

限界耐力計算例

次ページ以降に、新たに整備した屋根、床、土壁、接合部のデータを用いた限界耐力計算例を示す。また、比較のために、すべての接合部をピンとした場合の例も同時に示した。「伝統的構法のデータベースの使い方（案・令和4年度版）」

計算の結果、以下の通りとなった。

- ① 稀に起こる地震（損傷限界時）に対し、限界耐力計算および立体解析で層間変形角 $1/120$ 以下であることを確認できた（バネ、ピン両モデル）。
- ② 極めて稀に起こる地震（安全限界時）に対し、限界耐力計算および立体解析で層間変形角 $1/30$ 以下であることを確認できた。
- ③ 限界耐力計算において安全限界時の1階の応答せん断力はバネモデルの方がピンモデルよりもXY両方向とも約11%ほど大きい。
- ④ 柱の設計ではバネ、ピンモデルとも損傷限界時、安全限界時において断面検定比は1.0以下となる。
- ⑤ 柱脚接合部ではバネ、ピンモデルとも損傷限界時、安全限界時において検定比1.0以下となる。
- ⑥ 柱梁接合部の竿車知栓継ぎでは損傷限界時、安全限界時において生じる応力および変形が判定基準値を下回る。
- ⑦ 土塗壁の設計ではバネ、ピンモデルとも損傷限界時では降伏耐力を超えていない。安全限界時では両モデルとも全面壁は降伏耐力を超えているが、層間変形角は $1/30$ 以下となる。
- ⑧ 水平構面の設計ではバネ、ピンモデルとも損傷限界時においては短期許容耐力、安全限界時では安全限界塑性率を超えていない。
- ⑨ 1階柱脚部の浮上りについては両モデルとも損傷限界時、安全限界時に生じない。

伝統的構法のデータベースの使い方
(令和4年度版・モデル0)

令和5年2月

目次

	頁
§ 0. はじめに-----	3
§ 1. 建築物の概要と構造計算方針	
1-1 建築概要-----	3
1-2 構造計算方針-----	5
§ 2. 材料および許容応力度	
2-1 使用構造材料一覧表-----	9
2-2 許容応力度-----	9
2-3 地盤の概要 省略-----	9
§ 3. 伏図と軸組図（5.1 に掲載しているため、省略）	
3-1 伏図-----	10
3-2 軸組図-----	10
3-3 接合部-----	10
§ 4. 荷重・外力計算	
4-1 仮定荷重-----	11
4-2 風圧力の計算 省略-----	11
4-3 地震力の計算-----	11
§ 5. 架構のモデル化	
5-1 基本方針-----	12
5-2 軸材のモデル化-----	12
5-3 接合部のモデル化-----	13
5-4 水平構面のモデル化-----	14
5-5 架構モデル図-----	16
§ 6. 架構の解析	
6-1 基本方針-----	18
6-2 偏心に対する割増係数 F_e の算定-----	18
6-3 地震力に対する X 方向の検討-----	19
6-4 地震力に対する Y 方向の検討-----	23
6-5 解析結果のまとめ-----	27
§ 7. 部材・接合部の設計	
7-1 応力図（六通り架構）-----	28
7-2 柱・梁の設計-----	30
7-3 柱脚接合部の設計-----	31
7-4 接合部の設計（バネ接合モデル）-----	32
7-5 土塗壁の設計-----	34
7-6 水平構面の設計-----	36
7-7 1 階柱脚部の浮き上がりの検討-----	38
7-8 2 次部材の設計 省略-----	38
7-9 基礎の設計 省略-----	38

§ 0. はじめに

(1) 仕口の構造評価基準の明確化等に資する技術資料について

本計算書は仕口の構造評価基準の明確化等に資する技術資料のまとめを限界耐力計算の事例を用いて示すものです。個別の設計方針を示すものではないのでご注意ください。

(2) 留意事項

本計算書に用いる設計プランは使い方を説明するためのものであり、特定の構法や仕様を推奨するものではありません。

また、仕口の構造評価基準の明確化等に資する技術資料のまとめにおける設計事例では、原則ばらつきを考慮した統計処理を実施していますが、実際の構造設計において許容耐力を算出する場合は、構成材料の耐久性、使用環境の影響、施工性の影響、構造計算等の前提条件を満たさない場合の影響等を勘案して適切に低減を考慮して設定を行う必要があります。

§ 1. 建築物の概要と構造計算方針

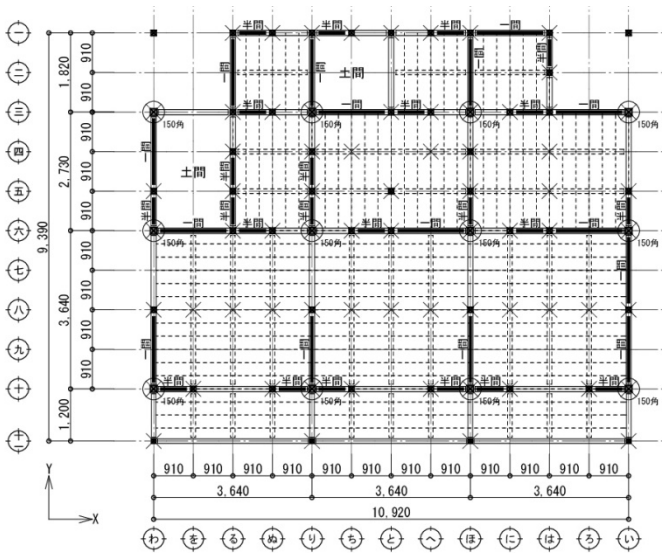
1-1 建築概要

(1) 建築物の名称	〇〇住宅新築工事
(2) 建築場所	〇〇県〇〇市
(3) 主要用途	一戸建ての住宅
(4) 規 模	
延床面積	152.37 m ²
建築面積	89.43 m ²
高さ	7.373m
軒の高さ	5.940m

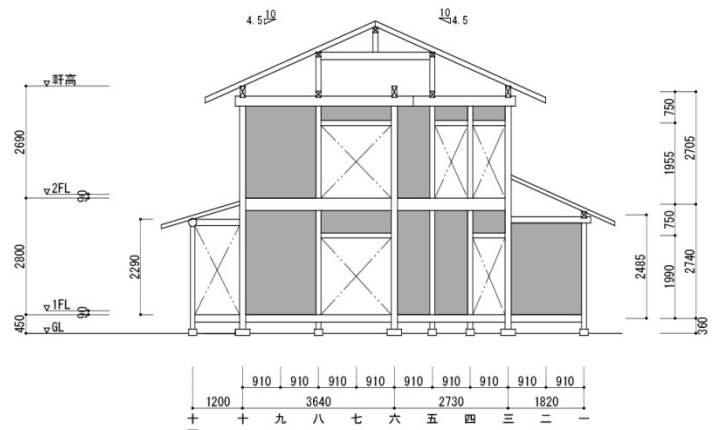
(5) 構造上の特徴

- ・本建物は延床面積 500 m²以下、軒の高さ 9m 以下、高さ 13m 以下の伝統的要素を用いた木造 2 階建ての住宅である。
- ・平面形状は 1 階、2 階とも 10.92m×6.37m の長方形とし、1 階の南側には 1200mm の濡縁を設け、北側には 1 間の下屋を設ける。
- ・屋根は 4.5 寸勾配の切妻屋根で、仕上げは日本瓦葺き（葺き土なし）とする。
- ・通し柱の接合構法は 4 方差しとする部位は竿車知継ぎ、3 方差しとする部位は連続方向は竿車知継ぎとし、直交方向は小根ほぞ込栓打ちとする。隅角部は両方向とも小根ほぞ込栓打ちとする
- ・柱及び梁には構造用製材 E70 相当（スギ）を用いる。
- ・通し柱の断面は 150mm 角とし、X 方向は 2 間間隔、Y 方向は 2 間と 1 間半の間隔の配置とする。
- ・鉛直構面は全面土塗壁と垂れ壁、腰壁の部分土塗壁とする
- ・水平構面はスギの小幅板（板厚 t=30mm、幅 B=190mm、長さ L=1820mm、本実加工）を梁桁材（間隔 910mm）に釘（N90 釘を 1 箇所あたりに 3 本）で脳天打ちした床構面（1 階床及び 2 階床）とし、屋根はスギの野地板（板厚 t=15mm、幅 B=240mm、長さ L=2000mm）を垂木（60x60mm@455）に釘（N45@90）打ちした構面とする。
- ・基礎はコンクリート盤（べた基礎）に支持された礎石の上に柱を建てる形式とし、礎石と柱はだぼにより接合することで水平方向の変形は拘束するが、鉛直方向の変形は拘束しないものとする

地震力などの外力（水平力）等が建物に作用した場合、主として土塗壁が抵抗することで外力に抵抗し、木材同士の接合部がめり込み抵抗することで建物の変形性能が得られているのが特徴である。



1 階伏図



り通り軸組図

1-2 構造計算方針
 (1) 構造計算ルート

本計算書における構造計算のルートを下図に示す。

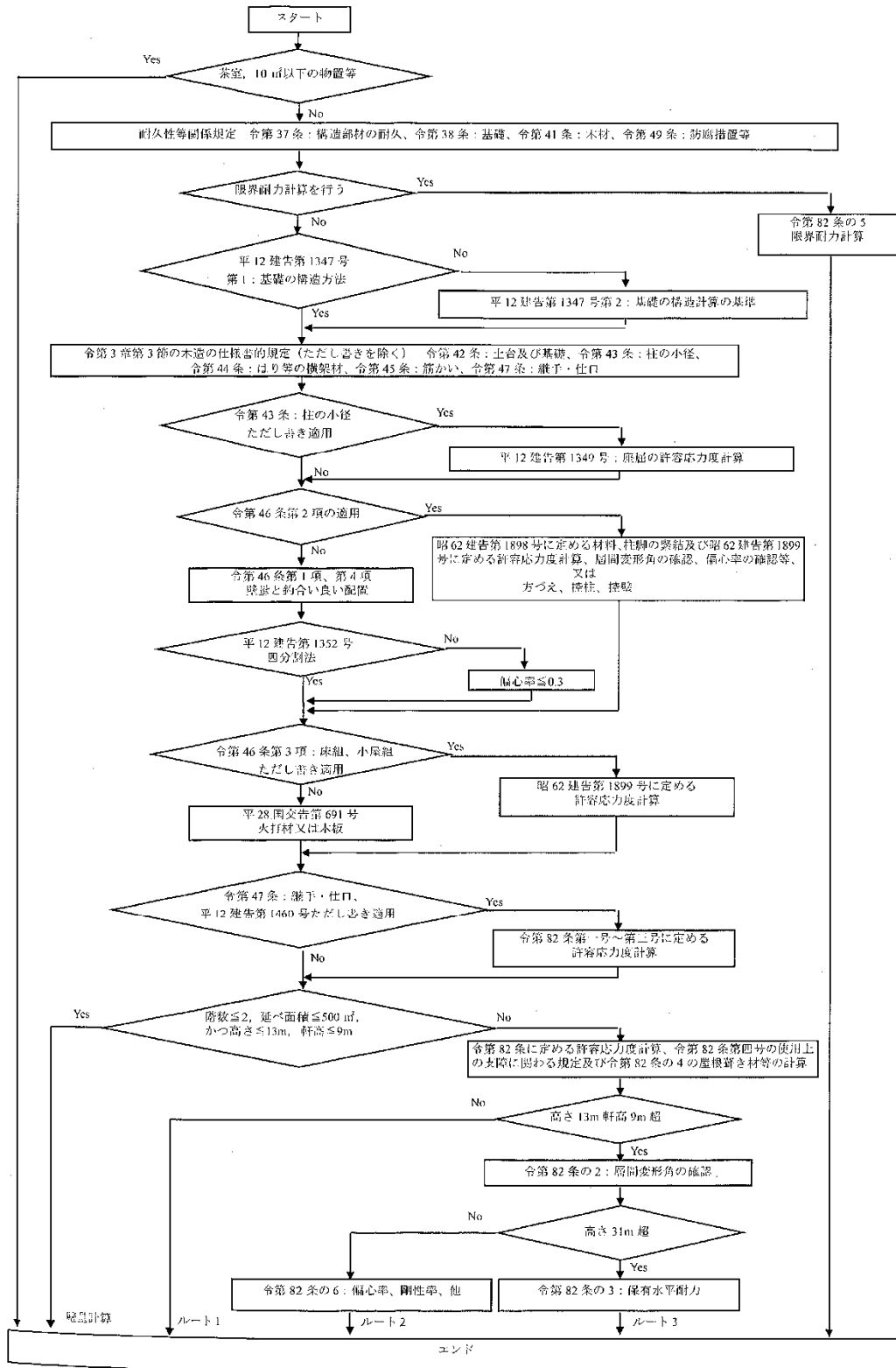


図 1-2-1 本計算書における構造計算のルート

(2)構造計算全体の流れ

本計算書における構造計算の全体の流れを示す。

(3)使用樹種、部材断面、荷重を設定する。

本書に対応するセクション

§ 2、§ 3、§ 4

(4)設計建物を立体骨組みにモデル化する。

§ 5

(仕口部をバネ接合したモデルとピン接合したモデル)

③ 上記モデルについて増分解析を行い、建物の荷重－変形関係を求める。

§ 6

④ 増分解析により求められた建物の荷重－変形関係を基に限界耐力計算を行う。

§ 6

⑤ 限界耐力計算結果と一致する変位増分解析結果を求める。

§ 6

⑥ 各部材・接合部について変位増分解析で求められた変形・応力を用いて検証を行う。(モデルの比較)

§ 7

このうち②、⑥において耐力壁・水平構面・接合部の復元力特性は実験により算出された数値に基づいて設定する。

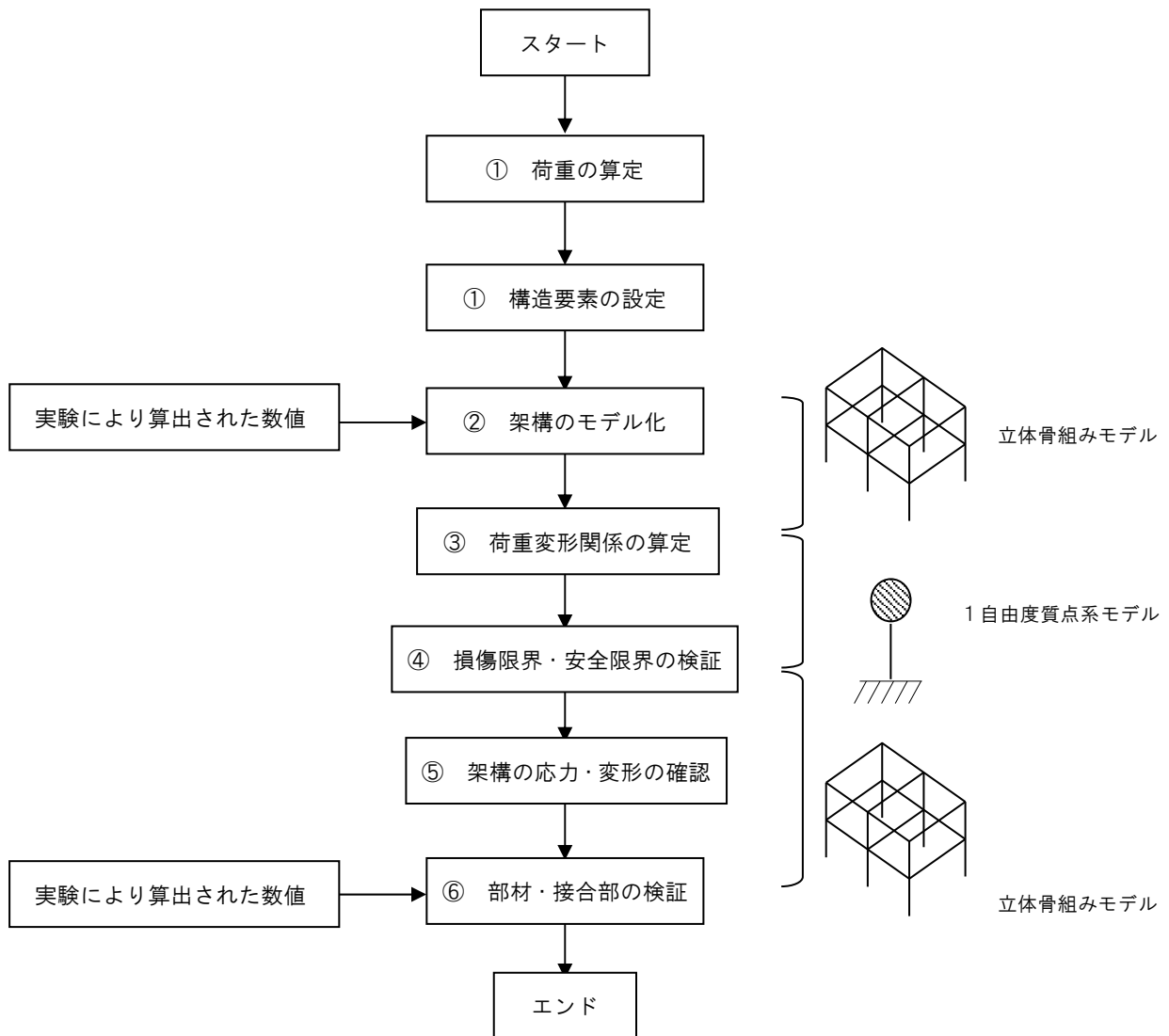


図 1-2-2 本計算書における構造計算の流れ

(3) 限界耐力計算の流れ

次に図 1-2-2 のうち、限界耐力計算の詳細フロー図を示す。

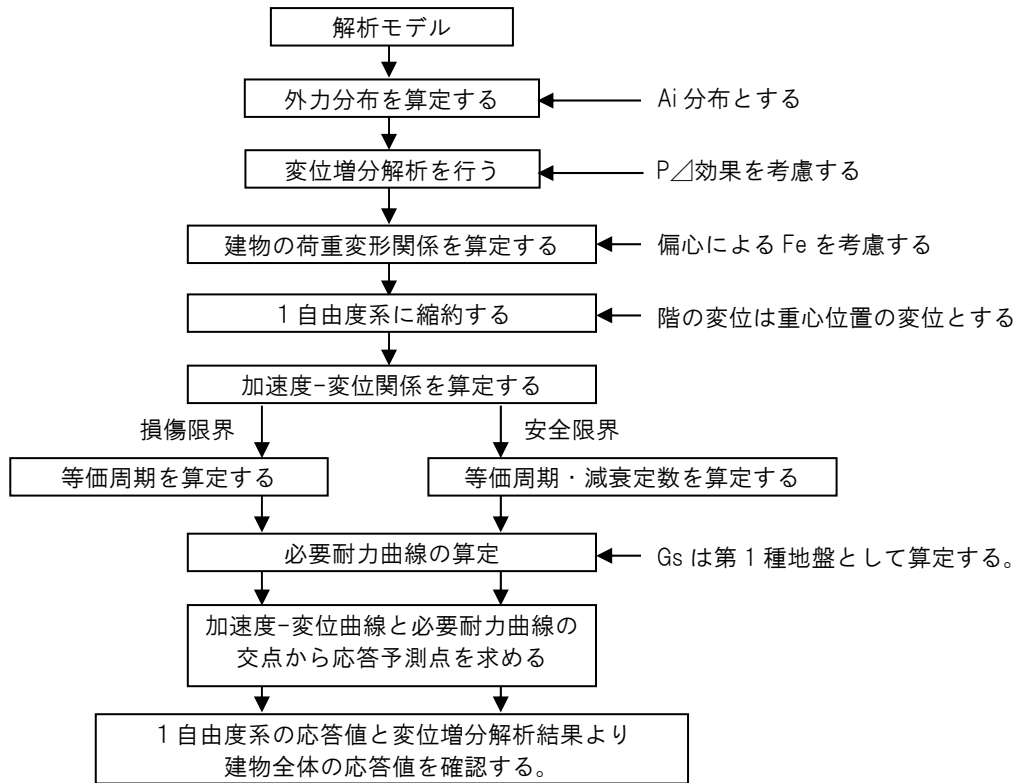


図 1-2-3 図 1-2-2 の③～⑤における限界耐力計算の詳細フロー

(4) 本計算書における解析

設定方法、解析条件、限界耐力計算、地盤について下記に示す。

①設計方針

- ・ 稀に起こる地震に対して各階・各フレームの層間変形角が 1/120 以下であることを確認する。
- ・ 稀に起こる地震に対して柱・梁・接合部・耐力壁・水平構面に生じる応力が短期許容耐力以下であることを確認する。
- ・ 接合部・耐力壁・水平構面の短期許容耐力は実験により算出された数値により設定する。
- ・ 偏心率が 0.30 以下であることを確認する。
- ・ 安全限界の検討において、偏心率が 0.15 を超える場合は当該階の水平耐力を F_e 値により低減する。
- ・ 極めて稀に起こる地震に対して各階の層間変形角が 1/30 以下であることを確認する。
- ・ 極めて稀に起こる地震に対して柱・梁に生じる応力が終局耐力以下であることを確認する。
- ・ 本計算書においては、地震に対する木造架構の検討を中心に記載するため、風・積雪に対する検討及び基礎の設計は省略する。

②解析条件

- ・増分解析は静的弾塑性荷重増分解析とする。
- ・各階の変位は重心位置の値を採用する。
- ・地震力の分布は A_i 分布とする。
- ・計算プログラムは下記が考慮できるものを用いた。
 - ・ $P \Delta$ 効果を考慮する事ができる。

③限界耐力計算

- ・地震動は令第 82 条の 5 および平 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。
- ・表層地盤の増幅係数 G_s は第 1 種地盤として算定する。
- ・建物の各方向について、各階の地震力 P_i および各階の重心位置での当該方向への変位 δ_i から、増分解析の各ステップにおいて、次式により 1 自由度系の縮約を行う。

$$cSa = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{(\sum m_i \delta_i)^2} \cdot \sum P_i \quad , \quad cSd = \frac{\sum m_i \delta_i^2}{\sum P_i \delta_i} \cdot cSa$$

ただし、

- cSa : 等価 1 自由度系の加速度 (m/s^2)
- cSd : 等価 1 自由度系の変位 (m)
- m_i : 各階の質量 (kg、ton)
- P_i : 各階の重量 (N、kN)
- δ_i : 各階の重心位置での当該方向への変位 (m)

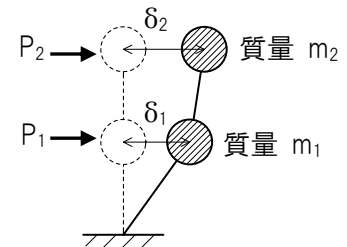


図 1-2-4 せん断型モデル

- ・減衰による加速度の低減率 F_h は下式により算定する。

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h}$$

$$h = \gamma_1 (1 - 1/\sqrt{Df}) + 0.05$$

ただし、

$$Df = \Delta s / \Delta y$$

$$Df < 1.0 \text{ のときは } Df = 1.0$$

ここに、

- Δs : 安全限界時における代表変位 (m)
- Δy : 等価な完全弾塑性に置換された荷重変形関係の仮想降伏点変位 (m)
- γ_1 : 構造要素の減衰特性を表す係数。伝統木造にあっては、通常 $\gamma = 0.2$

- ・等価 1 自由度系の加速度—変位曲線上の任意の点に対し、その点の等価周期を用いて地震動の加速度応答スペクトル S_a および変位応答スペクトル S_d を算出し、 S_a - S_d 曲線 (以後、必要耐力曲線) を求める。等価 1 自由度系の加速度—変位曲線と必要耐力曲線の交点から応答予測点を求め、これに対応する多自由度系の変形状態を構造物の応答予測とする。

④地盤について

- ・建設計画予定地の地盤種別は第 1 種地盤とする。

§ 2. 材料および許容応力度

2-1 使用構造材料一覧表

(1) 木材

表 2-1-1 構造材料一覧表 (木材)

部 位	断 面	等級	樹種
柱	120×120mm、150×150mm	E70 程度	スギ
桁・梁・足固め	120x150~300mm	E70 程度	スギ

(2) 木材以外 : 省略

(3) 各部の仕様

表 2-1-2 各部の仕様

部 位		仕 様
耐力壁	土塗壁	t=70mm
屋根	野地板	t=15mm
	垂木	60×60mm@455mm
	母屋・束	120×120mm
2階床	床板	t=30mm
1階床	床板	t=30mm
	根太	45×60@303mm
	大引き	105×105mm

2-2 許容応力度

(1) 木材

① 基準強度と基準弾性係数

表 2-2-1 基準強度と基準弾性係数 (N/mm²)

材料・規格	基準材料強度					基準弾性係数	
	F _c	F _t	F _b	F _s	F _c v	E	G
スギ E70 程度	17.7	13.5	22.2	1.8	6.0	6865	E の 1 / 15

② 許容応力度と材料強度

表 2-2-2 許容応力度と材料強度 (N/mm²)

	長期許容応力度	短期許容応力度	材料強度
圧縮・引張・曲げ・せん断、めり込み	基準強度の 1.1/3	基準強度の 2.0/3	基準強度

(2) 木材以外 : 省略

2-3 地盤の概要

省略

§ 3. 伏図と軸組図

3-1 伏図

3-2 軸組図

3-3 接合部

上記は省略（報告書 第5章5. 1に示す。）

§ 4. 荷重・外力計算

4-1 仮定荷重

(1) 固定荷重、積載荷重、設計荷重

①床、屋根

表 4-1-1 床、屋根の固定荷重、積載荷重、設計荷重 (N/m²)

名称	仕上げ、固定荷重	w	Σw		積載荷重	設計用荷重	備考
屋根	日本瓦 (葺き土なし)	470	垂木	620	0	680	勾配 10:4.5 (1.10)
	ルーフィング	20	x1.10	680			
	野地板	90	母屋	670			
	垂木	40	x1.10	740			
	母屋・束	50	小屋組	890			
	小屋組	150					
2階床	板張り	300	750	床	1800	2550	
	根太	100		架構	1300	2050	
	床梁	150		地震	600	1350	
	天井	200					
1階床	板張り	200	550	床	1800	2350	
	根太	100		架構	1300	1850	
	大引	150		地震	600	1150	
	足固め	100					

※括弧内の数値は勾配屋根を水平面とみなす場合の割増率を示す。

屋根勾配が 10 : 4.5 であるため、割増率は $\sqrt{(10^2+4.5^2)}/10=1.10$ となる。

②壁

表 4-1-2 壁の固定荷重 (N/m²)

名称	仕上げ、固定荷重	w	Σw	備考
土塗壁	土塗壁 t=70	950	1150	
	軸組	200	↓	
			1200	

(2) 積雪荷重

省略

4-2 風圧力の計算

省略

4-3 地震力の計算

建物重量、Ai 分布及び地震力を示す。

表 4-3-1 建物重量、Ai 分布及び地震力

階	Wi(kN)	$\Sigma Wi(kN)$	α_i	Ai	Ci	Qi(kN)
2	166.36	166.36	0.368	1.320	0.264	43.91
1	285.67	452.02	1.000	1.000	0.200	90.40

§ 5. 架構のモデル化

5-1 基本方針

- ・ 屋根は荷重として扱い、小屋組のレベルで水平な架構とする。
- ・ 柱、梁の軸材は弾性要素の線材に置換する。
- ・ 耐力壁はせん断ばねに置換する。
- ・ 水平構面は水平ブレースに置換する。
- ・ 柱-梁等の仕口接合部は回転ばね及び引張ばねに置換するモデル（バネ接合モデル）とピン接合に置換するモデル（ピン接合モデル）を設定する。
- ・ 腰壁・垂れ壁横の全面壁は、開口端に連続する部材（圧縮力のみを伝達する）が存在するものとしてモデル化する（柱にはピン接合）。
- ・ 1階柱脚の接合部は鉛直方向の浮き上がりを考慮するため、引張側の剛性はゼロの鉛直ばね、圧縮側は剛な鉛直ばねとし、水平方向は拘束する（図 5-1-1）。
- ・ 耐力要素の復元力特性は実験により算出された数値を用いて設定する。
- ・ 部材の剛性は、曲げ剛性 2 方向・せん断剛性 2 方向・軸剛性を設定する。
- ・ 部材の接合条件は x' 、 y' 、 z' 、 $\theta x'$ 、 $\theta y'$ 、 $\theta z'$ それぞれについて固定・自由・半固定を設定する（図 5-1-2）。

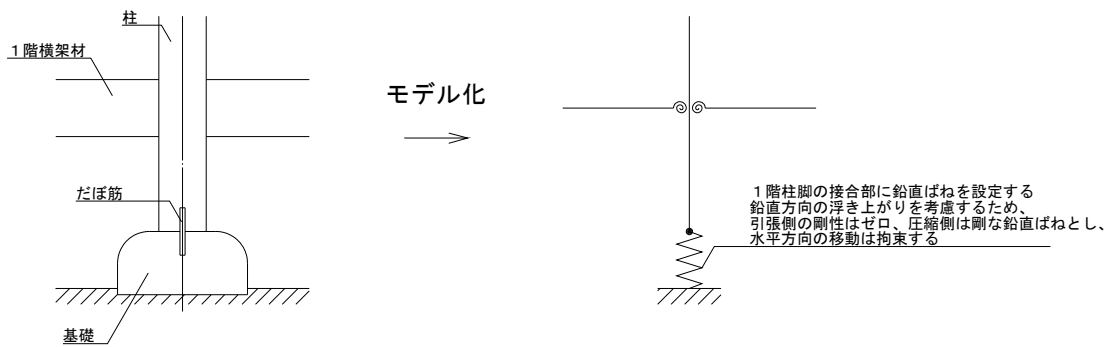


図 5-1-1 1階柱脚の接合部のモデル化

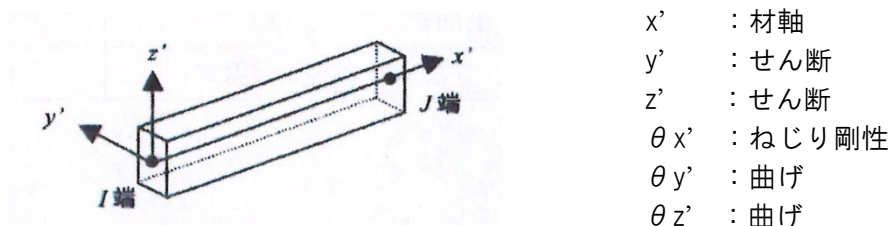


図 5-1-2 部材座標系

5-2 軸材のモデル化

- ・ 軸材の変形要素は下表による。

表 5-1-1 軸材の変形要素

	軸(x')	せん断(y', z')	ねじり($\theta x'$)	曲げ($\theta y', \theta z'$)
柱	○	○	×	○
梁	○	○	×	○

○：変形を考慮する ×：変形を考慮しない

5-3 接合部のモデル化

- ・ 1階柱脚の接合部は鉛直方向は浮上りを考慮するため、引張側（上向き）の剛性はゼロの鉛直ばね、圧縮側（下向きは）剛な鉛直ばねとし、水平方向は拘束する。

表 5-3-1 1階柱脚の接合部の拘束条件

	鉛直方向		水平方向	回転方向
	下向き	上向き		
1階柱脚の接合部	剛なばね	剛性ゼロのばね	拘束	自由

- ・ 柱接合部、梁接合部の拘束条件を下表に示す。

表 5-3-2 柱接合部、梁接合の拘束条件（ばね接合モデル）

	材軸方向(x')		材軸直交方向(せん断)		回転方向(曲げ)		
	圧縮	引張	強軸	弱軸	強軸	弱軸	ねじり
柱	固定	半固定	固定	固定	半固定	固定	考慮しない
梁	固定	半固定	固定	固定	半固定	固定	考慮しない

- ・ 接合部の回転ばねおよび引張ばねの荷重変形関係は完全弾塑性モデルとし、実験により算出された数値を用いて各特性値を設定する。

5-4 水平構面のモデル化

2階床及び屋根の水平構面モデルは水平ブレースに置換した。入力値として2階床は『伝統的構法データベース』に掲載の「水平構面」の各特性値のうち特定変形角時のせん断力を用い、屋根は平成 29～30(2017～2018)年度の基整促事業「断面の大きい軸材料等を用いる木造建築物の技術基準に関する検討」で実施された実験に基づいて設定する。

(1) 2階床

2階床の短期許容せん断耐力及び終局耐力は、『伝統的構法データベース』に掲載「小幅板直張り」の「特性値」を参照しても良いが、ここでは表 5-4-1 の特定変形角時のせん断力データを用いた完全弾塑性モデルによる評価を行って特性値を求める方法を採用した。採用するデータは母集団の分布形を正規分布とみなし、耐力壁の試験評価方法に採用されている統計的処理に基づく信頼水準 75%の 50%下側許容限界値(表では 50%下限値と呼称)とした。

表 5-4-1 特定変形角時のせん断力『伝統的構法データベース』掲載

試験体名称	特定変形角時のP(kN)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
a-1-1	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13	6.75
a-1-2	2.02	2.22	2.34	2.34	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55	11.25
a-1-3	1.82	2.01	2.22	2.42	2.62	2.66	2.94	3.06	3.56	4.77	7.82
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.75	1.95	2.05	2.25	2.48	2.52	2.77	3.02	3.47	4.82	8.61
最大値	2.02	2.22	2.34	2.42	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55	11.25
最小値	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13	6.75
変動係数	0.147	0.131	0.161	0.083	0.121	0.127	0.131	0.137	0.176	0.289	0.223
95%上限値	2.56	2.75	3.09	2.84	3.42	3.54	3.91	4.32	5.39	9.22	14.65
50%下限値	1.63	1.83	1.90	2.16	2.33	2.37	2.60	2.82	3.18	4.16	7.70
95%下限値	0.94	1.15	1.01	1.66	1.53	1.51	1.62	1.72	1.55	0.42	2.56

取得したせん断力を試験体の長さ(1.82m)で除し単位長さ当たりのせん断力としてプロットした荷重変形角関係のグラフを図 5-4-1 に示す。この荷重変形角関係から完全弾塑性モデルを作成することによって、終局耐力 (P_u) 1.8kN/m 及び短期許容せん断耐力 (P_a) 1.19kN/m を得た。なお、このときの低減係数 α は 1.0 として算出している。

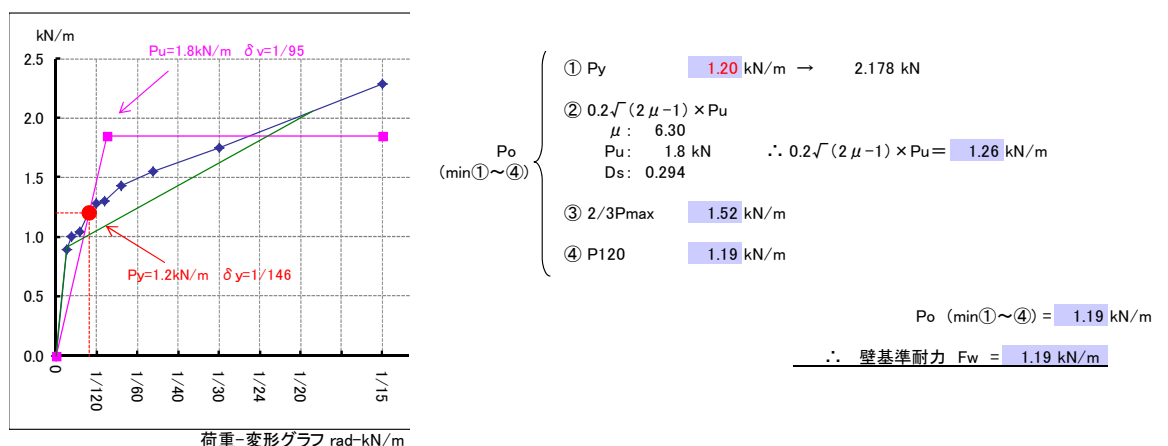


図 5-4-1 完全弾塑性モデルによる評価

(2) 屋根

平成 29～30(2017～2018)年度の基整促事業「断面の大きい軸材料等を用いる木造建築物の技術基準に関する検討」で実施された実験に基づいて設定値を示す。信頼水準75%の50%下限値にするための低減は行っていない。

表 5-4-2 屋根の特性値一覧

K kN/rad/m	Q_y kN/m	Q_u kN/m	Q_{max} kN/m	R_y rad	R_v rad	R_u rad	μ	D_s
52	1.15	1.89	2.17	0.022	0.036	0.067	1.84	0.61

表 5-4-3 屋根の特定変形時のせん断力(kN/m)

1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
0.22	0.30	0.36	0.45	0.51	0.57	0.68	0.82	1.07	1.48	2.17

上記の特定変形角 1/30 を水平構面の許容変形角と定め、その範囲内でバイリニアモデルとする。

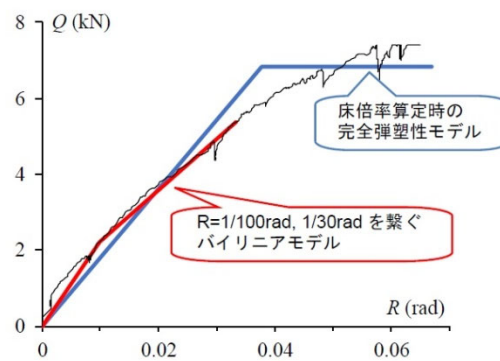


図 5-4-2 屋根構面のバイリニアモデル

5-5 架構モデル図

六通りを例にして、入力モデル図を示す。

・軸組図

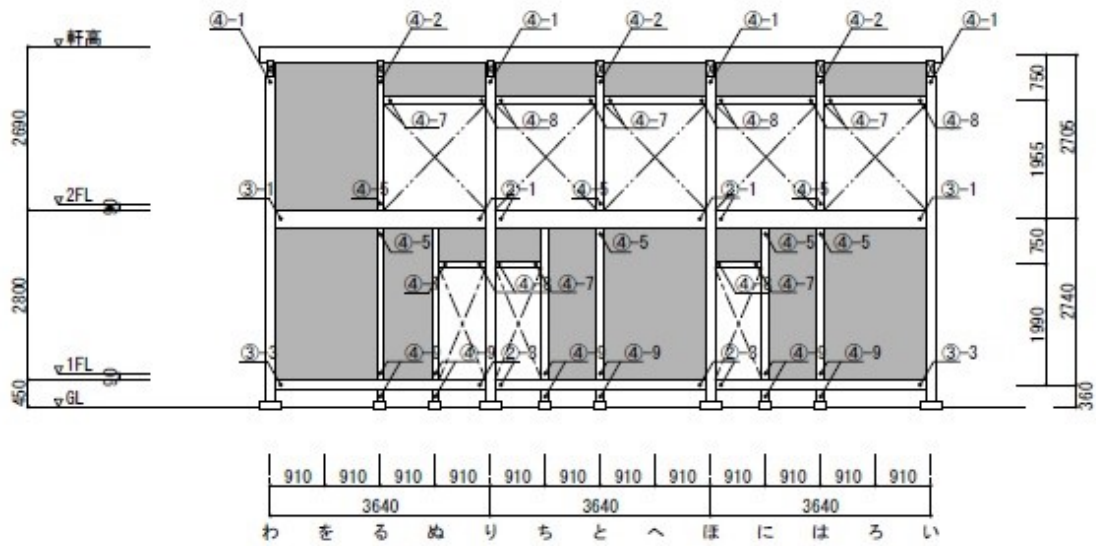


図 5-5-1 軸組図 (六通り)

節点番号

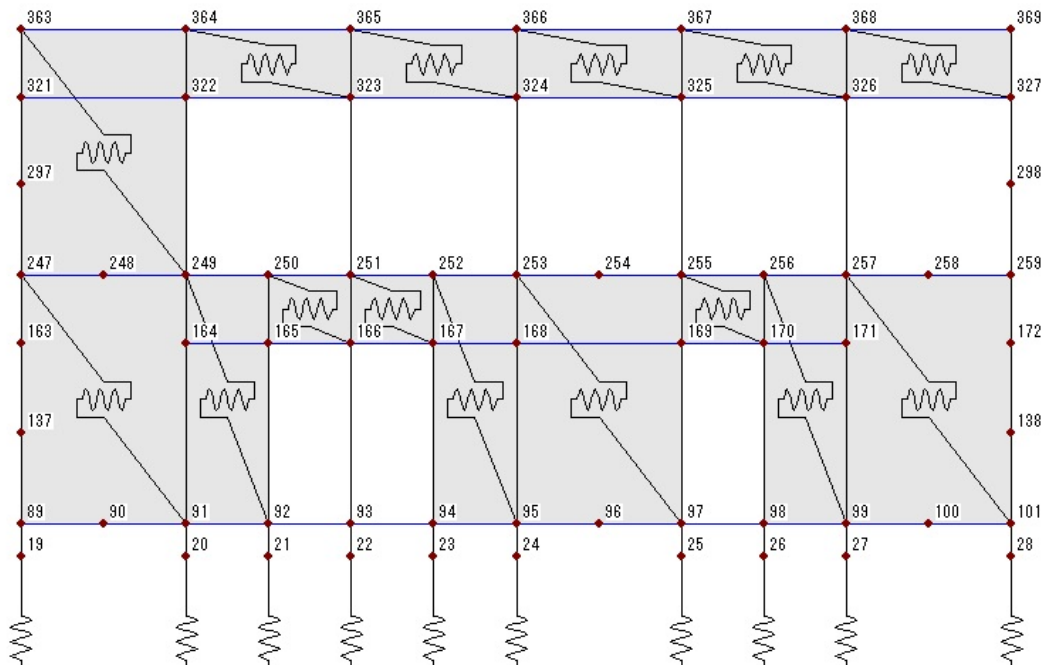
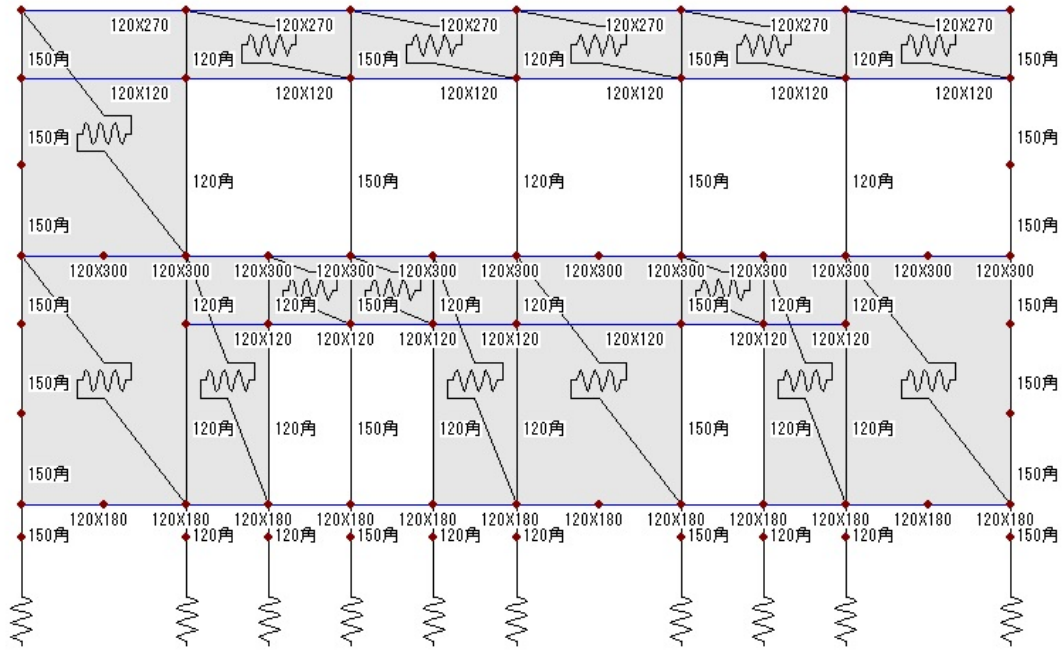
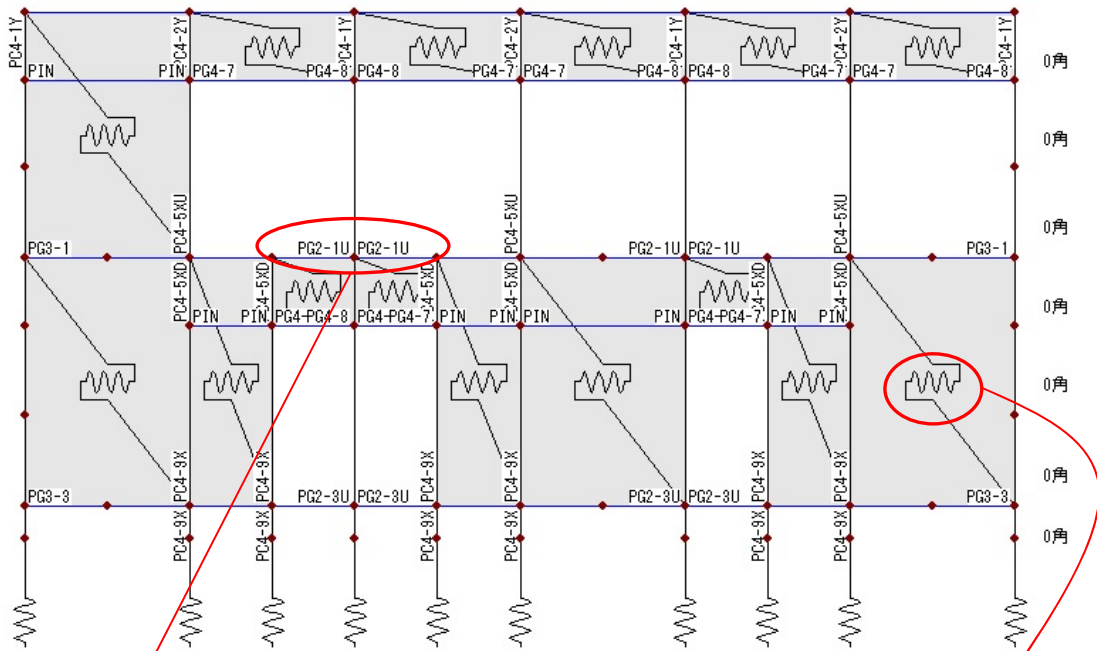


図 5-5-2 入力モデル図 (六通り)



※垂れ壁・腰壁横にある全面壁には開口端に連続する部材（仮想材：ピン接合）を配する
 ※ばね記号は土塗壁のせん断ばねを示す

図 5-5-3 入力部材配置図（六通り）



凡例 PG2*** : 竿車知継ぎ
 PG3*** : 小根ほぞ込栓打ち
 PG4,PC4*** : 長ほぞ込栓打ちを示す

土塗壁のせん断ばねを示す

図 5-5-4 入力材端ばね符号図（六通り）

PG2-1Uは梁せい 300mm の竿車知継ぎ接合を示し、回転ばねおよび引張ばねを考慮している。

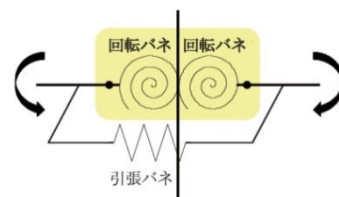


図 5-6-5 接合部のモデル図

§ 6. 架構の解析

6-1 基本方針

1-2 構造設計方針に従って解析を行う。

6-2 偏心に対する割増係数 F_e の算定

2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書に準じて偏心率の算定を行い、重心は柱軸力より求め、剛心は耐力壁の初期剛性より求める。偏心に対する割増係数 F_e の算定結果を以下に示す。

表 6-2-1 偏心に対する割増係数 F_e の算定結果 (X方向)

階	重心位置	剛心位置	弾力半径	偏心距離	偏心率	F_e
2F	4.39m	4.68m	4.93m	0.28m	0.058	1.000
1F	4.66m	5.69m	4.84m	1.04m	0.214	1.213

表 6-2-2 偏心に対する割増係数 F_e の算定結果 (Y方向)

階	重心位置	剛心位置	弾力半径	偏心距離	偏心率	F_e
2F	6.34m	6.54m	4.85m	0.20m	0.041	1.000
1F	6.37m	5.90m	4.74m	0.47m	0.099	1.000

安全限界の検討において、X方向1階は耐力を F_e 値により低減する。

6-3 地震力に対するX方向の検討

(1) 解析結果

1・2階の荷重変形関係と、1自由度系の応答値を以下に示す。正加力と負加力がほぼ同じであるため、正加力時の応答を記載する。

a) バネ接合モデル

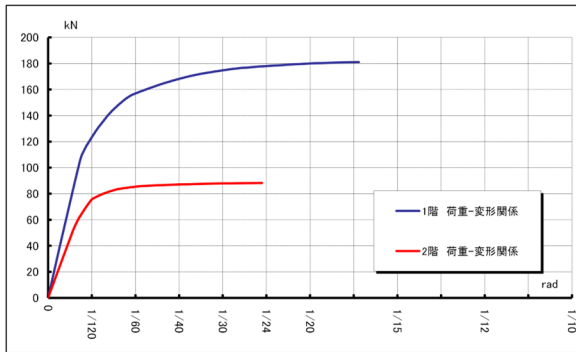


図 6-3-1 1,2 階の荷重-変形関係

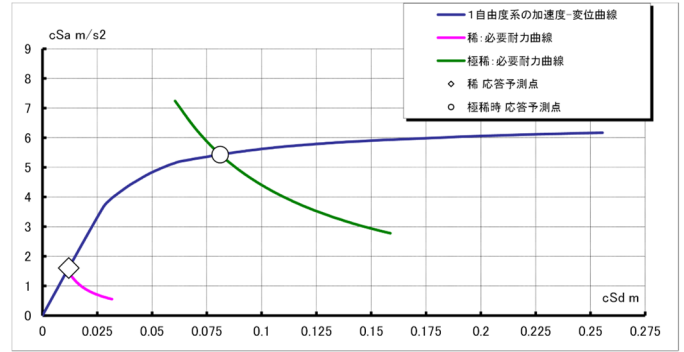


図 6-3-2 1 自由度系の応答値

表 6-3-1 自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効 質量比	Gs	Fh	調整係数		応答予測点		代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
					p	q	cSa (m/s ²)	cSd (m)			
稀 (Co=0.20時)	43.15	0.94	1.358	0.71	0.85	1.0	3.12	0.024	4.438	1/189	0.636
極稀	44.71	0.97	1.350	0.71	0.85	1.0	5.43	0.081	4.328	1/53	0.916

b) ピン接合モデル

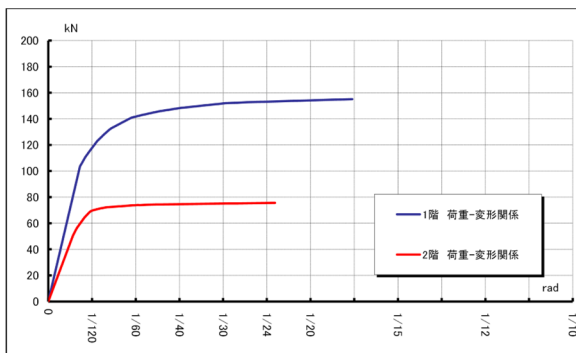


図 6-3-3 1,2 階の荷重-変形関係

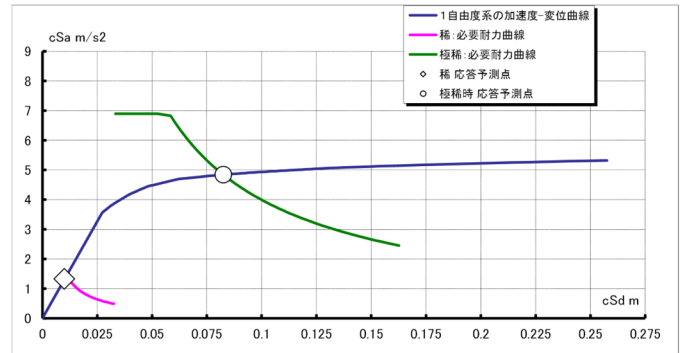


図 6-3-4 1 自由度系の応答値

表 6-3-2 自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効 質量比	Gs	Fh	調整係数		応答予測点		代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
					p	q	cSa (m/s ²)	cSd (m)			
稀 (Co=0.20時)	43.16	0.94	1.500	0.64	0.85	1.0	3.07	0.018	4.399	1/250	0.559
極稀	44.90	0.97	1.350	0.64	0.85	1.0	4.56	0.079	4.247	1/54	0.996

(2) 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値の算出

1 質点系の応答値から、損傷限界時 (=稀に発生する地震動) 及び安全限界時 (=極稀に発生する地震動) の各階の応答値を算出する。

a) バネ接合モデル

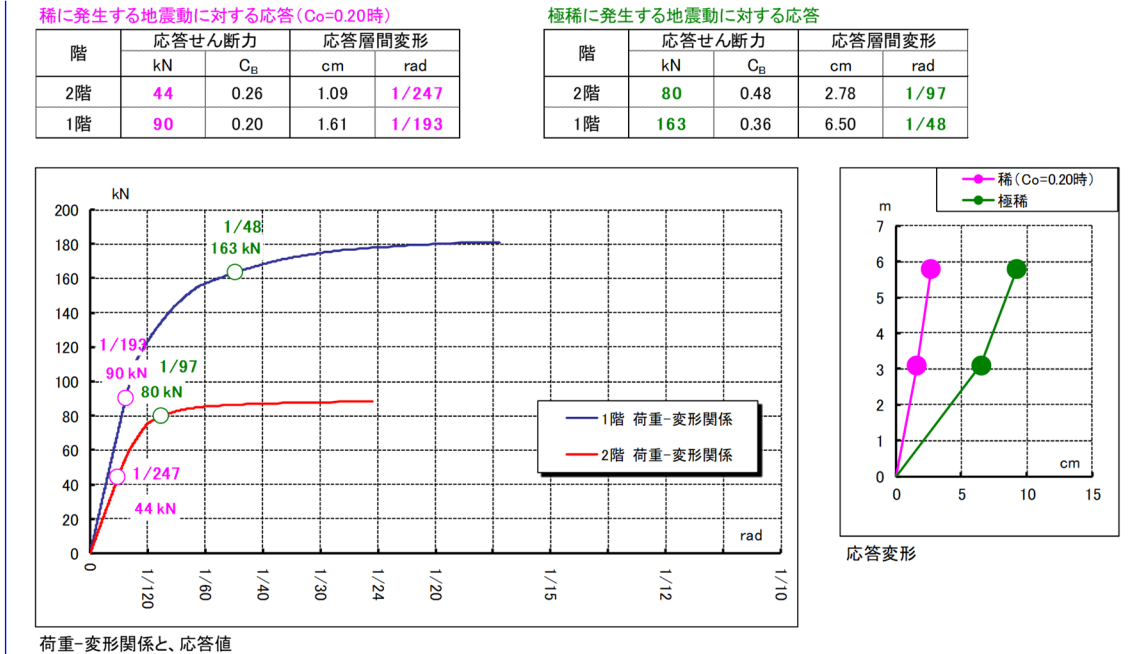


図 6-3-5 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値

b) ピン接合モデル

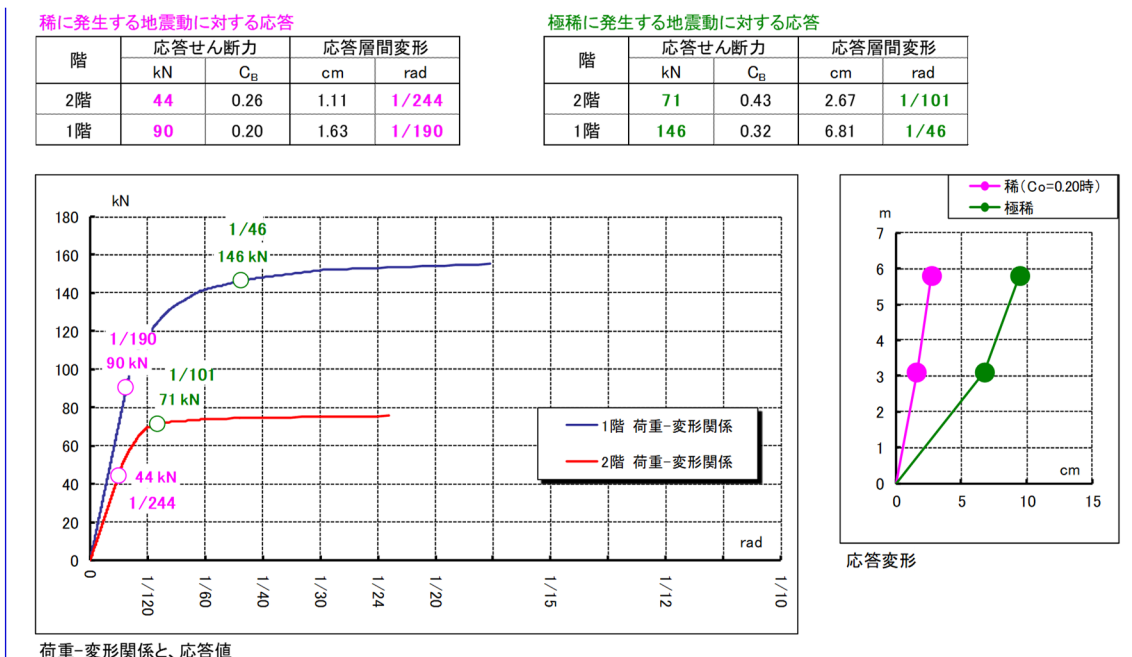


図 6-3-6 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値

(3) 損傷限界時の層間変位、層間変形角及び負担せん断力の比較

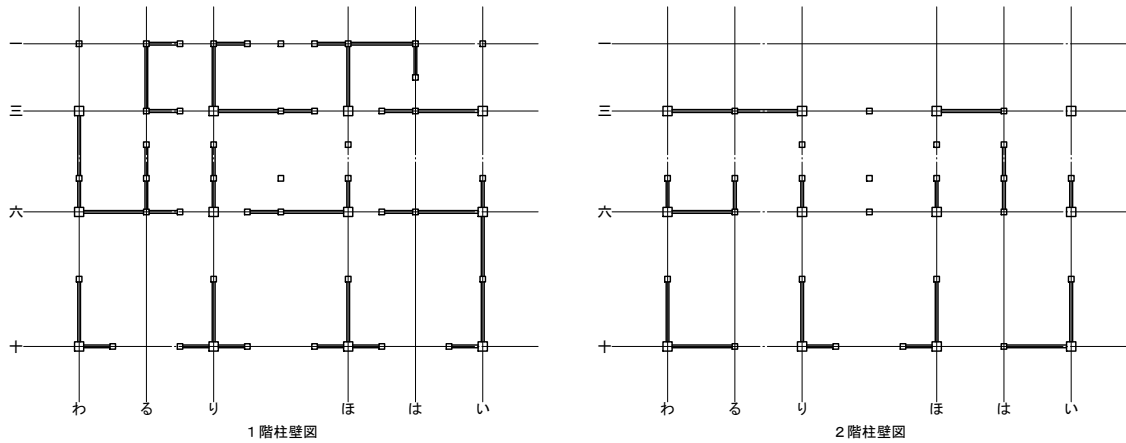


図 6-3-7 各階の柱壁図

表 6-3-3 損傷限界時層間変位及び層間変形角

通り	モデル	1階		2階	
		層間変位 (mm)	層間変形角	層間変位 (mm)	層間変形角
十	パネ	22.6	1/122	8.4	1/322
	ピン	22.8	1/120	8.3	1/328
六	パネ	16.1	1/170	12.1	1/224
	ピン	15.0	1/183	12.9	1/209
三	パネ	13.9	1/198	7.6	1/355
	ピン	13.5	1/203	8.0	1/337
一	パネ	9.0	1/278		
	ピン	9.1	1/273		

表 6-3-4 損傷限界時負担せん断力

通り	モデル	1階	2階
		負担せん断力 (kN)	負担せん断力 (kN)
十	パネ	22.72	12.25
	ピン	24.06	12.83
六	パネ	32.03	8.10
	ピン	36.56	8.70
三	パネ	23.14	15.82
	ピン	24.20	16.30
一	パネ	10.40	
	ピン	11.25	

(4) 安全限界時の層間変位、層間変形角及び負担せん断力の比較

表 6-3-5 安全限界時層間変位及び層間変形角

通り	モデル	1階		2階	
		層間変位(mm)	層間変形角	層間変位(mm)	層間変形角
十	バネ	91.3	1/30	16.2	1/167
	ピン	61.6	1/44	39.6	1/68
六	バネ	68.8	1/40	29.4	1/92
	ピン	64.7	1/42	27.9	1/97
三	バネ	56.7	1/48	23.1	1/117
	ピン	54.2	1/51	20.8	1/130
一	バネ	39.3	1/63		
	ピン	40.4	1/62		

表 6-3-6 安全限界時負担せん断力

通り	モデル	1階	2階
		負担せん断力(kN)	負担せん断力(kN)
十	バネ	27.78	24.50
	ピン	27.78	24.71
六	バネ	47.82	11.22
	ピン	47.85	11.22
三	バネ	36.57	33.66
	ピン	36.56	33.63
一	バネ	25.42	
	ピン	25.43	

6-4 地震力に対するY方向の検討

(1) 解析結果

1・2階の荷重変形関係と、1自由度系の応答値を以下に示す。正加力と負加力がほぼ同じであるため、正加力時の応答を記載する。

a) バネ接合モデル

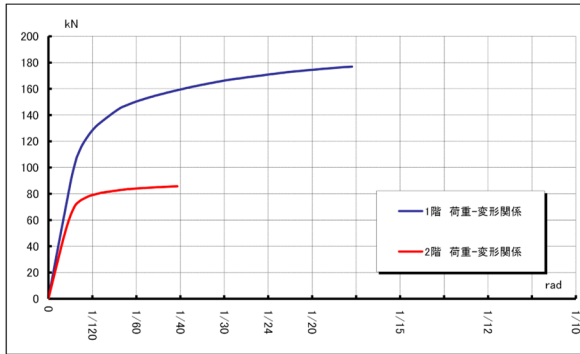


図 6-4-1 1,2 階の荷重-変形関係

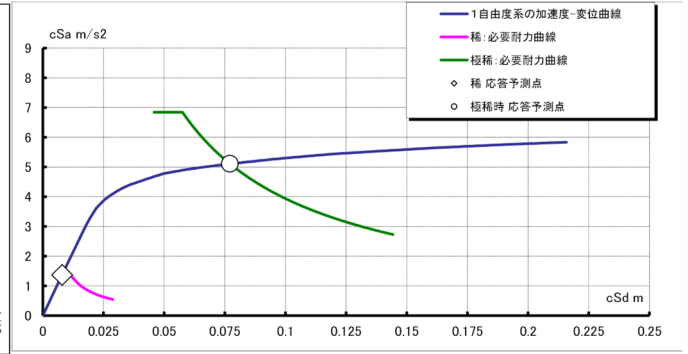


図 6-4-2 1 自由度系の応答値

表 6-4-1 自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効 質量比	Gs	Fh	調整係数		応答予測点		代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
					p	q	cSa (m/s ²)	cSd (m)			
稀 (Co=0.20時)	43.96	0.95	1.500	0.67	0.85	1.0	3.06	0.018	4.385	1/245	0.567
極稀	45.52	0.99	1.350	0.67	0.85	1.0	5.11	0.077	4.246	1/55	0.931

b) ピン接合モデル

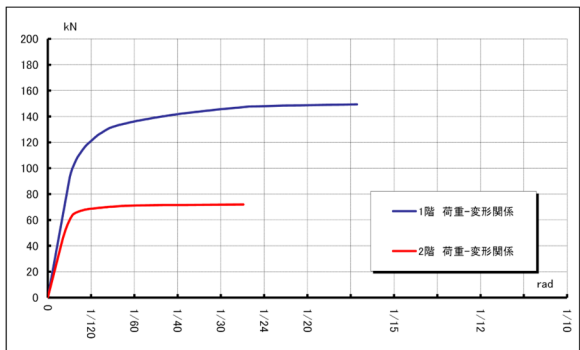


図 6-4-3 1,2 階の荷重-変形関係

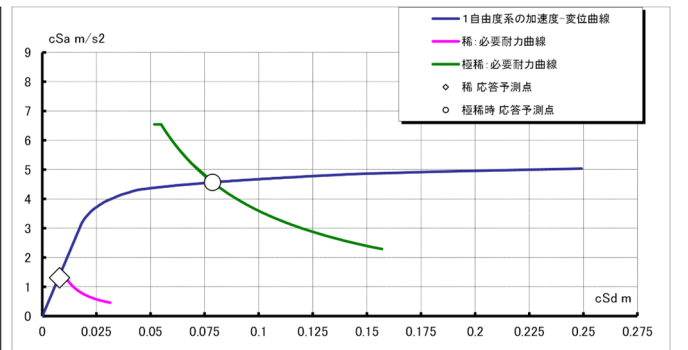


図 6-4-4 1 自由度系の応答値

表 6-4-2 自由度系の応答予測点

ケース	有効質量 Mud (t)	有効 質量比	Gs	Fh	調整係数		応答予測点		代表高さ He (m)	rad	Te (秒)
					p	q	cSa (m/s ²)	cSd (m)			
稀 (Co=0.20時)	43.76	0.95	1.500	0.64	0.85	1.0	3.07	0.018	4.399	1/250	0.559
極稀	45.51	0.99	1.350	0.64	0.85	1.0	4.56	0.079	4.247	1/54	0.996

(2) 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値の算出

1 質点系の応答値から、損傷限界時 (=稀に発生する地震動) 及び安全限界時 (=極稀に発生する地震動) の各階の応答値を算出する。

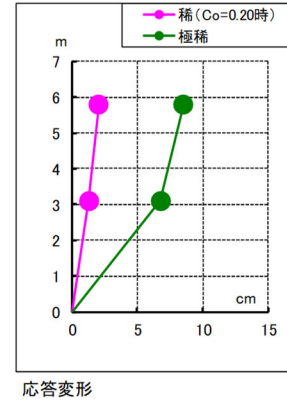
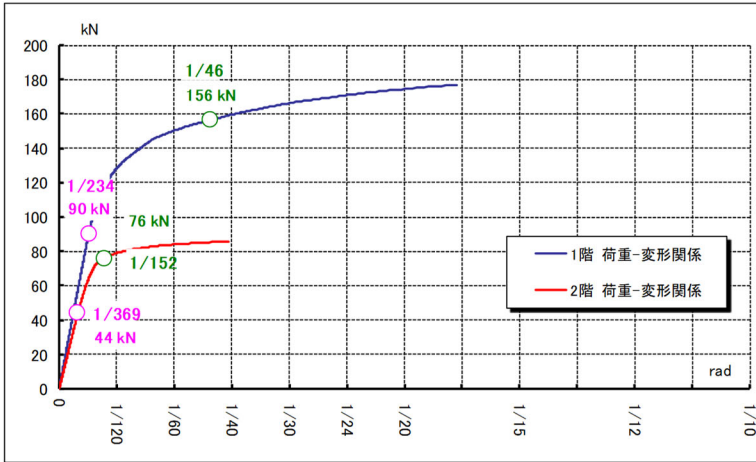
a) バネ接合モデル

稀に発生する地震動に対する応答 (Co=0.20時)

階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C _B	cm	rad
2階	44	0.26	0.73	1/369
1階	90	0.20	1.33	1/234

極稀に発生する地震動に対する応答

階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C _B	cm	rad
2階	76	0.46	1.77	1/152
1階	156	0.35	6.79	1/46



荷重-変形関係と、応答値

図 6-4-5 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値

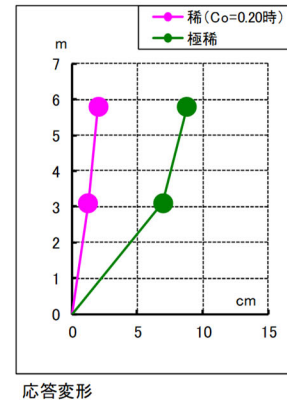
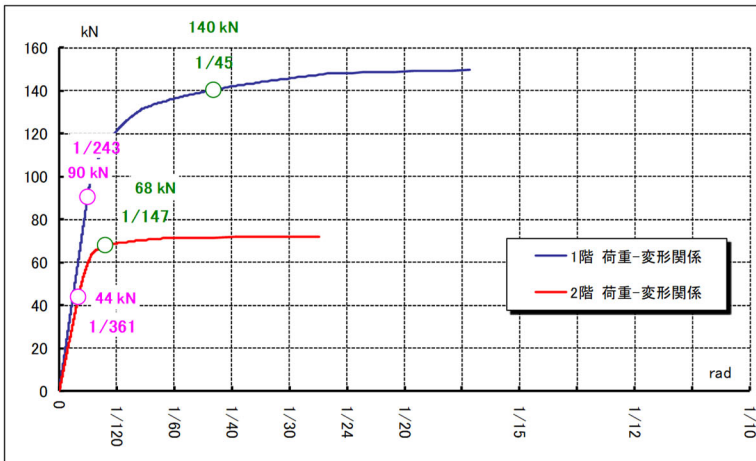
b) ピン接合モデル

稀に発生する地震動に対する応答 (Co=0.20時)

階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C _B	cm	rad
2階	44	0.26	0.75	1/361
1階	90	0.20	1.28	1/243

極稀に発生する地震動に対する応答

階	応答せん断力		応答層間変形	
	kN	C _B	cm	rad
2階	68	0.41	1.84	1/147
1階	140	0.31	6.96	1/45



荷重-変形関係と、応答値

図 6-4-6 損傷限界時及び安全限界時の各階の応答値

(3) 損傷限界時の層間変位、層間変形角及び負担せん断力の比較

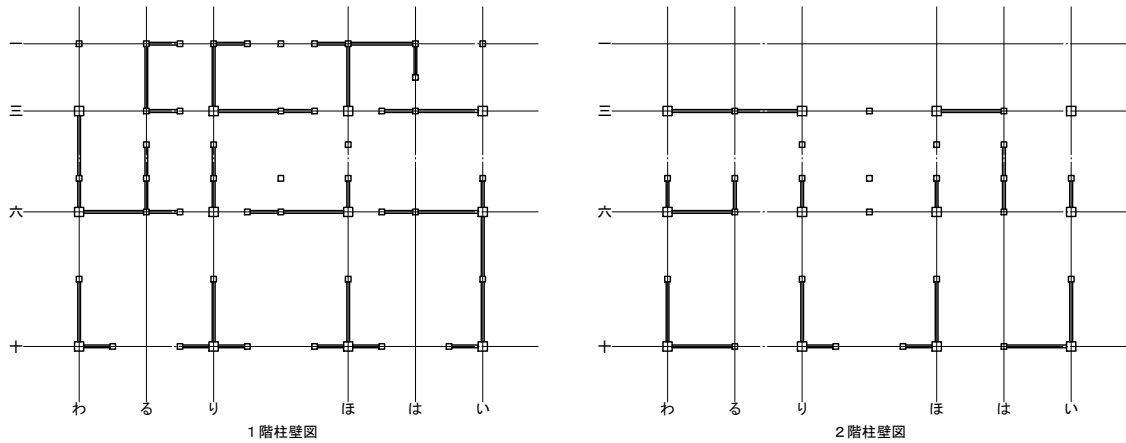


図 6-4-7 各階の柱壁図

表 6-4-3 損傷限界時層間変位及び層間変形角

通り	モデル	1階		2階	
		層間変位 (mm)	層間変形角	層間変位 (mm)	層間変形角
わ	パネ	10.5	1/262	8.9	1/308
	ピン	9.7	1/282	9.6	1/284
り	パネ	13.9	1/197	8.8	1/311
	ピン	13.5	1/202	8.5	1/321
ほ	パネ	15.8	1/174	8.2	1/333
	ピン	15.1	1/182	7.8	1/350
い	パネ	12.7	1/216	9.1	1/301
	ピン	11.3	1/242	9.1	1/300

表 6-4-4 損傷限界時負担せん断力

通り	モデル	1階	2階
		負担せん断力 (kN)	負担せん断力 (kN)
わ	パネ	17.98	8.25
	ピン	20.36	8.94
る	パネ	10.67	2.60
	ピン	10.20	2.68
り	パネ	20.60	7.32
	ピン	22.58	7.88
ほ	パネ	20.63	6.78
	ピン	22.70	7.22
は	パネ	3.09	2.58
	ピン	2.85	2.70
い	パネ	20.39	7.93
	ピン	23.58	8.50

(4) 安全限界時の層間変位、層間変形角及び負担せん断力の比較

表 6-4-5 安全限界時層間変位及び層間変形角

通り	モデル	1階		2階	
		層間変位(mm)	層間変形角	層間変位(mm)	層間変形角
わ	パネ	53.5	1/51	20.9	1/131
	ピン	51.1	1/54	21.7	1/126
り	パネ	66.0	1/42	20.9	1/131
	ピン	63.2	1/43	20.1	1/136
ほ	パネ	79.8	1/34	16.9	1/162
	ピン	77.2	1/36	15.4	1/178
い	パネ	81.5	1/34	18.8	1/146
	ピン	79.1	1/35	17.6	1/156

表 6-4-6 安全限界時負担せん断力

通り	モデル	1階	2階
		負担せん断力(kN)	負担せん断力(kN)
わ	パネ	27.11	15.17
	ピン	27.12	15.33
る	パネ	22.25	5.46
	ピン	22.27	5.46
り	パネ	31.57	15.03
	ピン	31.82	15.03
ほ	パネ	27.09	14.33
	ピン	27.13	14.13
は	パネ	4.71	5.19
	ピン	4.71	5.45
い	パネ	25.95	14.23
	ピン	27.19	14.54

6-5 解析結果のまとめ

(1) 損傷限界時

稀に発生する地震動によって生じる層間変形角は最大で 1/122 (バネ接合モデル1階)、1/120 (ピン接合モデル1階) となっている。

表 6-5-1 損傷限界時の応答値

			X方向	Y方向	備考
固有周期		バネ	0.64	0.57	限界耐力計算
		ピン	0.64	0.56	
損傷限界耐力 (kN)	2階	バネ	44	44	限界耐力計算
		ピン	44	44	
	1階	バネ	90	90	
		ピン	90	90	
損傷限界時の層間変形角	2階	バネ	1/247	1/369	限界耐力計算
		ピン	1/244	1/361	
	1階	バネ	1/193	1/234	
		ピン	1/190	1/243	
損傷限界時の層間変形角 (最大)	2階	バネ	1/224 (六通り)	1/301 (い通り)	立体解析 フレーム最大値
		ピン	1/209 (六通り)	1/284 (わ通り)	
	1階	バネ	1/122 (十通り)	1/174 (ほ通り)	
		ピン	1/120 (十通り)	1/182 (ほ通り)	

(2) 安全限界時

極稀に発生する地震動によって生じる層間変形角は最大で 1/30 (バネ接合モデル1階)、1/42 (ピン接合モデル1階) となっている。

表 6-5-2 安全限界時の応答値

			X方向	Y方向	備考
固有周期		バネ	0.92	0.93	限界耐力計算
		ピン	0.99	0.98	
安全限界耐力 (kN)	2階	バネ	80	76	限界耐力計算
		ピン	71	67	
	1階	バネ	134 (163)* ¹	156	
		ピン	120 (146)* ¹	140	
安全限界時の層間変形角	2階	バネ	1/97	1/152	限界耐力計算
		ピン	1/101	1/154	
	1階	バネ	1/48	1/46	
		ピン	1/46	1/47	
安全限界時の層間変形角 (最大)	2階	バネ	1/92 (六通り)	1/131 (わ通り)	立体解析 フレーム最大値
		ピン	1/68 (十通り)	1/126 (わ通り)	
	1階	バネ	1/30 (十通り)	1/34 (ほ通り)	
		ピン	1/42 (六通り)	1/35 (い通り)	

*¹: () はFe低減前の値を示す

§ 7. 部材・接合部の設計

7-1 応力図 (六通り架構)

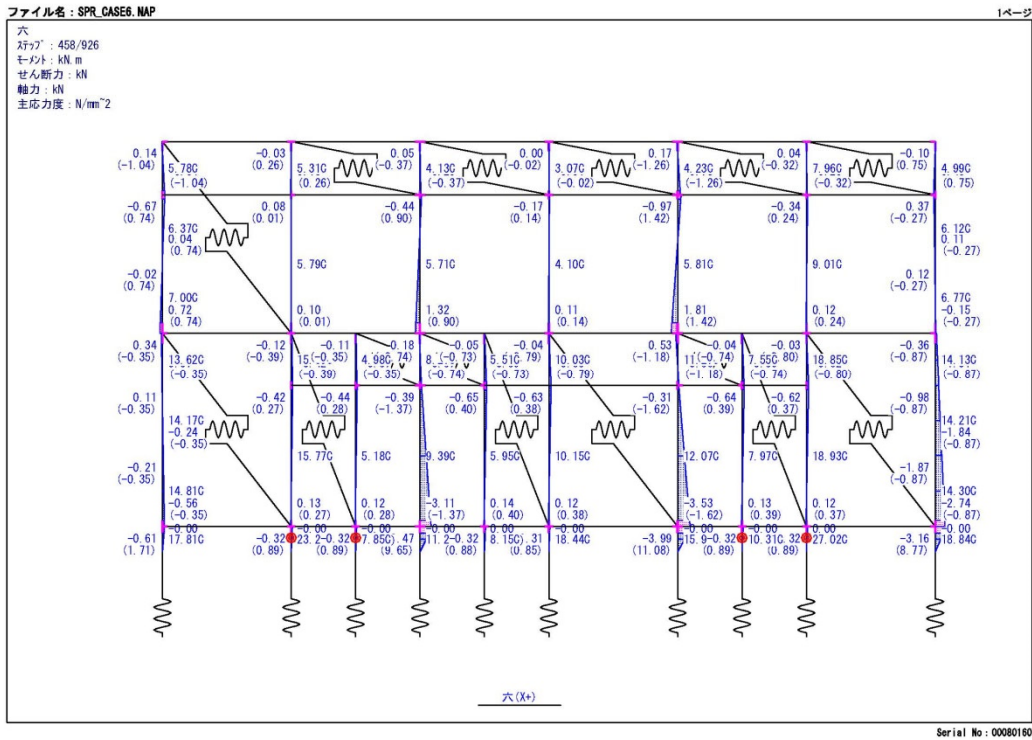


図 7-1-1 バネ接合モデル 損傷限界時柱応力図

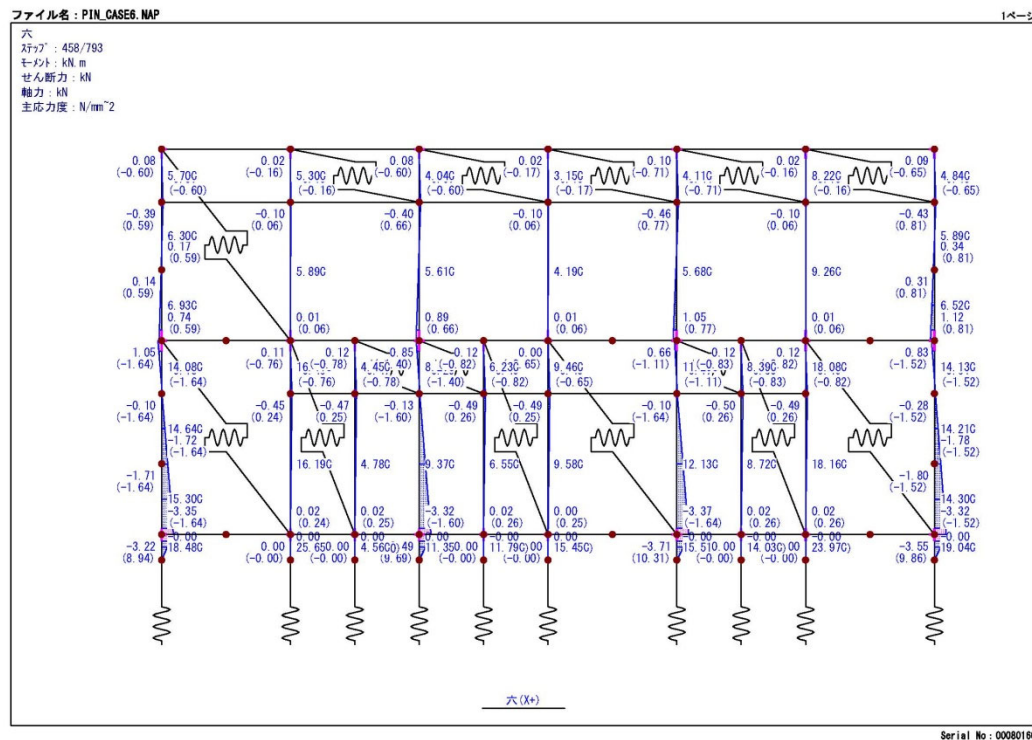
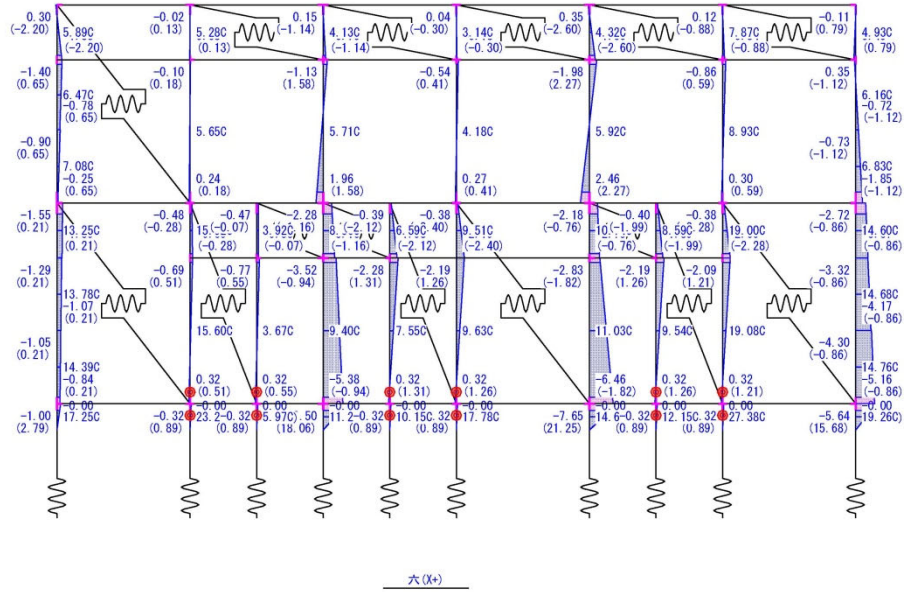


図 7-1-2 ピン接合モデル 損傷限界時柱応力図

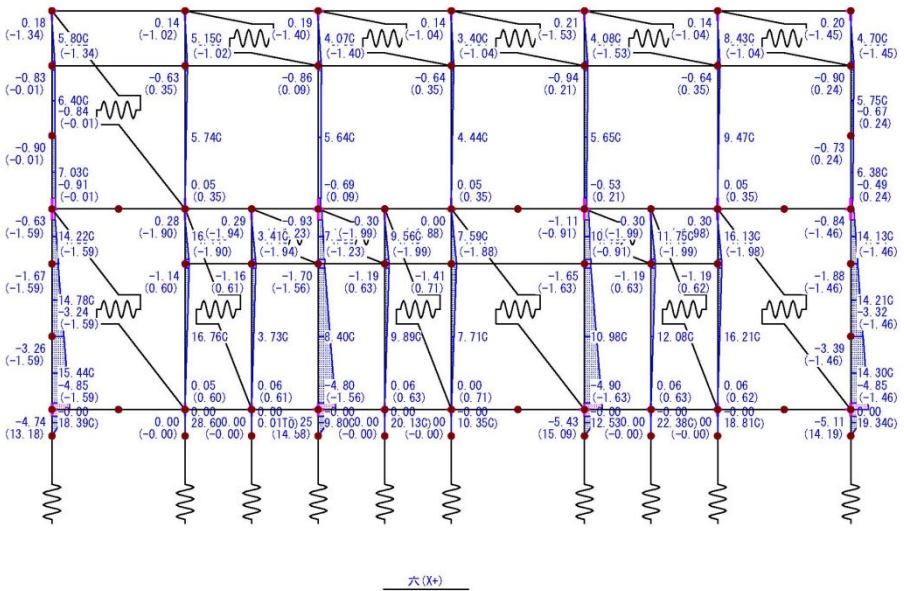
六
 スタップ: 835/926
 モメント: kN.m
 せん断力: kN
 軸力: kN
 主応力度: N/mm²



Serial No: 00080160

図 7-1-3 バネ接合モデル 安全限界時柱応力図

六
 スタップ: 744/793
 モメント: kN.m
 せん断力: kN
 軸力: kN
 主応力度: N/mm²



Serial No: 00080160

図 7-1-4 ピン接合モデル 安全限界時柱応力図

7-2 柱・梁の設計

- ・ 損傷限界時において、各部材に生じる応力が短期許容耐力を超えないことを確認する。
 - ・ 安全限界時において、各部材に生じる応力が材料強度を超えないことを確認する。
 - ・ 部材の許容応力度設計は建築基準法及び日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」ほか各種構造設計規準に準拠して行う。
- 以下、1階六通り一り軸の柱頭部の検討例を示す。

1) 柱の設計

- ・ 柱部材の概要

断面 150x150 スギ

断面性能（下図に示すよう4方差しの断面欠損を考慮した断面とする）

断面積 $A=13500 \text{ mm}^2$

断面2次半径 $i=43.3\text{mm}$ 、 $\lambda=L/i=2500/43.3=57.7$
 $\rightarrow \eta=0.723$

断面係数 $Z=321300 \text{ mm}^3$

基準強度 $F_c=17.7\text{N/mm}^2$ 、 $F_b=22.2\text{N/mm}^2$ 、 $F_s=1.8\text{N/mm}^2$

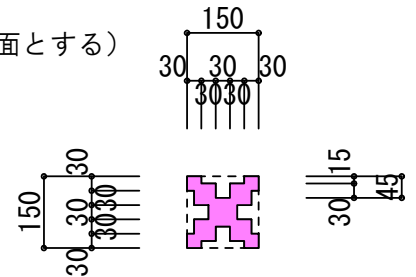


図 7-2-1 柱部材の断面欠損

表 7-2-1 モデル別柱応力表

	バネ接合モデル		ピン接合モデル	
	損傷限界時	安全限界時	損傷限界時	安全限界時
N (kN)	8.27	8.36	8.27	7.29
M (kNm)	0.18	2.28	0.85	0.93
Q (kN)	0.74	1.16	1.40	1.23

応力の大きい損傷限界時はピン接合モデル、安全限界時はバネ接合モデルの応力で断面の検討を行う。

損傷限界時 X方向加力時

短期許容応力度 $sf_k=11.8 \times 0.723=8.53\text{N/mm}^2$ 、 $sfb=14.8\text{N/mm}^2$ 、 $sfs=1.2\text{N/mm}^2$

部材応力 $N=8.27\text{kN}$ 、 $M=0.85\text{kNm}$ 、 $Q=1.40\text{kN}$

断面検定 $\sigma_c=N/A=0.61 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_b=M/Z=2.64 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c/sfk + \sigma_b/sfb = 0.07 + 0.18 = 0.25 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = \alpha Q/A = 0.16 \text{ N/mm}^2 \quad \tau/sfs = 0.14 < 1.0 \quad \text{OK}$$

損傷限界時において断面検定比は 1.0 以下となることから、部材に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。

安全限界時 X方向加力時

材料強度 座屈： ηF_c 、曲げ： F_b 、せん断： F_s

部材応力 $N=8.36\text{kN}$ 、 $M=2.28\text{kNm}$ 、 $Q=1.16\text{kN}$

断面検定 $\sigma_c=N/A=0.62 \text{ N/mm}^2$ 、 $\sigma_b=M/Z=7.10 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c/\eta F_c + \sigma_b/F_b = 0.05 + 0.32 = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\tau = \alpha Q/A = 0.13 \text{ N/mm}^2 \quad \tau/F_s = 0.07 < 1.0 \quad \text{OK}$$

安全限界時において断面検定比は 1.0 以下となることから、部材に生じる応力が材料強度を超えていない。

2) 梁の設計

省略

7-3 柱脚接合部の設計

- ・ 損傷限界時において、各部材に生じる応力が短期許容耐力を超えないことを確認する。
- ・ 安全限界時において、各部材に生じる応力が降伏せん断耐力を超えないことを確認する。
- ・ 柱脚には基礎に定着された鋼材のだぼ筋が埋め込まれているので、柱脚に生じるせん断力に対する検討を行う。だぼ筋の耐力は『木質構造設計規準・同解説』（日本建築学会）に掲載されている1面せん断形式の降伏耐力式（EYT式）に準じる。

以下、六通り一軸の柱脚接合部の検討例を示す。

接合部のせん断耐力

$$P_o(N) = \min(jK_o \cdot P_y, jK_o \cdot jK_f \cdot P_{uo})$$

$$P_a(N) = jK_d \cdot jK_m \cdot P_o$$

$$P_y(N) = C \cdot F_e \cdot d \cdot L$$

接合具	鋼棒(1-M22)	d(mm)=22	$F(N/mm^2) =$	235
主材	スギ(J3)	L(mm)=150	$F_e(N/mm^2) =$	9.7
$\gamma =$	24.23		d/L=	0.147

モード I	1.000
モード III	0.532
モード IV	0.589
C=	0.532

$P_y(N) =$	17034	降伏せん断耐力	
$P_{uo}(N) =$	20440	($r_u = 1.2$:モードIV)	
$jK_o =$	0.500	$jK_o \cdot P_y(N) =$	8517
$jK_f =$	0.667	$jK_o \cdot jK_f \cdot P_{uo}(N) =$	6813
$P_o(N) =$	6813		
$jK_d =$	2.0	$jK_m =$	0.8
$sP_a(N) =$	10901	短期許容せん断耐力	

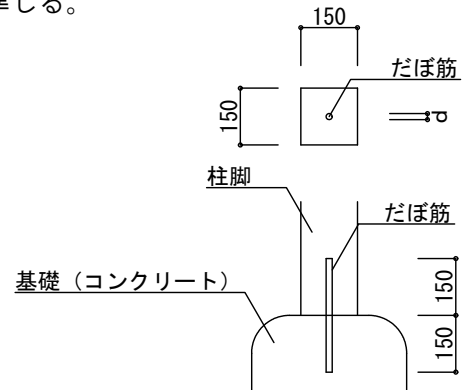


図 7-3-1 だぼ接合部

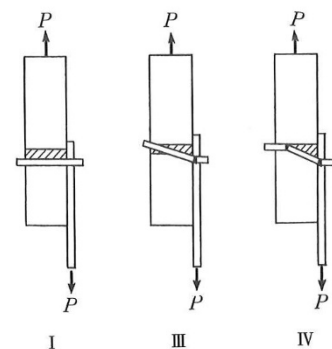


図 7-3-2 降伏モード

表 7-3-1 モデル別応力表

	パネ接合モデル		ピン接合モデル	
	損傷限界時	安全限界時	損傷限界時	安全限界時
Q (kN)	8.77	15.68	9.83	14.19

損傷限界時はピン接合モデル、安全限界時はパネ接合モデルの応力を採用し、検討を行う。

損傷限界時 X方向加力時

せん断力 $Q = 9.83 \text{ kN}$
 判定 $Q/sP_a = 0.90 < 1.0$ OK

損傷限界時において検定比は 1.0 以下となることから、接合部に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。

安全限界時 X方向加力時

せん断力 $Q = 15.68 \text{ kN}$
 判定 $Q/P_y = 0.92 < 1.0$ OK

安全限界時において検定比は 1.0 以下となることから、接合部に生じる応力が降伏せん断耐力を超えていない。

7-4 接合部の設計（バネ接合部モデル）

- ・ 損傷限界時において、各接合部に生じる応力が短期許容耐力を超えないこと。
 - ・ 安全限界時において、各接合部の回転角および変形が終局値を超えないこと。
- 短期許容耐力および終局回転角および変位は試験値より算出された値を用いる。

以下、六通り2階ほ通り右側の接合部（下図丸印部分）の検討例を示す。

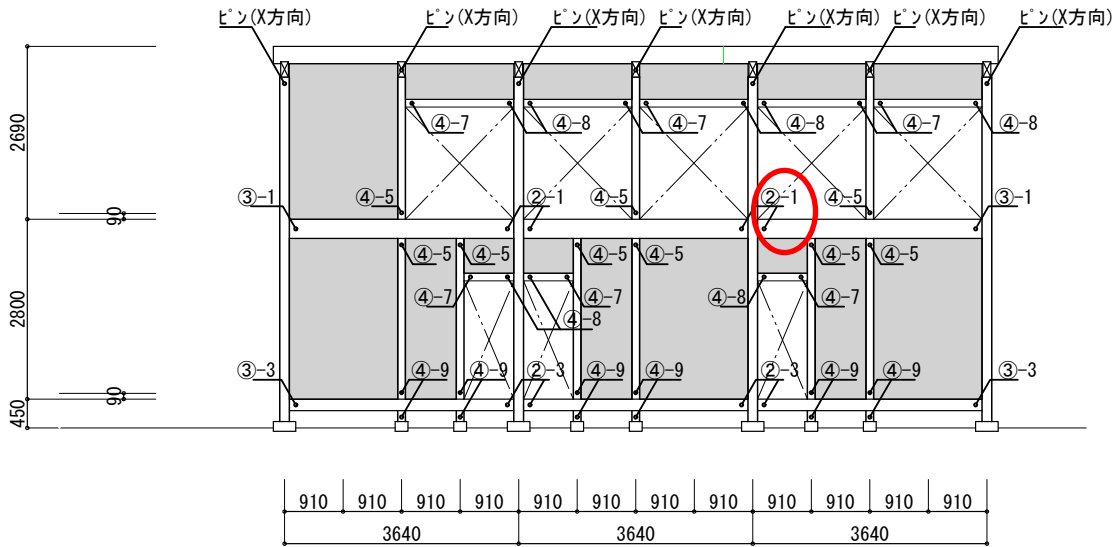


図 7-4-1 軸組図（六通り）

該当接合部 竿車知栓継ぎ 形式 2-1 曲げ：竿イ、引張：竿A

表 7-4-1 竿車知栓継ぎ設計用特性値

曲げ							
設計用データ番号	回転剛性 $K\theta$ ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$)	降伏回転角 θ_y (rad)	降伏モーメント M_y (kNm)	終局モーメント M_u (kNm)	終局回転角 θ_u (rad)	短期許容耐力 (kNm)	備考
竿イ	267.71	0.01	3.36	4.85	0.07	3.23	今年度実験結果
竿ロ	144.87	0.02	2.64	4.97	0.06	2.64	今年度実験結果
竿ハ	12.65	0.04	0.54	1.24	0.12	0.54	今年度実験結果
竿ニ	86.45	0.03	2.24	3.57	0.11	2.24	今年度実験結果

引張							
設計用データ番号	引張剛性 K_t (N/mm)	降伏変位 δ_y (mm)	降伏耐力 P_y (N)	終局耐力 P_u (N)	終局変位 δ_u (mm)	短期許容耐力 (kN)	備考
竿A	16432	0.87	14225	20917	17.19	11.16	竿B参照
竿B	16432	0.87	14225	20917	17.19	11.16	今年度実験結果
竿C	7449	1.07	8004	15011	14.69	6.40	竿D参照
竿D	7449	1.07	8004	15011	14.69	6.40	今年度実験結果

解析結果と判定基準値を比較する。

表 7-4-2 解析結果と判定基準値の比較

バネ形式		解析結果	判定基準値	判定
回転バネ	損傷限界時	曲げ応力 $M=0.55\text{kNm}$	短期許容耐力 $M_y=3.23\text{kNm}$	OK
	安全限界時	変形角 $\theta=0.008\text{rad}$	終局変形角 $\theta_u=0.07\text{rad}$	OK
引張バネ	損傷限界時	軸力 $P=4.76\text{kN}$	短期許容耐力 $P_y=11.16\text{kN}$	OK
	安全限界時	変位 $\delta=0.2\text{mm}$	終局変位 $\delta_u=17.19\text{mm}$	OK

- ・ 損傷限界時において、接合部に生じる応力は短期許容耐力を超えていない。
- ・ 安全限界時において、接合部の変形角および変形が安全限界時を超えていない。

7-5 土塗壁の設計

検討は以下、六通りの土塗壁の検討例を示す。

- ・ 損傷限界時において、土塗壁に生じる応力が降伏耐力を超えないこと。

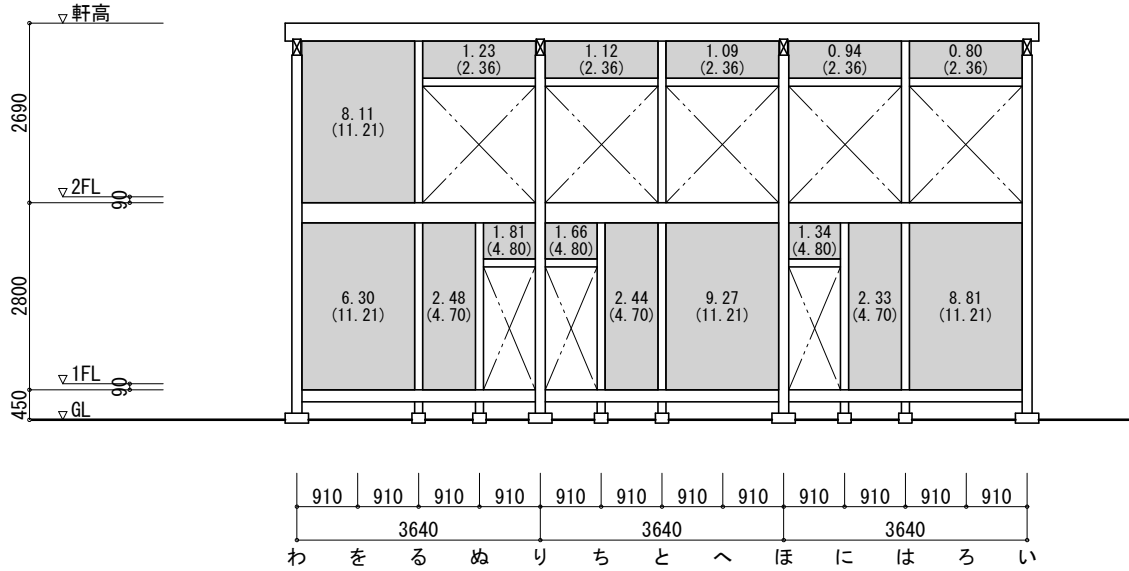


図 7-5-1 バネ接合モデル 土塗壁せん断力 単位：kN
(上段：応力 下段：降伏耐力)

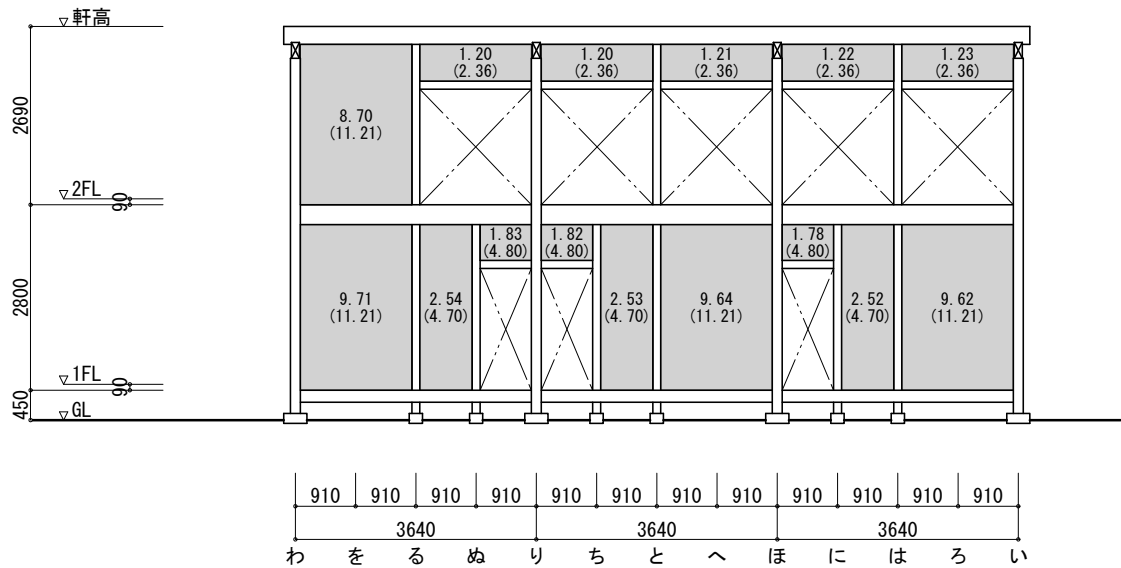


図 7-5-2 ピン接合モデル 土塗壁せん断力 単位：kN
(上段：応力 下段：降伏耐力)

両モデルとも各壁、降伏耐力を超えていない。

・安全限界時において、土塗壁の変形角が安全限界変形角を超えないこと。

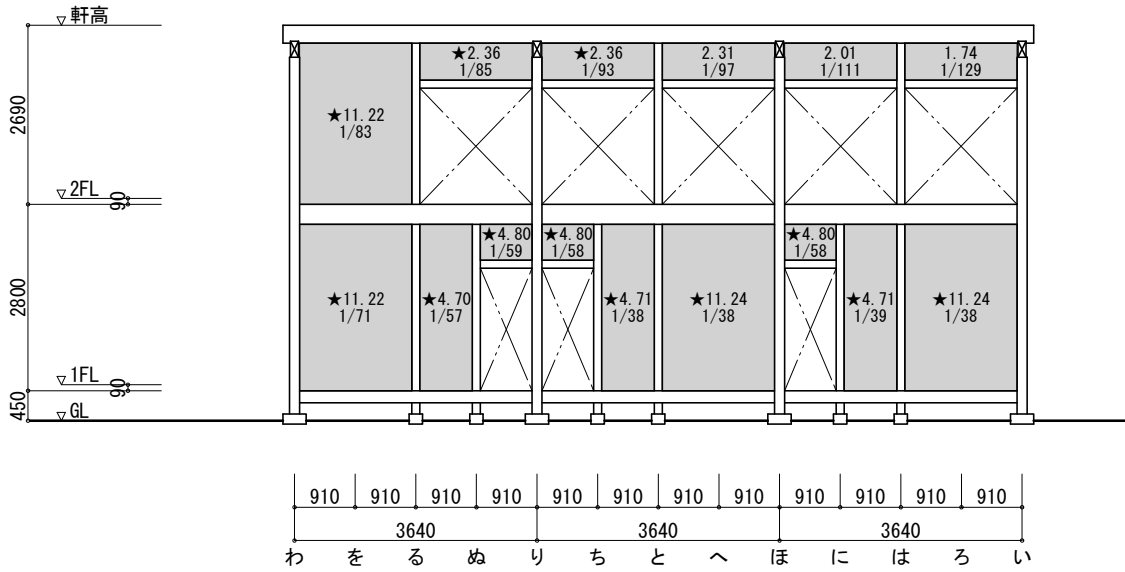


図 7-5-3 バネ接合部モデル 土塗壁せん断力 単位：kN
 (上段：応力：★印は降伏耐力を超えた状態を示す 下段：層間変形角)

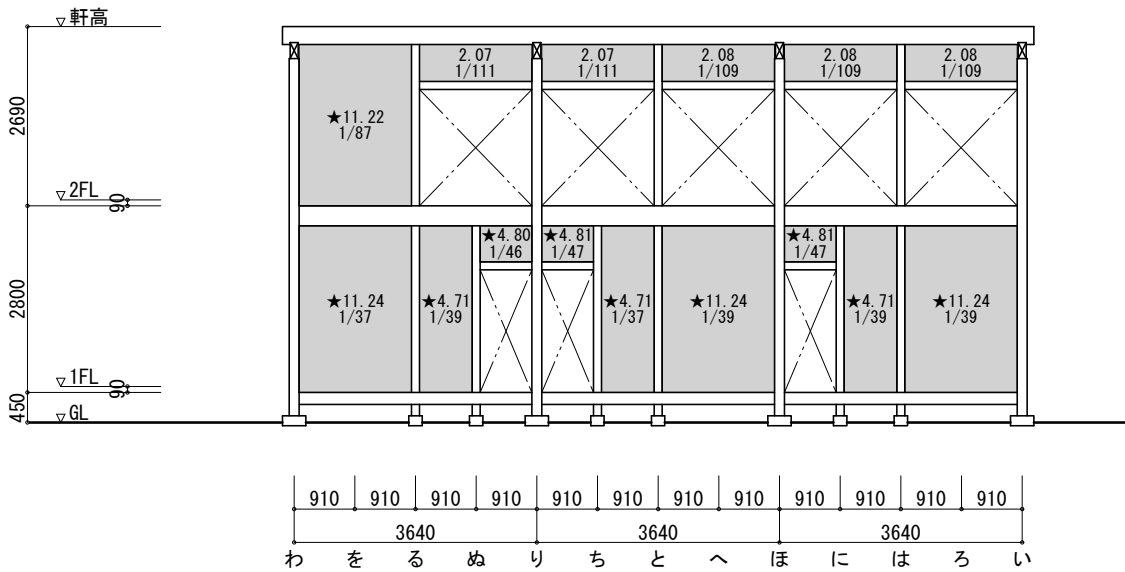


図 7-5-4 ピン接合部モデル 土塗壁せん断力 単位：kN
 (上段：応力：★印は降伏耐力を超えた状態を示す 下段：層間変形角)

全ての土塗壁の変形角が、安全限界変形角 1/30 を超えていない。

7-6 水平構面の設計

- ・ 損傷限界時において、水平構面に生じる応力が短期許容耐力を超えないこと。
- ・ 安全限界時において、水平構面の塑性率が安全限界塑性率を超えないことを確認する。
- ・ 2階床の降伏耐力は『伝統的構法データベース』の値を用いて算出し、安全限界塑性率は『伝統的構法データベース』の値を用いる。

以下、X方向に作用する地震力十～六通り間の2階床（下図枠囲い部分）の検討の例を示す。

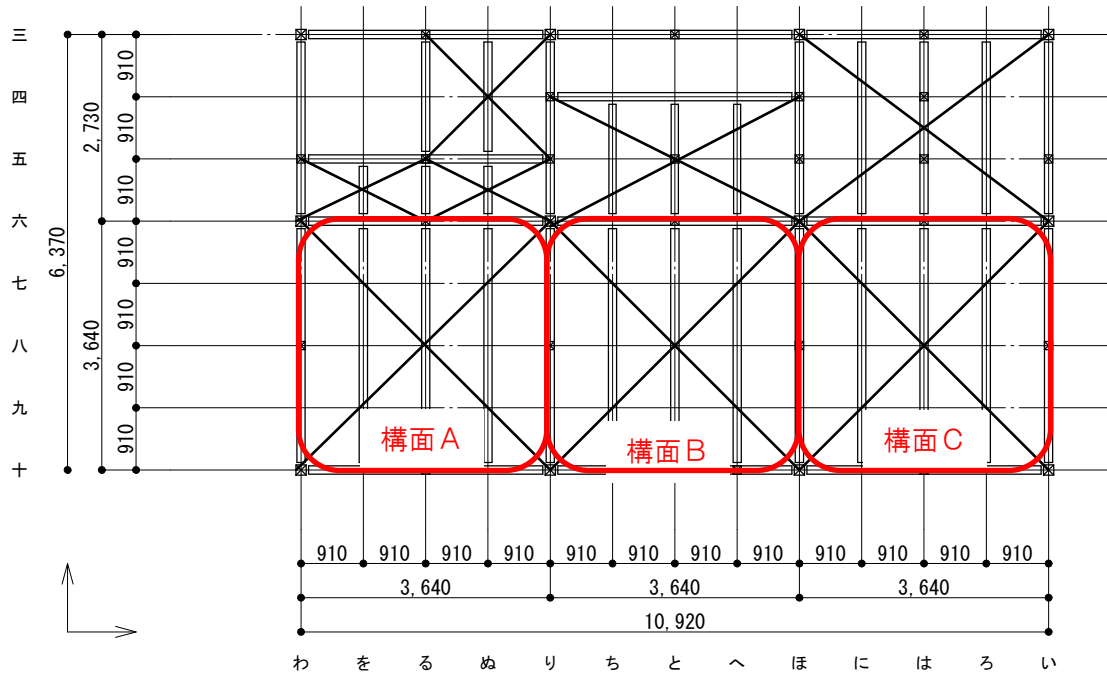


図 7-6-1 2階床伏図

当該2階床部分の1辺の長さは3.64mであることから、「5-5 1) 2階床」の値から短期許容せん断耐力は4.33kN (1.19kN/m×3.64m)となる。また、「5-5 1) 2階床」と同様に『伝統的構法データベース』を参照し、安全限界塑性率(μ)の値を取得する。

表 7-6-1 特定変形角時のせん断力『伝統的構法データベース』掲載

試験体名称	Py (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	2/3Pmax (kN)	P(1/120) (kN)	K (kN/rad)	Pu (kN)	Pmax (kN)	γy (rad)	γv (rad)	γu (rad)	μ	Ds
a-1-1	2.09	1.87	2.52	2.06	238.9	3.03	3.78	0.009	0.013	0.067	5.27	0.32
a-1-2	3.19	2.25	4.55	2.75	221.8	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	2.84	0.46
a-1-3	2.58	2.52	3.44	2.62	325.0	4.05	5.17	0.008	0.012	0.067	5.35	0.32
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	2.62	2.22	3.50	2.48	261.9	4.09	5.25	0.010	0.016	0.067	4.49	0.37
最大値	3.19	2.52	4.55	2.75	325.0	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	5.35	0.46
最小値	2.09	1.87	2.52	2.06	221.8	3.03	3.78	0.008	0.012	0.067	2.84	0.32
変動係数	0.17	0.12	0.24	0.12	0.17	0.22	0.24	0.28	0.32	0.00	0.26	0.18
95%上限値	4.04	3.06	6.12	3.42	404.16	6.90	9.18	0.02	0.03	0.07	8.15	0.58
50%下限値	2.41	2.09	3.11	2.33	240.62	3.68	4.67	0.01	0.01	0.07	3.94	0.34
95%下限値	1.21	1.37	0.89	1.53	119.61	1.29	1.33	0.00	0.00	0.07	0.32	0.16

注：K剛性、Py降伏耐力、Pmax最大耐力、Pu終局耐力、γy降伏点変形角、γu終局変形角

取得した値を判定基準値として解析結果と比較する。

表 7-6-2 解析結果と判定基準値の比較

構面		解析結果	モデル		判定基準値	判定
構面 A	損傷限界時	せん断力	バネ接合	Q= 1.18kN	短期許容耐力 Qa=4.33kN	OK
			ピン接合	Q= 0.55kN		OK
	安全限界時	塑性率	バネ接合	$\mu = 0.74$	安全限界塑性率 $\mu u=3.94$	OK
			ピン接合	$\mu = 0.48$		OK
構面 B	損傷限界時	せん断力	バネ接合	Q= 0.83kN	短期許容耐力 Qa=4.33kN	OK
			ピン接合	Q= 0.18kN		OK
	安全限界時	塑性率	バネ接合	$\mu = 0.57$	安全限界塑性率 $\mu u=3.94$	OK
			ピン接合	$\mu = 0.54$		OK
構面 C	損傷限界時	せん断力	バネ接合	Q= 1.04kN	短期許容耐力 Qa=4.33kN	OK
			ピン接合	Q= 1.50kN		OK
	安全限界時	塑性率	バネ接合	$\mu = 0.59$	安全限界塑性率 $\mu u=3.94$	OK
			ピン接合	$\mu = 0.47$		OK

以上より、

- ・両モデルとも損傷限界時において、水平構面に生じる応力が短期許容耐力を超えていない。
- ・両モデルとも安全限界時において、水平構面の塑性率が安全限界塑性率を超えていない。

7-7 1階柱脚部の浮き上がりの検討

・ 損傷限界時・安全限界時において、1階柱脚部の浮き上がらないことを1階柱脚部の軸力により確認する。

以下、X方向加力時（正方向）六通り通し柱の検討の例を示す。

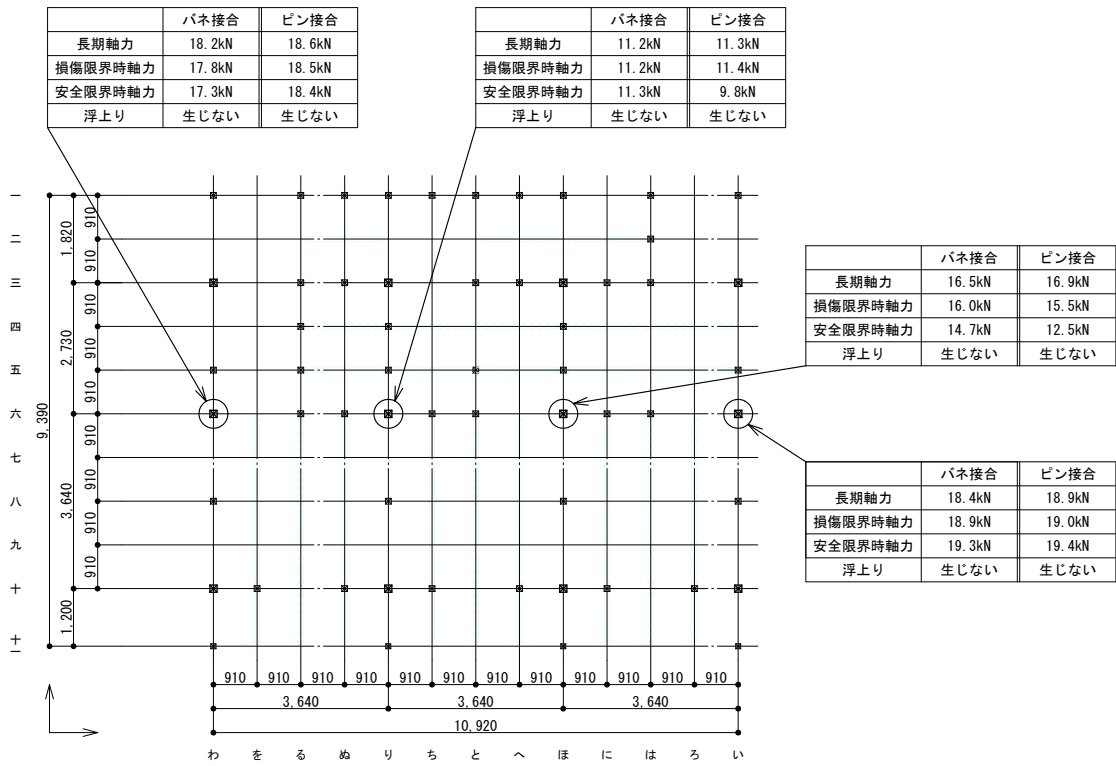


図 7-7-1 1階柱脚軸力図

・ 各柱脚部において、両モデルとも浮き上がりは生じない。

7-8 2次部材の設計

省略

7-9 基礎の設計

省略