

3-2 現況の耐震診断

前節で示した方針のもと、現況の耐震診断を行った結果を示す。耐震診断に用いる建物重量、高さ等は実測調査結果に基づく。

(1) 構造階高

応答計算に用いる構造階高は、1層：1FLから2FLまで、2層：2FLから軒高さまでとする。

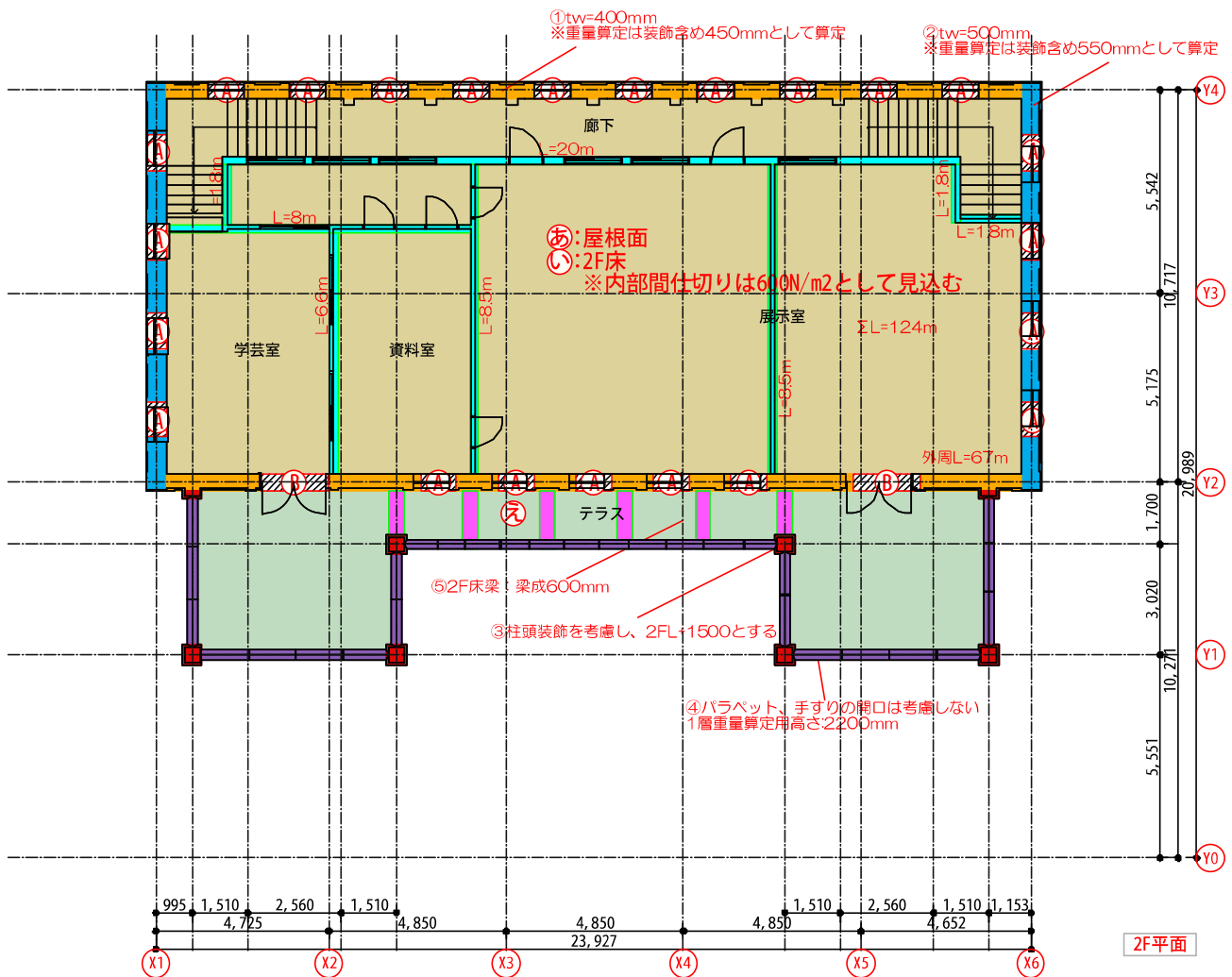
構造階高は、

2層：4580mm、1層：4545mm

(2) 固定荷重および積載荷重

壁重量は各階の高さ中央で分割し、各層へ振り分けた。

建物の単位重量は日本建築学会荷重指針、建基法施行令第84条などに基づいて実況に応じて設定した。地震力算定に用いる積載荷重については集会場（固定席でない場合）とし、地震時積載荷重を床面積に対して2100N/m²とするが、2Fバルコニー部分については非歩行床とし、地震時積載荷重を300N/m²（一般居室の1/2）とする。1階床の荷重は土間コンクリートを介して地盤に直接伝達されるため、1F床積載荷重は地震力算定用の重量には影響しない。



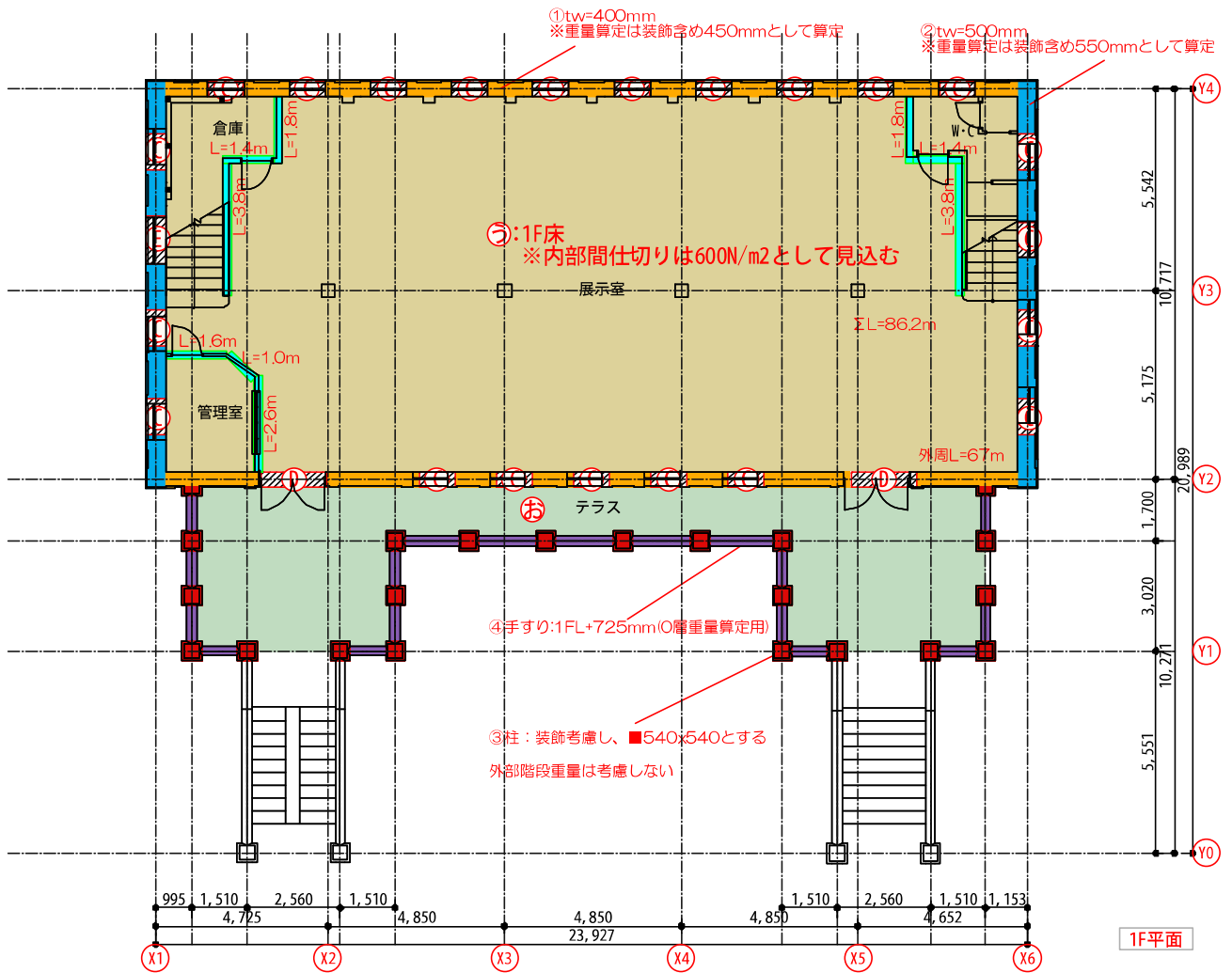


図 3-1 重量算定概要

■建物重量算定

□外壁開口面積 建具重量: 600 N/m²

符号	開口面積 (上部:m ²)	開口面積 (下部:m ²)	開口面積 (合計:m ²)	外壁開口数量		2層外壁開口 面積合計(m ²)		1層外壁開口 面積合計(m ²)		0層外壁開口 面積合計(m ²)	
				①	②	①	②	①	②	①	②
A	0.477	1,764	2,241	15	8	7,155	3,816	26.46	14,112		
B	0.777	3,980	4,757	2	0	1,554	0	7.96	0		
C	0.777	1,536	2,313	15	7			11.66	5.44	23.04	10.75
D	1.190	3,942	5,132	2	0			2.38	0.00	7.88	0.00
E	1.067	2,038	3,105	1	0			1.07	0.00	2.04	0.00
小計						8,709	3,816	49,522	19,551	32,962	10,752

□外壁および開口部重量 石材重量: 22 kN/m³

記号	壁の仕様	開口含む 見付面積(m ²)			開口見付 面積(m ²)			開口除く 見付面積Aw(m ²)		
		2層	1層	0層	2層	1層	0層	2層	1層	0層
①	tw400	118.82	223.20	142.82	8.71	49.52	32.96	110.11	173.68	109.86
②	tw500	56.59	105.93	66.536	3.82	19.55	10.75	52.77	86.38	55.78
④	バルコニー手摺	0.00	80.96	22.61				0.00	80.96	22.61
記号	壁厚さ tw(mm)	Aw*tw(m ³)			外壁重量(kN)			開口部重量(kN)		
		2層	1層	0層	2層	1層	0層	2層	1層	0層
①	450	49.55	78.16	49.44	1090.1	1719.5	1087.6	5.2	29.7	19.8
②	550	29.03	47.51	30.68	638.6	1045.2	675.0	2.3	11.7	6.5
④	300	0.00	24.29	6.78	0.0	534.3	149.2	0.0	0.0	0.0
小計					1728.7	2764.6	1762.6	7.5	41.4	26.2

□バルコニー柱、梁重量 石材重量： 22 kN/m3 主屋側半柱は断面を1/2として算定

記号	断面	各層の数量			部材長さ (m)			断面積 (m ²)	体積(m ³)			重量(kN)		
		2層	1層	0層	2層	1層	0層		2層	1層	0層	2層	1層	0層
③	外部柱 (■540x540)		21.00	21.00		2.27	2.27	0.29		13.92	13.92		306.15	306.15
③-2	外部柱 (2F) (■540x540)		7.00			1.50		0.29		3.06			67.36	
⑤	2F床梁 (400x600 L=1.7m)		6.00			1.20		0.24		1.728			38.02	
									小計	0.00			411.52	306.15

□内壁重量 開口部分共に600N/m²とし、建物重量に算入する。外壁、屋内壁も同様

記号	内壁の仕様	壁長さ(m)			壁高さ(m)			壁面積 Aw'(m ²)			単位面積重量 kN/m ²	内壁重量(kN)		
		2層	1層	0層	2層	1層	0層	2層	1層	0層		2層	1層	0層
内壁	2F	124.00	124.00	0.00	2.29	2.29	0.00	283.96	283.96	0.00	0.60	170.38	170.38	0.00
内壁	1F	0.00	86.20	86.20	0.00	2.27	2.27	0.00	195.89	195.89	0.60	0.00	117.53	117.53
											小計	170.38	287.91	117.53

□水平構面重量

屋根仕様

屋根の仕様		荷重(N/m ²)
r1	瓦屋根主屋(勾配係数1.097)	
	瓦葺き土無し(下地、垂木含む)	702
	小屋組み	350
	母屋	150
	天井仕上げ(木ずり漆喰) ※共通仕様とする	400
小計		1602
r2		
	小計	0
r3		
	小計	0

※小屋組に柱上半分を見込む

床仕様：地震力検討用

床の仕様		荷重(N/m ²)
s1 2F屋内床	板張り	200
	下階天井	400
	床梁	300
	積載荷重	2100
	小計	3000
s2 1F床	ビニルタイル	
	仕上げ	600
	土間コン	4800
	積載荷重	2100
小計		7500
s3 2F屋外床	石 t-350mm	7700
	仕上げ	600
	軒天	400
	積載荷重(非歩行床)	300
小計		9000
s4 1F屋外床	石 t-350mm	7700
	仕上げ	600
	軒天	400
	積載荷重	2100
小計		10800

※床梁に独立柱重量を見込む

床仕様：接地圧検討用

床の仕様		荷重(N/m ²)
s1 2F屋内床	板張り	200
	下階天井	400
	床梁	300
	積載荷重	3500
	小計	4400
s2 1F床	ビニルタイル	
	仕上げ	300
	土間コン	4800
	積載荷重	3500
小計		8600
s3 2F屋外床	石 t-350mm	7700
	仕上げ	600
	軒天	400
	積載荷重(非歩行床)	900
小計		9600
s4 1F屋外床	石 t-350mm	7700
	仕上げ	600
	軒天	400
	積載荷重	3500
小計		12200

※床梁に独立柱重量を見込む

水平構面重量

記号	面積 m ²	屋根の仕様		床の仕様		屋根重量			床重量		
		符号	荷重(kN/m ²)	符号	荷重(kN/m ²)	2層	1層	0層	2層	1層	0層
あ	256.44	r1	1,602			410.76					
い	256.44		0.000	s1	3,000					769.31	
う	256.44		0.000	s2	7,500						1923.26
え	70.73		0.000	s3	9,000					636.54	
お	70.73		0.000	s4	10,800						763.85
小計						410.76	0.00	0.00	0.00	1405.85	2687.11

以降に鉛直構面(壁面)と水平構面(床面)の重量算定結果の詳細を示す。

□重量算定結果

Ai算定(h=11.16m)

	鉛直構面重量			水平構面重量		バルコニー 柱等(kN)	検討用建物重量wi(kN)	T=0.02h= 0.2232 s	Σwi	αi	Ai
	外壁(kN)	開口(kN)	内壁(kN)	屋根(kN)	床(kN)						
2層	1728.68	7.52	170.38	410.76	0.00	0.0	2317.3	2317.3	0.32	1.39	
1層	2764.64	41.44	287.91	0.00	1405.85	411.5	4911.4	7228.7	1.00	1.00	
0層	1762.58	26.23	117.53	0.00	2687.11	306.1	4899.6				
合計	6255.90	75.19	575.82	410.76	4092.96	0.00	12128.3				

(3) 耐震設計のクライテリア

石造建築物の耐震診断評価方法については資料が少なく、建築学会、防災協会等による明示化された指針は定められていない。本診断は社団法人北海道建築技術協会による煉瓦造建物の耐震診断指針（以降煉瓦造指針）を参考に耐震診断を行う。当該指針は日本建築防災協会による既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針（2001年改訂版）をもとに、煉瓦造等の組積造に適用できるようにまとめられたものである。そのため耐震性能を評価する指標は鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針同様、保有水平耐力を用いた I_s 値に基づく評価で、 I_s 値 0.6 以上を満足することを要求性能としている。また、組石造建築物は地震時に壁面面外変形により崩壊する危険性が高いため、壁面の面外変形に対する健全性の確認を行う。

(4) 構造要素の種類と配置

主な構造要素は、外周部分を中心とした石造の壁面で、煉瓦造指針をもとに、壁体の両側の開口等を考慮した算定を行う。耐震要素とする壁は以下の条件を満足するものとする。

- a : 対隣壁の中心間の距離が壁厚の 50 倍以下
- b : 耐震壁の厚さ：高さの 1/25 以上かつ 200mm 以上
- c : 開口部等で区切られた壁の長さ 600mm 以上かつ両側の開口部の高さの平均値の 30% 以上

図 3-2 に耐震要素配置を示す。図中の壁のうち、上記の条件を満足するもののみを耐震壁とする。また、壁体はせん断抵抗要素であるが、開口がある場合には壁部材の曲げ応力による変形とせん断力による変形とを比較した場合、 h/D （開口部高さ／壁長）が 2.0 を超えると急激に曲げ応力による変形が増すことを考慮して設定された係数 α をもとに耐力を低減させる。（煉瓦造指針 7 条 4 項及び同指針資料 3 による）

考古資料館の 2F 床組みおよび小屋組みは木造で、十分な水平構面剛性が確保されていないため、 I_s 値算定の際に用いる形状指標導出においては剛床が成り立たないものとする。

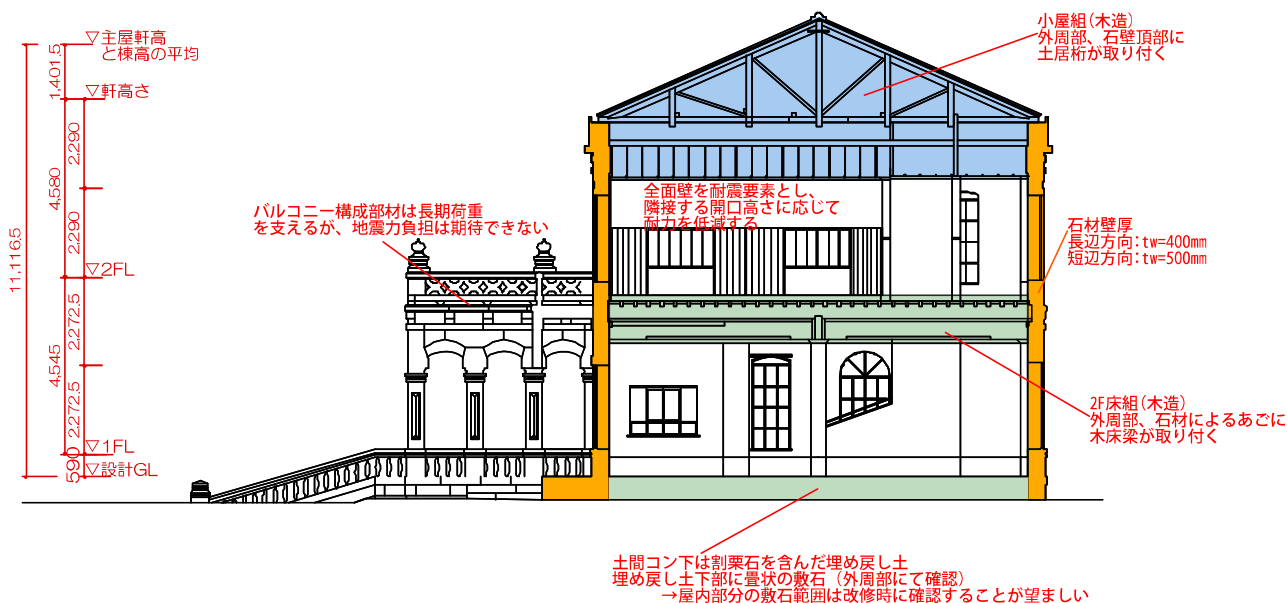


図 3-2a) 耐震要素配置（断面配置）

- 石材壁 $tw=400mm$
- 石材壁 $tw=500mm$
- l :壁長さ h :開口部の高さ寸法を示す

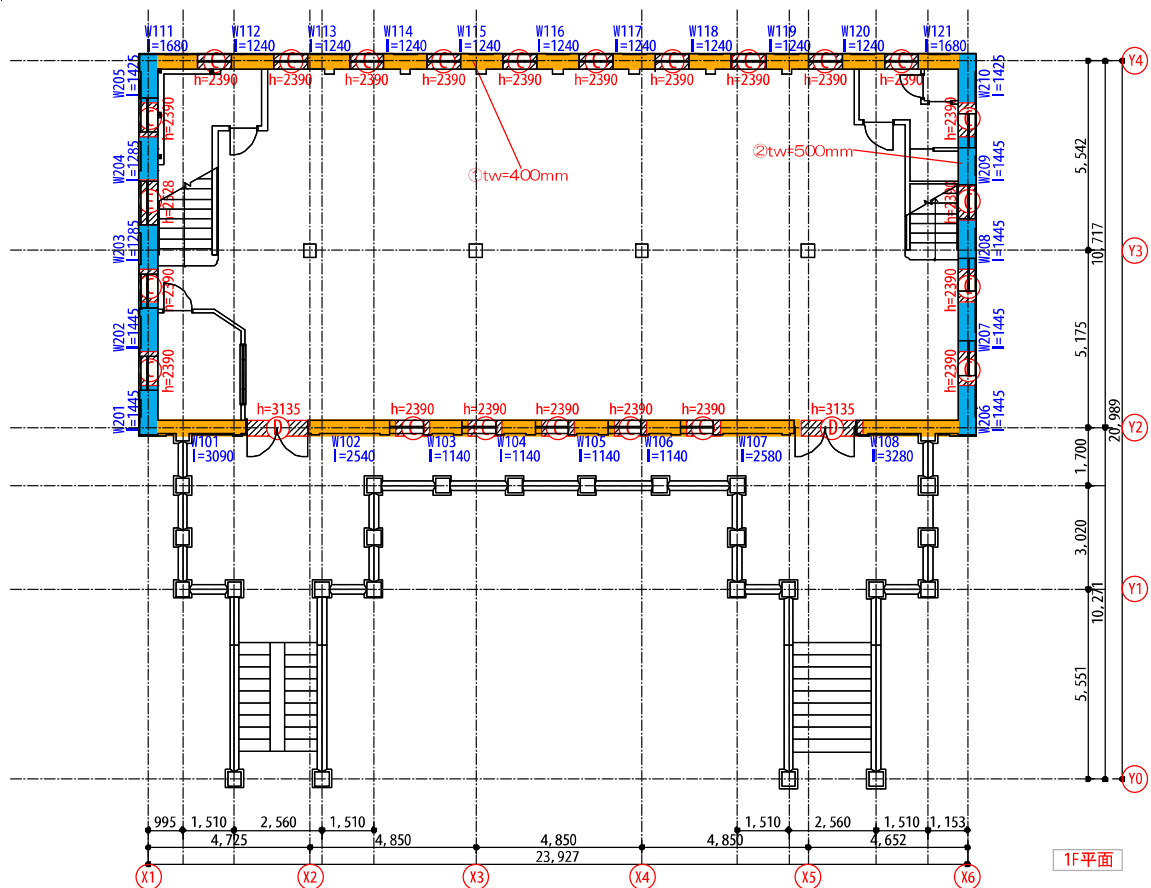
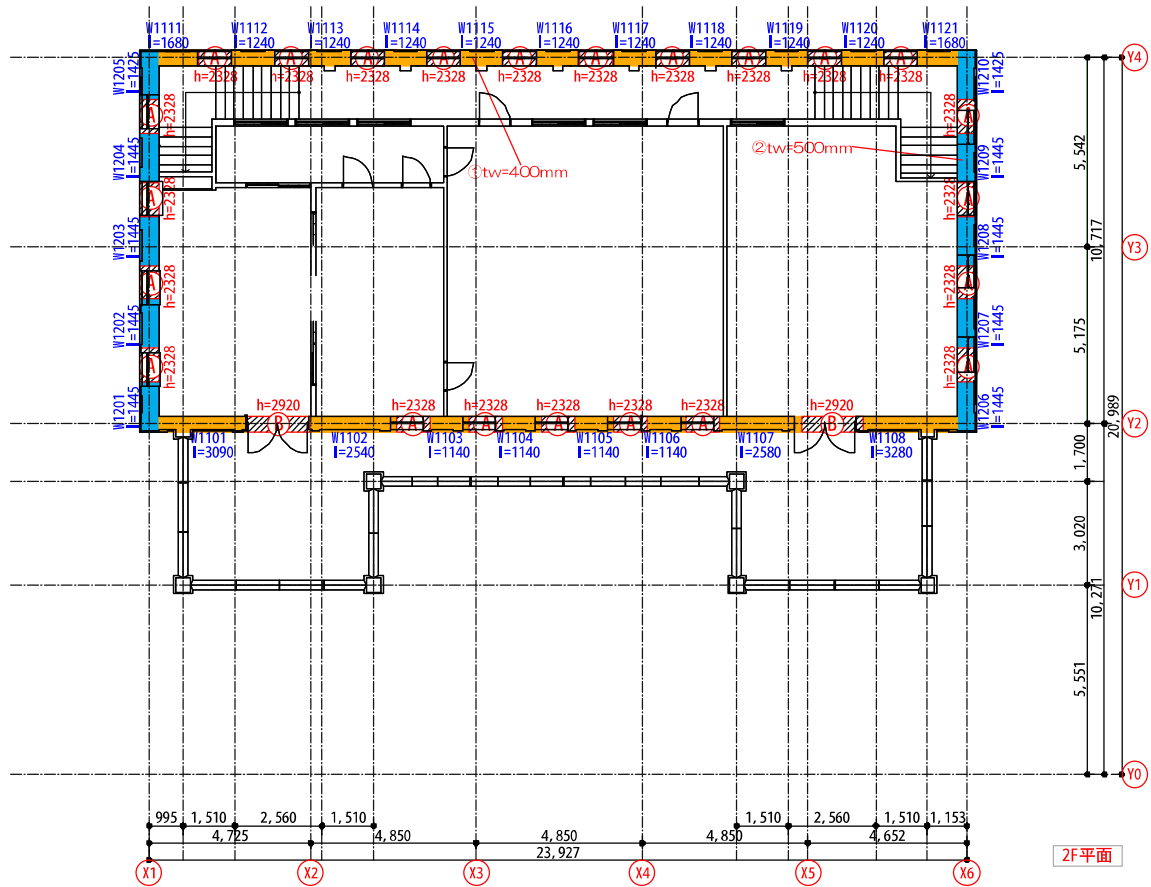


図 3-2b) 耐震要素配置 (平面配置)

以降に壁体の有効断面算定結果を示す。あわせて耐力算定に用いる石材および目地材の強度を示す。強度算定においては石材、目地の強度の内、小さいほうの値を用いる。目地部の強度についてはせん断試験結果をもとに算定する。目地部の強度は建物重量による摩擦の影響により試験結果を上回ることが考えられるが、安全側の評価として下記の数値を用いる。目地部の強度においては実験結果が煉瓦造指針における壁体強度の上限値を下回るため、実験結果の数値とすることにより過大な評価となる可能性は低いと判断する。

□耐震壁の条件を満足する壁

項目			X方向		Y方向	
			2層	1層	2層	1層
平面形状	a	対隣壁の中心間の距離が壁厚の50倍以下	Y2-Y4通り 0.4m×50= 20m>10.72m : OK		X1-X6通り 0.5m×50= 25m>23.97m : OK	
	b	耐震壁の厚さ：高さの1/25以上 かつ200mm以上	4580/25= 183.2mm <200mm 200mm以 上の厚さ の壁を 耐震壁と する	4545/25= 181.8mm <200mm 200mm以 上の厚さ の壁を 耐震壁と する	4580/25= 183.2mm <200mm 200mm以 上の厚さ の壁を 耐震壁と する	4545/25= 181.8mm <200mm 200mm以 上の厚さ の壁を 耐震壁と する
	c	開口部等で区切られた壁の長さ600mm以上 かつ両側の開口部の高さの平均値の30%以上	個別に確認			

□壁体の強度(N/mm²)

		圧縮強度	せん断強度	引張強度	
目地部分	採用値	0.70	0.070	0.070	試験結果の最小値
	(参考)	4.50	0.450	0.450	煉瓦造指針における壁体強度の上限値
石材	採用値	33.98	2.86	2.86	圧縮強度：供試体平均、せん断=引張とし、最小の圧縮強度の1/10とする

※上記より、耐震性能評価（Is算定）には目地部分の強度（上記の小さいほう）を用いる

□組積体の許容応力度(組積造設計規準・日本建築学会・1964年)

	長期		短期	
	圧縮	引張・せん断	圧縮	引張・せん断
レンガ造および中実コンクリートブロック	単体圧縮強度の 1/8、かつ 1.5 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1/80、かつ 0.15 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/8、かつ 2.25 N/mm ² 以下	単体圧縮強度の 1.5/80、かつ 0.225 N/mm ² 以下

□目地部分の強度（別添資料③より算出）

- ・試験結果のせん断耐力を試験体の目地部せん断面積で除し、せん断耐力を求める
- ・引張強度、圧縮強度は上記の組積体許容応力度を参考に、引張強度=せん断強度、圧縮強度=10×せん断強度とする

試験体		No.2	No.5	平均	
直径(目地方向)a	mm	202	201	201.5	
目地幅	mm	11	11	11	目地幅はFEM解析時の等価剛性算定に用いる
厚さt	mm	92	100	96	
目地面積a×t	mm ²	18584	20100	19342	
試験体せん断耐力	kN	5.6	1.4	3.5	
せん断強度	N/mm ²	0.301	0.070	0.185	引張強度と同値
せん断強度(最小)	N/mm ²			0.070	
圧縮強度※	N/mm ²	3.013	0.697	1.855	せん断強度×10
圧縮強度※(最小)	N/mm ²			0.697	せん断強度×10

※組積体の許容応力度より、せん断強度=圧縮強度の1/10より、せん断強度×10として圧縮強度を推定

目地部分の試験結果は別紙 4 に別添としている。目地部分の強度については試験結果を試験体のせん断面積で除すことにより算定しているがコア抜きより得られた試験体数が少なく、試験を行うことができた供試体についてもダボによる強度の影響が支配的と考えられる。各試験体は壁厚方向にコア抜きした石材を、載荷可能な寸法 100mm 程度にスライス状に切断することにより作成した。その際ダボを含む試験体以外については目地部において破損が生じ、ダボを含む試験体のみが試験可能な状態であった。そのうち No5 試験体において、コア採取時には亀裂は確認されなかったが、試験体作成段階において亀裂が確認された。2 つの試験体共通でダボの埋め込み深さは 50mm 程度であったが、非破壊検査によるとダボの埋め込み長さは 50mm～100mm 程度と推定される。試験体 No2, No5 のダボのはしききは、No2: 約 35mm、No5: 約 25mm であった。これらのはしきき寸法をもとに合成構造指針に基づきダボのせん断耐力を算定した場合、試験結果とせん断耐力は同程度となる（次ページ以降の算定結果参照）。No5 試験体において耐力が小さい要因としてははしきき寸法のほか、試験体作成時に発生した亀裂の影響が考えられる。一方で実際の壁面でははしききが十分に確保されているため、鋼材のせん断強度程度のダボ耐力を発揮することが推測されるが、検討においては先述の強度を用いることで安全側の評価とする。

今回の試験結果は目地本来の強度ではなく、ダボの強度によるものであるため、引張強度を推定する際に引張強度=せん断強度とすることは問題点があるが、今回の試験結果によるせん断強度が小さく、面外変形に対しては自重による強度影響に比べて目地部の影響は小さいと考え、引張強度=せん断強度と仮定して評価を行う。また、ダボの埋め込み深さは 50mm 程度確保されているため、石材を剛体とした場合においても各石材の離間が 50mm に到達するまでは石材個材が脱落する可能性として低いと判断した。なお、圧縮強度についても、試験体の破壊形式を考慮すると引張強度=せん断強度=1/10 圧縮強度とすることは本来適切ではないが、試験結果の数値を目地部の強度とし、その 10 倍を圧縮強度と仮定した評価を行う。しかしながら、これらの強度の採用については不正確な値である危険性が高く、組積造建物の強度は目地強度の正確な把握が必要不可欠であるため、既存壁体自身で地震力を負担する耐震補強を計画する場合は、目地強度の再試験を行うことが望ましい。

■目地部試験結果におけるダボ筋の強度推定

No.2試験体

・アンカーボルトのせん断耐力算定式をもとに算定
 日本建築学会 各種合成構造設計指針に基づき算定する
 壁面に作用する地震力を伝達できることを確認する

はし空き35mmの場合

終局 検討

□設計条件

壁厚	200 mm	0.2 m
壁の単位重量 ρ	22 kN/m ³	
アンカーボルト径	16 mm	
有効断面積	163 mm ²	
σ_y	235 N/mm ²	τ_y 135.7 N/mm ²
※埋め込み長さ	50 mm	
石材圧縮強度 F_c	28.6 N/mm ²	圧縮試験最小値
E_c	6000 N/mm ²	組積造指針参照
※ $c\sigma_t$ の算定においては $0.31 \cdot 0.9 \cdot \sqrt{F_c}$ を用いる		
$c\sigma_t = 0.31 \cdot 0.9 \cdot \sqrt{F_c}$	1.492 N/mm ²	
A_c 算定に用いる l_{ce} は、		
$2l_{ce} =$	70 mm	を用いる はし空きx2
$A_c =$	3848.5 mm ²	

□面内力に対する検討 アンカーせん断に対しての検討

$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) =$	2.87 kN/本
$q_{a1} =$	$\phi 1 \cdot s \sigma q_a \cdot s_{ca}$ ボルトで決まる耐力
$=$	22.12 kN/本 $\phi 1 =$ 1.000
$q_{a2} =$	$\phi 2 \cdot c \sigma q_a \cdot s_{ca}$ 石材支圧で決まる耐力
$=$	33.76 kN/本 $\phi 2 =$ 1.000
$c \sigma q_a =$	207.12 N/mm ²
$q_{a3} =$	$\phi 2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$ 石材コーン状破壊で決まる耐力
$=$	2.87 kN/本 $\phi 2 =$ 1.000
はし空きは石材高さの1/2を上限とする	
$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$	1924.226 mm ²

■目地部試験結果におけるダボ筋の強度推定

No.5試験体

・アンカーボルトのせん断耐力算定式をもとに算定
 日本建築学会 各種合成構造設計指針に基づき算定する
 壁面に作用する地震力を伝達できることを確認する

はし空き25mmの場合

終局 検討

□設計条件

壁厚	200 mm	0.2 m
壁の単位重量 ρ	22 kN/m ³	
アンカーボルト径	16 mm	
有効断面積	163 mm ²	
σ_y	235 N/mm ²	τ_y 135.7 N/mm ²
※埋め込み長さ	50 mm	
石材圧縮強度 F_c	28.6 N/mm ²	圧縮試験最小値
E_c	6000 N/mm ²	組積造指針参照
※ $c\sigma_t$ の算定においては $0.31 \cdot 0.9 \cdot \sqrt{F_c}$ を用いる		
$c\sigma_t = 0.31 \cdot 0.9 \cdot \sqrt{F_c}$	1.492 N/mm ²	
A_c 算定に用いる l_{ce} は、		
$2l_{ce} =$	50 mm	を用いる はし空きx2
$A_c =$	1963.5 mm ²	

□面内力に対する検討 アンカーせん断に対する検討

$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3}) =$	1.46 kN/本
$q_{a1} =$	$\phi 1 \cdot s \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$ ボルトで決まる耐力
$=$	22.12 kN/本 $\phi 1 = 1.000$
$q_{a2} =$	$\phi 2 \cdot c \sigma_{qa} \cdot s_{ca}$ 石材支圧で決まる耐力
$=$	33.76 kN/本 $\phi 2 = 1.000$
$c \sigma_{qa} =$	207.12 N/mm ²
$q_{a3} =$	$\phi 2 \cdot c \sigma_t \cdot A_{qc}$ 石材コーン状破壊で決まる耐力
$=$	1.46 kN/本 $\phi 2 = 1.000$
はし空きは石材高さの1/2を上限とする	
$A_{qc} = 0.5 \cdot \pi \cdot c^2$	981.7477 mm ²

□耐力壁の算定

層	方向	符号	場所	壁長さ l(mm)	隣接開口 高さ h(mm)	耐力壁 の判定 (上記c)	h/l	壁厚さtw (mm)	α曲げを 考慮した 係数	Aw=l*tw (mm ²)	α*Aw (mm ²)	高さ補正	Aw'= α*Aw*高さ補正 (mm ²)
2	X	W1101	Y2	3090	2920	耐力壁OK	0.945	400	1.000	1236000	1236000	1.000	1236000
		W1102	Y2	2540	2920	耐力壁OK	1.150	400	1.000	1016000	1016000	1.000	1016000
		W1103	Y2	1140	2328	耐力壁OK	2.042	400	0.958	456000	436800	1.000	436800
		W1104	Y2	1140	2328	耐力壁OK	2.042	400	0.958	456000	436800	1.000	436800
		W1105	Y2	1140	2328	耐力壁OK	2.042	400	0.958	456000	436800	1.000	436800
		W1106	Y2	1140	2328	耐力壁OK	2.042	400	0.958	456000	436800	1.000	436800
		W1107	Y2	2580	2920	耐力壁OK	1.132	400	1.000	1032000	1032000	1.000	1032000
		W1108	Y2	3280	2920	耐力壁OK	0.890	400	1.000	1312000	1312000	1.000	1312000
		W1109	Y4	1680	2328	耐力壁OK	1.386	400	1.000	672000	672000	1.000	672000
		W1110	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1111	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1112	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1113	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1114	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1115	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1116	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1117	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1118	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1119	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1120	Y4	1240	2328	耐力壁OK	1.877	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W1121	Y4	1680	2328	耐力壁OK	1.386	400	1.000	672000	672000	1.000	672000
合計													13143200
2	Y	W1201	X1	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1202	X1	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1203	X1	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1204	X1	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1205	X1	1425	2328	耐力壁OK	1.634	500	1.000	712500	712500	1.000	712500
		W1206	X6	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1207	X6	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1208	X6	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1209	X6	1445	2328	耐力壁OK	1.611	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W1210	X6	1425	2328	耐力壁OK	1.634	500	1.000	712500	712500	1.000	712500
		合計											

層	方向	符号	場所	壁長さ l(mm)	隣接開口 高さ h(mm)	耐力壁 の判定 (上記c)	h/l	壁厚さtw (mm)	α 曲げを 考慮した 係数	Aw=l*tw (mm ²)	α*Aw (mm ²)	高さ補正	Aw'= α*Aw*高さ補正 (mm ²)
1	X	W101	Y2	3090	3135	耐力壁OK	1.015	400	1.000	1236000	1236000	1.000	1236000
		W102	Y2	2540	3135	耐力壁OK	1.234	400	1.000	1016000	1016000	1.000	1016000
		W103	Y2	1140	2390	耐力壁OK	2.096	400	0.904	456000	412000	1.000	412000
		W104	Y2	1140	2390	耐力壁OK	2.096	400	0.904	456000	412000	1.000	412000
		W105	Y2	1140	2390	耐力壁OK	2.096	400	0.904	456000	412000	1.000	412000
		W106	Y2	1140	2390	耐力壁OK	2.096	400	0.904	456000	412000	1.000	412000
		W107	Y2	2580	3135	耐力壁OK	1.215	400	1.000	1032000	1032000	1.000	1032000
		W108	Y2	3280	3135	耐力壁OK	0.956	400	1.000	1312000	1312000	1.000	1312000
		W109	Y4	1680	2390	耐力壁OK	1.423	400	1.000	672000	672000	1.000	672000
		W110	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W111	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W112	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W113	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W114	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W115	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W116	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W117	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W118	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W119	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W120	Y4	1240	2390	耐力壁OK	1.927	400	1.000	496000	496000	1.000	496000
		W121	Y4	1680	2390	耐力壁OK	1.423	400	1.000	672000	672000	1.000	672000
合計													13044000
1	Y	W201	X1	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W202	X1	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W203	X1	1285	2528	耐力壁OK	1.967	500	1.000	642500	642500	1.000	642500
		W204	X1	1285	2528	耐力壁OK	1.967	500	1.000	642500	642500	1.000	642500
		W205	X1	1425	2390	耐力壁OK	1.677	500	1.000	712500	712500	1.000	712500
		W206	X6	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W207	X6	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W208	X6	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W209	X6	1445	2390	耐力壁OK	1.654	500	1.000	722500	722500	1.000	722500
		W210	X6	1425	2390	耐力壁OK	1.677	500	1.000	712500	712500	1.000	712500
		合計											

(5) Is 算定に用いる数値

社団法人北海道建築技術協会による煉瓦造建物の耐震診断指針に従い求めた Is 値算定に用いる経年指標 T および形状係数 SD の算定結果を示す。鹿児島県立博物館考古資料館の石材は一部に目地表面の剥落、石材の風化が見られるものの、全体としては状態が良く経年指標 T による低減は比較的少ないと判断される。一方で屋根面、床面の水平構面剛性が不足していることや展示室の面積が大きく、隣接壁面の距離が離れていることがあげられる。偏心については各階、各地震動入力方向で 0.15 以内となっている。2 層に比べて 1 層の耐震要素が相対的に少なく、(重量比が 2 倍以上 (2 層の重量に対して、一層部分に作用する重量は 1 層+2 層重量+ポーチ部分の重量となるため) に対して耐震要素の総量 (各層のせん断剛性) が 1 層と 2 層で同等となっている) 剛性率については 1 層の剛性率が 0.6 を下回るため、配慮する必要がある。これらの点については SD 算定の指標 g_1, k_1, m, n に反映される。

表4 経年指標 (T) の算定表

* 表中の数値は減点数

項目	構造ひび割れ・変形			変質・老朽化			
	a	b	c	d	e	f	
程度	1. 不同沈下に関連するひび割れ 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 3. 壁のせん断ひび割れ(階段状ひび割れ)	1. 2次部材に支障をきたしているスラブ・臥梁の変形 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 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 4. 鉛直方向のひび割れ 5. 目地の欠損、肌別れ	1. a,bには該当しない軽微な構造ひび割れ 2. a,bには該当しないスラブ、臥梁のたわみ 3. 連続しない局部的なれんが割れ 4. 連続しない目地部の肌別れ、ひび割れ	鉄筋さびによるコンクリートの膨張ひび割れ 2. 鉄筋の腐食 3. 火災によるコンクリートのはだわかれ 4. 化学薬品等によるコンクリート、れんがの変質 5. 広範囲のれんがの凍害、欠損 6. 広範囲の目地抜け	1. 雨水・漏水による鉄筋さびの溶け出し 2. コンクリートの鉄筋位置までの中性化または同等の材令 3. 仕上げ材の著しい剥落 4. 局部的なれんがの欠損、凍害 5. 連続する目地抜け	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. 仕上げ材の軽微な剥落または老朽化 3. れんがの表面劣化 4. 目地モルタルの表面劣化	
部位	範囲						
床※ 小梁を含む	①総床数の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
基礎梁 臥梁	①1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
れんが 壁	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
減点数 集計欄	小計	0.05	0.045	0.011	0	0.015	0.011
	合計	0.106			0.026		
階の経年指標 $T_i = (1-p_1) \times (1-p_2) = 0.894 \times 0.977 = 0.871$							

※ 木造床は対象外

表5 形状指標 (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		Gi			R		
		1.0	0.9	0.8	Gi	Ri	Ri
平面形状	a 整形性 ※	整形 a1	ほぼ整形 a2	不整形 a3	1.0	0.50	1.00
	b 辺長比	b ≤ 5	5 < b ≤ 8	8 < b	1.0	0.25	1.00
	c くびれ	0.8 ≤ c	0.5 ≤ c < 0.8	c < 0.5	1.0	0.25	1.00
	d エクステンション・ジョイント	1/100 ≤ d	1/200 ≤ d < 1/100	d < 1/200	1.0	0.25	1.00
	e 吹抜 根元	e ≤ 0.1	0.1 < e ≤ 0.3	0.3 < e	0.8	0.25	0.95
	f 吹抜の偏在	f1 ≤ 0.4かつ f2 ≤ 0.1	f1 ≤ 0.4かつ 0.1 < f2 ≤ 0.3	0.4 < f1又は 0.3 < f2	0.8	0.50 0.50	0.90
	g1 代表的な室の分割面積 ※2	g1 ≤ 60m ²	60m ² < g1 ≤ 100m ²	g1 < 100m ²	0.8	0.50	0.90
	g2 壁厚/基本壁長 ※3	g2 ≥ 1/30	1/30 > g2 ≥ 1/50	1/50 > g2	0.8	0.50	0.90
(P) g3 壁厚/壁高 ※3	g3 ≥ 1/15	1/15 > g3 ≥ 1/20	1/20 > g3	1.0	0.50	1.00	
断面形状	h 地下室の有無	1.0 ≤ h	0.5 ≤ h < 1.0	h < 0.5	0.8	1.00	1.00
	i 層高の均等性 ※	0.8 ≤ i	0.7 ≤ i < 0.8	i < 0.7	1.0	0.25	1.00
	j ビ・ロティの有無 ※	ビ・ロティなし	全てビ・ロティ	ビ・ロティが偏在	1.0	1.00	1.00
	(S) k1 屋根面剛床仮定不成	Gi = 0.8	Gi = 0.8	Gi = 0.8	0.8	1.00	0.80
S _{D1}							0.554

※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、60m²を40m²、100m²を60m²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	重心-剛心の偏心率	X方向				Y方向				
		階	偏心率R _{ex}	F _{ex}	Gi	Ri	偏心率R _{ey}	F _{ey}	Gi	Ri
(PR) m	上下層の剛重比	階								
		2	0.073	1.00	1.00	1.00	0.000	1.00	1.00	1.00
		1	0.105	1.00	1.00	1.00	0.012	1.00	1.00	1.00
(SR) o		階								
		2	1.44	1.00	1.00	1.00	1.44	1.00	1.00	1.00
		1	0.56	1.06	0.94	1.00	0.56	1.07	0.93	1.00
S _{D2}						階	X方向	Y方向		
						2	1.00	1.00		
						1	0.94	0.93		

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

S _D (S _{D1} × 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	0.554	1.00	0.554	0.554	1.00	0.554
	1	0.554	0.94	0.521	0.554	0.93	0.515
$S_{D1} = q_a \times q_b \times \dots \times q_k$ ただし $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i = a, b, c, d, e, f, g1, g2, g3, i, j, k, l, m, n, o$ $q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \dots i = h$							

□重心の算定

・単位面積重量(2FL上部)

仕様	面積(m ²)	鉛直構面重量 (kN/m ²)	水平構面重量 (kN/m ²)	単位面積重量 (kN/m ²)
あ	256.44	7.43	1.60	9.0
い	256.44	12.07	3.00	15.1
え	70.73	5.82	9.00	14.8

・単位面積重量(1FL上部)

仕様	面積(m ²)	鉛直構面重量 (kN/m ²)	水平構面重量 (kN/m ²)	単位面積重量 (kN/m ²)
う	256.44	26.93	12.102	39.0
お	70.73	10.15	19.800	29.9

	仕様	単位荷重 (kN/m ²)	面積A (m ²)	重量W (kN)	X座標	W・x	Y座標	W・y	
2層	1	あ	9.04	256.44	2317.38	11963.5	27723995	10078.5	23355731
	2	い	15.07	256.44	3863.37	11963.5	46219445	10078.5	38936990
	3	え	14.82	26.34	390.27	3785.5	1477385	2360	921049
	4	え	14.82	18.05	267.52	11884.5	3179322	3870	1035296
	5	え	14.82	26.34	390.27	19984	7799252	2360	921049
	6								
	7								
	8								
	9								
	10								
小計			583.607	7228.8212		86399400		65170114	

Gx= 11952

Gy= 9015

	仕様	単位荷重 (kN/m ²)	面積A (m ²)	重量W (kN)	X座標	W・x	Y座標	W・y	
1層	1	う	15.07	256.44	3863.37	11963.5	46219445	10078.5	38936990
	2	お	14.82	26.34	390.27	3785.5	1477385	2360	921049
	3	お	14.82	18.05	267.52	11884.5	3179322	3870	1035296
	4	お	14.82	26.34	390.27	19984	7799252	2360	921049
	5								
	6								
	7								
	8								
	9								
	10								
小計			327.167	4911.4395		58675404		41814383	

Gx= 11947

Gy= 8514

□偏心率の算定

- ・剛性は壁のせん断面積により算定
- ・Iの算定に用いる $\sqrt{(B^2+L^2)}$ は $B=L=\sqrt{\text{床面積}}$ の時最小となる(Iが最大)ため、 $B=L=\sqrt{\text{床面積}}$ とする
- ・壁の形状を考慮した、Aw'を用いて算定 $\sqrt{(B^2+L^2)}=\sqrt{(2*\text{床面積})}$

各通りの壁面積

	通り	座標	Aw'	重心	Aw'*座標	lx,ly	ex,ey	KR	rex,rey	偏心率	I		
2層	Y方向 桁行	X1	0	3602500		0		0		23038	0.000	0.0004	
		X2	4725	0		0		0					
		X3	9575	0		0		0					
		X4	14425	0		0		0					
		X5	19275	0		0		0					
		X6	23927	3602500		86197017500	11952	11964	11				2062436037722500
	Σ		7205000		86197017500			2062436037722500	Fe=	1.000	1.000		
	X方向 梁間	Y1	0	0		0			0		17058	0.073	0.0488
		Y2	4720	6343200		29939904000	10265	1249	141316346880000				
		Y3	9895	0		0			0				
		Y4	15437	6800000		104971600000			1620446589200000				
				0		0			0				
				0		0			0				
	Σ		13143200		134911504000			1761762936080000	Fe=	1.000	1.000		

KR= 3824198973802500

	通り	座標	Aw'	重心	Aw'*座標	lx,ly	ex,ey	KR	rex,rey	偏心率	I		
1層	Y方向 桁行	X1	0	3442500		0		0		23292	0.012	0.0113	
		X2	4725	0		0		0					
		X3	9575	0		0		0					
		X4	14425	0		0		0					
		X5	19275	0		0		0					
		X6	23927	3602500		86197017500	11947	12235	289				2062436037722500
	Σ		7045000		86197017500			2062436037722500	Fe=	1.000	1.000		
	X方向 梁間	Y1	0	0		0			0		17117	0.105	0.0701
		Y2	4720	6244000		29471680000	10307	1793	139106329600000				
		Y3	9895	0		0			0				
		Y4	15437	6800000		104971600000			1620446589200000				
				0		0			0				
				0		0			0				
	Σ		13044000		134443280000			1759552918800000	Fe=	1.000	1.000		

KR= 3821988956522500

□剛性率の算定

- ・剛性はAw'に比例するとし、Ai分布に応じた各層の地震力を除し、仮想の変形角Rとする
- ・各層の変形角の平均を用いて剛性率を求める

方向	層	Aw'	Wi(kN)	Ai	P=ΣAixWi	R=P/Aw'	1/R	1/Rの平均	剛性率	Fs	Gn
X	2	13143200	2317.3	1.39	3213	0.00024	4091	2848	1.44	1.00	1.00
	1	13044000	4911.4	1.00	8124	0.00062	1606		0.56	1.06	0.94
Y	2	7205000	2317.3	1.39	3213	0.00045	2242	1555	1.44	1.00	1.00
	1	7045000	4911.4	1.00	8124	0.00115	867		0.56	1.07	0.93

(6)壁の Is 値による耐震診断結果

壁のせん断耐力に関する耐震診断結果を示す。面内応力に対する構造耐震指標は X 方向については 2 層：Is=0.082、1 層：Is=0.032、Y 方向については 2 層：Is=0.045、1 層：Is=0.016 となりいずれも 0.6 以上を満足しない。このため、地震時に建物が倒壊する危険性が高いと判断される。

後述する面外応力より求まる Is2 では面内応力による Is1 を大きく下回り、X 方向については 2 層：Is=0.006、1 層：Is=0.002、Y 方向については 2 層：Is=0.008、1 層：Is=0.002 となるため、面内、面外共に耐震性能が不足しており、特に面外に対して壁体の崩壊危険性が高いと判断される。

面内応力に対して、Is1>0.6 を満足するために必要な目地部せん断強度は X 方向については 2 層：0.279N/mm²、1 層：0.710N/mm²、Y 方向については 2 層：0.508N/mm²、1 層：1.414N/mm² となり、煉瓦造指針における目地部強度の上限値 0.45N/mm² を上回る目地部強度が必要となるため、補強においては面内応力に対しても適切な補強を行うことが必要である

□壁のIs値による耐震診断結果

計算内容		単位	x方向		y方向	
			2層	1層	2層	1層
Wi	各層の重量	N	2317336	4911364	2317336	4911364
Aw'	壁の水平断面積	mm ²	13143200	13044000	7205000	7045000
τw	壁の水平断面積当たりのせん断耐力	N/mm ²	0.070	0.070	0.070	0.070
Qu	保有水平耐力(※1)	N	915447	908537	501841	490697
T	経年指標 (表4参照)		0.871	0.871	0.871	0.871
F	靱性指標		0.6	0.6	0.6	0.6
Ai	高さ方向の分布係数		1.39	1.00	1.39	1.00
$\Sigma AiWi$			3213013	8124378	3213013	8124378
SD	形状指標 (表5参照)		0.554	0.554	0.554	0.515
K・Z	水平震度・地震地域係数		1.00	1.00	1.00	1.00
St	構造方法にかかわる係数		0.55	0.55	0.55	0.55
Rt	振動特性係数 (※4)		1.00	1.00	1.00	1.00
①	Qu*F*T*SD	kN	265.04	263.04	145.29	132.07
②	$\Sigma W*Ai*Z*Rt$	kN	3213.01	8124.38	3213.01	8124.38
s=min(Is1,Is2)	構造耐震指標		0.006	0.002	0.008	0.002
Is1	構造耐震指標(※2)	①/②	0.082	0.032	0.045	0.016
Is2	壁体面外変形より求まる指標(※3)	0.6xKmin	0.006	0.002	0.008	0.002
Kmin	壁体面外応力より求まる最小となるK		0.010	0.003	0.013	0.003
Is判定 min(Is1,Is2)	Is ≥ 0.6		NG	NG	NG	NG
③	Qu*T*SD	kN	441.73	438.40	242.16	220.11
④	$\Sigma W*Ai*Z*Rt*St$	kN	1767.16	4468.41	1767.16	4468.41
q1	※4による	③/④	0.250	0.098	0.137	0.049
q2(※6)	壁体面外応力より求まる最小となるK		0.010	0.003	0.013	0.003
q	q指標=min(q1,q2)		0.010	0.003	0.013	0.003
q判定	q ≥ 1.0		NG	NG	NG	NG
τn	Is1>0.6を満足するために必要な目地部せん断耐力(経年指標考慮)	N/mm ²	0.279	0.710	0.508	1.414

※1 $Qu=Aw' \cdot \tau w$

※2 $Is=Qu \cdot F \cdot T \cdot SD / (\Sigma W \cdot Ai \cdot Z \cdot Rt)$

※3 $Is2=Is0 \cdot Kmin$ Kminは面外応力より逆算された最小となるK

※4 $q1=Qu \cdot T \cdot SD / (\Sigma W \cdot Ai \cdot Z \cdot Rt \cdot St)$

※5 建物高さh=11.16m, Tc=0.02h=0.2232sec

地盤種別：第2種地盤:Tc=0.6→Rt=1.0

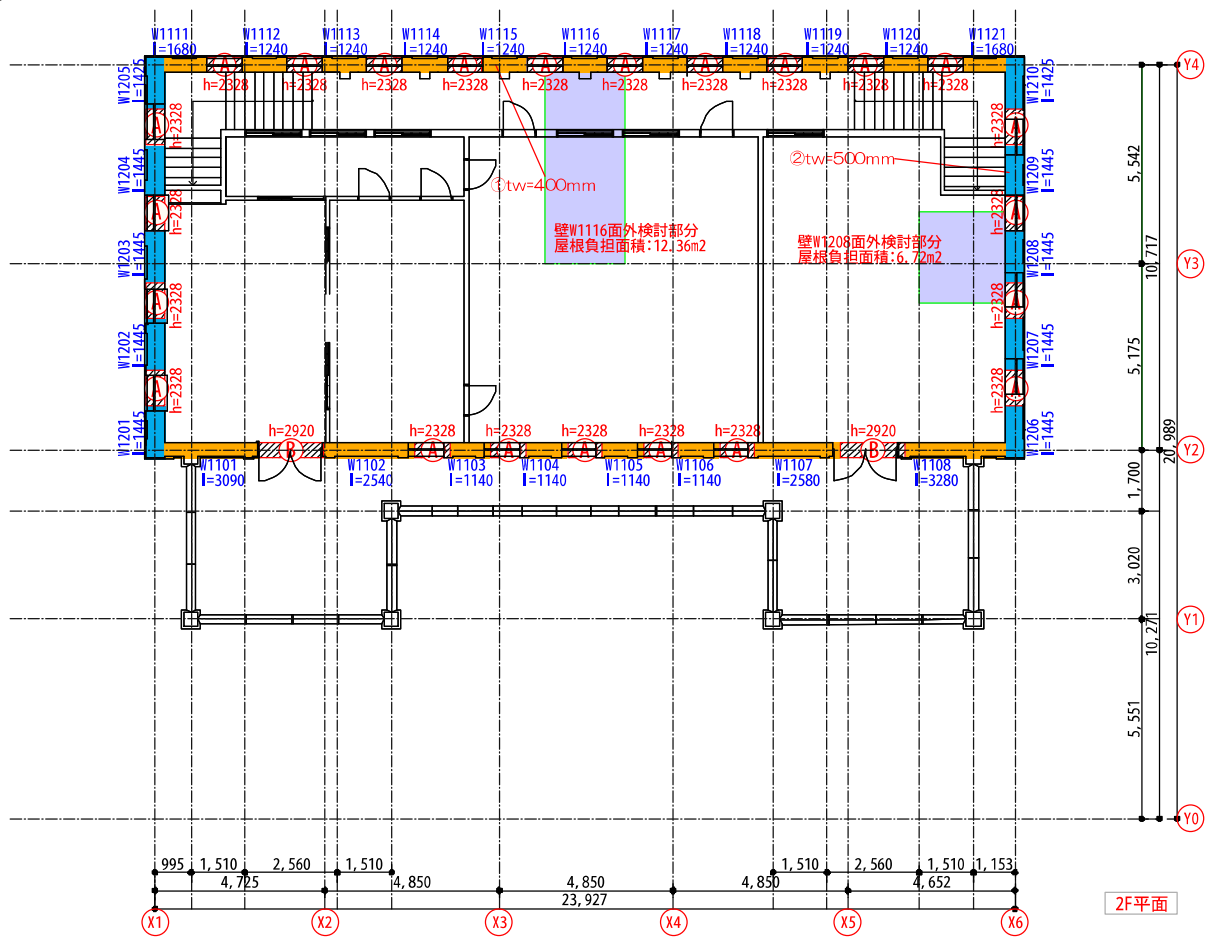
※6 Is2の算定においては1F壁脚部を固定とする片持ちモデルで評価した場合の数値を用いる

(7)壁および柱の面外変形に対する検討

壁の面外変形に対する検討は代表構面として図3-4に示す2構面に対して行う。壁体の負担する鉛直荷重と地震力について、頂部、中央、脚部の3点の高さについて算定を行う。鉛直荷重は負担面積に応じて算定した屋根荷重と、壁体の重量とする。壁体の地震時の水平震度は1.0とする。屋根面については十分な構面剛性が確認できないため、脚部を支点とする高さ方向への片持ち部材として検討するほか、補強等を考慮し、軒レベル、2F床レベル、壁脚部をピン支持とした単純梁として検討した場合の2種類の検討を行う。両端ピンの検討において、脚部については両端を固定とした場合のモーメントについて検討を行うことにより安全側の検討とする。

算定の結果、地震時に壁が面外方向に変形し、崩落する危険性がある。

なお、ポーチ部分の柱及びバルコニー手摺についても倒壊の危険性が極めて高いため、補強を行うことが望ましい。



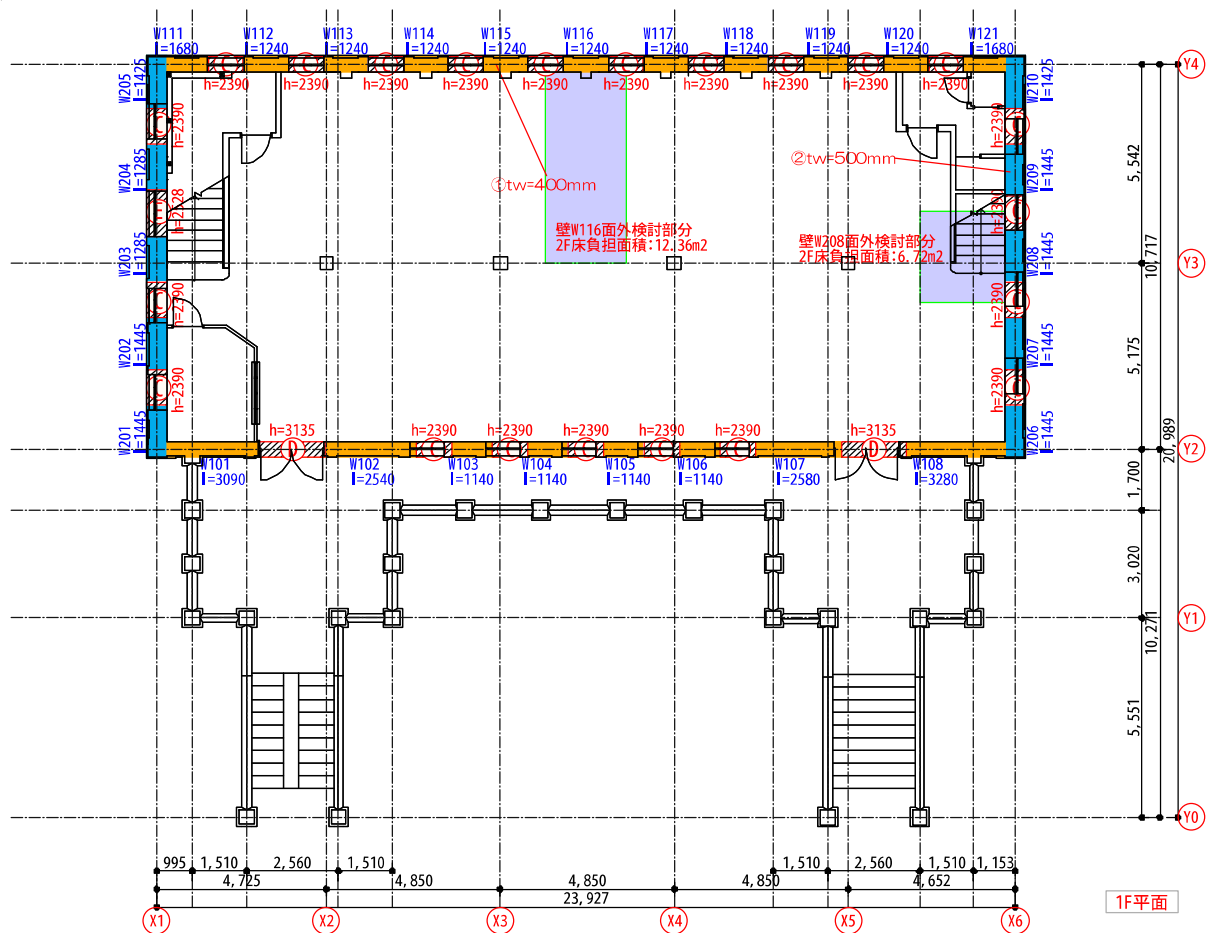


図 3-4 壁の面外変形検討位置

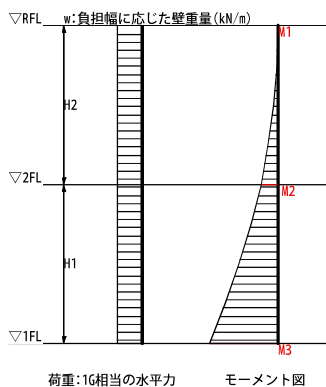
□壁の面外変形に対する検討

- ・ 図に示す2構面について検討
- ・ 現況では床、軒レベルでの剛床が成立しないため、1Fからの片持ち部材として検討
- ・ 補強時の考慮として、軒レベルにて両端ピンとした場合も併せて検討
- ・ 面外方向水平震度は1.0とする
- ・ 柱頭に作用する軸力は負担面積に応じた屋根荷重、壁面の重量は壁高さに応じて算定
- ・ 断面算定は頂部レベル、壁脚レベル、左記の中間の3箇所とする
- ・ 壁重量は見付面積に壁厚さを乗じた値に25kN/m³（装飾を含めた重量）とすることで簡略的に求める

算定に用いる許容応力度は、目地部分の強度をもとに算定し、組積造指針をもとに求める。長期許容圧縮応力度は目地部の圧縮強度の 1/8 とする。短期許容応力度は材料強度を用いる。下記の検討結果より、面外変形により壁が崩壊する危険性が高い。長期荷重に対して目地部が許容応力度を超えている箇所があるため、目地部の補強を検討することが望ましい。

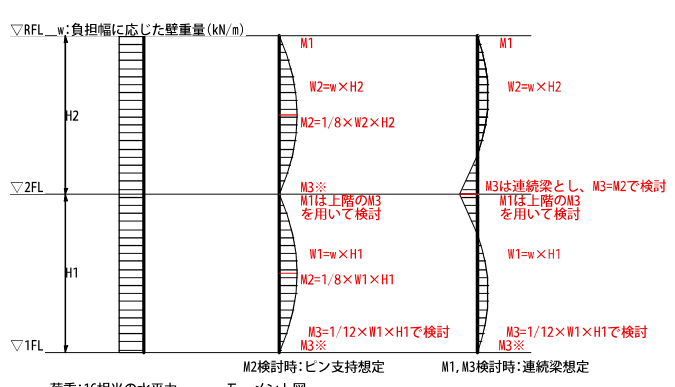
◆片持ち部材として検討(1F-2F壁を単一片持ち梁とする)

壁符号		W116-W1116	W208-W1208
負担面積に応じた屋根重量Wr1(kN)		19.80	10.76
負担面積に応じた床重量Ws2(kN)		37.08	20.16
構面幅	B	m	2.23
構面高さ	H=H1+H2	m	9.13
構面見付面積	B*H	m ²	20.35
壁厚さ	t	m	0.40
壁重量	W	kN	203.49
壁体幅		m	1.240
壁体断面積Aw		m ²	0.4960
壁体Zb		m ³	0.0331
壁体断面積Aw		mm ²	496000
壁体Zb		mm ³	33066667
地域係数×水平震度			1.00
○片持ち部材として検討			
作用軸力	頂部N1	kN	19.80
	中央N2	kN	158.62
	脚部N3	kN	260.37
モーメント※	頂部M1	kNm	0
	中央M2	kNm	232.1
	脚部M3	kNm	928.4
◆長期検討	頂部σ1	N/mm ²	0.040
許容fc(N/mm ²)	中央σ2	N/mm ²	0.320
0.087	脚部σ3	N/mm ²	0.525
検定比	頂部σ1/fc		0.458
		OK	OK
	中央σ2/fc		3.673
	NG	NG	
	脚部σ3/fc		6.029
	NG	NG	
◆短期検討	頂部sσ1	N/mm ²	0.000
許容sfc(N/mm ²)	中央sσ2	N/mm ²	7.019
0.70	脚部sσ3	N/mm ²	28.077
許容sft(N/mm ²)	①-1: 頂部σ1+sσ1		0.040
0.070	②-1: 中央σ2+sσ2		7.339
	③-1: 脚部σ3+sσ3		28.602
	①-2: 頂部σ1-sσ1		0.040
	②-2: 中央σ2-sσ2		-6.699
	③-2: 脚部σ3-sσ3		-27.552
検定比	頂部①-1/sfc		0.057
		OK	OK
	中央②-1/sfc		10.537
		NG	NG
	脚部③-1/sfc		41.064
		NG	NG
	頂部①-2/sft		0.573
	OK	OK	
	中央②-2/sft		96.185
	NG	NG	
	脚部③-2/sft		395.569
	NG	NG	
Kmin	2層(M1,M2より算出)		0.010
	1層(M2,M3より算出)		0.003



◆両端ピン支持として検討(2F床、RFで水平構面が成立する場合)

壁符号		W1116	W106	W1208	W208
負担面積に応じた屋根重量Wr1(kN)		19.80	19.80	10.76	10.76
負担面積に応じた上階重量Ws2(kN)		0.00	139.21	0.00	164.60
構面幅	B	m	2.23	2.52	2.52
構面高さ	H(H1またはH2)	m	4.580	4.545	4.580
構面見付面積	B*H	m ²	10.21	10.14	11.56
壁厚さ	t	m	0.40	0.40	0.50
壁重量	W1またはW2	kN	102.13	101.35	144.44
壁体幅		m	1.240	1.240	1.445
壁体断面積Aw		m ²	0.4960	0.4960	0.7225
壁体Zb		m ³	0.0331	0.0331	0.0602
壁体断面積Aw		mm ²	496000	496000	722500
壁体Zb		mm ³	33066667	33066667	60208333
地域係数×水平震度			1.00	1.00	1.00
○両端ピン支持として検討					
作用軸力	頂部N1	kN	19.80	159.01	10.76
	中央N2	kN	70.87	209.69	82.99
	脚部N3	kN	121.93	260.37	155.21
モーメント※	頂部M1	kNm	0	58.5	0
	中央M2	kNm	58.5	57.6	82.7
	脚部M3	kNm	58.5	38.4	82.7
◆長期検討	頂部σ1	N/mm ²	0.040	0.321	0.015
許容fc(N/mm ²)	中央σ2	N/mm ²	0.143	0.423	0.115
0.087	脚部σ3	N/mm ²	0.246	0.525	0.215
検定比	頂部σ1/fc		0.458	3.682	0.171
		OK	NG	OK	NG
	中央σ2/fc		1.641	4.856	1.319
	NG	NG	NG	NG	
	脚部σ3/fc		2.824	6.029	2.467
	NG	NG	NG	NG	
◆短期検討	頂部sσ1	N/mm ²	0.000	1.768	0.000
許容sfc(N/mm ²)	中央sσ2	N/mm ²	1.768	1.741	1.373
0.70	脚部sσ3	N/mm ²	1.768	1.161	1.373
許容sft(N/mm ²)	①-1: 頂部σ1+sσ1		0.040	2.089	0.015
0.070	②-1: 中央σ2+sσ2		1.911	2.164	1.488
	③-1: 脚部σ3+sσ3		2.014	1.686	1.588
	①-2: 頂部σ1-sσ1		0.040	-1.448	0.015
	②-2: 中央σ2-sσ2		-1.625	-1.319	-1.259
	③-2: 脚部σ3-sσ3		-1.522	-0.636	-1.159
検定比	頂部①-1/sfc		0.057	2.999	0.021
		OK	NG	OK	NG
	中央②-1/sfc		2.744	3.107	2.137
		NG	NG	NG	NG
	脚部③-1/sfc		2.892	2.420	2.280
		NG	NG	NG	NG
	頂部①-2/sft		0.573	20.785	0.214
	OK	NG	OK	NG	
	中央②-2/sft		23.336	18.932	18.070
	NG	NG	NG	NG	
	脚部③-2/sft		21.858	9.131	16.635
	NG	NG	NG	NG	



※本建物は H1 と H2 がほぼ等しいため、2FL 位置での検討用のモーメントは各層の M2（中間位置でのモーメント）を用いる。

柱の面外変形は、壁体同様、柱自重に対して 1G 方向の面外力が生じた際に破損の恐れがないかの確認を行う。

検討は下記に示すよう、1FL および 2FL 位置をピン支持とする単純梁にて検討を行う。柱は■400x400mm であるが、重量算定においては装飾を考慮し■500x500mm とする。 $w=0.5\text{m}\times 0.5\text{m}\times 25\text{kN/m}^3=6.25\text{kN/m}$ 、 $H1=4.545\text{m}$ より、 $M=16.14\text{kNm}$ となる。柱の断面係数 $Z=1/6\times 400^2=1066666\text{mm}^3$ 、 $F_b=F_t=2.86\text{N/mm}^2$ より、柱の終局曲げモーメント（軸力は 0 とする） $M_u=f_b\times Z=30.5\text{kNm}$ となり、 $M_u>M$ （検定比 0.52）より、地震時に柱の損傷（折損）の危険性は低いと判断する。

