

(8) FEM モデルによる壁体の応力解析

1) 解析の目的

前節にて、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規準を行った。当該評価手法は建物壁量に対し、壁の長さと同隣接する開口の状況による個別の壁面の曲げ変形による耐力の低下を考慮した有効断面積にせん断耐力を乗じた総和で建物の保有水平耐力を算定し、想定される比較を行うものである。

組積造の場合、建物全体の耐震性能の評価のほか、地震時に壁体の面外方向に慣性力が作用することによる崩壊の危険性の判断が重要となる。煉瓦造建物の耐震診断規準においても壁体面外変形の検討を行う（前節参照）が、当該指針における壁面の面外変形については1G相当の面外力に対して壁体の応力度を単純化した部材モデルをもとに算定したものである。そのため、建物全体としてみた場合に局所的な発生応力を把握することは困難である。

本節では建物全体を対象とした有限要素解析（FEM 解析）を行うことにより、壁体に生じる局所的な応力の検討を行う。

2) 解析条件

モデルは組積造壁面部分およびポーチ床面を板要素、ポーチ柱、ポーチ部分横架材を線材要素とする。主屋部分の2F および RF 床レベルにおいては木造床を想定とした水平構面を設けるほか、2F および RF 床レベルには荷重制御を目的とした線部材を設ける。木造床部分および小屋組みについては損傷が大きく、保存対象ではないため、モデル化しない。モデルの座標は長辺方向を X 方向、短辺方向を Y 方向、高さ方向を Z 方向とする。壁体の断面は調査結果に基づき、400mm、500mm とする。2F 床（地震時積載荷重含む）および小屋部分の重量は(2) 固定荷重および積載荷重の節に基づき、小屋組重量：411kN、2F 床重量：770kN を、主屋壁面長さの合計 62.988m で除し、小屋組重量：411kN/62.988m=5.93kN/m、2F 床重量：770kN/62.988m=11.11kN/m を各階床レベルに設けた梁要素（線材要素）に等分布荷重として与えた。組積造部分の弾性係数は日本建築学会：組積造設計指針、煉瓦造のヤング率 3000N/mm²～8000N/mm²を参照に、6000N/mm²と設定した。なお、本架構に用いられている石材のヤング率は類似の石材で 8400 N/mm²程度で、本架構に用いられた石材も同程度と推定される。解析は汎用有限要素解析ソフト MIDAS iGen 2023 を用いた。

荷重ケースは固定荷重時（自重と床荷重を2段階に分けて載荷）のほか、壁体の面外変形を検討するため、1G相当の水平力を各要素に与えた場合（XY各方向）の3種類とした。境界条件は、1Fレベルにて、基礎幅と壁長さ、地盤の剛性を考慮した回転ばねを設定し、各壁体脚部の支点の一つをばね支点としたうえで、各壁体の脚部はばねを設定した支点の従属節点となるよう、剛体要素を配置した。基礎回転剛性の考慮は面外変形の検討のみに用いる。2F床、RF床レベルは剛床が成立しない、いわゆる柔床として解析を行った。

■基礎回転剛性について

水平荷重入力方向にフーチングの基礎回転剛性の検討を行う

□南北壁面

壁体直交方向の入力に対して地盤を支持地盤と同等の無限弾性体と仮定し、

RC規準(2018)附14記載の耐震壁の基礎回転の計算資料を基に基礎の回転剛性の算定を行う

基礎回転剛性	$\kappa=8/\pi k l$	244805544.6×10^3	Nmm/rad
		244.81×10^3	kNm/rad

ここで $k_s=C1C2E/B$ 0.016 N/mm³

回転剛性計算に用いるkはRC規準に基づき、4k_s(推奨値3-5の平均)として求める

RC規準中、砂質地盤の計算例では5k_sを採用しているが、安全側とする

$k=4k_s$ 0.062 N/mm³

L 1200 mm 底版幅

D 1700 mm

B 10717 mm 壁長

$I=L/B$ 0.1119716

$C1=(L+B)/2L$ 4.97

$C2 = (3D+B)/(2D+B)$ 1.12

$E=N+25$ 30

N 5 近隣より仮定

荷重入力方向に対して有効な断面維持モーメントは弱軸方向なので、

$I=BL^3/12$ 1.543E+12 mm⁴

□東西壁面

壁体直交方向の入力に対して地盤を支持地盤と同等の無限弾性体と仮定し、

RC規準(2018)附14記載の耐震壁の基礎回転の計算資料を基に基礎の回転剛性の算定を行う

基礎回転剛性	$\kappa=8/\pi k l$	489354342.5×10^3	Nmm/rad
		489.35×10^3	kNm/rad

ここで $k_s=C1C2E/B$ 0.014 N/mm³

回転剛性計算に用いるkはRC規準に基づき、4k_s(推奨値3-5の平均)として求める

RC規準中、砂質地盤の計算例では5k_sを採用しているが、安全側とする

$k=4k_s$ 0.056 N/mm³

L 1200 mm 底版幅

D 1700 mm

B 23927 mm 壁長

$I=L/B$ 0.0501525

$C1=(L+B)/2L$ 10.47

$C2 = (3D+B)/(2D+B)$ 1.06

$E=N+25$ 30

N 5 近隣より仮定

荷重入力方向に対して有効な断面維持モーメントは弱軸方向なので、

$I=BL^3/12$ 3.445E+12 mm⁴

3) 検討結果

図 3-5 に変形図、応力発生状況を示す。図 3-5g)および図 3-5j)に X 方向、Y 方向に 1G 相当の慣性力が作用した際の応力分布と合わせて、sig-ZZ (建物上下方向) および壁長さ方向の応力として X 方向:sig-XX、Y 方向:sig-YY の面外応力、面愛応力に対する各層の検定比が最大となる個所の応力度および検定比を示す。軸応力はプラス方向：引張、マイナス方向：圧縮を表す。応力算定において、赤色着色部分は

引っ張り応力度またはせん断応力度が目地の強度 0.07N/mm^2 を超える部分（引っ張り応力検定比が 1.0 を超える部分）を示す。2F および RF 部分の水平構面の拘束が不十分であるため、壁体外外に大きな変形が生じ、各面の中央部分で面外変形が最大となる。補強においては水平構面剛性を確保し、各階床部分での壁面の変形を拘束するほか、各辺の中央部分で必要に応じて面外変形を拘束する必要がある。

応力算定結果より、建物上下方向の応力を示す sig-ZZ にて目地の強度 0.07N/mm^2 を上回っており、面外に地震力が作用した場合に崩壊の危険性がある。

FEM 解析により、開口際にて応力の集中が確認できるが、前節の平均応力での面外変形の判定と比べて、発生する応力は小さい。これは前節の検討が片持ち部材または単純梁に対しての検討であるのに対して、FEM では壁体端部の直交壁により応力が抑えられているためと推測される。建物上下方向の面外変形による応力度は先述の煉瓦造指針に基づく応力算定に比べて検定比が小さな値となっているが、これは煉瓦造指針における算定においては直交壁の影響は考慮せず、1F 部分を支持点とする 2 層分の片持ち梁として応力算定しているのに対して、壁長さ方向端部の直交壁により壁が拘束され、直交壁に応力が伝わったためと考えられる。しかしながら、建物上下方向の応力度は目地部分の引張強度を上回っており、直交壁との接続部分においても目地強度を上回るものとなっている。また、壁の面外変形を拘束する直交壁においても各方建て壁が柱状に曲げ抵抗することにより応力を負担しているが、引張応力度は目地部の強度を大きく上回る。本解析では目地部のズレ（目地部でのせん断破壊による乖離）や浮き上がり（目地部分での引張破壊による乖離）は再現できていないため、地震時の壁体外外変形により崩落を生じる危険性は高いと考えられる。

最大耐力想定応力算定時においても隅角部及び開口隅角部において局所的に応力が集中する箇所があるため、これらの変形を考慮するための水平構面剛性の確保及び耐震性能向上のための補強が必要である。

図 3-5 1) に X, Y 方向のポーチ部分のせん断応力発生状況を示す。ポーチ部分の床面に作用するせん断応力についても目地部分の強度を上回るため、せん断力を移行できない可能性が高く、ポーチ部分の損傷を引き起こす危険性が高い。そのため、ポーチ部分においても補強を要すると考えられる。

図 3-5m) および図 3-5n) に RF および 1F 部分に設けた木床部分に作用するせん断応力を示す。モデルは E70 相当（ポアソン比 0.4）、板厚 15mm の弾性板要素としているため、木板固定の釘の回転や床板のズレ等を再現できているものではないが、RF レベル X 方向に慣性力 1G を作用させた場合を除き、板要素に発生するせん断応力度がスギ材のせん断強度 1.8N/mm^2 を上回る箇所が見られる。せん断応力度は構面間距離の大きな Y 方向に対してさらに大きくなっており、現況の床板および野地板では水平構面剛性として不十分であると判断される。補強計画においてはコンクリートまたは鋼材を用いて床レベルの水平構面剛性を確保することが必要と判断される。

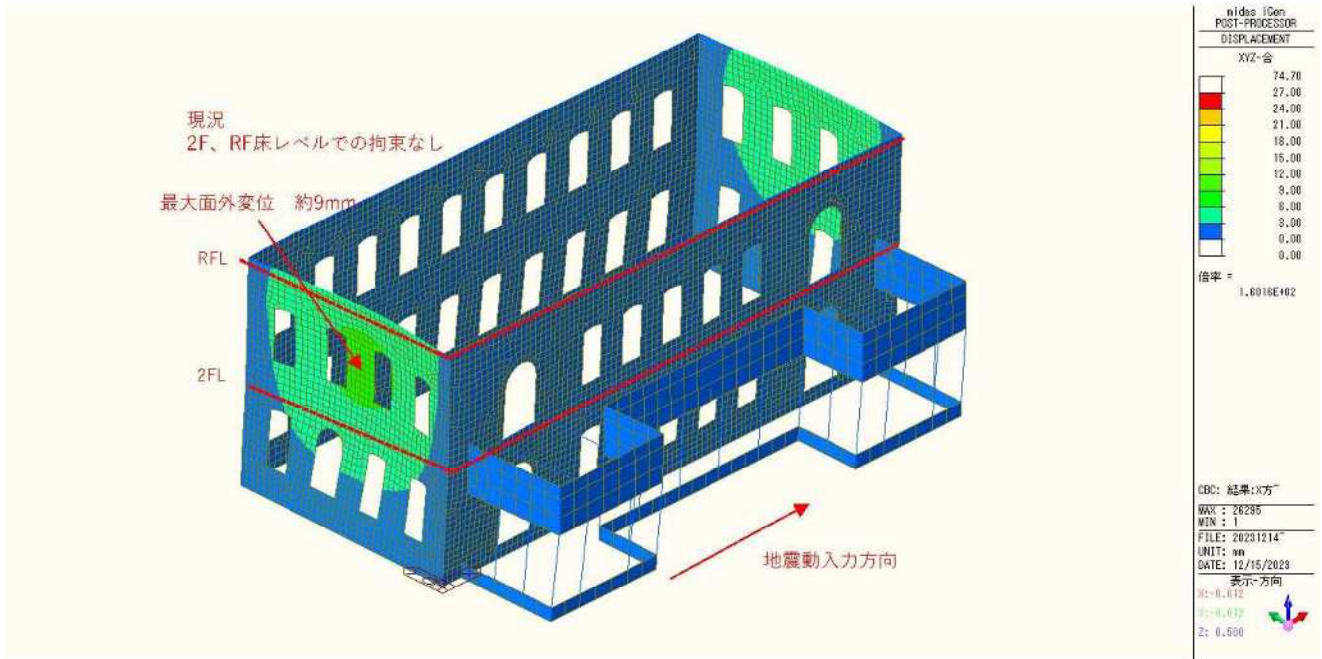


図 3-5a) 変形図 (X 方向: 慣性力 1G)

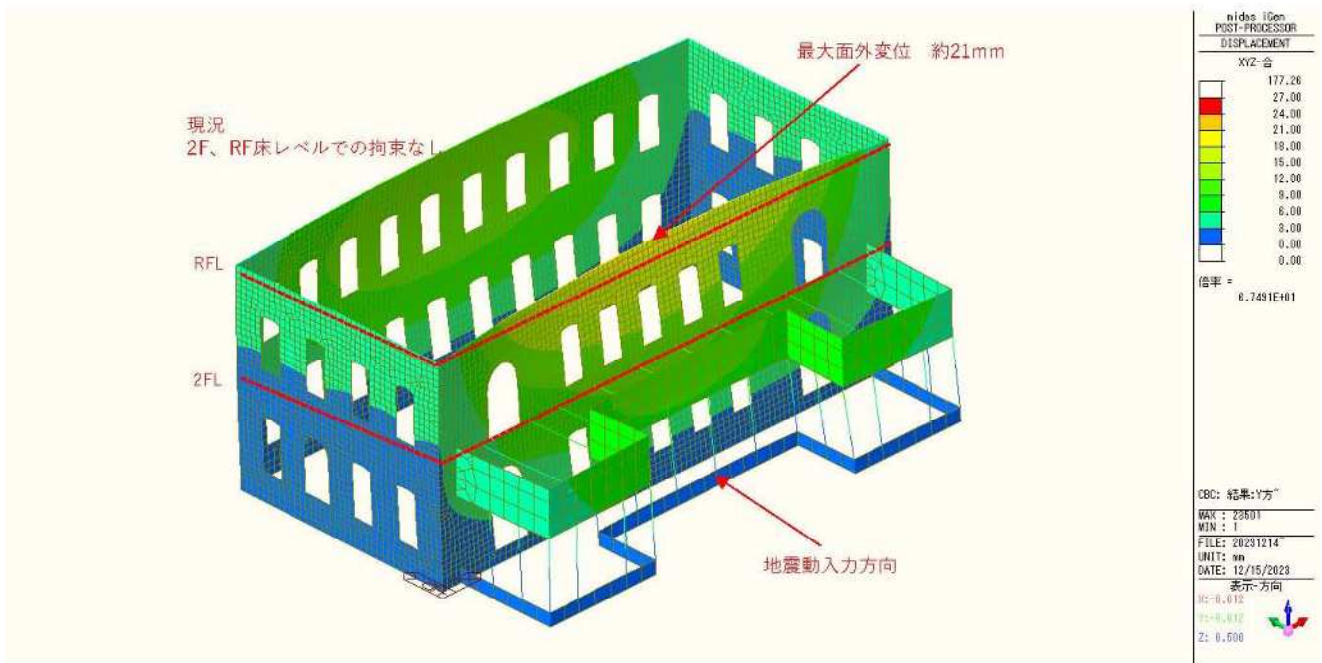
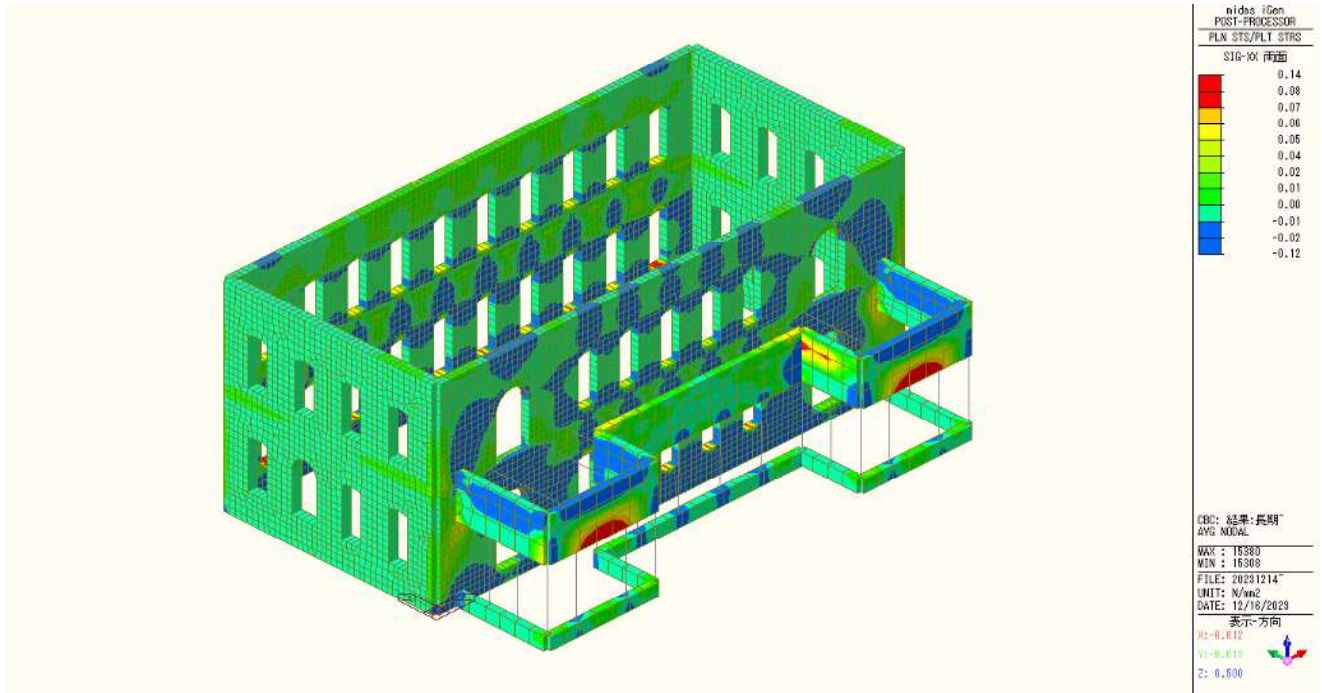
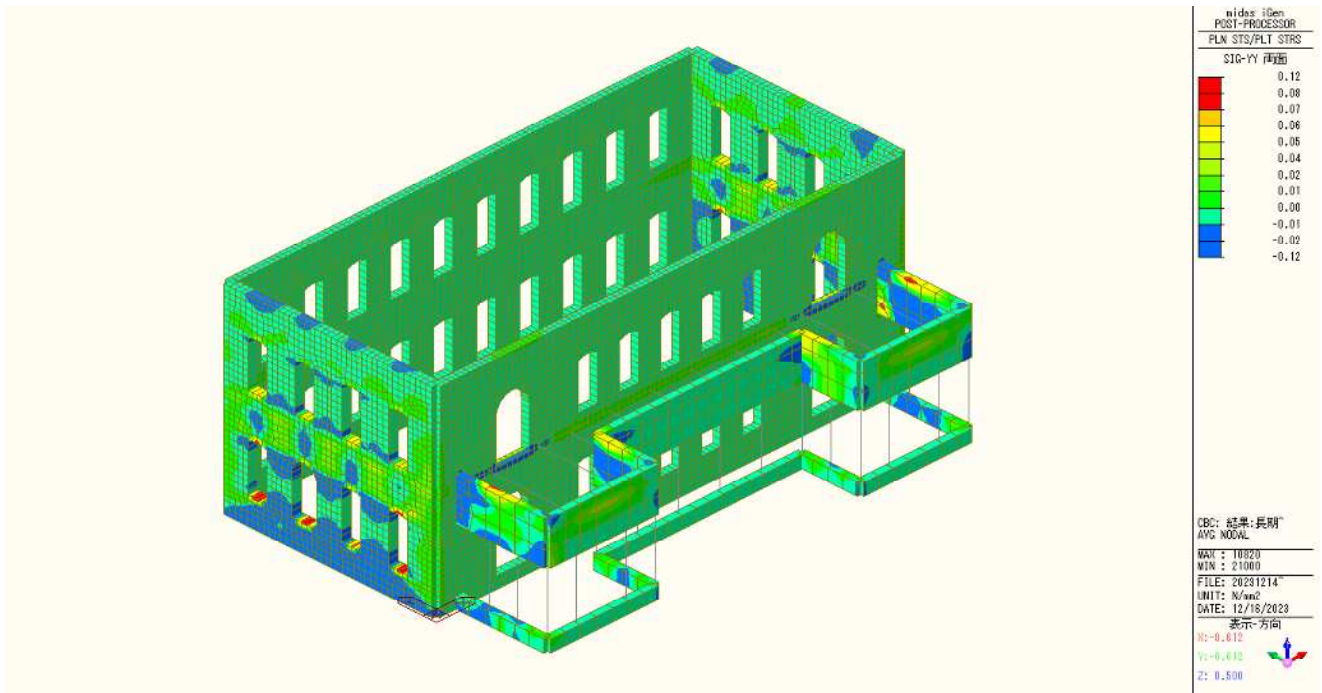


図 3-5b) 変形図 (Y 方向: 慣性力 1G)

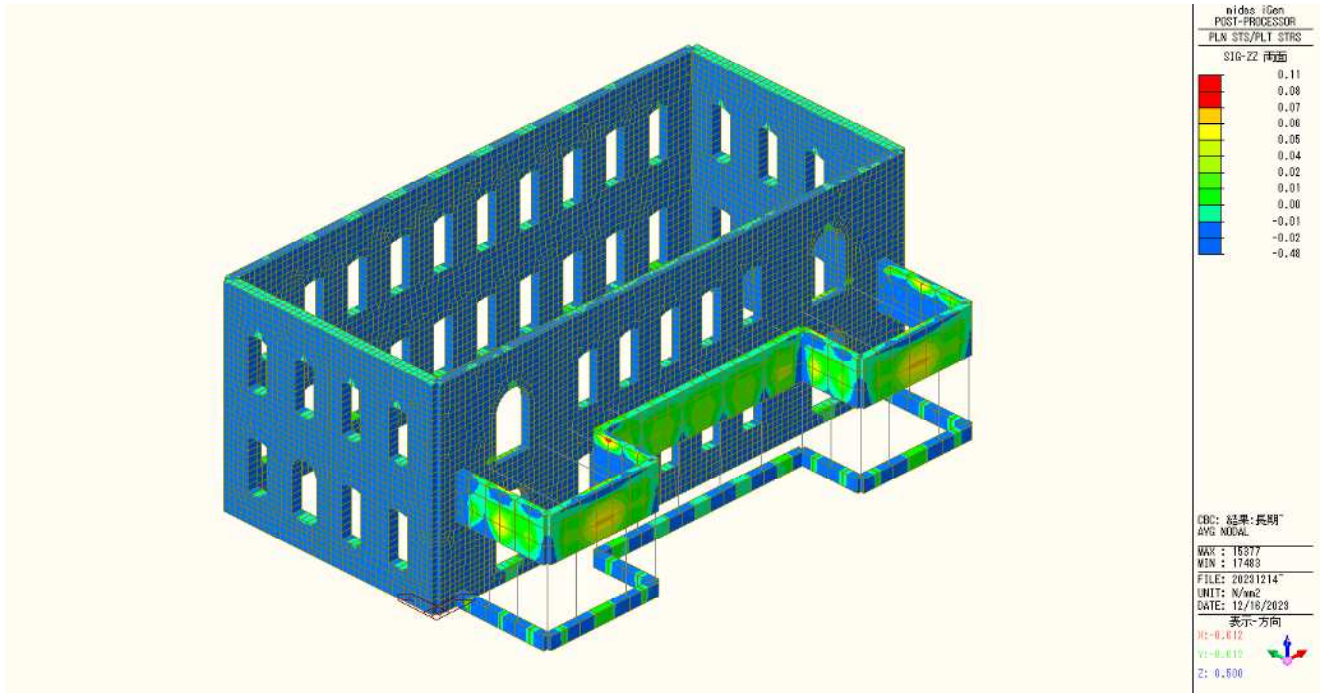


Sig-XX : 全体座標 X 軸方向の垂直応力度

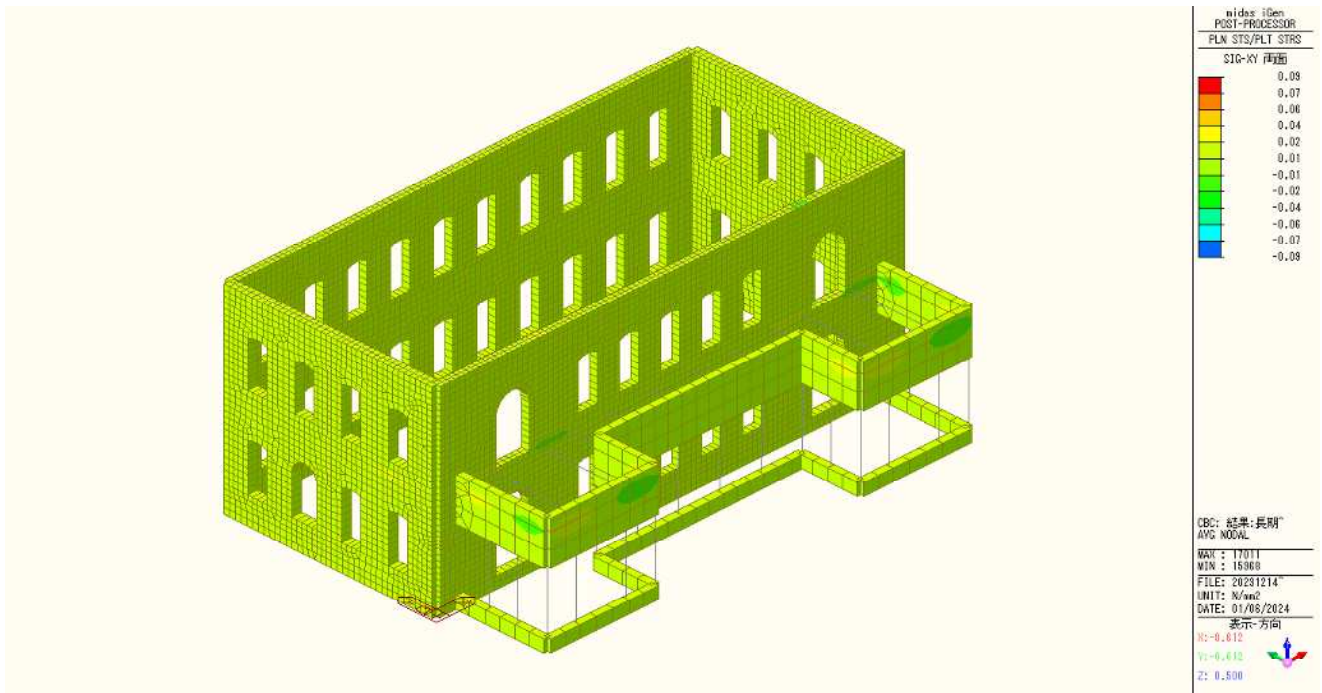


Sig-YY : 全体座標 Y 軸方向の垂直応力度

図 3-5c) 応力図 (長期荷重時)

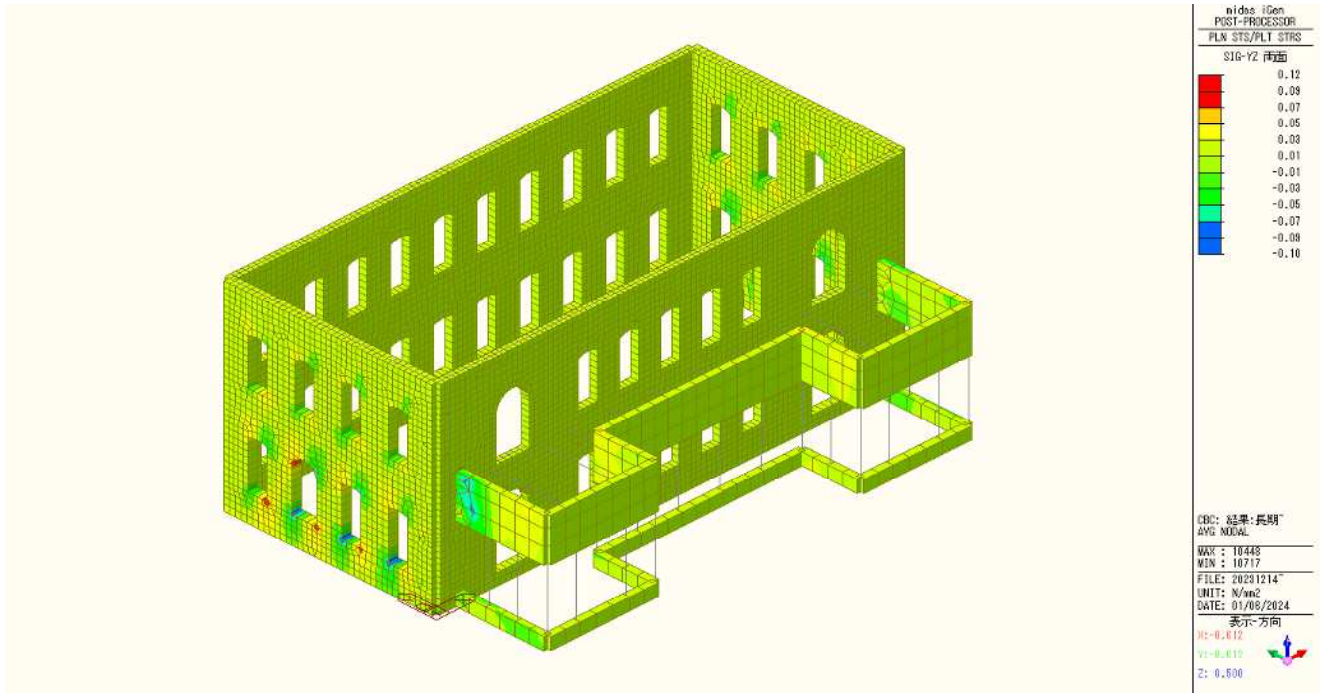


Sig-ZZ：全体座標 Z 軸方向の垂直応力度

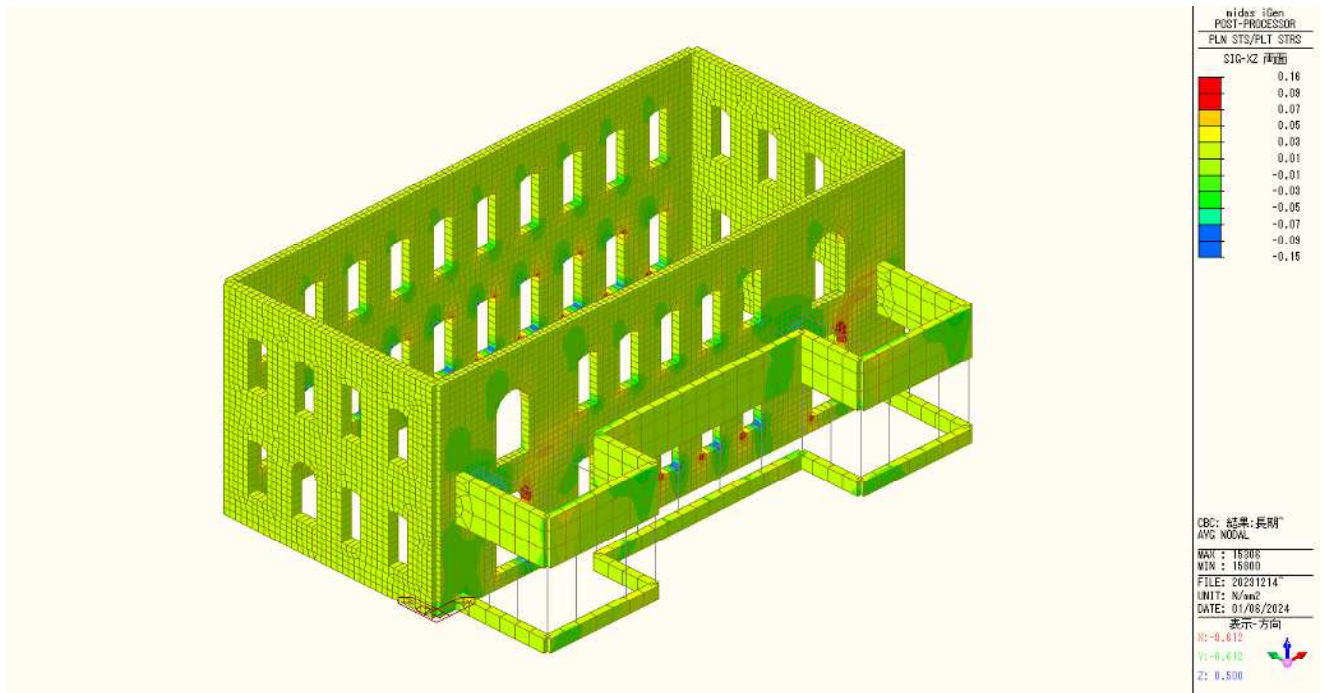


Sig-XY：全体座標 XY 平面のせん断応力度

図 3-5d) 応力図 (長期荷重時)

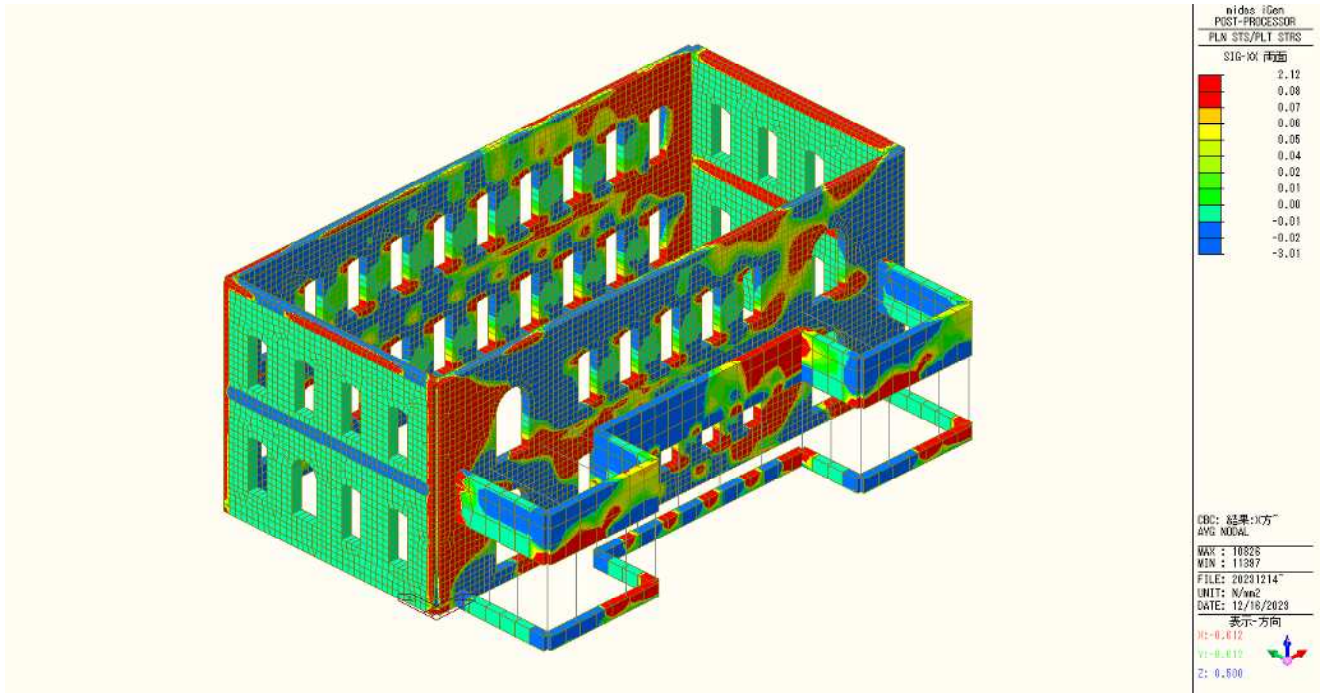


Sig-YZ：全体座標 YZ 平面のせん断応力度

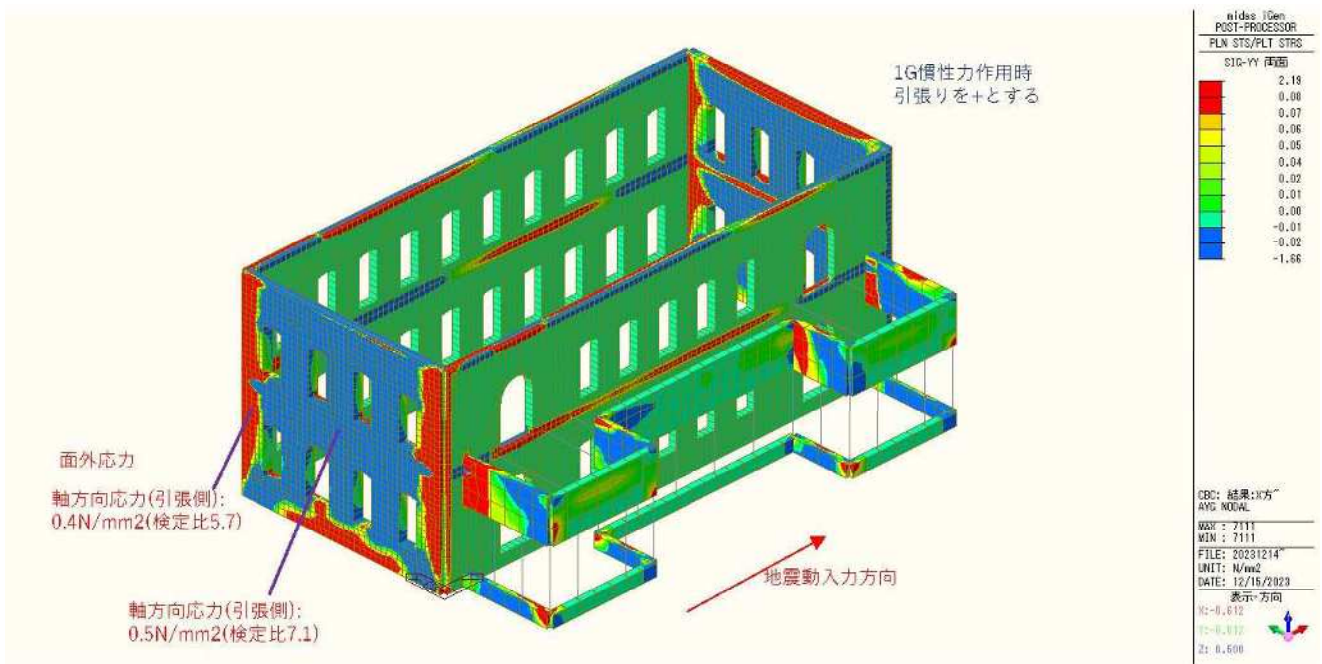


Sig-XZ：全体座標 XZ 平面のせん断応力度

図 3-5e) 応力図 (長期荷重時)

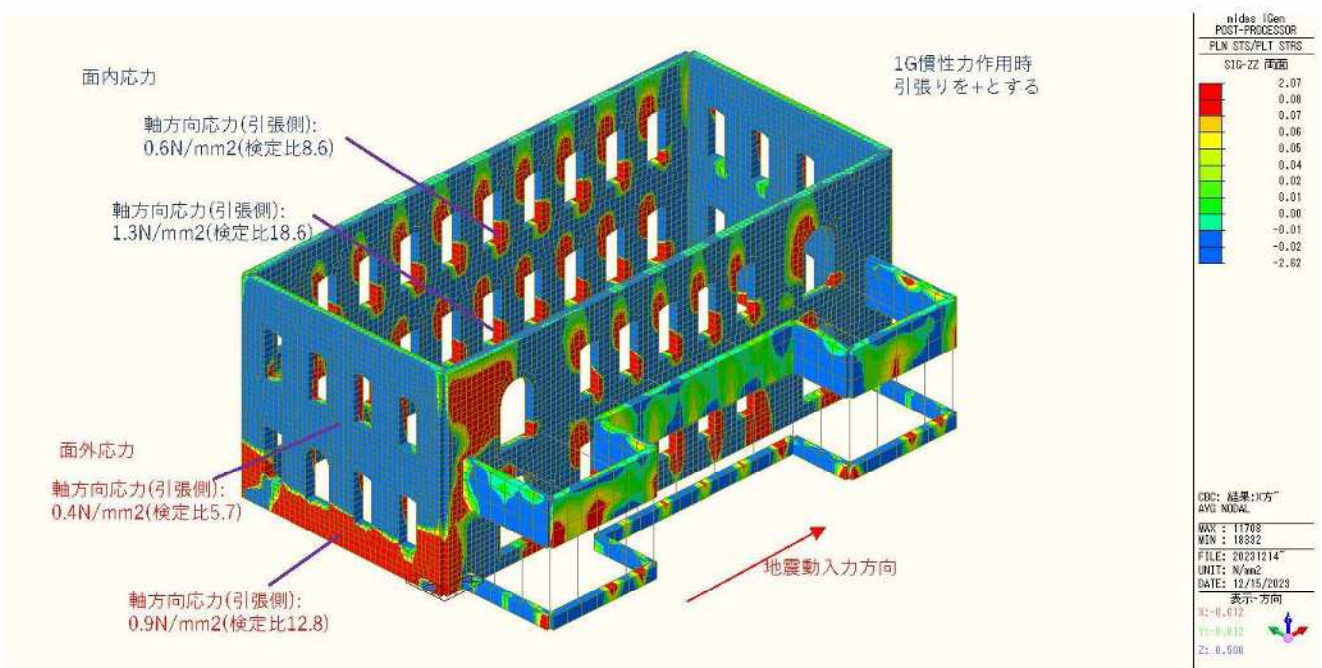


Sig-XX：全体座標 X 軸方向の垂直応力度

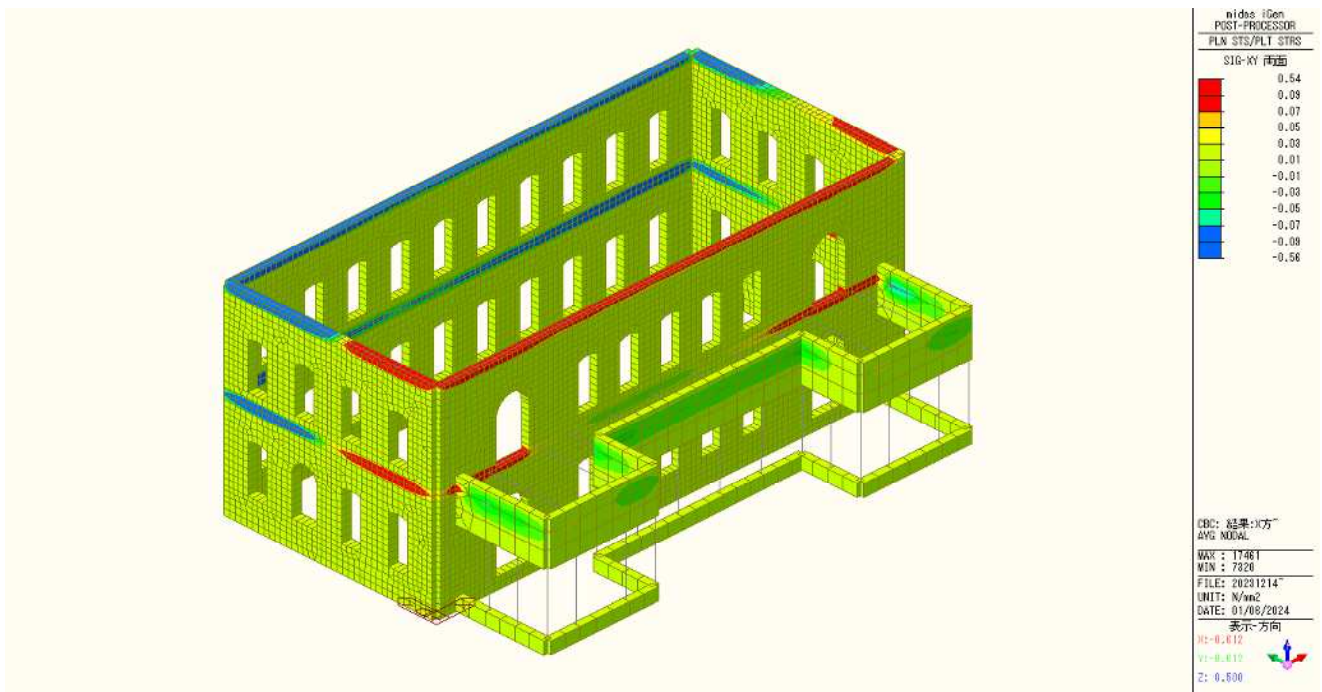


Sig-YY：全体座標 Y 軸方向の垂直応力度

図 3-5f) 応力図 (X 方向：慣性力 1G)

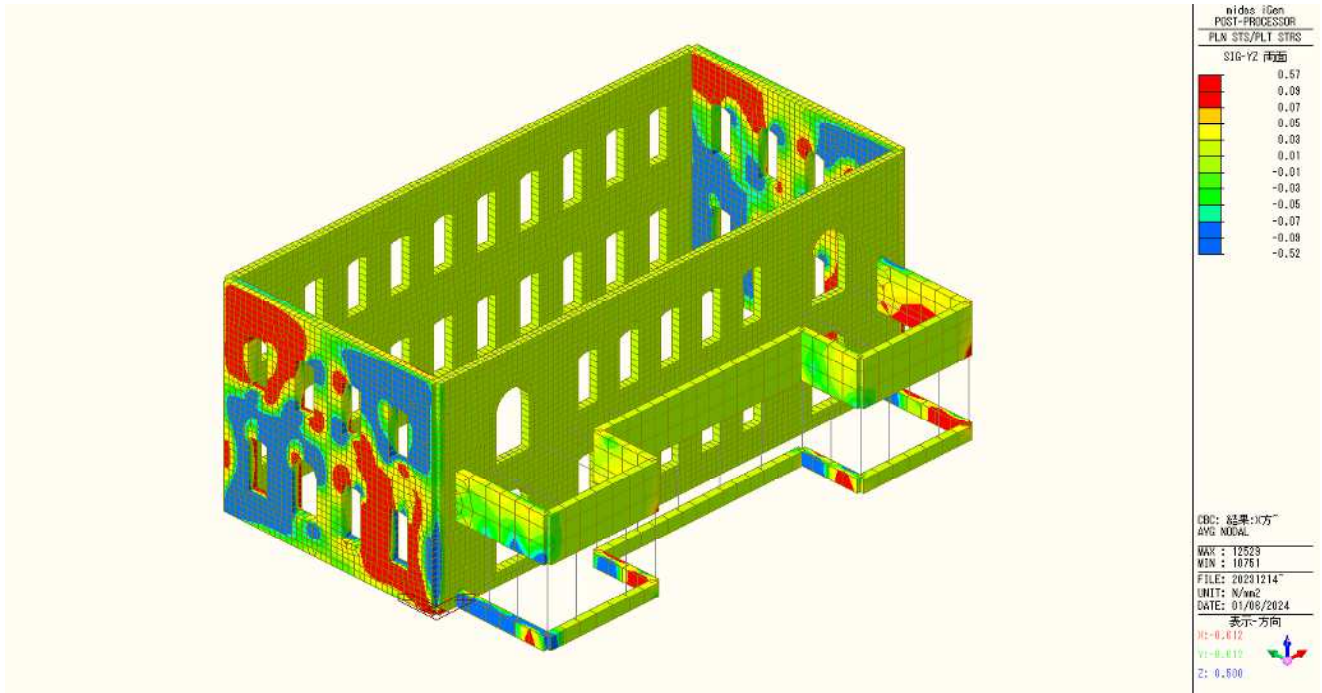


Sig-ZZ：全体座標 Z 軸方向の垂直応力度

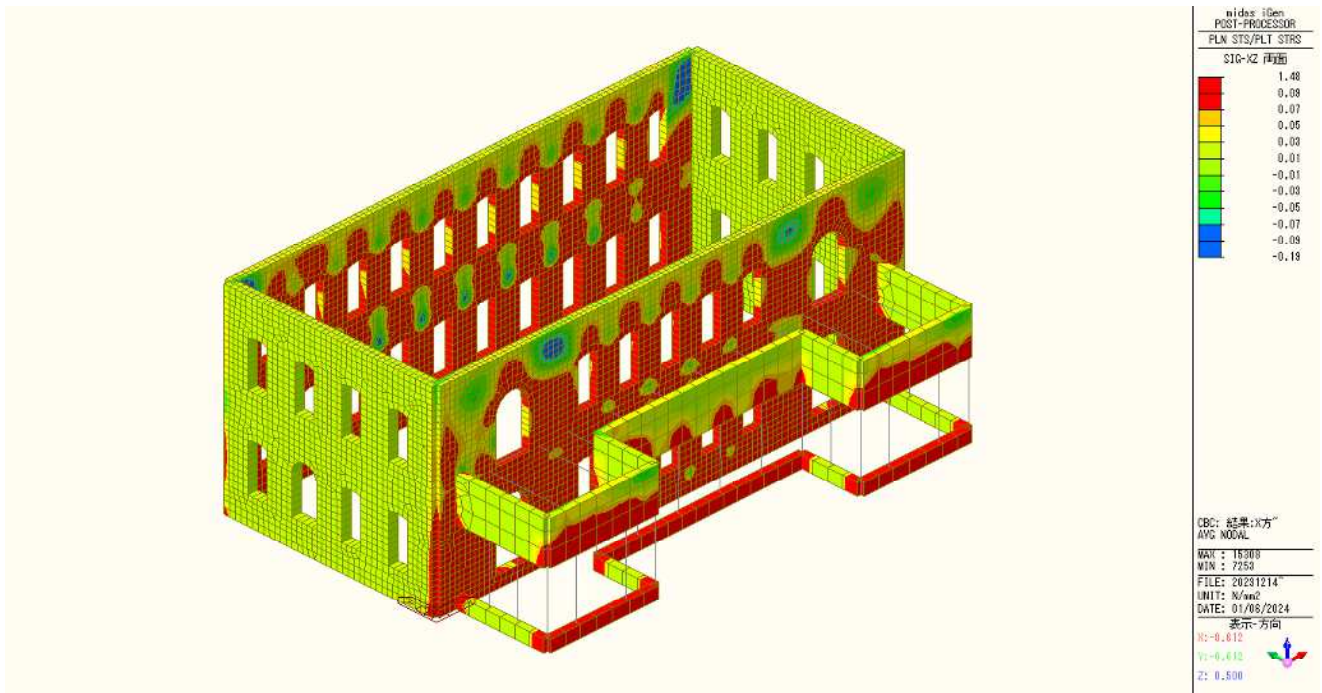


Sig-XY：全体座標 XY 平面のせん断応力度

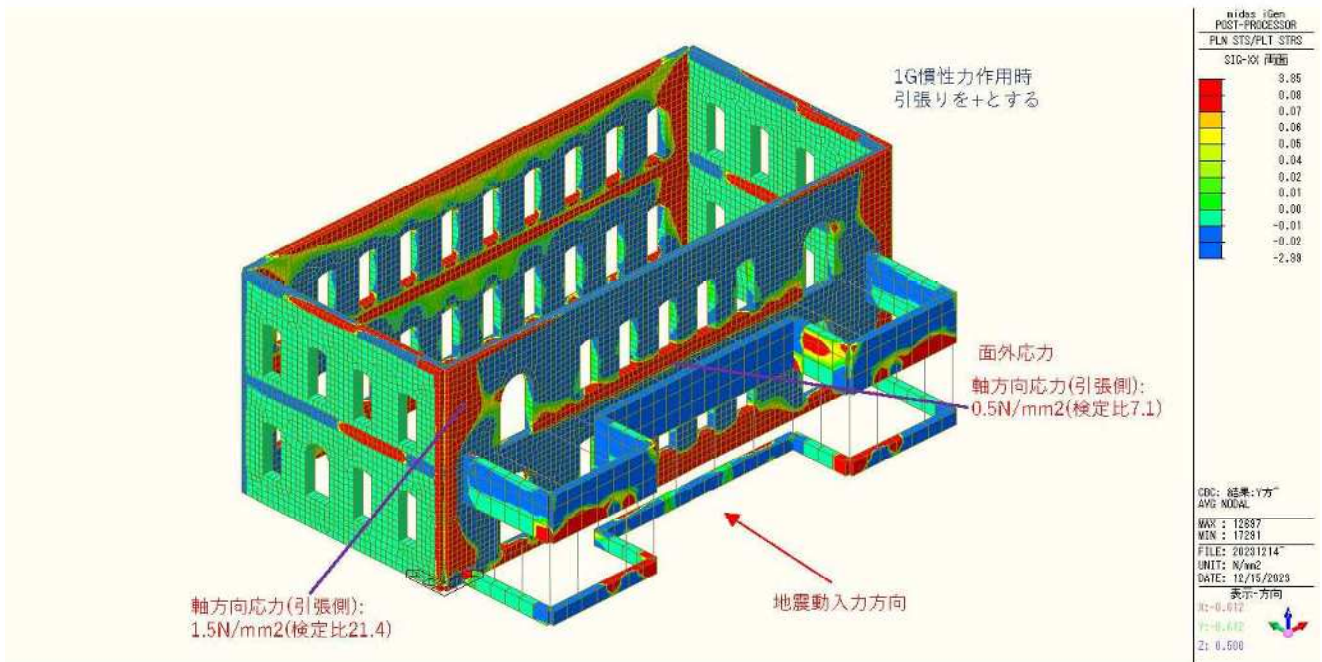
図 3-5g) 応力図 (X 方向：慣性力 1G)



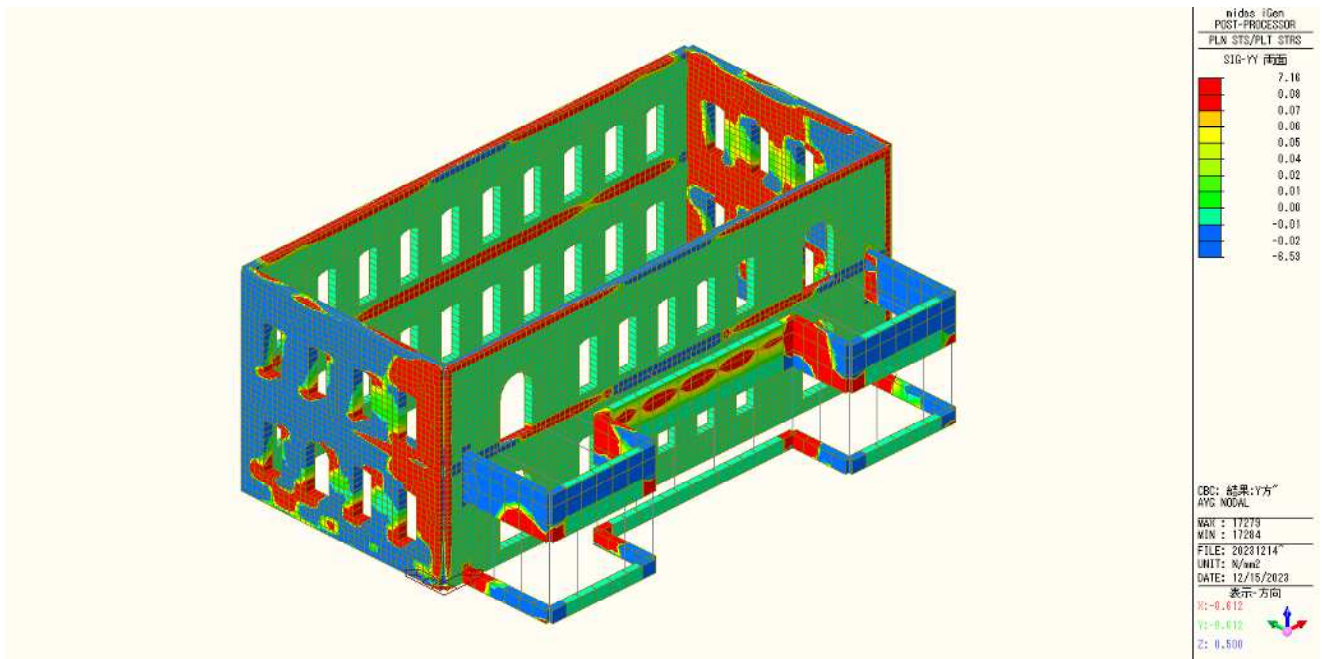
Sig-YZ：全体座標 YZ 平面のせん断応力度



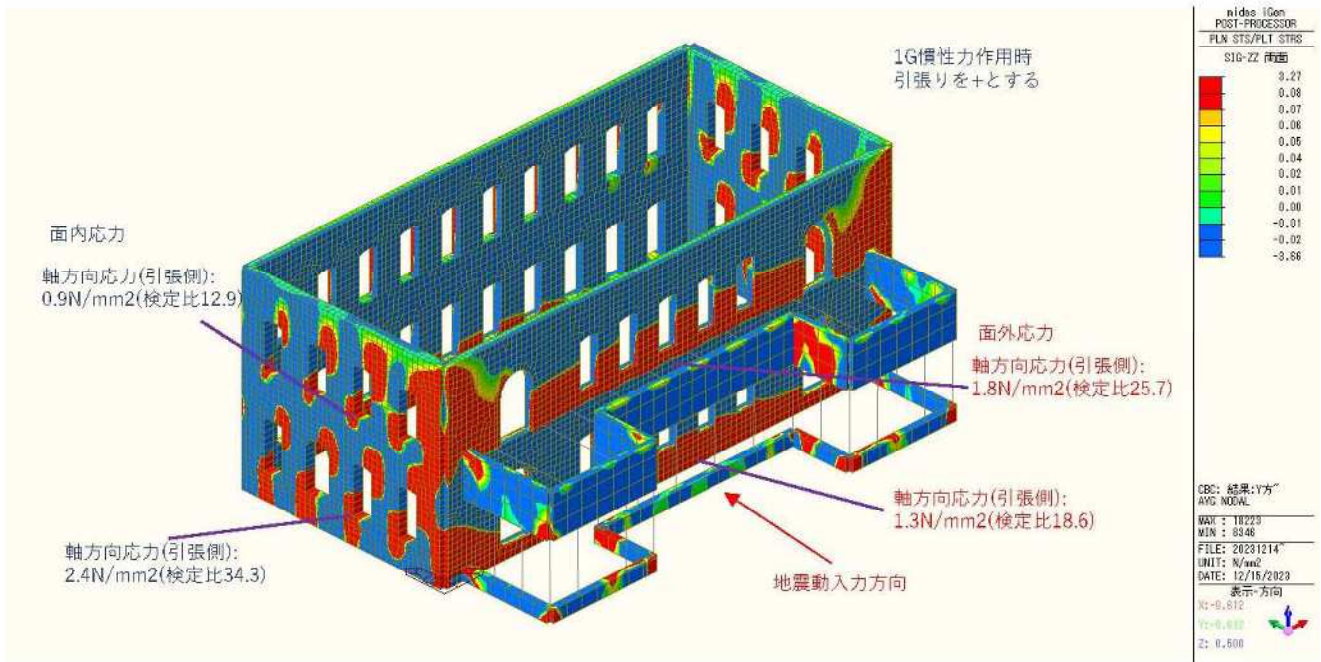
Sig-XZ：全体座標 XZ 平面のせん断応力度
 図 3-5h) 応力図 (X 方向：慣性力 1G)



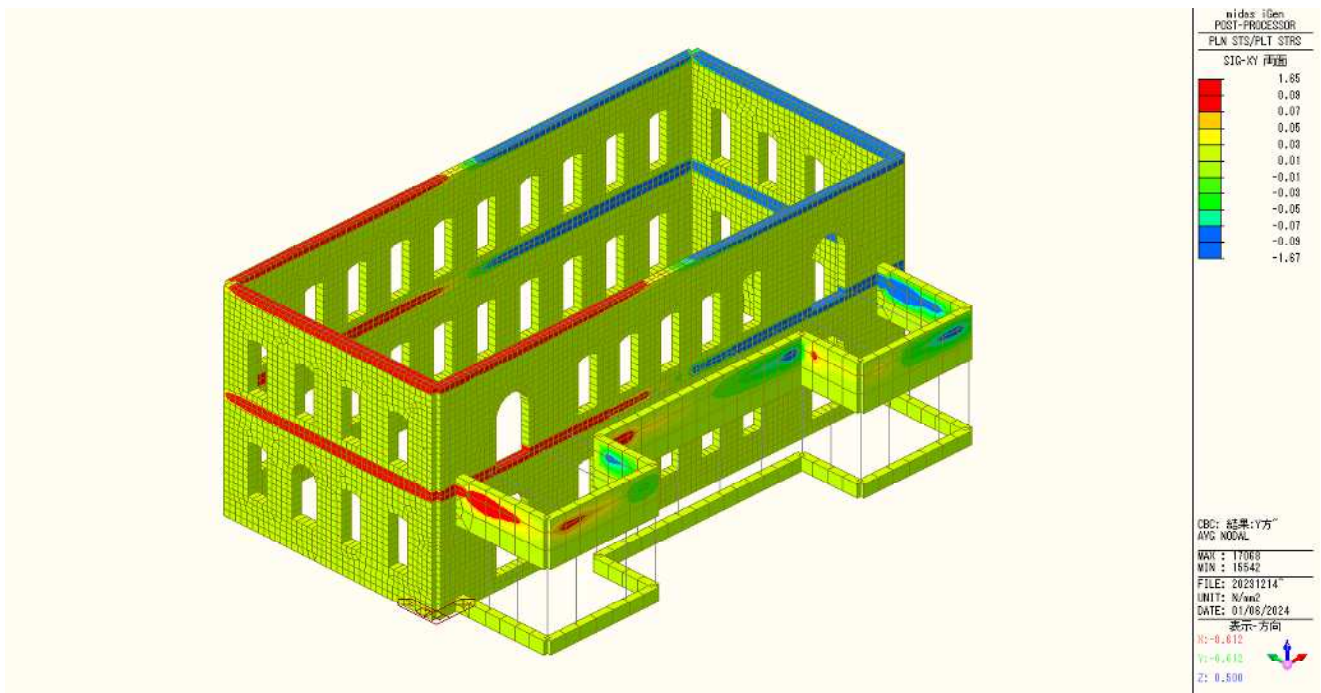
Sig-XX：全体座標 X 軸方向の垂直応力度



Sig-YY：全体座標 Y 軸方向の垂直応力度
図 3-5i) 応力図 (Y 方向：慣性力 1G)

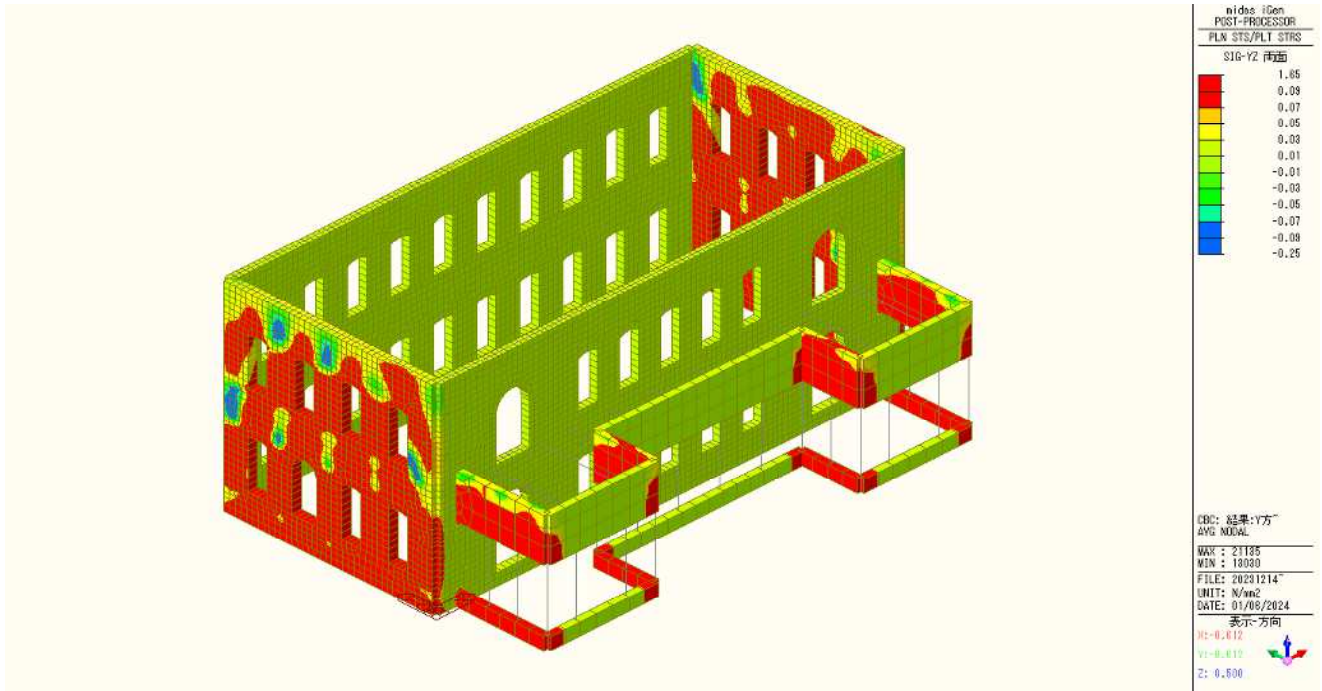


Sig-ZZ：全体座標 Z 軸方向の垂直応力度

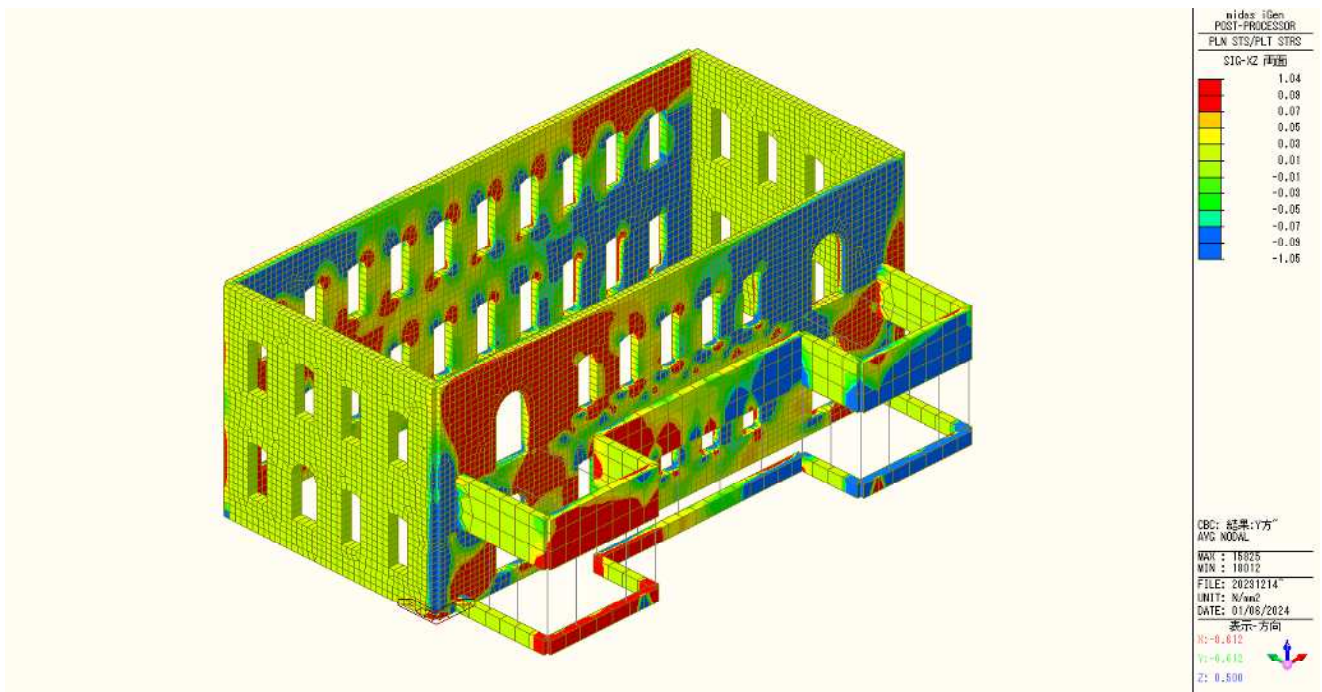


Sig-XY：全体座標 XY 平面のせん断応力度

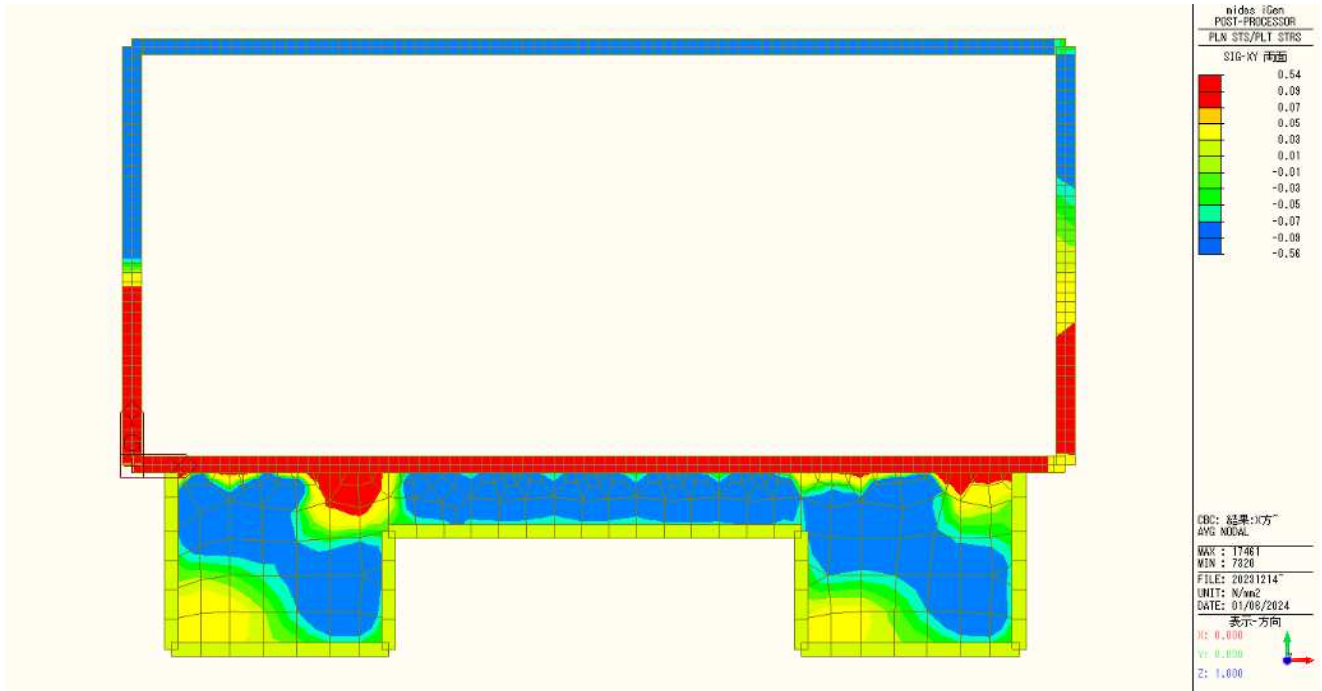
図 3-5j) 応力図 (Y 方向：慣性力 1G)



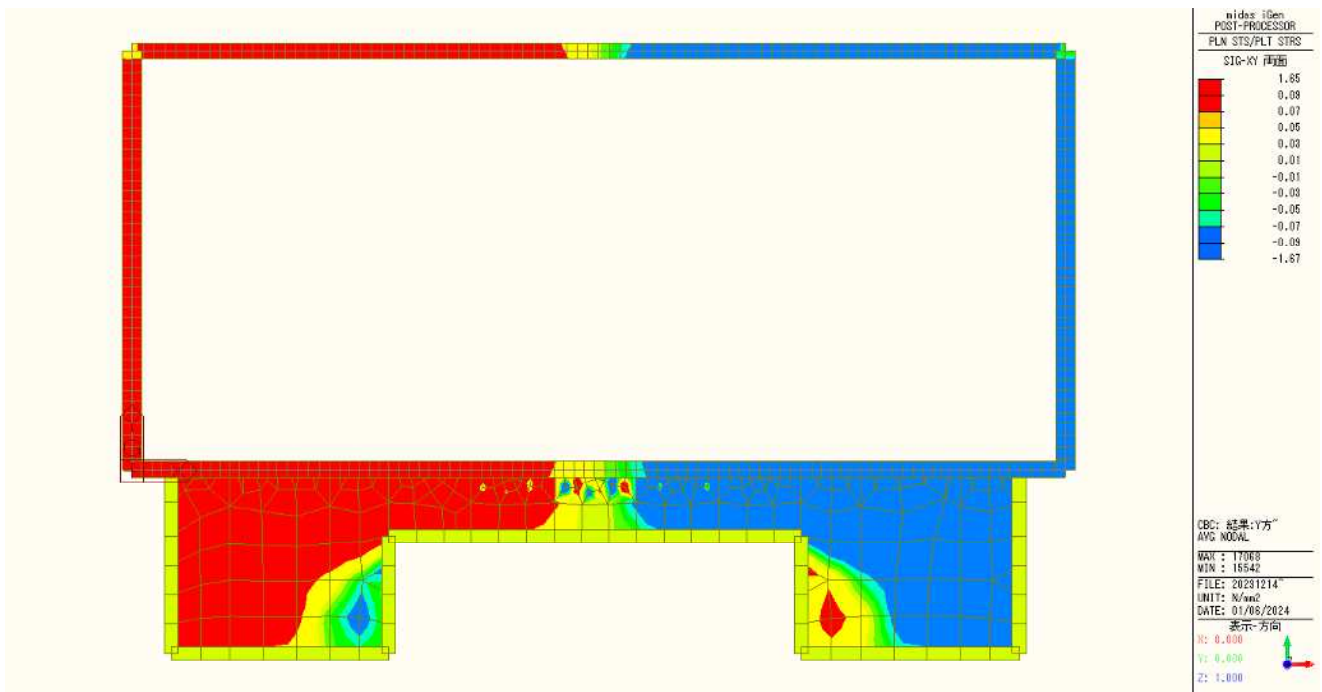
Sig-YZ：全体座標 YZ 平面のせん断応力度



Sig-XZ：全体座標 XZ 平面のせん断応力度
 図 3-5k) 応力図 (Y 方向：慣性力 1G)

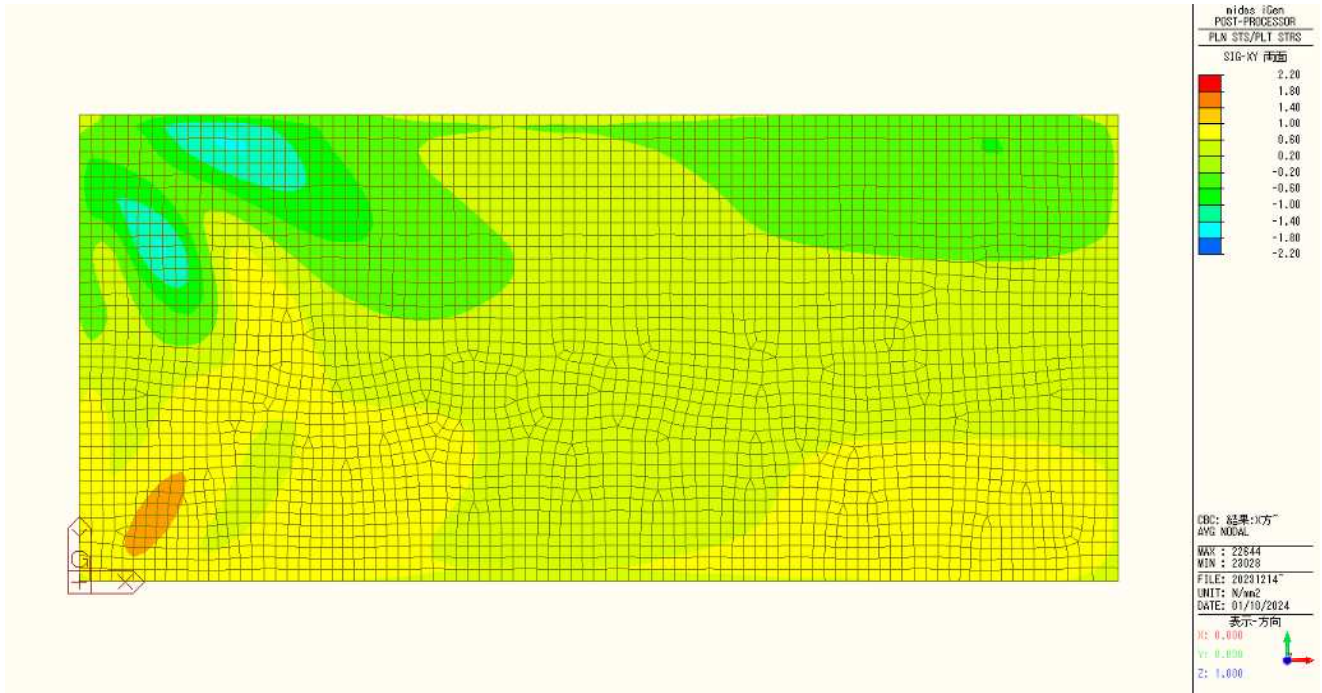


X 方向：慣性力 1G

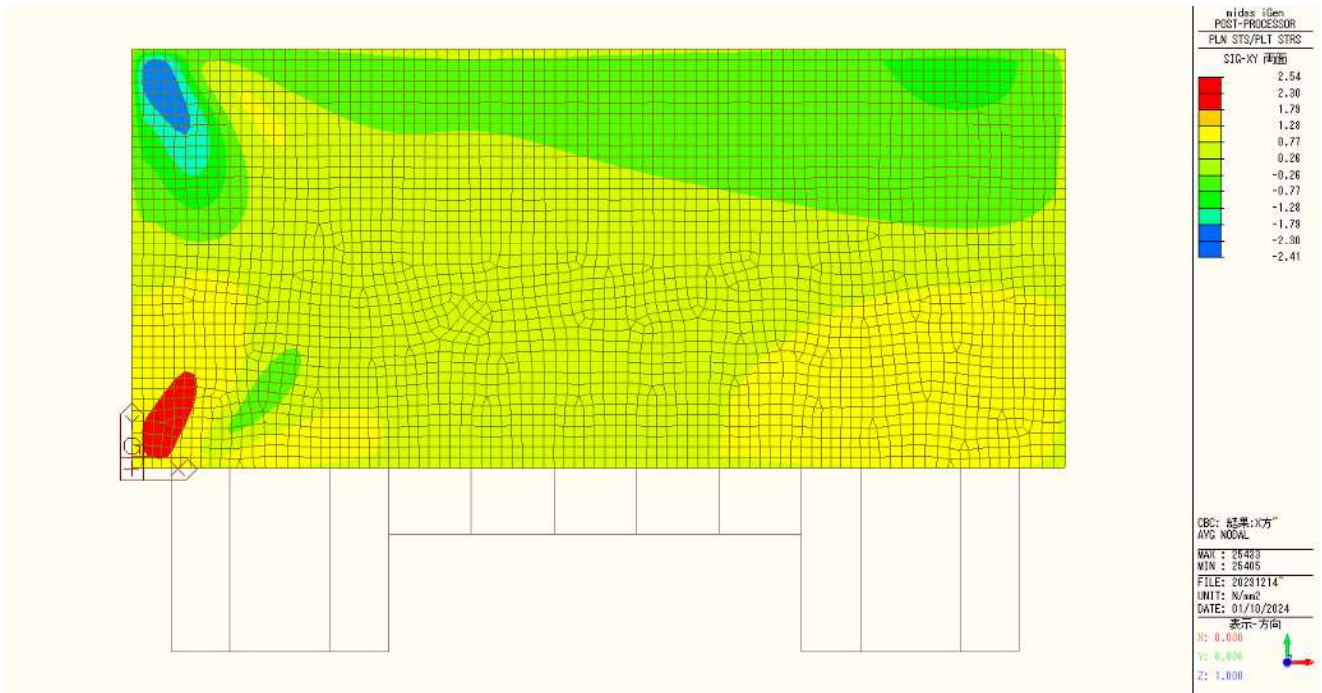


Y 方向：慣性力 1G

図 3-51) ポーチ床面せん断応力図 (Sig-XY)

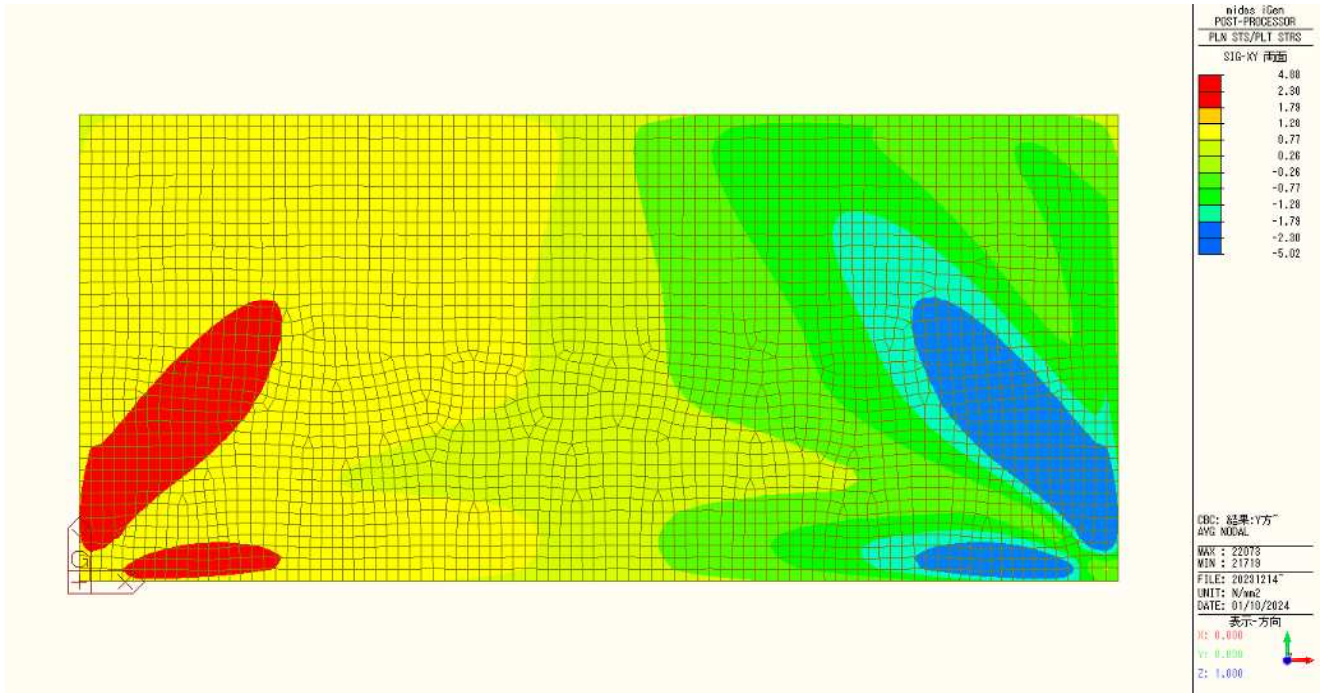


RF-X 方向：慣性力 1G

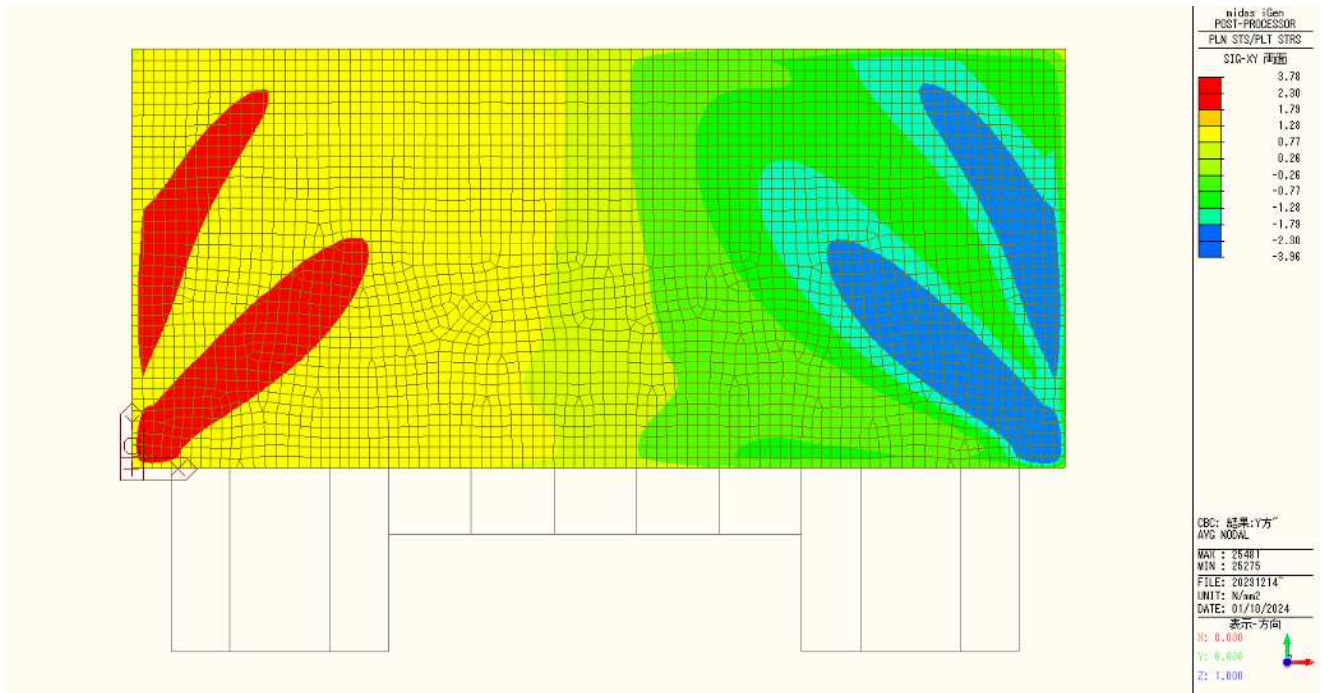


2F-X 方向：慣性力 1G

図 3-5m) RF、2F 木床部分に生じるせん断応力度 (Sig-XY)



RF-Y 方向：慣性力 1G



2F-Y 方向：慣性力 1G

図 3-5n) RF、2F 木床部分に生じるせん断応力度 (Sig-XY)

(9) 風荷重に対する検討

風荷重算定結果を示す。風荷重は稀に発生する風荷重時（基準風速より求めた速度圧 q に応じた荷重）、極めて稀に生じる風荷重（ $1.6q$ に対応する風荷重）に対して検討する。風荷重算定に用いる建築物高さは建GLからの高さとする。

各想定荷重に対し、風圧力は地震力を下回るため、建物に対しての検討は省略する。ただし、屋根ふき材に作用する吹き上げ力は 2.45kN/m^2 （閉鎖型屋根外装材検討用風圧力）と大きな吹き上げ力となるため、瓦の固定については改修時に考慮をすることが望ましい。

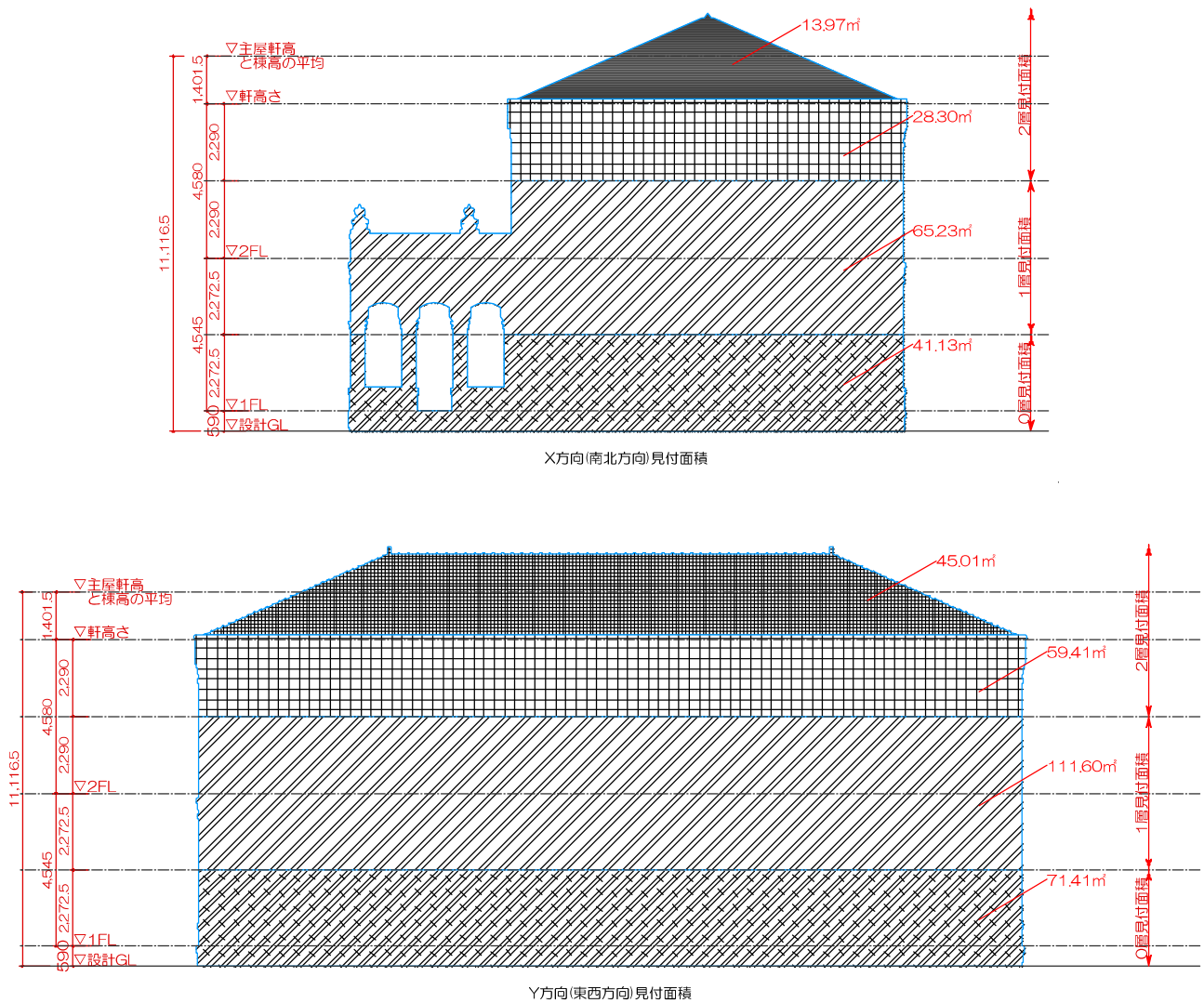


図 3-6 風圧力算定用見付面積（耐震診断）

設計用基準風速 38 m/s
 地表面粗度区分 III
 設計高さH 11.12 m
 検討対象高さZ 11.12 m 主屋軒高と棟高さの平均
 地表面粗度区分

	Zb	Zg	α
I	5	250	0.1
II	5	350	0.15
III	5	450	0.2
IV	10	550	0.27
採用 III	5	450	0.2

採用 Er 0.8110

Gfの算定

H=	H		
	10以下	10-40	40以上
11.12		11.1165	
I	2.00	1.99	1.80
II	2.20	2.19	2.00
III	2.50	2.49	2.10
IV	3.10	3.07	2.30
採用 III		2.49	

採用

Gf=

2.49

$E=Er^2Gf$

1.634

$Cf=$

0.65 屋根勾配25°

$q=0.6EV_0^2$

1416.0 N/m²

1.20 壁面

kzの算定

H=

11.12 建築物の高さ

1層

Z=

11.12 当該部分のGLからの高さ

Zb

5

$\alpha =$

0.2

kz=

1.00

$kz*Cf*q$

920.4 N/m²

0.920 kN/m²

屋根勾配25°

1699.2 N/m²

1.699 kN/m²

壁面

風圧力まとめ

方向	層	見付面積 Aw (m ²)	稀に生じる風圧力		2層 風荷重	1層 風荷重	0層 風荷重	
			風圧力q (kN/m ²)	Aw・q (kN)				
X	2	屋根	13.97	0.920	12.86	12.86	12.86	
		壁面	28.30	1.699	48.09	48.09	48.09	
	1	屋根	0.00	0.920	0.00		0.00	
		壁面	65.23	1.699	110.84		110.84	
	0	壁面	41.13	1.699	69.89		69.89	
	稀に生じる風圧力					合計	60.95	171.78
極めて稀に生じる風圧力1.6xq					合計	97.51	274.86	386.68
方向	層	見付面積 Aw (m ²)	稀に生じる風圧力		2層 風荷重	1層 風荷重	0層 風荷重	
			風圧力q (kN/m ²)	Aw・q (kN)				
Y	2	屋根	45.01	0.920	41.43	41.43	41.43	
		壁面	59.41	1.699	100.95	100.95	100.95	
	1	屋根	0.00	0.920	0.00		0.00	
		壁面	111.60	1.699	189.63		189.63	
	0	壁面	71.41	1.699	121.34		121.34	
	稀に生じる風圧力					合計	142.38	332.01
極めて稀に生じる風圧力1.6xq					合計	227.80	531.21	725.36

(10) 現況耐震診断のまとめ

以上より、改修検討において留意する点を下記に示す。

1. 地盤

- ・近隣ボーリング柱状図より、GL-4.0m 以深はシラス台地で、十分な支持力を有すると想定されるが、GL-4.0m 以浅は礫混り砂質層、軽石混り砂質層、埋め土により構成されると推定される。表層地盤はN値が小さく、揺れが増幅されやすい地盤と推定される。
- ・現況及び経過年数から地盤としては安定していると考えられるが、海岸低地に分類される地盤であるため表層支持力については改修計画と合わせて検討を行うことが望ましい。
- ・現況地盤は、平坦な地盤で、床下の土壌は概ね乾燥している。床高さは全体的に高い位置にあるため現況のままでも耐久性上の問題は少ない。しかしながら、床下の換気については埋め戻しの上に直接土間コンが設けられているため、湿気がこもりやすい状況である。

2. 基礎

- ・立ち上がり部分が延べ石の上に設けられた壁面まで一体の石材による基礎である。現況基礎の下に石が畳上に敷かれており、その上に割栗石を含む埋め戻し土が地業工事として施されている。1F床は後補による土間コンクリートであるが鉄筋は確認できない。平成6年に実施された、考古資料館の保存等に関する調査研究業務委託報告書によると、南北方向で約34mmの不同沈下が見られるため、上部を補強する際には基礎についても補強することが望ましい。また、石材の隙間から雨水が流入していると思われる箇所もみられるため、止水対策を行うことが望ましい。地盤からの蟻害、湿気による劣化を防ぐため、新たに土間コンを設けることが望ましく、建物重量を考慮すると、べた基礎による新設基礎を設けることが望ましい。
- ・埋め戻しの上に直接土間コンクリートが配置されているため、湿気がこもりやすく、改修時に床下の換気について配慮することが望ましい。

3. 土台

- ・基礎から軒レベルまで石造で、床及び屋根を支えるために水平要素のみが木造となっているため、土台は配置されない。

4. 足元

- ・現況では石造の外壁が基礎から連続する形となっている。
- ・小屋組みと石造外壁の接続は、壁面頂部に設けられた軒桁に洋小屋による小屋組みが配置される。
- ・2F床組みと石造外壁の接続は、顎状に設けられた石材の上に床組みが配置される。
- ・軒桁及び床組みと石材の固定方法については、羽子板ボルトを用いて緊結されていると推測されるが、詳細については改修の際に確認する必要がある。

5. 軸組・小屋組

- ・内部に設けられた木部は鉛直力を支えるのみであるが、石材との境界部分で雨水侵入による腐朽が見られる。漏水対策を講じ、湿気がこもらないようにすることが望ましい。
- ・小屋裏まで蟻害が到達しており、傷んだ部材の更新が望ましい。
- ・屋根面および床組みの水平構面剛性が不足しているため、補強することが望ましい。その際、石造外壁の面外変形に対して有効な補強とすることが望ましい。

6. 耐震性能評価（耐震診断）

- ・上記の問題点を改善しても、建物長辺、短辺方向ともに地震時に倒壊の危険性がある。
- ・耐震要素の配置バランスはよい。補強検討においても偏心が生じないように配慮することが望ましい。
- ・石造外壁の面外変形により壁面が倒壊、崩落する恐れがある。
- ・ポーチ柱およびバルコニー手摺についても倒壊及び落下の危険性があるため、主屋と合わせて補強を行うことが望ましい。