合部の柱断面性能を60%に低減して曲げ耐力を評価した。柱と横架材の接合部に発生する引張力を算定し、金物等による必要な補強を行うこととした。
- 7) 建物の負担水平力の性能は、Ai分布に基づく水平力を作用させ、浮き上がり部材の復元力特性を考慮しながら、P-Δ効果を考慮した静的増分解析を行った。
- 8) 表層地盤の増幅率を $G_s=2.025$  第2種地盤相当とした。また、等価粘性減衰定数は、履歴減衰に5%を付加した値を採用した。



土壁の荷重-変型関係 「重要文化財(建造物)耐震診断指針」より抜粋  
図5.2 土壁及び合板耐力壁の復元力特性

表5.1 面材釘1本当たりのI面せん断の数値

面材	釘	k	$\delta v$	$\delta u$	$\Delta Pv$
		kN/cm	cm	cm	kN
構造用 合板	N50	4.80	0.21	1.53	0.98→0.65
	N65	6.29	0.21	1.89	1.31→0.87
	CN50	6.34	0.19	1.81	1.21→0.81
	CN65	8.26	0.25	2.17	2.05→1.37

表5.2 合板耐力壁のせん断耐力

壁	釘配置 片面:S 両面:D	降伏耐力 kN/m	壁倍率 n
WP40	CN50@100-s	7.56	3.85
WP50	CN50@150-D	10.01	5.11
WP75	CN50@100-D	15.19	7.75

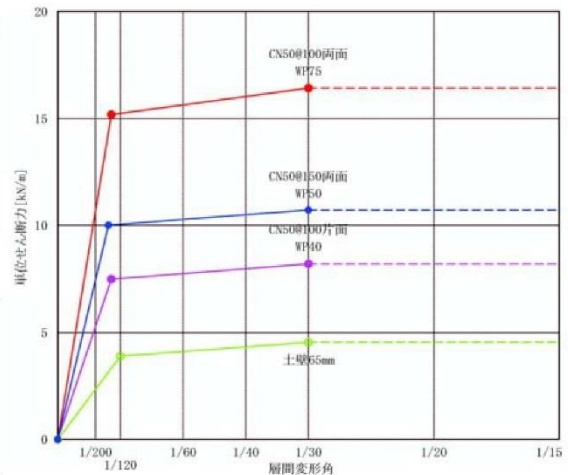
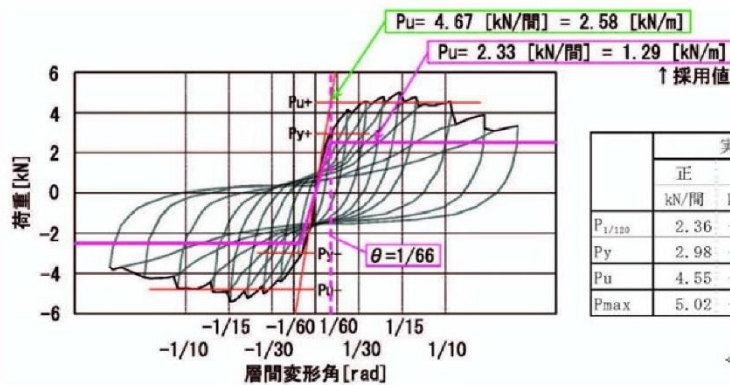


図5.3 合板耐力壁の復元力特性



	実験値			解析使用値			
	正	負	平均	$\theta$	Q	壁倍率	Q/2
	kN/間	kN/間	kN/間		[kN/m]	[kN/m]	壁倍率
$P_{1/120}$	2.36	-2.76	2.56	1/120			
$P_y$	2.98	-3.07	3.03	1/102			
$P_t$	4.55	-4.78	4.67	1/66	2.58 (1.31)	1.29 (0.66)	
$P_{max}$	5.02	-5.42					

<試験結果および解析採用値>

図5.4 茅葺き屋根の復元力特性

## § 7 補強案の策定

### 7-1 補強設計の方針

現状建物の増分解析の結果をみると、東西・南北両方向共に目標とする安全確保水準の耐震性能を満足する結果ではなかった。必要耐震性を確保するために、構造用合板を用いた合板耐力壁と、鉄骨フレームを追加した3案の補強について検討した。

- 補強案A：図7.1に示すように、構造用合板を用いて現状の土壁を置換し、それでも必要な耐震性能を確保できなかったために、建具の一部を建物全体のバランスに配慮して合板耐力壁に置換した。“いま”や“ざしき”等の天井内に鋼棒ブレース(M16)を配し、既存の天井を併せて壁場倍率換算でN=3として、屋根荷重の各構面への伝達と各構面の変形の均一化を図った。また、床下に溝型鋼の梁を配置して、合板耐力壁の浮き上がりを拘束した。補強に採用した合板耐力壁の釘ピッチと負担せん断力の一覧を次頁以下に示した。

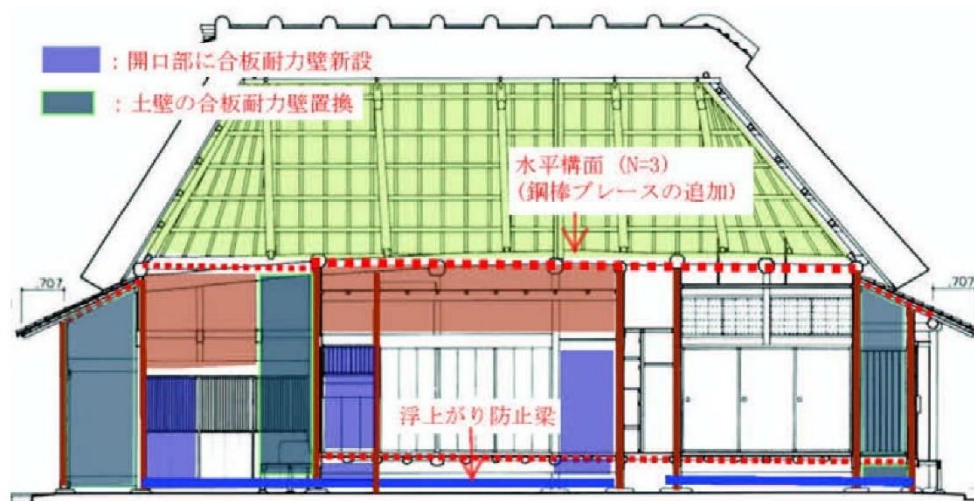


図7.1 合板耐力壁による補強案

- 補強案B：図7.2に示すように、既存土間と外周回り土壁を合板耐力壁に置換し、全体のバランスと展示計画に配慮しながら使い勝手を考慮して鉄骨フレームを配置した。鉄骨フレームの鋼管柱が“ようのみ”と“おく”、“ようのみ”と“ぶつま”に露出する2ケースについて検討した。鉄骨フレームは建物重量を負担しないことから、床下の梁を隣接柱まで延長し、建物の重量を負担する既存柱に接続することで、浮き上がりを拘束するように計画した。また、天井内の梁と既存の横架材を緊結して、補強鉄骨フレームへの水平力の伝達を図った。天井内に鋼棒ブレースを配して、水平構面の強化は合板耐力壁案と同じ要領を採用した。

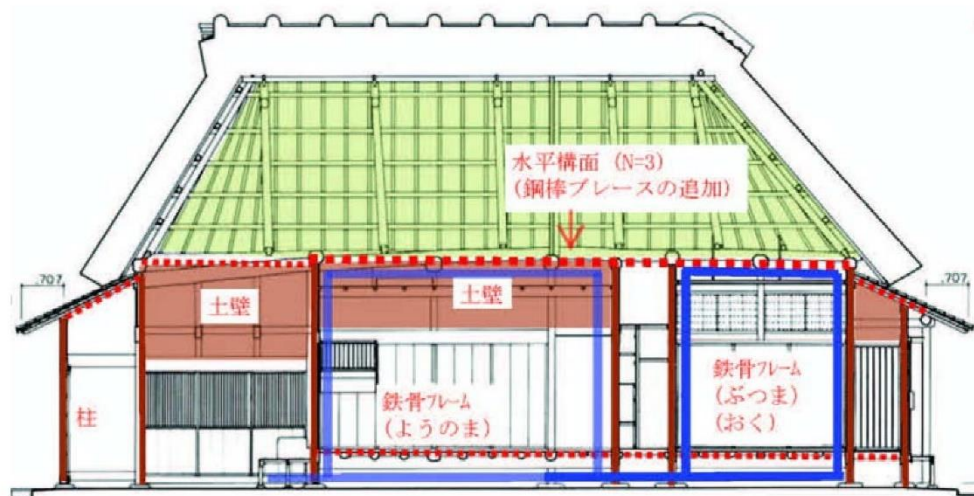
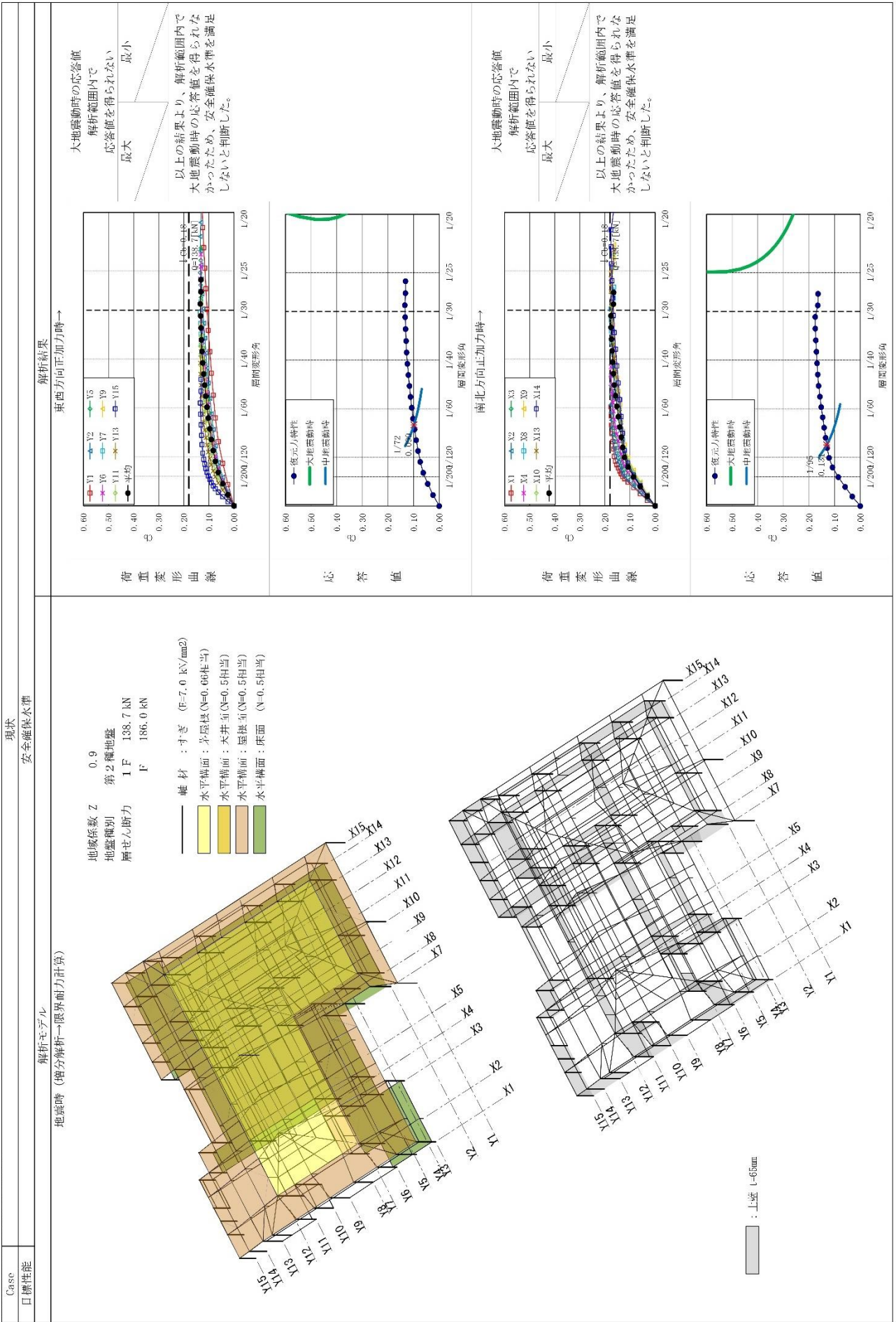
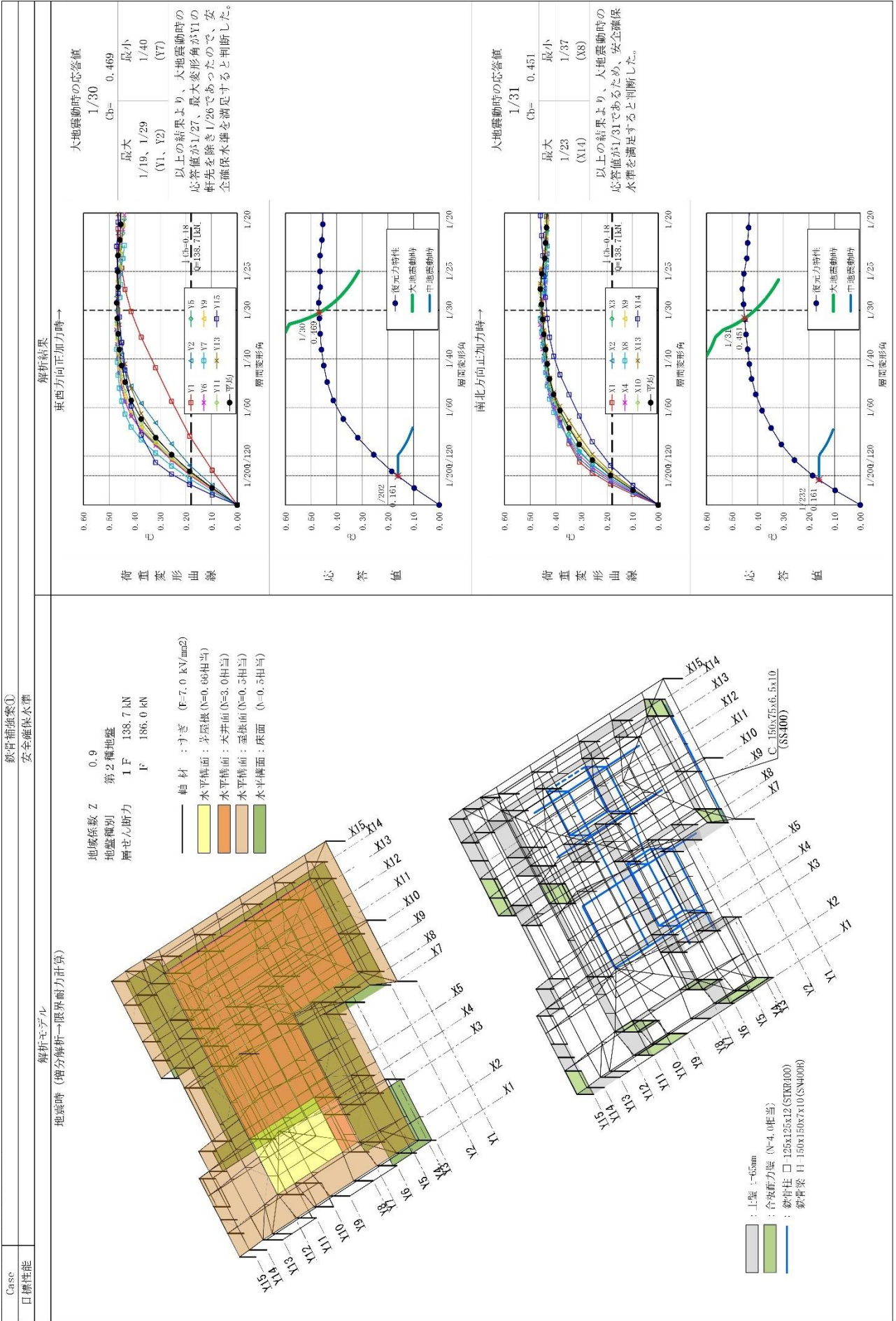
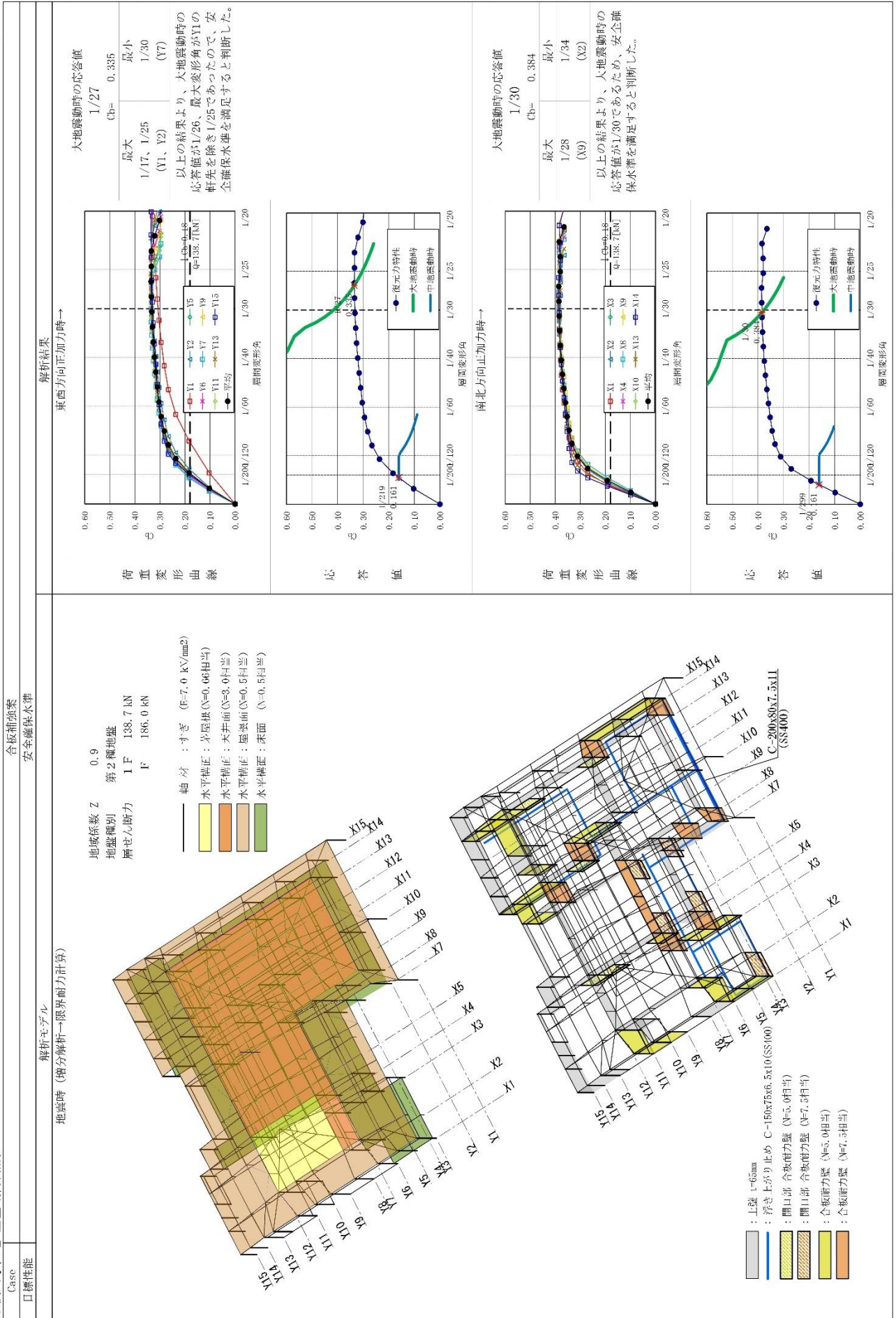


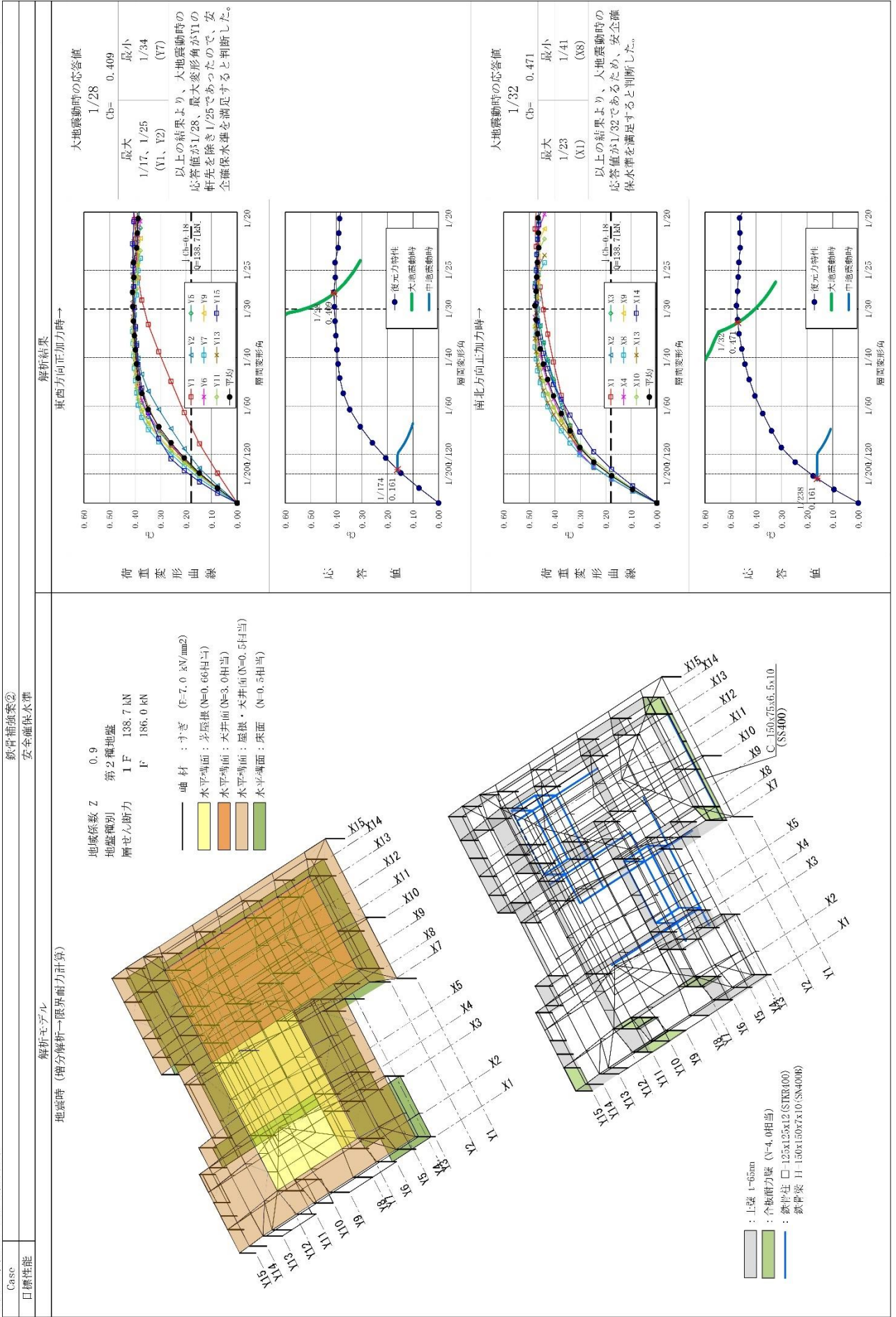
図7.2 鉄骨フレーム主体の補強案











## 2. 道具倉

### § 1 建築概要

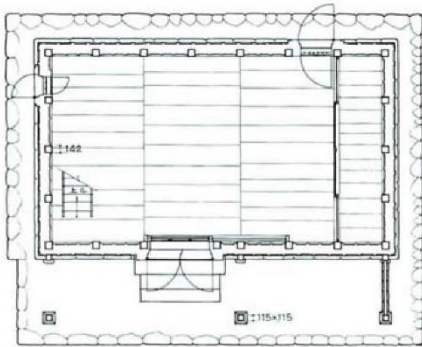
#### 1-1 建築概要

名称	重要文化財 旧関川家住宅・道具倉
所在地	高知県高知市一宮中町3-11-59
所有者	高知市
建設年代	明治28年（1895年）
建物規模	平面形状：桁行 6.79m x 梁間 5.31m 棟／軒高：6.643m／4.605m 平面積：36.075m <sup>2</sup> 軒／屋根面積：60.681m <sup>2</sup> ／80.000m <sup>2</sup> 2階建て 1階階高：2.388m、2階階高：1.973m
構造概要	構造種別：木造、土蔵壁 架構形式：柱-横架材の伝統的軸組構造 屋根形式：切妻屋根棧瓦葺き、置屋根
基礎形式	礎石立ち

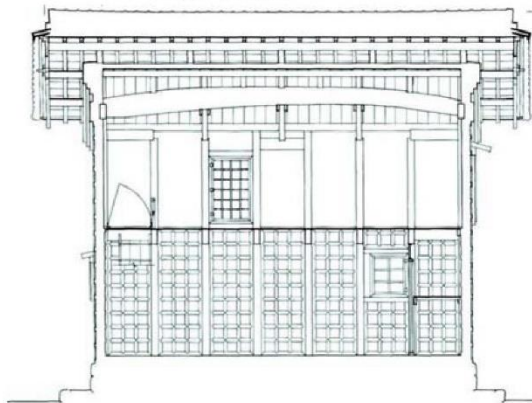
外観写真：正面



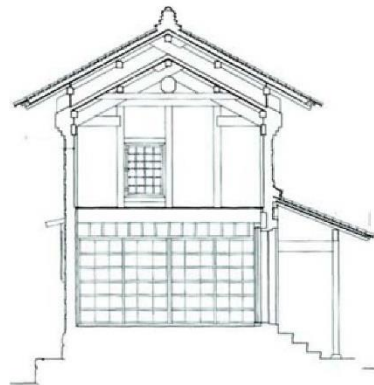
内観写真 2階/1階



1階平面図



桁行断面図



梁間断面図

図1.1 1階平面図、桁行・梁間断面図

## § 2 耐震診断の基本方針

□検討方針：この旧関川家住宅・道具倉も、内部を展示施設として常時公開するかしないかで、目標とする耐震性能が大きく異なる。ここでは限定的な公開を想定し、文化庁の文化財建造物に関する規定に準じ**復旧可能水準及の耐震性能確保**を目標とする。また、現行法規である建築基準法の諸規定を参考に、**稀な暴風時の風荷重に対して損傷限界変形以下に収まる耐風性能の確保**を目標とし、極めて稀な風荷重に対しては検討を省略した。

現地調査と修理報告書に基づき建物重量を、現行の建築基準法に準じて地震力、風荷重を算定し、建物の部材構成や接合部の耐力評価に基づいて架構解析モデルを作成した。耐震診断としては、部材の許容応力度に基づいて増分解析により保有水平耐力を算定し、限界耐力計算法により大地震動時の応答値を求め、安全限界変位以下であることを確認した。

◇準拠する諸基準等

- ・重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部平成24年6月改正
- ・「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書」、日本建築センター
- ・「木質構造設計基準・同解説」 他、日本建築学会

表2.1 必要耐震性能設定の目安

性能目標		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準
		大地震動時に要求される機能が維持できる。	大地震時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる。
活用内容		現役の社会生活の基盤となる施設(インフラ施設)。不特定多数が利用する大規模な建物で、特に必要と判断されるもの。	通常の用途に供しているもの。	ほとんど人が立ち入らないか、滞留時間が短いもの。
木造建築物被害状況の目安	大地震動時	軸組 変形が生じる(層間変形角 $\leq 1/60$ )	大きな変形が生じるが倒壊しない(層間変形角 $\leq 1/30$ )	倒壊する危険性がある。
	安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
	機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
	参考・中地震動時	軸組 損傷なし。仕口に緩みが生じることがある。	変形が生じる。(層間変形角 $1/60$ 以下)。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
	雑作	一部が破損することがある。	破損・落下の恐れがあるが、 reuseして復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。
土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗替えが必要なことがある。	落下し、壁下地も損壊する。	
安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。	
機能	機能継続	機能維持	機能喪失	

□構造検討の判定項目と判定基準

建物として求められる性能のうち、地震や暴風時の外力に対して目標とする目標性能を満たすために、表2.2に示す具体的な目標性能を満足することを確認した。但し、中地震動時に対しては参考値扱いとした。

§ 3 使用材料とその材料強度、許容応力度

3-1 使用材料

a) 柱・横架材の構成部材

部位	部材	断面寸法	樹種	ヤング率
柱	土蔵柱、庇柱	□-142x142、□-115x115	すぎ	E=700k N/cm <sup>2</sup>
横架材	棟木、母屋 扱首、束 天井梁、マダサ 庇梁、繋ぎ梁 土台、大引、根太	□-136x136 □-152x163~173、□-115x115 □-160x160、□-121x219 ○-214φ、□-100x115 □-136x136、○-180、□-115x115	すぎ あかまつ  すぎ	E=700 kN/cm <sup>2</sup> E=800

3-2 許容応力度及び材料強度

a) 木材の基準強度：ここではすぎ甲種構造材2級とする。

単位：N/mm<sup>2</sup>

樹種	区分	等級	基準強度				
			Fc	Ft	Fb	Fs	Fcv
すぎ	甲種構造材	1級	21.6	16.2	27.0	1.8	6.0
		2級	20.4	15.6	25.8		
	—	無等級	17.7	13.5	22.2		
あかまつ	甲種構造材	1級	27.0	20.4	33.6	2.4	9.0
		2級	16.8	12.6	20.4		
	—	無等級	22.2	17.7	28.2		

b) 木材の許容応力度

単位：N/mm<sup>2</sup>

長期許容応力度					短期許容応力度				
圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み
1.1/3	1.1/3	1.1/3	1.1/3	1.5/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3
・Fc	・Ft	・Fb	・Fs	・Fcv	・Fc	・Ft	・Fb	・Fs	・Fcv
・積雪時の長期許容応力度=1.3 x 長期許容応力度 積雪時の短期許容応力度=0.8 x 短期許容応力度 ・良質な堅木による車知、込み栓の許容応力度=2.0 x 上記許容応力度									

§ 4 荷重・外力

4-1 検討用外力の要約

□屋根及び床の仮定荷重：勾配を考慮し屋根荷重、横架材の材積に比重を乗じて固定荷重を算定し、柱軸力、地震時の水平力を求めた。2階床には0.60kN/m<sup>2</sup>の積載荷重を考慮した。

道具倉の屋根、床、壁の荷重

屋根・床	仕 様	固定荷重(N/m <sup>2</sup> )
置屋根 5.4寸勾配 α=1.15	棧瓦葺、葺土t=60mm、野地板t=9mm 垂木□-72x72@300 母屋□-136x147@945 敷梁□-130x274@975	(650+30x16+15x3.8)x1.15 =1891 (72x72/300)x3.8x1.15 = 76 (136x147/945)x3.8x1.15 = 92 (130x274/975)x5.3x1.15 = 223 2300 ← 合計 2281
天井 5.3寸勾配 α=1.15	置土t=45mm、天井板t=24mm 母屋、棟木□-132x142x5台/4000 大梁○-400、束、登梁、受梁等	(45x16+24x3.8)x1.15 = 933 (136x142x5/4000)x3.8 = 92 (400 <sup>2</sup> xπ/4/4000)x5.3+120 = 286 1400 ← 合計 1311
庇 4.0寸勾配 α=1.10	棧瓦葺、葺土t=60mm、野地板t=9mm 外木□-66x66@300 受梁□-112x227、繫梁□-106x215	(650+30x16+9x3.8)x1.10 =1809 (66x66/300)x3.8x1.10 = 61 (112x227/1454+106x215x2325)x3.8 = 103 2000 ← 合計 1973
2階床	床板t=27mm、床梁□-127x279	(27+127x279/975)x5.3 = 336 400 ← 合計 336
1階床	床板t=27mm、根太□-148x179@500 大引、土台□-142x112 L=28.3m	(27+148x179/500)x3.8 = 304 (0.142x0.112x28.3/27.0)x3800 = 88 400 ← 合計 392
壁等	・土蔵壁(2F) t=197+15/2mm ・土蔵壁(1F) t=212+15/2mm ・大棟	(197+15/2)x16.0 =3272 → 3.30 kN/m <sup>2</sup> (212+15/2)x16.0 =3512 → 3.60 kN/m <sup>2</sup> (250+500)/2x0.35x20.0 = 2625 → 2.70 kN/m

□積雪荷重（建築基準法施行令86条、告示平12建告第1455）

積雪深さ：d=αLs+βrs+γ=0.28m、多雪地域外 比重=2.0kN/m<sup>3</sup> → 検討省略

α=0.0004、Ls=5m、β=-0.65、rs=0.40、γ=0.28、R=40

□ 風荷重（建築基準法施行令87条、告示1454号）

・速度圧：q = 0.6・E・Vo<sup>2</sup>/1000= 1.075 → 1.10 kN/m<sup>2</sup>

E = Er<sup>2</sup>・Gf = 1.24 ガスト係数：G = 2.50

Er= 1.7・(H/Zg)<sup>α</sup> = 0.70 α = 0.20（粗度区分：Ⅲ）

基準風速：Vo = 38 m/sec、Zg=450 m、H =5.5 m（建物の棟高さ）

風力係数を建築基準法施行令87条第3に準じて算定した結果を地震力との比較表に示す。

□ 建物の地震力（建築基準法施行令88条）

当敷地の地域係数（Z=0.9）、道具倉は屋根と2階床の2質点として、中地震動時の節点荷重を算定する。

・水平力：Qi = Ci・Wi

Wi：屋根+天井、1階床重量

Ci = Z・Rt・Ai・Co

Co = 0.20、Rt = 1.0、T = 0.03・h

Ai = 1+(1/√αi-αi)・2T/(1+3T) h：屋根の平均高さ h=4.75m

□ 建物の総重量及び地震力 床面積：26.3m<sup>2</sup>

階	道具蔵 ΣA=26.3		地震力の算定				風荷重梁間／桁行			
	Wi kN	ΣW/A kN/m <sup>2</sup>	Wi kN	ΣWi kN	Ci	ΣQei (kN)	ΣQw (kN)	ΣQw/Qe	ΣQw (kN)	ΣQw/Qe
2階	462.8	13.8	280.8	280.8	0.21	59.0	18.8	0.32	17.3	0.29
1階	578.0	22.0	215.1	495.9	0.18	98.4	39.2	0.40	30.2	0.31
基礎	606.9	23.1	111.1	606.9	0.09	108.4	52.0	0.48	37.1	0.34

明らかに地震力>風荷重 風荷重に関する検討は省略する。

## § 5 モデル化

### 5-1 基本事項

以下のような条件に基づいて、立体の解析モデルを作成し検討を実施した。

- 1) 柱、貫は等断面、無欠点の通直材のすぎ材として、それぞれの材料強度は目視等級甲種構造材2級とした。
- 2) 柱と横架材の接合はピン接合とし、土壁内の貫は評価しなかった。
- 3) 土蔵壁厚さは197、212200mm、そのうち柱に掛かる部分の土壁の厚さを70mmのみが水平力を負担できるものとし、重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部、平成24年6月に準じた土壁の復元力特性を採用し、図5.1に示した。
  - ・ 層間変形角1/60 :  $Q_y=60 \times 70 / 1000 = 4.200 \text{ kN/m}$ 、1/30 :  $Q_u=70 \times 70 / 1000 = 4.90 \text{ kN/m}$
 また、補強に用いた合板耐力壁の復元力特性も併せて示した。

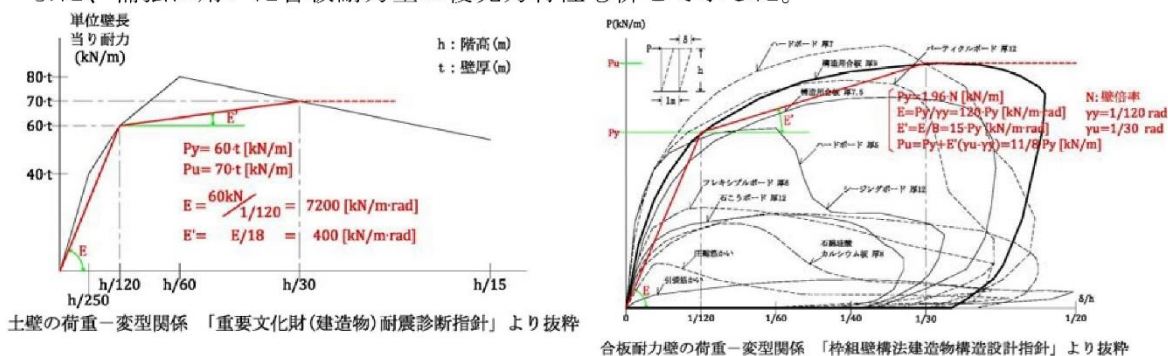


図5.1 土壁、合板耐力壁の復元力特性

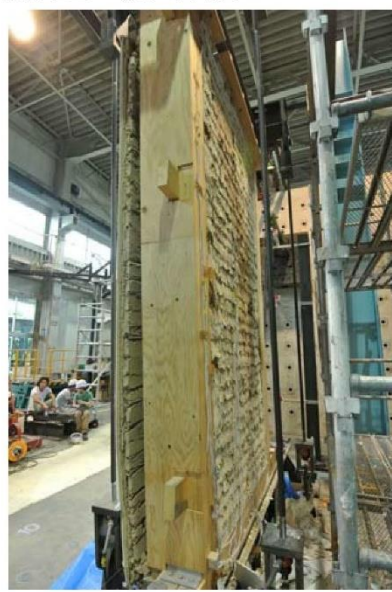
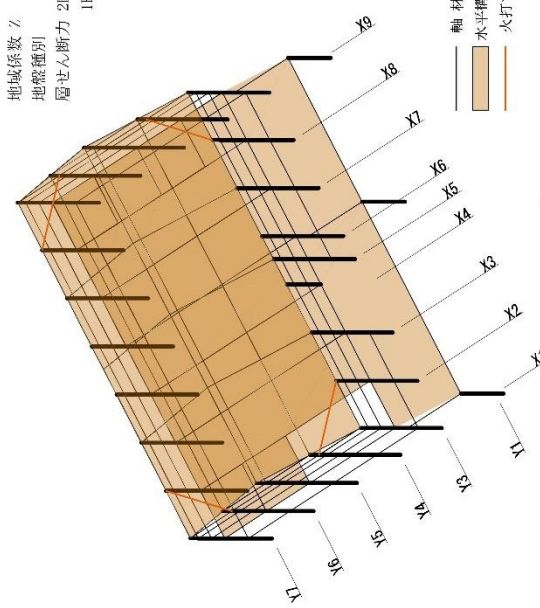
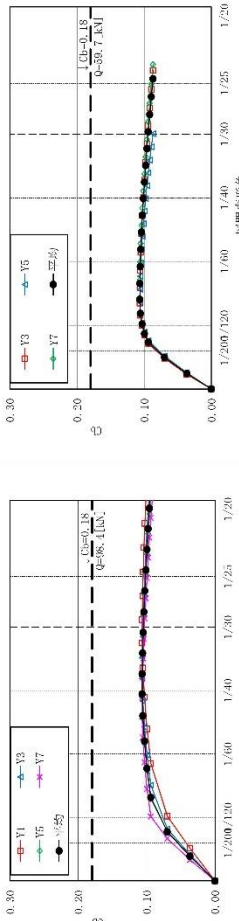
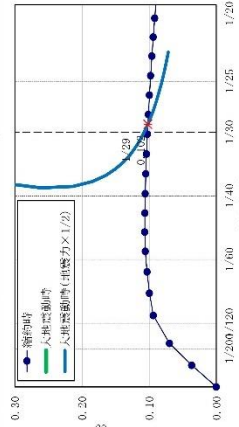
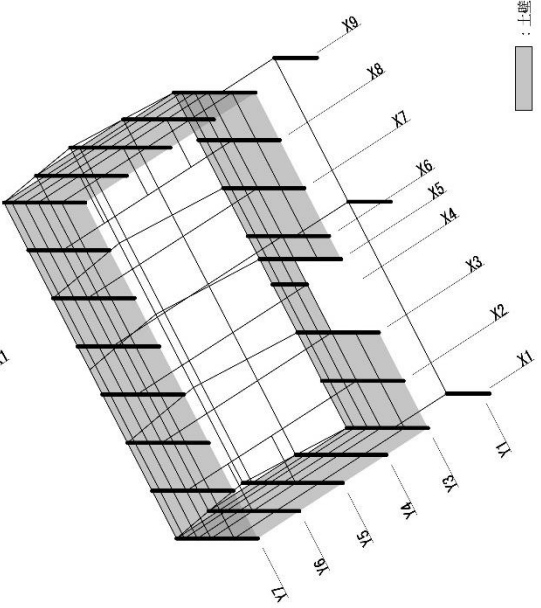
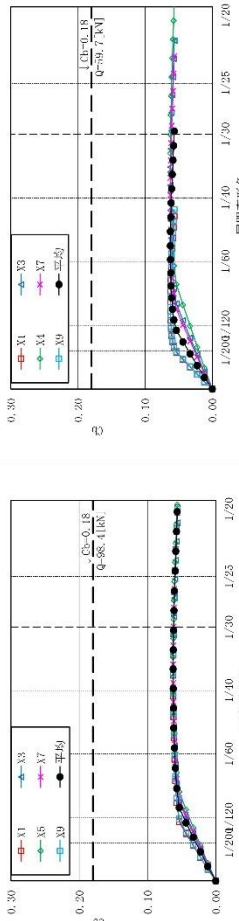
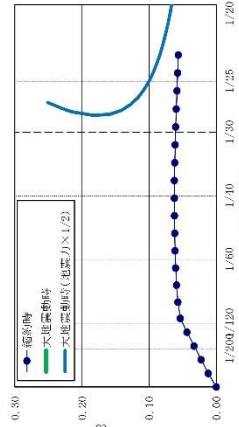


写真5.1 土蔵壁の壊れ方 大壁部分は剥離落下

- 4) 土蔵の天井置土 $t=42\text{mm}$ については、置土の変形を拘束する枠材等が見当たらないために無視し、天井材のみを考慮して壁倍率 $N=0.5$ 相当の水平構面とした。
- 5) 礎石上の柱については、付加軸力が長期鉛直荷重を超えた時点で、軸方向の拘束を解除して浮き上がりを考慮した。
- 6) 建物の負担水平力の性能は、 $A_i$ 分布に基づく水平力を作用させ、浮き上がりと部材の復元力特性、 $P-\Delta$ 効果を考慮しながら、静的増分解析により算定した。
- 7) 地盤調査の結果を含めて表層地盤の増幅率を第2種地盤相当として、大地震動時の応答値を算定した。(詳細は主屋の構造計算書参照) また、等価粘性減衰定数は履歴減衰に5%を付加した値を採用した。



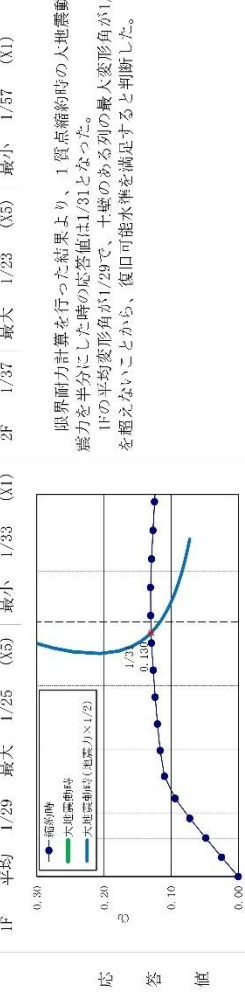
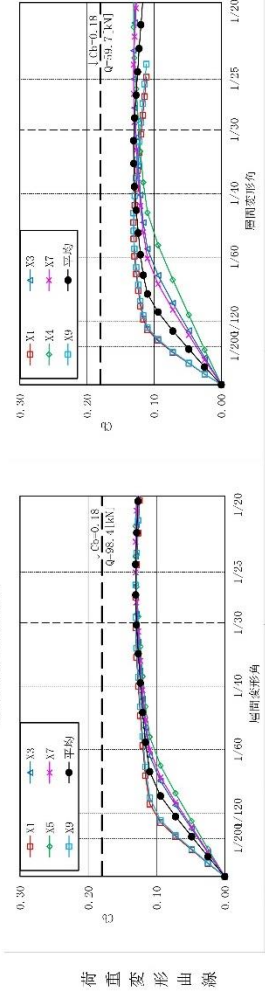
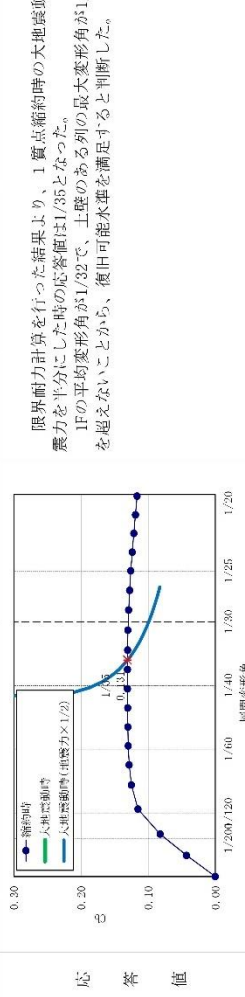
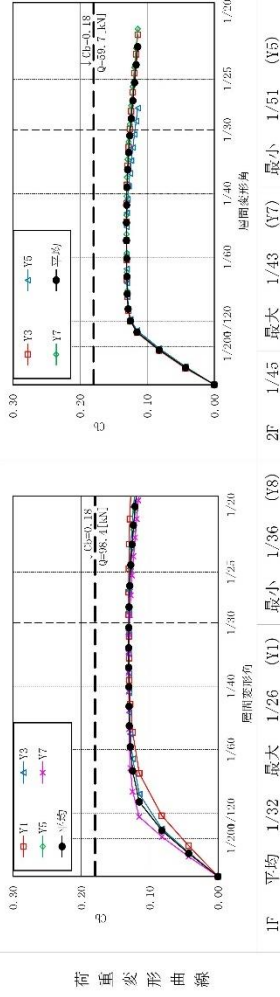
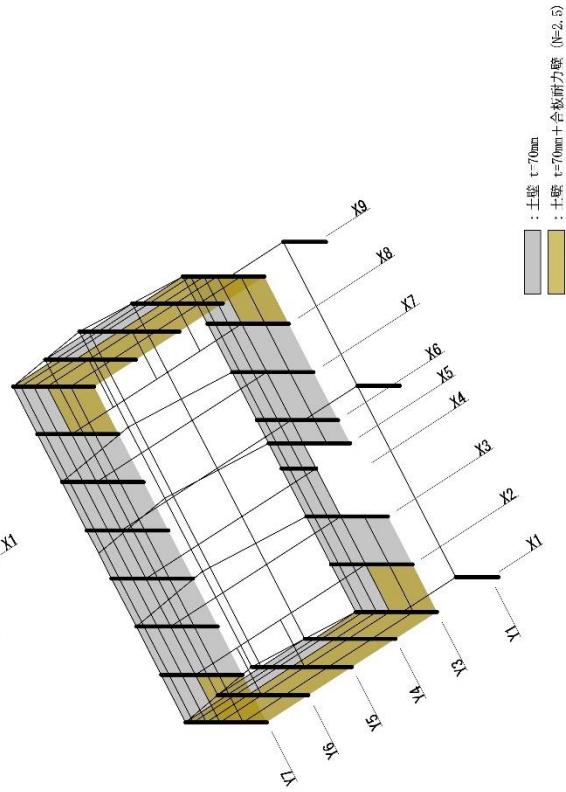
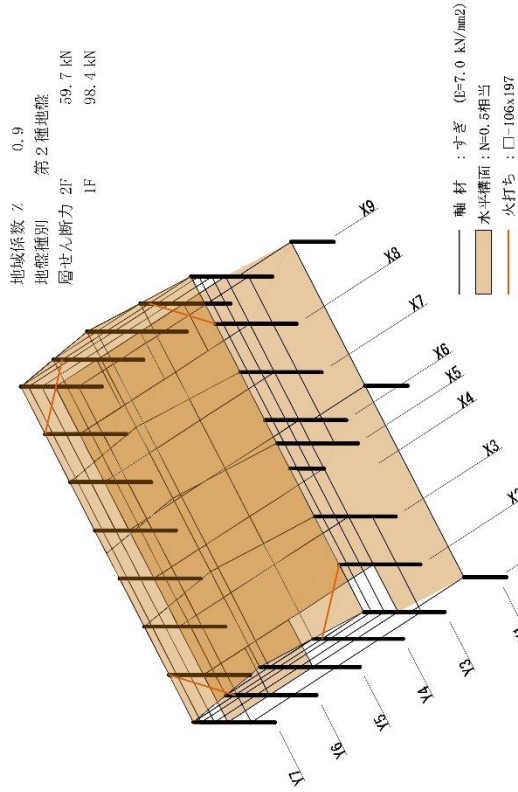
Case 目標性能	現状 復旧可能水準	解析結果		
		<p>解析モデル 地震時 (増分解析→限界耐力計算)</p> <p>地域係数 <math>\gamma</math> 0.9 地震種別 第2種地震 層せん断力 2F 59.7 kN 1F 98.4 kN</p> 	<p>荷重変形曲線</p> <p>桁行方向正加力時→</p>  <p>1F 平均 1/25 最大 1/21 (Y1) 最小 1/28 (Y8) 2F 1/42 最大 1/40 (Y7) 最小 1/48 (Y5)</p> <p>応答値</p>  <p>限界耐力計算を行った結果より、1質点縮約時の大地震動地震力を半分にした時の応答値は1/29となった。 ただし、1Fの平均変形角が1/25で土壁のある列の変形角が1/30を超え土壁が脆性破壊することが考えられるため、復旧可能水準を満たさないと判断した。</p>	
			<p>1質点縮約時の応答値 <math>C_b = 0.102</math></p> <p>梁間方向正加力時↑</p> 	<p>荷重変形曲線</p>  <p>1F 平均 1/25 最大 1/21 (X1) 最小 1/28 (X8) 2F 1/42 最大 1/40 (X7) 最小 1/48 (X5)</p> <p>応答値</p>  <p>限界耐力計算を行った結果より、1質点縮約時の大地震動地震力を半分にした時の応答値は解析範囲内で得られなかった。 よって復旧可能水準を満たさないと判断した。</p>

Case  
目標性能  
補強案①  
復旧可能水準

地震時 (増分解析→限界耐力計算)

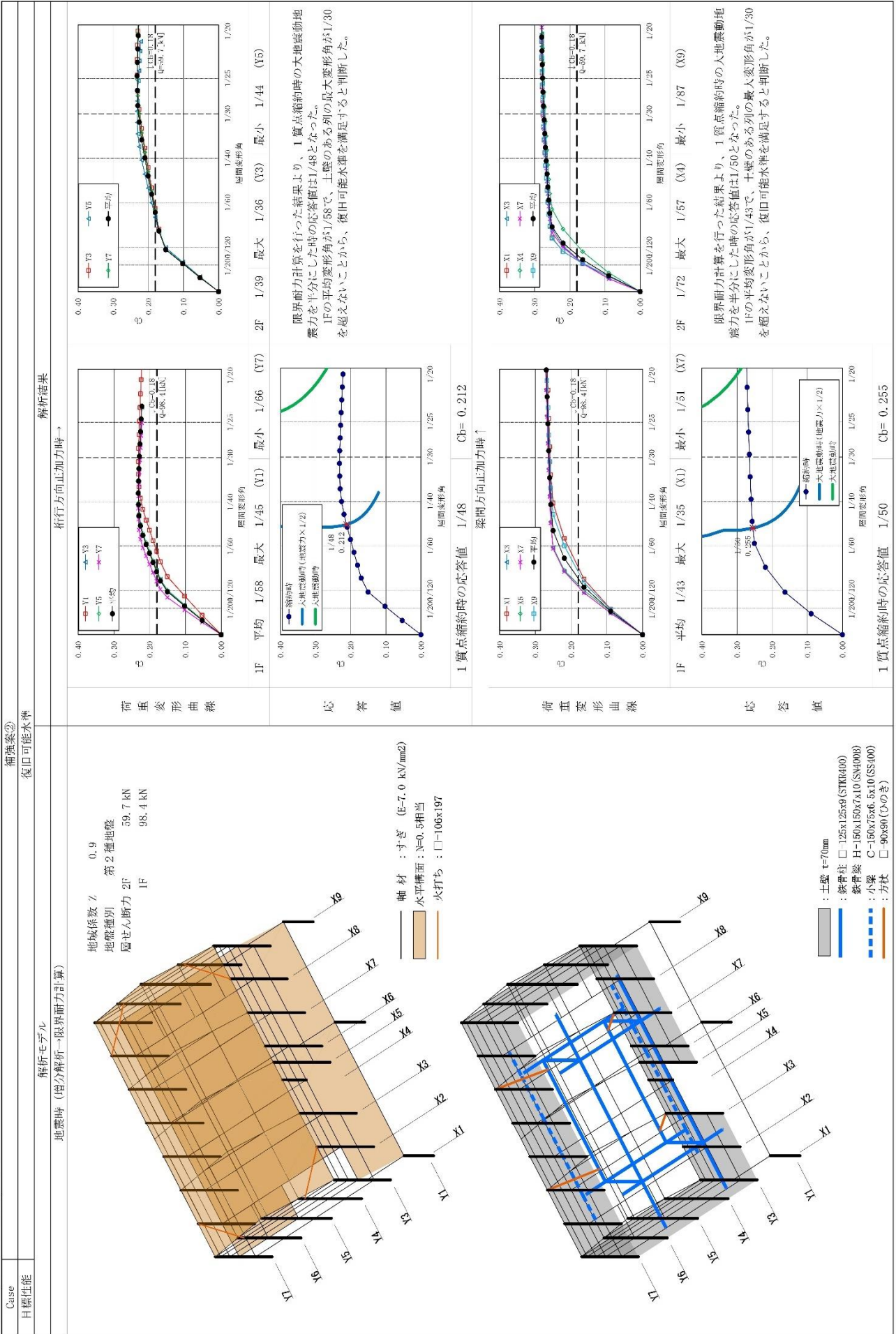
解析結果  
桁行方向正加力時→

解析結果  
梁間方向正加力時↑



限界耐力計算を行った結果より、1 質点縮約時の大地震動地  
 震力を半分にした時の応答値は1/35となった。  
 1Fの平均変形角が1/32で、土壁のある列の最大変形角が1/30  
 を超えないことから、復旧可能水準を満足すると判断した。

限界耐力計算を行った結果より、1 質点縮約時の大地震動地  
 震力を半分にした時の応答値は1/31となった。  
 1Fの平均変形角が1/29で、土壁のある列の最大変形角が1/30  
 を超えないことから、復旧可能水準を満足すると判断した。



Case 目標性能	補強案③ 安全確保水準	解析結果
<p>解析モデル 地震時 (増分解析→限界耐力計算)</p>	<p>地域係数 Z 0.9 地震種別 第2種地震 層せん断力 2F 61.7 kN 1F 100.0 kN</p>	<p>桁行方向止加力時→</p>
	<p>荷重変形曲線 1F 平均 1/27 最大 1/21 (Y1) 最小 1/29 (Y7) 2F 1/39 最大 1/37 (Y7) 最小 1/40 (Y3)</p> <p>応答値 I 質点縮約時の応答値 L/30 Cb= 0.545</p> <p>限界耐力計算を行った結果より、1 質点縮約時の大地震動時の応答値は1/30となった。 上記の結果より安全確保水準を満足すると判断した。</p>	
	<p>梁間方向止加力時↑</p> <p>荷重変形曲線 1F 平均 1/29 最大 1/24 (X1) 最小 1/36 (X7) 2F 1/34 最大 1/25 (X4) 最小 1/49 (X1)</p> <p>応答値 I 質点縮約時の応答値 L/30 Cb= 0.506</p> <p>限界耐力計算を行った結果より、1 質点縮約時の大地震動時の応答値は1/30となった。 上記の結果より安全確保水準を満足すると判断した。</p>	

### 3. 米倉

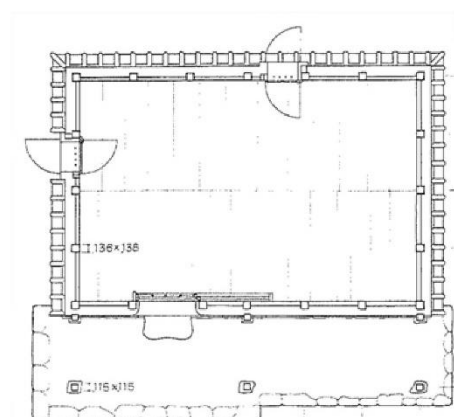
#### § 1 建築概要

##### 1-1 建築概要

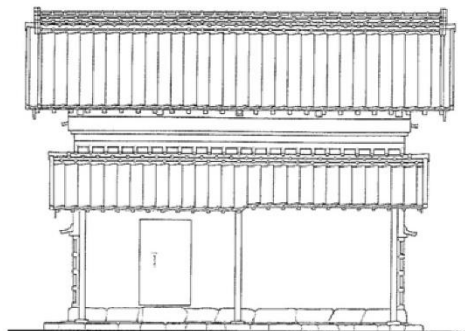
名称	重要文化財 旧関川家住宅・米倉
所在地	高知県高知市一宮中町3-11-59
所有者	高知市
建設年代	明治26年（1893年）
建物規模	平面形状：桁行 5.910m x 梁間 5.358m 棟／軒高： 5.689m／3.795m 平面積： 31.666㎡ 軒／屋根面積： 50.478㎡／65.200㎡
構造概要	構造種別：木造、土蔵壁 架構形式：柱-横架材の伝統的軸組構造 屋根形式：切妻屋根棧瓦葺き、置屋根
基礎形式	礎石立ち



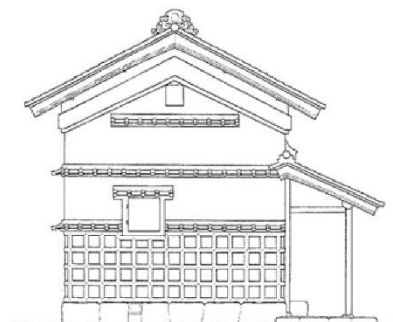
正面外観



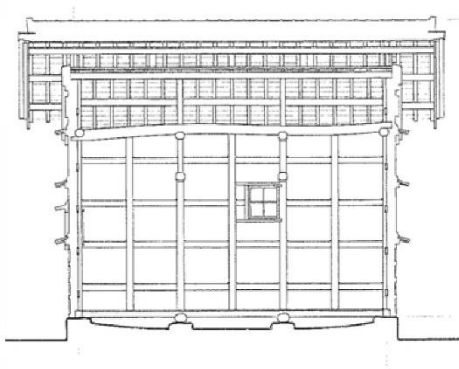
1階平面図



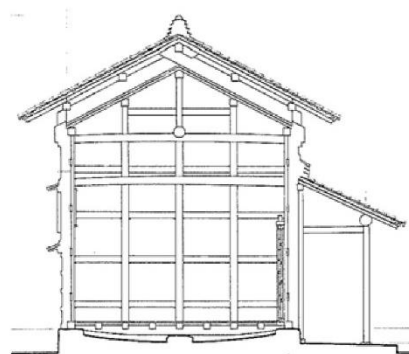
正面立面図



側面図



桁行断面図



梁間断面図

図 1.1 米倉 外観 平面、立面、断面図

## § 2 耐震診断の基本方針

□検討方針：この旧関川家住宅・米倉は、内部を展示施設として常時公開するかしないかで、目標とする耐震性能が大きく異なる。ここでは限定公開と常時公開の両方をを想定し、文化庁の文化財建造物に関する規定に準じ**復旧可能水準及び安全確保水準の耐震性能確保を目標**とする。また、現行法規である建築基準法の諸規定を参考に、**稀な暴風時の風荷重に対して損傷限界変形以下に収まる耐風性能の確保**を目標とし、極めて稀な風荷重に対しては検討を省略した。

現地調査と修理報告書に基づき建物重量を、現行の建築基準法に準じて地震力、風荷重を算定し、建物の部材構成や接合部の耐力評価に基づいて架構解析モデルを作成した。耐震診断としては、部材の許容応力度に基づいて増分解析により保有水平耐力を算定し、限界耐力計算法により大地震動時の応答値を求め、安全限界変位以下であることを確認した。

◇準拠する諸基準等

- ・重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部平成24年6月改正
- ・「2015年版建築物の構造関係技術基準解説書」、日本建築センター
- ・「木質構造設計基準・同解説」 他、日本建築学会

表2.1 必要耐震性能設定の目安

性能目標		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準
		大地震動時に要求される機能が維持できる。	大地震時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる。
活用内容		現役の社会生活の基盤となる施設(インフラ施設)。不特定多数が利用する大規模な建物で、特に必要と判断されるもの。	通常の用途に供しているもの。	ほとんど人が立ち入らないか、滞留時間が短いもの。
木造建築物被害状況の目安	大地震動時	軸組 変形が生じる(層間変形角 $\leq 1/60$ )	大きな変形が生じるが倒壊しない(層間変形角 $\leq 1/30$ )	倒壊する危険性がある。
	安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
	機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
参考・中地震動時	軸組	損傷なし。仕口に緩みが生じることがある。	変形が生じる。(層間変形角 $1/60$ 以下)。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
	雑作	一部が破損することがある。	破損・落下の恐れがあるが、 reuseして復旧可能。	過半が損壊して、失われる可能性がある。
	土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗替えが必要なことがある。	落下し、壁下地も損壊する。
安全	安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。
	機能	機能継続	機能維持	機能喪失

□構造検討の判定項目と判定基準

建物として求められる性能のうち、地震や暴風時の外力に対して目標とする目標性能を満たすために、表2.2に示す具体的な目標性能を満足することを確認した。但し、中地震動時には参考値扱いとした。

§ 3 使用材料とその材料強度、許容応力度

3-1 使用材料

a) 柱・横架材の構成部材

部位	部材	断面寸法	樹種	ヤング率
柱	土蔵柱、庇柱	□-136x136、□-115x115	すぎ	E=700k N/cm <sup>2</sup>
横架材	棟木、母屋	□-136x136	すぎ	E=700 kN/cm <sup>2</sup>
	扱首、束 天井梁、マダサ 庇梁、繋ぎ梁 土台、大引、根太	□-152x163~173、□-115x115 □-160x160、□-121x219 ○-214φ、□-100x115 □-136x136、○-180、□-115x115	あかまつ  すぎ	E=800

3-2 許容応力度及び材料強度

a) 木材の基準強度：ここではすぎ甲種構造材2級とする。

単位：N/mm<sup>2</sup>

樹種	区分	等級	基準強度				
			Fc	Ft	Fb	Fs	Fcv
すぎ	甲種構造材	1級	21.6	16.2	27.0	1.8	6.0
		2級	20.4	15.6	25.8		
	—	無等級	17.7	13.5	22.2		
あかまつ	甲種構造材	1級	27.0	20.4	33.6	2.4	9.0
		2級	16.8	12.6	20.4		
	—	無等級	22.2	17.7	28.2		

b) 木材の許容応力度

単位：N/mm<sup>2</sup>

長期許容応力度					短期許容応力度				
圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり込み
1.1/3	1.1/3	1.1/3	1.1/3	1.5/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3	2.0/3
・Fc	・Ft	・Fb	・Fs	・Fcv	・Fc	・Ft	・Fb	・Fs	・Fcv
・積雪時の長期許容応力度=1.3 x 長期許容応力度 積雪時の短期許容応力度=0.8 x 短期許容応力度 ・良質な堅木による車知、込み栓の許容応力度=2.0 x 上記許容応力度									

§ 4 荷重・外力

4-1 検討用外力の要約

□ 屋根及び床の仮定荷重

勾配を考慮し屋根荷重、横架材の材積に比重を乗じて固定荷重を算定し、柱軸力、地震時の水平力を求めた。

米倉の屋根、床、壁の荷重

屋根・床	仕 様	固定荷重(N/m <sup>2</sup> )
置屋根 5.3寸勾配 $\alpha=1.15$	棧瓦葺、葺土 $t=60\text{mm}$ 、野地板 $t=9\text{mm}$ 垂木□-74x74@300 母屋□-136x136@1200 敷梁□-126x236@985	$(650+30 \times 16+15 \times 3.8) \times 1.15 = 1891$ $(74 \times 74/300) \times 3.8 \times 1.15 = 80$ $(136 \times 136/1200) \times 3.8 \times 1.15 = 67$ $(126 \times 236/985) \times 5.2 \times 1.15 = 182$ 2300 ← 合計 2220
天井 5.3寸勾配 $\alpha=1.15$	置土 $t=45\text{mm}$ 、天井板 $t=15\text{mm}$ 丸木□-42x60@300 母屋、棟木□-136x136@1200 受梁束等□-160x160、□-175x175	$(45 \times 16+15 \times 3.8) \times 1.15 = 894$ $(42 \times 60/300) \times 3.8 \times 1.15 = 37$ $(136 \times 136/1200) \times 3.8 \times 1.15 = 67$ 230 1300 ← 合計 1228
庇 4.7寸勾配 $\alpha=1.10$	棧瓦葺、葺土 $t=60\text{mm}$ 、野地板 $t=9\text{mm}$ 丸木□-55x60@300 受梁他○-225φ 丸木受□-120x120	$(650+30 \times 16+9 \times 3.8) \times 1.10 = 1809$ $(55 \times 60/300) \times 3.8 \times 1.10 = 46$ $(225^2 \times \pi / 4/1800) \times 5.2 \times 1.50 = 172$ $(120 \times 120/1800) \times 5.2 = 42$ 2100 ← 合計 2068
1階床	床板 $t=21\text{mm}$ 、根太□-115x115@500 大引□-136x136L=19.64m/23.1m <sup>2</sup> 床束□-120x120@983 L=700	$(21+115 \times 115/500) \times 3.8 = 180$ $(0.136 \times 0.136 \times 19.64/23.1) \times 5.2 = 82$ $(180^2 \times \pi / 4 \times 7.82) \times 5.2/23.1 = 45$ 合計 350 ← 307
壁等	・土蔵壁(小庇含む) $t=200\text{mm}$ ・大棟 $(200+400)/2 \times 0.40 \times 20.0$	$200 \times 16.0 \times 1.20 = 3840 \rightarrow 3.85 \text{ kN/m}^2$ $= 2400 \rightarrow 2.40 \text{ kN/m}$

□ 積雪荷重 (建築基準法施行令86条、告示平12建告第1455)

積雪深さ： $d = \alpha L_s + \beta r_s + \gamma = 0.28\text{m}$ 、多雪地域外 比重= $2.0 \text{ kN/m}^3$  → 検討省略

$\alpha = 0.0004$ 、 $L_s = 5\text{m}$ 、 $\beta = -0.65$ 、 $r_s = 0.40$ 、 $\gamma = 0.28$ 、 $R = 40$

□ 風荷重 (建築基準法施行令87条、告示1454号)

・速度圧： $q = 0.6 \cdot E \cdot V_o^2 / 1000 = 1.091 \rightarrow 1.10 \text{ kN/m}^2$

$E = E_r^2 \cdot G_f = 1.26$  ガスト係数： $G = 2.50$

$E_r = 1.7 \cdot (H/Z_g)^\alpha = 0.72$   $\alpha = 0.20$  (粗度区分：Ⅲ)

基準風速： $V_o = 38 \text{ m/sec}$ 、 $Z_g = 450 \text{ m}$ 、 $H = 5.7 \text{ m}$  (建物の棟高さ)

風力係数を建築基準法施行令87条第3に準じて算定した結果を地震力との比較表に示す。

□ 建物の地震力 (建築基準法施行令88条)

当敷地の地域係数 ( $Z=0.9$ )、米倉は屋根の1質点として、中地震動時の節点荷重を算定する。

・水平力： $Q_i = C_i \cdot W_i$

$W_i$ ：屋根+天井、1階床重量

$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$

$C_o = 0.20$ 、 $R_t = 1.0$ 、 $T = 0.03 \cdot h$

$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha i - \alpha_i}) \cdot 2T / (1+3T)$   $h$ ：屋根の平均高さ  $h = 4.75\text{m}$

□ 建物の総重量及び地震力

階	米倉 $\Sigma A = 23.1$		地震力の算定				風荷重梁間		桁行	
	$W_i$ kN	$\Sigma W/A$ kN/m <sup>2</sup>	$W_i$ kN	$\Sigma W_i$ kN	$C_i$	$\Sigma Q_{ei}$ (kN)	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$
1階	467.2	20.2	365.5	365.5	0.18	65.8	25.0	0.38	14.4	0.22
基礎	—	—	136.9	509.7	0.09	80.2	35.0	0.44	25.9	0.32

明らかに地震力>風荷重 風荷重に関する検討は省略する。

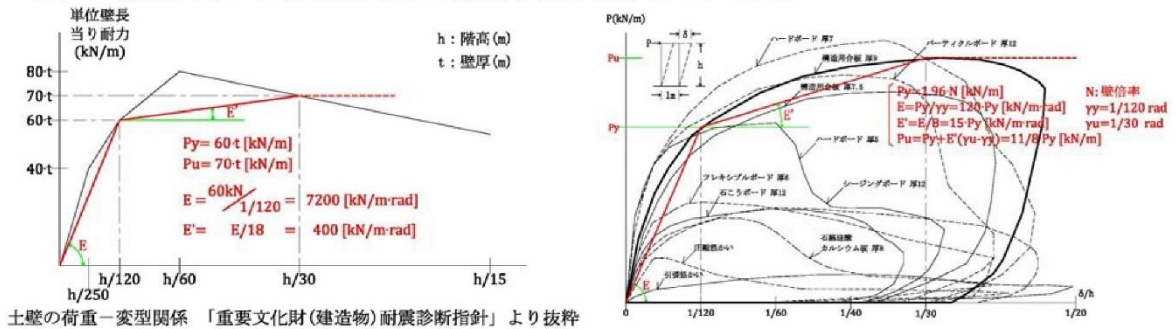


§ 5 モデル化

5-1 基本事項

以下のような条件に基づいて、立体の解析モデルを作成し検討を実施した。

- 1) 米倉に隣接して道具倉がり、それぞれ独立した建物として扱った。
- 2) 柱、貫は等断面、無欠点の通直材のすぎ材として、それぞれの材料強度は目視等級甲種構造材2級とした。
- 3) 柱と横架材の接合はピン接合とし、土壁内の貫は評価しなかった。
- 4) 土蔵壁厚さは200mm、そのうち柱に掛かる部分の土壁の厚さを65mmのみが水平力を負担できるものとし、重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領」文化庁文化財部、平成24年6月に準じた土壁の復元力特性を採用し、図5.1に示した。  
 ・層間変形角1/60 :  $Q_y = 60 \times 65 / 1000 = 3.90 \text{ kN/m}$ 、1/30 :  $Q_u = 70 \times 65 / 1000 = 4.55 \text{ kN/m}$   
 また、補強に用いた合板耐力壁の復元力特性も併せて示した。



土壁の荷重-変型関係 「重要文化財(建造物)耐震診断指針」より抜粋

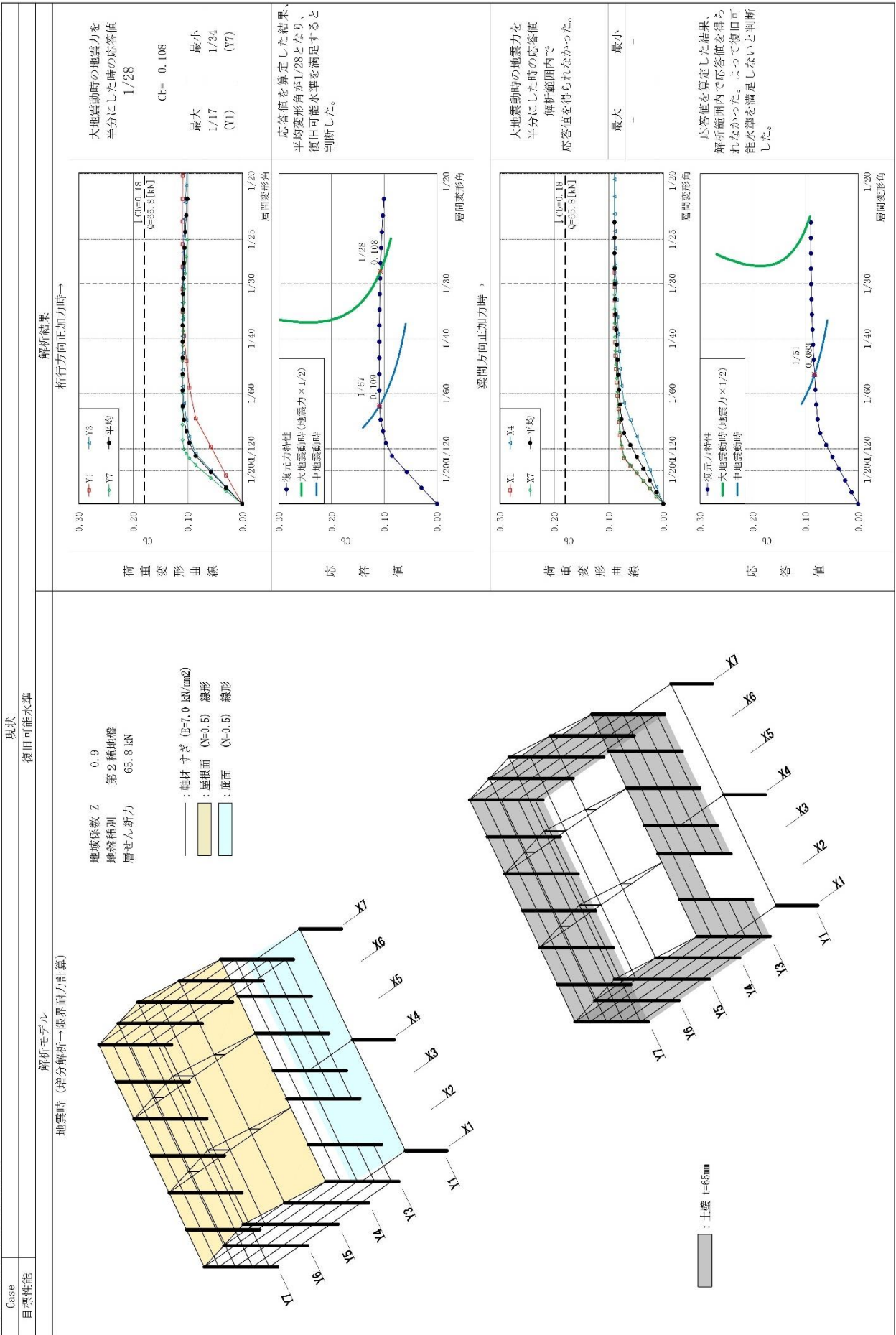
合板耐力壁の荷重-変型関係 「枠組壁構法建造物構造設計指針」より抜粋

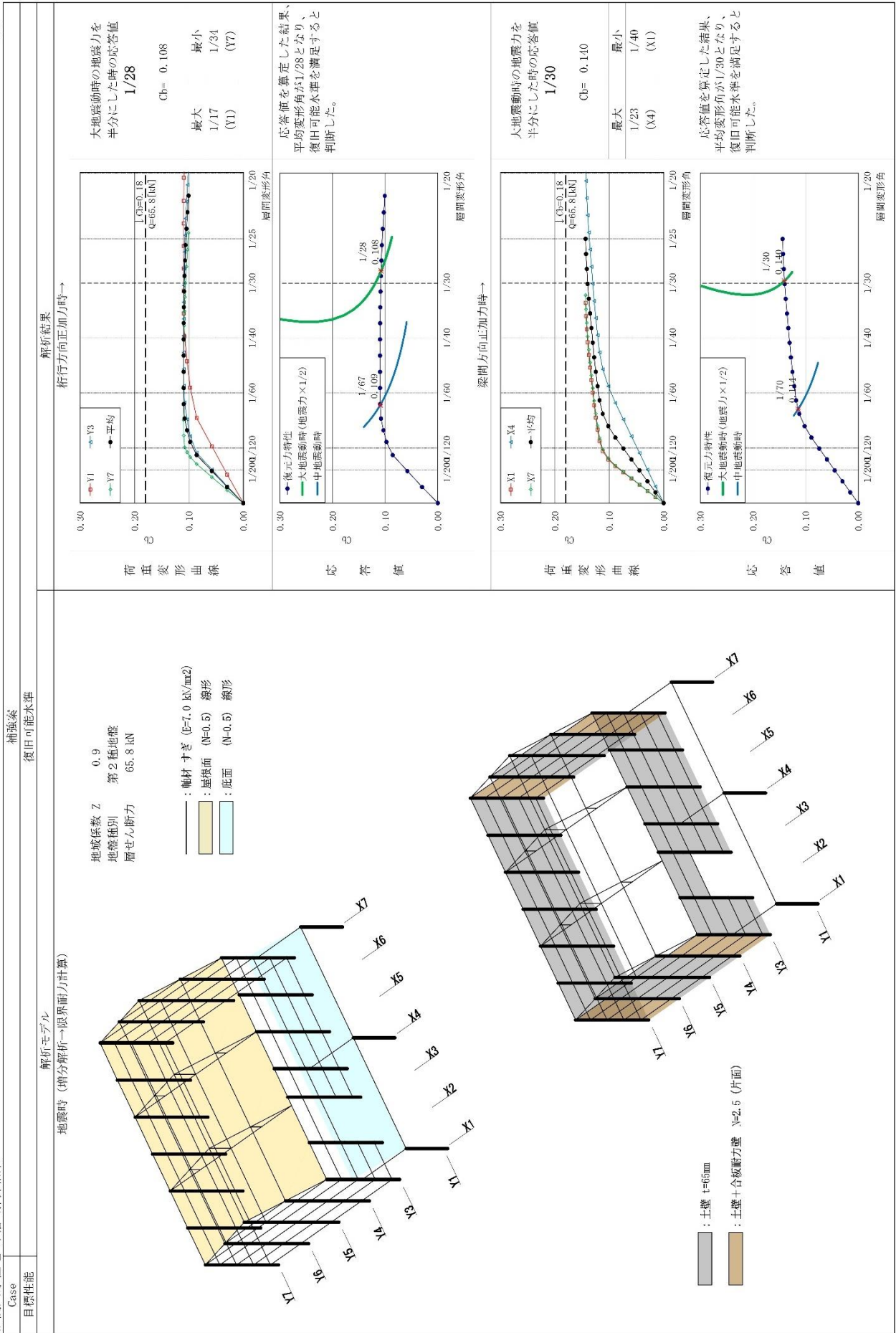
図5.1 土壁、合板耐力壁の復元力特性

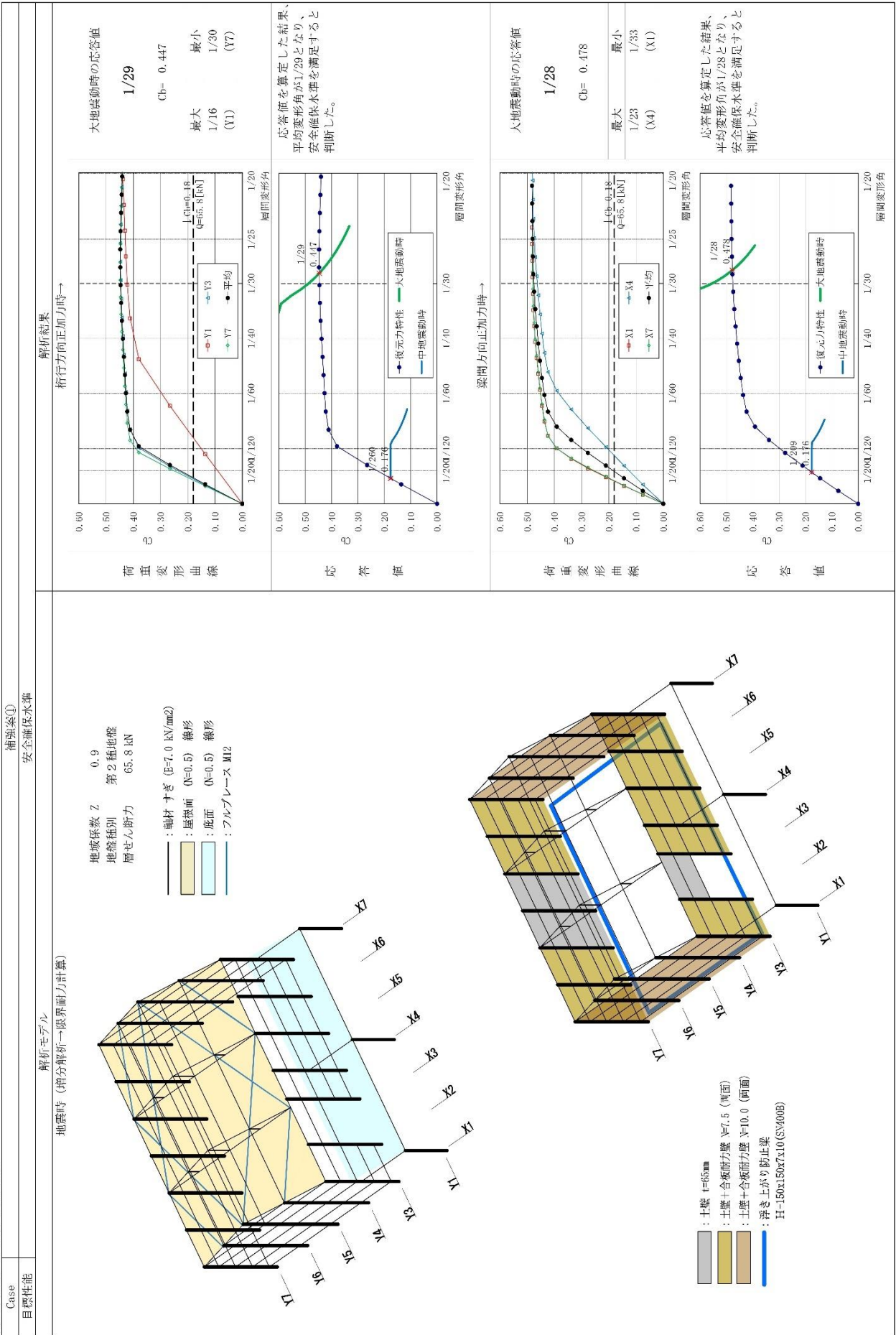


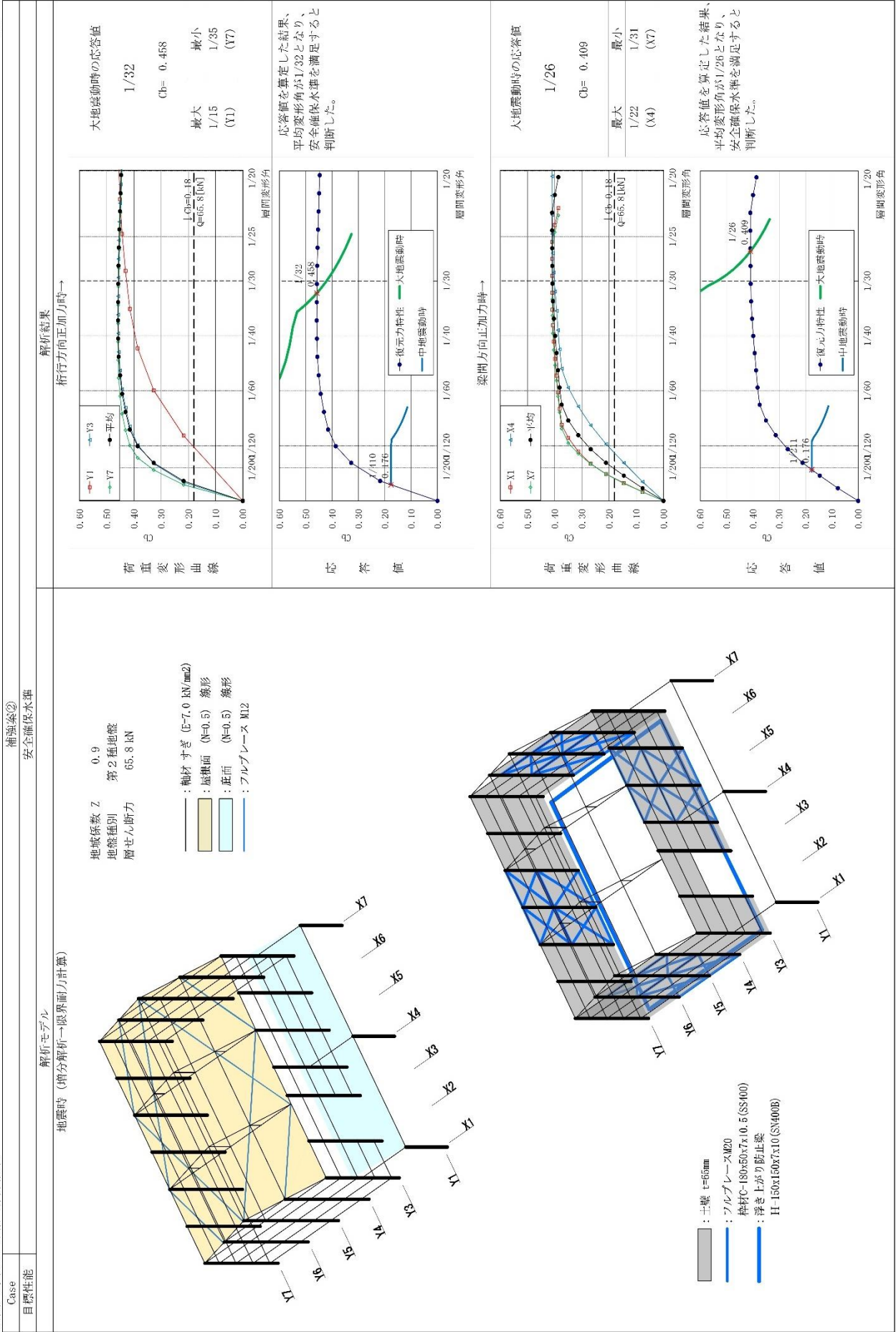
写真5.1 土蔵壁の壊れ方 大壁部分は剥離落下

- 5) 土蔵の天井置土 $t=42\text{mm}$ については、置土の変形を拘束する枠材等が見当たらないために無視し、天井材のみを考慮して壁倍率 $N=0.5$ 相当の水平構面とした。
- 6) 礎石上の柱については、付加軸力が長期鉛直荷重を超えた時点で、軸方向の拘束を解除して浮き上がりを考慮した。
- 7) 建物の負担水平力の性能は、 $A_i$ 分布に基づく水平力を作用させ、浮き上がりと部材の復元力特性、 $P-\Delta$ 効果を考慮しながら、静的増分解析により算定した。
- 8) 地盤調査の結果を含めて表層地盤の増幅率を第2種地盤相当として、大地震動時の応答値を算定した。(詳細は主屋の構造計算書参照) また、等価粘性減衰定数は履歴減衰に5%を付加した値を採用した。





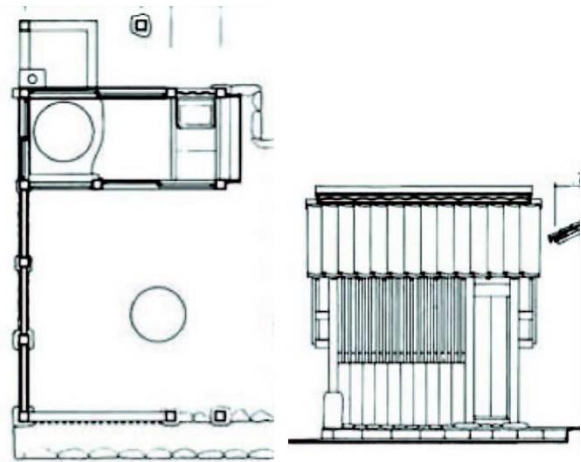




## 4. 水屋、表門、裏門

### § 4 水屋 耐震・耐風性能の検討

#### 4-1 建築概要、設計用外力の要約



平面図

立面図

- ・ 架構形式：木造軸組構造、土壁、切妻棧瓦葺き
- ・ 建物規模 平面形状：桁行 2.538m x 梁間 5.061m、棟／軒高：3.283m/2.018m  
 平面積：11.921㎡、軒／屋根面積：17.700㎡/22.000㎡
- ・ 軸組 柱：□-98x88～□-120x125、天井梁、差鴨居：□-100～110x175、□-118x185
- ・ 壁 土壁t=60mm、浴室周りの木下地モルタル壁や煉瓦下地モルタル壁は詳細不明 無視
- ・ 目標耐震性能：水屋には浴室と井戸があり、主屋に隣接しているために、雨宿り等で見学者が滞留することも考えられる。文化庁の文化財建造物に関する規定に準じ、安全確保水準の耐震性能の確保を目標とした。

#### ・ 設計用荷重

##### 水屋の屋根、壁の固定荷重

屋根・床	仕 様	固定荷重(N/㎡)
水屋屋根 4.7寸勾配 α=1.10	棧瓦葺、葺土t=60mm、野地板t=9mm	(650+30x16+9x3.8)x1.10 =1809
	タル木□-55x60@300	(55x60/300)x3.8x1.10 = 46
	母屋□-110x127、天井梁等	130
		2000 ← 合計 1985
壁等	・ 土壁 t=65 mm (65)x16.0 =1040 → 1.10 kN/㎡	
	・ 煉瓦壁(t=60mm)+モルタル(t=25mmx2) (60+25x20)x20.0 =2200 → 2.20 kN/㎡	
	・ 大棟 (0.20+0.30)x0.3/2x20.0 =1500 → 1.50 kN/m	

#### □ 風荷重 (建築基準法施行令87条、告示1454号)

・ 速度圧： $q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2 / 1000 = 1.035 \rightarrow 1.10 \text{ kN/m}^2$

$E = E_r^2 \cdot G_f = 1.19$  ガスト係数： $G = 2.50$

$E_r = 1.7 \cdot (H/Z_g)^{\alpha} = 0.69$   $\alpha = 0.20$  (粗度区分：Ⅲ)

基準風速： $V_0 = 38 \text{ m/sec}$ 、 $Z_g = 450 \text{ m}$ 、 $H = 5.0 \text{ m}$  (建物の棟高さ)

風力係数を建築基準法施行令87条第3に準じて算定した結果を地震力との比較表に示す。

#### □ 建物の地震力 (建築基準法施行令88条)

当敷地の地域係数 ( $Z=0.9$ )、水屋は屋根の1質点として、中地震動時の節点荷重を算定する。

・ 水平力： $Q_i = C_i \cdot W_i$

$W_i$ ：屋根+天井、1階床重量

$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$

$C_o = 0.20$ 、 $R_t = 1.0$ 、 $T = 0.03 \cdot h$

$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha i - \alpha i}) \cdot 2T / (1+3T)$   $h$ ：屋根の平均高さ  $h=2.74\text{m}$

#### 設計用外力 地震力、風荷重

レベル	建物重量	地震力の算定				風荷重 速度圧： $q=1.10 \text{ kN/m}^2$			
		$W_i$	$\Sigma W_i$	$C_i$	$\Sigma Q_{ei}$	通行方向		直交方向	
	kN	kN	kN		(kN)	$\Sigma Q_w$	$\Sigma Q_w/Q_e$	$\Sigma Q_w$	$\Sigma Q_w/Q_e$
1階	55.3	51.4	51.4	0.18	9.2	6.7	0.73	6.7	0.67
基礎		3.9	55.3	0.09	9.6	9.8		12.6	

#### 4-2 現状建物 耐震・耐風性能の確認

##### 4-2-1 解析モデル

以下のような条件に基づいて、立体の解析モデルを作成し検討を実施した。

- .) 柱、横架材は等断面、無欠点の通直材のすぎ材として、それぞれの材料強度は目視等級甲種構造材2級とした。
- .) 柱と横架材の接合はピン接合とし、土壁内の貫は評価しなかった。
- .) 土壁厚さは60mmとして、重要文化財(建造物)耐震診断指針に係わる指針・要領「文化庁文化財部、平成24年6月に準じた土壁の復元力特性を採用し、図4.1に示した。
- ・ 層間変形角1/60 :  $Q_y = 60 \times 60 / 1000 = 3.60 \text{ kN/m}$   
1/30 :  $Q_u = 70 \times 60 / 1000 = 4.20 \text{ kN/m}$

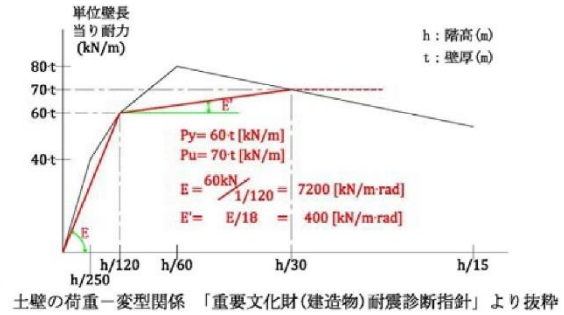


図4.1 土壁の復元力特性

- .) 屋根面は壁倍率 $N=0.50$ の水平構面として評価した。
- .) 礎石や煉瓦上の柱については、付加軸力が長期鉛直荷重を超えた時点で、軸方向の拘束を解除して浮き上がりを考慮した。
- .) 建物の負担水平力の性能は、 $A_i$ 分布に基づく水平力を作用させ、浮き上がりと部材の復元力特性、 $P-\Delta$ 効果を考慮しながら、静的増分解析により算定した。
- .) 地盤調査の結果を含めて表層地盤の増幅率を第2種地盤相当として、大地震動時の応答値を算定した。また、等価粘性減衰定数は履歴減衰に5%を付加した値を採用した。

礎石天端から屋根面までの柱と横架材、土壁による鉛直構面と、屋根面の水平構面に分けて図4.2の解析モデルに示した。

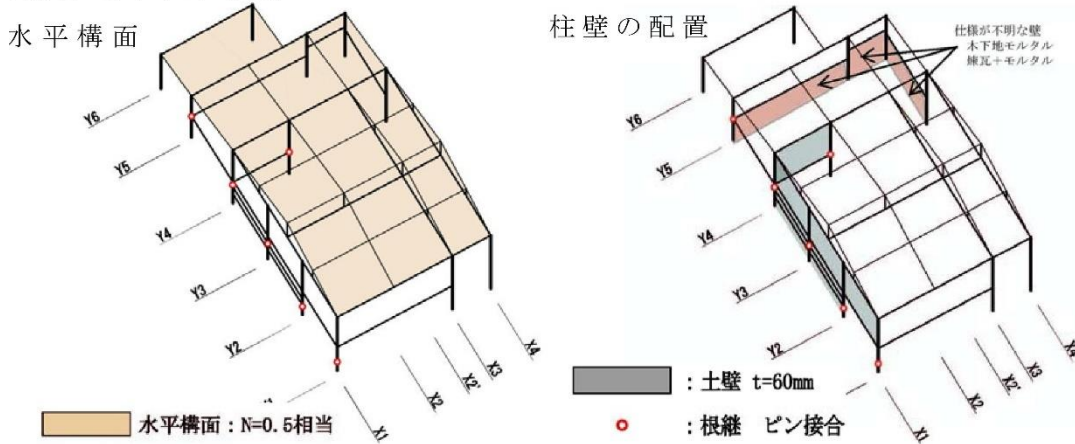


図4.2 現状 解析モデル

##### 4-2-2 現状建物 耐震・耐風性能

- ・ 柱断面120mm正角程度、横架材の柄30x110  
めり込み抵抗による仕口の降伏モーメント :  $rMy \leq 0.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 以下 → ピン接合
- ・ 半分近くの柱が根継ぎ、柱の高さ/柱断面の短辺 $>15$  → 柱の傾斜復元力無視
- ・ Y5列とX4列の腰壁の仕様不明 → 耐震要素としての性能評価が困難、無視

耐震要素はX1列とY4列の土壁のみ → 解析上不安定構造

柱・横架材の柄接合を考慮しても、耐震・耐風性能は明らかに及ばないと判断し、耐震性能の評価は省略し、補強後の耐震性能を検討した。

#### 4-3 補強後 耐震・耐風性能の確認

##### 4-3-1 補強方針と解析モデル

水屋は浴室のみが壁で囲まれ、それ以外は解放  
1列とY4列に配置された土壁とバランスを確保

↓  
合板耐力壁の採用は難しい。  
鉄骨フレームによる補強を採用

↓  
使い勝手上邪魔にならず、  
中央の井戸を避けた配置

↓  
1) X3列に2本の鋼管柱を設け、Y1列とY4列は地中  
梁を埋設して桁行方向は片持ち柱、梁間方向は  
中央の井戸を避けた門形フレームを採用

1) 背面Y6列 桁行方向の変形を拘束する片持ち柱と  
カウンターウェイトを兼ねた地中梁を配置

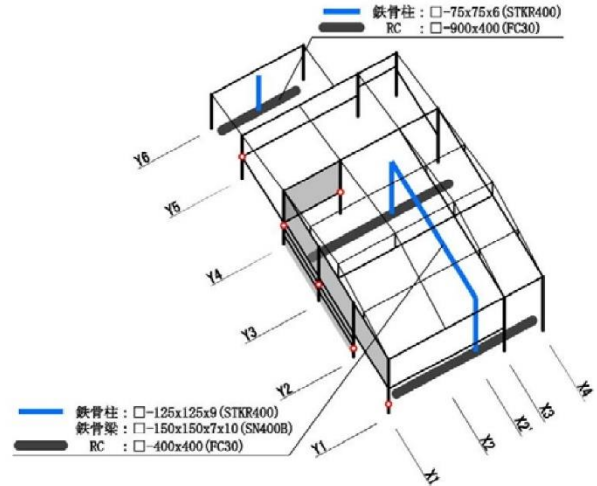


図4.3 補強後 解析モデル

##### 4-3-1 解析結果

増分解析結果より、各構面の荷重－変形曲線、安全確保水準と復旧可能水準の応答値の算定結果、安全確保水準の応答値の一覧を示した。

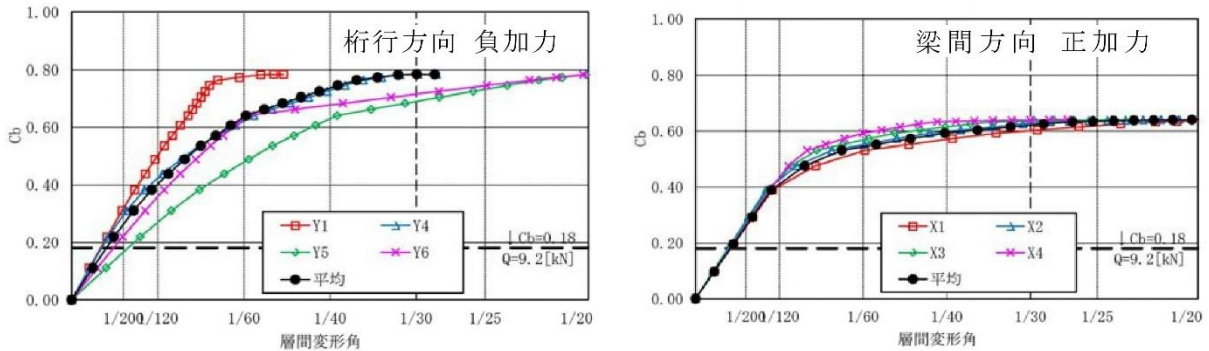


図4.4 補強後 各構面の荷重－変形曲線

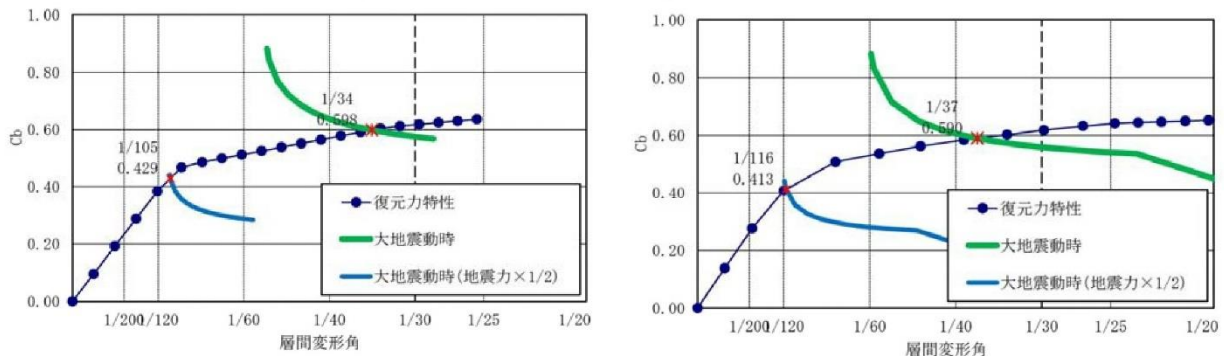


図4.5 補強後 応答値の算定

- 1) 建物の平面計画、軸組の構成共に対称性に乏しいために、正負加力の差が大きくなったかった。
- 2) 損傷限界時の水平力の負担性能は、ベースシア係数換算で桁行・梁間方向共に $Co=0.5$ 以上、安全限界時でも桁行・梁間方向で $Co=0.60$ 以上を確認し、水平耐力が大きく改善された。

表4.2 補強後 安全確保水準の応答値の算定結果一覧

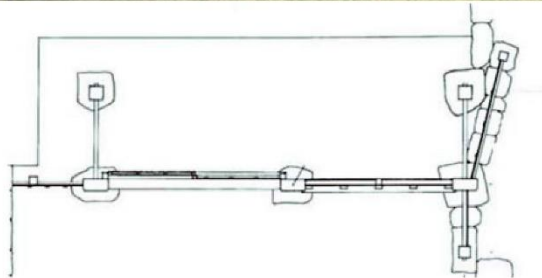
方向		$Co$	$Qo$ kN	層間変形角	
				平均	最大 / 最小
桁行	正加力	0.770	39.5	1/49	1/34 (Y5) 1/75 (Y1)
	負加力	0.598	30.7	1/34	1/30 (Y1) 1/73 (Y6)
梁間	正加力	0.590	30.3	1/37	1/29 (X1) 1/66 (X4)
	負加力	0.642	33.0	1/45	1/37 (X1) 1/76 (X4)

- 3) 大地震動時の水平力を1/2に低減した安全確保水準の応答値は、桁行方向の正負加力で平均層間変形角が1/49、1/39に、最大値が1/30となった。梁間方向の正負加力の平均層間変形角で1/37、1/45に、最大値で1/29となった。

- 4) 桁行・梁間方向の損傷限界時の負担水平力26.3kN、27.5kN、極めて稀な暴風時の桁行・梁間方向の水平力：6.7x1.6=10.7kNに対して、補強を施すことで十分な耐風性能を確保できた。



§ 5 表門 耐震・耐風性能の検討  
5-1 建築概要、設計用外力の要約



平面図

断面図  
 架構形式：二間薬医門大戸立て  
 棧瓦葺  
 構造規模：冠木天端：2.241m  
 本柱間幅：3.636m  
 (数値は実測値)  
 本柱：□-124x248  
 控柱：□-140x140、□-118x118  
 冠木：□-250x148  
 貫：□-42x118、□-30x101

目標耐震性能：復旧可能水準、安全確保

設計用外力 地震力、風荷重

レベル	建物重量 Wi kN	地震力の算定				風荷重 速度圧： $q=1.10 \text{ kN/m}^2$			
		Wi kN	$\Sigma Wi$ kN	Ci	$\Sigma Q_{ei}$ (kN)	通行方向		直交方向	
1階 基礎	39.42	37.06 2.36	37.06 39.42	0.18 0.09	6.67 6.88	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$
						9.78	1.47	1.97 2.32	0.30

通行方向屋根の風力係数： $C_f = 0.81 \sim 0.06$ 、風圧力： $w = 0.89 \sim 0.06$

5-2 表門 現状 耐震・耐風性能の確認

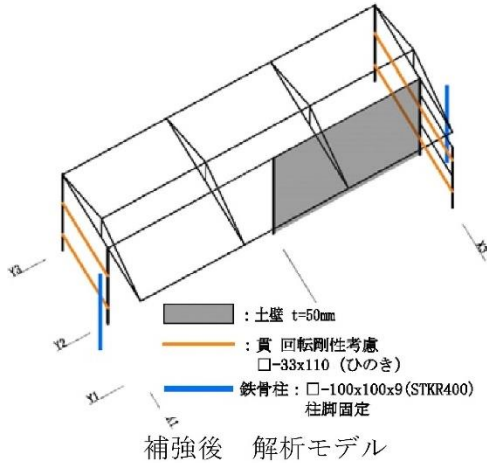
土壁のせん断耐力、傾斜復元力、貫のめり込み耐力により負担水平力を算定する。

直交方向	通行方向
<p>土壁の土壁：<math>t=60\text{mm}</math>  <math>Q_s=5.5 \times 0.60 \times 1.685 = 5.56 \text{ kN}</math>  <math>Q_e=5.5 \times 0.60 \times 1.685 = 5.56 \text{ kN}</math></p>	<p>貫のめり込み降伏 <math>Q_u=2.07+1.38 = 3.45 \text{ kN}</math>  <math>H=2.21\text{m}</math>  <math>Q_e=\Sigma Mr/H=1.56 \text{ kN}</math></p>
土壁 $t=55\text{mm}$ $Q_e=5.5 \times 0.60 \times 1.685 = 5.56 \text{ kN}$ 傾斜復元力 1/100 $3.79$ $C_o=0.25 \leftarrow 9.35 \text{ kN}$	貫のめり込み降伏 $Q_u=2.07+1.38 = 3.45 \text{ kN}$ 傾斜復元力 1/100 $1.50$ $C_o=0.13 \leftarrow 4.95 \text{ kN}$
→ 稀な風荷重 < 水平耐力 OK	→ 稀な風荷重 > 水平耐力 NG

5-3 表門 補強後 耐震・耐風性能の確認

補強案：左右の本柱下に基礎を設け、鋼管柱を立ち上げ、冠木と緊結し鋼管の片持ち柱で負担するように計画した。直交方向の土壁と通行方向を貫の効果は考慮した。

補強後の解析モデルと増分解析の結果より、損傷限界時の負担せん断力と層間変形角、復旧可能水準レベルの応答値の算定結果を以下に示した。

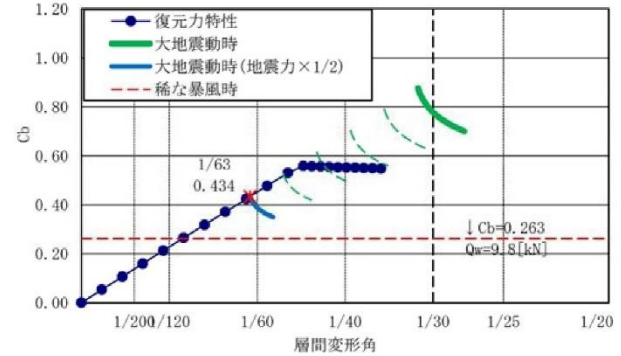
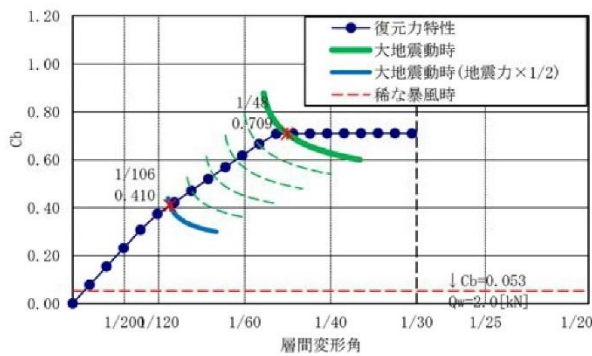
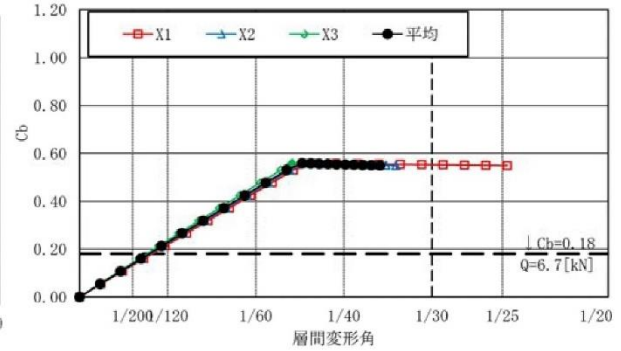
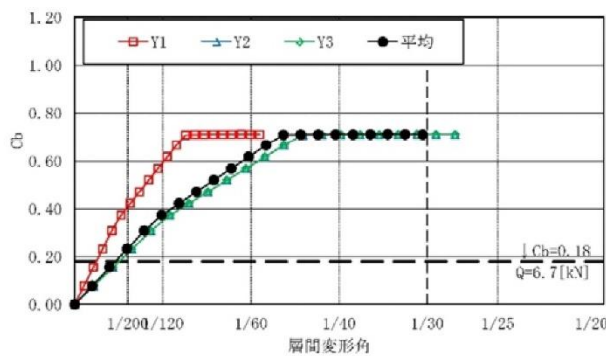


損傷限界時、復旧可能水準の負担水平力と層間変形角

加力方向		損傷限界時			復旧可能水準		
		Co	Qo	$\gamma_{av}$	Co	Qo	$\gamma_{av}$
直交	正	0.617	23.0	1/61	0.409	15.2	1/106
	負	0.616	23.0	1/61	0.410	15.2	1/106
通行	正	0.435	16.2	1/61	0.435	16.2	1/61
	負	0.432	16.1	1/59	0.432	16.1	1/59

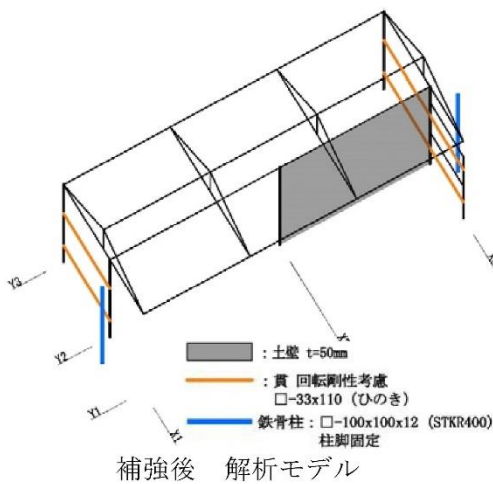
- 1) 復旧可能水準の応答値は損傷限界変形に達する前の弾性範囲内で得られた。
- 2) 直交方向は土壁と片持ち柱の合算であることから、正負方向の差は殆ど無いが、通行方向は左右の袖柱と貫の配置が異なるために、荷重-変形曲線片持ち柱補強後の解析モデルに差が現れた。
- 3) 通行方向の稀な暴風時の水平力：9.78kN < 損限界時の負担水平力：16.2kNを確認した。

従って、目標の復旧可能水準の耐震性能、稀な暴風時の耐風性能を満足していることが確認できた。



5-4 表門 補強後 安全確保水準 耐震性能の確認

安全確保水準の耐震性能を満足するためには、通行方向の鋼管柱の断面を□-100x100x12にする必要が生じた。補強要領は変えずに断面性能を変えて検討した結果を以下の示した。増分解析の結果より、損傷限界時と安全限界時、復旧可能・安全確保水準の負担水平力と層間変形角を以表に示した。また、増分解析結果の荷重-変形曲線、応答値の算定結果を下図に示した。

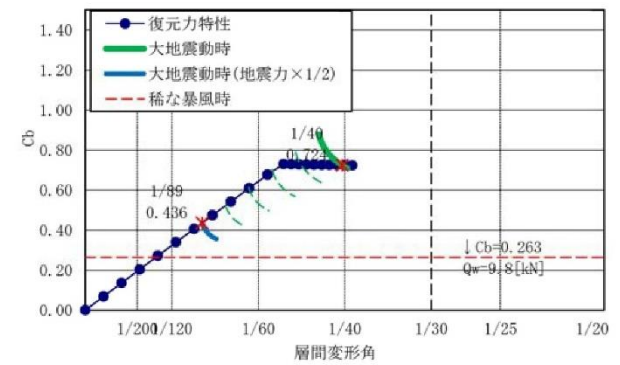
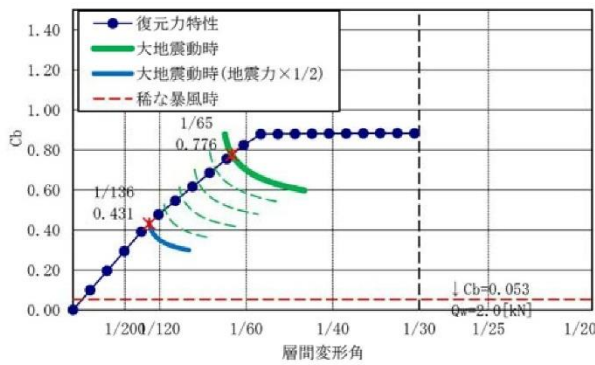
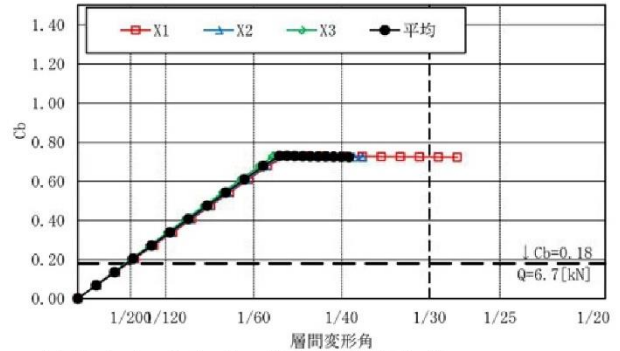
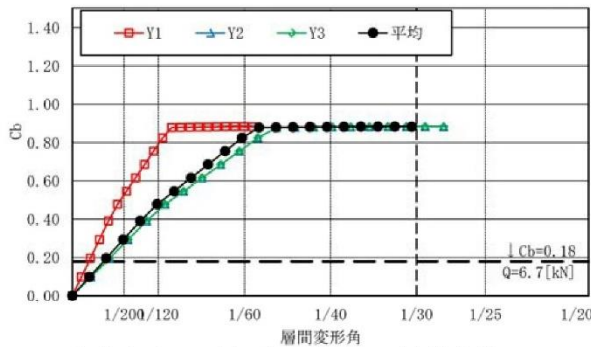


損傷限界時、安全限界時の負担水平力と層間変形角

加力方向	損傷限界時			安全限界時			
	Co	Qo	$\gamma_{av}$	Co	Qo	$\gamma_{av}$	
直交	正	0.755	28.1	1/62	0.882	32.8	1/30
	負	0.755	28.1	1/62	0.882	32.8	1/30
通行	正	0.649	24.1	1/62	0.774	28.8	1/34
	負	0.610	22.7	1/63	0.723	26.9	1/39

復旧可能・安全確保水準の負担水平力と層間変形角

加力方向	復旧可能水準			安全確保水準			
	Co	Qo	$\gamma_{av}$	Co	Qo	$\gamma_{av}$	
直交	正	0.431	16.0	1/136	0.776	28.9	1/65
	負	0.431	16.0	1/136	0.776	28.9	1/65
通行	正	0.438	16.3	1/92	0.773	28.8	1/44
	負	0.436	16.2	1/89	0.724	27.0	1/40



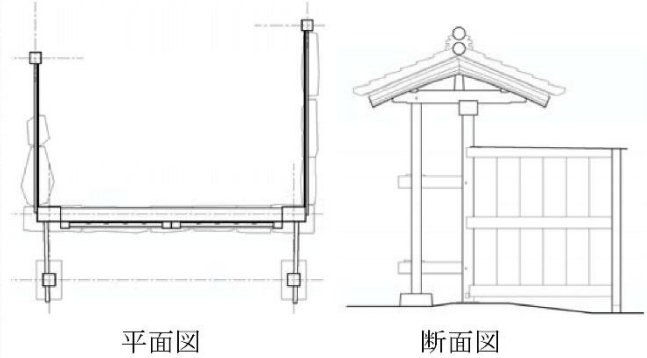
鋼管断面の性能を向上させた分負担性能が向上し、直交方向は安全確保水準に対して弾性範囲内で、応答値の層間変形角1/65が得られた。通行方向は正負加力ではそれぞれ1/44、1/40となり、補強柱が降伏した直後であった。

従って、補強鋼管柱の板厚を上げるだけで、安全確保水準の目標耐震性能を確認することができた。

5-5 基礎地盤の検討

- ・ 接地圧の算定サウンディングによる長期許容鉛直支持力： $q_a=35.9\text{kN/m}^2 \rightarrow$  終局支持力 $107.7\text{kN/m}^2$
- ・ 本柱下に直接基礎： $1.95\text{m} \times 1.95\text{m} \times 0.20\text{m}$  底盤深さ $0.50\text{m}$ の基礎
- ・ 安瀬確保水準時ベースシア係数： $C_o=0.776 \rightarrow$  最大値接地圧 耐力 $104.1\text{kN/m}^2$

§ 6 裏門 耐震・耐風性能の検討  
6-1 建築概要、設計用外力の要約



架構形式：薬医門、棧瓦葺  
構造規模：冠木天端：2.063m、本柱間隔：1.970m  
(数値は実測値)  
本柱：□-118x188、控柱：□-100x100、□-88x88  
冠木：□-188x142、貫：□-30x118

・目標耐震性能：復旧可能水準、安全確保

設計用外力 地震力、風荷重

レベル	建物重量 Wi kN	地震力の算定				風荷重 速度圧： $q=1.10 \text{ kN/m}^2$			
		Wi kN	$\Sigma Wi$ kN	Ci	$\Sigma Q_{ei}$ (kN)	通行方向		直交方向	
1階 基礎	15.54	15.18	15.18	0.18	2.73	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$	$\Sigma Q_w$ (kN)	$\Sigma Q_w/Q_e$
		0.36	15.54	0.09	2.76	5.10	1.87	1.51	0.55
						8.10		1.86	

通行方向屋根の風力係数： $C_f = 0.81 \sim 0.06$ 、風圧力： $w = 0.89 \sim 0.06$

6-2 裏門 現状 耐震・耐風性能の確認

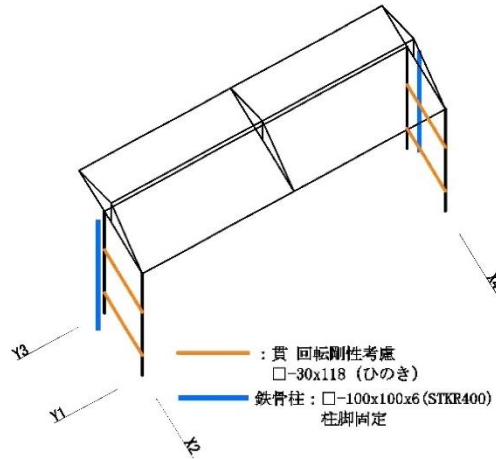
通行方向の2段の貫と傾斜復元力により、耐震・耐風性能を確認した。

直交方向	通行方向
<p>・傾斜復元力 1/100      1.35 kN  <math>C_o = 0.089</math>      ←      1.35 kN</p> <p>→ 稀な風荷重 &gt; 水平耐力      NG</p>	<p>・貫のめり込み降伏  <math>Q_u = (0.39 + 0.58) * 2 / 1.921 = 1.01 \text{ kN}</math></p> <p>・傾斜復元力 1/100      0.81  <math>C_o = 0.12</math>      ←      1.82 kN</p> <p>→ 稀な風荷重 &gt; 水平耐力      NG</p>

### 6-3 裏門 補強後 耐震性能の確認

補強案①：左右の本柱に基礎を設け鋼管柱を立ち上げ、冠木と緊結し鋼管の片持ち柱で負担するよう計画した。直交方向の貫の効果は考慮した。

通行方向については、2段の貫の効果は考慮し、直交方向については鋼管柱のみの性能で、増分解析を実施し、損傷限界時と安全限界時、復旧可能・安全確保水準の負担水平力と復旧可能水準の応答値を算定し以下に示した。



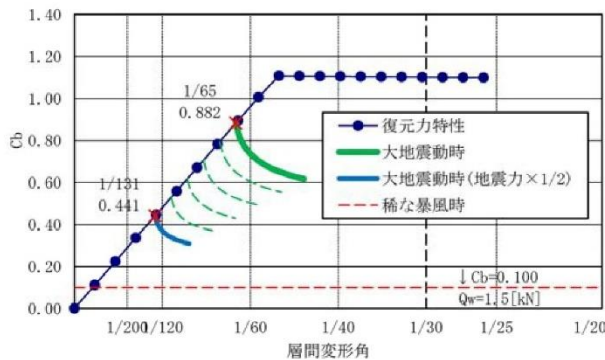
補強後 解析モデル

損傷限界時、安全限界時の負担水平力と層間変形

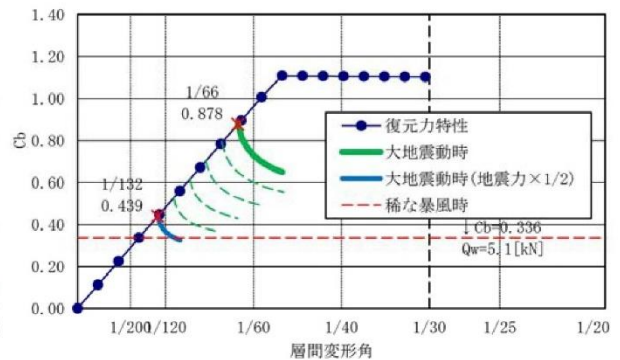
加力方向	損傷限界時			安全限界時			
	Co	Qo	$\gamma_{av}$	Co	Qo	$\gamma_{av}$	
直交	正	1.006	15.3	1/57	1.102	16.7	1/30
	負	1.006	15.3	1/57	1.102	16.7	1/30
通行	正	1.007	15.3	1/57	1.103	16.7	1/30
	負	1.112	17.0	1/57	1.244	18.9	1/30

復旧可能・安全確保水準の負担水平力と層間変形角

加力方向	復旧可能水準			安全確保水準			
	Co	Qo	$\gamma_{av}$	Co	Qo	$\gamma_{av}$	
直交	正	0.441	6.7	1/131	0.882	13.4	1/65
	負	0.441	6.7	1/131	0.882	13.4	1/65
通行	正	0.439	6.7	1/132	0.878	13.3	1/66
	負	0.441	6.7	1/147	0.882	13.4	1/73



直交方向 正加力 応答時の算定結果



通行方向 正加力 応答時の算定結果

- 1) 直交方向の正負加力と通行方向の正加力は、全ての耐力が補強鋼管柱の曲げ耐力で決まり、同じ性能であることを改めて確認した。通行方向の負加力のみが貫の効果は加算され水平力の負担性能が若干向上した。
- 2) 直交方向共の復旧可能水準の応答値は1/131、安全確保水準は1/65の損傷限界変形以下の弾性範囲内で得られた。通行方向正加力の復旧可能水準は1/132、安全確保水準は1/65、負加力は貫の性能が加算されるためにそれぞれ1/147、1/73で、弾性範囲内で大地震動時の応答値が得られた。
- 3) 通行方向の稀な暴風時の水平力：5.10kN < 損傷限界時の負担水平力：15.3kNを確認した。

従って、目標の安全確保水準に対しても十分な耐震性能が得られることが確認できた。

補強案②：既存本柱の曲げ耐力を活用し、柱脚に基礎から立ち上げた鋼管柱と本柱を緊結し、必要水平耐力を確保する。

既存柱の曲げ耐力を確認する。Fb=3.42 kN/cm<sup>2</sup>、Ew=900 kN/cm<sup>2</sup>、Hb=1.45m

・ 通行方向□-188x118、Zc=(18.8-3.5)x11.82/6 = 355.1 cm<sup>3</sup>

Mb= 12.14kN・m、Qy= 8.37kN、ΣQy= 16.75kN → Co=1.11

δc= Qy・Hb<sup>3</sup>/(3・Ew・Iy) = 3.67 cm ← Iy=2574 cm<sup>4</sup>

補強部分の変形は無視すると、Ho/δc= 56.16 ← Ho=2.063 m

・ 直交方向□-188x118、

Zc=11.8x(18.83-3.53)/12/(18.8/2)= 690.6 cm<sup>3</sup>

Mb= 23.62 kN・m、Qy=16.29 kN、ΣQy= 32.58 kN → Co=2.15

δc= Qy・Hb<sup>3</sup>/(3・Ew・Ix) = 2.78 cm ← Ix=6607 cm<sup>4</sup>

補強部分の変形は無視すると、Ho/δc=74.11 ← Ho=2.063 m

本柱の水平力の負担性能は、ベースシア係数に換算してCo=1.0以上の性能が確認できた。

基礎から立ち上げる鋼管柱：□-100x100x6(STKR400)、Z=62.3 cm<sup>3</sup>

柱脚補強鋼管の検定には、通行方向安全確保時のベースシア係数：Co= 0.868を採用した

Qc= 6.59 kN、Mo=13.6 kN・m、 ← Ho= 2.063 m

Qsc= 28.85 kN、Mf=25.13 kN・m ← Hsc= 0.471 m

鋼管の礎石天端から基礎天端までの距離：Hf=0.40 m

既存柱芯と鋼管芯の離れ(Ls=0.35 m)を考慮すると捻りモーメント(Mt=10.1 kN・m)発生する。

σb=Mf/Z= 40.34 kN/cm<sup>2</sup>、τmax=Mt/(2・Ac・t)= 37.30 kN/cm<sup>2</sup> ← Ac= 22.56 cm<sup>2</sup>

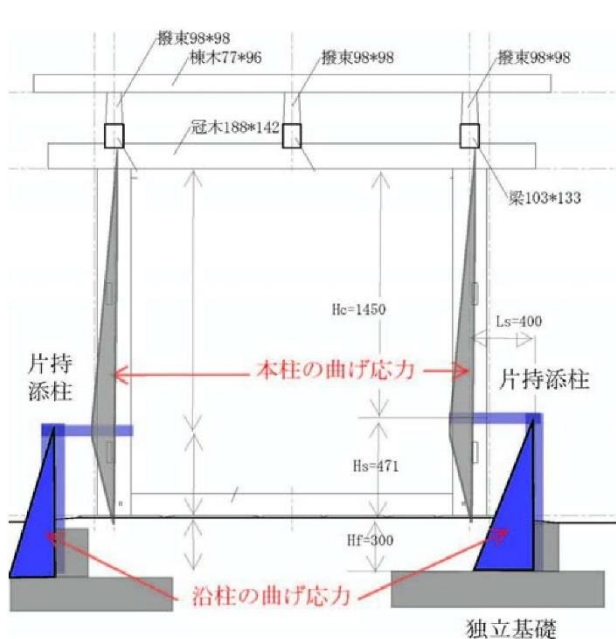
(σb<sup>2</sup>+3・τmax<sup>2</sup>)<sup>0.5</sup> = 76.17kN/cm<sup>2</sup> > Fb=23.5 kN/cm<sup>2</sup> NG → □-125x125x12に変更

□-125x125x12 Z=165 cm<sup>3</sup>、Ac= 54.2cm<sup>2</sup>

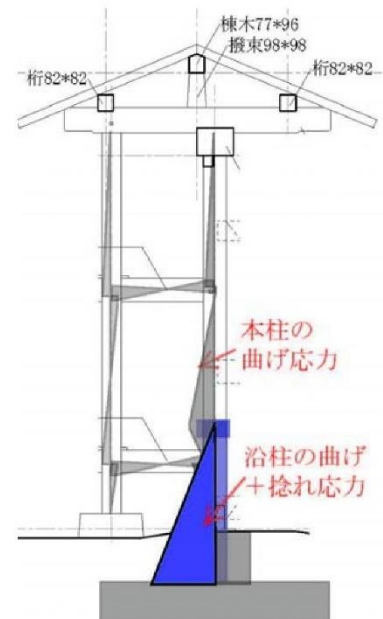
σb=Mf/Z = 15.23kN/cm<sup>2</sup>、τmax= Mt/(2・Ac・t) = 10.3 kN/cm<sup>2</sup>

(σb<sup>2</sup>+3・τmax<sup>2</sup>)<sup>0.5</sup> = 23.52kN/cm<sup>2</sup> ≒ Fb= 23.5 kN/cm<sup>2</sup> OK

通行方向については、補強鋼管柱が捻れを受け、□-125x125x12の必要がある。

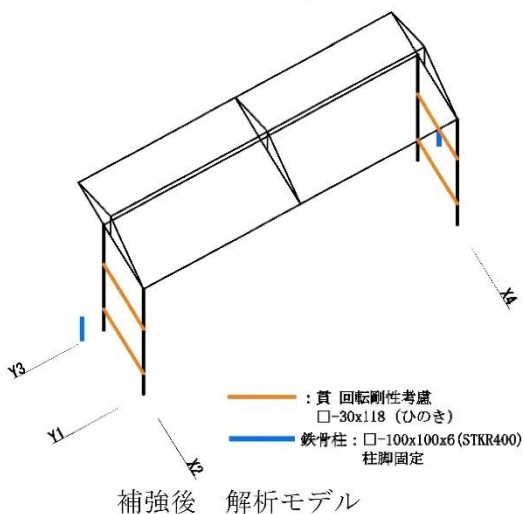


本柱の応力 直交方向



本柱の応力 通行方向

裏門の脚部に片持の鋼管柱を追加した解析モデルと、貫の効果、傾斜復元力を考慮して、増分解析の結果より、損傷限界時と安全限界時、復旧可能・安全確保水準の負担水平力と復旧可能水準の応答値を算定し以下に示した。



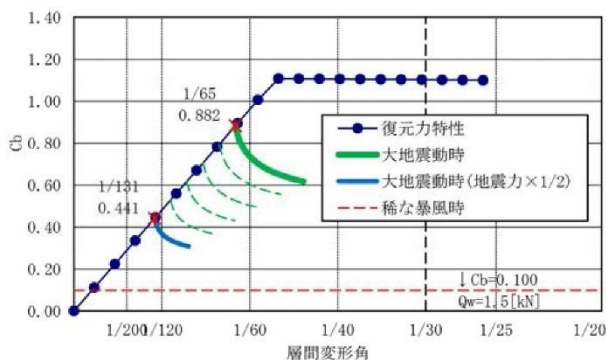
補強後 解析モデル

損傷限界時、安全限界時の負担水平力と層間変形

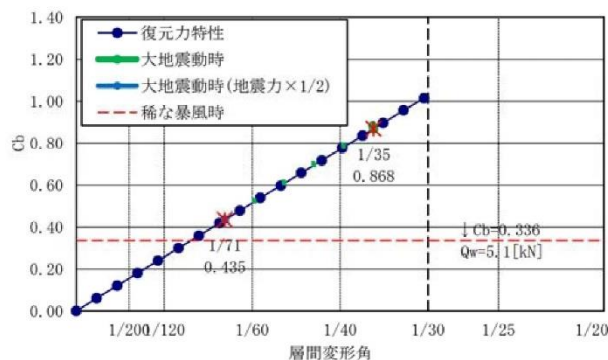
加力方向	損傷限界時			安全限界時			
	Co	Qo	$\gamma av$	Co	Qo	$\gamma av$	
直交	正	0.815	12.4	1/57	1.115	16.9	1/30
	負	0.815	12.4	1/57	1.115	16.9	1/30
通行	正	0.539	8.2	1/57	1.015	15.4	1/30
	負	0.614	9.3	1/57	1.099	16.7	1/30

復旧可能・安全確保水準の負担水平力と層間変形角

加力方向	復旧可能水準			安全確保水準			
	Co	Qo	$\gamma av$	Co	Qo	$\gamma av$	
直交	正	0.441	6.7	1/106	0.882	13.4	1/53
	負	0.441	6.7	1/106	0.882	13.4	1/53
通行	正	0.435	6.6	1/71	0.868	13.2	1/35
	負	0.439	6.7	1/83	0.833	12.6	1/41



直交方向 正加力 応答値の算定結果



通行方向 正加力 応答値の算定結果

- 1) 補強案①に対して、補強案②は既存柱の曲げ耐力と剛性に依存することから、損傷時限界時や安全限界時の負担水平力は低下した。直交方向は明らかに左右対称であるが、通行方向は貫の効果を加算される分負方向加力の水平力の負担性能が若干大きくなった。
- 2) 直交方向の復旧可能・安全確保水準の応答値は1/106、1/57となった。通行方向の正加力の復旧可能・安全確保水準の応答値は1/71、1/35に、負加力時はそれぞれ1/83、1/41となった。通行方向と直交方向は本柱の長方形断面の断面性能差によって、負担水平力と変形性能に明確な差現れたが、両方向の正負加力共に、安全確保水準の応答値も弾性範囲内に収まった。
- 3) 通行方向の正加力は袖柱が浮き上がり貫が有効に働かないが、負加力では貫が働く分負担水平力は若干増加するが、正負加力の差は小さく、 $Co=1.0$ を超えて本柱が曲げ耐力に達した。
- 4) 通行方向の稀な暴風時の水平力：5.10kN < 損限界時の負担水平力：8.2kNを確認した。

従って、安全確保水準に対しても十分な耐震性能が得られることが確認できた。

#### 6-4 基礎地盤の検討

- ・ 接地圧の算定サウンディングによる長期許容鉛直支持力： $qa=48.6\text{kN/m}^2 \rightarrow$  終局支持力 $145.8\text{kN/m}^2$
- ・ 本柱下に直接基礎：1.57mx1.57mx0.20m 底盤深さ0.50mの基礎
- ・ 安全確保水準時ベースシア係数： $Co=0.882 \rightarrow$  最大値接地圧 耐力 $132.9\text{kN/m}^2$