

第 4 章 現状構造評価

第1節 概要

日本庄商業銀行煉瓦倉庫は、将来的な地震動予測からも巨大地震に遭遇する危険性の低い良好な立地にあると言え、過去においても、明治期の建立以降、倒壊を生じる程の過酷な地震動には遭遇してこなかったものと思われる。直下の良好な地盤故か、地盤沈下等による亀裂も見られない。また、明治期の建立以降、持ち主の移行に伴う用途転用による増改築がなされながらも現在まで継続的に使用されてきたためか、煉瓦壁及び木造部共に極めて状態がよい。構造形式として、入母屋造りの屋根は、妻壁が三角形の切妻形式に比べて地震による倒壊の危険性が低いこと、また和小屋ではなくキングポストトラスを用いていることなど、構造的に有利な特徴を有している。木造継手における金物の使われ方も構造的に理に適っている。また、煉瓦壁体に木骨を有さない純粋な煉瓦造と言え、煉瓦壁体が木骨の材料的劣化の影響を受けない形式であることも、今後保存再生活用していくことを考えれば利点であると言える。しかし、長手構面が控壁の無い隣接壁間距離が36mの煉瓦壁であること、また2階床面及び屋根面において剛床仮定が成立しないと想定される木の床板及び野次板の形式であることが、耐震性を議論する際に問題となる。

それら特徴を踏まえ、現状の耐震性評価を主眼に置き、2節・煉瓦壁サンプルコアの目地せん断試験、3節・Is値算定による耐震診断、4節・振動計測による振動特性評価、5節・FEMモデルを用いた許容応力度計算による煉瓦壁の耐震性評価、6節・FEMモデルを

用いた許容応力度計算による木造部材における安全性評価、という構成で研究調査報告を記す。まず、2節については、耐震性を評価する上で最も基本となる煉瓦壁の強度についてサンプルコア採取によるせん断強度試験を実施し、当該建物の煉瓦壁の強度推定を行った。その強度推定結果に基づき、3節以降の耐震性評価を行っている。3節では、社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建物の耐震診断規準を参考としIs値算定に基づく耐震診断を行った。4節では、振動特性の把握とFEMモデルの煉瓦壁の材料定数の同定及びモデル化の妥当性確認を目的として振動計測を実施した結果について記した。5節では、4節の振動計測による煉瓦壁の材料定数の同定結果に基づいたFEMモデルを用いて、許容応力度計算による煉瓦壁の耐震性評価を行った。加えて、6節では、当該建物の木造トラス部及び2階床梁等の木造部における安全性評価を行った。保存再生活用における具体的な補強の方針及び提案については、5章にて記す。



図 4-1 振動計測の様子 (第4節)

第2節 煉瓦壁サンプルコアの目地せん断試験

1. 試験概要

旧本庄商業銀行倉庫の煉瓦壁体からφ150mmのサンプルコア試験体を3本採取し、目地のせん断試験を行った。試験体寸法及び試験方法については、文献等¹を参考とした。各試験体をBW-S1、BW-S2、BW-S3、BW-S1-1、BW-S1-2とし、採取されたサンプルコアの寸法を図4-2-2に示す。外部委託業者によるサンプルコア採取時に部分的に破壊が生じ、図4-2-2に示すように一部非対称な形状の試験体となった。それぞれの採取箇所は図4-2-3、4-2-4に示す。また、BW-S1の試験にて片面の隅部のみ破壊する結果となったため、残りの面を用いて長さ方向に2等分してBW-S1-1、S1-2とし、追加試験を行った。

せん断試験の概要図を図1に示す。載荷速度は0.2mm/minとした。また、採取された試験体の形状に応じて、1面せん断試験及び2面せん断試験とした。試験荷重の最大値から式(1)を用いて目地のせん断強度を算定するものとした。

$$\tau = P/A \quad \dots \dots \dots (1)$$

- τ : 目地のせん断強度 (N/mm²)
- P : 試験荷重 (N)
- A : せん断面の面積 (mm²)

各試験体のせん断強度、含水率、目地の有効せん断面積を表4-2-1に示す。含水率の計測には、株式会社ケツト科学研究所のHI-520を用いて測定方法は高周波容量式

(20MHz)とした。それぞれの試験体の結果及び写真等は、参考資料「現状構造評価関連資料」に付した。

2. 試験結果の考察

試験結果より得られるせん断強度を考察する。全試験体の応力度・変位関係を図4-2-6に示す。BW-S1では応力度が0.3N/mm²を超えた時点で目地の破壊が始まり、最終的に荷重を負担したのは、片面の隅部のみと考えられ、有効せん断面積は169cm²とした。BW-S2では目地に不用意な応力が生じたことにより、せん断強度を正しく把握できない。BW-S3はグラフのはじめにキャッピングのゆるみが見られるもののその後の強度に関する値は正しく把握できる。BW-S1-1,2はキャッピングのゆるみもほぼなく明瞭にせん断強度が把握できる。

全ての試験のせん断強度の平均は0.337N/mm²となるが、BW-S2に関してはキャッピング方法の不具合によりせん断面の目地に力が均等に伝達せず値が低い結果となったことから、BW-S2の結果を除外すると、せん断強度の平均は、0.397N/mm²となる。この結果は、煉瓦造建物の耐震診断規準¹において提案されている煉瓦壁のせん断強度の上限値0.45N/mm²^{注1}の0.88倍の値となり、概ね上記規準の値と一致する。コンクリート試験等と同様に短期許容せん断応力度を強度の2/3倍、長期許容せん断応力度を強度の1/3倍として求めると、短期許容せん断応力度は0.265N/mm²、長期許容せん断

注1 : 煉瓦造建物の耐震診断規準においては、日本建築学会、組積造設計規準・同解説(1964)3の示す短期許容応力度0.225N/mm²の2倍の値である0.45N/mm²を煉瓦壁の強度の上限値として提案している。

応力度は 0.132N/mm^2 と算出される。日本建築学会、組積造設計規準・同解説 (1964) 及び煉瓦造建物の耐震診断規準では、短期許容せん断応力度は 0.225N/mm^2 と示されており、今回の実験結果は規準の 1.18 倍となる。また、上記文献より、許容引張り応力度は、許容せん断応力度の値と同じ値を用いてよいとされており、本報告においてもそれに倣った。以上より、5 節および 5 章において採用する短期許容引張り応力度及び短期許容せん断応力度を 0.225N/mm^2 と設定する。

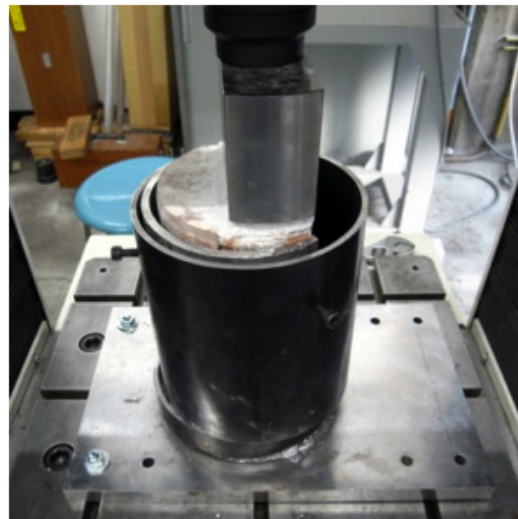
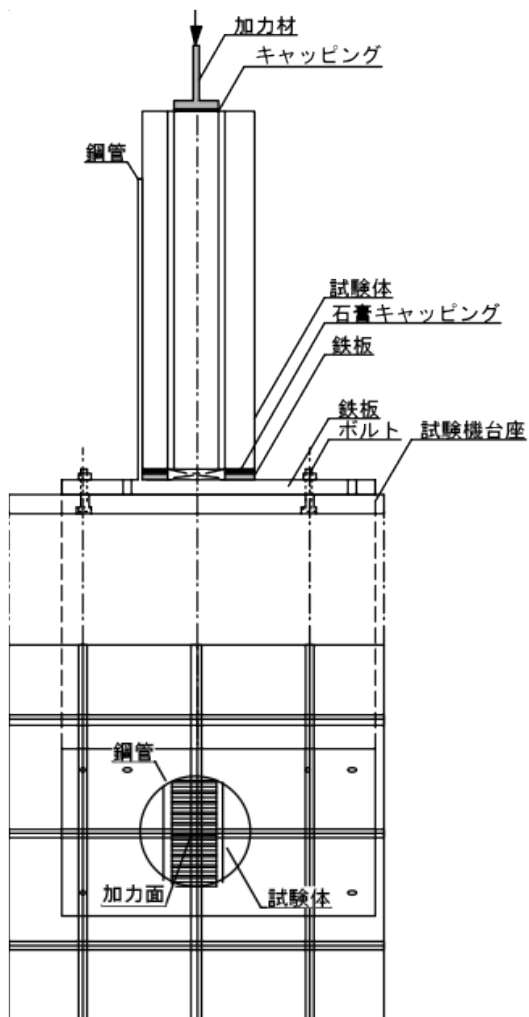


図 4-2-1. せん断試験概要

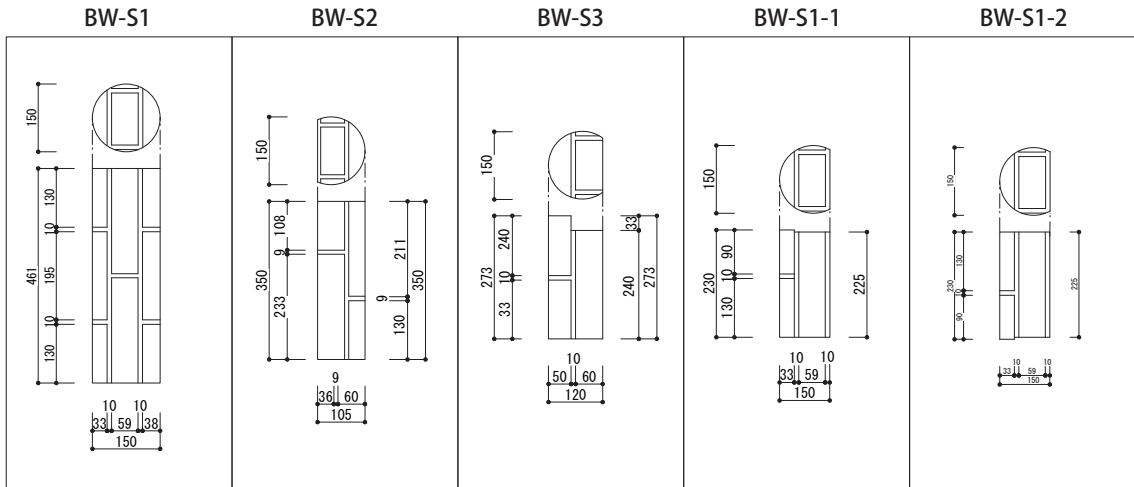


図 4-2-2. 各試験体寸法

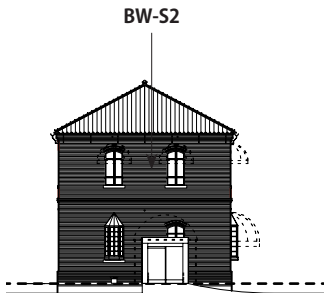


図 4-2-3. BW-S2 採取箇所

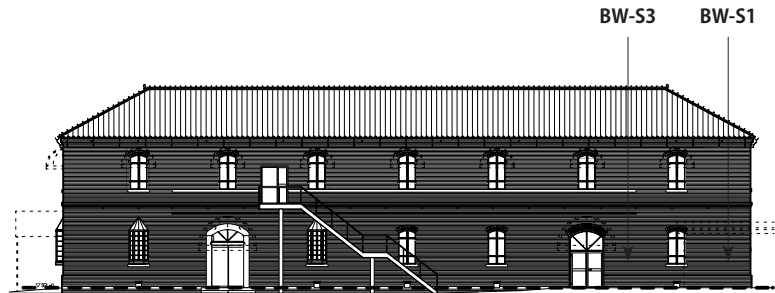


図 4-2-4. BW-S1, BW-S3 採取箇所

表 4-2-1. 各試験体のせん断強度

	BW-S 1	BW-S2	BW-S3	BW-S1-1	BW-S1-2
せん断強度 [N/mm ²]	0.451	0.099	0.328	0.516	0.343
含水率 [%]	6.7	4.5	5.6	7.5	6.2
有効断面積 [cm ²]	169	441	336	270	270



図 4-2-5. サンプルコア採取時

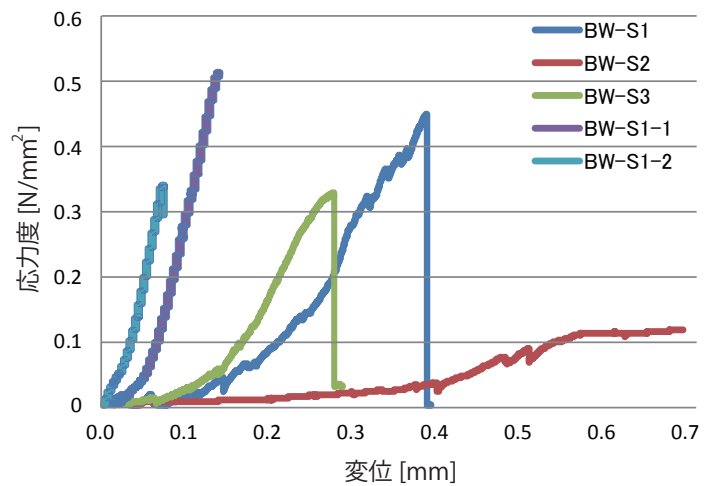


図 4-2-6. せん断応力度・変位関係

第3節 Is 値算定による耐震診断

1. 概要

本節では、当該建物の耐震診断として、社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建物の耐震診断規準¹を参考に耐震診断を行う。それに加え、5節にて、同規準では規定されていない項目や、より詳細な評価が必要であると判断され、FEM解析によって変位、応力を求め、許容応力度計算を用いて、当該建物の耐震性評価を行う。

現在、煉瓦造建物の耐震診断法に関する法規及び学会規準は定められていない。文化財の耐震診断法として用いられる文化庁文化財部による耐震診断指針に関しても煉瓦造に関しては示されていない。社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建築物の耐震診断規準は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準を基に、材料強度、経年指標、形状指標について煉瓦造の性能を反映し、中小規模の標準的な煉瓦造建物が適用することを目的に近年提案されたものである。耐震診断結果の表に示す各項目、数値についての詳細な説明は（参考資料「現状構造評価関連資料」）煉瓦造建物の耐震診断基準にて記した。

2. 耐震診断結果

表 4-3-1 には、同規準を参考に設定した煉瓦壁の強度を示す。表 4-3-2 及び表 4-3-3 に、Is 値の算出に必要な経年指標 T および形状係数 S_D の算定及びその結果を示す。表 4-3-2 に示すように、当該建物は極めて状態のよい煉瓦壁を有しており、そのため経年指標 T による低減は概ね無いと判断される一方、当該建物における構造的な問題点として、床面における剛床性の不足、長手構面における隣接壁間距離が長いことが挙げられるが、それらについては、表 4-3-3 の形状係数 S_D の k1 および g2 において反映されている。

表 4-3-4 に、壁のせん断耐力に関する耐震診断結果を示す。X 方向の 1 層において、Is 値が 0.354 となり、Is 値 0.6 以上を満たしておらず、壁のせん断耐力に関して、地震の振動及び衝撃に対して倒壊、又は崩壊する危険性がある。表 4-3-5 及び表 4-3-6 には、長手及び短手構面の煉瓦壁の面外耐力（高さ方向）の耐震診断結果を示す。長手及び短手構面共に、1 層及び 2 層において、高さ方向の面外曲げモーメントにより、引張り破壊を生じ壁が崩壊する危険性がある。

表 4-3-1. 想定した煉瓦壁の強度

圧縮	せん断	引張
4.5 N/mm ²	0.45 N/mm ²	0.45 N/mm ²

表 4-3-2. 経年指標 T の算定表

* 表中の数値は減点数

項目	程度	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化		
		a	b	c	d	e	f
部位	範囲	1. 不同沈下に関連するひび割れ	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形	1. a,bには該当しない軽微な構造ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ	1. 雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し	1. 雨水・漏水、化学薬品等によるコンクリートの著しい汚れ、またはしみ
		2. 誰でも肉眼で認められる臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. 離れると肉眼では認められない臥梁のせん断ひび割れ、または斜めひび割れ	2. a,bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ	2. 鉄筋の腐食	2. コンクリートの鉄筋位置までの中酸化または同等の材令	2. 仕上げ材の著しい剥落
部位	範囲	3. 壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	3. 離れても肉眼で認められる臥梁の曲げひび割れ、または垂直ひび割れ	3. 連続しない局部的なれんが割れ	3. 火災によるコンクリートのはだわかれ	3. 仕上げ材の著しい剥落	3. 仕上げ材の著しい剥落
		4. 鉛直方向のひび割れ	4. 鉛直方向のひび割れ	4. 連続しない目地部の肌別れ、ひび割れ	4. 化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質	4. 局部的なれんがの欠損、凍害	4. 目地モルタルの表面劣化
床※	小梁を含む	① 総床数の1/3以上	5. 目地の欠損、肌別れ	5. 広範囲のれんがの凍害、欠損	5. 広範囲の目地抜け	5. 連続する目地抜け	5. 連続する目地抜け
		② 同上1/3~1/9	6. 連続しない目地部の肌別れ、ひび割れ	6. 広範囲の目地抜け	6. 広範囲の目地抜け	6. 広範囲の目地抜け	6. 広範囲の目地抜け
基礎梁 臥梁	① 1方向につき総部材数の1/3以上	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	② 同上1/3~1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.008	0
	③ 同上1/9未満	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
れんが 壁	① 1方向につき総部材数の1/3以上	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	② 同上1/3~1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	③ 同上1/9未満	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
減点数 集計欄	① 総部材数の1/3以上	0.150	0.045	0.011	0.150	0.045	0.011
	② 同上1/3~1/9	0.050	0.015	0.004	0.050	0.015	0.004
	③ 同上1/9未満	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	④ 同上0	0	0	0	0	0	0
小計	合計	0	0	0	0	0	0.001
階の経年指標		$T_i = (1-p_1) \times (1-p_2) =$				1×0.999 = 0.999	

※Iに関しては、当該建物は木造床板により、該当しない。
 ※IIに関しては、基礎梁、臥梁は存在しないため、該当しない。

表 4-3-3. 形状係数 S_D の算定表

(1) 平面形状・断面形状 からの指標算定 (S_{D1})

項目	G_i				R		
	1.0	0.9	0.8	$\frac{2F}{1F}$	Ri	qi	
平面形状	a 整形性	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	1.0	0.50	1.0
	b 辺長比	$b \leq 5$	$5 < b \leq 8$	$8 < b$	1.0	0.25	1.0
	c くびれ	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c < 0.8$	$c < 0.5$	1.0	0.25	1.0
	d エキスパンジョイント	$1/100 \leq d$	$1/200 \leq d < 1/100$	$d < 1/200$	1.0	0.25	1.0
	e 吹抜	$e \leq 0.1$	$0.1 < e \leq 0.3$	$0.3 < e$	1.0	0.25	1.0
	f 吹抜の偏在	$f1 \leq 0.4$ かつ $f2 \leq 0.1$	$f1 \leq 0.4$ かつ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ 又は $0.3 < f2$	1.0	0.00	1.0
	g1 代表的な室の分割面積 ※2	$g1 \leq 60m^2$	$60m^2 < g1 \leq 100m^2$	$g1 < 100m^2$	0.8	0.50	0.9
	g2 壁厚/基本壁長 ※3	$g2 \geq 1/30$	$1/30 > g2 \geq 1/50$	$1/50 > g2$	$\frac{0.8}{0.8}$	0.50	$\frac{0.9}{0.9}$
	g3 壁厚/壁高 ※3	$g3 \geq 1/15$	$1/15 > g3 \geq 1/20$	$1/20 > g3$	$\frac{1.0}{1.0}$	0.50	$\frac{1.0}{1.0}$
(P) 断面形状	h 地下室の有無	$1.0 \leq h$	$0.5 \leq h < 1.0$	$h < 0.5$	0.8	1.00	1.0
	i 層高の均等性	$0.8 \leq i$	$0.7 \leq i < 0.8$	$i < 0.7$	1.0	0.25	1.0
	j ピロティの有無	ピロティなし	全てピロティ	ピロティが偏在	1.0	1.00	1.0
(S) k1 屋根面剛床仮定不成立	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	$G_i = 0.8$	0.8	1.00	0.8	
S_{D1}						0.648	

※1 偏心率・剛性率を採用するので、a, i, jは1.0とする。

※2 スラブがない場合は、60㎡を40㎡、100㎡を60㎡に読み替える。

※3 各階・各方向別に検討する。基本壁長は代表的な部屋の長手壁長(直交壁の無い廊下外壁は廊下長)

(2) 各階及び各方向の平面剛性・断面剛性 による指標算定 (S_{D2})

平面剛性	階	X方向				Y方向					
		重心-剛心の偏心率	偏心率Rex	Fex	G1 Ri	偏心率Rey	Fey	G1 Ri			
(PR) m	2	0	1.0	1.0	1.00	0	1.0	1.0	1.00		
	1	0	1.0	1.0	1.00	0.03	1.0	1.0	1.00		
	1	0	1.0	1.0	1.00	0.03	1.0	1.0	1.00		
断面剛性	n	上下層の剛重比	階	剛性率Rsx	Fsx	Gn Ri	剛性率Rsy	Fsy	Gn Ri		
			2	1.237	1.0	1.0	1.00	1.289	1.0	1.0	1.00
			1	0.763	1.0	1.0	1.00	0.711	1.0	1.0	1.00
(SR) o											
S_{D2}						階	X方向	Y方向			
						2	1.0	1.0			
						1	1.0	1.0			

(3) 形状指標： S_D の算定 ($S_D = S_{D1} \times S_{D2}$)

S_D ($S_{D1} \times S_{D2}$)	階	X方向 (桁行方向)			Y方向 (梁間方向)		
		S_{D1}	S_{D2}	S_D	S_{D1}	S_{D2}	S_D
	2	0.648	1.0	0.648	0.648	1.0	0.648
	1	0.648	1.0	0.648	0.648	1.0	0.648
$S_{Di} = q_a \times q_b \times \dots \times q_k$ ただし $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i = a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o$ $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i = h$							

※形状係数 S_0 の算定に関する備考

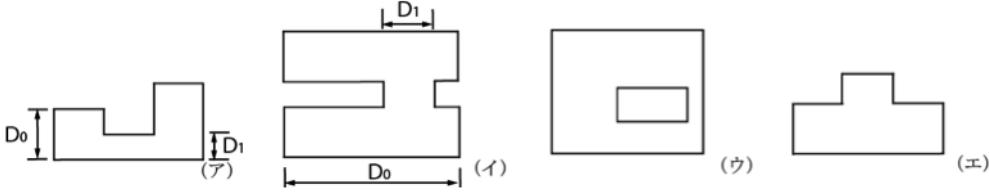
a	<p>ほぼ2軸対称のもので、突出部の面積が10%以下のもの。 突出部とは長さ(h)/幅(b) $\geq 1/2$ の場合を対象とし、平面プラン上面積の小さい方を突出部とする。 (突出部なし) \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
b	<p>$b = \text{長辺} / \text{短辺} = 36340 / 9100 = 3.99 < 5$ \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
c	<p>$c = D_1 / D_0 = 9100 / 9100 = 1.0 > 0.8$ \rightarrow $G_i = 1.0$ (ア), (イ) はくびれとみなすが、(ウ), (エ) はみなさない。ただし、(イ) の場合は「整形性」と「くびれ」の双方で減点対象となるが、減点の大きい方に値のみを採用する。</p> 
d	<p>エキスパンションジョイントのある部分に適用する。d = EXP.J の躯体間隔 / EXP.J 部の建物高さ。 (エキスパンションジョイントは存在しないため、適用しない) \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
e	<p>$e = \text{吹抜部面積} / (\text{吹抜部面積を含む} \text{床面積}) = 0 \text{ (m}^2\text{)} / 333.42 \text{ (m}^2\text{)} = 0 < 0.1$ \rightarrow $G_i = 1.0$ 鉄筋コンクリート壁により囲まれている階段室は吹抜部とみなさない。吹抜部とは多層建築において、2層以上の高さに跨って設けられる室、またはスペースのことをいう。</p>
f	<p>$f_1 = \text{〔建物中心 (図心) と吹抜部中心間の距離〕} / \text{建物の短辺長さ} = r / y$ $f_2 = \text{〔建物中心 (図心) と吹抜部中心間の距離〕} / \text{建物の短辺長さ} = r / x$ r = 柱間スパン (吹抜部分が存在しないため、考慮しない) \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
g1	<p>代表的な部屋の分割数 (1、2階ともに部屋の分割はない) \rightarrow $G_i = 0.8$</p>
g2	<p>$g_2 = \text{壁厚} / \text{基本壁長}$ (基本壁量は建物長手壁長) 2階: $g_2 = 365 / 36340 = 0.0100 \approx 0.010 < 1 / 50$ \rightarrow $G_i = 0.8$ 1階: $g_2 = 466 / 36340 = 0.0128 \approx 0.013 < 1 / 50$ \rightarrow $G_i = 0.8$</p>
g3	<p>$g_3 = \text{壁厚} / \text{壁高}$ 2階: $g_3 = 365 / 3510 = 0.1039 \approx 0.104 > 1 / 15$ \rightarrow $G_i = 1.0$ 1階: $g_3 = 466 / 4400 = 0.1059 \approx 0.106 > 1 / 15$ \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
h	<p>$h = \text{地下面積} / \text{建築面積} = 0 / 330.721 = 0$ (地下室は存在しないため) \rightarrow $G_i = 0.8$</p>
i	<p>i = 上層の階高 / 検討する階高。検討する層が最上層の場合は式中、上層を下層と読みかえる。 2階 $3510 / 4400 = 0.797 \approx 0.8 \geq 0.8$ \rightarrow $G_i = 1.0$ 1階 $4400 / 3510 = 1.253 \approx 1.25 > 0.8$ \rightarrow $G_i = 1.0$</p>
j	<p>ピロティの有無 (ピロティなし) \rightarrow $G_i = 1.0$</p>

表 4-3-4. 壁の Is 値による耐震診断結果

階	計算内容	単位	x 方向		y 方向	
			1 層	2 層	1 層	2 層
Σw	各層重量	N	4182530	1371280	4182530	1371280
A_w	壁の水平断面積	mm ²	8462600	6628400	33869000	26528900
τ_w	壁の水平断面積当たりのせん断耐力	N/mm ²	0.45	0.45	0.45	0.45
Q_u	保有水平耐力 (註 1)	N	3808170	2982780	15241050	11938005
T	経年指標 (表 3. 参照)		0.999	0.999	0.999	0.999
F	靱性指標		0.6	0.6	0.6	0.6
A_i	高さ方向の分布係数		1.0	1.197	1.0	1.13
SD	形状指標 (表 4. 参照)		0.648	0.648	0.648	0.648
$K \cdot Z$	水平震度・地震地域係数		1.0	1.0	1.0	1.0
S_t	構造方法に関わる係数		0.55	0.55	0.55	0.55
R_t	振動特性係数		1.0	1.0	1.0	1.0
I_s	構造耐震指標 (註 2)		0.354	0.706	1.415	2.992
I_s 判定 ≥ 0.6			NG	OK	OK	OK
q	q 指標 (註 3)		1.072	2.139	4.289	9.068
q 判定 ≥ 1.0			OK	OK	OK	OK

註 1 $Q_u = \alpha \cdot A_w \cdot \tau_w$ ($\alpha = 1.0$)

註 2 $I_s = Q_u \cdot F \cdot T \cdot S_D / (\sum w \cdot A_i \cdot Z \cdot R_i)$

註 3 $q = Q_u \cdot T \cdot S_D / (\sum w \cdot A_i \cdot Z \cdot R_i \cdot S_i)$

表 4-3-5. 長手構面における壁の面外耐力（高さ方向）の耐震診断結果

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	365	466
L	壁長	mm	3896	3896
H	壁高さ（計算スパン）	mm	3510	4400
N1	壁軸力（頂部）	N	10059	128185
N2	壁軸力（中央）	N	63142	213738
N3	壁軸力（低部）	N	114495	298579
W	壁重量（M計算用）	N	94896	151875
K・Z	地震地域係数	-	1.0	1.0
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.125	1.125
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	または (n+i)/(n+1)	-	1.197	1
Aw	壁断面積	mm ²	1422040	1815536
Zw	壁断面係数	mm ³	86507433	141006629
M	端部モーメント	N・mm	199339218	533463778
	長期の検討			
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.007	0.071
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.044	0.118
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.081	0.164
	判定 σ L3 \leq fc1		OK	OK
	短期の検討			
σ E1	M/Zw	N/mm ²	2.304	3.783
	σ L3+ σ E1	N/mm ²	2.385	3.947
	判定 σ L3+ σ E1 \leq fcs		OK	OK
	σ L3- σ E1	N/mm ²	-2.223	-3.619
	判定 σ L3- σ E1 \leq fts		NG	NG

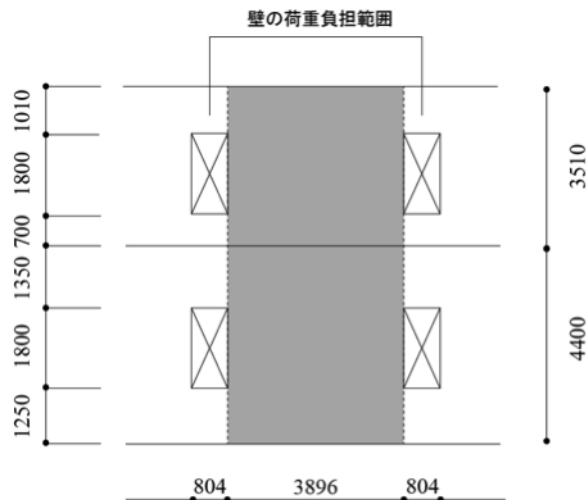
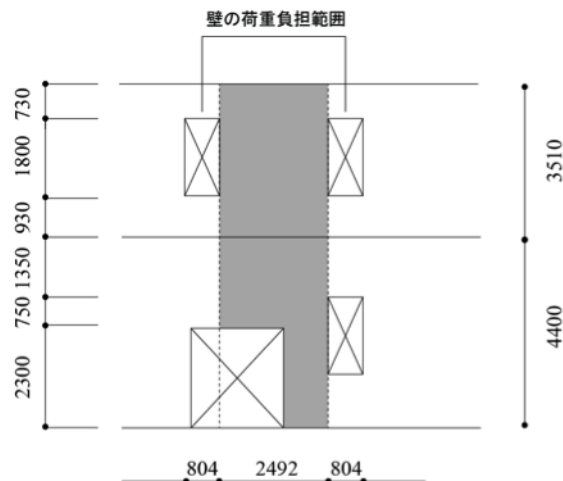


表 4-3-6. 短手構面における壁の面外耐力（高さ方向）の耐震診断結果

符号	計算内容	単位	2階壁	1階壁
t	壁厚	mm	365	466
L	壁長	mm	2492	2492
				1050
H	壁高さ（計算スパン）	mm	3510	4400
N1	壁軸力（頂部）	N	6434	85116
N2	壁軸力（中央）	N	40856	138959
N3	壁軸力（低部）	N	76394	165064
W	壁重量（M 計算用）	N	60698	79948
K・Z	水平震度・地震地域係数	-	1.0	1.0
fc1	壁体の長期許容圧縮応力度	N/mm ²	1.125	1.125
fcs	壁体の圧縮耐力	N/mm ²	4.5	4.5
fts	壁体の引張耐力	N/mm ²	0.45	0.45
Ai	または (n+i)/(n+1)	-	1.13	1.0
Aw	壁断面積	mm ²	909580	1161272
				489300
Zw	壁断面係数	mm ³	55332783	90192125
				38002300
M	端部モーメント	N・mm	120367377	296252977
長期の検討				
σ L1	N1/Aw	N/mm ²	0.007	0.073
σ L2	N2/Aw	N/mm ²	0.045	0.12
σ L3	N3/Aw	N/mm ²	0.084	0.337
	判定 σ L3 ≤ fc1		OK	OK
短期の検討				
σ E1	M/Zw	N/mm ²	2.175	7.796
	σ L3+ σ E1	N/mm ²	2.259	8.133
	判定 σ L3+ σ E1 ≤ fcs		OK	OK
	σ L3- σ E1	N/mm ²	-2.091	-7.459
	判定 σ L3- σ E1 ≤ fts		NG	NG



第4節 振動計測による振動特性評価

1. 概要

当該建物の振動特性の検証を行う。さらに、5節で作成する構造解析のためのFEMモデルの構造特性の妥当性を検証することを目的として振動計測を実施した。

振動計測の概要を記す。加速度計には小野測器サーボ型加速度計(NP-7310)を使用した。各計測はサンプリング周波数100Hzとし、5分間程度行ったが、敷地が旧中山道に面して常時交通量が多いこともあり、交通振動のノイズの少ない計測範囲を10秒程度抽出し分析を行った。卓越振動数の分析に応じて適宜バンドパスフィルターのバンド幅を設定し不要な振動成分を除去した。また、概ね3次以降の振動モードにおいて、フーリエ振幅比及び位相差等の分析によってのみでは、卓越振動数の同定が困難であったため、主成分モード抽出法⁴を用いて振動モードの同定を行った。また、それにより求められた各モードの減衰定数については、RD法⁵を用いて求めることとした。

2. 振動計測結果

各計測箇所における計測位置、加速度波形から数値積分により求めた時系列変位及びフーリエスペクトル、主成分モード抽出法によるモード形状及び各モードの卓越振動数のスペクトルについて図4-4-4の各図に示す。また、FEMモデルを用いて算出した固有値解析による各モード形状については図4-4-2、4-4-3に示す。各計測に応じた各モードの卓越振動数及び有効質量比の同定結果とFEMモデルの固有値計算結果との比較を表4-4-1に示す。有効質量比に関しては、

計測値及びFEMモデルの値共に、各計測シリーズでの有効質量比の合計が100%として算定した。FEMモデルの固有値解析では、木造部のモードなども算入されており、表4-4-1で扱った、煉瓦壁の平面の1-5次及び断面の1-2次までの有効質量比の合計は、全体の有効質量の75%程度となった。

煉瓦壁のヤング係数については、文献等³より3000～8000 N/mm²程度と示されているが、振動計測結果から推定された1次モードの卓越振動数に最も一致するFEMモデルの煉瓦壁のヤング係数を同定した結果、6000 N/mm²と同定された。よって、5節でのFEMモデルの煉瓦壁のヤング係数は6000 N/mm²と設定した。平面方向の2次モード以降においても卓越振動数を比較すると、表1の誤差率に示すように卓越振動数の計測結果とFEMモデルの値が概ね一致し、FEMモデルの妥当性が示された。

長手構面における平面方向の面外振動の分析結果について記す。長手構面において、左右端部の短手壁と下部の基礎が固定の境界条件となる3辺固定支持の平板の振動モードを有すると想定された。振動計測は、2F煉瓦壁窓枠とRF木造トラスの下弦材端部の2箇所にて行った。2F煉瓦壁窓枠のモード同定結果である図4-4-4-A4に示すように、平面方向の面外振動の振動モード形状は、3辺固定支持の平板の振動モード形状として適切な1次～5次の振動モード形状が得られた。これは、図4-4-2に示すFEMモデルの固有値解析による振動モード形状ともよく一致している。併せて、F木造トラスの下弦材端部でのモード同定結果である図4-4-4-B4と比較すると、卓越振動数の値は表4-4-1に示すように概ね一致するものの、木造トラスの下弦材端部の振動

モードは、2次以降において煉瓦壁窓枠およびFEMモデルの振動モードから部分的に外れた振動モードとなっている。この理由は、主成分モード抽出法を行った際の同定誤差という理由も考えられるが、木造トラスが煉瓦壁と1次モードにおいては概ね一体的な振動をするが、2次以降においては煉瓦壁との一体性の欠如、もしくは個々の木造トラス材の接合部におけるガタなどが理由として推定される。また、各モードの減衰率は、微動計測時の煉瓦壁の1次モードの減衰率が1.05%、人力加振動時の1次モードの減衰率が1.63%と算定され、煉瓦

造建物の減衰率として概ね妥当な結果である⁶。

次に、長手構面及び短手構面における断面方向の面外振動の分析結果について記す。1次モードにおいては、FEMモデルと振動計測結果で概ね一致する結果であった。しかし、長手構面では、2次モードにおいてFEMモデルと振動計測結果の誤差が大きい結果となった。表4-4-1の有効質量比から、長手構面の断面の2次モード以降の有効質量比は小さく、5節でFEMモデルによる耐震診断を行う上で問題はないと判断された。



図 4-4-1 計測時の様子及び計測機の写真

表 4-4-1 計測結果と FEM モデルの固有値計算結果との比較

		卓越振動数			有効質量比		
		計測 [Hz]	FEM[Hz]	誤差率 [%]	計測 [%]	FEM[%]	誤差率 [%]
長手面外 (平面) -煉瓦壁 2F 窓-	1次	2.4	2.4	0.0	48.6	67.3	38.4
	2次	3.7	3.2	-13.5	11.1	0.0	-100.0
	3次	5	4.7	-6.0	19.5	14.7	-24.5
	4次	6.3	6.4	1.6	13.2	0.0	-100.0
	5次	7.7	8.3	7.8	7.6	18.0	137.4
長手面外 (平面) - RF トラス下弦材-	1次	2.5	2.4	-4.0	57.7	67.3	16.7
	2次	3.7	3.3	-10.8	10.5	0.0	-100.0
	3次	5	4.6	-8.0	14.6	14.7	0.8
	4次	6.4	6.4	0.0	8.8	0.0	-100.0
	5次	7.6	8.3	9.2	8.4	18.0	115.2
長手面外 (断面)	1次	2.5	2.4	-4.0	83.9	75.9	-9.6
	2次	6.9	10.5	52.2	14.1	24.1	71.2
短手面外 (断面)	1次	8.7	9.3	6.9	83.6	92.8	11.0
	2次	13.6	12	-11.8	16.4	7.2	-56.2

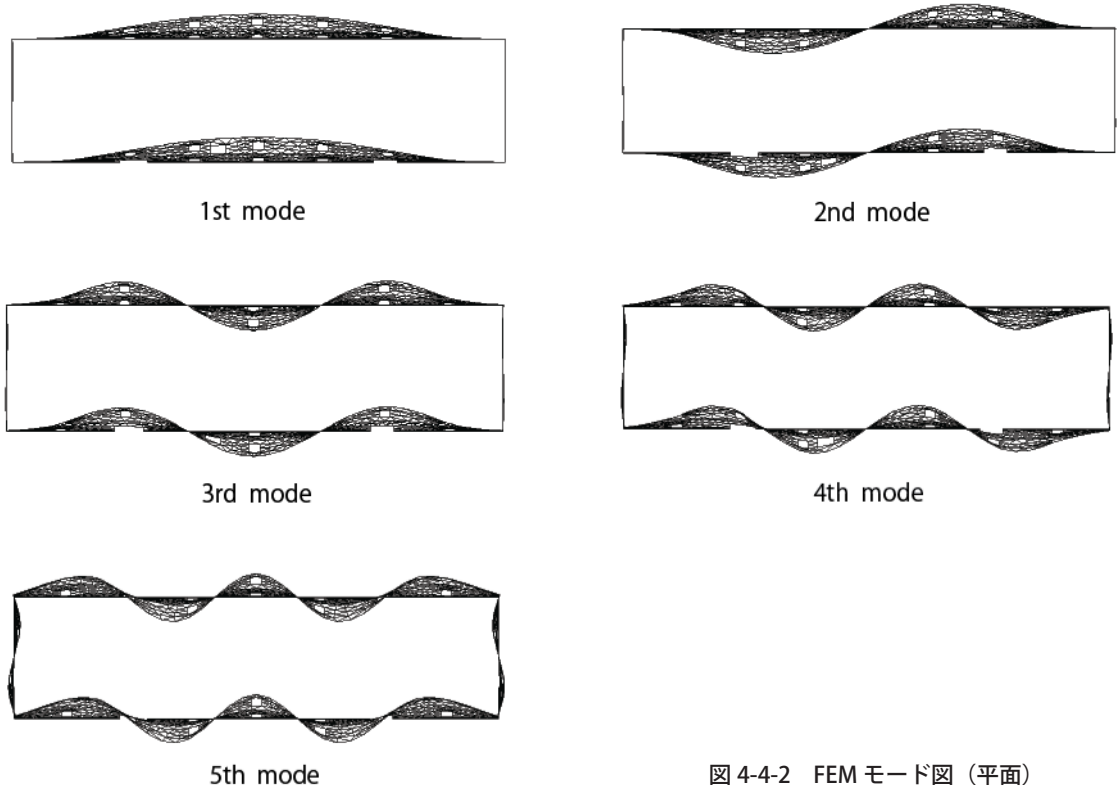


図 4-4-2 FEM モード図 (平面)

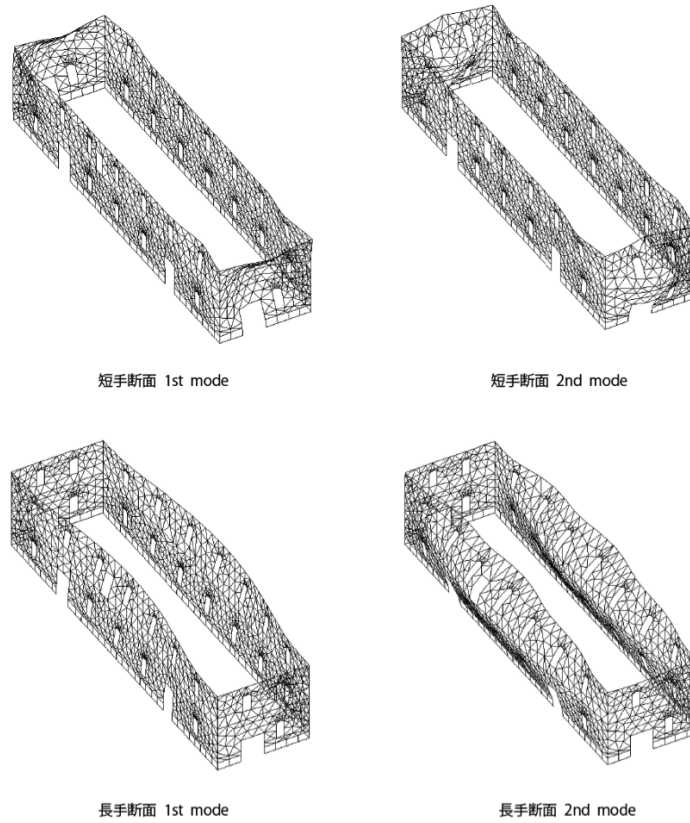
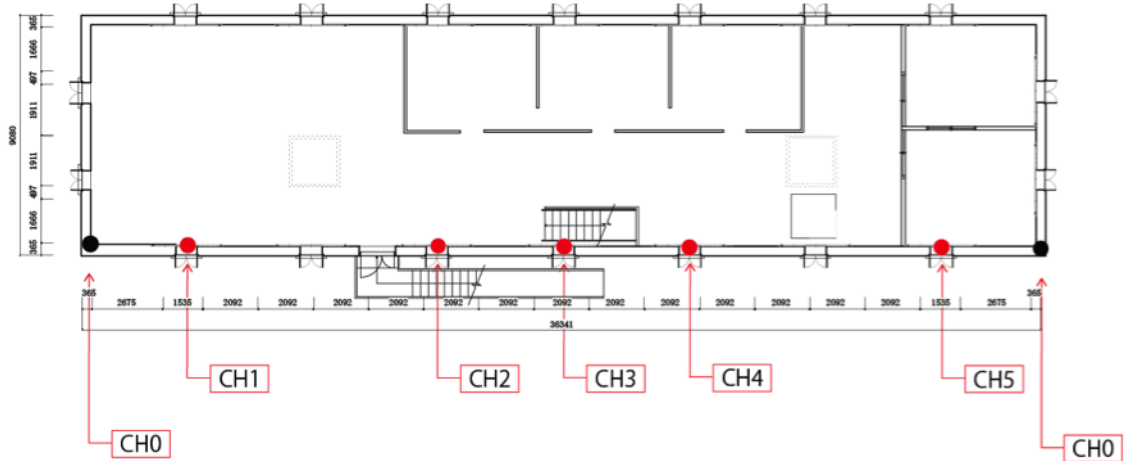


図 4-4-3 FEM モード図 (断面)



※ CH0 では他シリーズにおける振動測定結果から他チャンネルに比べ、振幅が小さいため振幅を 0 とみなしてよいとし、後述のモード図を示している。

図 4-4-4-A1 計測箇所 (2 階煉瓦壁窓枠)

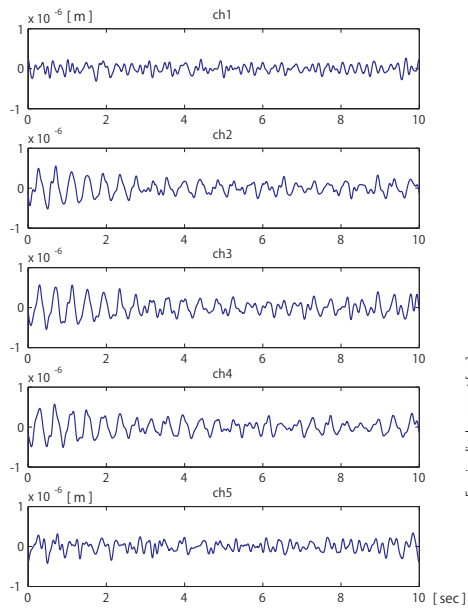


図 4-4-4-A2 時系列変位データ
(2F 煉瓦壁窓枠、長手面外平面)

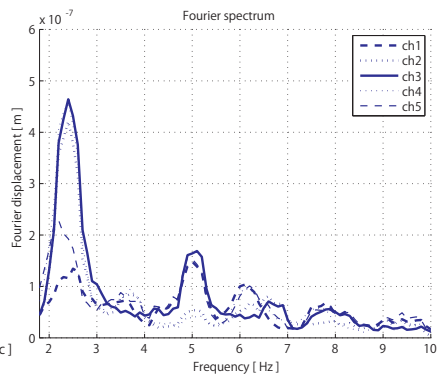


図 4-4-4-A3 フーリエ振幅スペクトル
(2F 煉瓦壁窓枠、長手面外平面)

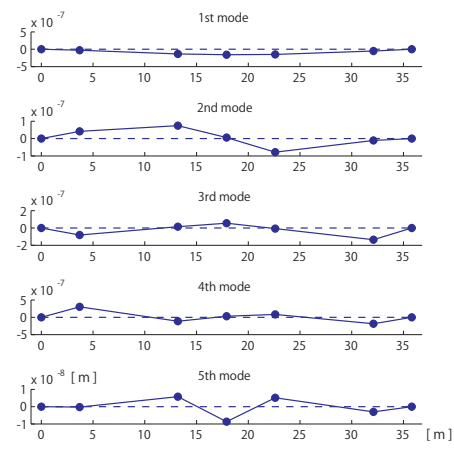


図 4-4-4-A4 モード図
(2F 煉瓦壁窓枠、長手面外平面)

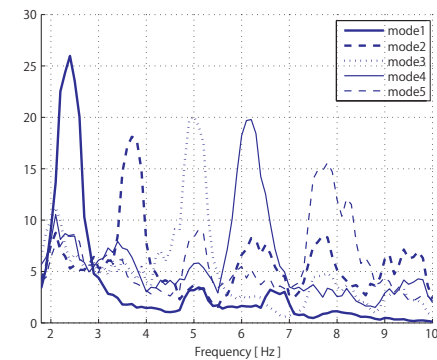
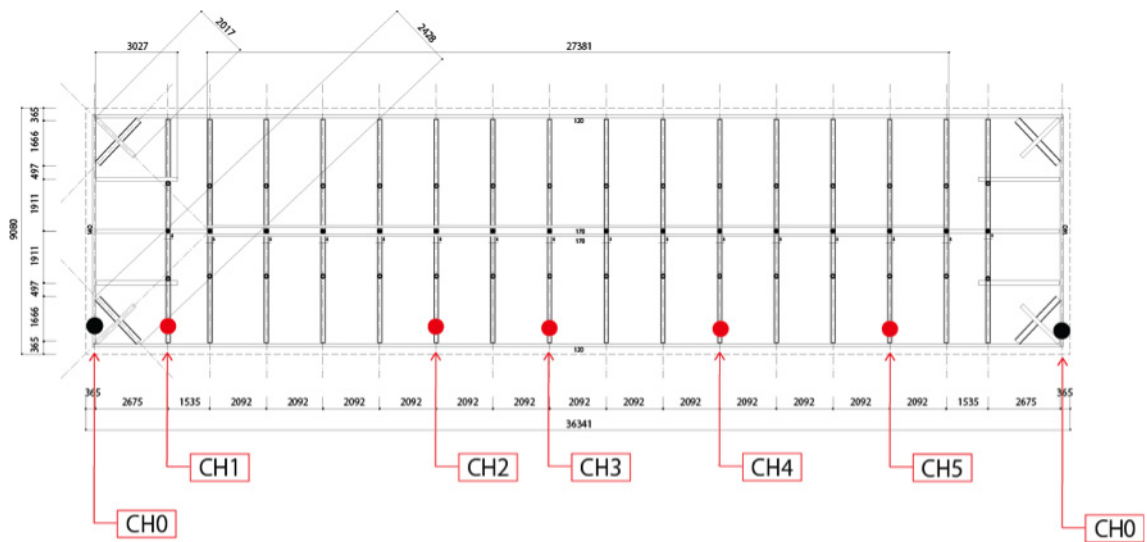


図 4-4-4-A5 各主成分データの卓越振動数のスペクトル
(2F 煉瓦壁窓枠、長手面外平面)



※ CH0 では他シリーズにおける振動測定結果から他チャンネルに比べ、振幅が小さいため
振幅を 0 とみなしてよいとし、後述のモード図を示している。

図 4-4-4-B1 計測箇所 (R 階木造トラス)

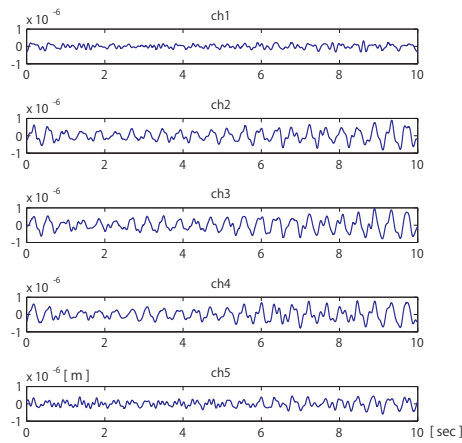


図 4-4-4-B2 時系列変位データ
(R 階木造トラス、長手面外平面)

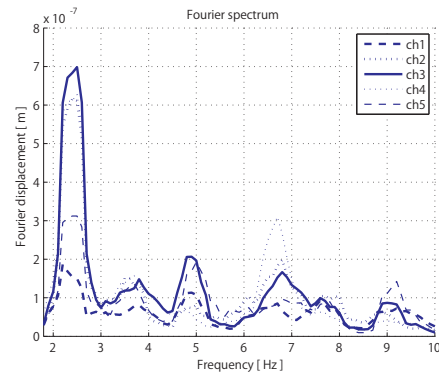


図 4-4-4-B3 フーリエ振幅スペクトル
(R 階木造トラス、長手面外平面)

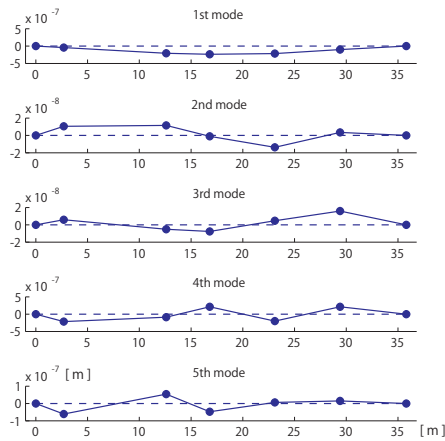


図 4-4-4-B4 モード図
(R 階木造トラス、長手面外平面)

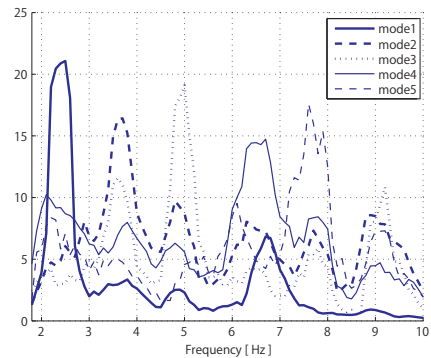


図 4-4-4-B5 各主成分の
卓越振動数スペクトル
(R 階木造トラス、長手面外平面)

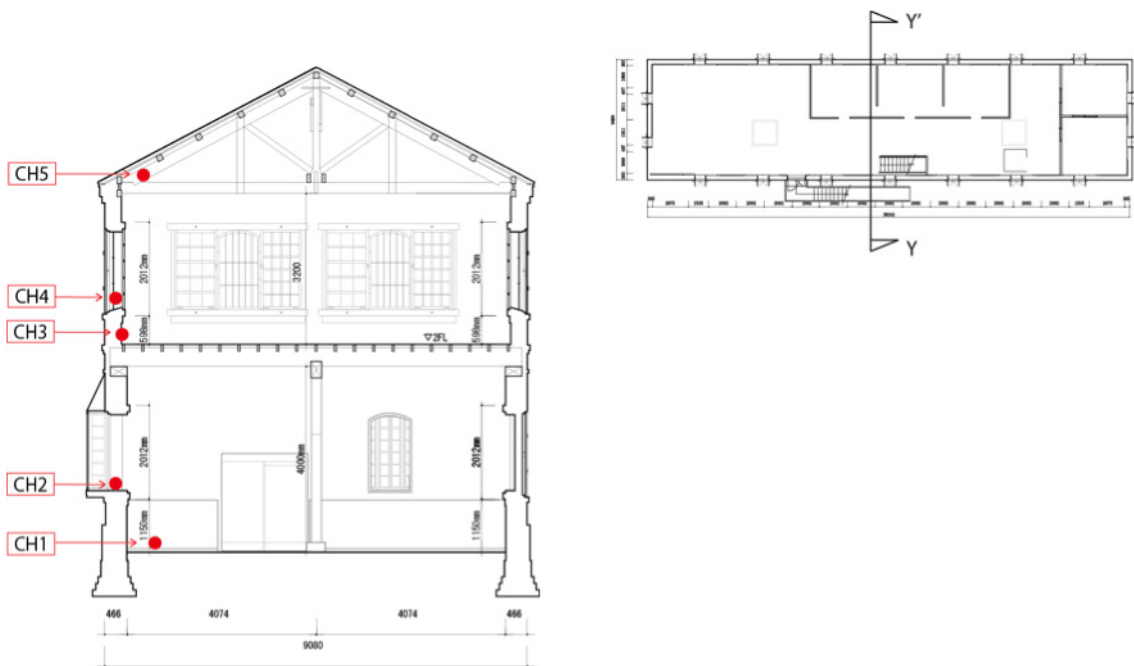


図 4-4-4-C1 計測箇所 (長手断面 X-X')

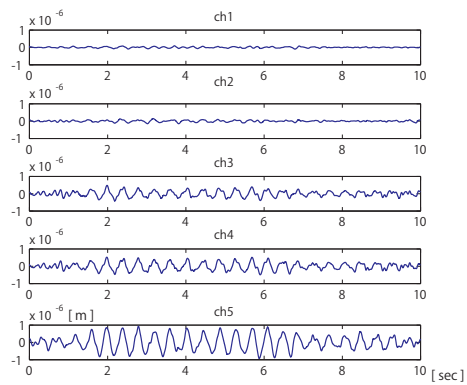


図 4-4-4-C2 時系列変位データ
(長手面外断面)

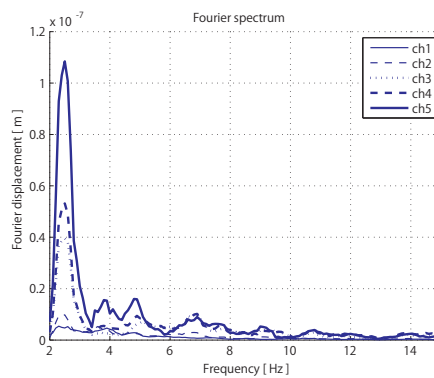


図 4-4-4-C3 フーリエ振幅スペクトル
(長手面外断面)

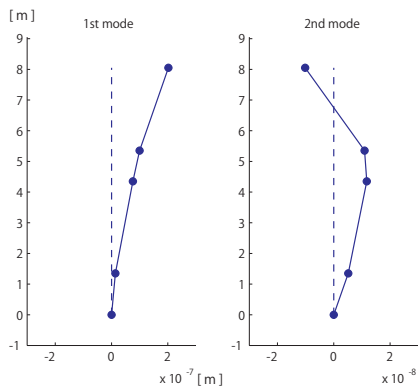


図 4-4-4-C4 モード図
(長手面外断面)

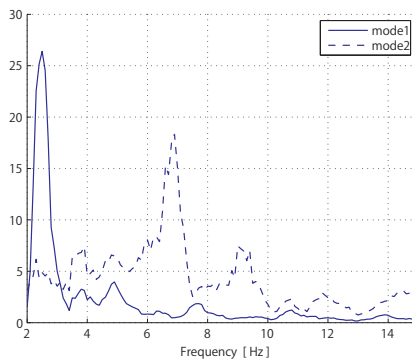


図 4-4-4-C5 各主成分の
卓越振動数スペクトル
(長手面外断面)

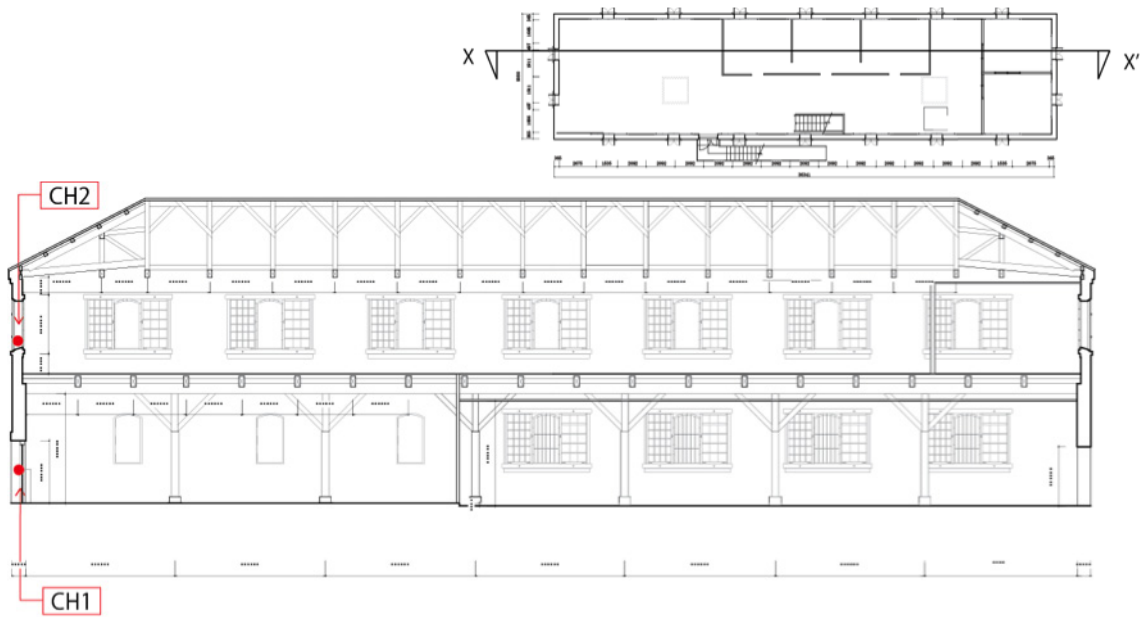


図 4-4-4-D2 時系列変位データ (短手面外断面)

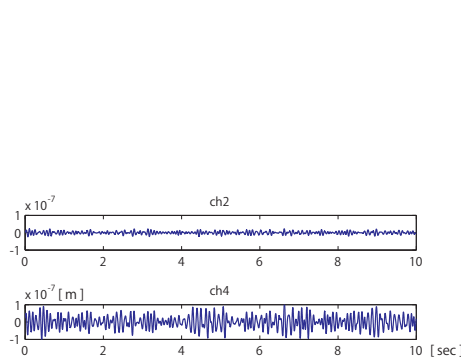


図 4-4-4-D2 時系列変位データ
(短手面外断面)

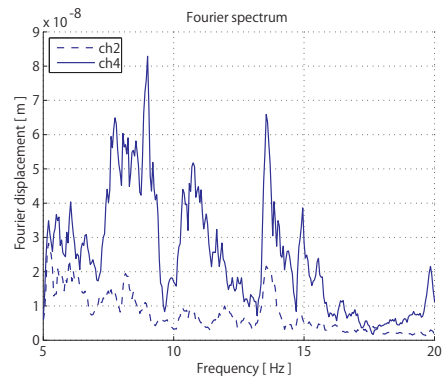


図 4-4-4-D3 フーリエ振幅スペクトル
(短手面外断面)

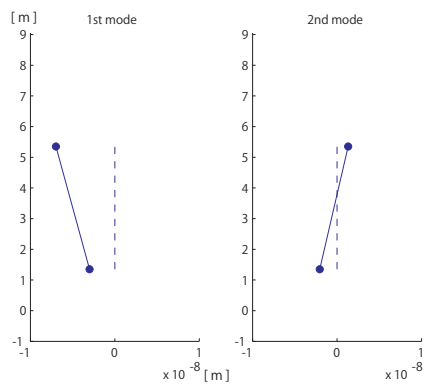


図 4-4-4-D4 モード図
(短手面外断面)

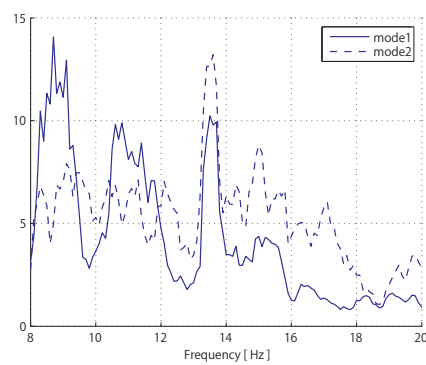


図 4-4-4-D5 各主成分の
卓越振動数スペクトル
(短手面外断面)

第5節 FEMモデルを用いた許容 応力度計算による煉瓦壁の耐震性評 価

1. 概要

3節において、社団法人北海道建築技術協会が定めた煉瓦造建物の耐震診断規準¹を参考に耐震診断を行っている。当該建物の特徴として、第1節にて示したように長手構面において、およそ36m、高さ8mの控壁のない煉瓦壁を有しており、また、床・屋根の剛床仮定が成立しない形式であることを考慮すると、長手構面の面外方向に地震力が作用したときに、断面および平面構面ともに煉瓦壁に大きな応力が生じるものと想定される。また、煉瓦壁の開口部周辺などにおいて局所的な応力集中が生じることも想定される。それら項目については、3節の耐震診断法では適切に考慮されないため、本節では、上記項目の評価を中心にFEMモデルを用いた許容応力度計算による安全性評価を行う。

2. 解析モデル概要及び荷重設定

解析モデルの概要を記す。図4-5-1にモデルの全体図を示す。煉瓦壁を板要素、木造部分を梁要素で構成したモデルを作成した。煉瓦壁の壁厚は、実測図面に基づき箇所に応じて設定した。全体座標系は短手方向をX方向、長手方向をY方向、建物高さ方向をZ方向として設定している。支持形式は煉瓦壁下部で固定支持、木造柱脚でピン支持としている。この煉瓦壁の支持形式は、4節の振動計測結果とFEMモデルの卓越振動数の比較にて、固定支持とした際に、概ね卓越振動数の数値が一致したことから決定した。煉瓦壁と木造軸組の材料特性はそれぞれ表4-5-1、4-5-2のように設定した。こ

こで設定している煉瓦壁の強度に関しては、2節のせん断試験結果及び日本建築学会・組積造設計基準・同解説より妥当な値であると判断された。また煉瓦壁の剛性に関しては4節の振動測定結果に基づき6000N/mm²とした。また、床・屋根の野地板は剛床性に寄与しないものと想定され、解析モデルにおいても剛性を0とした。木造部における梁要素の端部境界条件は、煉瓦壁と木造軸組部材の接合はピン接合とするなど、実測調査時の接合形式の確認に伴い判断した。ただし、接合部においてピン形式と判断したものが実際にはある程度回転剛性をもつ可能性があることについては、安全側の評価となるよう適宜判断しモデル化を行っている。

荷重は表4-5-3に示すように設定した。長期荷重は構造自重・仕上げ荷重のみとし（積載荷重は本節では0とした）、短期荷重時の地震外力は、現行の建築基準法（新耐震設計法）第88条で設定する地震による外力を想定し、標準せん断力係数をとして A_i 分布に基づく地震力を、静的外力として与えた。短期の外力としての風荷重・雪荷重の検討については、風荷重は地震力に比べて風荷重の影響が小さいこと、また雪荷重は当該建物の位置する地域の降雪量が少ないことより、地震力作用時の評価が短期荷重時の評価として十分条件であり、適切であると判断された。

3. 解析結果による耐震性評価

応力については、表4-5-4に示す各応力について評価した。応力図を図4-5-3、4-5-4、4-5-5に示す。表4-5-5は、許容応力度計算結果を示すが、煉瓦壁のヤング係数を6,000N/mm²近傍で変動させた場合の検証も行った。長期荷重時における煉瓦壁内部応

力は許容応力度以下となるが、短期荷重時にはX・Y方向それぞれに許容応力度を超える結果となる。X方向の地震時においては長手構面の煉瓦壁が面外方向に大きく変形し、縦目地の応力にあたるSigYYは、開口部周辺を除くと、短手構面の煉瓦壁と接する付近で許容応力度を上回る応力が生じ、横目地の応力にあたるSigZZは、長手方向の煉瓦壁下部の支持点付近で許容応力度を上回る応力が生じる。また、長手構面の面外せん断応力および短手構面の面内せん断応力であるSigYZにおいては、入母屋部近傍のトラスとの接合箇所では煉瓦壁に応力が集中し、許容応力度を上回る。短手構面の面外せん断応力および長手構面の面内せん

断応力であるSigZXにおいては、短手構面の煉瓦壁の開口部が近接する点で応力が最大値となるが、許容応力度を下回る。

次に、表4-5-6に層間変形の評価を示す。図4-5-2は最大変位が生じたX方向地震時の変形図である。変形については、短期荷重時の許容層間変形角は1/200に設定した。層間変形角は、許容値を上回る層は存在しない。

解析結果より、地震時にかかる煉瓦壁面外方向の外力により、煉瓦壁の応力が許容応力度を上回るため、X・Y方向ともに耐震性能は不十分であると判断され、3節のIs値による耐震診断結果と同様に、耐震規準を満たさない結果となった。

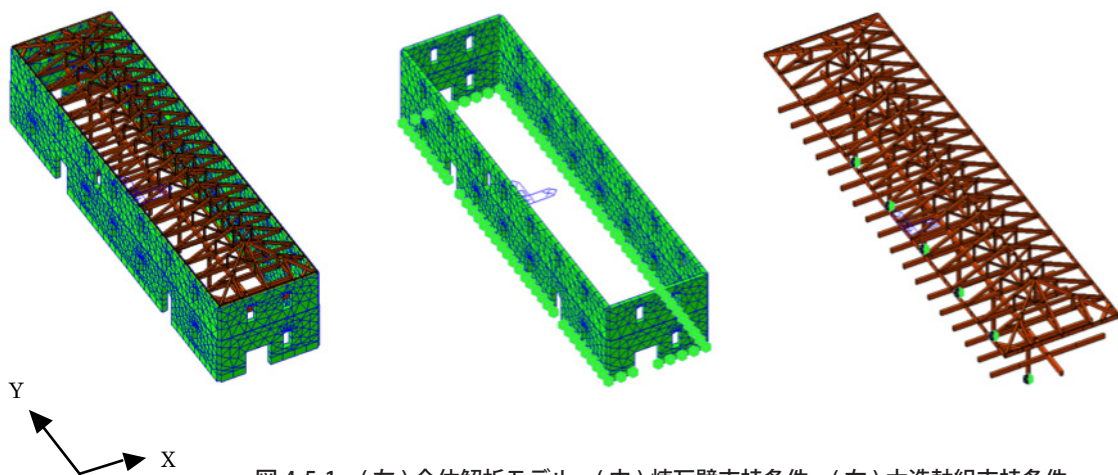


図4-5-1 (左)全体解析モデル (中)煉瓦壁支持条件 (右)木造軸組支持条件

表 4-5-1 煉瓦壁の材料特性

許容応力度 [N/mm ²]				ヤング係数 [N/mm ²]
長期		短期		
圧縮	引張・せん断	圧縮	引張・せん断	
1.5	0.15	2.25	0.225	6000

表 4-5-2 木材の材料特性

基準強度 [N/mm ²]				ヤング係数 [N/mm ²]
圧縮	引張	曲げ	せん断	
17.7	13.5	22.2	1.8	8790

構造・仕上げ荷重

表 4-5-3 荷重表

階	部位	材	単位重量 (N/m ³)
RF	屋根	瓦	500
		野地板	70
		垂木	70
		小屋組	325
2F	壁	煉瓦	6350
		野地板	125
	床	根太	80
		木造床組	215
1F	壁	煉瓦	7955
	柱	木造柱	25

X方向地震力における層せん断力

階	層	各層 wi(kN)	Σ wi(kN)	$\alpha_i (\Sigma wi / \Sigma w)$	Ai	Ci	Qi(kN)
R	2	1371.28	1371.28	0.328	1.197	0.239	327.7
2	1	2811.25	4182.53	1	1	0.2	836.5

Y方向地震力における層せん断力

階	層	各層 wi(kN)	Σ wi(kN)	$\alpha_i (\Sigma wi / \Sigma w)$	Ai	Ci	Qi(kN)
R	2	1371.28	1371.28	0.328	1.13	0.226	309.9
2	1	2811.25	4182.53	1	1	0.2	836.5

表 4-5-4 各応力度の定義

	長手壁	短手壁
SigXX	縦目地の圧縮・引張 (面外方向)	縦目地の圧縮・引張 (面内方向)
SigYY	縦目地の圧縮・引張 (面内方向)	縦目地の圧縮・引張 (面外方向)
SigZZ	横目地の圧縮・引張 (鉛直方向)	横目地の圧縮・引張 (鉛直方向)
SigXY	横目地のせん断	
SigYZ	縦・横目地のせん断 (面内方向)	縦・横目地のせん断 (面外方向)
SigZX	縦・横目地のせん断 (面外方向)	縦・横目地のせん断 (面内方向)

表 4-5-5 許容応力度計算結果

	ヤング係数 (N/mm ²)	SigXX	SigYY	SigZZ	SigXY	SigYZ	SigZX	許容値	判定
長期	2000	0.03	0.03	0.00	0.00	0.06	0.04	0.150	OK
	4000	0.05	0.04	0.01	0.00	0.06	0.05	0.150	OK
	6000	0.06	0.05	0.01	0.00	0.06	0.05	0.150	OK
	8000	0.07	0.06	0.01	0.00	0.06	0.05	0.150	OK
	10000	0.07	0.06	0.01	0.00	0.07	0.05	0.150	OK
短期 (X 方向)	2000	0.27	1.34	1.30	0.00	0.54	0.17	0.225	NG
	4000	0.40	1.23	1.33	0.00	0.53	0.17	0.225	NG
	6000	0.48	1.13	1.34	0.00	0.52	0.17	0.225	NG
	8000	0.53	1.05	1.35	0.00	0.51	0.19	0.225	NG
	10000	0.58	0.97	1.36	0.00	0.50	0.19	0.225	NG
短期 (Y 方向)	2000	0.32	0.20	0.24	0.00	0.10	0.12	0.225	NG
	4000	0.38	0.25	0.25	0.00	0.10	0.13	0.225	NG
	6000	0.42	0.27	0.27	0.00	0.10	0.14	0.225	NG
	8000	0.45	0.29	0.28	0.00	0.10	0.14	0.225	NG
	10000	0.47	0.31	0.29	0.00	0.10	0.14	0.225	NG

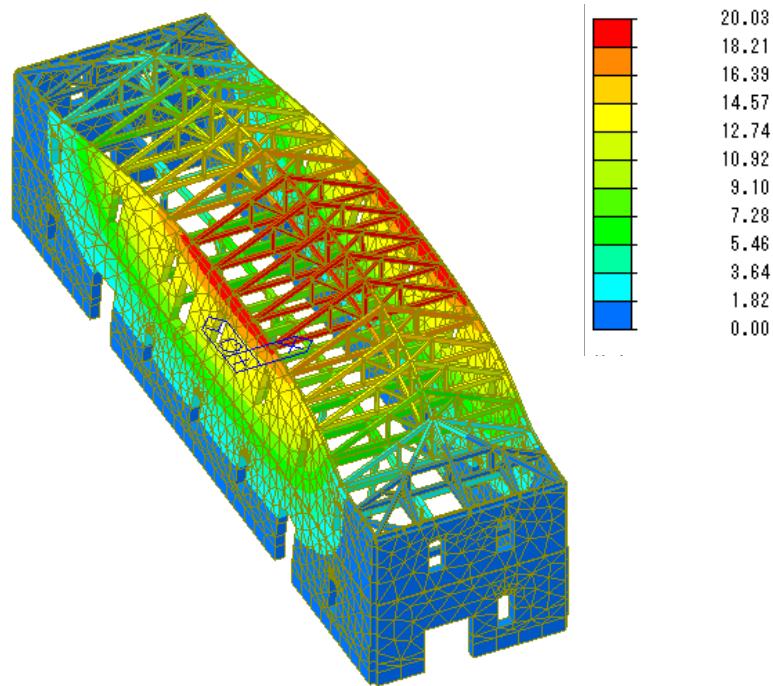


図 4-5-2 変形図 (短期荷重時 (X 方向))

表 4-5-6 層間変形角検討結果

荷重ケース	層	層高さ (mm)	層間変位 (mm)	層間変形角	許容層間変形角	判定
短期 (X 方向)	2	3510	12.4	1/282	1/200	OK
	1	4400	7.6	1/578	1/200	OK
短期 (Y 方向)	2	3510	0.05	1/70200	1/200	OK
	1	4400	1.2	1/3666	1/200	OK

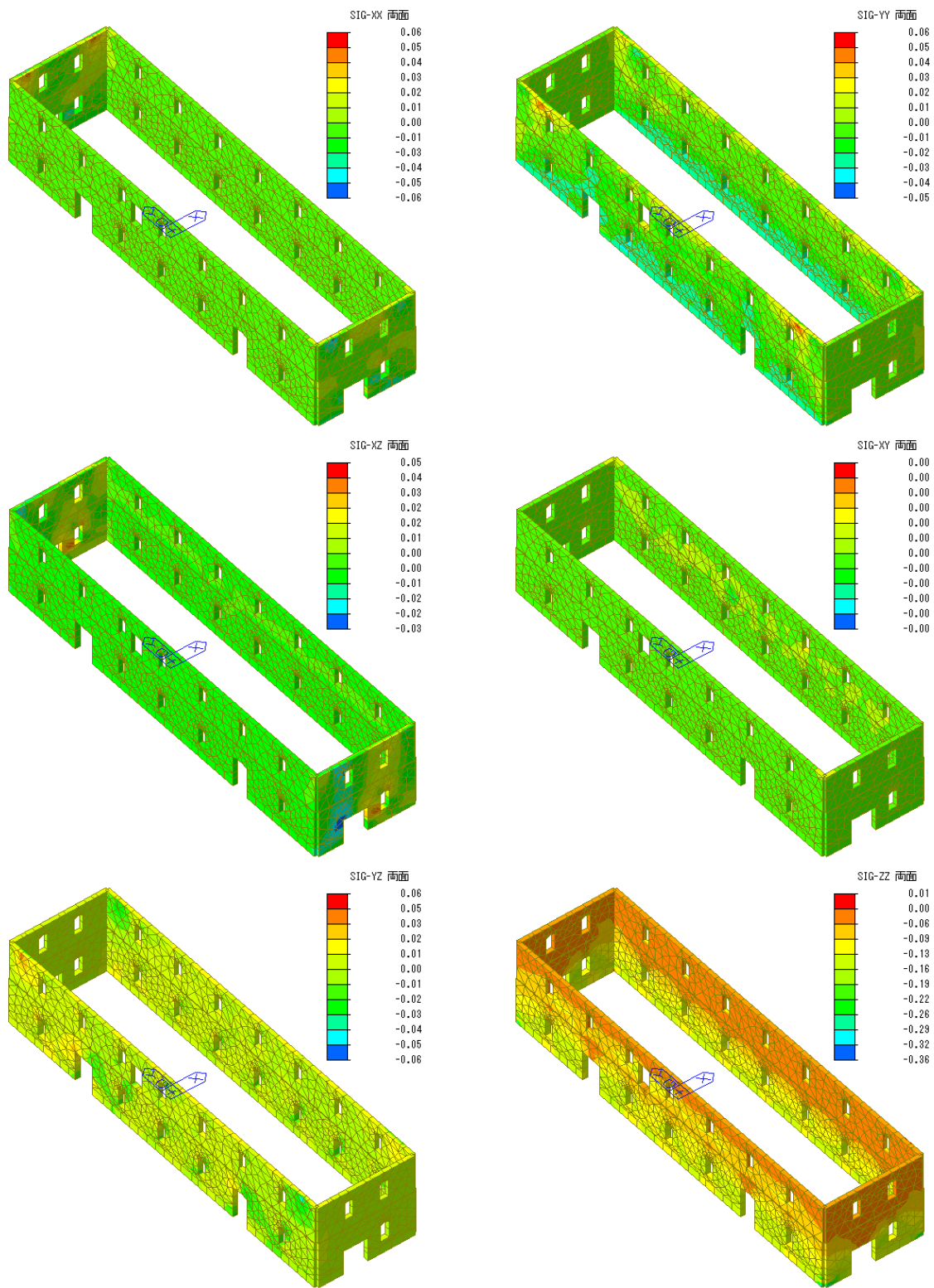


图 4-5-3 煉瓦壁応力図 (長期荷重時)[N/mm^2]

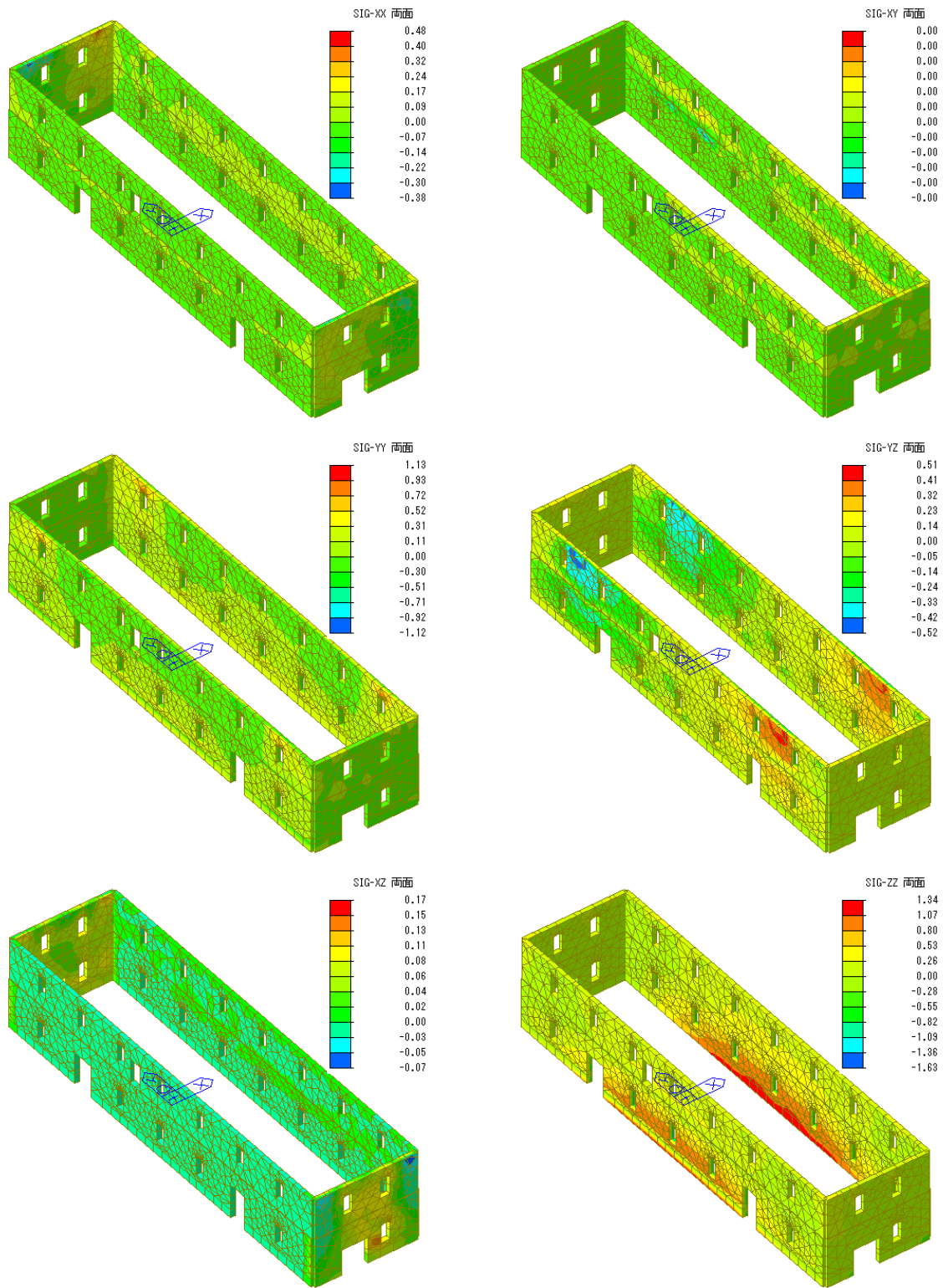


図 4-5-4 煉瓦壁応力図 (短期荷重時 (X 方向)) [N/mm²]

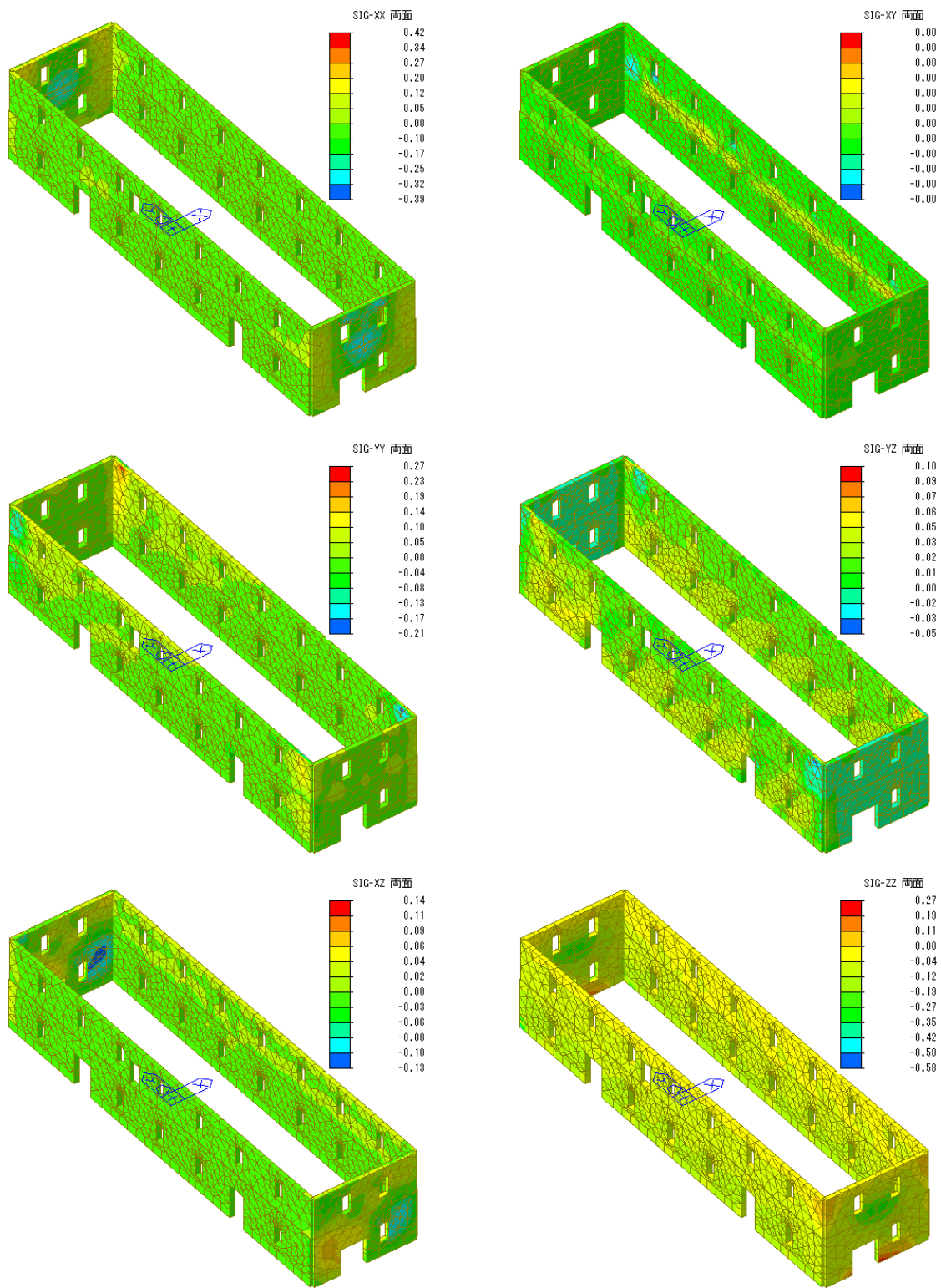


图 4-5-5 煉瓦壁応力図 (短期荷重時 (Y 方向)) $[N/mm^2]$

第6節 FEMモデルを用いた許容 応力度計算による木造部材における 安全性評価

解析結果による長期及び短期荷重時の 安全性評価結果

解析モデル、荷重などの解析条件は、5節と同一である。

RFトラスの各材の箇所を図4-6-1に示す。各継手の耐力の算出過程については、参考資料「現状構造評価関連資料」に付した。表4-6-1では、圧縮材の強度に関しては各部材の座屈による強度の低減を考慮した数値を記している。RFトラスは、煉瓦壁との接合部をピン接合とし、地震力による大きな応力は生じないことから、長期荷重時の評価のみ言及する。RFトラスの断面力図を図4-6-2に、許容応力度計算結果を表4-6-2に示す。表4-6-2より各部材の強度は十分であることが確認された。トラス下弦材中央では、発生する曲げモーメントは小さく、また軸力に対しても十分な耐力を有する。

入母屋の応力図を図4-6-3に、許容応力度計算結果を表4-6-3に示す。入母屋においては地震時に大きな軸力が生じる部材が存在するため、短期荷重時の評価を表4-6-3に示す。図4-6-3より、小屋組隅部からトラス頂部にかかる材に大きな軸応力が発生するが、圧縮軸力に対しても座屈が生じず、十分な耐力を持っているものと考えられる。

また1層軸組における継手の位置を図4-6-4に示す。各継手の耐力の算出過程については、参考資料「現状構造評価関連資料」に付した。1層軸組の断面力図を図4-6-5、4-6-6、4-6-7に、許容応力度計算結果を表4-6-4、4-6-5に示す。柱においては、ピン支持であることから地震力を負担しないた

め、短期荷重時に大きな応力は生じないことが確認される。現状においては全ての材において許容応力度を上回るものはなく、断面性能として十分な性能を有する。

木造部においては、地震時において許容応力度を上回る部材はなく、十分な耐震性能を有すると判断される。しかし、継手・仕口の評価においては、一部の接合形式の詳細な評価は研究課題を残しており、それらの性能評価については次年度行う予定である。

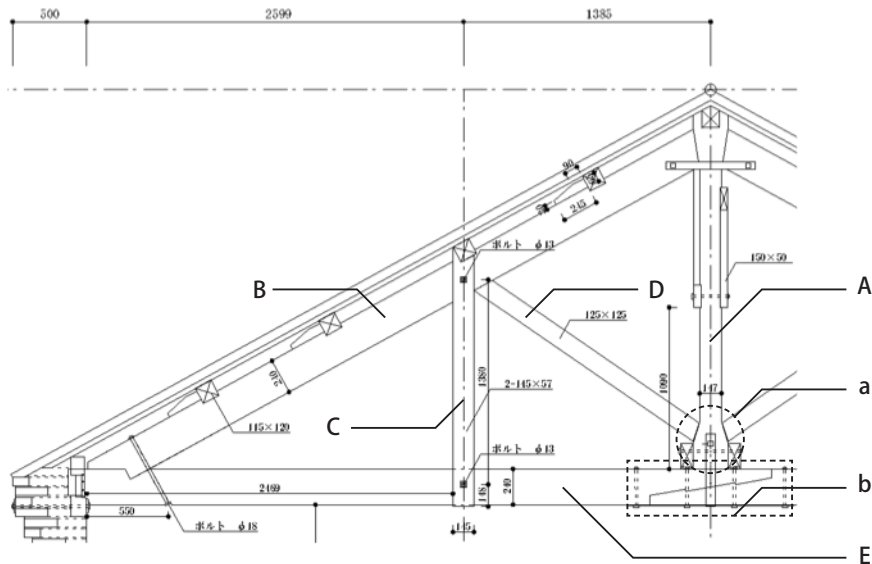


図 4-6-1 RF トラスの検討箇所

表 4-6-1 各部材・接合部耐力

圧縮耐力						引張耐力					
	b[mm]	h[mm]	A[mm ²]	Fc[N/mm ²]	Pc[kN]		b[mm]	h[mm]	A[mm ²]	Ft[N/mm ²]	Pt[kN]
A	150	147	22050	13.9	306.0	A	150	147	22050	13.5	297.7
B	150	240	36000	4.0	143.4	B	150	240	36000	13.5	486.0
C	125	125	15625	12.4	193.9	C	125	125	15625	13.5	210.9
D	114	145	16530	6.7	111.2	D	114	145	16530	13.5	223.2
E	150	240	36000	4.9	177.1	E	150	240	36000	13.5	486.0

せん断耐力						曲げ耐力					
	b[mm]	h[mm]	A[mm ²]	Fs[N/mm ²]	Ps[kN]		b[mm]	h[mm]	Z[mm ³]	Fb[N/mm ²]	M[kNm]
A	150	147	22050	1.8	39.7	A	150	147	540225	22.2	12.0
B	150	240	36000	1.8	64.8	B	150	240	1440000	22.2	32.0
C	125	125	15625	1.8	28.1	C	125	125	325521	22.2	7.2
D	114	145	16530	1.8	29.8	D	114	145	399475	22.2	8.9
E	150	240	36000	1.8	64.8	E	150	240	1440000	22.2	32.0

表 4-6-3 RF トラスの長期許容応力度計算

部位	断面力	部材内力	長期許容断面力	判定
A	軸力 (kN)	+6.2	109.1	OK
	曲げモーメント (kNm)	0	4.4	OK
	せん断 (kN)	0	14.6	OK
B	軸力 (kN)	-14.2	52.6	OK
	曲げモーメント (kNm)	0.3	11.7	OK
	せん断 (kN)	0.3	23.8	OK
C	軸力 (kN)	-3.9	71.1	OK
	曲げモーメント (kNm)	0	2.7	OK
	せん断 (kN)	0.1	10.3	OK
D	軸力 (kN)	+0.3	37.3	OK
	曲げモーメント (kNm)	0	1.5	OK
	せん断 (kN)	0	5.0	OK
E	軸力 (kN)	+12.3	64.9	OK
	曲げモーメント (kNm)	0.3	11.7	OK
	せん断 (kN)	0.3	23.8	OK
a	軸力 (kN)	+6.2	10.3	OK
b	軸力 (kN)	+12.3	57.9	OK
	曲げモーメント (kNm)	0.12	1.3	OK
	せん断 (kN)	0.3	8.6	OK

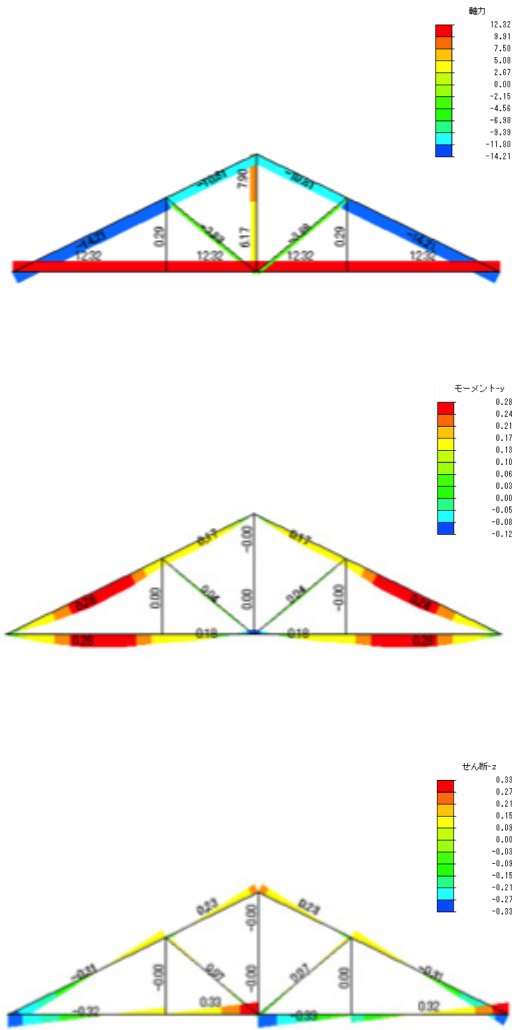


図 4-6-2 RF トラスの断面力図 (長期荷重時)
 上：軸力 [kN]
 中：曲げモーメント [kNm]
 下：せん断力 [kN]

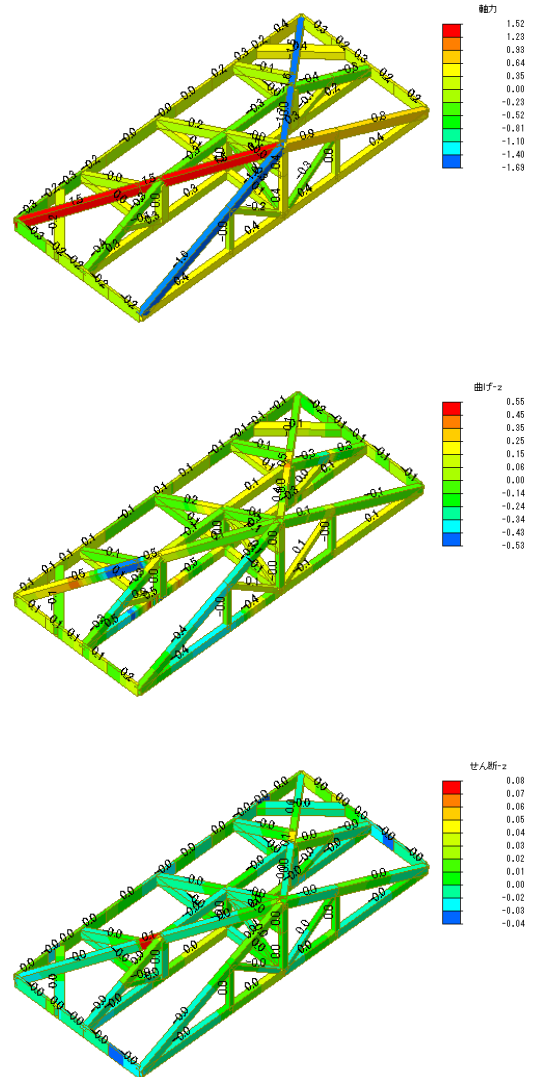


図 4-6-3 入母屋部応力 (短期荷重時 (X 方向))
 上：軸応力度 [N/mm²]
 中：曲げ応力度 [N/mm²]
 下：せん断応力度 [N/mm²]

表 4-5-3 短期荷重時 (X 方向) の入母屋部許容応力度計算結果

応力		内部応力	許容応力	判定
軸応力	引張	1.52	9.0	OK
	圧縮	1.69	4.4	OK
曲げ応力		0.55	14.8	OK
せん断応力		0.08	1.2	OK

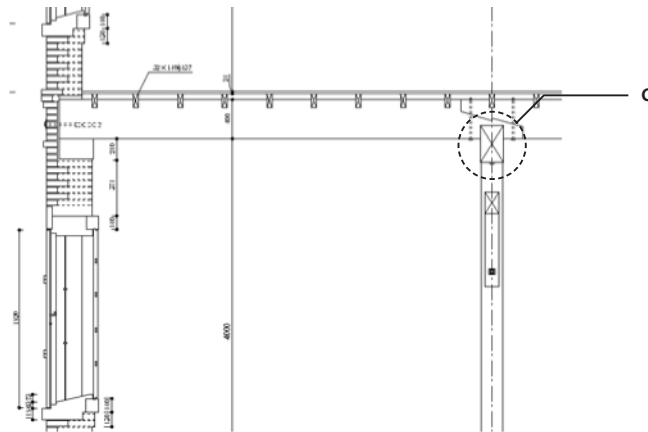


図 4-6-4 1F 木造軸組の検討箇所

表 4-6-4 1F 木造軸組の許容応力度計算

部位	荷重条件	応力種別	内部応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	判定
梁	長期	軸応力	0.06	4.95	OK
			-	6.49	OK
		曲げ応力	0.73	8.14	OK
	地震 (X+)	せん断応力	0.06	0.66	OK
		軸応力	0.12	11.8	OK
			-0.11	14.8	OK
	地震 (Y+)	曲げ応力	0.74	14.8	OK
		せん断応力	0.06	1.2	OK
		軸応力	0.06	11.8	OK
地震 (Y+)		-0.56	14.8	OK	
	曲げ応力	0.73	14.8	OK	
	せん断応力	0.08	1.2	OK	
柱	長期	軸応力	-	4.95	OK
			-0.42	6.49	OK
		曲げ応力	0.12	8.14	OK
	地震 (X+)	せん断応力	0.01	0.66	OK
		軸応力	-	11.8	OK
			-0.42	14.8	OK
	地震 (Y+)	曲げ応力	0.12	14.8	OK
		せん断応力	0.01	1.2	OK
		軸応力	-	11.8	OK
	地震 (Y+)		-0.49	14.8	OK
		曲げ応力	0.27	14.8	OK
		せん断応力	0.01	1.2	OK

表 4-6-5 1F 木造軸組の c 部継手の許容応力度計算結果

部位	荷重条件	断面力	部材内力	許容断面力	判定
c	長期	軸力 (kN)	5.27	36.2	OK
		曲げモーメント (kNm)	1.67	2.4	OK
		せん断 (kN)	3.39	17.3	OK
	地震 (X+)	軸力 (kN)	5.39	54.6	OK
		曲げモーメント (kNm)	1.67	4.4	OK
		せん断 (kN)	3.39	31.5	OK
	地震 (Y+)	軸力 (kN)	40.22	54.6	OK
		曲げモーメント (kNm)	2.33	4.4	OK
		せん断 (kN)	3.37	31.5	OK

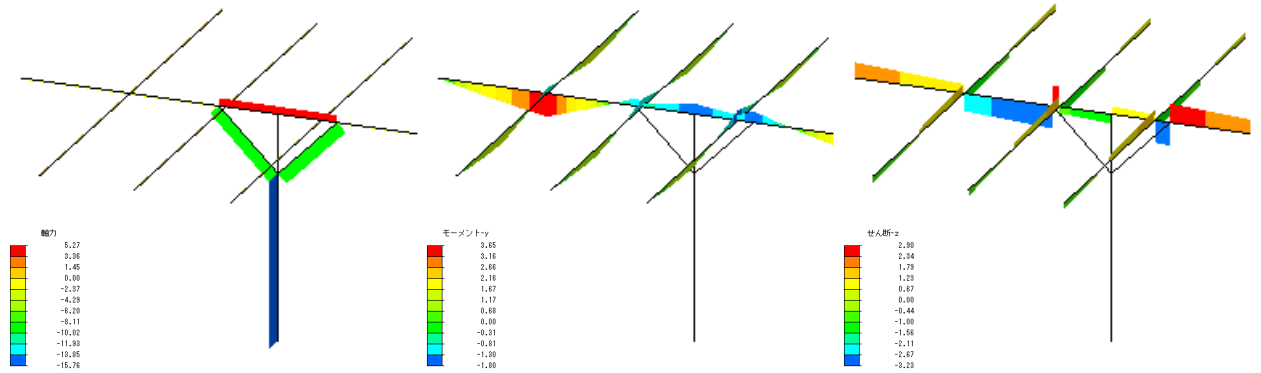


図 4-6-5 1F 木造軸組の断面力図 (長期荷重時)
 左：軸力 [kN]、中：曲げモーメント [kNm]、右：せん断力 [kN]

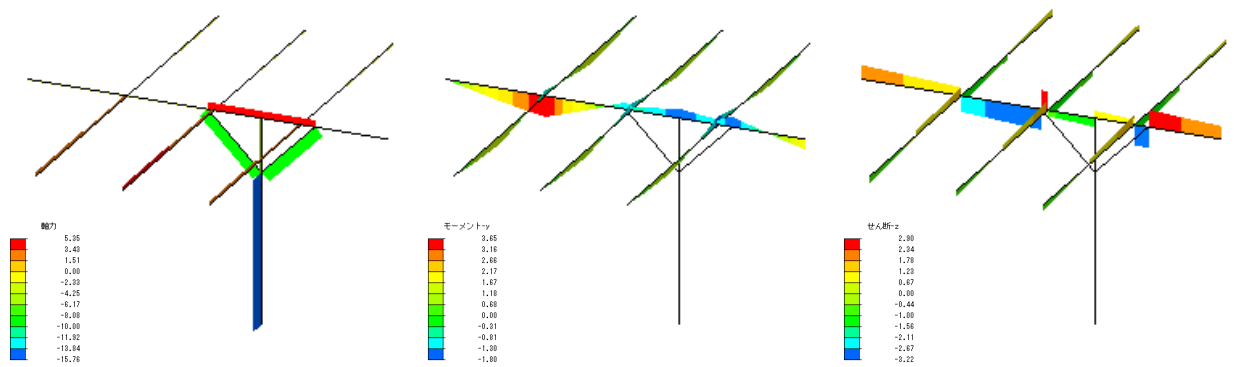


図 4-6-6 1F 木造軸組の断面力図 (短期荷重時 (X 方向))
 左：軸力 [kN]、中：曲げモーメント [kNm]、右：せん断力 [kN]

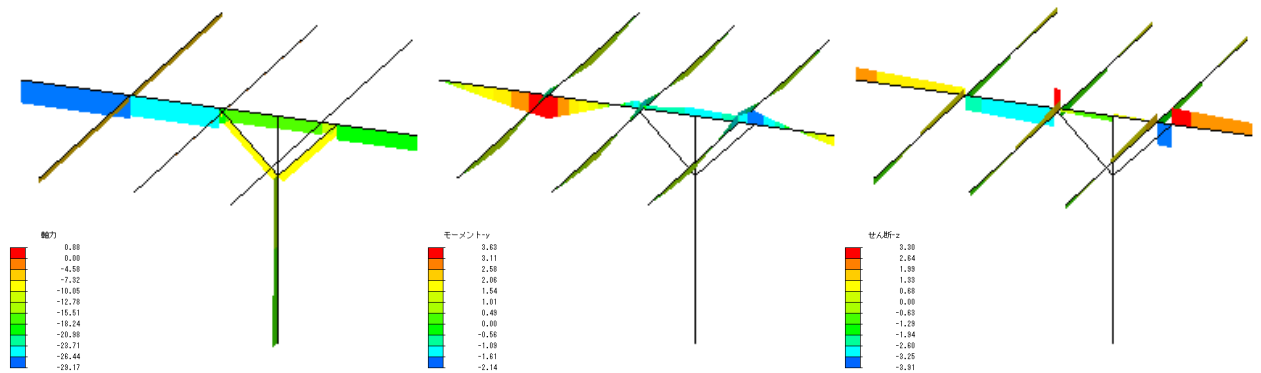


図 4-6-7 1F 木造軸組の断面力図 (短期荷重時 (Y 方向))
 左：軸力 [kN]、中：曲げモーメント [kNm]、右：せん断力 [kN]

第7節 4章のまとめと今後の方針

現状、当該建物は、目視等による調査からも極めて状態のよい保存状態である。煉瓦壁の劣化も構造的に問題と判断されるほどの劣化は観察されない。しかし、現行の耐震規定と照らし合わせた際、長手構面において、36m長の壁面にて控壁を有していないこと、及び2階床面の剛床性の不足が主な原因となり、現状保存する場合でも煉瓦壁体は耐震規準を満たしていない。木造のキングポストトラスや軸組みにおいては、部分的に継手部の緩みは観察されるものの、材料が激しく劣化し強度低下していると判断される部材は確認されておらず、既存の構法にて耐震的に問題なく、建物内を再生活用し、市民に開放された空間として使用することを想定した場合でも、概ね安全性を有していることが確認された。現状の耐震性評価という点においては、以上のように概ね調査は完了した。

参考文献

1. 社団法人北海道建築技術協会、煉瓦造建物の耐震診断規準 第16稿、2012.3
2. 財団法人日本建築防災協会、2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説
3. 日本建築学会、組積造設計規準・同解説、1952
4. 望月隆史、長尾豊、動的解析における主成分モードの抽出法、日本機会学会 Dynamics and Design Conference 2006 論文集、No.06-07、2006.8
5. 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫、RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築学会構造系論文報告集(454)、29-38、1993-12-30
6. 多幾山法子、田井利幸、林康裕、歴史的煉瓦造建築物の無補強壁の面外方向振動特性の評価、日本建築学会構造系論文集、第77巻、No.673、pp.475-482、2012.3.
7. 南出孝一他、歴史的組積造建築物の耐震診断法に関する基礎研究、日本建築学会北海道支部研究報告集(70)、253-260、1997-03-24
8. 埼玉県地震被害想定調査報告書 第5章地震動の予測、<http://www.pref.saitama.lg.jp/page/h19higaisoutei.html>
9. 文部科学省地震調査研究推進本部、活断層の長期評価、http://www.jishin.go.jp/main/p_hyoka02_danso.htm
10. 日本建築学会、木質構造接合部設計マニュアル、2009.11
11. 日本建築学会、木質構造設計基準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—、2006.11