

2. 伝統的な軸組構法による新築木造住宅

構造計算書の概要

§ 1 建築物の概要

【1. 建築物の名称】

T邸



(上棟時)



(竣工時)

【2. 構造計算を行った者】

【イ. 資格】 () 建築士 () 登録第 号

【ロ. 氏名】 ○○○○

【ハ. 建築士事務所】 (○○○) 建築士事務所

【ニ. 郵便番号】

【ホ. 所在地】

【ヘ. 電話番号】

【3. 建築場所】

愛媛県○○○

【4. 主要用途】

戸建て住宅

【5. 規模】

【イ. 延べ面積】 197.43㎡

【ロ. 建築面積】 133.89㎡

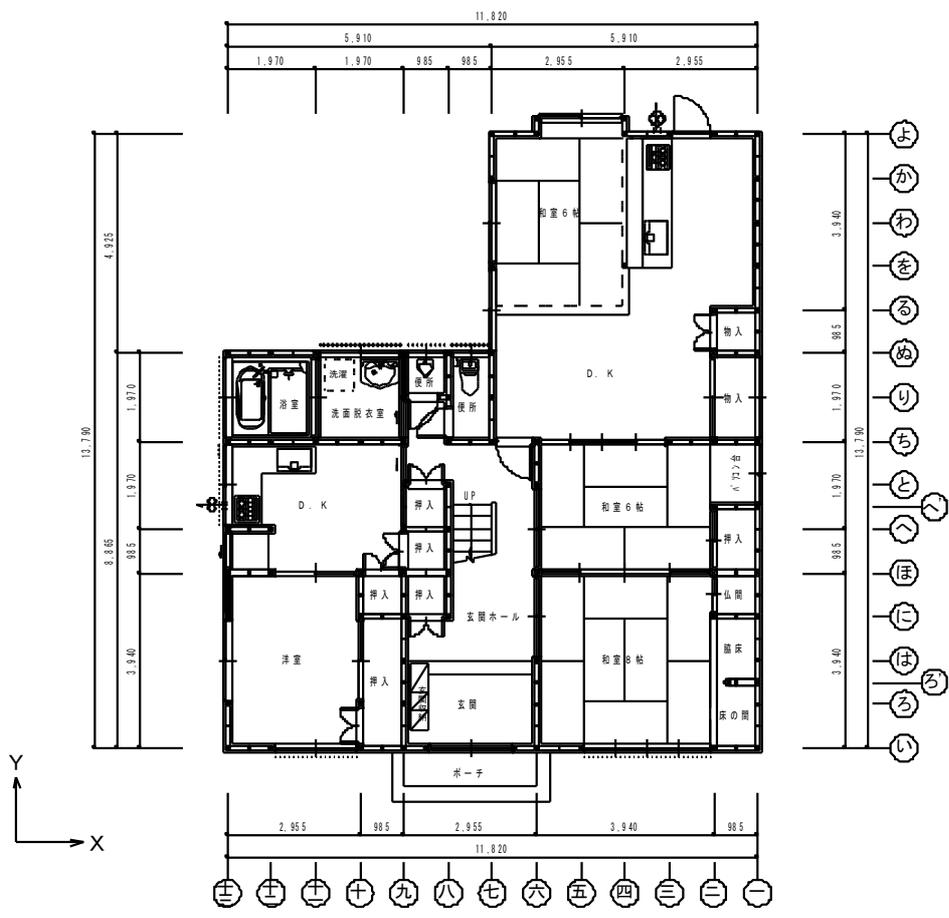
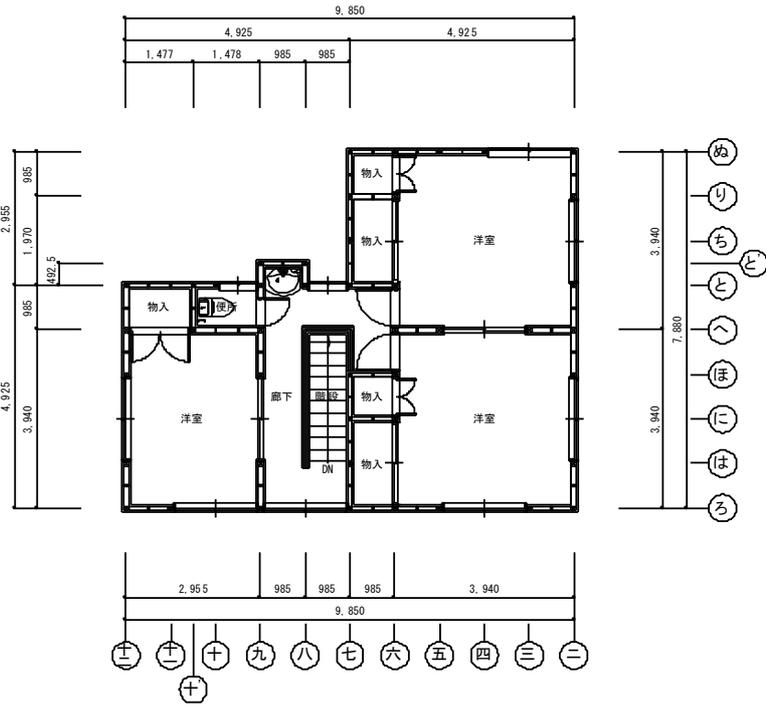
【ハ. 構造】 木造

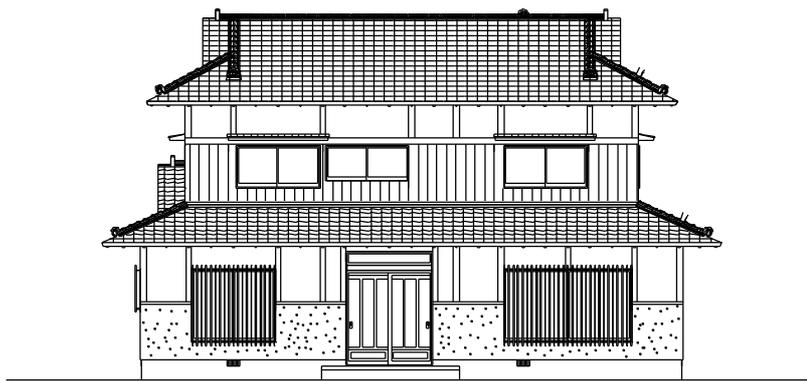
【ニ. 階数】 地上2階

【ホ. 高さ】 8.326m

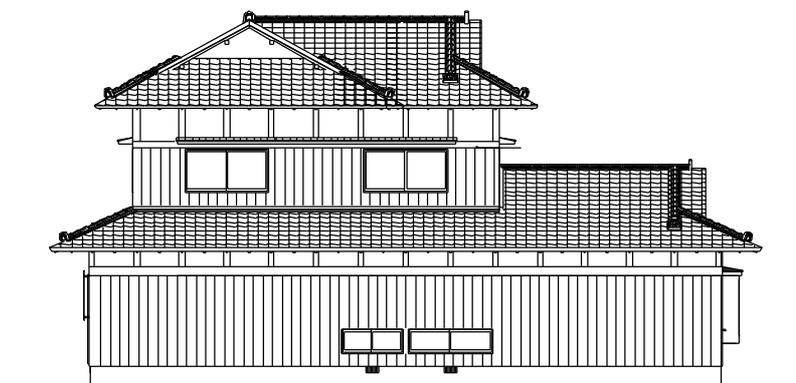
【ヘ. 軒の高さ】 6.570m

【ト. 基礎の底部の深さ】 GL-0.220m

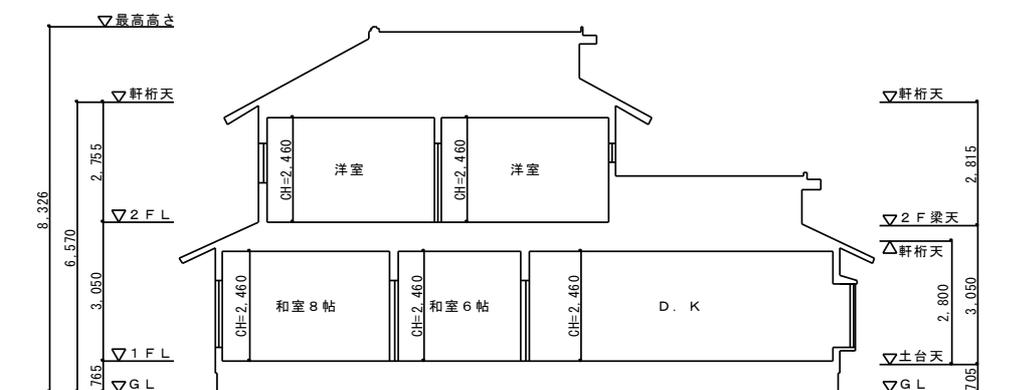




南立面図



東立面図



断面図



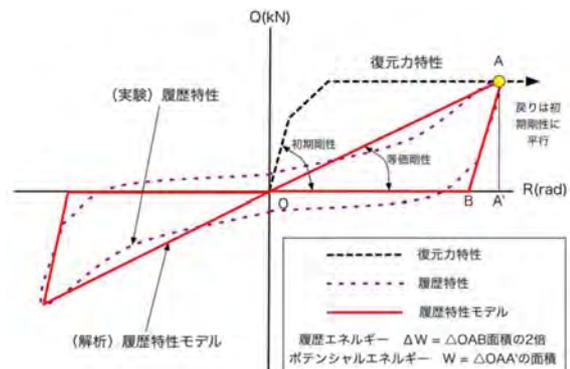
(施工時の写真)

【6. 構造上の特徴】

1. 本建物は、約12m×14mの整形な平面形状をもつ2階建て住宅である。
2. 貫と土壁からなる伝統的な木造軸組構法である。
3. 柱、梁、土台、母屋、垂木などには製材を用いる。軸組の接合方法は長ほぞ・蟻掛け・鎌継ぎ等の継手仕口を、込み栓を用いて接合する。
4. 鉛直構面は、土壁、土壁の小壁、貫、差鴨居及びリブフレームで構成し、水平力抵抗要素として用いる。
5. 屋根は棧瓦葺きで、屋根下地は野地板とする。
6. 床は畳敷き又は板張りで床下地は根太、大引とする。
7. 基礎は、鉄筋コンクリート造べた基礎とする。柱脚は土台形式とし、柱との仕口は長ほぞ込み栓とし、アンカーボルトにて基礎に緊結する。

【7. 構造計算方針】

1. 主架構の耐震性能についてはX方向、Y方向共に限界耐力計算(変位増分法(JSCA 関西公開プログラム H22年版))により損傷限界及び安全限界について評価する。安全限界耐力を保証するための柱軸力(浮き上がり力含む)や仕口耐力の検証を必要に応じて行い、安全限界変位以内で倒壊しないことを検証する。
2. 耐震性能の目標値は、稀に発生する地震に対して最大応答層間変形角を1/120以下(損傷限界変位)、極めて稀に発生する地震に対して最大応答層間変形角を1/20以下(安全限界変位)とする。
3. 主架構の柱、梁及び基礎、二次部材については部材ごとに長期及び短期応力を算出し、外力に対する安全性を検証する。部材ごとの応力算出は、支点において単純支持部材とする。
4. 耐震性能の検証に用いる地震動としては、令第82条の5及び平12建告第1457号の第10に示される加速度応答スペクトルを用いる。
5. 風圧力は地震力と別に算出し、風圧力が建物の保有する耐力以下であることを検証する。
6. 地盤については防災科学技術研究所の地震ハザードステーション J-SHIS を参考に第2種地盤と判定する。また、本建物の地盤は液状化するおそれはないものと判断した。
7. 架構の復元力特性は、定軸力を受ける単位架構(幅1.82m/高さ2.73m)の大変形領域を含んだ振動実験の結果を、実状の架構寸法に応じて換算補正し、荷重-変形関係を設定する。
8. 建物の復元力特性は、方向毎に各軸組の復元力特性を足し合わせることで作成する。これは建物全体の変形モードをせん断変形卓越型と仮定していることによるが、部分的に柱の浮き上がりが生じる(曲げ変形卓越型)おそれがあるときは、別途安全限界時の部分検討を行って安全性を検討する。
9. 木造軸組の履歴特性は、右図に示すようなスリップ型とする。



【8. 使用する材料と部位】

(1) 木材以外の場合

材 料	設計基準強度 又は品質	使用部位	認定の有無	備 考
普通コンクリート	Fc21	基礎	無	
異形鉄筋	SD295A	基礎	無	

(2) 木材の場合（集成材、単板積層材等の木質材料を含む。）

材 料	規 格	等 級	材 種	使用部位	備 考
製 材	—	無等級	あかまつ	梁	
製 材	—	無等級	ひのき	柱	
製 材	—	無等級	すぎ	母屋	
製 材	—	無等級	くり	土台	

【9. 使用する材料の許容応力度等】

(1) コンクリートの許容応力度

種 類	長期に生ずる力に対する 許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する 許容応力度 (N/mm ²)			備 考
	圧縮	せん断	付着		圧縮	せん断	付着	
			上端筋	その他 の鉄筋				
Fc21	7.0	0.7	1.4	2.1	長期の 2.0倍	長期の 1.5倍	長期の 1.5倍	

(2) 鉄筋の許容応力度

種類	長期に生ずる力に対する 許容応力度 (N/mm ²)			短期に生ずる力に対する 許容応力度 (N/mm ²)			基準強度 (N/mm ²)	備考
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断		
Fc21	195	195	195	295	295	295	295	

(3) 木材の許容応力度（集成材、単板積層材等の木質材料を含む。）

材 料	規 格・樹種等	長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				基準強度 (N/mm ²)				備 考
		圧縮	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	曲げ	せん断	めり込み	圧縮	曲げ	せん断	めり込み	
製 材	あかまつ	基礎強度の 1.1/3 ただし、積雪時の構造計算をするに当たっては、これに 1.3 を乗じて得た数値とする。				基礎強度の 2/3 ただし、積雪時の構造計算をするに当たっては、これに 0.8 を乗じて得た数値とする。				22.2	28.2	2.4	9.0	
製 材	ひのき									20.7	26.7	2.1	7.8	
製 材	すぎ									17.7	22.2	1.8	6.0	
製 材	くり									21.0	18.0	3.0	10.8	

(4) 鋼材の許容応力度

種 類	長期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				短期に生ずる力に対する許容応力度 (N/mm ²)				基準強度 (N/mm ²)	備 考
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	圧縮	引張り	曲げ	せん断		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

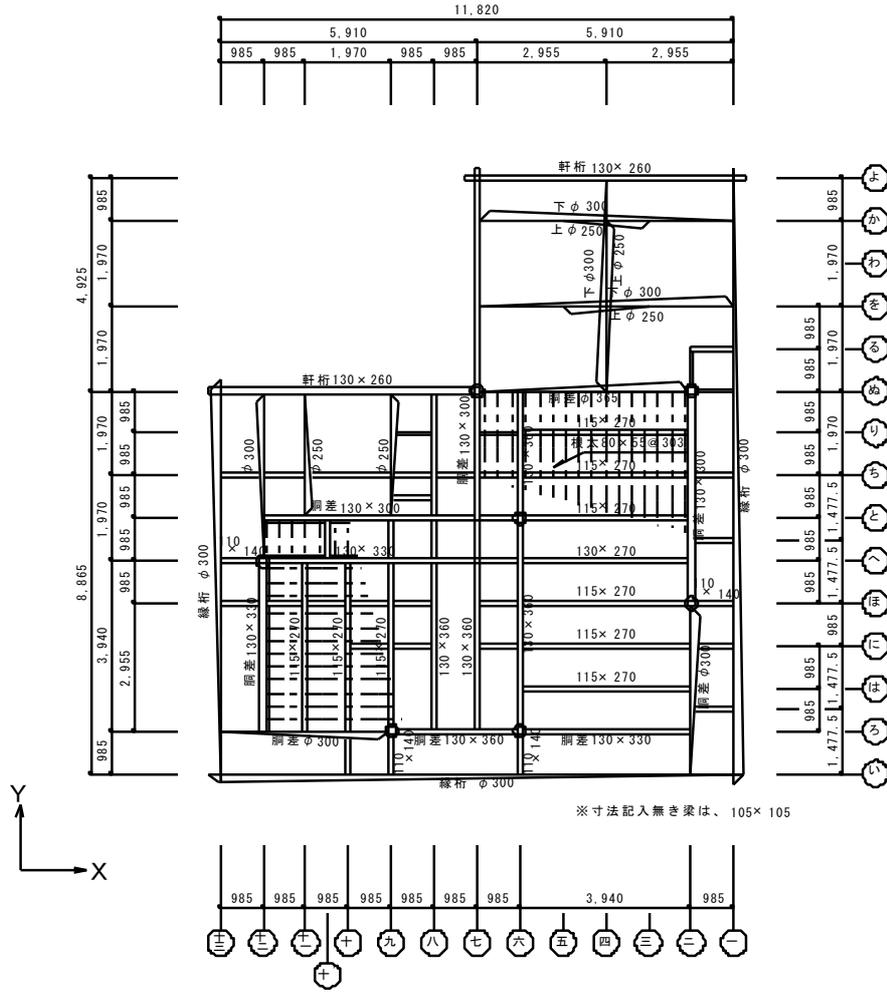
【10. 基礎・地盤説明書】

基礎は、鉄筋コンクリート造べた基礎で、立ち上がり幅12cm、底版厚さ12cm、根入れ深さ22cmとする。

地業工事は十分に締め固めを行い、支持地盤の地耐力として20kN/m²を確保する。

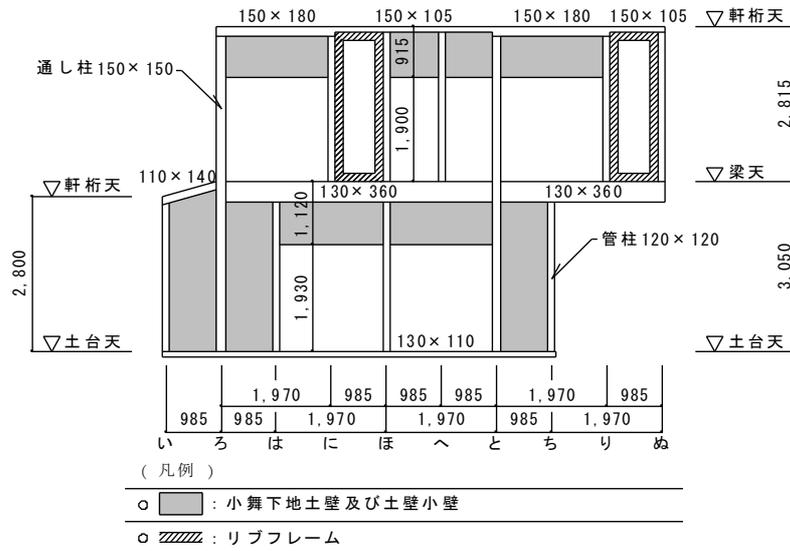
当該地の地盤は、地震ハザードステーションJ-SHIS(<http://www.j-shis.bosai.go.jp>)によれば、30m平均S波速度が208m/s、表層地盤増幅率は1.75であるために、第2種地盤と判定した。

【11. 略伏図等】



1階梁伏図・2階床伏図

【12. 略軸組図等】



六通り軸組図

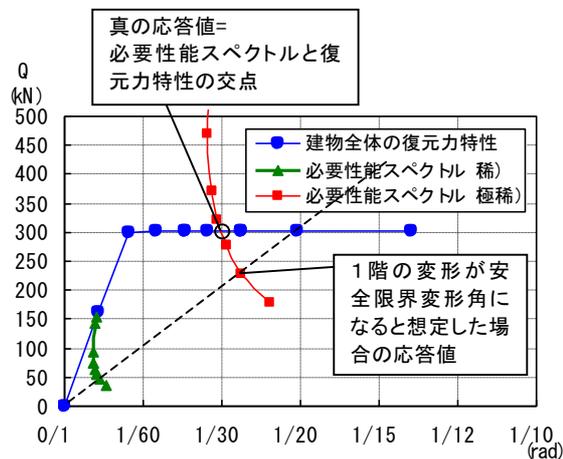
【13. 部材断面表】 略伏図による。

【14. 特別な調査又は研究の結果等説明書】

- 各耐震要素の復元力特性および応答計算について、「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」(学芸出版社 2004.3)、及び「大阪府 木造住宅の限界耐力計算による耐震診断・耐震改修に関する簡易計算マニュアル」(大阪府住宅まちづくり部 2010.10)を参照して行う。

上記マニュアルによる限界耐力計算(変位増分法)にて計算した結果、本概要の§5で記載する最大応答層間変形角は、復元力特性上の真の応答値の値とする。

なお、§2及び§5で記載する等価周期、加速度応答、減衰定数、有効質量、代表変位等は、真の応答値、または真の応答値よりも大きい変形で真の応答値に最も近いステップでの値としている。



§2 荷重・外力等

【1. 固定荷重】

- 屋根
平瓦葺き 640
葺き土(1cm(平均)筋葺き) 140 } 780
4.5寸勾配 $780 \times 1.1 = 860 \text{ N/m}^2$
- 2階小屋組 480 N/m^2
- 1階小屋組 265 N/m^2
- 天井 150 N/m^2
- 2階床 520 N/m^2
- 内外壁
土壁 790
仕上げ 340 } 1130 N/m^2

【2. 積載荷重】

	床用 (N/m ²)	ラーメン用 (N/m ²)	地震用 (N/m ²)
2階床	1800	1300	600

【3. 積雪荷重】

- 【イ. 垂直積雪量】 30cm
- 【ロ. 単位荷重】 20N / (m² · cm)
- 【ハ. 積雪荷重の低減】 無
- 【ニ. 特定行政庁で定める規則】 無

【4. 風圧力】

【イ. 地表面粗度区分】 I II III IV

【ロ. 基準風速】 $V_0 = 34\text{m}/\text{sec}$

【ハ. Eの数值】 $E = E_r^2 \cdot G_f = 2.00$

【ニ. 速度圧】 $q = 0.6 E V_0^2 = 1389\text{N}/\text{m}^2$

【ホ. 風力係数】

平成12年建設省告示第1454号第3に規定する式に基づき算出

風洞試験の結果に基づき算出

※風圧力に対する検討

屋根 $C_f=C_f(\text{風上})+C_f(\text{風下})=0.142+0.5=0.642$ $P=q \cdot C_f \cdot \sin \beta =366\text{N}/\text{m}^2$

2階 $K_z=(Z/H)^{2\alpha}=0.9311$ $C_f=0.8K_z+0.4=1.145$ $P=q \cdot C_f=1590\text{N}/\text{m}^2$

1階 $K_z=(Z/H)^{2\alpha}=0.8873$ $C_f=0.8K_z+0.4=1.110$ $P=q \cdot C_f=1542\text{N}/\text{m}^2$

風圧力 $W=\Sigma P \cdot S$ S:各階見付面積

方向	階	損傷限界時		安全限界時	
		風圧力 W (kN)	損傷限界耐力 (kN)	風圧力1.6W (kN)	安全限界耐力 (kN)
X	2	21.73	134.03	34.77	146.77
	1	81.59	214.74	130.54	239.59
Y	2	27.55	124.65	44.08	146.45
	1	84.08	216.92	134.53	243.61

風圧力W及び1.6Wは、それぞれ損傷限界耐力及び安全限界耐力を下回っており、風圧力に対して安全である。

【5. 地震力】

【5. 1 地震力（令第82条の5第3号関係）】

【イ. 地震地域係数】

$Z=0.9$

【ロ. 表層地盤における加速度の増幅率 G_s の数值（地盤種別）】

$G_s=1.50$ （第2種地盤）

【ハ. 損傷限界固有周期 T_d 】

$T_d=0.63\text{秒}$ （X方向）、 0.64秒 （Y方向）

【ニ. 工学的基盤における加速度応答 S_0 】

$S_0=1.44\text{m}/\text{sec}^2$ （X方向）、 $1.44\text{m}/\text{sec}^2$ （Y方向）

【ホ. 有効質量比 $M_{ud}/\Sigma m_i$ 、係数 p 及び q 】

$M_{ud}/\Sigma m_i=0.95$ （X方向）、 0.94 （Y方向） $p=0.85$ $q=1.0$

【5. 2 地震力（令第82条の5第5号関係）】

【イ. 地震地域係数】

$$Z = 0.9$$

【ロ. 表層地盤における加速度の増幅率 G_s の数値（地盤種別）】

$$G_s = 2.025 \quad (\text{第2種地盤})$$

【ハ. 安全限界固有周期 T_s 】

$$T_s = 1.37 \text{秒} \quad (\text{X方向})、1.36 \text{秒} \quad (\text{Y方向})$$

【ニ. 工学的基盤における加速度応答 S_0 】

$$S_0 = 3.37 \text{m/sec}^2 \quad (\text{X方向})、3.39 \text{m/sec}^2 \quad (\text{Y方向})$$

【ホ. 有効質量比 $M_{u_s}/\Sigma m_i$ 、係数 p 及び q 】

$$M_{u_s}/\Sigma m_i = 1.00 \quad (\text{X方向})、1.00 \quad (\text{Y方向}) \quad p = 0.85 \quad q = 1.0$$

【ヘ. 加速度の低減率 F_h 、建築物の減衰性を表す数値 h 】

$$F_h = 0.54 \quad (\text{X方向})、0.54 \quad (\text{Y方向}) \quad h = 0.18 \quad (\text{X方向})、0.18 \quad (\text{Y方向})$$

【6. 地盤調査の概要】

地盤調査は実施せず、J-SHIS により第2種地盤と判断し、簡易法で G_s をもとめる。

【イ. 地盤調査の位置】

【ロ. 地盤調査の概要】

【ハ. 工学的基盤の傾斜】 傾斜 度

【ニ. 液状化のおそれの有無】

中規模な地震時 : 有 (液状化の程度) 無

大規模な地震時 : 有 (液状化の程度) 無

【7. その他の荷重・外力】 本建物は該当しない

【イ. 土圧に対する考慮】

【ロ. 水圧に対する考慮】

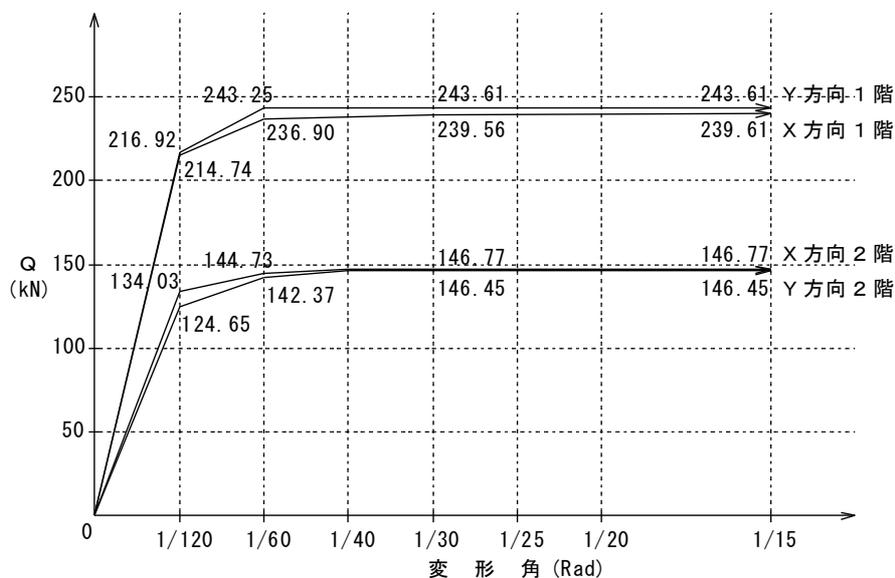
【ハ. その他考慮すべき荷重・外力に対する考慮】

【3. 水平荷重時応力】

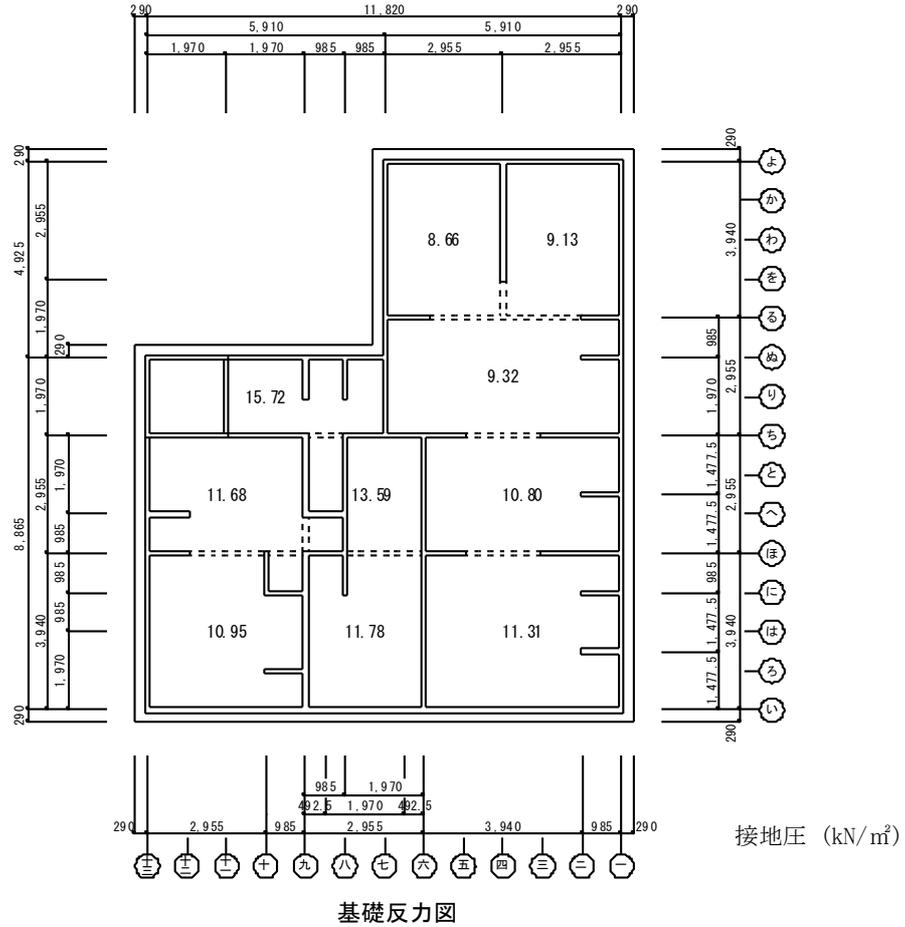
復元力特性の計算

方向	階	耐震要素	復元力特性 (kN)						
			1/120rad	1/60rad	1/40rad	1/30rad	1/25rad	1/20rad	1/15rad
X 方向	2	土 壁	102.36	104.76	104.76	104.76	104.76	104.76	104.76
		土壁小壁	29.63	35.89	35.89	35.89	35.89	35.89	35.89
		小 計	131.99	140.65	140.65	140.65	140.65	140.65	140.65
		リブフレーム	2.04	4.08	6.12	6.12	6.12	6.12	6.12
		合 計	134.03	144.73	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77
	1	土 壁	184.23	191.13	191.13	191.13	191.13	191.13	191.13
		土壁小壁	27.86	40.48	40.48	40.48	40.48	40.48	40.48
		貫	0.02	0.05	0.07	0.09	0.11	0.12	0.14
		差鴨居	2.63	5.24	6.55	7.86	7.86	7.86	7.86
		合 計	214.74	236.90	238.23	239.56	239.58	239.59	239.61
Y 方向	2	土 壁	101.01	103.47	103.47	103.47	103.47	103.47	103.47
		土壁小壁	19.56	30.75	30.75	30.75	30.75	30.75	30.75
		小 計	120.57	134.22	134.22	134.22	134.22	134.22	134.22
		リブフレーム	4.08	8.15	12.23	12.23	12.23	12.23	12.23
		合 計	124.65	142.37	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45
	1	土 壁	179.54	185.71	185.71	185.71	185.71	185.71	185.71
		土壁小壁	37.02	56.80	56.80	56.80	56.80	56.80	56.80
		差鴨居	0.36	0.74	0.92	1.10	1.10	1.10	1.10
		合 計	216.92	243.25	243.43	243.61	243.61	243.61	243.61

※土壁の復元力特性には、長ほぞの耐力を含む。



【4. 基礎反力図】



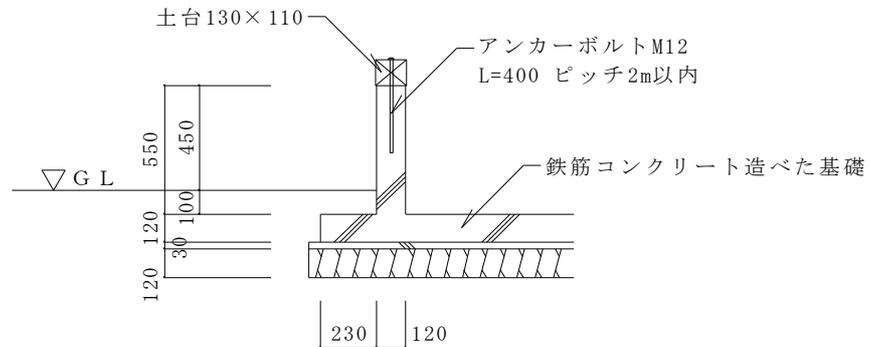
接地圧の検討

ほ～ち、六～九間にて検討する。

- ・長期地耐力 20kN/m²
 - ・柱軸力の合計 68.58kN
 - ・1 F床荷重 13.97kN
 - ・基礎自重 36.13kN
- 合計 N=118.68kN

・底版面積 A=8.73m²

接地圧 $\sigma = N/A = 118.68 / 8.73 = 13.59 \text{ kN/m}^2 < 20 \text{ kN/m}^2 \therefore \text{O.K}$

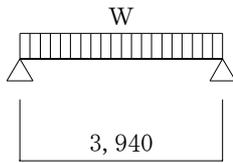


土台・基礎納まり図

§ 4 断面計算 (代表的な部材について部材断面の安全性を許容応力度計算にてチェックする)

1) 長期荷重に対する梁の検討

2階床梁 (は通り 二～六)



2階床荷重 $0.52 + 1.30 = 1.82\text{kN}$

$W = 1.82 \times 0.985 = 1.79\text{kN/m}^2$

$M = 1/8 \cdot w \cdot L^2 = 1/8 \times 1.79 \times 3.94^2 = 3.47\text{kN}\cdot\text{m}$

$Q = 1/2 \cdot w \cdot L = 1/2 \times 1.79 \times 3.94 = 3.53\text{kN}$

使用材料 115×270 ひのき (無等級)

長期許容曲げ応力度 ${}_L f_b = 979\text{N/cm}^2$

長期許容せん断応力度 ${}_L f_s = 77\text{N/cm}^2$

ヤング係数 $E = 900 \times 10^3\text{N/cm}^2$

断面積 $A = 11.5 \times 27.0 = 310.50\text{cm}^2$

断面係数 $Z = 11.5 \times 27.0^2 / 6 = 1397.25\text{cm}^3$

断面二次モーメント $I = 11.5 \times 27.0^3 / 12 = 18862.875\text{cm}^4$

梁の長期曲げ応力度 ${}_L \sigma_b = M/Z = 347 / 1397.25 = 0.248\text{kN/cm}^2$

${}_L \sigma_b / {}_L f_b = 0.248 / 0.979 = 0.25 < 1 \quad \therefore \text{O.K.}$

梁の長期せん断応力度 ${}_L \sigma_s = 1.5 \cdot Q/A = 1.5 \times 3.53 / 310.5 = 0.017\text{kN/cm}^2$

${}_L \sigma_s / {}_L f_s = 0.017 / 0.077 = 0.22 < 1 \quad \therefore \text{O.K.}$

たわみ量算定用荷重

2階床荷重 $0.52 + 0.60 = 1.12\text{kN}$

$W = 1.12 \times 0.985 = 1.10\text{kN/m}^2$

たわみ量 (変形増大係数 = 2)

$\delta = 2 \cdot (5 \cdot w \cdot L^4 / 384 \cdot E \cdot I)$

$= 2 \times (5 \times 11.0 \times 394^4 / 384 \times 900 \times 10^3 \times 18862.875) = 0.406\text{cm} < L/250 = 1.576\text{cm} \quad \therefore \text{O.K.}$

2) 長期荷重に対する柱の検討

120×120 柱の最も軸力の大きい1階ニへ'柱にて検討する。

材種: ひのき (無等級)

長期許容圧縮応力度 ${}_L f_c = 759\text{N/cm}^2$

断面積 $A = 12.0 \times 12.0 = 144.00\text{cm}^2$

長期柱軸力 ${}_L N = 20.28\text{kN}$

断面2次半径 $i = B/\sqrt{12} = 12.0/\sqrt{12} = 3.46\text{cm}$

細長比 $\lambda = h/i = 280/3.46 = 80.92$

座屈低減係数 $\eta = 1.3 - 0.01\lambda = 1.3 - 0.01 \times 80.92 = 0.49$

長期許容座屈応力度 ${}_L f_k = \eta \cdot {}_L f_c = 0.49 \times 759 = 371.91\text{N/cm}^2$

柱の長期座屈応力度 ${}_L \sigma_k = {}_L N/A = 20280/144.00 = 140.83\text{N/cm}^2$

${}_L \sigma_k / {}_L f_k = 140.83 / 371.91 = 0.38 < 1 \quad \therefore \text{O.K.}$

3) 短期荷重に対する柱の検討 (損傷限界耐力時による)

120×120 柱の最も軸力の大きい1階二-へ'柱にて検討する。

材種: ひのき (無等級)

短期許容圧縮応力度 $sfc = 1380\text{N/cm}^2$

断面積 $A = 12.0 \times 12.0 = 144.00\text{cm}^2$

長期柱軸力 $LN = 20.28\text{kN}$

地震時柱軸力 $EN = 6.12 \times 2.80 / 0.985 = 17.40\text{kN}$

短期柱軸力 $SN = 20.28 + 17.40 = 37.68\text{kN}$

断面2次半径 $i = B / \sqrt{12} = 12.0 / \sqrt{12} = 3.46\text{cm}$

細長比 $\lambda = h / i = 280 / 3.46 = 80.92$

座屈低減係数 $\eta = 1.3 - 0.01\lambda = 1.3 - 0.01 \times 80.92 = 0.49$

短期許容座屈応力度 $sfk = \eta \cdot sfc = 0.49 \times 1380 = 676.20\text{N/cm}^2$

柱の短期座屈応力度 $s\sigma k = SN / A = 37680 / 144.00 = 261.67\text{N/cm}^2$

$s\sigma k / sfk = 261.67 / 676.20 = 0.39 < 1 \therefore \text{O.K}$

4) 短期曲げを受ける柱の検討

120×120 柱の最も風圧力を受ける面積が大きくかつ軸力の大きい1階七-を柱にて検討する。

材種: ひのき (無等級)

短期許容曲げ応力度 $sfb = 1780\text{N/cm}^2$

短期許容圧縮応力度 $sfc = 1380\text{N/cm}^2$

断面積 $A = 12.0 \times 12.0 = 144.00\text{cm}^2$

断面係数 $Z = 12.0 \times 12.0^2 / 6 = 288.00\text{cm}^3$

速度圧 $q = 1389\text{N/m}^2$ $kz = 0.8873$

風力係数 $Cf = 0.8 \cdot kz + 0.4 = 0.8 \times 0.8873 + 0.4 = 1.110$

風圧力 $P = q \cdot Cf = 1389 \times 1.110 = 1542\text{N/m}^2$

風荷重 $Qw = 1542 \times 1.97 = 3037.74\text{N/m}$

短期曲げモーメント $sM = 3037.74 \times 2.80^2 / 8 = 2976.99\text{N}\cdot\text{m}$

柱の短期曲げ応力度 $s\sigma b = sM / Z = 297699 / 288.00 = 1033.68\text{N/cm}^2$

長期柱軸力 $LN = 9.25\text{kN}$

断面2次半径 $i = B / \sqrt{12} = 12.0 / \sqrt{12} = 3.46\text{cm}$

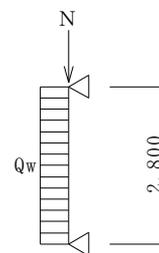
細長比 $\lambda = h / i = 280 / 3.46 = 80.92$

座屈低減係数 $\eta = 1.3 - 0.01\lambda = 1.3 - 0.01 \times 80.92 = 0.49$

短期許容座屈応力度 $sfk = \eta \cdot sfc = 0.49 \times 1380 = 676.20\text{N/cm}^2$

柱の短期座屈応力度 $s\sigma k = LN / A = 9250 / 144.00 = 64.24\text{N/cm}^2$

$s\sigma b / sfb + s\sigma k / sfk = 1033.68 / 1780 + 64.24 / 676.20 = 0.68 < 1 \therefore \text{O.K}$



5) 土台めり込みの検討

めり込み応力に対しては、土台のほぞ孔を除いた断面で抵抗するものとして検討する。

柱断面 12cm×12cm ほぞ断面 3.5cm×7cm

有効断面積 $A = 12.0 \times 12.0 - 3.50 \times 7.00 = 119.50 \text{cm}^2$

土台材種：くり（無等級）

長期許容めり込み応力度 $L f_{cv} = 396 \text{N/cm}^2$ 短期許容めり込み応力度 $S f_{cv} = 720 \text{N/cm}^2$

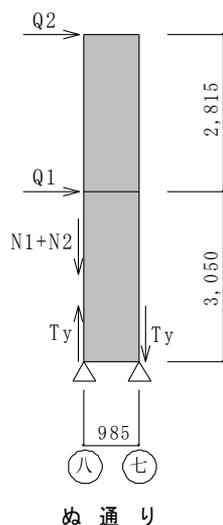
長期柱軸力 $L N = 20.28 \text{kN}$ 短期柱軸力 $S N = 37.68 \text{kN}$

長期荷重に対して $L \sigma_{cv} = 20280 / 119.50 = 169.71 \text{N/cm}^2 < 396 \text{N/cm}^2 \therefore \text{O.K}$

短期荷重に対して $S \sigma_{cv} = 37680 / 119.50 = 315.31 \text{N/cm}^2 < 720 \text{N/cm}^2 \therefore \text{O.K}$

6) 柱の引き抜きに対する検討

七-ぬ柱（Y方向）にて検討する。



壁の耐力 2階 $Q2 = 5.73 \text{kN}$ 1階 $Q1 = 4.75 \text{kN}$

柱の引き抜き力

$$T_y = (\Sigma Q \cdot H) / L$$

$$= (5.73 \times 2.815 + 4.75 \times 3.05) / 0.985 = 31.08 \text{kN}$$

柱の長期軸力 $N1 = 29.13 \text{kN}$

直行方向の架構の押さえ効果を考慮する

直行方向の柱の長期軸力 $N2 = 5.12 \text{kN}$

柱の引き抜き力

$$T = T_y - (N1 + N2) = 31.08 - (29.13 + 5.12) = -3.17 \text{kN}$$

\therefore 引き抜きは生じない

§ 5 応答計算結果

【1. 適用条件】

【損傷限界時】

$$Qd2/Qd1 > (1+H2/H1) / (1+H2/H1+W1/W2)$$

$Qd2, Qd1$: 2階及び1階の層間変形角が1/120時の耐力

$W2, W1$: 2階及び1階の重量(m・g)

$H2, H1$: 2階及び1階の構造階高

$$(1+H2/H1) / (1+H2/H1+W1/W2) = (1+2.815/3.05) / (1+2.815/3.05+494.83/215.26) = 0.455$$

X方向 : $Qd2_x / Qd1_x = 134.03 / 214.74 = 0.624 > 0.455 \therefore \text{O.K}$

Y方向 : $Qd2_y / Qd1_y = 124.65 / 216.92 = 0.575 > 0.455 \therefore \text{O.K}$

【2. 変位増分法 (JSCA関西公開プログラムH22年版)による応答計算】

木造限界耐力計算Ⅱ Ver.1											JSCA-04
X 方向											計算システムシート作成者: JSCA関西木造住宅レビュー委員会
地域係数 Z	0.9			限界耐力計算結果							
	2階	1階	合計	p,q考慮? (y or n)	応答値	稀地震	極稀地震	(cm)	崩壊層		
質量 (ton)	21.97	50.49	72.46	y	1.86	14.54			1階		
重量 (kN)	215.26	494.83	710.09		1自由度系	1/226	1/27	↓2F最大			
階高 (cm)	281.5	305	586.5		2階	1/311	1/205	1/182	OK		
地盤種別 種	2				1階	1/205	1/22		OK		
準備計算 復元力特性の作成 本システムの適用の適否チェック: 適用可能です。					C _B	0.177	0.337				
ステップ番号 n	1	2	3	4	4'	5	6	6'	7	8	
層間変形角 R (rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30+	1/25	1/20	1/20+	1/15	1/10	
その時の Q ₂ (kN)	134.03	144.73	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77	
その時の Q ₁ (kN)	214.74	236.90	238.23	239.56	239.58	239.58	239.59	239.61	239.61	239.61	
2階剛性 K ₂ (kN/m)	5,713	3,085	2,086	1,564	1,564	1,303	1,043	1,043	782	521	
1階剛性 K ₁ (kN/m)	8,449	4,660	3,124	2,356	2,357	1,964	1,571	1,571	1,178	786	
1自由度系への縮約											
U ₂ /U ₁	1.609	1.294	1.186	1.136	1.136	1.112	1.088	1.088	1.065	1.043	
δ _{Z2} (m)	0.041	0.066	0.090	0.116	0.116	0.136	0.166	0.166	0.217	0.318	
δ _{Z1} (m)	0.025	0.051	0.076	0.102	0.102	0.122	0.153	0.153	0.203	0.305	
δ _{Z2} -δ _{Z1} (cm)	1.548	1.494	1.420	1.387	1.388	1.367	1.348	1.348	1.328	1.309	
有効質量 M _U (ton)	68.63	71.36	71.99	72.20	72.20	72.28	72.35	72.35	72.40	72.43	
代表変位 Δ (m)	0.032	0.056	0.081	0.106	0.106	0.126	0.157	0.157	0.208	0.309	
有効質量比 M _U /Σm _i	0.95	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Q _A (kN)	214.74	236.90	238.23	239.56	239.58	239.58	239.59	239.61	239.61	239.61	
K _e (kN/m)	6,755	4,214	2,938	2,255	2,255	1,895	1,528	1,528	1,155	775	
T _e (sec)	0.63	0.82	0.98	1.12	1.12	1.23	1.37	1.37	1.57	1.92	
ΔW=4π (heq ₁ ·W ₁ +heq ₂ ·W ₂)	0.02	5.42	11.47	17.58	17.58	22.45	29.76	29.76	41.94	66.30	
W _A = W ₁ +W ₂	3.41	6.66	9.66	12.73	12.73	15.15	18.79	18.79	24.86	37.03	
粘性減衰定数 h	0.051	0.115	0.144	0.160	0.160	0.168	0.176	0.176	0.184	0.192	
減衰による加速度低減率 F _h	1.00	0.70	0.61	0.58	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51	
等価高さ H (m)	4.21	4.06	4.01	3.98	3.98	3.97	3.95	3.95	3.94	3.93	
p	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
pq=	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
損傷限界レベルの必要性能											
S _{od} (m/sec ²)	1.44	1.13	0.94	0.82	0.82	0.75	0.67	0.67	0.59	0.48	
G _s	1.500	1.916	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	
S _{Ad} (m/sec ²)	1.83	1.28	0.99	0.81	0.81	0.72	0.63	0.63	0.53	0.42	
S _{pd} (cm)	1.86	2.17	2.42	2.61	2.61	2.76	2.99	2.99	3.34	3.96	
Q _{nd} (kN)	125.58	91.51	71.24	58.78	58.79	52.30	45.61	45.61	38.52	30.68	
R (rad)	1/226	1/187	1/165	1/153	1/153	1/144	1/132	1/132	1/118	1/99	
R ₂ (rad)	1/311	1/488	1/663	1/827	1/827	1/943	1/1097	1/1097	1/1318	1/1679	
R ₁ (rad)	1/205	1/155	1/134	1/122	1/122	1/115	1/105	1/105	1/93	1/78	
安全限界レベルの必要性能											
S _{os} (m/sec ²)	7.20	5.64	4.69	4.10	4.10	3.75	3.37	3.37	2.93	2.40	
G _s	1.500	1.916	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	
S _{As} (m/sec ²)	9.15	6.41	4.95	4.07	4.07	3.62	3.15	3.15	2.66	2.12	
S _{ps} (cm)	9.30	10.86	12.12	13.04	13.04	13.80	14.93	14.93	16.68	19.79	
Q _{ns} (kN)	627.90	457.53	356.21	293.92	293.93	261.51	228.04	228.05	192.60	153.41	
R (rad)	1/45	1/37	1/33	1/31	1/31	1/29	1/26	1/26	1/24	1/20	
R ₂ (rad)	1/62	1/98	1/133	1/165	1/165	1/189	1/219	1/219	1/264	1/336	
R ₁ (rad)	1/41	1/31	1/27	1/24	1/24	1/23	1/21	1/21	1/19	1/16	

木造限界耐力計算Ⅱ Ver.1

JSCA-04

Y 方向

計算システムシート作成者：JSCA関西木造住宅ビュ-委員会

地域係数 Z	0.9			p,q考慮? (y or n) y	限界耐力計算結果				
	2階	1階	合計		稀地震	極稀地震			崩壊層
質量 (ton)	21.97	50.49	72.46		応答値	1.86	14.40	(cm)	1階
重量 (kN)	215.26	494.83	710.09		1自由度系	1/227	1/28	↓2F最大	
階高 (cm)	281.5	305	586.5		2階	1/286	1/186	1/163	OK
地盤種別 種	2			1階	1/210	1/22		OK	
準備計算 復元力特性の作成 本システムの適用の適否チェック：適用可能です。					C _B	0.175	0.343		

ステップ番号 n	1	2	3	4	4'	5	6	6'	7	8
層間変形角 R	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30+	1/25	1/20	1/20+	1/15	1/10
その時の Q ₂ (kN)	124.65	142.37	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45
その時の Q ₁ (kN)	216.92	243.25	243.43	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61
2階剛性 K ₂ (kN/m)	5,314	3,035	2,081	1,561	1,561	1,301	1,041	1,041	780	520
1階剛性 K ₁ (kN/m)	8,535	4,785	3,193	2,396	2,396	1,997	1,597	1,597	1,198	799

1自由度系への縮約										
U ₂ /U ₁	1.678	1.330	1.207	1.150	1.150	1.123	1.097	1.097	1.072	1.047
δ _{Z2} (m)	0.043	0.068	0.092	0.117	0.117	0.137	0.167	0.167	0.218	0.319
δ _{Z1} (m)	0.025	0.051	0.076	0.102	0.102	0.122	0.153	0.153	0.203	0.305
δ _{Z2} -δ _{Z1} (cm)	1.723	1.678	1.577	1.529	1.529	1.505	1.482	1.482	1.458	1.435
有効質量 M _U (ton)	67.92	71.11	71.88	72.14	72.14	72.24	72.32	72.32	72.38	72.43
代表変位 Δ (m)	0.033	0.057	0.082	0.107	0.107	0.127	0.157	0.157	0.208	0.309
有効質量比 M _U /Σm _i	0.94	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q _A (kN)	216.92	243.25	243.43	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61	243.61
K _e (kN/m)	6,636	4,269	2,980	2,282	2,282	1,919	1,549	1,549	1,171	787
T _e (sec)	0.64	0.81	0.98	1.12	1.12	1.22	1.36	1.36	1.56	1.91
ΔW=4π(h _e q ₁ ·W ₁ +h _e q ₂ ·W ₂)	0.05	5.48	11.66	17.86	17.86	22.81	30.24	30.24	42.62	67.38
W _A =W ₁ +W ₂	3.55	6.93	9.94	13.01	13.01	15.46	19.16	19.16	25.33	37.70
粘性減衰定数 h	0.051	0.113	0.143	0.159	0.159	0.167	0.176	0.176	0.184	0.192
減衰による加速度低減率 F _h	0.99	0.70	0.62	0.58	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51
等価高さ H (m)	4.24	4.08	4.02	3.99	3.99	3.97	3.96	3.96	3.95	3.93
p	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pq=	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85

損傷限界レベルの必要性能

S _{od} (m/sec ²)	1.44	1.14	0.94	0.82	0.82	0.76	0.68	0.68	0.59	0.48
G _s	1.500	1.901	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S _{Ad} (m/sec ²)	1.82	1.29	1.00	0.82	0.82	0.73	0.64	0.64	0.54	0.43
S _{Dd} (cm)	1.86	2.15	2.42	2.60	2.60	2.75	2.97	2.97	3.32	3.93
Q _{nd} (kN)	123.73	91.96	72.03	59.27	59.27	52.74	45.99	45.99	38.85	30.94
R (rad)	1/227	1/189	1/166	1/154	1/154	1/145	1/133	1/133	1/119	1/100
R ₂ (rad)	1/286	1/444	1/603	1/757	1/757	1/864	1/1006	1/1006	1/1211	1/1544
R ₁ (rad)	1/210	1/159	1/135	1/123	1/123	1/115	1/106	1/106	1/94	1/79

安全限界レベルの必要性能

S _{os} (m/sec ²)	7.20	5.68	4.72	4.12	4.12	3.78	3.39	3.39	2.95	2.42
G _s	1.500	1.901	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025	2.025
S _{As} (m/sec ²)	9.11	6.47	5.01	4.11	4.11	3.65	3.18	3.18	2.68	2.14
S _{Ds} (cm)	9.32	10.77	12.08	12.99	12.99	13.74	14.85	14.85	16.58	19.65
Q _{ns} (kN)	618.64	459.81	360.15	296.33	296.33	263.69	229.96	229.96	194.23	154.70
R (rad)	1/45	1/38	1/33	1/31	1/31	1/29	1/27	1/27	1/24	1/20
R ₂ (rad)	1/57	1/89	1/121	1/151	1/151	1/173	1/201	1/201	1/242	1/309
R ₁ (rad)	1/42	1/32	1/27	1/25	1/25	1/23	1/21	1/21	1/19	1/16

【3. 損傷限界変位等】

【イ. 有効質量 Mu_d 】

$Mu_d=68.63 \text{ t}$ (X方向)、 67.92 t (Y方向)

【ロ. 代表変位 Δd 】

$\Delta d=0.032 \text{ m}$ (X方向)、 0.033 m (Y方向)

【ハ. 代表高さH】

$H=4.21 \text{ m}$ (X方向)、 4.24 m (Y方向)

【ニ. 損傷限界耐力】

$Qd=214.74 \text{ kN}$ (X方向)、 216.92 kN (Y方向)

【ホ. 周期調整係数 r 】

$r=1.0$ (考慮しない)

【ヘ. 損傷限界固有周期 Td 】

$Td=0.63 \text{ 秒}$ (X方向)、 0.64 秒 (Y方向)

【ト. 損傷限界変位等】 真の応答値を示す

方向	階	δS_i (m)	δi (m)	h_i (m)	層間変形角 (損傷限界)		損傷限界変形角
X	2	0.0240	0.0091	2.815	1/311	<	1/120
	1	0.0149	0.0149	3.050	1/205	<	1/120
Y	2	0.0243	0.0098	2.815	1/286	<	1/120
	1	0.0145	0.0145	3.050	1/210	<	1/120

【4. 損傷が生ずるおそれのないことについての検証内容】

層間変形角が 1/120 以下なので、復元力特性から各部の損傷はないと判断する。

【5. 安全限界変位等】

【イ. 有効質量 Mu_s 】

$Mu_s=72.35 \text{ t}$ (X方向)、 72.32 t (Y方向)

【ロ. 代表変位 Δs 】

$\Delta s=0.157 \text{ m}$ (X方向)、 0.157 m (Y方向)

【ハ. 代表高さH】

$H=3.95 \text{ m}$ (X方向)、 3.96 m (Y方向)

【ニ. 安全限界耐力】

$Qs=239.59 \text{ kN}$ (X方向)、 243.61 kN (Y方向)

【ホ. 周期調整係数 r 】

$r=1.0$ (考慮しない)

【ヘ. 安全限界固有周期 Ts 】

$Ts=1.37 \text{ 秒}$ (X方向)、 1.36 秒 (Y方向)

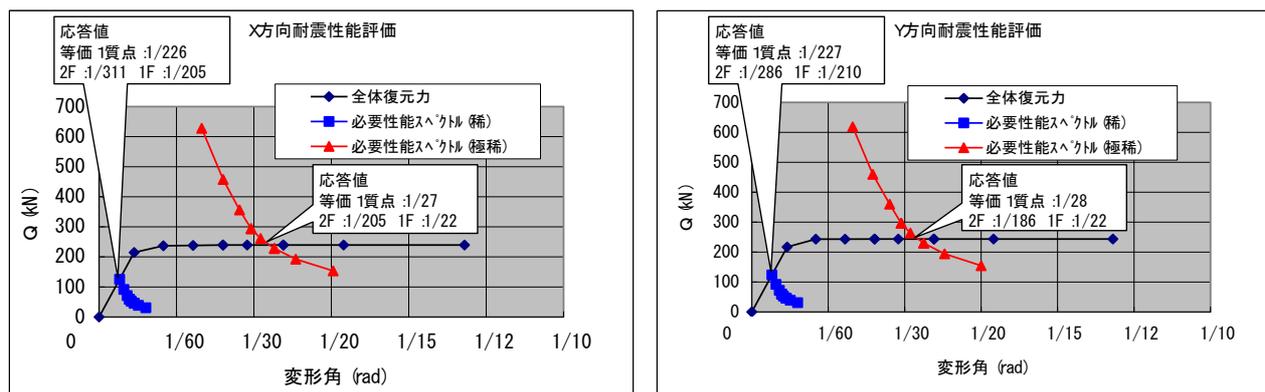
【ト. 安全限界変位等】 真の応答値を示す

方向	階	δS_i (m)	δi (m)	h_i (m)	層間変形角 (安全限界)		安全限界変形角
X	2	0.1523	0.0137	2.815	1/205	<	1/20
	1	0.1386	0.1386	3.050	1/22	<	1/20
Y	2	0.1537	0.0151	2.815	1/186	<	1/20
	1	0.1386	0.1386	3.050	1/22	<	1/20

【6. 安全限界変形角が基準値を超える場合についての検証内容】

X方向1階において安全限界変形角が1/30を超えているが、本計算における個々の復元力特性は、荷重を上載した状態での振動実験により得られたものであるために、大変形領域におけるP- δ 効果が含まれているとみなされ、貫と土壁からなる伝統的な木造軸組構法でもあり、層間変形角が1/20においても耐力が低下せず倒壊には至らないと判断する。

【7. 建築物の地震に対する性能を示した曲線】



【8. 偏心率】

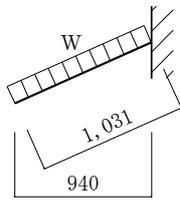
根太が梁に対して落とし込み方式で取り付いているために、剛床とみなして層間変形角1/120にて、建物全体の偏心率を計算する。

階	方向	重心 (m)	剛心 (m)	偏心距離(m)	弾力半径(m)	偏心率
2	X	5.153	4.999	0.154	4.303	0.09
	Y	3.442	3.811	0.369	4.462	0.03
1	X	6.393	6.923	0.530	5.875	0.07
	Y	5.376	5.785	0.409	5.845	0.09

各階各方向共に、偏心率は小さく、建物がねじれにより大きな変形を生じることはない判断する。

§ 6 その他の検討

a) たる木の設計 (軒先部にて検討する)



屋根勾配 4.5寸
 負担巾 30.3cm
 固定荷重 860N/m²
 積雪荷重 600N/m²
 軒先部風圧力 2046N/m²

長期 $w = 860 \times 0.303 \times 0.9119^2 = 216.69\text{N/m}$

積雪時 $w = (860 + 600) \times 0.303 \times 0.9119^2 = 367.87\text{N/m}$

風圧時 $w = 216.69 - (2046 \times 0.303) = -403.25\text{N/m}$

∴ 風圧時にて検討する

使用材料 □-65×75 ひのき(無等級)

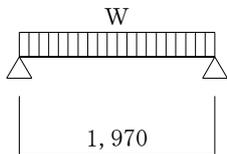
$A = 48.75\text{cm}^2$ $Z = 60.94\text{cm}^3$ $I = 228.52\text{cm}^4$

片持ち梁として $M = 403.25 \times 1.031^2 / 2 = 214.32\text{Nm}$

$\sigma_b = 21432 / 60.94 = 351.69\text{N/cm}^2$

$\sigma_b / f_b = 351.69 / (1.15 \times 1780) = 0.172 < 1 \quad \therefore \text{O.K}$

b) 母屋の設計



屋根勾配 4.5寸
 負担巾 82.1cm
 固定荷重 960N/m²
 積雪荷重 600N/m²
 風圧力 (正圧) 475N/m² (負圧) 697N/m²

長期 $w = 960 \times 0.821 = 788.16\text{N/m}$

積雪時 $w = (960 + 600) \times 0.821 = 1280.76\text{N/m}$

風圧時 (正圧) $w = 788.16 + (475 \times 0.821) \times 0.9119 = 1143.78\text{N/m}$

(負圧) $w = 788.16 - (697 \times 0.821) \times 0.9119 = 266.34\text{N/m}$

∴ 長期にて検討する

使用材料 □-105×105 すぎ(無等級)

$A = 110.25\text{cm}^2$ $Z = 192.94\text{cm}^3$ $I = 1012.92\text{cm}^4$

$M = 788.16 \times 1.97^2 / 8 = 382.35\text{Nm}$

$\sigma_b = 38235 / 192.94 = 198.17\text{N/cm}^2$

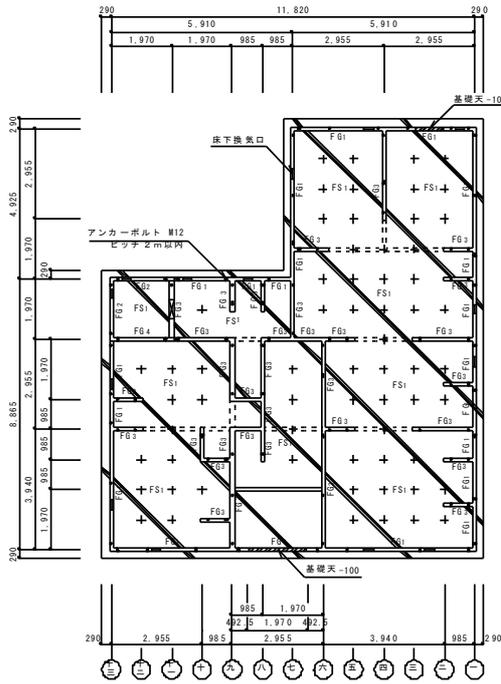
$\sigma_b / f_b = 198.17 / 814 = 0.243 < 1 \quad \therefore \text{O.K}$

たわみ量 (変形増大係数 = 2)

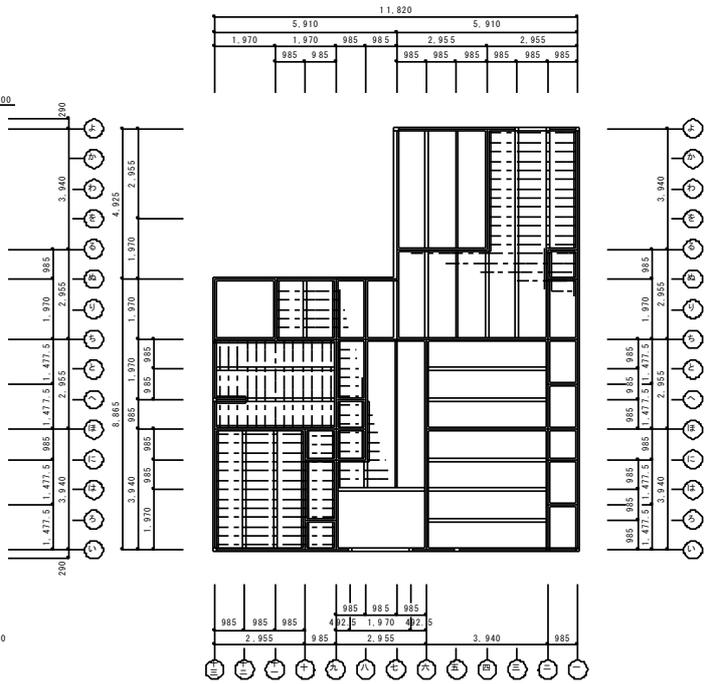
$\delta = 2 \times (5 \times 7.88 \times 197^4 / 384 \times 70 \times 10^4 \times 1012.92) = 0.436\text{cm} < L / 200 = 0.985\text{cm} \quad \therefore \text{O.K}$

§ 7 屋根ふき材等の検討

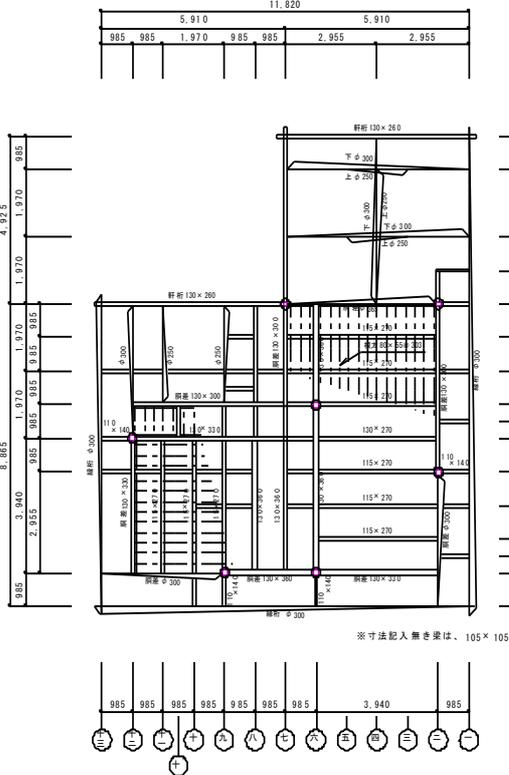
省略
(付図)



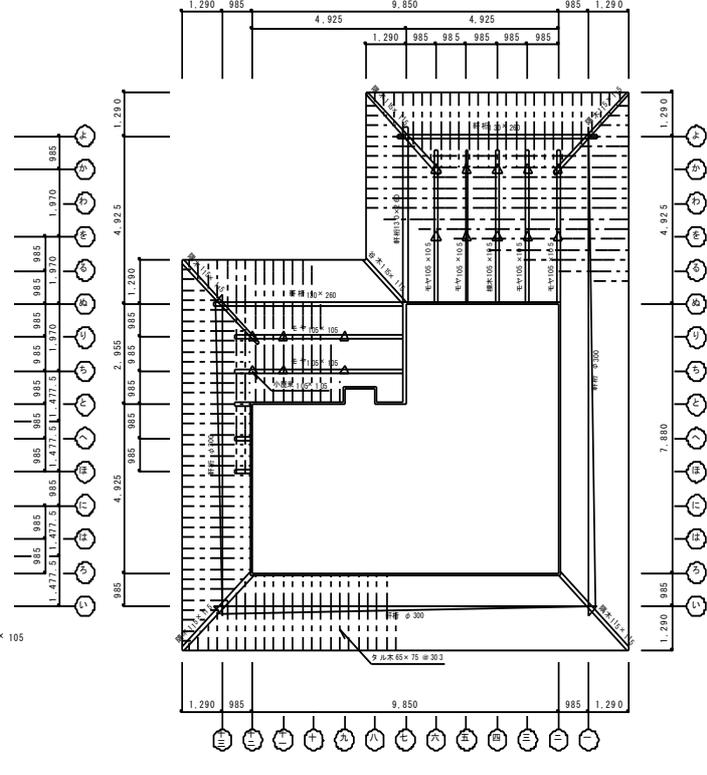
基礎伏図



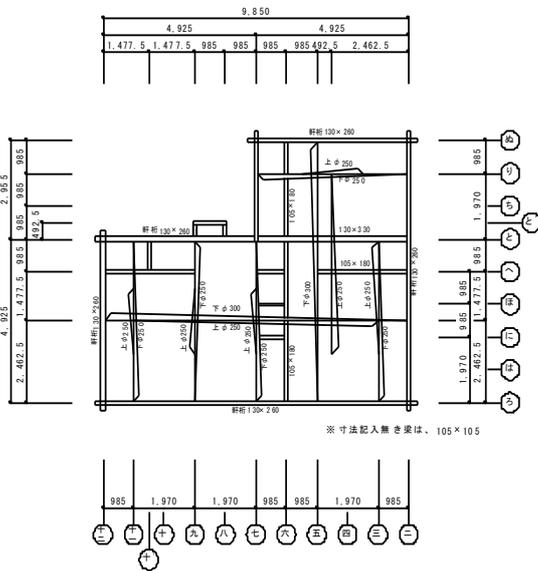
1階床伏図



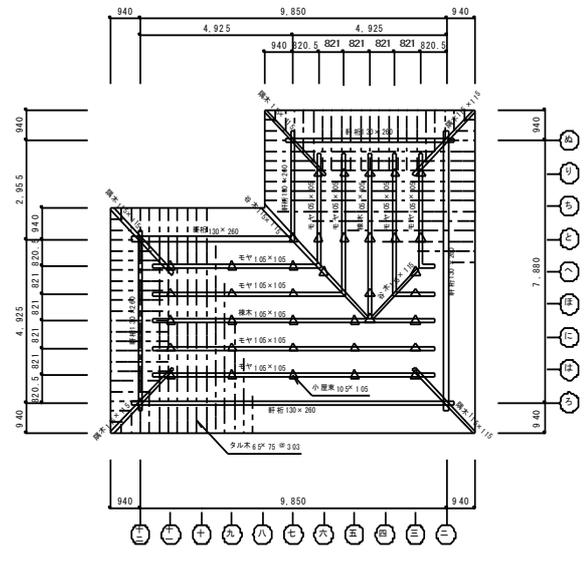
1階梁伏図・2階床伏図



1階小屋伏図



2階梁伏図



2階小屋伏図



柱・長ほぞ



柱脚部・込み柱



縁桁・長ほぞ



桁・金輪継ぎ



1階梁



2階小屋組

木造軸組構法建物の限界耐力計算チェックリスト（２）

項目		チェック内容								
3. 復元力特性 <small>改修の場合は改修後を記入</small>	耐震要素	(要素)	(有/無)		(仕様)					
		柱の傾斜復元力	無							
		貫・差鴨居	有		貫 30×120mm (大入れ) 差鴨居 (差し込み部 36×90mm)					
		土壁	有		厚さ 57～81mm					
		合板その他の壁	無							
		小壁	有		厚さ 57～81mm					
		方杖その他	無							
		制震装置	無							
		仕口補強材	無							
		剛節フレーム	有		リブフレーム(2-36×180)					
		他 (ほぞ)	有		36×75mm、36×90mm (長ほぞ)					
復元力特性の集計	層間変形角		第1折点 1/200 1/120		第2折点 1/90 1/60		1/40	1/30	1/20	1/15
	2階	X方向 (kN)	134.03	144.73	146.77	146.77	146.77	146.77	146.77	
		Y方向 (kN)	124.65	142.37	146.45	146.45	146.45	146.45	146.45	
	1階	X方向 (kN)	214.74	236.90	238.23	239.56	239.59	239.61	239.61	
		Y方向 (kN)	216.92	243.25	243.43	243.61	243.61	243.61	243.61	
4. 地震力	加速度応答 スペクトル	施行令 第82条の5		(地域係数) Z=0.9			(地盤種別) 第2種地盤			
				表層地盤による増幅率		Gs=2.025	(根拠)			
5. 平屋条件	判定 (平屋の場合は不要)	安全限界耐力 判定条件式		<input checked="" type="checkbox"/> $Q_2/m_2g > 0.5$ かつ $Q_2/Q_1 > 0.6$ <input type="checkbox"/> $Q_2/Q_1 > 1.0$						
		(方向)	階	耐力 Q_i (KN)	重量 $m_i g$ (KN)	Q_2/m_2g	Q_2/Q_1	判定		
		X方向	2	146.77	215.26	0.681	0.612	<input checked="" type="checkbox"/> OK		
			1	239.59	494.83			<input type="checkbox"/> NG		
		Y方向	2	146.45	215.26	0.680	0.601	<input checked="" type="checkbox"/> OK		
1	243.61		494.83	<input type="checkbox"/> NG						
6. 耐震性能の目標値	要求性能 応答変形角の制限値 (rad)	X方向	(損傷限界) 1/120		(安全限界) 1/20					
		Y方向	(損傷限界) 1/120		(安全限界) 1/20					

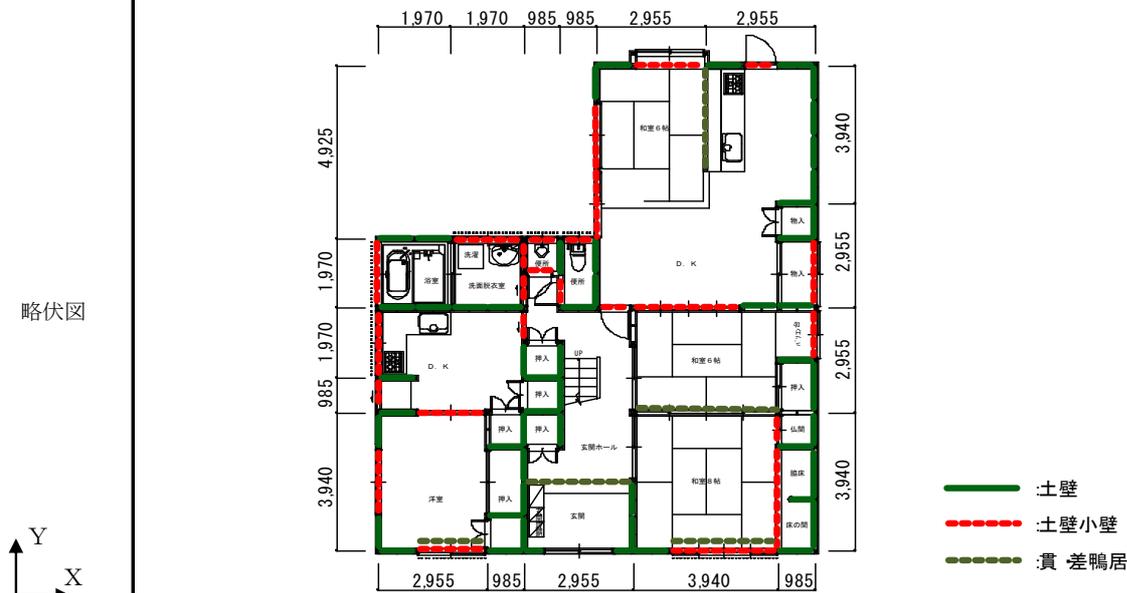
木造軸組構法建物の限界耐力計算チェックリスト（3）

項目		チェック内容	
7. 応答計算 (安全限界)	方向	項目	(極めて稀に発生する地震)
	X方向	耐力係数 C_B	0.337
		等価粘性減衰定数 h (%)	17.6
		応答変形角 (rad)	<input type="checkbox"/> 1/30 以下 (安全ゾーン)
			<input checked="" type="checkbox"/> 1/30 ~ 1/15
			<input type="checkbox"/> 1/15 以上 (危険ゾーン)
		Y方向	耐力係数 C_B
	等価粘性減衰定数 h (%)		17.6
	応答変形角 (rad)		<input type="checkbox"/> 1/30 以下 (安全ゾーン)
			<input checked="" type="checkbox"/> 1/30 ~ 1/15
<input type="checkbox"/> 1/15 以上 (危険ゾーン)			
8. 設計条件	経年変化		有 <input checked="" type="radio"/> 無
	小屋組	剛体の <input checked="" type="radio"/> 可 否	(否の場合、剛性考慮の方法)
	床組	剛床の <input checked="" type="radio"/> 可 否	(否の場合、剛性考慮の方法)
	偏心	有 <input checked="" type="radio"/> 無	(有りの場合、偏心考慮の方法)
9. 所見	耐震性能の判定 耐震補強方針等	安全限界変形角が1/30を超えているが、個々の復元力特性は荷重を上載した状態での振動実験により得られたものであるために、大変形領域におけるP- δ 効果が含まれているとみなされ、貫と土壁からなる伝統的な木造軸組構法でもあり、層間変形角が1/20においても耐力が低下する可能性は無いと判断する。	

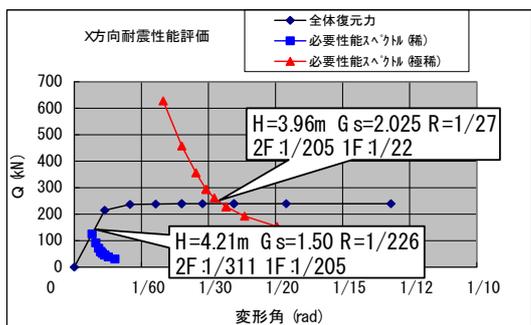
木造建物の耐震設計総括表

				(検討種別)	新築	○	診断		改修	
建物名称	T邸	所在地	愛媛県○○○			(建築年) 平成19年				
建物階数	2階	用途	戸建住宅	構造	木造軸組工法					
延床面積	197.43㎡	建物重量	3.60kN/㎡			構造階高	1F : 3.050m 2F : 2.815m			

略伏図



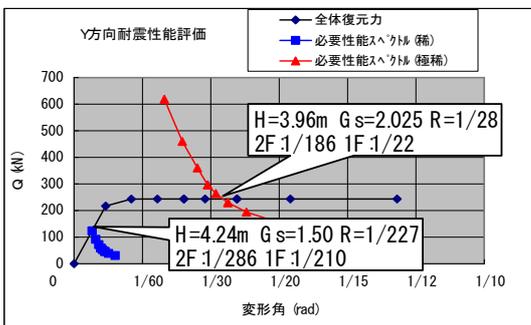
X方向 (安全限界応答計算シート)



X方向応答値

	損傷限界時	安全限界時
1/120 以下	1/205	
1/60 以下		
1/30 以下		
1/30~1/15		1/22
1/15 以上		
主な耐震要素	2F	土壁・小壁・リブフレーム
	1F	土壁・小壁

Y方向 (安全限界応答計算シート)



Y方向応答値

	損傷限界時	安全限界時
1/120 以下	1/210	
1/60 以下		
1/30 以下		
1/30~1/15		1/22
1/15 以上		
主な耐震要素	2F	土壁・小壁・リブフレーム
	1F	土壁・小壁

耐震設計 (診断) に関する特記事項

基礎・地盤	鉄筋コンクリート造べた基礎 地耐力 20kN/㎡ 第2種地盤		
床組・横架材	根太 (303間隔) の上に杉板15mm厚張り		
軸組の耐力	X方向 0.337	Y方向 0.343	数値は耐力係数 (1階の耐力/総重量) を示す
その他			

(大崎修)