

ARCHITREND ZERO 2×4 構造計算 説明書

第1版	2008/11/20	ATZVer4
第2版	2009/10/22	Ver5
第3版	2010/10/21	Ver6
第4版	2011/10/20	Ver7
第5版	2013/10/22	Ver8,9
第6版	2016/01/20	ZEROVer2
第7版	2016/07/20	ZEROVer3
第8版	2017/07/19	ZEROVer4

目次

A	表紙	1
B	目次	2
1	一般事項	4
2	設計荷重	1 2
3	材料の基準強度及び許容応力度	1 9
4	軸力	2 1
5	偏心率の検討	2 9
6	必要壁量の検討及び分担水平力の算定	3 2
7	応力解析	3 6
8	各部の設計	4 1
9	基礎の設計	7 7
1 0	建物の転倒に対する検討	9 8
1 1	層間変形角・剛性率の検討	9 9
1 2	性能評価書	1 0 0

A. 表紙

構造計算書

2002年 3月

物件名 2階建てサンプル
 建設場所 大阪市
 設計事務所 ○×設計
 設計者 一級建築士 N000123456 山田太郎

初期設定		タイトル	備考
規模	構造		
3階建て	1～3階 2×4	構造計算書	規模、構造に関わらず同じ
2階建て	1～2階 2×4		ゴシック体
平屋建て	1階 2×4		
混構造 3階建て	1階 S造		
	1階 RC造		
混構造2階建て	1階 S造		
	1階 RC造		

項目	内容	備考
作成年月	YYYY年mm月	CPU年月
物件名	「初期設定」－「物件情報」－物件名	
建設場所	「初期設定」－「物件情報」－建設場所	
設計事務所	「初期設定」－「物件情報」－設計事務所	
設計者	「初期設定」－「物件情報」－設計者	

B. 目次

目次

1. 一般事項	1- 1頁
1-1 建物概要等	1- 1頁
1-2 設計方針	1- 2頁
1-3 使用材料及び使用金物	1- 2頁
1-4 略伏図、断面図	1- 4頁
1-5 荷重分布図	1- 8頁
2. 設計荷重	2- 1頁
2-1 固定荷重	2- 1頁
2-2 積載荷重	2- 3頁
2-3 積雪荷重	2- 3頁
2-4 屋根及び床の設計荷重	2- 4頁
2-5 風圧力	2- 5頁
2-6 地震力	2- 7頁
3. 材料の基準強度及び許容応力度	3- 1頁
4. 軸力	4- 1頁
4-1 壁の長期軸力表	4- 1頁
4-2 軸力分担図	4- 7頁
4-3 長期荷重時検定比図	4- 9頁
5. 偏心率の検討	5- 1頁
5-1 重心の計算	5- 1頁
5-2 剛心の計算	5- 3頁
5-3 偏心率の検討	5- 5頁
6. 必要壁量の検討及び分担水平力の算定	6- 1頁
6-1 耐力壁配置及び水平分担率計算図	6- 1頁
6-2 告示1540号に定める壁量の算定	6- 3頁
6-3 必要壁量の検討	6- 4頁
6-4 短期荷重時検定比図	6- 5頁
7. 応力解析	7- 1頁
7-1 風圧力による応力	7- 1頁
7-2 地震力による応力	7- 4頁
7-3 耐力壁検討用応力	7- 7頁
7-4 壁の短期軸力表	7- 10頁
8. 各部の設計	8- 1頁
8-1 屋根の設計	8- 1頁
8-1-1 屋根下張りの設計	8- 1頁
8-1-2 垂木の設計	8- 2頁

目次-1

・目次一覧

章	項目	備考
1. 一般事項	1-1 建物概要等 1-2 設計方針 1-3 使用材料及び使用金物 1-4 略伏図、断面図 1-5 計算ルートの算定	計算ルートの算定は混構造時のみ
2. 設計荷重	2-1 固定荷重 2-2 積載荷重 2-3 積雪荷重 2-4 屋根及び床の設計荷重 2-5 風圧力 2-6 地震力	
3. 材料の基準強度及び許容応力度		
4. 軸力	4-1 壁の長期軸力表 4-2 軸力分担図 4-3 長期荷重時検定比図	※Ver5より
5. 偏心率	5-1 重心図 5-2 剛心図 5-3 偏心率	・構造計算条件で検討する設定のときのみ
6. 必要壁量の検討及び分担水平力の算定	6-1 耐力壁配置及び水平分担率計算図 6-2 告示56号に定める壁量の算定 6-3 必要壁量の検討 6-4 短期荷重時検定比図	※Ver5より
7. 応力解析	7-1 風圧力による応力 7-2 地震力による応力 7-3 耐力壁端部検討用応力 7-4 壁の短期軸力表	・耐力壁端部検討用応力は「初期設定」-「構造計算条件」-「終局時応力で検討する」がONのときのみ

章	項目	備考
8. 各部の設計	8-1 屋根の設計	<ul style="list-style-type: none"> ・規模（階数）によって目次番号も繰り上がります。 ・検討部材が存在しない場合は、目次項目から削除して、以下の番号が繰り上がります。
	8-1-1 屋根下張りの設計	
	8-1-2 垂木の設計	
	8-1-3 屋根梁の設計	
	8-1-4 根太の設計	
	8-1-5 梁の設計	
	8-1-6 屋根葺き材等の検討	
	8-2 3階の設計	
	8-2-1 頭つなぎの設計	
	8-2-2 たて枠の設計	
	8-2-3 まぐさの設計	
	8-2-4 床下張りの設計	
	8-2-5 根太の設計	
	8-2-6 梁の設計	
	8-3 2階の設計	
	8-3-1 頭つなぎの設計	
	8-3-2 たて枠の設計	
	8-3-3 まぐさの設計	
	8-3-4 床下張りの設計	
	8-3-5 根太の設計	
	8-3-6 梁の設計	
	8-4 1階の設計	
	8-4-1 頭つなぎの設計	
	8-4-2 たて枠の設計	
	8-4-3 まぐさの設計	
8-4-4 根太の設計		
8-5 接合部の設計		
9. 基礎の設計		<ul style="list-style-type: none"> ・基礎が入力されている時 ・混構造以外
10. 建物の転倒に対する検討		
11. 層間変形角・剛性率	10-1 層間変形角と剛性率	<ul style="list-style-type: none"> ・構造計算条件で検討する設定のときのみ
	10-2 偏心率	

ページ（頁）番号は、各章ごとに通しの番号が記されます。
章番号-通しの番号（頁）

※項目内に「NG」がある場合は、項目名の後ろに「NG」文字が付きます。

1-2 設計方針

(1) 設計方針

【構造上の特徴】

・延べ面積500㎡以下かつ軒の高さ9m以下かつ高さ1.3m以下の、告示第1540号及び第1541号の仕様規定に基づく住宅である。

【構造計算方針】

・X方向、Y方向ともにルート1の構造計算を行う。

・参考文献等

「枠組壁工法建築物 構造計算指針」(許容応力度計算-1)
 「枠組壁工法住宅 住宅性能表示制度における構造の安定に関する基準解説書」
 社団法人 日本ツーバイフォー建築協会

(2)使用プログラム

ARCHITREND Z 2×4 構造計算 Ver.6.0

・設計方針：「初期設定」－「設計方針」の内容をそのまま表示します。

・使用材料：物件データで使用されている部材のみ出力

項目	内容	備考
部材名	「初期設定」－「使用共通材料」－部材名	・物件データ内で共通入力されている部材が対象
樹種	「初期設定」－「使用共通材料」－樹種/等級	
寸法形式	「初期設定」－「使用共通材料」－寸法形式@ピッチ(mm)	枚数が1の時は枚数を表示しません。

1-3 使用材料及び使用金物

	樹種	寸法形式
たて枠1階	S-P-F[甲種2級]	2-204 #455
たて枠2階	S-P-F[甲種2級]	2-204 #455
たて枠3階	S-P-F[甲種2級]	2-204 #455
まぐさ	S-P-F[甲種2級]	2-208
根太	S-P-F[甲種2級]	210 #455
垂木	S-P-F[甲種2級]	206 #455
頭つなぎ	S2 S-P-F[2級]	204
大引	S2 S-P-F[2級]	404
束	S2 S-P-F[2級]	404
上枠	S2 S-P-F[2級]	204
下枠	S2 S-P-F[2級]	204

・使用材料：物件データで使用されている部材のみ出力

項目	内容	備考
部材名	「初期設定」－「使用共通材料」－部材名	・物件データ内で共通入力されている部材が対象
樹種	「初期設定」－「使用共通材料」－樹種/等級	
寸法形式	「初期設定」－「使用共通材料」－寸法形式@ピッチ(mm)	枚数が1の時は枚数を表示しません。

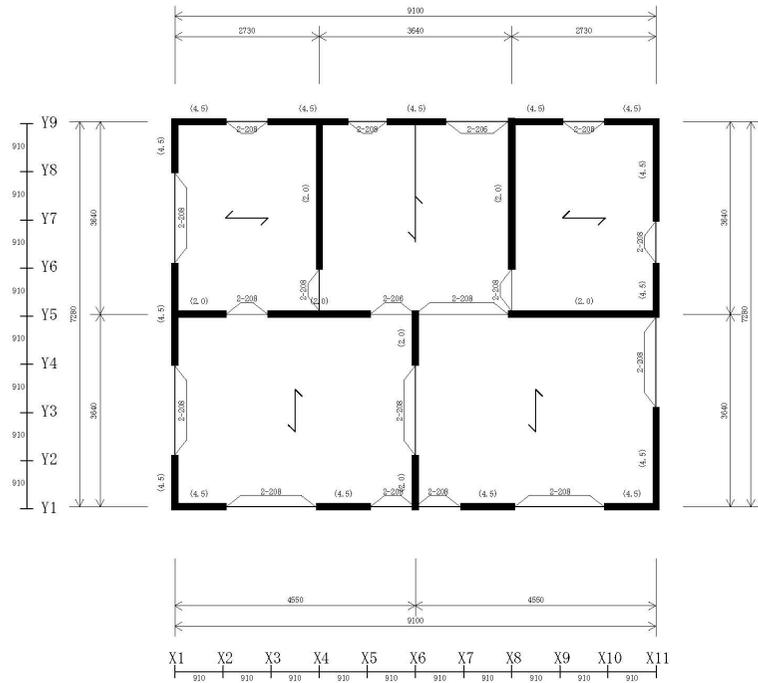
使用金物	記号
Cマーク金物およびZマーク金物を使用する	
ホールダウン金物10kN用	HDB-10
ホールダウン金物15kN用	HDB-15
ホールダウン金物20kN用	HDB-20
ホールダウン金物25kN用	HDB-25
柱脚金物	PB-33
柱脚金物	PB-42
柱頭金物	PC
帯金物	S-45
帯金物	S-50
帯金物	S-65
帯金物	SW-67
ストラップアンカー	SA-65
あおり止め金物	TW-30

1-3

・使用金物

項目	内容	備考
使用金物	「初期設定」 - 「使用金物」 - 金物名称	35明細以上は改ページ
記号	「初期設定」 - 「使用金物」 - 金物記号	

1-4 略伏図, 断面図
1階略伏図



【耐力壁仕様】
4.5 : 3.5「構造用合板1級(厚9mm)」+1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」
2.0 : 1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」+1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」

【耐力壁仕様】
4.5 : 3.5「構造用合板1級(厚9mm)」+1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」
2.0 : 1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」+1.0「せつこうボード(厚12.5mm)」

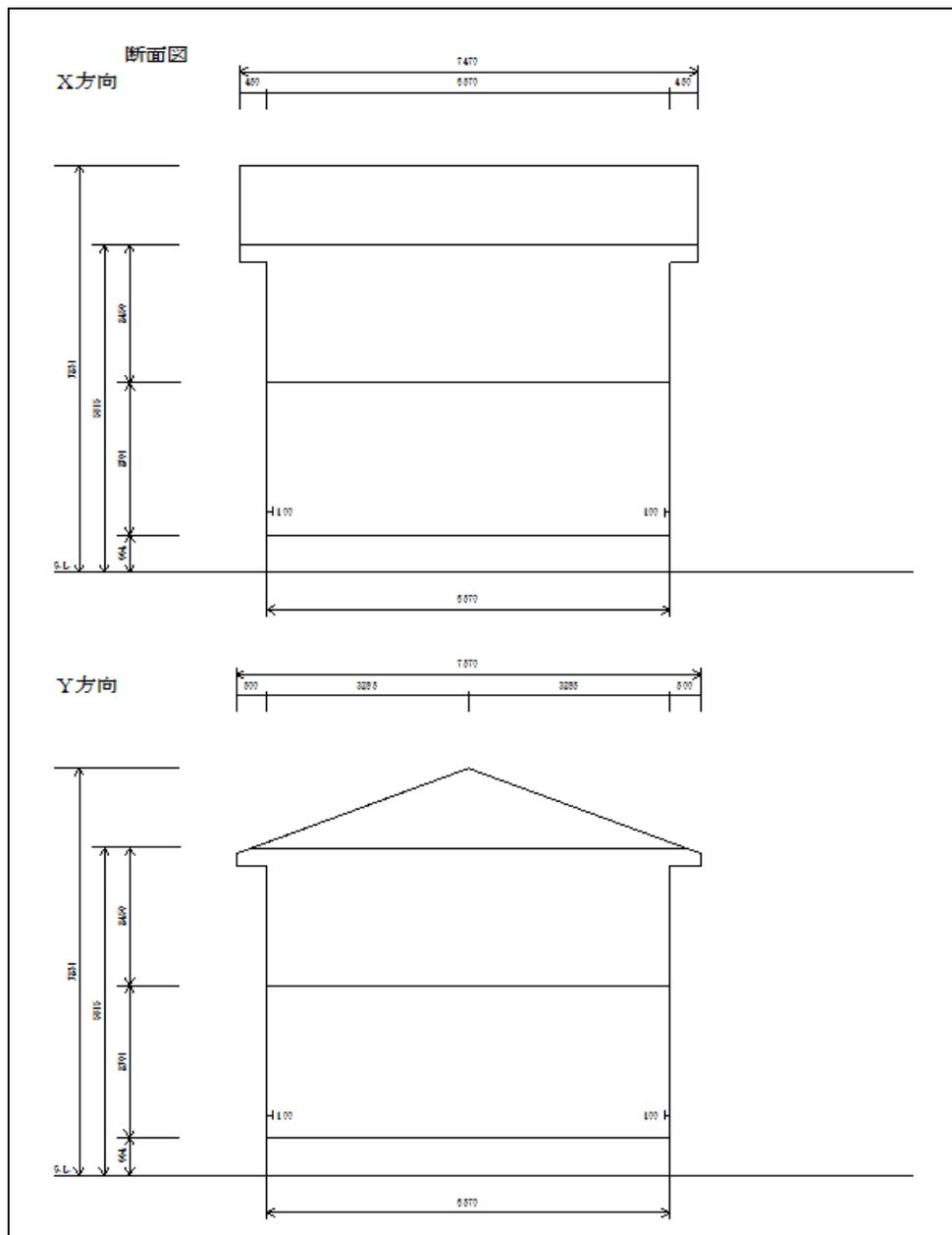
1-5

・略伏図

項目	内容	備考
階	レイヤごとに出力します。	小屋、PH階、3階、2階、1階
数値	耐力壁倍率 パネルの勾配と軒の出 寸法値(通りごと)	
番付範囲	建物全体の最大番付	
寸法線	建物外周の寸法と耐力壁、まぐさ、RC壁線で区切った寸法を表示します。 ※建物外周上の耐力壁、まぐさ、RC壁の最大～最小範囲の1/4までの距離にある耐力壁、まぐさ、RC壁が寸法区切りの対象となります。	
耐力壁コメント 耐力壁仕様	耐力壁コメントに設定した文字列を表記します。 または、「初期設定」-「構造計算条件」-「耐力壁仕様」を表記します。	耐力壁コメントがある場合は、耐力壁仕様を表記しません。

・記号

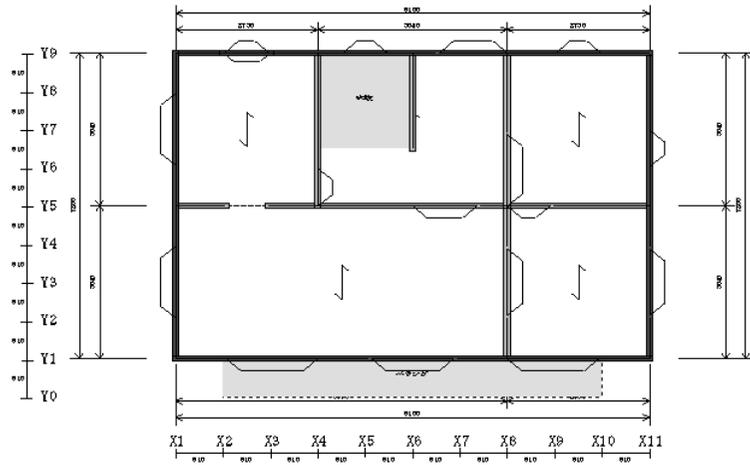
記号	部材
——— 実線(細)	たて枠
————— 実線(太)	耐力壁
..... 点線	根太領域
↖ ↗	根太方向
——— 破線	屋根形状(パネル)
———	まぐさ
———	梁
○	柱
◻	RC柱
———	RC壁
◻	S柱
———	S梁
↖ ↗	勾配



・断面図

項目	内容	備考
方向	X, Y方向	
図	外観入力形状より	
垂直寸法	1階床高さ 各階階高 軒高さ(合計)、最高高さ	「初期設定」-「物件情報」より
水平寸法	外観入力時の横幅 屋根領域の最大長(軒の出、けらばの出) バルコニー、ベランダなどの出	

2階荷重分布図



・荷重分布図

項目	内容	備考
階	レイヤごとに出力します。	小屋、3階、2階、1階
図	略伏図に外壁、内壁、追加荷重を表記します。 鉛直荷重 ・外壁 ・内壁 ・妻壁 ・線荷重 ・追加床荷重領域（吹抜、バルコニー等） 追加荷重（耐力壁）	

1-5 計算ルートの算定

1階地震用重量 $\Sigma W_i = 16763N$

柱量・壁量

X方向 ΣA_w ΣA_c $\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
 10500 10000 $3325000 \geq 16763$
 よって ルート I

Y方向 ΣA_w ΣA_c $\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
 10500 10000 $3325000 \geq 16763$
 よって ルート I

ΣA_w : 計算する方向の壁の断面積の合計

ΣA_c : 柱の断面積の合計

・計算ルートの算定（混構造時のみ）

RC造の場合

項目	内容	備考
ΣW_i	1階地震用重量	
ΣA_w	計算する方向の壁の断面積の合計	
ΣA_c	柱の断面積の合計	
判定	$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$ 式が満たされなかった場合、NGメッセージ (0108W: ルート2相当の計算も必要です)	$\Sigma A_w, \Sigma A_c$ の表示されている値で算出

1-5 計算ルートの算定

X方向 柱スパン M a x = 3.000m ≦ 6m よって ルート I

Y方向 柱スパン M a x = 3.000m ≦ 6m よって ルート I

・計算ルートの算定（混構造時のみ）

S造の場合

項目	内容	備考
柱スパンMax	S梁のX, Y方向の最大長さ	
判定	6 m未満の場合、NGメッセージ (0108W:ルート2相当の計算も必要です) 表示	

2 設計荷重

2. 設計荷重

2-1 固定荷重

屋根一般

項目	荷重(N/㎡)
仕上げ：彩色石綿板 6mm	255
構造用合板 12mm+垂木：206@455mm	391
小合計	646
断熱材：グラスウール 10K 100mm	20
せっこうボード 12.5mm	118
合計	784
補正後	882

屋根軒先

項目	荷重(N/㎡)
仕上げ：彩色石綿板 6mm	255
構造用合板 12mm+垂木：206@455mm	176
小合計	431
くぎ受け材	29
合計	460
補正後	460

2階床

項目	荷重(N/㎡)
仕上げ：フローリング (畳も含む)	178
構造用合板 15mm+床根太210@455	264
吊木、野縁等	48
吸音材：ロックウール 50mm	20
せっこうボード 9.5mm+9.5mm	176
合計	686
補正後	686

1階床

項目	荷重(N/㎡)
仕上げ：フローリング (畳も含む)	178
構造用合板 15mm+床根太210@455	216
合計	394
補正後	394

2-1

・固定荷重

項目	内容	備考
項目種類	固定荷重項目 ・屋根一般 (上2行で小合計の行を挿入) ・屋根軒先 (上2行で小合計の行を挿入) ・3階床 ・2階床 ・1階床 ・外壁 (各階) ・内壁 ・ユーザ指定領域	※1 ・各階床項目は建物規模による ・屋根一般と屋根軒先は上2行までで「小合計」を表示します。 (垂木の設計用の固定荷重)
項目	「初期設定」 - 「固定荷重」 - 項目	
荷重	「初期設定」 - 「固定荷重」 - 荷重	

2-2 積載荷重

階	床用(N/㎡)	まぐさ・たて枠・基礎用(N/㎡)	地震用(N/㎡)
屋根	0	0	0
2階床	1800	1300	600
1階床	1800	1300	600
ベランダ	1800	1300	600

2-3 積雪荷重

垂直積雪量	20.0	cm
単位荷重	20.0	N/cm ²
屋根形状係数	0.88	(勾配 5.00寸 26.57度)
積雪荷重(N/㎡)		
短期[積雪時]	352	

2-3

・積載荷重

項目	内容	備考
項目種類	積載荷重項目 <ul style="list-style-type: none"> ・ 屋根 ・ 3階床 ・ 2階床 ・ 1階床 ・ ユーザ設定領域 	各階床項目は建物規模による
床用	「初期設定」－「積載荷重」－床用	
まぐさ・たて枠・基礎用	「初期設定」－「積載荷重」－まぐさ・たて枠・基礎用	
地震用	「初期設定」－「積載荷重」－地震用	

・積雪荷重

項目	内容	備考
垂直積雪量(cm)	「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－垂直積雪量	
単位荷重(N/㎡/cm)	「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－単位荷重	
屋根形状係数	「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－屋根形状係数 勾配：「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－勾配(寸・度)	β>60度の場合0
積雪荷重(N/㎡)	一般地域(積雪を考慮しない) 「考慮しない」 一般地域： 短期[積雪時]： 垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数 多雪区域： 長期[積雪時]： 垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数×耐積雪等級 ×長期組合せ係数 短期[積雪時]： 垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数×耐積雪等級 短期[組合せ時]： 垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数×耐積雪等級 ×短期組合せ係数 (長期組合せ係数：「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－長期組合せ係数) (短期組合せ係数：「初期設定」－「外力設定」－「積雪」－短期組合せ係数) ※「初期設定」－「固定荷重」 屋根が「陸屋根」の場合、屋根形状係数は考慮しません。	多雪区域： 耐積雪等級が2のとき 1.2倍 全て小数第1位四捨五入

2-4 屋根及び床の設計荷重

階	項目	固定荷重(N/㎡)	積載荷重(N/㎡)	合計(N/㎡)
屋根一般	屋根用	646	0	646
	まぐさ・たて枠用	882	0	882
	地震用	882	0	882
屋根軒先	屋根用	431	0	431
	まぐさ・たて枠用	460	0	460
	地震用	460	0	460
2階	床用	686	1800	2486
	まぐさ・たて枠用	686	1300	1986
	地震用	686	600	1286
1階	床用	394	1800	2194
	まぐさ・たて枠用	394	1300	1694
	地震用	394	600	994
ベランダ	床用	750	1800	2550
	まぐさ・たて枠用	750	1300	2050
	地震用	750	600	1350

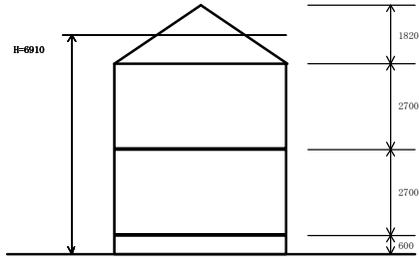
2-4

・設計荷重

項目	内容	備考
階	屋根一般 屋根軒先 3階床、2階床、1階床 バルコニー、ベランダ、その他 小屋裏収納	床項目は、建物規模による
多雪区域の場合	床用、まぐさ・たて枠用：積載荷重に長期[積雪時]荷重を考慮(0.7S) 地震用：積載荷重に短期[組合せ時]荷重を考慮(0.35S)	0.7：長期組合せ係数 0.35：短期組合せ係数 「初期設定」－「外力設定」の値

2-5 風圧力

(1) 速度圧 q の算定



$$q = 0.6 \cdot E \cdot V_o^2$$

$$= 1056$$

q : 速度圧 (N/m²)

V_o = 36.0 m/s

G_f = 2.50

地表面粗度区分Ⅲより

H = 6.91m (H > Z_b)

Z_G : 450

α : 0.20

$$E_r = 1.7 (H/Z_G)^{\alpha} = 1.7 (6.91/450)^{0.20} = 0.737$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.358$$

(耐風等級2 : 1.20倍)

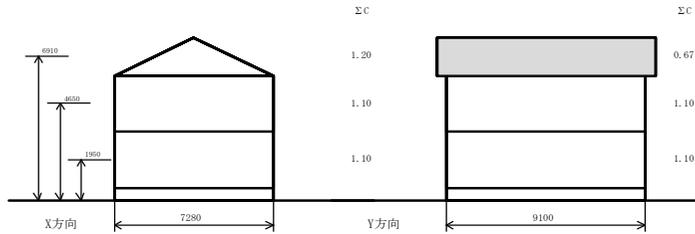
等級2速度圧 q = 1056 × 1.2 = 1267

2-5

・風圧力

項目	内容	備考																				
図と寸法線	基本的に固定図：建物の規模によって階数のみ変動します。 H：「初期設定」－「物件情報」－「階情報」－最高高さ と軒高さ（合計）の数値の平均 ・ 1階床高（mm） ・ 1階階高（mm） ・ 2階階高（mm） ・ 3階階高（mm） ・ 軒高さ（合計）から最高高さまでの値（mm）	PH階がある場合 H：PH階軒高と見 付最高高さの平均 となります。																				
V _o	「初期設定」－「外力設定」－「風圧力」－基準風速 V _o (m/s)																					
G _f	ガスト影響係数 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>地表面粗度区分</th> <th>H ≤ 10m</th> <th>H ≥ 40m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>I</td> <td>2.0</td> <td>1.8</td> </tr> <tr> <td>II</td> <td>2.2</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>III</td> <td>2.5</td> <td>2.1</td> </tr> <tr> <td>IV</td> <td>3.1</td> <td>2.3</td> </tr> </tbody> </table> Hが上記数値の間の場合、直線的補間	地表面粗度区分	H ≤ 10m	H ≥ 40m	I	2.0	1.8	II	2.2	2.0	III	2.5	2.1	IV	3.1	2.3	小数第3位四捨五入					
地表面粗度区分	H ≤ 10m	H ≥ 40m																				
I	2.0	1.8																				
II	2.2	2.0																				
III	2.5	2.1																				
IV	3.1	2.3																				
Z _b , Z _G , α	地表面粗度区分により与えられる数値 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>地表面粗度区分</th> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Z_b</td> <td>5</td> <td>5</td> <td>5</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>Z_G</td> <td>250</td> <td>350</td> <td>450</td> <td>550</td> </tr> <tr> <td>α</td> <td>0.10</td> <td>0.15</td> <td>0.20</td> <td>0.27</td> </tr> </tbody> </table>	地表面粗度区分	I	II	III	IV	Z _b	5	5	5	10	Z _G	250	350	450	550	α	0.10	0.15	0.20	0.27	HとZ _b の大きい方の値を採用します。
地表面粗度区分	I	II	III	IV																		
Z _b	5	5	5	10																		
Z _G	250	350	450	550																		
α	0.10	0.15	0.20	0.27																		
q	q = 0.6 · E · V _o ² より速度圧を求めます。 E = E _r ² × G _f E _r = 1.7 (H / Z _G) ^α	「初期設定」－「外力設定」－「風圧力」－速度圧低減係数Eが有効の場合にEはこの値を用います。																				
(耐風等級2 : 1.20倍)	耐風等級2級が設定されている場合、速度圧 q を1.2倍します。	等級1のときは何も表示しません。																				

(2) 風圧力の算定



各階風圧力の算定（風力係数を考慮）

階	壁面高さ (m)	q (N/m ²)	風荷重					
			Zb (m)	α	H (m)	Kz	風力係数	風荷重(N/m ²)
屋根	6.91	1267	5	0.20	6.91	—	0.67	849
	6.91	1267	5	0.20	6.91	1.00	1.20	1520
2階外壁	4.65	1267	5	0.20	6.91	0.88	1.10	1394
1階外壁	1.95	1267	5	0.20	6.91	0.88	1.10	1394

耐力壁検討用風荷重

方向	階	風荷重 (N/m ²)	面積 (m ²)	Qw (kN)	iQw (kN)	Σ iQw (kN)	Lnw (m)
X	2	1520	7.28×1.819/2 = 6.62	10.062	23.765	23.765	12.125
		1394	7.28×1.35 = 9.83	13.703			
	1	1394	7.28×1.35 = 9.83	13.703	27.406	51.171	26.108
		1394	7.28×1.35 = 9.83	13.703			
Y	2	849	10×1.82 = 18.20	15.452	32.584	32.584	16.624
		1394	9.1×1.35 = 12.29	17.132			
	1	1394	9.1×1.35 = 12.29	17.132	34.264	66.848	34.106
		1394	9.1×1.35 = 12.29	17.132			

・風圧力の算定

項目	内容	備考
図と寸法線	<p>図：「外観」－「見付面」で入力された形状 各階床高さ及び軒高さの位置で横線 垂直方向寸法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 1階外壁高：1階床高＋（1階階高 / 2） ・ 2階外壁高：1階床高＋1階階高＋（2階階高 / 2） ・ 3階外壁高：1階床高＋1階階高＋2階階高＋（3階階高 / 2） ・ 屋根：軒高さ＋（最高高さ－軒高さ） / 2 <p>水平方向寸法</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 「外観」－「見付面」で入力された底辺の幅 <p>Σ C：各階風力係数</p>	
各階風圧力の算定（風力係数を考慮）	<p>階： 屋根及び規模による各階外壁 壁面高さ： 垂直方向寸法による高さ(m) q (N/m²)： 速度圧 q の算定によって求めた値（耐風等級が2級の場合は1.2倍された値）</p>	

項目	内容	備考																				
*風力係数	風力係数： 壁面の風力係数 $\Sigma C = 0.8Kz + 0.4$ (固定式) 屋根面の風力係数 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>勾配 (θ)</th> <th>風上面 (正の係数)</th> <th>風上面 (負の係)</th> <th>風下面</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10度未満</td> <td>—</td> <td>-1.0</td> <td rowspan="5" style="text-align: center; vertical-align: middle;">-0.5</td> </tr> <tr> <td>10度</td> <td>0</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>30度</td> <td>0.2</td> <td>-0.3</td> </tr> <tr> <td>45度</td> <td>.4</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>90度</td> <td>0.8</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table> 間の勾配 (θ) は、直線的に補間する。 屋根伏図に入力されたパネルのなかで一番大きな面積のパネルの勾配を採用。 屋根面の風力係数 $\Sigma C =$ 求められた正の係数 + 0.5 (固定式) $Z \leq Zb \quad Kz = (Zb / H)^{2\alpha}$ $Z > Zb \quad Kz = (Z / H)^{2\alpha}$ $H < Zb \quad Kz = 1.0$ Z : 当該高さ(m)	勾配 (θ)	風上面 (正の係数)	風上面 (負の係)	風下面	10度未満	—	-1.0	-0.5	10度	0	-1.0	30度	0.2	-0.3	45度	.4	0	90度	0.8	—	常に左表の値を用いて風力係数を算出します。 小数第3位四捨五入 片流れ屋根の場合は、風力係数を1.3 「初期設定」 - 「外力設定」 - 「風圧力」 (屋根面入力方向)
勾配 (θ)	風上面 (正の係数)	風上面 (負の係)	風下面																			
10度未満	—	-1.0	-0.5																			
10度	0	-1.0																				
30度	0.2	-0.3																				
45度	.4	0																				
90度	0.8	—																				
風荷重(N/m ²)	風荷重 = $q \times$ 風力係数 (小数点四捨五入)																					
耐力壁検討用風荷重	面積(m ²) 四角形の場合は横×縦の形式で、三角形の場合は底辺×高さ/2の形式で式を表示する。それ以外の形状の場合は面積のみ。 (見た目は四角形、三角形だが、内部で加減算が発生するような場合は解のみの表示)																					
Qw(kN)	風荷重ごとにQwを求める。 $Qw = q(N/m^2) \times$ 風力係数 \times 面積(m ²)	小数3位																				
iQw(kN)	各階ごとのQw	小数3位																				
$\Sigma iQw(kN)$	各階ごとのiQwの総和	小数3位																				
Lnw(m)	$Lnw = \Sigma iQw \times 1000 / 1960$	小数3位																				

2-6 地震力

(1) 各階重量の算定

階	項目	単位重量 (N/m ²)	長さまたは面積 (m) (m ²)	W ₀ (N)	W _i (kN)	ΣW _i (kN)
2	屋根一般	569	40.577	23088		
	屋根軒先	460	15.971	7347		
	2階外壁	530	31.213	16543		
	妻壁	530	8.116	4301	59.098	59.098
	2階内壁	334	23.410	7819	(59.098)	(59.098)
1	2階床	1238 (1938)	40.577	50234 (78638)		
	1階外壁	530	34.411	18238		
	2階外壁	530	31.213	16543		
	1階内壁	334	30.110	10057	102.891	161.989
	2階内壁	334	23.410	7819	(131.295)	(190.393)
F	1階床	(1694)	40.580	68743		
	1階外壁	530	34.411	18238		
	1階内壁	334	30.110	10057		
	基礎上部	24 (kN/m ³)	4.014(m ³)	96336	(193.374)	(383.767)
	基礎下部	24 (kN/m ³)	4.833(m ³)	115992	(309.366)	(499.759)

() の数字は基礎用設計荷重を示す

(2) 地震荷重

$$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$$

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$T = 0.03h = 0.03 \times (5.795 + 7.231) / 2 = 0.20 \text{ 秒}$$

$$A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i - \alpha_i}) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$C_o = 0.20$$

階	W _i (kN)	ΣW _i (kN)	α _i	A _i	C _o	C _i	Q _e (kN)	L _{ne} (m)
2	59.098	59.098	0.365	1.323	0.200	0.265	15.661	7.990
1	102.891	161.989	1.000	1.000	0.200	0.200	32.398	16.530

・各階重量の算定

項目	内容	備考
階	3 2 1 F	・建物規模による ・混構造のときは、 Fの行を表示しません。
項目	固定荷重項目	
単位重量(N/m ²)	固定荷重+積載荷重(地震用) 括弧内基礎用及びF階:(固定荷重+積載荷重(まぐさ・たて 枠・基礎用))	基礎は24(kN/m ³)
長さまたは面積	屋根一般: 屋根基準線の幅で登り方向の面積 屋根軒先: 屋根一般部分の面積以外の屋根領域の面積 小屋裏収納等ユーザ設定領域: 面積 床: 床領域面積(吹抜領域を差し引く) 外壁: 長さ×階高 / 2 妻壁: 長さ×(屋根領域の高さ-妻壁の入力されたレイヤの軒 高) * 屋根領域の高さ=妻壁が含まれる屋根領域で最も高い位置 内壁: 長さ×階高 / 2 基礎上部: G Lから上の体積 基礎下部: G Lから下の体積	・吹抜領域 設定により含む (初期設定-外力 設定)
W ₀ (N)	単位重量×長さまたは面積	
W _i (kN)	各階の重量	() 内は基礎用
ΣW _i (kN)	各階重量の総和	() 内は基礎用

・地震荷重

項目	内容	備考
Z	「初期設定」-「外力設定」-地震地域係数Z	
R _i	固定値1	振動特性係数
T	T=0.03h=0.03×(軒高さ+最高高さ) / 2	小数3位を四捨五入
A _i	A _i = 1 + (1 / √ α _i - α _i) × 2T / (1 + 3T)	
C _o	「初期設定」-「外力設定」-標準せん断力係数C _o	耐震等級3 : 1.50倍 耐震等級2 : 1.25倍 耐震等級1 : 1.00倍 (表示 しません)
W _i (kN)	各階重量	
ΣW _i (kN)	各階重量の総和	
α _i	上階ΣW _i (kN) / 総重量	
Q _e (kN)	ΣW _i × C _i	
L _{ne} (m)	L _{ne} = Q _e × 1000 / 1960	

3 材料の基準強度及び許容応力度

3. 材料の基準強度及び許容応力度

(1) 枠組材料基準強度及びヤング係数

樹種〔等級〕	基準強度 (N/mm ²)					ヤング係数 (単位:×10 ³ N/mm ²)
	圧縮 Fc	引張り Ft	曲げ Fb	せん断 Fs	めりこみ Fe	
S-P-F〔甲種2級〕	17.40	11.40	21.60	1.80	6.00	9.600
E120-F330〔べいまつ〕	25.90	22.40	33.00	3.60	9.00	12.000
Hem-Fir〔2級〕	18.60	12.60	20.40	2.10	6.00	9.100
D Fir-L〔特級〕	25.80	24.00	36.00	2.40	9.00	12.600

許容応力度表

樹種〔等級〕	長期 (N/mm ²)					短期 (N/mm ²)				
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ
	1.1Fc 3	1.1Ft 3	1.1Fb 3	1.1Fs 3	1.1Fe 3	2Fc 3	2Ft 3	2Fb 3	2Fs 3	2Fe 3
S-P-F〔甲種2級〕	6.38	4.18	7.92	0.66	2.20	11.60	7.60	14.40	1.20	4.00
E120-F330〔〕	9.50	8.21	12.10	1.32	3.30	17.27	14.93	22.00	2.40	6.00
Hem-Fir〔2級〕	6.82	4.62	7.48	0.77	2.20	12.40	8.40	13.60	1.40	4.00
D Fir-L〔特級〕	9.46	8.80	13.20	0.88	3.30	17.20	16.00	24.00	1.60	6.00

許容応力度表 (積雪時)

樹種〔等級〕	長期 (N/mm ²)					短期 (N/mm ²)				
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めりこみ
	1.43Fc 3	1.43Ft 3	1.43Fb 3	1.43Fs 3	1.43Fe 3	1.6Fc 3	1.6Ft 3	1.6Fb 3	1.6Fs 3	1.6Fe 3
S-P-F〔甲種2級〕	8.29	5.43	10.30	0.86	2.86	9.28	6.08	11.52	0.96	3.20
E120-F330〔〕	12.35	10.68	15.73	1.72	4.29	13.81	11.95	17.60	1.92	4.80
Hem-Fir〔2級〕	8.87	6.01	9.72	1.00	2.86	9.92	6.72	10.88	1.12	3.20
D Fir-L〔特級〕	12.30	11.44	17.16	1.14	4.29	13.76	12.80	19.20	1.28	4.80

寸法型式及び応力の種類に応じて乗じる係数

(寸法型式 104, 203, 204, 205, 304, 404 以外の場合)

寸法型式	応力の種類			
	圧縮	引張り	曲げ	せん断
106 206 306 406	0.96	0.84	0.84	1.00
208 408	0.93	0.75	0.75	
210	0.91	0.68	0.68	
212	0.89	0.63	0.63	

・ 枠組み材料基準強度及びヤング係数

項目	内容	備考
基準強度表	樹種マスタに設定されている基準強度とヤング係数	物件データ内で使用されている樹種のみ出力します。
許容応力度表	基準強度よりもとめた常時長期及び短期の許容応力度	
許容応力度表 (積雪時)	基準強度よりもとめた積雪時長期及び短期の許容応力度	

・ 寸法調整係数表

項目	内容	備考
寸法調整係数表	寸法形式に応じて許容応力度に乗じる係数	数値は固定

鉄筋種類 (D10～D16)	SD295
鉄筋種類 (D19以上)	SD345
コンクリート種類	f _c =21

鉄筋およびコンクリートの許容応力度表

許容 応力度 材料	長期 (N/mm ²)					短期 (N/mm ²)				
	圧縮 r _{fc} f _c	引張り f _t	せん断 w _{ft} f _s	付着f _a		圧縮 r _{fc} f _c	引張り f _t	せん断 w _{ft} f _s	付着f _a	
				曲げ材 上げ	その他				曲げ材 上げ	その他
SD295	195	195	195	1.40	2.10	295	295	295	2.10	3.15
SD345	215	215	195			345	345	345		
f _c =21	7	-	0.7			14	-	1.05		

(2) 許容地耐力

長期 50.0kN/m²
短期 100.0kN/m²

・鉄筋およびコンクリートの許容応力度表

項目	内容	備考																																									
鉄筋	SD295AとSD345を表示																																										
コンクリート種類	「初期設定」－「物件情報」－「基礎」－コンクリート種類で設定されている種類を表示																																										
付着f _a	鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">長期</th> <th rowspan="2">短期</th> </tr> <tr> <th>上げ</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_c=15</td> <td>1.00</td> <td>1.50</td> <td rowspan="4">長期の1.5倍</td> </tr> <tr> <td>F_c=18</td> <td>1.20</td> <td>1.80</td> </tr> <tr> <td>F_c=21</td> <td>1.40</td> <td>2.10</td> </tr> <tr> <td>F_c=24</td> <td>1.54</td> <td>2.31</td> </tr> </tbody> </table>		長期		短期	上げ	その他	F _c =15	1.00	1.50	長期の1.5倍	F _c =18	1.20	1.80	F _c =21	1.40	2.10	F _c =24	1.54	2.31																							
	長期		短期																																								
	上げ	その他																																									
F _c =15	1.00	1.50	長期の1.5倍																																								
F _c =18	1.20	1.80																																									
F _c =21	1.40	2.10																																									
F _c =24	1.54	2.31																																									
	コンクリートの許容応力度 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="3">長期</th> <th colspan="3">短期</th> </tr> <tr> <th>圧縮</th> <th>引張り</th> <th>せん断</th> <th>圧縮</th> <th>引張り</th> <th>せん断</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F_c=15</td> <td>5.0</td> <td>-</td> <td>0.50</td> <td>10.0</td> <td>-</td> <td>0.75</td> </tr> <tr> <td>F_c=18</td> <td>6.0</td> <td>-</td> <td>0.60</td> <td>12.0</td> <td>-</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>F_c=21</td> <td>7.0</td> <td>-</td> <td>0.70</td> <td>14.0</td> <td>-</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>F_c=24</td> <td>8.0</td> <td>-</td> <td>0.7</td> <td>6.0</td> <td>-</td> <td>1.10</td> </tr> </tbody> </table>		長期			短期			圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断	F _c =15	5.0	-	0.50	10.0	-	0.75	F _c =18	6.0	-	0.60	12.0	-	0.90	F _c =21	7.0	-	0.70	14.0	-	1.0	F _c =24	8.0	-	0.7	6.0	-	1.10	
	長期			短期																																							
	圧縮	引張り	せん断	圧縮	引張り	せん断																																					
F _c =15	5.0	-	0.50	10.0	-	0.75																																					
F _c =18	6.0	-	0.60	12.0	-	0.90																																					
F _c =21	7.0	-	0.70	14.0	-	1.0																																					
F _c =24	8.0	-	0.7	6.0	-	1.10																																					

・許容地耐力

項目	内容	備考
許容地耐力	長期：「初期設定」－「物件情報」－「基礎」－「許容地耐力」の値 短期：長期の2倍	

4. 軸力

4-1 壁の長期軸力表

鉛直軸力

○内は短期積雪時 □内は基礎設計用軸力

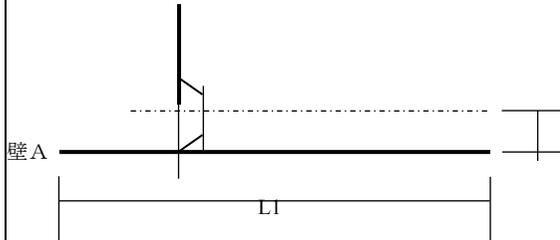
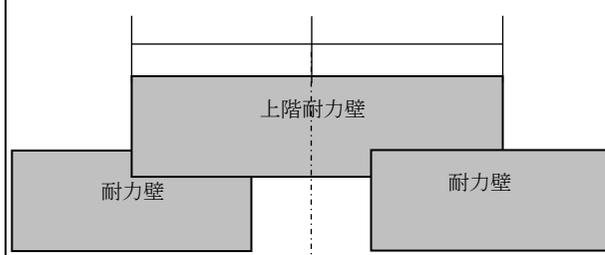
符号	階	項目	単位荷重 (kN/m)	長さまたは面積 (m) (㎡)	Po(kN)	P (kN)
X1通り Y1-Y2	3	3階外壁	0.530	1.820×2.450	2.363	2.363
	2	床	1.938	0.414	0.802	
		2階外壁 壁X1Y1~Y2	0.530 2.363	1.820×2.700 1.000	2.604 2.363	
1	床	1.938	0.414	0.802	2.605	
	1階外壁 壁X1Y1~Y2	0.530 5.769	1.820×2.701 1.000	2.605 5.769		9.176
	3	3階外壁	0.530	3.640×2.450		4.727
2	床	1.938	0.829	1.607		
	2階外壁 壁X1Y4~Y6	0.530 4.727	3.640×2.700 1.000	5.209 4.727	11.543	
1	床	1.938	0.829	1.607	5.211	
	1階外壁 壁X1Y4~Y6	0.530 11.543	3.640×2.701 1.000	5.211 11.543		18.361
	3	3階外壁	0.530	1.820×2.450		2.363
2	床	1.938	0.414	0.802		
	2階外壁 壁X1Y8~Y9	0.530 2.363	1.820×2.700 1.000	2.604 2.363	5.769	
1	床	1.938	0.414	0.802	2.605	
	1階外壁 壁X1Y8~Y9	0.530 5.769	1.820×2.701 1.000	2.605 5.769		9.176
	3	内壁	0.334	3.185×2.450		2.606
2	床	1.938	1.450	2.810		
	内壁 壁X4Y6~Y9	0.334 2.606	3.185×2.700 1.000	2.872 2.606	8.288	
1	床	1.938	1.450	2.810	2.873	
	内壁 壁X4Y6~Y9	0.334 8.288	3.185×2.701 1.000	2.873 8.288		13.971
	3	内壁	0.334	2.958×2.450		2.421
1	床	1.938	1.657	3.211		
1階外壁 内壁 バルコニー	0.530 0.334 2.006	0.910×2.701 1.820×2.701 0.788	1.303 1.642 1.581	7.737		
1	床	1.938	4.969	9.630	2.873	
	内壁 壁X3~X6Y5	0.334 42.188	3.185×2.701 0.167	2.873 7.045		19.548
	3	3階外壁 内壁	0.530 0.334	0.228×2.450 5.960×2.450		0.296 4.877
1	床	1.938	1.450	2.810	0.467	
	1階外壁	0.530	0.326×2.701	0.467		
	内壁	0.334	3.185×2.701	2.873		
	壁X8Y7~Y9	11.685	1.000	11.685		17.835

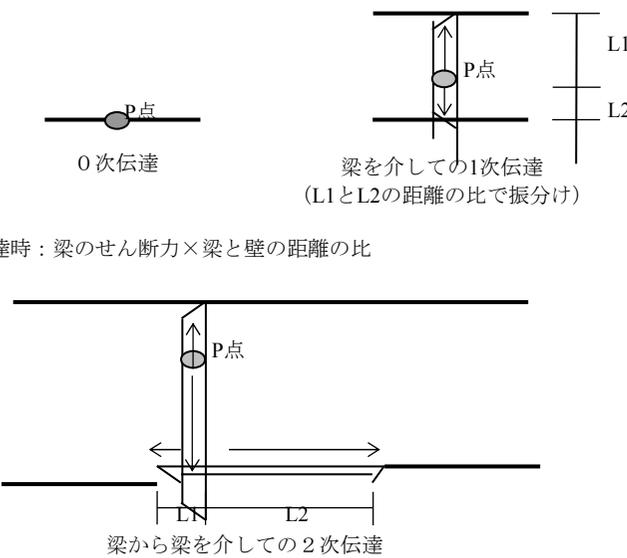
・壁の長期軸力表

項目	内容	備考
符号	・耐力壁のある通りと番付符号 ・柱のある番付符号	番付の間に存在する場合は、小さい方の番付符号となります。
階	建物規模による階ごとに出力	
項目	屋根（屋根一般、PH屋根一般、屋根一般1~3） 外壁（妻壁、PH階外壁、3階外壁、2階外壁、1階外壁） 内壁（3階内壁、2階内壁、1階内壁） 床（PH階床、3階床、2階床） 柱（3階、2階） 小屋裏収納 ユーザ設定領域（小屋、3階、2階）	
単位荷重	・屋根項目： 一般地域 固定荷重+積載荷重 （固定荷重+積載荷重+積雪荷重（短期積雪時）） 多雪区域 固定荷重+積載荷重+積雪荷重（長期積雪時） （固定荷重+積載荷重+積雪荷重（短期積雪時）） ・外壁項目：固定荷重 ・内壁項目：固定荷重 ・床、小屋裏収納項目：固定荷重+積載荷重 ・ユーザ設定領域項目： 一般地域 固定荷重+積載荷重 （固定荷重+積載荷重+積雪荷重（短期積雪時）） 多雪区域 固定荷重+積載荷重+積雪荷重（長期積雪時） （固定荷重+積載荷重+積雪荷重（短期積雪時））	

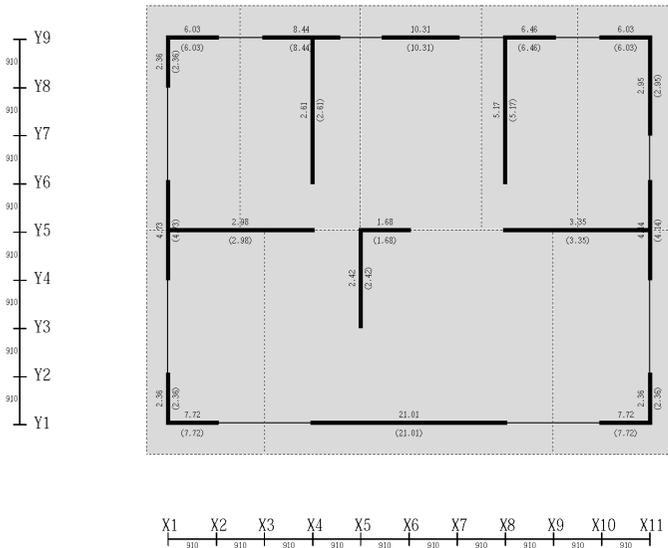
引抜耐力検討用軸力

符号	階	項目	単位荷重 (kN/m)	長さまたは面積 (m) (㎡)	P ₀ (kN)	P (kN)
X1通り Y1-Y2	3	3階外壁	0.530	1.820×2.450	2.363	2.363
	2	床	1.238	0.414	0.513	
		2階外壁 壁X1Y1~Y2	0.530 2.363	1.820×2.700 1.000	2.604 2.363	
1	床	1.238	0.414	0.513	2.605	
	1階外壁 壁X1Y1~Y2	0.530 5.480	1.820×2.701 1.000	2.605 5.480		8.598
Y1通り Y4-Y6	3	3階外壁	0.530	3.640×2.450	4.727	4.727
	2	床	1.238	0.829	1.026	
		2階外壁 壁X1Y4~Y6	0.530 4.727	3.640×2.700 1.000	5.209 4.727	
1	床	1.238	0.829	1.026	5.211	
	1階外壁 壁X1Y4~Y6	0.530 10.962	3.640×2.701 1.000	5.211 10.962		17.199
X1通り Y8-Y9	3	3階外壁	0.530	1.820×2.450	2.363	2.363
	2	床	1.238	0.414	0.513	
		2階外壁 壁X1Y8~Y9	0.530 2.363	1.820×2.700 1.000	2.604 2.363	
1	床	1.238	0.414	0.513	2.605	
	1階外壁 壁X1Y8~Y9	0.530 5.480	1.820×2.701 1.000	2.605 5.480		8.598
X4通り Y6-Y9	3	内壁	0.334	3.185×2.450	2.606	2.606
	2	床	1.238	1.450	1.795	
		内壁 壁X4Y6~Y9	0.334 2.606	3.185×2.700 1.000	2.872 2.606	
1	床	1.238	1.450	1.795	2.873	
	内壁 壁X4Y6~Y9	0.334 7.273	3.185×2.701 1.000	2.873 7.273		11.941
X5通り Y3-Y5	3	内壁	0.334	2.958×2.450	2.421	2.421
X6通り Y1-Y2	1	床	1.238	1.657	2.051	6.025
		1階外壁	0.530	0.910×2.701	1.303	
		内壁	0.334	1.820×2.701	1.642	
		パイルコニー	1.306	0.788	1.029	
X6通り Y4-Y5	1	床	1.238	4.969	6.152	14.110
		内壁	0.334	3.185×2.701	2.873	
		壁X3~X6Y5	30.450	0.167	5.085	
X8通り Y6-Y9	3	3階外壁	0.530	0.228×2.450	0.296	5.173
		内壁	0.334	5.960×2.450	4.877	
		1	床	1.238	1.450	
1階外壁 内壁	0.530 0.334		0.326×2.701 3.185×2.701	0.467 2.873		
		壁X8Y7~Y9	10.815	1.000	10.815	15.950

項目	内容	備考
面積または長さ	<ul style="list-style-type: none"> • 屋根項目：面積 (軸力分担図参照) • 外壁項目：壁長さ×高さ (妻壁の場合は、耐力壁負担範囲幅上の妻壁高さの平均) • 内壁項目：壁長さ×高さ  <p>壁Aの壁負担長さ $L = L1 + L2$</p> <ul style="list-style-type: none"> • 上階壁：当階壁にかかる割合  <ul style="list-style-type: none"> • 床、小屋裏収納、ユーザ設定領域項目：面積 (軸力分担図参照) 	<p>[]内は基礎設計用軸力について：最下階の耐力壁及び柱に接しない内壁は、根太を伝って床軸力分担の範囲で耐力壁に振分けられます。根太がない場合は、荷重の流れが掴めないのでエラーメッセージを表示します。「○内壁を支える部材が見つかりません」</p> <p>ただし、混構造時については基礎設計用軸力の算出は行いません。</p>

項目	内容	備考
面積または長さ (割合と距離の比)	<ul style="list-style-type: none"> 柱項目：柱負担荷重×距離の比 小屋束：小屋束負担荷重×距離の比 <p>n次伝達から壁が受ける荷重： * 0次と1次伝達時：柱、小屋束の負担荷重×距離の比</p>  <p>* 2次伝達時：梁のせん断力×梁と壁の距離の比</p>	小屋束：屋根梁を受ける場合にのみ、屋根荷重を負担します。
Po	項目ごとの軸力	
P	符号ごとの軸力	
引抜耐力検討用軸力	一般地域、多雪区域共に、積雪を考慮しない軸力（地震用）を用います。 固定荷重+積載荷重（地震用）	設計荷重が異なるのみで、明細は長期軸力表と同様

4-2 軸力分担図
3階



※O内 浮上り検討用, 他 長期

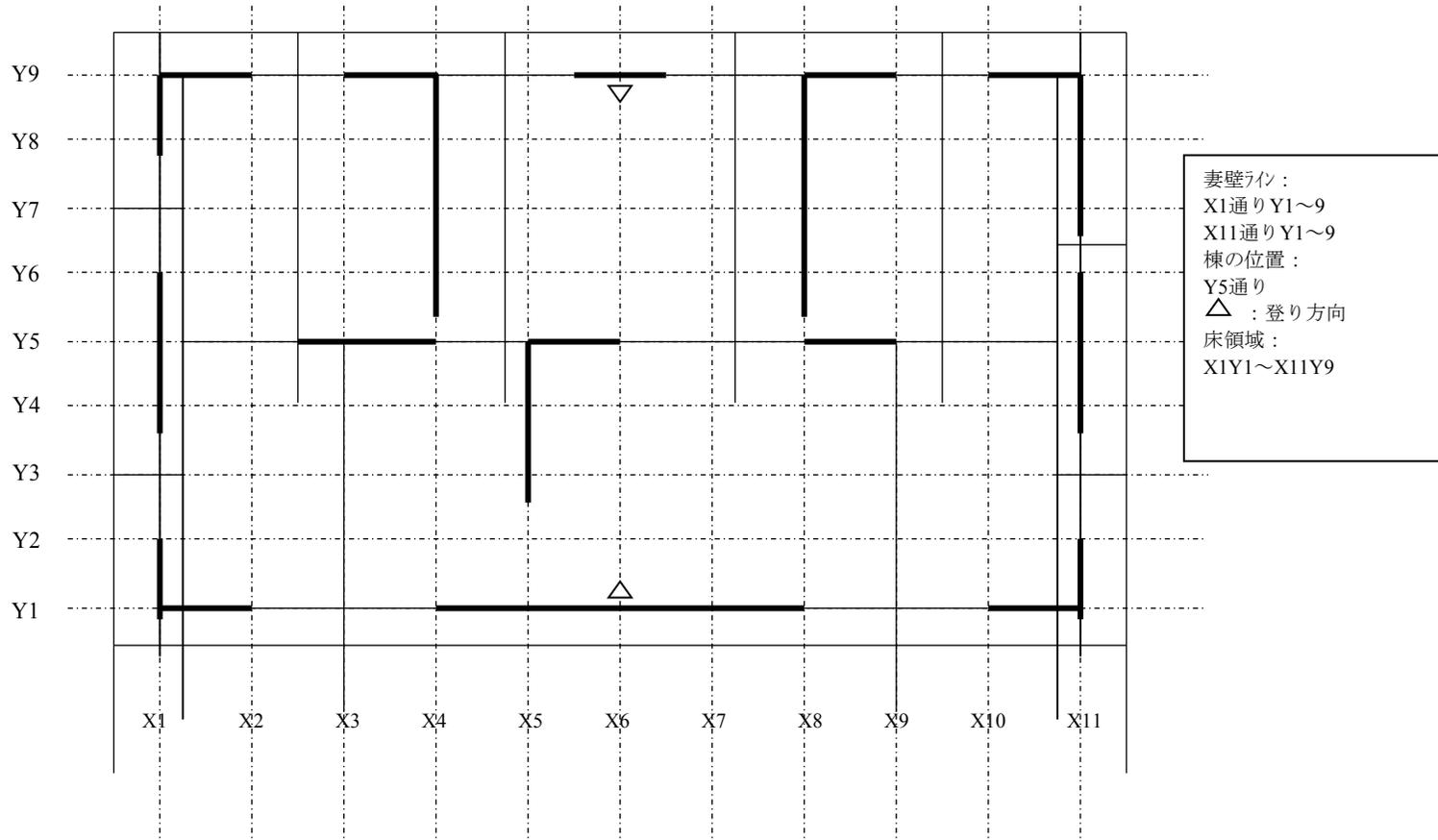
4-10

・軸力分担図

項目	内容	備考
軸力分担図	<ul style="list-style-type: none"> ・分担図作成レイヤ：3階、2階、1階 ・屋根領域、根太領域を網掛けします。 ・耐力壁が受ける負担範囲をラインで区切ります。 耐力壁：太線 柱：丸印 小屋束：小さい丸印 梁（上階）：2本ライン 屋根梁（上階）：一点鎖線2本ライン	次ページ参照
	床面荷重： 根太方向と並行な壁は根太ピッチの半分を負担します。 根太方向と直角な場合は、相手耐力壁までの半分を負担します。 その場合、根太ピッチの半分を取った領域と重複しないようにします。 根太領域を支える耐力壁が下の階に存在しない場合は 「○根太を支える部材が見つかりません」	
	屋根荷重： 屋根領域は、下の階の耐力壁がうける。 但し、「初期設定」－「構造計算条件」－「耐力壁を屋根支持とする」がOFFのときには、屋根の荷重は外周部の壁が受ける。 屋根領域を支える耐力壁が下の階に存在しない場合は 「○屋根を支える部材が見つかりません」	
数値	長期軸力 () 内、浮上り検討用数値	多雪区域の場合は、長期積雪時軸力となります。

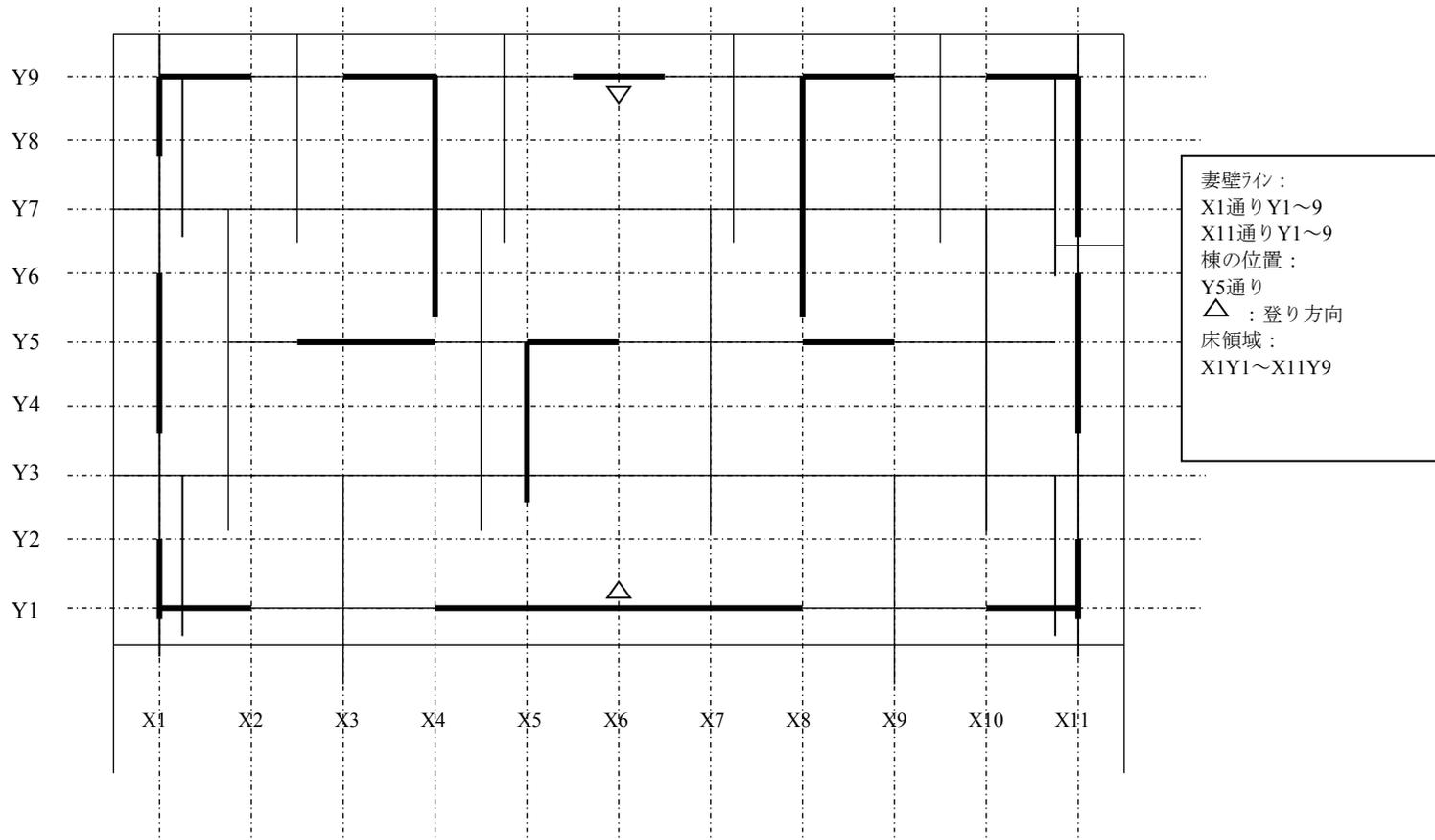
軸力分担例 1

切妻屋根（耐力壁を屋根支持とする=OFF）外周部（床領域線上）の耐力壁が屋根領域を負担します。

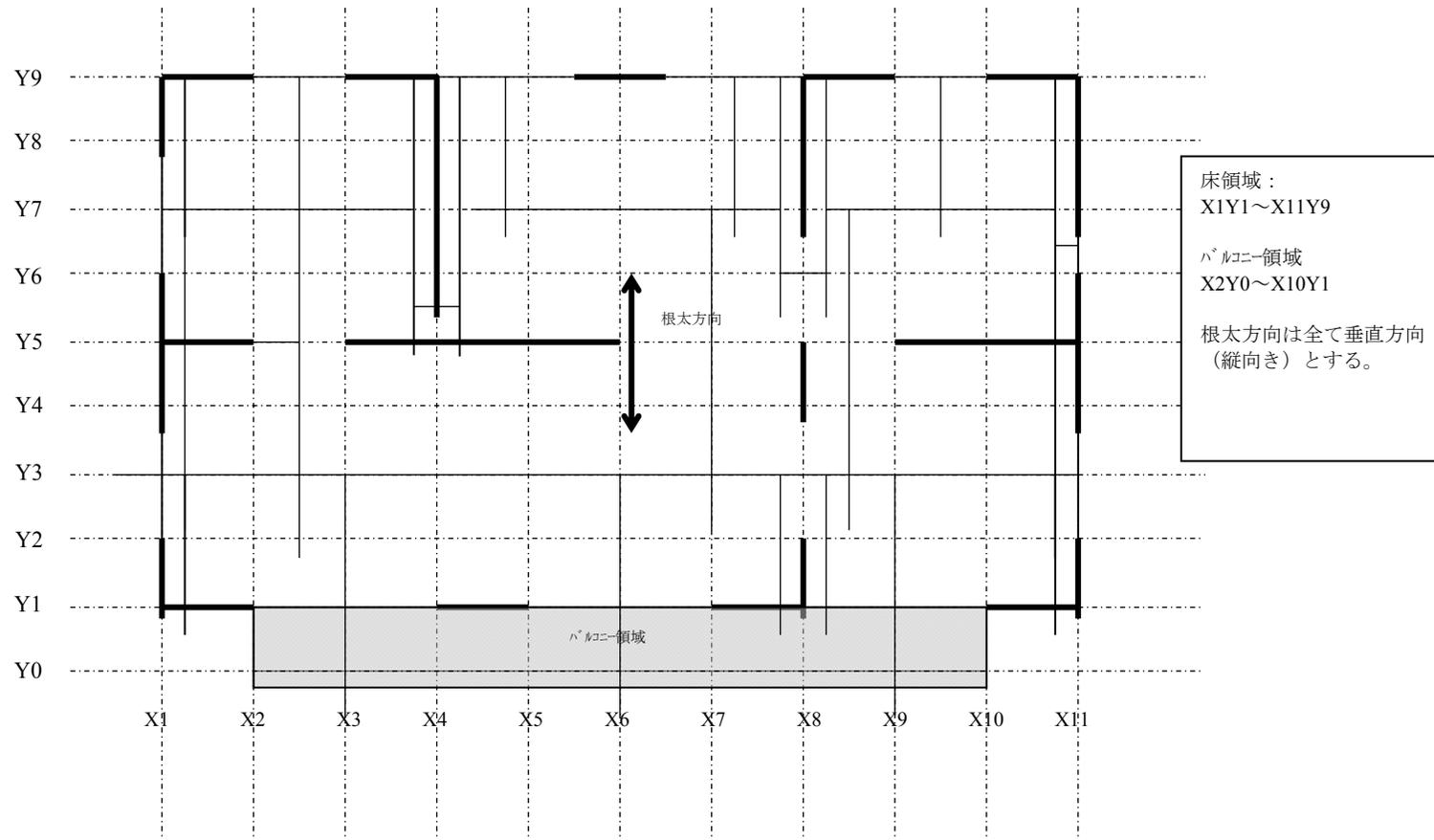


軸力分担例 2

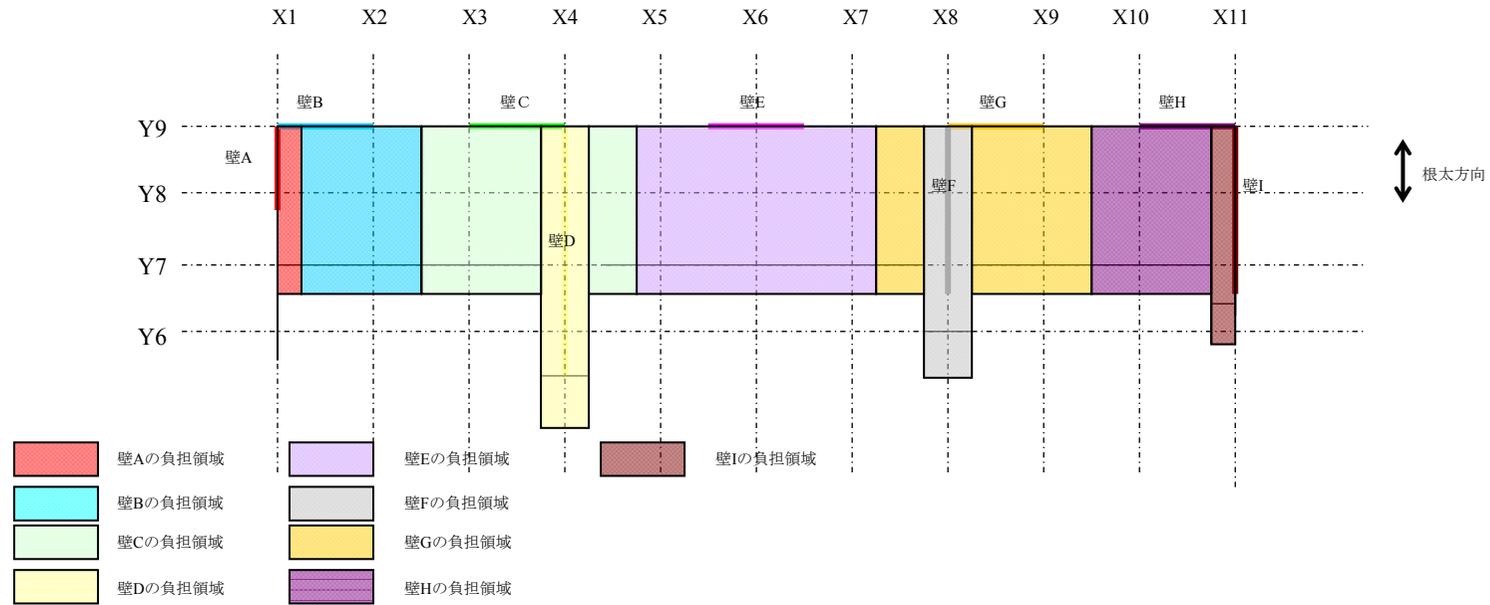
切妻屋根（耐力壁を屋根支持とする=ON）



軸力分担例3
床面



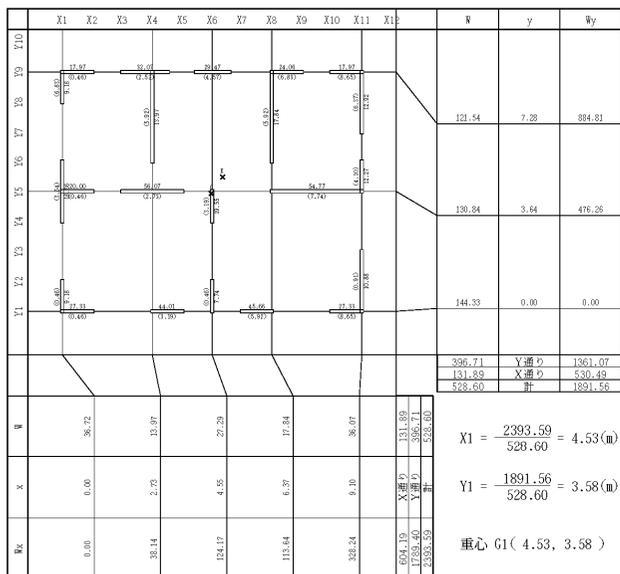
軸力分担例 3 の耐力壁の床負担領域について（このページの印刷時はカラー印刷推奨）



壁Aは根太方向と平行なので根太ピッチの半分の領域を負担します。
 壁Cは根太方向と平行な壁Dによって分離された2つの領域を負担します。

5 偏心率の検討

5-1 重心図
1階 重心図



() 内数値は距離

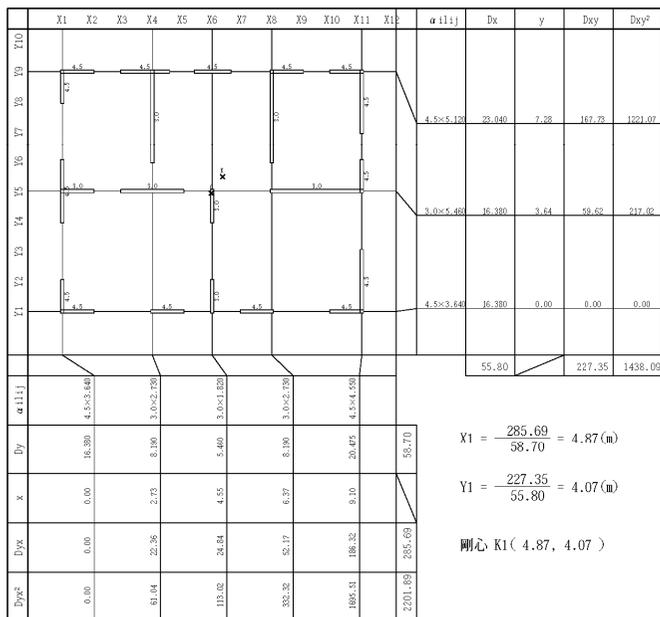
5-1

・偏心率の検討
「初期設定」－「構造計算条件」－「たわみ・偏心率等設定」で
「偏心率の検討」がONのときに算定されます。

・重心図
耐力壁の長期軸力から各階の重心を求める。

項目	内容	備考
階	建物規模による階ごとに重心を求める	
W	長期の軸力を加算	
x(y) (m)	最小番付からの距離	
Wx(Wy)	W × x(y)	
重心G	Gi(Σ Wx / Σ W, Σ Wy / Σ W)	

5-2 剛心図
1階 剛心図



・ 剛心図
耐力壁から各階の剛心を求める。

項目	内容	備考
階	建物規模による階ごとに剛心を求める	
$\alpha \cdot l_{ij}$	$\alpha \cdot i$: 壁倍率 l_{ij} : 耐力壁の長さ	
Dx(Dy)	$\alpha \cdot i \times l_{ij}$	
x(y) (m)	最小番付からの距離	
Dxy(Dyx)	$Dx \times y$ ($Dy \times x$)	
Dxy ² (Dyx ²)	$Dxy \times y$ ($Dyx \times x$)	
剛心G	$K_i(Dyx / Dy , Dxy / Dx)$	

5-3 偏心率

重心G (Gx, Gy) 剛心K (Kx, Ky)

偏心距離 $e_x = Gx - Kx$
 $e_y = Gy - Ky$

ねじり剛性 $J_x = Dxy^2 - Dx \times Ky^2$
 $J_y = Dyx^2 - Dy \times Kx^2$

弾力半径と偏心率

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{D_x}} \quad R_{ex} = \frac{|e_y|}{r_{ex}}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{J_x + J_y}{D_y}} \quad R_{ey} = \frac{|e_x|}{r_{ey}}$$

ねじれ補正係数

$$\alpha_x = 1 + \{ (\sum D_x \cdot e_y) / (J_x + J_y) \} \cdot Y$$

$$\alpha_y = 1 + \{ (\sum D_y \cdot e_x) / (J_x + J_y) \} \cdot X$$

X, Y: 剛心から耐力壁までの距離

階	G, K	D	D		e	J	re	Re ≤ 0.30	
			Dx	Dy					
1	G1(4.53, 3.58)	x	55.80	1438.09	-0.34	513.77	4.87	0.10	OK
	K1(4.87, 4.07)	y	58.70	2201.89	-0.49	809.83	4.74	0.08	OK
2	G2(4.50, 3.64)	x	61.66	1748.59	-0.75	565.70	4.84	0.16	OK
	K2(5.25, 4.38)	y	60.06	2538.81	-0.74	883.41	4.91	0.16	OK
3	G3(4.58, 3.81)	x	68.48	1567.75	-0.20	655.37	4.64	0.04	OK
	K3(4.78, 3.65)	y	58.70	2161.20	0.16	820.11	5.01	0.04	OK

・偏心率

項目	内容	備考
階	建物規模による階	
G,K	G: 重心位置、K: 剛心位置	
偏心距離e	$e_x = X_k - X_g $ $e_y = Y_k - Y_g $	
ねじり剛性J	$J_x = Dxy^2 - Dx \times Yk^2$ $J_y = Dyx^2 - Dy \times Xk^2$	
弾力半径re	$r_{ex} = \sqrt{((J_x + J_y) / D_x)}$ $r_{ey} = \sqrt{((J_x + J_y) / D_y)}$	
偏心率Re	$R_{ex} = e_y / r_{ex}$ $R_{ey} = e_x / r_{ey}$	
ねじれ補正係数	$\alpha_x = 1 + \{ (\sum D_x \times e_y) / (J_x + J_y) \} \times Y$ $\alpha_y = 1 + \{ (\sum D_y \times e_x) / (J_x + J_y) \} \times X$	「初期設定」-「構造計算条件」-「たわみ・偏心率等設定」の「偏心率の検討」で「ねじれ補正を考慮する」がONのとき
判定	構造計算条件の偏心率Rs判定基準値以下であることを確認する NGの場合メッセージ: X方向: 4014R Y方向: 4015R	表の欄外右側にOK、NG

ねじれ補正係数の算定

3階X方向 重心G3(4.58, 3.81) 剛心K3(4.78, 3.65) 偏心率(0.04)

通り	Dx(Σα11)	Y(m)	Y-Ky	αx	Ce
Y1	24.570	0.00	-3.65	1.000	1.000
Y5	19.110	3.64	-0.01	1.000	1.000
Y9	24.804	7.28	3.63	1.000	1.000
計	68.484				

3階Y方向 重心G3(4.58, 3.81) 剛心K3(4.78, 3.65) 偏心率(0.04)

通り	Dy(Σα11)	X(m)	X-Kx	αy	Ce
X1	16.380	0.00	-4.78	1.038	1.038
X4	8.190	2.73	-2.05	1.016	1.016
X5	5.460	3.64	-1.14	1.009	1.009
X8	8.190	6.37	1.59	0.987	1.000
X11	20.475	9.10	4.32	0.966	1.000
計	58.695				

・ねじれ補正係数の算定

「初期設定」-「構造計算条件」-「たわみ・偏心率等設定」の「偏心率の検討」で「ねじれ補正を考慮する」がONのときに算定されます。

αx, αy: ねじれ補正係数

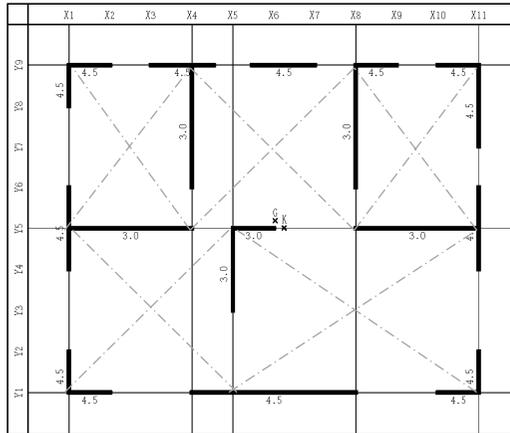
Ce: 割増係数

6 必要壁量の検討及び分担水平力の算定

6. 必要壁量の検討及び分担水平力の算定

6-1 耐力壁配置及び水平分担率計算図

3階



通り	αl_{11}	Ld	Pi(kN)	負担地震力(kN)	負担風圧力(kN)
Y1	4.5×5.460	24.570	48.157	9.021	11.054
Y5	3.0×6.370	19.110	37.456	7.016	8.598
Y9	4.5×5.512	24.804	48.616	9.107	11.159
計		68.484	134.229	25.144	30.811
X1	4.5×3.640	16.380	32.105	7.017	14.876
X4	3.0×2.730	8.190	16.052	3.508	7.438
X5	3.0×1.820	5.460	10.702	2.339	4.959
X8	3.0×2.730	8.190	16.052	3.508	7.438
X11	4.5×4.550	20.475	40.131	8.771	18.595
計		58.695	115.042	25.143	53.306

3階X方向 Gy=3.81 Ky=3.65 偏心率=0.04

通り	$\Sigma \alpha l_{11}$	Pi(kN)	負担地震力(kN)	割増 Ce	補正地震力(kN)	検定比
Y1	24.570	48.157	9.021	1.000	9.021	0.19
Y5	19.110	37.456	7.016	1.000	7.016	0.19
Y9	24.804	48.616	9.107	1.000	9.107	0.19
計	68.484	134.229	25.144			

6-1

- ・耐力壁配置図
各階ごとに通りごとに耐力壁を表示します（3階～1階）。
番付：耐力壁が配置されている範囲。
- ・記号一覧

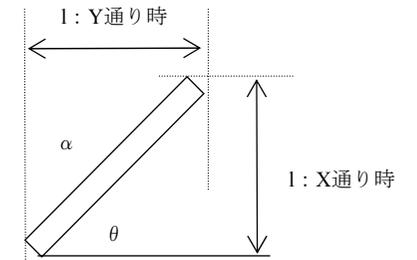
記号	部材
	耐力壁
	壁倍率
	耐力壁線（耐力壁のある通り）
	耐力壁区画線（耐力壁区画入力がある場合）

・表

項目	内容	備考
αl_{11}	壁倍率×壁長さ(m)	壁長さは同一通りで同じ壁倍率の耐力壁の長さを全て足した値。 同一通りで異なる壁倍率の耐力壁があるときは次行に出力。
Ld	壁倍率×壁長さの解	小数第4位四捨五入
Pi(N)	Ld × 1960	小数第1位四捨五入
負担地震力(kN)	Ld / ΣLd × Qe (Qe:2-6(2)で求めた値)	小数第4位四捨五入
負担風圧力(kN)	Ld / ΣLd × Qw (Qe:2-5(2)で求めた値)	Y通りにはX方向のQw X通りにはY方向のQw 小数第4位四捨五入
計	$\Sigma Ld, \Sigma Pi$ 及び負担地震力、負担風圧力の和を表示	X、Y通りごとに求めます。

※斜め耐力壁

X方向、Y方向に耐力を振り分けます。
壁倍率 α 、壁長l、X軸との角度を θ とすると、
次のようにX、Y方向に振り分けます。
X方向の αl_{11} ： $\alpha \sin^2 \theta \times l$
Y方向の αl_{11} ： $\alpha \cos^2 \theta \times l$



補正地震力=負担地震力×Ce

検定比=補正地震力 / Pi

6-2 告示1540号に定める壁量の算定

(1) 地震力に対する必要壁量

階	単位壁長(m/m)		必要壁量(m) ①×②
	①床面積(m ²)	②軽い屋根	
3	66.25	0.180	11.93
2	66.25	0.340	22.53
1	66.25	0.460	30.48

(2) 風圧力に対する必要壁量

方向	階	各階見付面積		必要壁量(m) ②×0.50(m)
		①Aw(m ²)	②ΣAw	
X	3	15.29	15.29	7.65
	2	20.74	36.03	18.02
	1	20.74	56.77	28.39
Y	3	26.74	26.74	13.37
	2	24.81	51.55	25.78
	1	24.82	76.37	38.19

(3) 必要壁量Lnに対する存在壁量Ldの比率

		風圧力に対して				地震力に対して				判定
		X方向		Y方向		X方向		Y方向		
		壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	壁長	Ld/Ln	
3階	Ld	68.48	8.95	58.70	4.39	68.48	5.74	58.70	4.91	OK
	Ln	7.65		13.37		11.93		11.93		
2階	Ld	61.66	3.42	60.06	2.32	61.66	2.73	60.06	2.66	OK
	Ln	18.02		25.78		22.53		22.53		
1階	Ld	55.80	1.96	58.70	1.53	55.80	1.83	58.70	1.92	OK
	Ln	28.39		38.19		30.48		30.48		

・地震力に対する必要壁量

項目	内容	備考
地震力に対する必要壁量 床面積	①「初期設定」－「物件情報」－「階情報」－各階床面積の値 追加床面積が設定されている時は、加算した値とします。	
単位壁長	②「初期設定」－「外力設定」－「壁量の検討」－屋根の重さの 設定 床面積に乗ずる数値は下記表による 多雪区域の場合は「②多雪区域」と記述します。	
	①×② 「初期設定」－「外力設定」－「壁量の検討」－軟弱地盤地域ON の場合は、1.5倍します。 *軟弱地盤地域のため、必要壁量を1.5倍します。	

一般地域

軽い屋根

階	3階建て	2階建て	平屋建て
3	18		
2	34	15	
1	46	29	11

重い屋根

階	3階建て	2階建て	平屋建て
3	24		
2	39	21	
1	50	33	15

多雪区域

垂直積雪量1m未満

階	3階建て	2階建て	平屋建て
3	35		
2	51	33	
1	60	43	25

垂直積雪量2m以上

階	3階建て	2階建て	平屋建て
3	55		
2	68	51	
1	74	57	39

※ 1m以上2m未満は上記表の値を直線的に補間した値を使用します。

・風圧力に対する必要壁量

項目	内容	備考
風圧力に対する必要壁量 各階見付面積 $A_w(m^2)$	① A_w ：風荷重で求めた値	
$\Sigma A_w(m^2)$	②各階 A_w の総和	
必要壁量(m)	②×「初期設定」－「外力設定」－「壁量の 検討」－風圧力に対する所要壁量の値÷100	

・必要壁量 L_n に対する存在壁量 L_d の比率

項目	内容	備考
存在壁量の比率	風圧力、地震力に対して各階、各方向に L_d/L_n の比率を求めます。	
判定	$L_d / L_n \geq 1.00$ の場合はOK $L_d / L_n < 1.00$ の場合はNG (0104Rメッセージ表示)	

6-3 必要壁量の検討

Lne：地震荷重による必要壁量

Lnw：風荷重による必要壁量

方向	階	Ld(m)	地震時				暴風時			
			(告示)	Lne	Lne/Ld	判定	(告示)	Lnw	Lnw/Ld	判定
X	3	68.484	11.93	12.829	0.187	OK	7.48	7.739	0.113	OK
	2	61.659	22.53	28.943	0.469	OK	17.85	16.683	0.271	OK
	1	55.800	30.48	39.951	0.716	OK	28.22	25.620	0.459	OK
Y	3	58.695	11.93	12.829	0.219	OK	13.17	13.544	0.231	OK
	2	60.060	22.53	28.943	0.482	OK	25.58	24.220	0.403	OK
	1	68.933	30.48	39.951	0.580	OK	37.99	34.920	0.507	OK

6-8

・必要壁量の検討

項目	内容	備考
Ld(m)	各方向、各階Ldの値	X方向には、Y軸通りのLd Y方向には、X軸通りのLd
地震時（告示）	地震力に対する必要壁量で求めた値	ここでは参考値
暴風時（告示）	地震荷重で求めた値	ここでは参考値
Lne / Ld	Lne / Ld	地震時と暴風時で卓越する側に網掛け
Lnw / Ld	Lnw / Ld	地震時と暴風時で卓越する側に網掛け
判定	Ln / Ld < 1.00 の場合OK、 それ以外NG（地震時：0112R、暴風時：0115R メッセージ表示）	

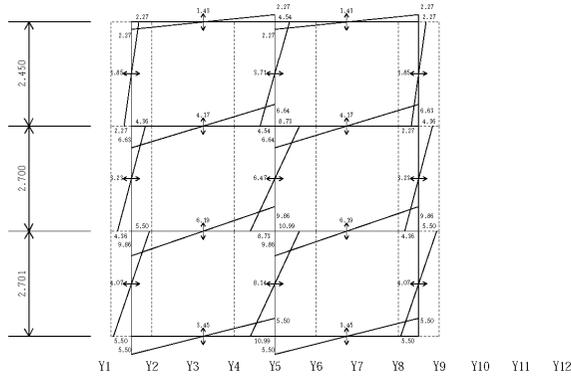
混構造時は1階を出力しません。

7 応力解析

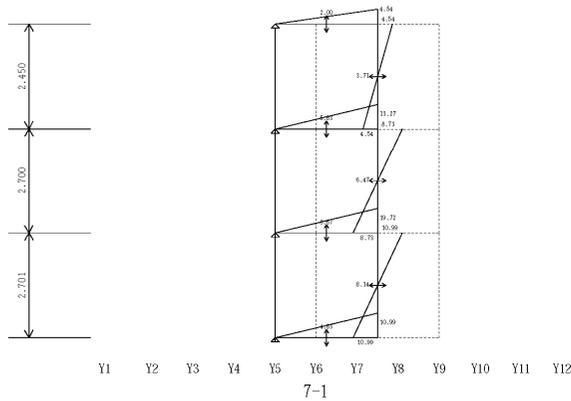
7. 応力解析

7-1 風圧力による応力

X1通



X4通



・応力解析

通りごとに「風圧力」「地震力」「耐力壁端部検討用」のそれぞれにおいて応力解析を行います。
 (「耐力壁端部検討用」は「初期設定」-「構造計算条件」-「終局時応力で検討する」がONのときのみ)

項目	内容	備考
通り	耐力壁のある通りをX、Yごとに全て出力 出力順： X通り→Y通り (X、Yとも小さい通り順に出力)	・斜め耐力壁は除きます。 ・通り間に配置された耐力壁の通りは近い方の通りとする。中間の場合は小さいほうの通りを採用
寸法線	各階階高(m)	構造用階高

耐力壁の負担する水平力(Q)

$$Q = \alpha \times l \times 1960 \times (Ln / Ld)$$

α : 壁倍率

l : 耐力壁の実長(m)

Ln / Ld : 必要壁量と存在壁量の比

(Ln/Ld)について：地震時の応力解析では Le/Ld 、暴風時の応力解析では Lw/Ld 。

耐力壁端部検討用応力設定で「終局時応力で検討する」がONの場合は、 $Q = \alpha \times l \times 1960$ とします。

- 耐力壁の柱頭のモーメント($M_{上}$)と柱脚のモーメント($M_{下}$)

反曲点高さ y_0 とすると

$$M_{上} = (1 - y_0) \times h \times Q$$

$$M_{下} = y_0 \times h \times Q$$

y_0 : 反曲点高さ (固定0.5)

h : 壁の高さ

- 梁の曲げモーメント ($M_{右}$ or $M_{左}$)

$${}_3M_{左} = {}_3M_a \quad {}_3M_{右} = {}_3M_b / 2$$

$${}_2M_{左} = {}_3M_a + {}_2M_a \quad {}_2M_{右} = ({}_3M_b + {}_2M_b) / 2$$

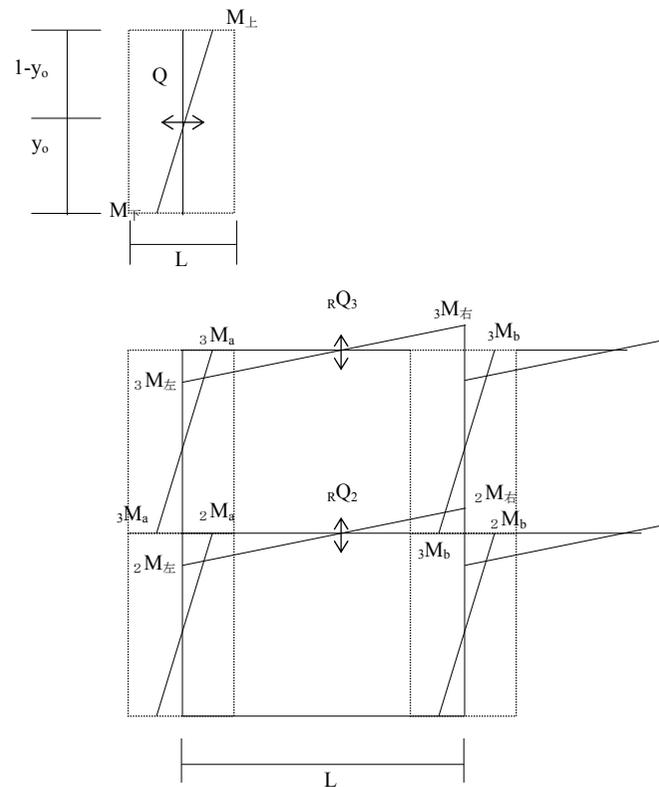
- 梁のせん断 (Q)

$$Q = (M_{左} + M_{右}) / L$$

L : 右壁の中心から左壁の中心までの距離 (壁芯間の距離)

(上下階の耐力壁芯のズレ許容値 = 1 P (fckztb01.defにて設定) ズレは太線で結ぶ：次頁参照)

- 外周部に耐力壁がない場合は支点 (直交する壁、柱) まで結びます。
(中間の柱、直交する壁位置を支点として結びません。応力は一体となって作用するという考え)
- 壁倍率の異なる耐力壁が並んで存在する場合も個々にせん断を表示します。



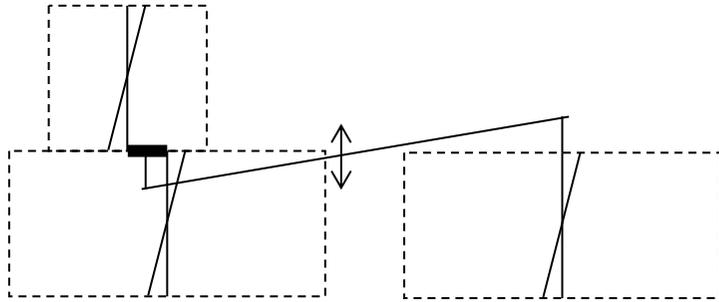
・上下階の耐力壁芯のズレについて

上下階のそれぞれの耐力壁芯が相手の壁線上に含まれる場合、壁芯間距離が許容値以内ならば壁芯間の中点を芯としてズレを太線で結びます。

ズレ許容値 = $n \times P$

n : fckzbt01.defにて設定 (デフォルト1.0)

P : 「初期設定」 - 「グリッド」 - 「基本ピッチ」



・ピン受けについて

1つの通りの左右一番端の耐力壁に横架材(まぐさ、梁)が接続していて、その横架材が耐力壁、柱、まぐさ、梁を支点として支えられているばあいには支点となる材をピン受け材として表示します。

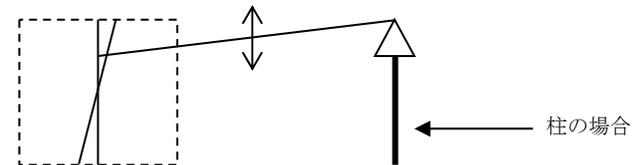
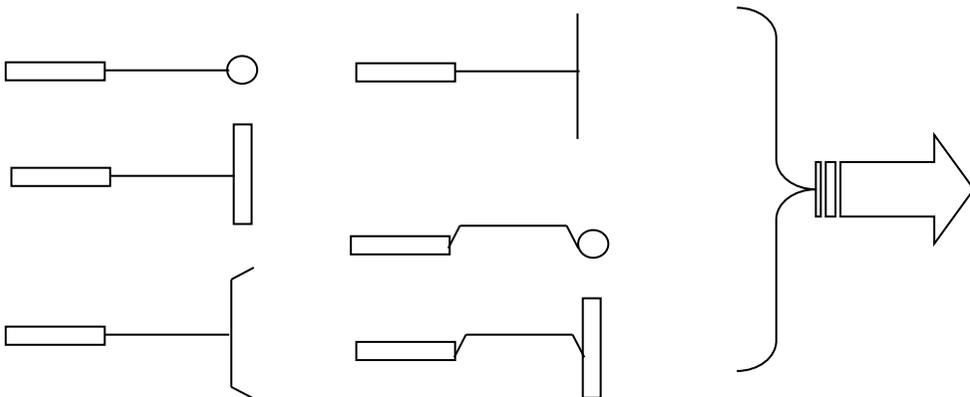
ピン受け材の柱頭のモーメント(M_{\perp})と柱脚のモーメント(M_{\top})は0とします。

ピン受け対象材

材	記号	ピン受け表示 (△表示)	備考
耐力壁点線	あり	横架材と平行でないこと
柱	———実線 (太)	あり	
まぐさ	なし	あり	横架材と平行でないこと
梁	なし	あり	横架材と平行でないこと

・ピン受けパターン

耐力壁 : 柱 : まぐさ : 梁 :

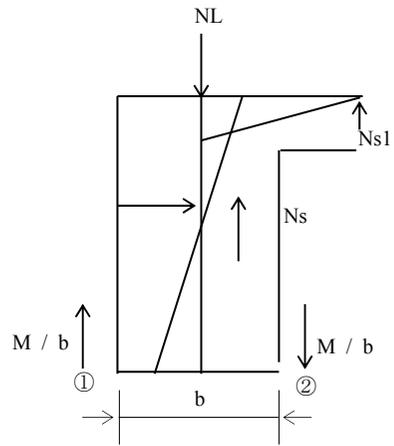


7-4 壁の短期軸力表

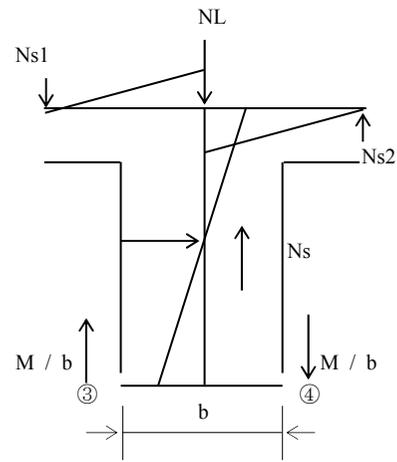
階	符号			NL	Ns	Ms/b	N			
							(NL-Ns)/2		(NL+Ns)/2	
							-Ms/b	+Ms/b	-Ms/b	+Ms/b
3	X1通り Y1-Y2	圧縮 浮上り	左	2363	1410	2459				4346
			右	2363			-1983	2936	-573	4346
	X1通り Y4-Y6	圧縮 浮上り	左	4727	0	2459				4823
			右	4727			-96			4823
								4823	-96	
	X1通り Y8-Y9	圧縮 浮上り	左	2363	1410	2459				4346
			右	2363			-1983	2936	-573	4346
	X4通り Y6-Y9	圧縮 浮上り	左	2606	1930	1605			1943	663
			右	2606			-1267			3873
	X5通り Y3-Y5	圧縮 浮上り	左	2421	1060	1589			2270	152
			右	2421			-909			3330
	X8通り Y6-Y9	圧縮 浮上り	左	5173	1890	1579			3221	1953
			右	5173			63			5111
	X11通り Y1-Y2	圧縮 浮上り	左	2363	1360	2369				4231
			右	2363			-1868			4231
							2871	-508		
	X11通り Y4-Y6	圧縮 浮上り	左	4136	1010	2369				4942
			右	4136			-806			4942
							3932	204		
X11通り Y7-Y9	圧縮 浮上り	左	2954	2370	2369			2661	293	
		右	2954			-2077			5031	
Y1通り X1-X2	圧縮 浮上り	左	7719	1350	2019				6554	
		右	7719			1166			6554	
							5204	2516		
Y1通り X4-X8	圧縮 浮上り	左	21008	0	2019				12523	
		右	21008			8485			12523	
						12523	8485			
Y1通り X10-X11	圧縮 浮上り	左	7719	1350	2019			5204	2516	
		右	7719			1166			6554	
Y5通り X1-X4	圧縮 浮上り	左	2979	1580	1346				3626	
		右	2979			-647			3626	
						2046	934			
Y5通り X5-X6	圧縮 浮上り	左	1676	400	1346			1984	-308	
		右	1676			-708			2384	
Y5通り X8-X11	圧縮 浮上り	左	3351	1180	1346			2432	920	
		右	3351			-261			3612	
Y9通り X1-X2	圧縮 浮上り	左	6030	1580	2019				5824	
		右	6030			206			5824	
						4244	1786			

・短期軸力表

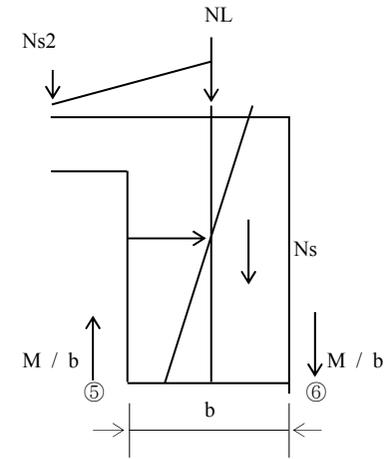
項目	内容	備考
階	階ごと	
符号	通り及び番付符合	X通り、Y通りの小さい側から出力
NL	長期軸力（圧縮、浮上り）	
Ns	応力解析で求まる短期軸力	最上階以外は上階の重なる耐力壁のNsをサマリーします。
Ms / b	水平力による曲げモーメント Ms：負担水平力×壁高さ×反曲点(0.5) 負担水平力：7章応力解析で求めた値 「風圧力による応力」と「地震力による応力」のいずれかを採用します。採用の判断は4章必要壁量の検討で網掛けしている方を採用します。ただし、最下階の各方向で判断します。 b：壁長さ	
N	次頁参照	Nsが0のときは、左加力時を(NL-NS)/2欄に表示



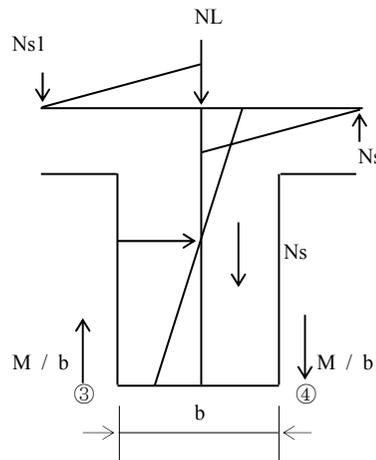
①端 $(NL - N_s) / 2 - (M / b)$
 ②端 $(NL - N_s) / 2 + (M / b)$



$Ns1 < Ns2$ の場合
 ③端 $(NL - N_s) / 2 - (M / b)$
 ④端 $(NL - N_s) / 2 + (M / b)$
 ($N_s = Ns2 - Ns1$)



⑤端 $(NL + N_s) / 2 - (M / b)$
 ⑥端 $(NL + N_s) / 2 + (M / b)$



$Ns1 > Ns2$ の場合
 ③端 $(NL + N_s) / 2 - (M / b)$
 ④端 $(NL + N_s) / 2 + (M / b)$
 ($N_s = Ns1 - Ns2$)

8 各部の設計

<p>8. 各部の設計</p> <p>8-1 屋根の設計</p> <p>8-1-1 屋根下張りの設計</p> <p>屋根下張り 構造用合板 t=9 くぎ CN50 外周部@150(mm) くぎ降伏せん断力=590.00(N/本) (垂木共通：S-P-Fより)</p> <p>(1) X方向 Lx=9.100m Qe=25.144(kN) Qwx=15.169(kN) R=Qe×0.50=25144×0.50=12572(N) 1m当たりのせん断力 Q=12572/9.100(m)=1382(N/m) 1m当たりのくぎの許容耐力P P=13本/1.820(m)×590.00=4214(N/m) > Q ----- O K</p> <p>(2) Y方向 Ly=7.280m Qe=25.144(kN) Qwy=26.547(kN) R=Qwy×0.50=26547×0.50=13274(N) 1m当たりのせん断力 Q=13274/7.280(m)=1823(N/m) 1m当たりのくぎの許容耐力P P=7本/0.910(m)×590.00=4538(N/m) > Q ----- O K</p>
8-1

・屋根下張りの設計

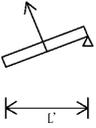
項目	内容	備考
面材の種類	「初期設定」－「構造計算条件」－「屋根下張り」－「面材種類」の文字	
厚さ t=	「初期設定」－「構造計算条件」－「屋根下張り」－「面材厚さ」の数値	
くぎ	「初期設定」－「構造計算条件」－「屋根下張り」－「くぎ種類」の設定値	
ピッチ	外周部@くぎピッチ(mm) 「初期設定」－「構造計算条件」－「屋根下張り」－「くぎピッチ」の数値 くぎピッチが「初期設定」－「構造計算条件」－「屋根下張り」－「サイズ」より大きい場合は是正メッセージ「7502R:[X,Y]方向のくぎのピッチを999mmより狭いピッチにしてください」を表示	7502Rがでるときは屋根下張りの設計は行ないません
くぎ降伏せん断耐力(N/本)	「初期設定」－「使用共通部材」－「垂木」の樹種より くぎマスタ一致時： くぎ降伏せん断耐力=578.00 (N/本) (垂木共通：S2 S-P-Fより) くぎマスタ不一致時： くぎ降伏せん断耐力=(くぎマスタに該当なし) [屋根下張りの設計] 7503E:●くぎマスタに存在しない樹種が設定されています	
方向	X, Y方向に出力	
Lx, Ly	X方向： Lx=X軸方向の長さ Y方向： Ly=Y軸方向の長さ	下の階の床領域線より直線長さの最長
Qe(kN)	地震荷重の表の最上階Qe	
Qwx(kN) Qwy(kN)	X方向： 耐力壁検討用風荷重の表のX方向最上階のiQw Y方向 耐力壁検討用風荷重の表のY方向最上階のiQw	等級1の場合、等級は表示しません
R	X方向、Y方向： R=Qe×屋根下張り検討用負担係数 (QeとQwの大きい方の値をQeとします)	
1 m 当たりのせん断力 Q	X方向：Q=R / Lx Y方向：Q=R / Ly	小数第1位四捨五入

項目	内容	備考
1 m当たりのくぎの許容耐力	<p>= くぎ本数 / 面材サイズ × くぎ降伏せん断耐力</p> <p>「初期設定」 - 「構造計算条件」 - 「屋根下張り」より</p> <p>X方向： くぎ本数： 「面材X方向サイズ」 ÷ 「くぎピッチ」 (本) 整数に切上げ 面材サイズ： 「面材X方向サイズ」</p> <p>Y方向： くぎ本数： 「面材Y方向サイズ」 ÷ 「くぎピッチ」 (本) 整数に切上げ 面材サイズ： 「面材Y方向サイズ」</p> <p>くぎ降伏せん断耐力を乗じます。</p> <p>厚みtがくぎ降伏せん断耐力設定の最小の厚みより小さい場合はワーニングを表示 「7501W:面材の厚さがくぎマスタで設定されている面材の厚さより小さいです」</p> <p>厚みtがくぎ降伏せん断耐力設定の最大の厚みより大きい場合はマスタの最も近い厚みを採用します。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・本数は整数に切上げ ・エラー時 (7503E) は出力しません。
判定	<p>くぎの許容耐力Pがせん断力Qより大きいことを確認します。</p> <p>$P > Q$ → OK</p> <p>NGの場合： 7500W:[X,Y]方向の1m当たりのくぎの許容耐力 $P = \dots \leq \dots$ N/m → NG</p>	OK, NGを表示

8-1-2 垂木の設計

(1) 垂木

○ 軒先 小屋 X1Y5 ~ X11.4Y9.7
206@455.0 S-P-F[2級]



A = 5320 mm² Z = 124133 mm³ I = 8689333 mm⁴ 屋根勾配4.00寸(θ = 21.80度)
Fb = 21.60 N/mm² Fs = 1.80 N/mm² E = 9600 N/mm² cos θ = 0.93
Kz = 0.84 Ks = 1.15
Fb' = Kz × Ks × Fb = 20.87
負担幅 455 mm L = 0.600/cos θ = 0.645 m 速度圧 q = 828 N/m²
C1 = Cpe + 0.8kz = 0.59 + 0.8 × 0.90 = 1.310
風圧力(吹き上げ) : Ww = q × C1 × 0.455 = 828 × 1.310 × 0.455 = 494 N/m

[長期]

w = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
w' = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 41(N・m)
Q = (wL) = 126(N)
fb = 1.10 × Fb/3 × kz = 7.65(N/mm²) fs = 1.10 × Fs/3 = 0.66(N/mm²)
σ = M/Z = 0.33(N/mm²) < fb = 7.65(N/mm²) --- OK(0.04)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.04(N/mm²) < fs = 0.66(N/mm²) --- OK(0.05)
δ_v = 1/8 × (w' L⁴)/(E × I) = 0.05(mm)
δ = 0.05 × 2.0 = 0.10(mm) < L/200 = 3.23(mm) --- OK(0.03)

[短期積雪時]

w = 983 × 0.455 = 447 (N/m)
w' = 983 × 0.455 = 447 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 93(N・m)
Q = (wL) = 288(N)
fb = 1.60 × Fb/3 × kz = 11.13(N/mm²) fs = 1.60 × Fs/3 = 0.96(N/mm²)
σ = M/Z = 0.75(N/mm²) < fb = 11.13(N/mm²) --- OK(0.07)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.08(N/mm²) < fs = 0.96(N/mm²) --- OK(0.08)
δ_v = 1/8 × (w' L⁴)/(E × I) = 0.12(mm)
δ = 0.12 × 1.0 = 0.12(mm) < L/150 = 4.30(mm) --- OK(0.03)

[短期風圧時]

短期風荷重=長期w-W = 196-494 = -298 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 62(N・m)
Q = (wL) = 192(N)
fb = 2.00 × Fb/3 × kz = 13.91(N/mm²) fs = 2.00 × Fs/3 = 1.20(N/mm²)
σ = M/Z = 0.50(N/mm²) < fb = 13.91(N/mm²) --- OK(0.04)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.05(N/mm²) < fs = 1.20(N/mm²) --- OK(0.05)

[接合部]

吹き上げ
V(上) = 192N < 4070N (おとり止め金物 TS) --- OK(0.05)

・垂木の設計

[出力条件]

項目	内容	備考
出力条件	屋根形状コマツ内の詳細プロパティで「部材の算定＝算定する」ものについて算定し計算書へ出力します。 ・算定する屋根領域内で垂木が最大スパンのものについて算定する。	
出力順	小屋伏図(軒先→一般) → 3階伏図(軒先→一般) → 2階伏図(軒先→一般) ごとに 1、スパンの長い順 2、負担幅の大きい順に計算書に出力する	軒先→一般は検討する 同じ屋根領域で続けます。
改ページタイミング	一般地域(積雪を考慮する場合) : 軒先部の検討で1ページ、一般部の検討で1ページ 一般地域(積雪を考慮しない場合) : 軒先部の検討と一般部の検討で1ページ (軒の出が0で軒先部の検討がない場合は一般部の検討だけで1ページ) 多雪区域 : 軒先部の検討で1ページ、一般部の検討で1ページ	文字の大きさは梁の設計と同じ

(一般地域：軒先部・積雪を考慮する場合)

○ 一般 小屋 XIY5 ~ XI1.4Y9.7
206@455.0 S-P-F[2級]

A = 5320 mm² Z = 124133 mm³ I = 8689333 mm⁴ 屋根勾配 4.00寸 (θ = 21.80度)
Fb = 21.60 N/mm² Fs = 1.80 N/mm² E = 9600 N/mm² cos θ = 0.93
Kz = 0.84 Ks = 1.15
Fb' = Kz × Ks × Fb = 20.87
負担幅 455 mm L = 3.640 / cos θ = 3.914 m 速度圧 q = 828 N/m²

[長期]
w = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
w' = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
M = 1/8 × (wL²) = 376 (N・m)
Q = 1/2 × (wL) = 384 (N)
fb = 1.10 × Fb / 3 × Kz = 7.65 (N/mm²) fs = 1.10 × Fs / 3 = 0.66 (N/mm²)
σ = M / Z = 3.03 (N/mm²) < fb = 7.65 (N/mm²) --- OK (0.40)
τ = (Q × 1.5) / A = 0.11 (N/mm²) < fs = 0.66 (N/mm²) --- OK (0.16)
δ_p = 5 / 384 × (w' L⁴) / (E × I) = 7.19 (mm)
δ = 7.19 × 2.0 = 14.38 (mm) < L / 200 = 19.57 (mm) --- OK (0.73)

[短期積雪時]
w = 983 × 0.455 = 447 (N/m)
w' = 983 × 0.455 = 447 (N/m)
M = 1/8 × (wL²) = 856 (N・m)
Q = 1/2 × (wL) = 875 (N)
fb = 1.60 × Fb / 3 × Kz = 11.13 (N/mm²) fs = 1.60 × Fs / 3 = 0.96 (N/mm²)
σ = M / Z = 6.90 (N/mm²) < fb = 11.13 (N/mm²) --- OK (0.62)
τ = (Q × 1.5) / A = 0.25 (N/mm²) < fs = 0.96 (N/mm²) --- OK (0.26)
δ_p = 5 / 384 × (w' L⁴) / (E × I) = 16.39 (mm)
δ = 16.39 × 1.0 = 16.39 (mm) < L / 150 = 26.09 (mm) --- OK (0.63)

8-3

(一般地域：一般部・積雪を考慮する場合)

[共通項目]

項目	内容	備考
階層	小屋、PH階、3階、2階	混構造時2階はなし
図	常に固定	
通り符合	X99Y99~X99Y99	算定する垂木の屋根領域の基準間隔単位の番付符号
寸法形式	枚数×寸法形式(寸法マスタの寸法形式) @ピッチ	1枚のときは枚数を表示しません。
樹種	樹種名[等級]	
A (mm ²)	A=枚数×b×h(寸法マスタより)	
Z (mm ³)	Z=枚数×bh ² / 6	
I (mm ⁴)	I =枚数×bh ³ / 12	
勾配(寸)	算定する屋根領域の勾配	
θ(度)	屋根勾配(度) θ = tan ⁻¹ (屋根勾配(寸) / 10)	小数3位四捨五入
Fb (N/mm ²)	曲げ基準強度	基準強度表の値
Fs (N/mm ²)	せん断基準強度	基準強度表の値
E (N/mm ²)	ヤング係数	基準強度表ヤング係数より
cos θ	cos θ	小数第3位四捨五入
Kz	寸法調整係数(曲げ)の値	
Ks	「計算数値設定」-「垂木システム係数」の値	
Fb'	Fb' = Kz × Ks × Fb	小数第3位四捨五入
負担幅	算定するプロパティのピッチの値を採用します。	小数第1位切り上げ
L'(mm) L(mm)	算定スパン： 軒先部： ・算定する屋根プロパティの軒の出の値を採用します。 一般部： ・算定する屋根プロパティの垂木スパンの値を採用します。 (屋根の方式に関係なくプロパティの値採用で統一するので、設計者判断要) けらば部： ・算定する屋根プロパティのケラバ出始点・終点の大きい方の値を採用します。 登梁： ・算定する屋根プロパティのスパンの値を採用します。 算定スパンが0以下の場合は算定しません。	小数第1位四捨五入
L(mm)	L = L' / cos θ (軒先部、一般部、登梁)	小数第1位四捨五入

*[短期風圧時]には、たわみδの検討は行わない。

[一般地域：積雪を考慮する場合]

項目	内容	備考																				
長期：Wg (N/m)	軒先部： 屋根軒先の小計までの固定荷重＋屋根用積載荷重の値×負担幅(m) 一般部： 屋根一般の小計までの固定荷重＋屋根用積載荷重の値×負担幅(m)	小数第1位を四捨五入																				
短期積雪：sWs(N/m)	積雪荷重の短期[積雪時]の値（垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数）×負担幅m	小数第1位を四捨五入																				
風圧力（吹き上げ）Ww (N/m) （軒先の場合のみ）	$C1 = Cpe + 0.8kz$ Cpe：屋根面の風力係数「風上面（負の係数）」の絶対値 屋根面の風力係数 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>勾配（θ）</th> <th>風上面（正の係数）</th> <th>風上面（負の係数）</th> <th>風下面</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10度未満</td> <td>—</td> <td>-1.0</td> <td rowspan="5" style="text-align: center; vertical-align: middle;">-0.5</td> </tr> <tr> <td>10度</td> <td>0</td> <td>-1.0</td> </tr> <tr> <td>30度</td> <td>0.2</td> <td>-0.3</td> </tr> <tr> <td>45度</td> <td>0.4</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>90度</td> <td>0.8</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table> <p>*間の勾配（θ）は、直線的に補間します。 5寸勾配（26.57度）の場合の例 $Cpe = (26.57 - 10) / (30 - 10) \times (0.3 - 1.0) + 1 = -0.42 = 0.42$ （小数第3位を四捨五入）</p> <p>kz：算定する垂木の1つ下の階層の壁面のkzの値 2階建て物件の小屋伏図の垂木の算定で2階外壁kz=0.88の場合の例 $C1 = Cpe + 0.8kz = 0.42 + (0.8 \times 0.88) = 1.124$ （小数第4位を四捨五入）</p> <p>$Ww = q \times C1 \times \text{負担幅(m)}$（小数第3位を四捨五入）</p>	勾配（θ）	風上面（正の係数）	風上面（負の係数）	風下面	10度未満	—	-1.0	-0.5	10度	0	-1.0	30度	0.2	-0.3	45度	0.4	0	90度	0.8	—	
勾配（θ）	風上面（正の係数）	風上面（負の係数）	風下面																			
10度未満	—	-1.0	-0.5																			
10度	0	-1.0																				
30度	0.2	-0.3																				
45度	0.4	0																				
90度	0.8	—																				
[長期]の検討																						
長期荷重(N/m)	Wgの値																					
Q(N)	軒先： $Q = WL$ 一般： $Q = WL / 2$	小数第1位を四捨五入																				
M(N・m)	軒先： $M = WL^2 / 2$ 一般： $M = WL^2 / 8$	小数第1位を四捨五入																				
fb(N/mm2)	$fb = 1.1 \times Fb' / 3$	LFbは寸法調整係数とシステム係数を考慮した値																				
fs(N/mm2)	許容応力度表（長期：せん断）の値																					
σ(N/mm2)	軒先、一般共： $\sigma = M / Z$	小数第3位を四捨五入																				

項目	内容	備考
	fb以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 6.19 N/mm ² ———NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）長期σ=9.99 > 6.19 N/mm ² →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）長期σ=9.99 > 6.19 N/mm ² →NG	
τ (N/mm ²)	軒先、一般共： τ = 1.5Q / A fs以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 0.66 N/mm ² ———NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）長期τ=9.99 > 0.66 N/mm ² →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）長期τ=9.99 > 0.66 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
δ (mm)	軒先： δ = (WL ⁴ / (8E I)) × 変形増大係数(9.9) 一般： δ = (5WL ⁴ / (384E I)) × 変形増大係数(9.9) L / 屋根梁長期たわみ許容値以下であればOK NGの場合：9.99 mm > L/200 = 9.10 mm ———NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）長期δ=9.99 > 1.69 mm →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）長期δ=9.99 > 13.63 mm →NG	小数第3位を <u>切上げ</u>

項目	内容	備考
[短期積雪時]の検討		
短期積雪荷重(N/m)	$Wg+sWs$	
Q(N)	軒先： $Q=WL$ 一般： $Q=WL/2$	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	軒先： $M=WL^2/2$ 一般： $M=WL^2/8$	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm2)	$fb=1.6 \times Fb'/3$	
fs(N/mm2)	許容応力度表（積雪時短期：せん断）の値	
σ (N/mm2)	軒先、一般共： $\sigma=M/Z$ fb以下であればOK	小数第3位を四捨五入
	NGの場合：9.99 N/mm2 > 9.01 N/mm2 ——NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）短期積雪 $\sigma=9.99 > 9.01$ N/mm2 →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）短期積雪 $\sigma=9.99 > 9.01$ N/mm2 →NG	
τ (N/mm2)	軒先、一般共： $\tau=1.5Q/A$ fs以下であればOK	小数第3位を四捨五入
	NGの場合：9.99 N/mm2 > 0.96 N/mm2 ——NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）短期積雪 $\tau=9.99 > 0.96$ N/mm2 →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）短期積雪 $\tau=9.99 > 0.96$ N/mm2 →NG	
δ (mm)	軒先： $\delta=WL^4/(8EI)$ 一般： $\delta=5WL^4/(384EI)$ L/垂木短期たわみ許容値以下であればOK	小数第3位を切上げ
	NGの場合：9.99 mm > L/200 = 2.53 mm ——NG 軒先部メッセージ：W:垂木（軒先）短期積雪 $\delta=9.99 > 2.53$ mm →NG 一般部メッセージ：W:垂木（一般）短期積雪 $\delta=9.99 > 20.45$ mm →NG	

一般地域で積雪を考慮しない場合は短期積雪時の検討を行いません。

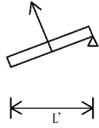
項目	内容	備考
[短期風圧時]の検討（軒先部、けらば部）		
短期風荷重(N/m)	$W_g - W_w$	
Q(N)	$Q = W L$ （用いるWは $W_g - W_w$ の絶対値）	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	$M = W L^2 / 2$ （用いるWは $W_g - W_w$ の絶対値）	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm2)	$fb = 2.0 \times Fb' / 3$	
fs(N/mm2)	許容応力度表（短期：せん断）の値	
σ (N/mm2)	$\sigma = M / Z$	小数第3位を四捨五入
	fb以下であればOK	
	NGの場合： $9.99 \text{ N/mm}^2 > 11.26 \text{ N/mm}^2$ ———NG メッセージ：W:垂木（軒先）短期風圧 $\sigma = 9.99 > 11.26 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$	
τ (N/mm2)	$\tau = 1.5 Q / A$	小数第3位を四捨五入
	fs以下であればOK	
	NGの場合： $9.99 \text{ N/mm}^2 > 1.20 \text{ N/mm}^2$ ———NG メッセージ：W:垂木（軒先）短期風圧 $\tau = 9.99 > 1.20 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$	
	<u>*短期風圧時にはたわみの検討は行いません。</u>	
是正メッセージ	ピッチ： R:[階層][番付符号]:垂木のピッチを999.9mm以下にしてください 算定する垂木の軒先と一般部の荷重別の算定で最も厳しい必要ピッチに対して1つの是正メッセージを各ワーキングメッセージ行の先頭に表示します	

[接合部の検討]の検討（軒先部、けらば部）		
V（上）(N)	短期風圧時Q(N)	
短期許容引張耐力	「初期設定」－「追加使用部材」－「垂木－軒先接合部」「垂木－けらば接合部」	

8-1-2 垂木の設計

(1) 垂木

○ 軒先 小屋 XIY5 ~ XI1.4Y9.7
206@455.0 S-F-F[2級]



A = 5320 mm² Z = 124133 mm³ I = 8689333 mm⁴ 屋根勾配4.00寸(θ = 21.80度)
Fb = 21.60 N/mm² Fs = 1.80 N/mm² E = 9600 N/mm² cos θ = 0.93
Kz = 0.84 Ks = 1.15
Fb' = Kz × Ks × Fb = 20.87
負担幅 455 mm L = 0.600/cos θ = 0.645 m 速度圧 q = 828 N/m²
C1 = Cpe + 0.8kz = 0.59 + 0.8 × 0.90 = 1.310
風圧力(吹き上げ) : Ww = q × C1 × 0.455 = 828 × 1.310 × 0.455 = 494 N/m

[長期]

w = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
w' = 431 × 0.455 = 196 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 41(N・m)
Q = (wL) = 126(N)
fb = 1.10 × Fb/3 × kz = 7.65(N/mm²) fs = 1.10 × Fs/3 = 0.66(N/mm²)
σ = M/Z = 0.33(N/mm²) < fb = 7.65(N/mm²) --- OK(0.04)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.04(N/mm²) < fs = 0.66(N/mm²) --- OK(0.05)
δ_v = L/8 × (w' L³)/(E × D) = 0.05(mm)
δ = 0.05 × 2.0 = 0.10(mm) < L/200 = 3.23(mm) --- OK(0.03)

[長期積雪時]

w = 1011 × 0.455 = 460 (N/m)
w' = 1011 × 0.455 = 460 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 96(N・m)
Q = (wL) = 297(N)
fb = 1.43 × Fb/3 × kz = 9.95(N/mm²) fs = 1.43 × Fs/3 = 0.86(N/mm²)
σ = M/Z = 0.77(N/mm²) < fb = 9.95(N/mm²) --- OK(0.08)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.08(N/mm²) < fs = 0.86(N/mm²) --- OK(0.10)
δ_v = L/8 × (w' L³)/(E × D) = 0.12(mm)
δ = 0.12 × 1.0 = 0.12(mm) < L/200 = 3.23(mm) --- OK(0.04)

[短期積雪時]

w = 1259 × 0.455 = 573 (N/m)
w' = 1259 × 0.455 = 573 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 119(N・m)
Q = (wL) = 369(N)
fb = 1.60 × Fb/3 × kz = 11.13(N/mm²) fs = 1.60 × Fs/3 = 0.96(N/mm²)
σ = M/Z = 0.96(N/mm²) < fb = 11.13(N/mm²) --- OK(0.09)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.10(N/mm²) < fs = 0.96(N/mm²) --- OK(0.11)
δ_v = L/8 × (w' L³)/(E × D) = 0.15(mm)
δ = 0.15 × 1.0 = 0.15(mm) < L/150 = 4.30(mm) --- OK(0.03)

[短期風圧時]

短期風荷重 = 長期 w = W = 196 - 494 = 298 (N/m)
M = 1/2 × (wL²) = 62(N・m)
Q = (wL) = 192(N)
fb = 2.00 × Fb/3 × kz = 13.91(N/mm²) fs = 2.00 × Fs/3 = 1.20(N/mm²)
σ = M/Z = 0.50(N/mm²) < fb = 13.91(N/mm²) --- OK(0.04)
τ = (Q × 1.5)/A = 0.05(N/mm²) < fs = 1.20(N/mm²) --- OK(0.05)

[接合部]

吹き上げ
V(上) = 192N < 4070N (おとり止め金物 TS) --- OK (0.05)

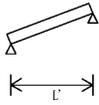
[多雪区域]

項目	内容	備考
長期 : Wg (N/m)	軒先部 : 屋根軒先の小合計までの固定荷重 + 屋根用積載荷重の値 × 負担幅(m) 一般部 : 屋根一般の小合計までの固定荷重 + 屋根用積載荷重の値 × 負担幅(m)	小数第1位を四捨五入
長期積雪 : LWS(N/m)	積雪荷重の長期[積雪時]の値 (垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数 × 長期組合せ係数) × 負担幅m	小数第1位を四捨五入
短期積雪 : sWS(N/m)	積雪荷重の短期[積雪時]の値 (垂直積雪量 × 単位荷重 × 屋根形状係数) × 負担幅m	小数第1位を四捨五入
風圧力(吹き上げ) Ww (N/m) (軒先の場合のみ)	C1 = Cpe + 0.8kz Ww = q × C1 × 負担幅(m) (小数第3位を四捨五入)	一般地域と同様に算出

(多雪区域 : 軒先部の場合)

○一般 小屋 XIY5 ~ XI1.4Y9.7
206@455.0 S-F-F[2級]

A=5320 mm² Z=124133 mm³ I=8689333 mm⁴ 屋根勾配4.00寸(θ=21.80度)
Fb=21.60 N/mm² Fs=1.80 N/mm² E=9600 N/mm² cos θ=0.93
Kz=0.84 Ks=1.15
Fb'=Kz×Ks×Fb=20.87
負担幅 455 mm L=3.640/cos θ=3.914 m 速度圧 q=828 N/m²



[長期]

w=431×0.455=196 (N/m)
w'=431×0.455=196 (N/m)
M=1/8×(wL²)=376(N・m)
Q=1/2×(wL)=384(N)
fb=1.10×Fb/3×Kz=7.65(N/mm²) fs=1.10×Fs/3=0.66(N/mm²)
σ=M/Z=3.03(N/mm²) < fb=7.65(N/mm²) --- OK(0.40)
τ=(Q×1.5)/A=0.11(N/mm²) < fs=0.66(N/mm²) --- OK(0.16)
δφ=5/384×(w' L⁴)/(E×I)=7.19(mm)
δ=7.19×2.0=14.38(mm) < L/200=19.57(mm) --- OK(0.73)

[長期積雪時]

w=1011×0.455=460 (N/m)
w'=1011×0.455=460 (N/m)
M=1/8×(wL²)=881(N・m)
Q=1/2×(wL)=900(N)
fb=1.43×Fb/3×Kz=9.95(N/mm²) fs=1.43×Fs/3=0.86(N/mm²)
σ=M/Z=7.10(N/mm²) < fb=9.95(N/mm²) --- OK(0.71)
τ=(Q×1.5)/A=0.25(N/mm²) < fs=0.86(N/mm²) --- OK(0.30)
δφ=5/384×(w' L⁴)/(E×I)=16.86(mm)
δ=16.86×1.0=16.86(mm) < L/200=19.57(mm) --- OK(0.86)

[短期積雪時]

w=1259×0.455=573 (N/m)
w'=1259×0.455=573 (N/m)
M=1/8×(wL²)=1097(N・m)
Q=1/2×(wL)=1121(N)
fb=1.60×Fb/3×Kz=11.13(N/mm²) fs=1.60×Fs/3=0.96(N/mm²)
σ=M/Z=8.84(N/mm²) < fb=11.13(N/mm²) --- OK(0.79)
τ=(Q×1.5)/A=0.32(N/mm²) < fs=0.96(N/mm²) --- OK(0.33)
δφ=5/384×(w' L⁴)/(E×I)=20.99(mm)
δ=20.99×1.0=20.99(mm) < L/150=26.09(mm) --- OK(0.80)

8-3

(多雪区域：一般部の場合)

項目	内容	備考
[長期積雪時]の検討 *長期の検討、短期積雪、短期風圧時(軒先のみ)の検討は一般地域と同様に行います。		
長期積雪荷重(N/m)	Wg+LWs	
Q(N)	軒先： Q=WL 一般： Q=WL / 2	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	軒先： M=W L ² / 2 一般： M=W L ² / 8	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm ²)	fb = 1.43×Fb' / 3	
fs(N/mm ²)	許容応力度表(積雪時長期：せん断)の値	
σ(N/mm ²)	軒先、一般共： σ=M / Z fb以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 8.05 N/mm ² -----NG 軒先部メッセージ：W:垂木(軒先)長期積雪σ=9.99 > 8.05 N/mm ² →NG 一般部メッセージ：W:垂木(一般)長期積雪σ=9.99 > 8.05 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
τ(N/mm ²)	軒先、一般共： τ = 1.5Q / A fs以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 0.86 N/mm ² -----NG 軒先部メッセージ：W:垂木(軒先)長期積雪τ=9.99 > 0.86 N/mm ² →NG 一般部メッセージ：W:垂木(一般)長期積雪τ=9.99 > 0.86 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
δ(mm)	軒先： δ = W L ⁴ / (8 E I) 一般： δ = 5W L ⁴ / (384 E I) L/垂木積雪長期たわみ許容値以下であればOK NGの場合：9.99 mm > L/300 = 1.69 mm -----NG 軒先部メッセージ：W:垂木(軒先)短期積雪δ=9.99 > 1.69 mm →NG 一般部メッセージ：W:垂木(一般)短期積雪δ=9.99 > 1.63 mm →NG	小数第3位を切上げ
是正メッセージ	ピッチ： R:[階層][番付符号]:垂木のピッチを999.9mm以下にしてください 算定する垂木の軒先と一般部の荷重別の算定で最も厳しい必要ピッチに対して1つのは正メッセージを各ラニングメッセージ行の先頭に表示します。	一般地域と同様。

(2) せん断力

- 小屋 X1Y5 ~ X11Y1 2-210@455.0 S2 S-P-F[2級]
- くぎ短期許容せん断耐力=2×333.00=666.00 N (垂木: S2 S-P-Fより)
- くぎ CN75 (斜め打ち)の耐力=666.00×(5/6)=555.00 N/本

X方向
1 m当たりのせん断力=1741 N/m
必要くぎ本数 $n = 1741 \times 0.4550 / 555.00 = 1.43 \rightarrow 2$ 本

Y方向
1 m当たりのせん断力=2238 N/m
必要くぎ本数 $n = 2238 \times 0.4550 / 555.00 = 1.83 \rightarrow 2$ 本

・垂木 せん断力

項目	内容	備考
対象	小屋伏図の屋根形状 ^ア ロパ ^{ティ} で「部材の算定=算定する」のもの	
階層	小屋	
通り符合	X99Y99~X99Y99	算定する垂木の屋根領域の基準間隔単位の番付符号
寸法形式	枚数×寸法形式@垂木ピッチ (屋根領域 ^ア ロパ ^{ティ} の垂木の枚数、寸法形式、ピッチより)	枚数が1枚のときは枚数を表示しません。
樹種[等級]	垂木の樹種[等級]	
くぎ短期許容せん断耐力	算定する垂木の樹種と「初期設定」-「構造計算条件」の頭つなぎの樹種のくぎ耐力の小さい方を採用する。(くぎマスタより) 採用された側の部材名と樹種を表示する。 (例) 頭つなぎの樹種が小さい耐力の場合 (頭つなぎ: S2 Hem-Firより)	
1 m当たりのせん断力	屋根下張りの検討の「1 m当たりのせん断力Q」の値	屋根下張りの検討でのX方向は、垂木せん断力の検討でのX方向。
くぎ種類	屋根領域 ^ア ロパ ^{ティ} の垂木のくぎ仕様より	
くぎの打ち方	屋根領域 ^ア ロパ ^{ティ} の垂木のくぎ打ち方より	
くぎの耐力	くぎ短期許容せん断耐力×くぎの打ち方による低減率	
必要くぎ本数	(1 m当たりのせん断力×垂木ピッチ(m)÷くぎの耐力)を小数3位切上げ	必要くぎ本数は整数に切上げ

参考: くぎの打ち方による低減率

打ち方	記号	低減率
平打ち	F	1
斜め打ち	T	5/6
小口打ち	E	2/3

8-1-3 屋根梁の設計

○ 屋根梁 小屋.Y3通-X1~X11間
2-616 S2 S-P-F[2級]

A=108360 mm² Z=6989220 mm³ I=1352414070 mm⁴
Fb=21.60 N/mm² Fs=1.80 N/mm² E=9600 N/mm²

Fsize=1.00

Fb'=Fsize×Fb=21.60

負担幅 2730 mm L=9100 mm

長期 : Wg=882×2.730=2408 N/m

短期積雪 : sWs=352×2.730=961 N/m



[長期]

長期荷重=Wg=2408 N/m

Q=WL/2=10956 N

M=WL²/8=24926 N·m

fb=1.1×Fb'/3=7.92 N/mm²

fs=0.66 N/mm²

$\sigma = M/Z = 3.57 \text{ N/mm}^2 \leq 7.92 \text{ N/mm}^2$ ----- OK

$\tau = 1.5Q/A = 0.15 \text{ N/mm}^2 \leq 0.66 \text{ N/mm}^2$ ----- OK

$\delta = 5WL^4 / (384EI) \times 2.0 = 33.13 \text{ mm} \leq L/200 = 45.50 \text{ mm}$ ----- OK

[短期積雪時]

短期積雪荷重=Wg+sWs=2408+961=3369 N/m

Q=WL/2=15329 N

M=WL²/8=34873 N·m

fb=1.6×Fb'/3=11.52 N/mm²

fs=0.96 N/mm²

$\sigma = M/Z = 4.99 \text{ N/mm}^2 \leq 11.52 \text{ N/mm}^2$ ----- OK

$\tau = 1.5Q/A = 0.21 \text{ N/mm}^2 \leq 0.96 \text{ N/mm}^2$ ----- OK

$\delta = 5WL^4 / (384EI) = 23.17 \text{ mm} \leq L/150 = 60.67 \text{ mm}$ ----- OK

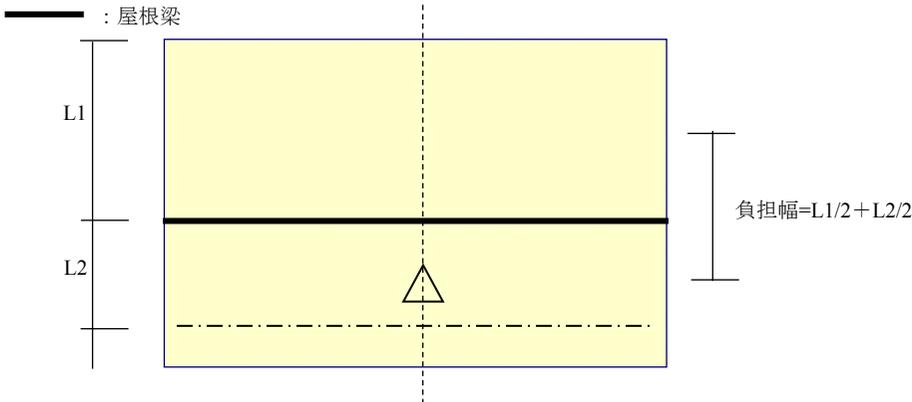
7-5

[出力条件]

項目	内容	備考
出力条件	<p>屋根梁詳細が「部材の算定=する」ものについて算定し計算書へ出力します。</p> <p>算定する1本の部材を同一階の接する小屋束の位置でスパンを分解します。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 両端が小屋束で支持されていない場合は算定しない。 ・ 分解された屋根梁の両端が屋根領域内に含まれないものは算定しません。 ・ 算定する1本の部材で同一スパンかつ同一負担幅のものについては、算定しません。 	
出力順	<p>小屋伏図→3階伏図→2階伏図ごとに</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. スパンの長い順 2. 負担幅の大きい順 3. 始点の座標が原点に近いもの順に計算書に出力します。 	

(一般地域：積雪を考慮する場合)

[共通項目]

項目	内容	備考
階層	小屋、3階、2階	混構造時2階はなし
図	常に固定	
通り符合	X99通Y99～Y99間 Y99通X99～X99間	分解された屋根梁ごとの基準間隔単位の番付符号
寸法形式	枚数×寸法形式（寸法マスタの寸法形式）	1枚のときは枚数を表示しません
樹種	樹種名[等級]	
A (mm ²)	A=枚数×b×h（寸法マスタより）	
Z (mm ³)	Z=枚数×bh ² / 6	
I (mm ⁴)	I =枚数×bh ³ / 12	
Fb (N/mm ²)	曲げ基準強度	基準強度表の値
Fs (N/mm ²)	せん断基準強度	基準強度表の値
E (N/mm ²)	ヤング係数	基準強度表ヤング係数より
負担幅	<p>屋根梁が屋根基準線と平行に登り方向側にある場合 屋根梁の中心からサーチして[屋根梁、屋根領域の端、軒線]までの距離の半分を登り、下り方向それぞれの距離を足した値を負担幅とします。</p> <p>登り方向：屋根梁から平行な屋根梁までの距離の半分 屋根梁が見つからない場合は属する屋根領域の端までの距離 下り方向：屋根梁から平行な屋根梁までの距離の半分 屋根梁が見つからない場合は属する屋根領域の軒線までの距離の半分 （軒線：下の階の床領域線を軒線とみなします）</p> <p> : 屋根領域 - · - · - · : 軒線 ————— : 屋根梁</p>  <p style="text-align: right;">負担幅=L1/2+L2/2</p>	分解された屋根梁ごと
L (mm)	算定スパン：分解された屋根梁のスパン	

[一般地域：積雪を考慮する場合]

項目	内容	備考
長期：W _g (N/m)	屋根一般の設計荷重（固定荷重＋積載荷重）の値×負担幅(m)	小数第1位を四捨五入
短期積雪：sW _s (N/m)	積雪荷重の短期[積雪時]の値（垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数）×負担幅m	小数第1位を四捨五入
[長期]の検討		
長期荷重(N/m)	W _g の値	
Q(N)	$Q = WL / 2$ (N)	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	$M = WL^2 / 8$ (N・m)	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm ²)	許容応力度表（長期：曲げ）の値	
fs(N/mm ²)	許容応力度表（長期：せん断）の値	
σ (N/mm ²)	$\sigma = M / Z$ fb以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 7.92 N/mm ² ——NG メッセージ：W:屋根梁長期σ=9.99 > 7.92 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
τ (N/mm ²)	$\tau = 1.5Q / A$ fs以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 0.66 N/mm ² ——NG メッセージ：W:屋根梁長期τ=9.99 > 0.66 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
δ (mm)	$\delta = 5WL^4 / (384EI)$ ×変形増大係数(9.9) L / 屋根梁長期たわみ許容値以下であればOK NGの場合：9.99 mm > L/200 = 9.10 mm ——NG メッセージ：W:屋根梁長期δ=9.99 > 9.10 mm →NG	小数第3位を切上げ

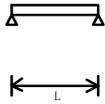
項目	内容	備考
[短期積雪時]の検討		
短期積雪荷重(N/m)	W _g +sW _s	
Q(N)	$Q = WL / 2$ (N)	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	$M = WL^2 / 8$ (N・m)	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm ²)	許容応力度表（積雪時短期：曲げ）の値	
fs(N/mm ²)	許容応力度表（積雪時短期：せん断）の値	
σ (N/mm ²)	$\sigma = M / Z$ fb以下であればOK NGの場合：99.99 N/mm ² > 11.52 N/mm ² ——NG メッセージ：W:屋根梁短期積雪σ=99.99 > 11.52 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
τ (N/mm ²)	$\tau = 1.5Q / A$ fs以下であればOK NGの場合：9.99 N/mm ² > 0.96 N/mm ² ——NG メッセージ：W:屋根梁短期積雪τ=9.99 > 0.96 N/mm ² →NG	小数第3位を四捨五入
δ (mm)	$\delta = 5WL^4 / (384EI)$ L / 屋根梁短期たわみ許容値以下であればOK NGの場合：99.99 mm > L/150 = 12.13 mm ——NG メッセージ：W:屋根梁短期積雪δ=99.99 > 12.13 mm →NG	小数第3位を切上げ

項 目	内 容	備 考
メッセージ	寸法形式： R:屋根梁の寸法形式は～以上必要です R:必要な屋根梁の寸法形式が規定寸法(616)を超えました (枚数は設定値で割り戻す) フリサイズ： R:屋根梁の材せいが999mm以上必要です R:必要な屋根梁せいが規定寸法(999mm)を超えました (幅は設定値で材せいで割り戻す)	

一般地域で積雪を考慮しない場合は短期積雪時の検討を行いません。

8-1-3 屋根梁の設計

○ 屋根梁 小屋,Y3通-X1~X11間
2-616 S2 S-P-F[2級]



A=108360 mm² Z=6989220 mm³ I=1352414070 mm⁴
Fb=21.60 N/mm² Fs=1.80 N/mm² E=9600 N/mm²
Fsize=1.00
Fb'=Fsize×Fb=21.60
負担幅 2730 mm L=9100 mm
長期 Wg=882×2.730=2408 N/m
長期積雪: LWs=246×2.730=672 N/m
短期積雪: sWs=352×2.730=961 N/m

[長期]
長期荷重=Wg=2408 N/m
Q=W L/2=10956 N
M=W L²/8=24926 N・m
fb=1.1×Fb'/3=7.92 N/mm²
fs=0.66 N/mm²
σ=M/Z=3.57 N/mm² ≦ 7.92 N/mm² ----- OK
τ=1.5Q/A=0.15 N/mm² ≦ 0.66 N/mm² ----- OK
δ=5W L⁴/ (384E I) ×2.0=33.13 mm ≦ L/200 =45.50 mm ----- OK

[長期積雪時]
長期積雪荷重=Wg+LWs=2408+672=3080 N/m
Q=W L/2=14014 N
M=W L²/8=31882 N・m
fb=1.43×Fb'/3=10.30 N/mm²
fs=0.86 N/mm²
σ=M/Z=4.56 N/mm² ≦ 10.30 N/mm² ----- OK
τ=1.5Q/A=0.19 N/mm² ≦ 0.86 N/mm² ----- OK
δ=5W L⁴/ (384E I) =21.19 mm ≦ L/200 =45.50 mm ----- OK

[短期積雪時]
短期積雪荷重=Wg+sWs=2408+961=3369 N/m
Q=W L/2=15329 N
M=W L²/8=34873 N・m
fb=1.6×Fb'/3=11.52 N/mm²
fs=0.96 N/mm²
σ=M/Z=4.99 N/mm² ≦ 11.52 N/mm² ----- OK
τ=1.5Q/A=0.21 N/mm² ≦ 0.96 N/mm² ----- OK
δ=5W L⁴/ (384E I) =23.17 mm ≦ L/150 =60.67 mm ----- OK

7-5

説明

[多雪区域の場合]

項目	内容	備考
長期: Wg (N/m)	G + Pの合計値を表示 G: 屋根一般の固定荷重「まぐさ・たて枠・基礎用」の値 P: 屋根一般の積載荷重「まぐさ・たて枠・基礎用」の値 Wg = G + Pの合計値×負担幅(m)	小数第1位を四捨五入
長期積雪: LWs(N/m)	積雪荷重の長期[積雪時]の値 (垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数×長期組合せ係数) ×負担幅m	小数第1位を四捨五入
短期積雪: sWs(N/m)	積雪荷重の短期[積雪時]の値 (垂直積雪量×単位荷重×屋根形状係数) ×負担幅m	小数第1位を四捨五入
[長期積雪時]の検討 * 長期の検討と短期積雪の検討は一般地域と同様に行います。		
長期積雪荷重(N/m)	Wg+LWs	
Q(N)	Q = W L / 2 (N)	小数第1位を四捨五入
M(N・m)	M = W L ² / 8 (N・m)	小数第1位を四捨五入
fb(N/mm ²)	許容応力度表 (積雪時長期: 曲げ) の値	
fs(N/mm ²)	許容応力度表 (積雪時長期: せん断) の値	

(多雪区域)

項目	内容	備考
σ (N/mm ²)	$\sigma = M / Z$	小数第3位を四捨五入
	f _b 以下であればOK	
	NGの場合： 99.99 N/mm ² > 10.30 N/mm ² ————NG メッセージ： W:屋根梁長期積雪 σ=99.99 > 10.30 N/mm ² →NG	
τ (N/mm ²)	$\tau = 1.5Q / A$	小数第3位を四捨五入
	f _s 以下であればOK	
	NGの場合： 9.99 N/mm ² > 0.86 N/mm ² ————NG メッセージ： W:屋根梁長期積雪 τ=9.99 > 0.86 N/mm ² →NG	
δ (mm)	$\delta = 5WL^4 / (384EI)$	小数第3位を <u>切上げ</u>
	L / 屋根梁積雪長期たわみ許容値以下であればOK	
	NGの場合： 99.99 mm > L/200 = 9.10 mm ————NG メッセージ： W:屋根梁長期積雪 δ=99.99 > 9.10 mm →NG	
メッセージ	寸法形式： R:屋根梁の寸法形式は～以上必要です R:必要な屋根梁の寸法形式が規定寸法(616)を超えました (枚数は設定値で割り戻す) フリーサイズ： R:屋根梁の材せいが999mm以上必要です R:必要な屋根梁せいが規定寸法(999mm)を超えました (幅は設定値で材せいで割り戻す)	

8-3 2階の設計

8-3-1 頭つなぎの設計

$$Lx=9.100m \quad Ly=7.280m$$

(1) X方向の頭つなぎ

$$Q_e = 56.728 - 25.144 = 31.584kN$$

$$Q_{wx} = 32.699 - 15.169 = 17.530kN$$

$$Q_e > Q_{wx} \text{より}$$

$$\omega = 31584 / 7.280 = 4338N/m$$

$$M = 1/8 \times 4338 \times 7.280^2 = 28738N \cdot m$$

$$T = C = 28738 / 9.100 = 3158N$$

$$204 \text{ S-P-F [甲種2級]}$$

$$f_t = 7.60 \text{ N/mm}^2 \quad f_c = 11.60 \text{ N/mm}^2$$

$$T_a = 7.60 \times 33.8 \times 10^2 = 25688N > T \text{ ----- OK}$$

$$C_a = 11.60 \times 33.8 \times 10^2 = 39208N > C \text{ ----- OK}$$

(2) Y方向の頭つなぎ

$$Q_e = 56.728 - 25.144 = 31.584kN$$

$$Q_{wy} = 47.471 - 26.547 = 20.924kN$$

$$Q_e > Q_{wy} \text{より}$$

$$\omega = 31584 / 9.100 = 3471N/m$$

$$M = 1/8 \times 3471 \times 9.100^2 = 35929N \cdot m$$

$$T = C = 35929 / 7.280 = 4935N$$

$$204 \text{ S-P-F [甲種2級]}$$

$$f_t = 7.60 \text{ N/mm}^2 \quad f_c = 11.60 \text{ N/mm}^2$$

$$T_a = 7.60 \times 33.8 \times 10^2 = 25688N > T \text{ ----- OK}$$

$$C_a = 11.60 \times 33.8 \times 10^2 = 39208N > C \text{ ----- OK}$$

(3) 継ぎ手

$$\text{くぎ CN90 の必要本数 } n = 4935 / (2 \times 400.00) = 6.2 \text{本} \rightarrow 7 \text{本}$$

・頭つなぎの設計

項目	内容	備考
Lx(m)	算定する階の床領域線のX方向の長さ(m)	3階、2階、1階 (混構造時、1階はなし)
Ly(m)	算定する階の床領域線のY方向の長さ(m)	
方向	X方向の頭つなぎ Y方向の頭つなぎ	
Qe	地震荷重の表より(最上階はその階のQe、それ以外は当階ΣQe-上階ΣQe)	等級1の場合は等級を表示しません。
Qw[x,y]	風荷重の表より(最上階はその階のiQw、それ以外は当階ΣiQw-上階ΣiQw)	等級1の場合は等級を表示しません。
QeとQw[x,y]の比較	QeとQw[x,y]の大きい方をQとする。 ・Qeを採用の場合: Qe>Qw[x,y]より ・Qw[x,y]を採用の場合: Qe≤Qw[x,y]より	
ω	X方向: ω=Q/Ly Y方向: ω=Q/Lx	小数第1位四捨五入
M	X方向: M=1/8 × ω × Ly(max)^2 Ly(max): Y軸方向の外周で耐力壁間隔の最も広い寸法 Y方向: M=1/8 × ω × Lx(max)^2 Lx(max): X軸方向の外周で耐力壁間隔の最も広い寸法	小数第1位四捨五入
T=C	X方向: T=C=M / Lx Y方向: T=C=M / Ly	小数第1位四捨五入
寸法形式、樹種	「初期設定」-「構造計算条件」-頭つなぎ仕様の寸法形式名と樹種名	
ft(N/mm2)	短期許容引張り応力度	
fc(N/mm2)	短期許容圧縮応力度	
Ta(N)	Ta = ft × 断面積 (b × h) × 10^2	bとhは寸法マスタのb,hの値 (小数2位四捨五入)
Ca(N)	Ca = fc × 断面積 (b × h) × 10^2	
判定	Ta, Caが各々T, Cより大きいことを確認する NGの場合: 7001W:n階[x,y]方向の頭つなぎ引張り応力度 Ta = [Taの値] ≤ [Tの値]N/mm2 → NG 7000W:n階[x,y]方向の頭つなぎ圧縮応力度 Ca = [Caの値] ≤ [Cの値]N/mm2 → NG	OK、NG表示
継ぎ手	m=Q / くぎ長期許容せん断耐力の2倍 → 9.9本 → 10本 Q: 上記X, Y方向の頭つなぎの検討のTの大きい方の値 くぎ耐力: 「初期設定」-「構造計算条件」-頭つなぎ仕様のくぎ種類より くぎ長期許容せん断耐力はくぎマスタより	必要くぎ本数は整数に切上げ

8-3-2 たて枠の設計

○ 2 F, X1通-Y8-Y9間
 S-P-[甲種2級] 2-204 @455 lk=1=2330mm=2.33m
 A=3382 mm² Z=50166 mm³ I=2232402 mm⁴ i=25.72 mm λ=90.59 ω=2.54
 Fc=17.40 N/mm² Fb=21.60 N/mm²
 Kz(圧縮)=1.00 Kz(曲げ)=1.00
 壁負担幅=910+1820/2=1820 mm
 開口脇たて枠本数=2本
 開口脇負担本数=1820/2/455+1=3.0本

一般部：

【長期】
 たて枠1本当たり軸力N=5769 N/(1820/455+1)本=5769 N/(4.0+1)本=1154 N (X1通-Y8-Y9間)
 $f_c = 1.10 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 6.38 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (2A \times f_c) = 0.07 \leq 1.0$ ----- O K

【短期積雪時】

たて枠1本当たり軸力N=5769 N/(1820/455+1)本=5769 N/(4.0+1)本=1154 N (X1通-Y8-Y9間)
 $f_c = 1.60 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 9.28 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (2A \times f_c) = 0.05 \leq 1.0$ ----- O K

【短期】

たて枠1本当たり軸力N=11869 N/(1820/455+1)本=11869 N/(4.0+1)本=2374 N (X1通-Y8-Y9間)
 $f_c = 2.00 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 11.60 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (2A \times f_c) = 0.08 \leq 1.0$ ----- O K

開口脇：

【長期】
 たて枠1本当たり軸力N=1154×3.0/(2+0.5)=1385 N
 $f_c = 1.10 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 6.38 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (A \times f_c) = 0.17 \leq 1.0$ ----- O K

【短期積雪時】

たて枠1本当たり軸力N=1154×3.0/(2+0.5)=1385 N
 $f_c = 1.60 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 9.28 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (A \times f_c) = 0.12 \leq 1.0$ ----- O K

【短期】

たて枠1本当たり軸力N=2374×3.0/(2+0.5)+5741/2=5719 N
 $f_c = 2.00 \times F_c / 3 \times K_z(\text{圧縮}) = 11.60 \text{ N/mm}^2$
 $(\omega \times N) / (A \times f_c) = 0.37 \leq 1.0$ ----- O K

外周部曲げ

sfb=2.00×Fb/3×Kz(曲げ)=14.40
 sfc=2.00×Fc/3×Kz(圧縮)=11.60

一般部 N=1154

$\bar{W}w1 = q \times C \times A_w = 828 \times 0.62 \times 0.455 = 233.58 \text{ N/m}$
 $M_s = 1/8 \times \bar{W}w1 \times l^2 = 158.51 \text{ N}\cdot\text{m}$
 $(\omega \times N) / (2A \times sfc) + (M_s \times 1000) / (2Z \times sfb) = 0.147 \leq 1.0$ ----- O K
 開口脇N=1385
 $\bar{W}w2 = q \times C \times A_w = 828 \times 0.62 \times 1.138 = 584.20 \text{ N/m}$
 $M_s = 1/8 \times \bar{W}w2 \times l^2 = 396.45 \text{ N}\cdot\text{m}$
 $(\omega \times N) / (A \times sfc) + (M_s \times 1000) / (2Z \times sfb) = 0.364 \leq 1.0$ ----- O K

・たて枠の設計

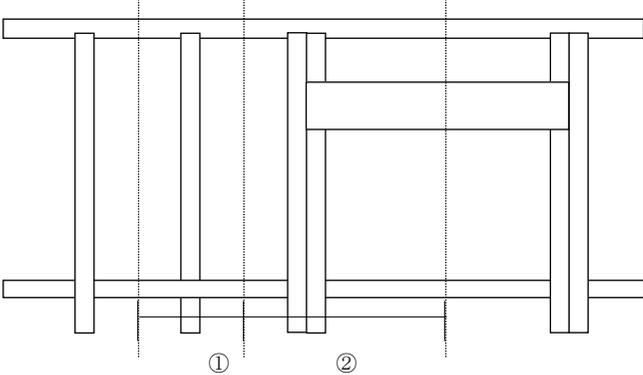
項目	内容	備考
出力条件	たて枠詳細プロパティで「計算書出力=する」ものについて計算書へ出力します。	床領域線上のたて枠、床領域線外にないたて枠の順に出力
階層	3階、2階、1階	混構造時1階はなし
通り符号	X99通-Y99~Y99間 Y99通-X99~X99間	
通したて枠		属性で種類を「通したて枠」としたときに表示
樹種	樹種名[等級]	
寸法形式	枚数-寸法形式	枚数が1枚のときは、枚数は表示しません。
ピッチ	たて枠詳細プロパティより (@450)	
材長l	たて枠詳細プロパティより	
座屈長さlk	たて枠詳細プロパティより	
A	H×W (寸法形式より)	小数1位四捨五入
Z	bh ² / 6	小数1位四捨五入
I	I = bh ³ / 12	小数1位四捨五入
i	i = h / 3.46	小数3位四捨五入
λ	λ = lk / i	λ ≤ 30 : η = 1
ω	fk = fc × η ω = fc / fk	30 < λ ≤ 100 : η = 1.3 - 0.01 λ λ > 100 : η = 3000 / λ ² λ : 小数3位四捨五入 ω : 小数3位四捨五入
Fc	圧縮基準強度(N/mm ²)	
Fb	曲げ基準強度(N/mm ²)	
壁負担幅	軸力を負担する耐力壁に存在するたて枠を対象とし、耐力壁の実長を壁長さとし、壁負担幅L=壁長さ+左開口幅/2+右開口幅/2	耐力壁間に配置されていない場合でも、属する耐力壁の壁長を長さとし、壁負担幅L=壁長さ+左開口幅/2+右開口幅/2
開口脇たて枠本数	たて枠詳細プロパティより	
開口脇負担本数	左右で大きい方の開口幅/2/ピッチ+1	

開口脇：算定するたて枠線にまぐさがある場合のみ検討します。
 外周部曲げ：床領域線上に配置されているたて枠のみ検討します。

【長期積雪時】の検討は多雪区域の場合のみ。
 一般地域で積雪を考慮しないときは、【短期積雪時】・【長期積雪時】の検討は行いません。

項目	内容	備考
一般たて枠1本当たり軸力	<p><一般部のたて枠1本当たりの軸力を求める> 属する耐力壁に重なる場合はその最大の壁軸力をWとします。 長期：長期軸力表より 長期積雪時：長期軸力表より 短期：短期軸力表（NL+Ns）より 短期積雪時：長期軸力表より</p> <p>一般たて枠1本当たりの軸力$N1 = W / (\text{壁負担幅} / \text{ピッチ} + 1)$ 本数は小数2位四捨五入の1位まで</p>	
開口脇たて枠1本当たり軸力	<p><開口脇本数から1本当たりの軸力を求める> たて枠線上にまぐさがある場合のみ算定します。</p> <p>開口脇負担本数$n = \text{大きい方の開口幅} / 2 / \text{ピッチ} + 1$ 本数は小数2位四捨五入の1位まで</p> <p>開口脇1本当たりの軸力$N2 = N1 \times n / \text{開口脇本数設定値（整数）} + 0.5$の値 （短期は曲げモーメントMsからの軸力を加算）</p>	「+0.5」はたて枠ピッチの半分分は0.5本負担するという考え。
判定	<p>一般部 $(\omega \times N) / (n \times A \times f_c) \leq 1.0$であることを判定します 開口脇 $(\omega \times N) / (A \times f_c) \leq 1.0$であることを判定します</p>	OK、NG
メッセージ	<p>判定NGのとき</p> <p>一般部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・6010W: [長期]たて枠 $\sigma = 9.99 \text{ N/mm}^2 > 1.0 \rightarrow \text{NG}$ （荷重種別ごと） ・6030R: たて枠のピッチを999mm以下にしてください （一番小さいは正ピッチを1部材に1つのメッセージ表示） <p>開口脇</p> <ul style="list-style-type: none"> ・6020W: [長期]開口脇たて枠 $\sigma = 9.99 \text{ N/mm}^2 > 1.0 \rightarrow \text{NG}$ （荷重種別ごと） ・6031R: たて枠の開口脇本数を9本より多くしてください （一番小さいは正ピッチを1部材に1つのメッセージ表示） 	

外周部曲げ

項目	内容	備考
外周部曲げ	外周部の曲げの検討	床領域線に接するたて枠
q	速度圧 q の算定で求めた速度圧qの値	
C	C=0.8kz	
Aw	<p>一般部：①負担幅はたて枠ピッチ 開口脇：②負担幅は壁線上に配置されているまぐさの距離の半分+たて枠ピッチの半分の値</p> 	
l	「たて枠材長」を用いる	
判定	<p>一般部 $(\omega \times N) / (n \times A \times sfc) + (Ms \times 1000) / (nZ \times sfb) \leq 1.0$以下であることを判定します n=たて枠枚数</p> <p>開口脇 $(\omega \times N) / (A \times sfc) + (Ms \times 1000) / (nZ \times sfb) \leq 1.0$以下であることを判定します n=開口脇本数</p>	
メッセージ	<p>判定NGのとき</p> <p>一般部</p> <ul style="list-style-type: none"> ・6011W:[風圧力]たて枠 $\sigma = 9.99 > 1.0 \rightarrow NG$ ・6030R: たて枠のピッチを999mm以下にしてください (一番小さい是正ピッチを1部材に1つのメッセージ表示) <p>開口脇</p> <ul style="list-style-type: none"> ・6021W:[風圧力]開口脇たて枠 $\sigma = 9.99 > 1.0 \rightarrow NG$ ・6031R:たて枠の開口脇本数を9本より多くしてください (一番小さい是正ピッチを1部材に1つのメッセージ表示) 	

8-3-3 まぐさの設計

○ 2F, X1通-Y2~Y4間
S-P-F[甲種2級] 2-208(38×184)

A = 13984mm² Z_x = 428843mm³ Z_y = 88565mm³ I_x = 39453525mm⁴ I_y = 1682741mm⁴
E = 9600.00 N/mm²
F_b = 21.60 N/mm² F_s = 1.80 N/mm²
K_z(曲げ) = 0.75
L = 1820 mm = 1.820 m



(1) 鉛直力による曲げ

[長期]

$$w = 1938 \times 0.228 + 530 \times 1.350 = 1157 \text{ (N/m)}$$

$$w' = 1238 \times 0.228 + 530 \times 1.350 = 998 \text{ (N/m)}$$

$$M = 1/8 \times (wL^2) = 479 \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

$$Q = 1/2 \times (wL) = 1053 \text{ (N)}$$

$$f_b = 1.10 \times F_b / 3 + K_z = 5.94 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad f_s = 1.10 \times F_s / 3 = 0.66 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma = M / Z_x = 1.12 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_b = 5.94 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{--- OK (0.19)}$$

$$\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_s = 0.66 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{--- OK (0.17)}$$

$$\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I_x) = 0.38 \text{ (mm)}$$

$$\delta = 0.38 \times 2.0 = 0.76 \text{ (mm)} < L/300 = 6.07 \text{ (mm)} \quad \text{--- OK (0.13)}$$

(2) 風圧力による曲げ

$$w = q \times C_f \times (2.70/2) = 828 \times 0.62 \times (2.70/2) = 693 \text{ (N/m)}$$

$$Q = 1/2 \times (wL) = 631 \text{ (N)}$$

$$M_s = 1/8 \times (wL^2) = 287 \text{ (N}\cdot\text{m)}$$

$$\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.07 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_s \text{ (短期時)} = 1.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{--- OK (0.06)}$$

$$\sigma = M_s / Z_y = 3.24 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_b \text{ (短期時)} = 10.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{--- OK (0.30)}$$

$$\delta = 5/384 \times (wL^4) / (E \times I_y) = 6.13 \text{ (mm)} < L/150 = 12.13 \text{ (mm)} \quad \text{--- OK (0.51)}$$

(3) まぐさ端部の接合

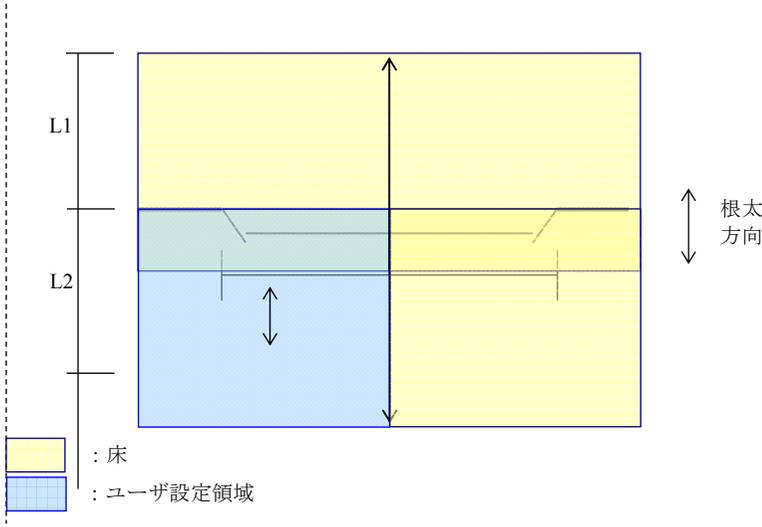
くぎ CN90 (木口打ち)

$$\text{必要くぎ本数 } n = 631 / (2 \times 400.00 \times (2/3)) = 1.19 \rightarrow 2 \text{ 本}$$

・まぐさの設計

項目	内容	備考
出力条件	<ul style="list-style-type: none"> まぐさ詳細プロパティ「計算書出力=する」ものについて計算書へ出力する。 まぐさ両端が耐力壁、柱、たて枠によって支えられているまぐさのみ。支えられてないまぐさのときはエラーメッセージ： ・8000E:MG9999:座標: ●まぐさの[まぐさの端点座標]側に支える壁、柱がありません 	
階層	3階、2階、1階	混構造時 1階はなし
通り符合	X99通-Y99~Y99間 Y99通-X99~X99間	
樹種	樹種名[等級]	
寸法形式	枚数-寸法形式	枚数が1枚のときは、枚数は表示しません
A	H×W (寸法形式より)	小数1位四捨五入
Z _x ,Z _y	Z=bh ² / 6	小数1位四捨五入
I _x ,I _y	I _x =bh ³ / 12 I _y =hb ³ / 12	小数1位四捨五入
E	ヤング係数	樹種マスタより
F _b	曲げ基準強度(N/mm ²)	
F _s	せん断基準強度(N/mm ²)	
K _z	寸法調整係数(曲げ)	
L	まぐさの芯からのスパン	

項目	内容	備考
P (集中荷重)	<p>小屋束及び柱からの集中荷重</p> <p>長期 長期積雪時 (多雪区域時) 短期積雪時ごとに負担する集中荷重Pを求めます</p> <p>Q : R M : 各荷重点の曲げモーメント δ : 各荷重点のたわみ量</p> <p>・属性で「上階梁受け=する」とした場合、横架材からの集中荷重を受けます。 (または、まぐさ位置の上階に梁を配置することで梁を受けます)</p>	<p>小数3位四捨五入</p>
W (等分布荷重)	<p>屋根、床、内外壁、妻壁、ユーザ設定領域、上階耐力壁からの等分布荷重</p> <p>長期 長期積雪時 (多雪区域時) 短期積雪時ごとに負担する等分布荷重を求めます。</p> <p>鉛直構面：固定荷重×高さ ・内壁、外壁、妻壁からの荷重： 内外壁の高さ：算定まぐさ配置階の階高の半分を負担すると仮定します。 妻壁の高さ：算定まぐさ配置上階の妻壁の高い位置と低い位置の平均の高さを負担します。 ・上階耐力壁からの荷重：かかり割合を乗じて、まぐさスパンで除します。</p> <p>水平構面：設計荷重×負担幅 ・床負担幅： (根太と直交する場合) まぐさ中点から相手材 (まぐさ、耐力壁、上階梁) をサーチしてその距離の半分とします。 (根太と平行な場合) 接する根太ピッチの半分を負担します。</p> <p>まぐさ中点位置に複数の荷重が存在する場合は重い方のユーザ設定領域を優先します。ただし、床領域とユーザ設定領域の場合はユーザ設定領域を優先します。</p> <p>屋根構面：設計荷重×負担距離 ・屋根負担幅：まぐさ中点から屋根領域の登り方向と下り方向をサーチします。相手材が存在しない場合は屋根領域の端までを負担距離とします。 小屋束からの集中荷重を受けている場合は屋根荷重を等分布荷重としては受けません。 ・初期設定の耐力壁を屋根支持とする=ONの場合は、床領域内の耐力壁も相手材となり負担幅はその壁の距離との半分とします。</p> <p>Q=1/2×WL M=1/8×WL² δ=5/384×(W×L⁴)/(Ix×E)</p>	<p>小数3位四捨五入</p> <p>w' : たわみ計算用 床荷重の積載荷重は「地震時」を用います。</p> <p>設計荷重は「たて枠・まぐさ用」の値を用います。</p> <p>次ページ補足</p>

項目	内容	備考
床負担幅補足	<p>まぐさの midpoint からサーチして相手材までの距離の半分を負担幅とします。</p>  <p>$W = \text{床設計荷重} \times L1 + \text{ユーザ設定領域} \times L2$</p>	
判定	<p>$\tau = (Q \times 1.5) / A < f_s$ $\sigma = M / Z_x < f_b$ $\delta = \text{等分布荷重によるたわみ量} + \text{集中荷重によるたわみ量} < (L/\text{たわみ許容値})$ (長期のときのみ変形量に計算数値設定の変形増大係数(長期)を乗じます)</p> <p>τ、σ が許容応力度未満であることを判定します。 δ がたわみ許容量未満であることを判定します。</p>	
メッセージ	<p>判定がNGのときワーニングメッセージ表示 (τ、σ、δ 毎)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・8001W:MG9999:座標:[荷重種別]まぐさ $\sigma = 9.99 \geq 9.99 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$ ・8002W:MG9999:座標:[荷重種別]まぐさ $\tau = 9.99 \geq 9.99 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$ ・8003W:MG9999:座標:[荷重種別]まぐさ $\delta = 9.99 \geq 999/999 \text{ mm} \rightarrow \text{NG}$ <p>是正寸法形式メッセージ (NG部材に対して表示) (1つの部材で複数のNGがある場合は全てのNGを改善する是正寸法形式を1つ表示)</p> <p>固定寸法時</p> <ul style="list-style-type: none"> ・8007R:MG9999:座標: まぐさの寸法形式は 999以上必要です ・8008R:MG9999:座標: 必要なまぐさの寸法形式が規定寸法(999)を超えました <p>フリーサイズ寸法時</p> <ul style="list-style-type: none"> ・8009R:MG9999:座標: まぐさのせいは、999mm以上必要です ・8010R:MG9999:座標: 必要なまぐさのせいが規定値(999mm)を超えました 	

項目	内容	備考
風圧力による曲げ	外周部の曲げの検討	床領域線に接するまぐさ
W	$W=q \times C \times (h / 2)$ q : 速度圧 C : 風力係数	
h/2	階高の半分	算定するまぐさ配置階の階高の半分と仮定した計算
L	まぐさスパン	
判定	τ 、 σ 、 δ 各々が短期許容応力度未満であることを判定します。	
メッセージ	判定がNGのときワーニングメッセージ表示 (τ 、 σ 、 δ 毎) ・8004W:MG9999:座標:[風圧力]まぐさ $\sigma = 9.99 \geq 9.99$ N/mm ² → NG ・8005W:MG9999:座標:[風圧力]まぐさ $\tau = 9.99 \geq 9.99$ N/mm ² → NG ・8006W:MG9999:座標:[風圧力]まぐさ $\delta = 9.99 \geq 999/999$ mm → NG 是正メッセージ (NG部材に対して表示) (1つの部材で複数のNGがある場合は一番小さい是正ピッチを1つ表示) 固定寸法時 ・8007R:MG9999:座標: まぐさの寸法形式は 999以上必要です ・8008R:MG9999:座標: 必要なまぐさの寸法形式が規定寸法(999)を超えました フリーサイズ寸法時 ・8009R:MG9999:座標: まぐさのせいは、999mm以上必要です ・8010R:MG9999:座標: 必要なまぐさのせいが規定値(999mm)を超えました	
まぐさ端部の接合		
くぎ	まぐさの詳細プロパティより	
打ち方	まぐさの詳細プロパティより	
必要くぎ本数	$n=Q / (\text{くぎ短期せん断耐力} \times \text{くぎの打ち方による低減率})$ ・くぎ短期せん断耐力：長期の2倍 ・くぎの打ち方による低減率は「垂木せん断力」計算のページ参照のこと	・本数は整数に切上げ ・くぎ耐力はくぎマスタより

8-3-4 床下張りの設計

床下張り 構造用合板 t=12

くぎ CN50 ピッチ@150(mm) くぎ降伏せん断力=650.00(N/本) (根太共通：S-P-Fより)

(1) X方向

1m当たりのくぎの許容耐力P

$$P=13本/1.820(m) \times 650.00=4643(N/m)$$

通り	Q	R	R-Q	L	1m当たりせん断力	判定
Y1	15070	22986	7916	9.100	870	OK
Y5	15070	22986	7916	9.100	870	OK
Y9	26588	32332	5744	9.100	631	OK

(2) Y方向

1m当たりのくぎの許容耐力P

$$P=7本/0.910(m) \times 650.00=5000(N/m)$$

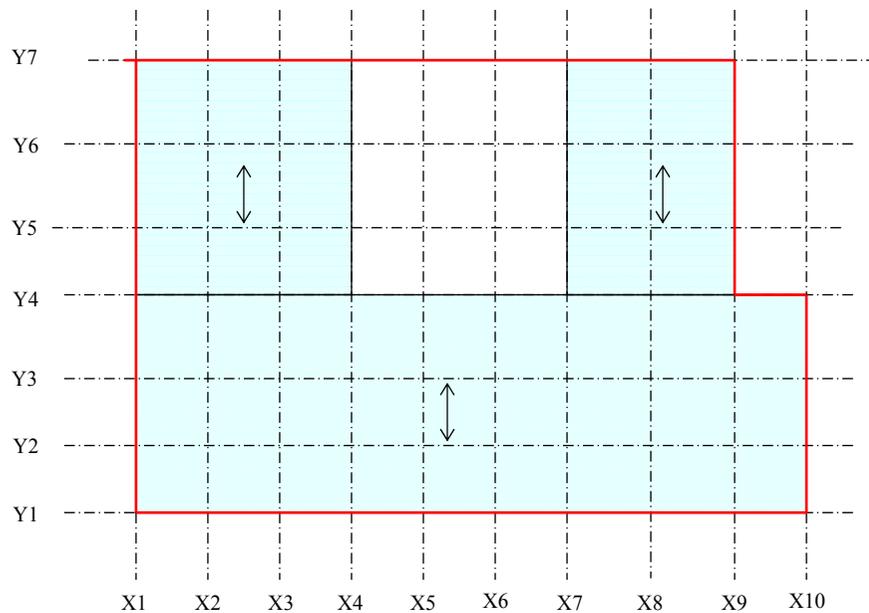
通り	Q	R	R-Q	L	1m当たりせん断力	判定
X1	15471	18607	3136	7.280	431	OK
X4	7736	9303	1567	7.280	215	OK
X8	10314	9303	1011	7.280	139	OK
X11	23207	23258	51	7.280	7	OK

・床下張りの設計

項目	内容	備考
階層	3階、2階	
面材の種類	「初期設定」－「構造計算条件」－「n階床下張り」－「面材種類」の文字 (nは当該階)	
厚さ t=	「初期設定」－「構造計算条件」－「n階床下張り」－「面材厚さ」の数値 (nは当該階)	
くぎ	「初期設定」－「構造計算条件」－「n階床下張り」－「くぎ種類」の設定値 (nは当該階)	
ピッチ	外周部@くぎピッチ(mm) 「初期設定」－「構造計算条件」－「n階床下張り」－「くぎピッチ」の数値 (nは当該階) くぎピッチが「初期設定」－「構造計算条件」－「n階床下張り」－「サイズ」より大きい場合は 是正メッセージ「7602R:[X,Y]方向のくぎのピッチを999mmより狭いピッチにしてください」を出します	7602Rがでるときは 屋根下張りの設計は行いません。
くぎ降伏せん断耐力(N/本)	「初期設定」－「使用共通部材」－「根太」の樹種より くぎマスター一致時： くぎ降伏せん断耐力=578.00 (N/本) (根太共通：S2 S-P-Fより) くぎマスター不一致時： くぎ降伏せん断耐力= (くぎマスターに該当なし) [床下張りの設計] 7603E:●くぎマスターに存在しない樹種が設定されています	
方向	X, Y方向に出力	
1m当たりのくぎの許容耐力(N/m)	X方向は面材サイズのX方向の値 Y方向は面材サイズのY方向の値 くぎ降伏せん断耐力を乗じる。 くぎ降伏せん断耐力はくぎマスターより (厚みによる) 厚みが降伏せん断耐力設定の最小の厚みより小さい場合はワーニング 「W:n階の面材の厚さがくぎマスターで設定されている面材の厚さより小さいです」	ピッチで除した分子の本数は整数に 切上げ
Q	その階の負担風圧力と負担地震力の大きい方の値	等級1の場合、等級は表示しません。
R	下階の負担風圧力と負担地震力の大きい方の値	
L	検討する通りの根太領域長さの合計	次ページ参照
せん断力	R - Q	
1m当たりのせん断力	Q = R - Q / L(m)	

項目	内容	備考
判定	1m当たりのせん断力が許容せん断耐力を超えないことを確認 NGの場合： 「7600W：n階X/Y方向の床下張りのせん断力がくぎ耐力を超えています」	

L算出例：
床領域内に入力された根太の領域が対象



通り	L (単位P)	通り	L (単位P)
X 1	6	Y 1	9
X 4	6	Y 4	9
X 5	3	Y 5	3 + 2
X 7	6	Y 7	3 + 2
X 9	6		
X 1 0	3		

8-3-5 根太の設計

○ 根太

2 F X1Y9 ~ X1Y1
 S-P-F[2根] 210(38×235) 間隔@455.0
 A=8930 mm² Fb=21.60 N/mm²
 Z=349758 mm³ Fs=1.80 N/mm²
 I=41096604 mm⁴ E=9600 N/mm²
 Kz=0.68 Ks=1.25
 L=3.640 m



[長期]

$w = 2438 \times 0.455 = 1109 \text{ (N/m)}$
 $w' = 1238 \times 0.455 = 563 \text{ (N/m)}$
 $M = 1/8 \times (wL^2) = 1837 \text{ (N}\cdot\text{m)}$
 $Q = 1/2 \times (wL) = 2019 \text{ (N)}$
 $f_b = 1.10 \times F_b / 3 \times k_z \times K_s = 6.73 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $f_s = 1.10 \times F_s / 3 = 0.66 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $\sigma = M/Z = 5.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_b = 6.73 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ --- OK(0.78)
 $\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.34 \text{ (N/mm}^2\text{)} < f_s = 0.66 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ --- OK(0.51)
 $\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I) = 3.27 \text{ (mm)}$
 $\delta = 3.27 \times 2.0 = 6.54 \text{ (mm)} < L/300 = 12.13 \text{ (mm)}$ --- OK(0.54)

8-45

・根太の設計

項目	内容	備考
根太	根太詳細プロパティで「部材の算定=算定する」ものについて算定し計算書へ出力します。	
階層	小屋、3階、2階、1階	混構造時1階はなし
図	常に固定（通常根太と片持ち根太の2種類）	
通り符合	X99Y99~X99Y99	算定する垂木の屋根領域の基準間隔単位の番付符号
Ks	「初期設定」-「構造計算条件」-「計算数値設定」-根太システム係数	
L	<p>スパン</p> <ul style="list-style-type: none"> 根太ピッチで走査し、領域内の最大スパンを求める（根太領域の原点に近い所からピッチごとに走査する） <p>根太領域内の最長スパン</p> <p>片持ち判断 床領域から屋外に跳ね出す状態の根太 （下の階から外に跳ね出す様に配置が必要）</p> <p>注意：跳出部分は上図のように下の階床領域から跳出すように分割配置が必要</p>	
荷重w	等分布荷重 w：床用（w'：たわみ検討用）	設計荷重は「床用」を用います。
判定	τ 、 σ が許容応力度未満であることを判定する。 δ がたわみ許容値未満であることを判定する。	

項目	内容	備考
メッセージ	判定がNGのときワーニングメッセージ表示（ τ 、 σ 、 δ 毎） ・5008W:MD9999:座標: 根太 $\sigma = 9.99 > 9.99 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$ ・5009W:MD9999:座標: 根太 $\tau = 9.99 > 9.99 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{NG}$ ・5010W:MD9999:座標: 根太 $\delta = 9.99 > 999/999 \text{ mm} \rightarrow \text{NG}$ ピッチ是正メッセージ（NG部材に対して表示） （1つの部材で複数のNGがある場合は一番小さい是正ピッチを1つ表示） ・5018R:MD9999:座標: 根太のピッチを 999 mm 以下にしてください	

8-3-6 梁の設計

○ 2 F, X1通-Y2~Y4間
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)



A = 20915 mm² Z = 819171 mm³ I = 96262573 mm⁴
E = 12000 N/mm²
Fb = 33.00 N/mm² Fs = 3.60 N/mm²
Kz (曲げ) = 1.00
L = 1820 mm = 1.820 m

[長期]

w = 1938 × 0.228 + 530 × 2.700 = 1873 (N/m)
w' = 1238 × 0.228 + 530 × 2.700 = 1713 (N/m)
M = 1/8 × (wL²) = 775 (N・m)
Q = 1/2 × (wL) = 1704 (N)
fb = 1.10 × Fb / 3 × Kz = 12.10 (N/mm²) fs = 1.10 × Fs / 3 = 1.32 (N/mm²)
σ = M / Z = 0.95 (N/mm²) < fb = 12.10 (N/mm²) --- OK (0.08)
τ = (Q × 1.5) / A = 0.12 (N/mm²) < fs = 1.32 (N/mm²) --- OK (0.09)
δ_p = 5 / 384 × (w' L³) / (E × I) = 0.22 (mm)
δ = 0.22 × 2.0 = 0.44 (mm) < L / 300 = 6.07 (mm) --- OK (0.07)

○ 2 F, X1通-Y6~Y8間
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)

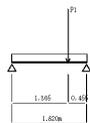


A = 20915 mm² Z = 819171 mm³ I = 96262573 mm⁴
E = 12000 N/mm²
Fb = 33.00 N/mm² Fs = 3.60 N/mm²
Kz (曲げ) = 1.00
L = 1820 mm = 1.820 m

[長期]

w = 1938 × 0.228 + 530 × 2.700 = 1873 (N/m)
w' = 1238 × 0.228 + 530 × 2.700 = 1713 (N/m)
M = 1/8 × (wL²) = 775 (N・m)
Q = 1/2 × (wL) = 1704 (N)
fb = 1.10 × Fb / 3 × Kz = 12.10 (N/mm²) fs = 1.10 × Fs / 3 = 1.32 (N/mm²)
σ = M / Z = 0.95 (N/mm²) < fb = 12.10 (N/mm²) --- OK (0.08)
τ = (Q × 1.5) / A = 0.12 (N/mm²) < fs = 1.32 (N/mm²) --- OK (0.09)
δ_p = 5 / 384 × (w' L³) / (E × I) = 0.22 (mm)
δ = 0.22 × 2.0 = 0.44 (mm) < L / 300 = 6.07 (mm) --- OK (0.07)

○ 2 F, X1通-Y3~Y5間
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)



A = 20915 mm² Z = 819171 mm³ I = 96262573 mm⁴
E = 12000 N/mm²
Fb = 33.00 N/mm² Fs = 3.60 N/mm²
Kz (曲げ) = 1.00
L = 1820 mm = 1.820 m

[長期]

荷重点	位置 L (m)	P (N)	R (N)	M (N・m)	P' (N)	δ (mm)
支点1	0.000	-	-1208	0	-	-
P1	1.365	4830	-	1649	4830	0.296
支点2	1.820	-	-3623	0	-	-
計		4830	-4830	Max 1649		0.296

8-46

・梁の設計

図

項目	記号	備考
梁		梁の長さに応じた縮尺表示とする。 ただし、6m以上の梁は固定長となります。
集中荷重		梁の荷重点に表示。 荷重数分表示 (Pn)。
等分布荷重		梁の上に表示
支点		
寸法		梁の全体長さとして集中荷重点までの距離
跳出梁		跳出梁の固定端を表示

検討

項目	内容	備考
出力条件	・ 梁詳細プロパティで「部材の算定=する」ものについて算定し計算書へ出力します。	
階層	小屋、3階、2階	
通り符合	X99通-Y99~Y99間 Y99通-X99~X99間	
樹種	樹種名[等級]	
寸法形式	枚数-寸法形式	枚数が1枚のときは、枚数は表示しません。
A	H×W (寸法形式より)	小数1位四捨五入
Z	Z = bh ² / 6	h > b
I	I = bh ³ / 12	h > b
E	ヤング係数	樹種マスタより
Fb	曲げ基準強度 (N/mm ²)	
Fs	せん断基準強度 (N/mm ²)	
Kz	寸法調整係数 (曲げ)	
L	梁のスパン	

$w = 1938 \times 0.228 = 442 \text{ (N/m)}$
 $w' = 1238 \times 0.228 = 282 \text{ (N/m)}$
 $M = 1/8 \times (wL^2) + M_{max} = 183 + 1649 = 1832 \text{ (N}\cdot\text{m)}$
 $Q_1 = 1208 \text{ (N)}$ $Q_2 = 3623 \text{ (N)}$ $Q = 1/2 \times (wL) + 3623 = 402 + 3623 = 4025 \text{ (N)}$
 $f_b = 1.10 \times F_b / 3 \times K_z = 12.10 \text{ (N/mm}^2)$ $f_s = 1.10 \times F_s / 3 = 1.32 \text{ (N/mm}^2)$
 $\sigma = M / Z = 2.24 \text{ (N/mm}^2) < f_b = 12.10 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.18)}$
 $\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.29 \text{ (N/mm}^2) < f_s = 1.32 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.22)}$
 $\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I) + 0.30 = 0.03 + 0.30 = 0.33 \text{ (mm)}$
 $\delta = 0.33 \times 2.0 = 0.66 \text{ (mm)} < L/300 = 6.07 \text{ (mm)} \text{ --- OK (0.11)}$

[短期積雪時]

荷重点	位置(L(m))	P(N)	R(N)	M(N・m)	P'(N)	δ (mm)
支点1	0.000	-	-1539	0		
P1	1.365	6157		2101	6157	0.377
支点2	1.820	-	-4618	0		
計		6157	-6157	M _{max} 2101		0.377

$w = 1238 \times 0.228 = 282 \text{ (N/m)}$
 $w' = 1238 \times 0.228 = 282 \text{ (N/m)}$
 $M = 1/8 \times (wL^2) + M_{max} = 117 + 2101 = 2218 \text{ (N}\cdot\text{m)}$
 $Q_1 = 1539 \text{ (N)}$ $Q_2 = 4618 \text{ (N)}$ $Q = 1/2 \times (wL) + 4618 = 257 + 4618 = 4875 \text{ (N)}$
 $f_b = 1.60 \times F_b / 3 \times K_z = 17.60 \text{ (N/mm}^2)$ $f_s = 1.60 \times F_s / 3 = 1.92 \text{ (N/mm}^2)$
 $\sigma = M / Z = 2.71 \text{ (N/mm}^2) < f_b = 17.60 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.15)}$
 $\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.35 \text{ (N/mm}^2) < f_s = 1.92 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.18)}$
 $\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I) + 0.38 = 0.03 + 0.38 = 0.42 \text{ (mm)}$
 $\delta = 0.42 \times 1.0 = 0.42 \text{ (mm)} < L/225 = 8.09 \text{ (mm)} \text{ --- OK (0.05)}$

○ 2 F, X11通-Y6-Y7間

E120-F330[\triangleleft いまつ] 410 (89×235)

$A = 20915 \text{ mm}^2$ $Z = 819171 \text{ mm}^3$ $I = 96252573 \text{ mm}^4$
 $E = 12000 \text{ N/mm}^2$
 $F_b = 33.00 \text{ N/mm}^2$ $F_s = 3.60 \text{ N/mm}^2$
 K_z (曲げ) = 1.00
 $L = 910 \text{ mm} = 0.910 \text{ m}$



[長期]

$w = 1938 \times 0.228 + 24150 \times 0.200 / 0.910 = 5750 \text{ (N/m)}$
 $w' = 1238 \times 0.228 + 24150 \times 0.200 / 0.910 = 5590 \text{ (N/m)}$
 $M = 1/8 \times (wL^2) = 595 \text{ (N}\cdot\text{m)}$
 $Q = 1/2 \times (wL) = 2616 \text{ (N)}$
 $f_b = 1.10 \times F_b / 3 \times K_z = 12.10 \text{ (N/mm}^2)$ $f_s = 1.10 \times F_s / 3 = 1.32 \text{ (N/mm}^2)$
 $\sigma = M / Z = 0.73 \text{ (N/mm}^2) < f_b = 12.10 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.06)}$
 $\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.19 \text{ (N/mm}^2) < f_s = 1.32 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.14)}$
 $\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I) = 0.05 \text{ (mm)}$
 $\delta = 0.05 \times 2.0 = 0.10 \text{ (mm)} < L/300 = 3.03 \text{ (mm)} \text{ --- OK (0.03)}$

[短期積雪時]

$w = 1238 \times 0.228 + 30783 \times 0.200 / 0.910 = 7048 \text{ (N/m)}$
 $w' = 1238 \times 0.228 + 30783 \times 0.200 / 0.910 = 7048 \text{ (N/m)}$
 $M = 1/8 \times (wL^2) = 730 \text{ (N}\cdot\text{m)}$
 $Q = 1/2 \times (wL) = 3207 \text{ (N)}$
 $f_b = 1.60 \times F_b / 3 \times K_z = 17.60 \text{ (N/mm}^2)$ $f_s = 1.60 \times F_s / 3 = 1.92 \text{ (N/mm}^2)$
 $\sigma = M / Z = 0.89 \text{ (N/mm}^2) < f_b = 17.60 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.05)}$
 $\tau = (Q \times 1.5) / A = 0.23 \text{ (N/mm}^2) < f_s = 1.92 \text{ (N/mm}^2) \text{ --- OK (0.12)}$
 $\delta = 5/384 \times (w' L^4) / (E \times I) = 0.06 \text{ (mm)}$
 $\delta = 0.06 \times 1.0 = 0.06 \text{ (mm)} < L/225 = 4.04 \text{ (mm)} \text{ --- OK (0.01)}$

項目	内容	備考
P	荷重別に負担する集中荷重を求めます。 一般地域： 長期、短期積雪時 多雪区域： 長期、長期積雪時、短期積雪時 集中荷重伝達部材：柱、小屋束、梁	荷重 複数の荷重があるときはそれぞれ ($P_1 \sim P_n$) 求め、荷重合計値 $P(\sum P_1 \sim P_n)$ も求めます。
w	荷重別に負担する等分布荷重を求めます。 一般地域： 長期、短期積雪時 多雪区域： 長期、長期積雪時、短期積雪時 ・鉛直構面及び床構面負担方法は、まぐさの設計参照。 ・屋根荷重は小屋束より負担します。 (屋根基準線下の梁は屋根荷重を等分布で負担します)	荷重×負担幅
Q	等分布荷重 $Q = w \times L / 2$ 集中荷重 $Q = \text{支点反力} R$	
M	等分布荷重 $M = 1/8 \times w \times L^2$ 集中荷重 $M = \text{各荷重点の曲げモーメント}$	
判定	τ 、 σ が許容応力度未満であることを判定します。 δ がたわみ許容値未満であることを判定します。 長期(常時)のみ、変形量に計算数値設定の変形増大係数(長期)を乗じます。 「R：梁の寸法形式はn以上必要です」	

8-3-6 梁の設計

○ 2 F, X2通-Y0.5~Y1間 (跳出梁)
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)

A=20915 mm² Z=819171 mm³ I=96252573 mm⁴
E=12000 N/mm²
Fb=33.00 N/mm² Fs=3.60 N/mm²
kz(曲げ)=1.00
L=910 mm=0.910 m



[長期]

w=2006×0.228+100=557 (N/m)
w'=1306×0.228+100=398 (N/m)
M=1/2×(wL²)=231(N・m)
Q=(wL)=507(N)
fb=1.10×Fb/3×kz=12.10(N/mm²) fs=1.10×Fs/3=1.32(N/mm²)
σ=M/Z=0.28(N/mm²) < fb=12.10(N/mm²) --- OK(0.02)
τ=(Q×1.5)/A=0.04(N/mm²) < fs=1.32(N/mm²) --- OK(0.03)
δ₀=L/8×(w' L³)/(E×D)=0.03(mm)
δ=0.03×2.0=0.06(mm) < L/300=3.03(mm) --- OK(0.02)

○ 2 F, X6通-Y0.5~Y1間 (跳出梁)
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)

A=20915 mm² Z=819171 mm³ I=96252573 mm⁴
E=12000 N/mm²
Fb=33.00 N/mm² Fs=3.60 N/mm²
kz(曲げ)=1.00
L=910 mm=0.910 m



[長期]

w=2006×0.455=913 (N/m)
w'=1306×0.455=594 (N/m)
M=1/2×(wL²)=378(N・m)
Q=(wL)=831(N)
fb=1.10×Fb/3×kz=12.10(N/mm²) fs=1.10×Fs/3=1.32(N/mm²)
σ=M/Z=0.46(N/mm²) < fb=12.10(N/mm²) --- OK(0.04)
τ=(Q×1.5)/A=0.06(N/mm²) < fs=1.32(N/mm²) --- OK(0.05)
δ₀=L/8×(w' L³)/(E×D)=0.05(mm)
δ=0.05×2.0=0.10(mm) < L/300=3.03(mm) --- OK(0.03)

○ 2 F, X10通-Y0.5~Y1間 (跳出梁)
E120-F330[べいまつ] 410 (89×235)

A=20915 mm² Z=819171 mm³ I=96252573 mm⁴
E=12000 N/mm²
Fb=33.00 N/mm² Fs=3.60 N/mm²
kz(曲げ)=1.00
L=910 mm=0.910 m



[長期]

w=2006×0.228+100=557 (N/m)
w'=1306×0.228+100=398 (N/m)
M=1/2×(wL²)=231(N・m)
Q=(wL)=507(N)
fb=1.10×Fb/3×kz=12.10(N/mm²) fs=1.10×Fs/3=1.32(N/mm²)

項目	内容	備考
メッセージ	<p>判定がNGのときワーニングメッセージ表示 (τ、σ、δ 毎)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・3000W:Z19999:座標:[短期]梁 σ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3001W:Z19999:座標:[短期]梁 τ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3002W:Z19999:座標:[短期]梁 δ=9.99 ≧ 999/999 mm → NG ・3009W:Z19999:座標:[短期積雪時]梁 σ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3010W:Z19999:座標:[短期積雪時]梁 τ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3011W:Z19999:座標:[短期積雪時]梁 δ=9.99 ≧ 999/999 mm → NG ・3003W:Z19999:座標:[長期]梁 σ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3004W:Z19999:座標:[長期]梁 τ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3005W:Z19999:座標:[長期]梁 δ=9.99 ≧ 999/999 mm → NG ・3012W:Z19999:座標:[長期積雪時]梁 σ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3013W:Z19999:座標:[長期積雪時]梁 τ=9.99 ≧ 9.99 N/mm² → NG ・3014W:Z19999:座標:[長期積雪時]梁 δ=9.99 ≧ 999/999 mm → NG <p>寸法形式は正メッセージ (NG部材に対して表示) (1つの部材で複数のNGがある場合は全てのNGを改善する是正寸法形式を1つ表示)</p> <p>固定寸法時</p> <ul style="list-style-type: none"> ・3006R:Z19999:座標: 梁の寸法形式は 999以上必要です ・3007R:Z19999:座標: 必要な梁の寸法形式が規定寸法(999)を超えました <p>フリーサイズ寸法時</p> <ul style="list-style-type: none"> ・3015R:Z19999:座標: 梁のせいは 999mm以上必要です ・3016R:Z19999:座標: 必要な梁せいが規定寸法(999mm)を超えました 	

8-5 接合部の設計

(1) 浮上りの検討

※壁の浮上り時に直交壁の抵抗を考慮する。

階	符号	圧縮	左	NL	直交壁	Ns	Ms/b	N				金物
								(NL-Ns)/2		(NL+Ns)/2		
								-Ms/b	+Ms/b	-Ms/b	+Ms/b	
3	X1通り Y1-Y2	浮上り	左	2363		6180	10810				15082	5W-67
			右	2363	5420			-7299		15082		
	X1通り Y4-Y6	浮上り	左	11566		0	10803				16586	5-45
			右	11566	3197			-1823		16586		
	X1通り Y8-Y9	浮上り	左	2363		6180	10810				15082	5W-67
			右	2363	4203			8902	-6539	15082		
	X4通り Y6-Y9	浮上り	左	2606		8640	7202				12825	5-45
			右	2606	6087			-4132		12825		
	X5通り Y3-Y5	浮上り	左	2421		4800	7202				10813	5-65
			右	2421	1676			6013	-3592	10813		
	X8通り Y6-Y9	浮上り	左	5173		8640	7202				14109	5-45
			右	5173	4575			5469	-296	14109		
	X11通り Y1-Y2	浮上り	左	2363		6180	10810				15082	5W-67
			右	2363	5420			-7299		15082		
	X11通り Y4-Y6	浮上り	左	10974		4620	10803				18600	5-65
			右	10974	3383			-4243		18600		
	X11通り Y7-Y9	浮上り	左	2954		10800	10803				17680	5-65
			右	2954	4203			6880	-9926	17680		
	Y1通り X1-X2	浮上り	左	5420		7200	10810				17120	5W-67
			右	5420	2363			-9337		17120		
	Y1通り X4-X8	浮上り	左	15354		0	10803				18480	5-65
			右	15354				9920	-4500	18480		
	Y1通り X10-X11	浮上り	左	5420		7200	10810				17120	5W-67
			右	5420	2363			-9337		17120		
	Y5通り X1-X4	浮上り	左	6393		8400	7202				14599	5-65
			右	6393	11566			3361		14599		
	Y5通り X5-X6	浮上り	左	1676		2100	7202				9090	5-45
			右	1676	2421			6990	-2893	9090		
	Y5通り X8-X11	浮上り	左	6765		6300	7202				13735	5-45
			右	6765	10974			7435	-670	13735		
	Y9通り X1-X2	浮上り	左	4203		8430	10810				17127	5-65
			右	4203	2363			-10561		17127		
								8697	-4494		5-65	

・接合部の設計

項目	内容	備考
符号	7章 短期軸力表参照	
NL		
Ns		
Ms / b		
N		直交壁の値を考慮した値
壁の浮上り時に直交壁の抵抗を考慮する。	「初期設定」-「構造計算条件」-「直交壁効果を考慮する」がONのとき表示します。	
直交壁	直交壁効果を考慮するときに、直交壁があればその直交壁の引き抜き検討用軸力（対象壁の抑えとなる分）	
金物	引抜力を抑える金物名称を表示します。 「初期設定」-「構造計算条件」-「金物判定用設定」テーブルより、設定されている浮上り力範囲で判断し、金物名称を表示します。	

・直交壁について

対象耐力壁：

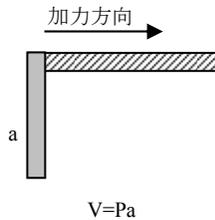
直交壁となる耐力壁：

その他耐力壁：

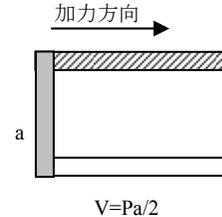
V：対象壁に対する直交壁の軸力

Px：耐力壁xの引き抜き検討用軸力

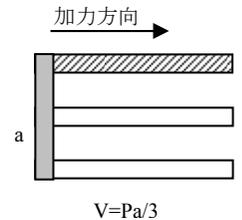
・パターン1



・パターン2

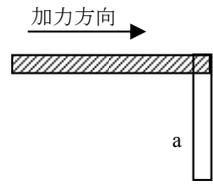


・パターン3



L : 対象壁長

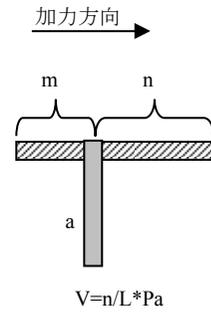
・パターン4



V=0

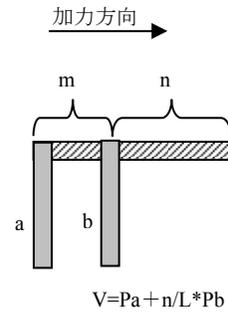
aが対象壁の加力方向の反対側の端点に接続しているときは直交壁として抑えにならない

・パターン5



$$V = n/L * Pa$$

・パターン6



$$V = Pa + n/L * Pb$$

(2) 土台の検討及びアンカーボルト

1 F XIY1 隅角部 土台と繋結する アンカーボルト片側 (Y方向)
 P=5.383
 土台 Hem-Fir[2級] 404 (89mm×89mm)
 Fsize=1.00
 有効断面 89mm×69mm
 アンカーボルトはホールダウン金物から100(mm)
 $M=5.383(kN) \times 100(mm) = 538(kN \cdot mm)$
 $A_c=6141(mm^2)$ $Q_a=(1.40 \times 6141) / 1.5 \times 10^{-3} = 5.73(kN) \geq 5.38(kN)$ ----- OK
 $Z_o=70621(mm^3)$ $M_a=13.60 \times 70621 \times 10^{-3} = 960(kN \cdot mm) \geq 538(kN \cdot mm)$ ----- OK
 アンカーボルト $P=5.383(kN) \leq 20.0(kN)$ ----- OK

アンカーボルトせん断力検討

通り	負担水平力(kN)	必要本数
X1	43.868	10
X4	15.792	4
X5	10.528	3
X7	15.792	4
X11	37.293	9
Y1	43.251	10
Y5	25.951	6
Y9	54.072	13

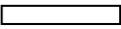
アンカーボルト許容せん断耐力: 4.5kN

・土台の検討及びアンカーボルト

項目	内容	備考
一般部、隅角部	一般部、隅角部について検討します。	浮上り力があり、ホールダウン金物が土台付けで配置されている箇所。 検討対象がない場合は「ホールダウンを全て直接基礎に埋込む」を表示します
通り符合	X99Y99	
P	浮上り力	浮上り検討表より
樹種	樹種名[等級]	
寸法形式	枚数-寸法形式 (断面寸法)	枚数が1枚のときは、枚数は表示しません。
Fsize	寸法調整係数 (曲げ)	
土台の有効断面	HとWの大きい方の値 -20mm	ホールダウン穴欠損
取付距離	アンカーボルト詳細プロパティ「基準位置からの取付距離」より	
M	一般部: $M = P \times (L1 \times L2) / (L1+L2)$ 隅角部: $M = P \times L$	L: ホールダウン金物からの距離
Q	一般部: $Q = P \times L1 / (L1 + L2)$	
Ac	有効断面積	
Qa	$Q_a = (sfs \times A_c) / 1.5$	
Q判定	Qa ≥ Qの場合OK NGのときワーニングメッセージ ・2009W:Z19999:座標:土台のせん断力 Qa= 9.99 < 9.99 kN →NG	
Zo	$Z_o = bh^2 / 6$	
Ma	$M_a = sfb \times Z_o$	
M判定	Ma ≥ Mの場合OK NGのときワーニングメッセージ ・2010W:Z19999:座標:土台の曲げモーメント Ma= 9.9 < 9.9 kN・mm →NG	
アンカーボルト	アンカーボルトが両側に取り付いている時には、Pをアンカーボルトの距離の比で分る。 各々n(kN)以下であることを確認します。 n(kN)は「初期設定」-「構造計算条件」-「金物判定用設定」-「アンカーボルト許容引抜き耐力」より NGのときワーニングメッセージ ・2011W:KN9999:座標:アンカーボルト P=9.999 > 9.9 kN →NG	

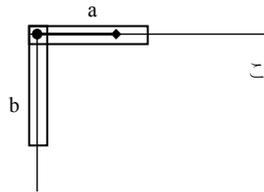
項目	内容	備考
入力に対するメッセージ	アンカーボルトの基準位置に土台が無い場合 ・2006E:KN9999:座標:●アンカーボルトの基準位置に土台がありません アンカーボルトの取付位置に土台が無い場合 ・2007E:KN9999:座標:●土台の無い箇所にアンカーボルトが入力されています	

・複数の耐力壁の端点に入力されているときはアンカーボルトの方向と一致している耐力壁の浮上り力を採用します。

耐力壁： 

アンカーボルト： 

土台： 



この場合は耐力壁aの浮上り力を採用します。

・アンカーボルトせん断力検討表

項目	内容	備考
通り	耐力壁のある通りごとに出力	基準間隔単位の通り符合
負担水平力(kN)	耐力壁からの負担水平力(kN)	計算書6章 「必要壁量の検討及び分担水平力の算定」の負担水平力の卓越した値
必要本数	$n = Q/P$ (本) Q：負担水平力(kN) P：アンカーボルト許容せん断耐力(kN) n：整数に切り上げ(本数)	
アンカーボルト許容せん断耐力(kN)	「初期設定」－「構造計算条件」－「金物判定用設定」－「アンカーボルト許容せん断耐力」の値	1.0～99.9

9 基礎の設計

9. 基礎の設計

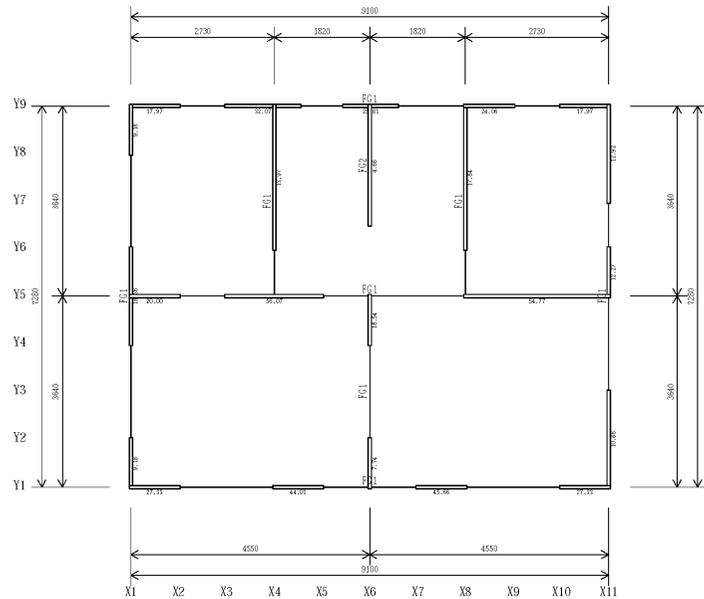
地耐力 : $f_e = 50.0\text{kN/m}^2$
 根入深さ : $D_f = 0.40\text{m}$
 有効地耐力 : $f_e' = 50.0 - 20.0 \times 0.40 = 42.0\text{kN/m}^2$
 建物総重量 : $\Sigma W = 769.013\text{kN}$
 基礎総延長 : $\Sigma L = 55.0\text{m}$
 基礎幅:Bの検討

$$B \geq \Sigma W / f_e' / \Sigma L$$

$$= 769.01 / 42.0 / 55.0 = 0.332\text{m}$$

$$= 332.0\text{mm} \rightarrow 600.0\text{mm} \quad \text{OK}$$

基礎略伏図及び軸力



9-1

・基礎の設計 (布基礎時)

項目	内容	備考
地耐力(kN/m ²)	f_e : 「初期設定」 - 「物件情報」 - 「基礎」 - 「許容地耐力」の値	
根入深さ(m)	D_f : 「初期設定」 - 「物件情報」 - 「基礎」 - 「根入深さ」の値(m)	小数第3位四捨五入
有効地耐力(kN/m ²)	$f_e' = f_e - 20 \times D_f$	20: 地中平均重量 (コンクリート+土)
建物総重量 ΣW (kN)	地震力の各階重量の算定でもとめた基礎階 (F) を含む総重量	
基礎総延長 ΣL (m)	基礎の総延長 (芯から芯の距離の合計)	基礎が床領域線内か接するもの
基礎幅 B の検討	$B \geq \Sigma W / f_e' / \Sigma L$ 「初期設定」 - 「物件情報」 - 「基礎」 - 「布基礎へス幅」が大きいことを確認します。	
基礎略伏図	布基礎 T 型: 実線 布基礎 L 型: 点線 布基礎 B O X 型: 一点鎖線 基礎記号: 形状の異なる基礎に自動連番 FGn 耐力壁:  軸力: 壁の長期軸力表より 一般地域: 長期常時の軸力 多雪区域: 長期積雪時の軸力 表示は小数3位四捨五入の値	

9-1 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定

(1) 接地圧の検定

No	位置	軸力	R1	R2	立上り幅	荷重合計	フーチング幅B	接地圧	$\sigma e/fe'$	判定			
		(kN)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m)						(kN/m)	(m)	(kN/m ²)
		基礎長さ	幅	幅	立上り高						等分布荷重	w1	w2
(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)					
1	Y9通-X1~X11間	117.880	0.000	0.000	0.150	14.394	0.600	23.990	0.571	OK			
		9.100	0.000	0.000	0.400								
		12.954	0.000	0.000	1.440								
2	Y5通-X1~X11間	130.843	0.000	0.000	0.150	15.818	0.600	26.363	0.628	OK			
		9.100	0.000	0.000	0.400								
		14.378	0.000	0.000	1.440								
3	Y1通-X1~X11間	144.321	0.000	0.000	0.150	17.299	0.600	28.832	0.686	OK			
		9.100	0.000	0.000	0.400								
		15.859	0.000	0.000	1.440								
4	X1通-Y1~Y9間	36.713	0.000	0.000	0.150	6.483	0.600	10.805	0.257	OK			
		7.280	0.000	0.000	0.400								
		5.043	0.000	0.000	1.440								
5	X4通-Y5~Y9間	13.971	0.000	0.000	0.150	5.278	0.600	8.797	0.209	OK			
		3.640	0.000	0.000	0.400								
		3.838	0.000	0.000	1.440								
6	X6通-Y1~Y5間	26.281	0.000	0.000	0.150	8.660	0.600	14.433	0.344	OK			
		3.640	0.000	0.000	0.400								
		7.220	0.000	0.000	1.440								
7	X6通-Y6.5~Y9間	4.661	0.000	0.000	0.600	2.049	0.600	3.415	0.081	OK			
		2.275	0.000	0.000	0.000								
		2.049	0.000	0.000	0.000								
8	X8通-Y5~Y9間	17.835	0.000	0.000	0.150	6.340	0.600	10.567	0.252	OK			
		3.640	0.000	0.000	0.400								
		4.900	0.000	0.000	1.440								
9	X11通-Y1~Y9間	36.062	0.000	0.000	0.150	6.394	0.600	10.657	0.254	OK			
		7.280	0.000	0.000	0.400								
		4.954	0.000	0.000	1.440								

・接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定 (布基礎時)

項目	内容	備考
接地圧の検定	布基礎の接地圧の検定を行いません。	算定対象はT, L, Box型。
No	検討する布基礎の通し番号	
軸力(kN)	長期常時(一般地域)または長期積雪(多雪区域)軸力合計	
	端部で複数の基礎にかかる個所の軸力は1/2負担とします。	
布基礎長さ(m)	布基礎の芯~芯長さ	
等分布荷重(kN/m)	軸力/基礎梁長さ	
荷重: W1(kN/m ²)	基礎梁左側にある根太領域またはユーザ領域のなかで荷重が最大のもの(部分的にある場合でも全長に考慮)	
幅(m)	上記があれば基本ピッチの1/2を負担幅とします。 (※)	床東有りの想定。
w1(kN/m)	W1×幅	
荷重: W2(kN/m ²)	基礎梁右側にある根太領域またはユーザ領域のなかで荷重が最大のもの(部分的にある場合でも全長に考慮)	
幅(m)	上記があれば基本ピッチの1/2を負担幅とします。	床東有りの想定。
w2(kN/m)	W2×幅	
立上り幅(m)	T,L型はb。Box型はB。	
立上り高(m)	T,L型はD-df。Box型はd>dfの場合d-df、d≤dfの場合0。	
荷重(kN/m)	立上り幅×立上り高×コンクリート単位荷重(24kN/m ³)	
荷重合計(kN/m)	軸力による等分布荷重+w1+w2+基礎立上り荷重	
フーチング幅B(m)	基礎フーチング幅	
接地圧σe(kN/m ²)	荷重合計/B	
σe/fe'	比率	
判定	比率が1.00未満ならOK	

※床荷重の負担幅について

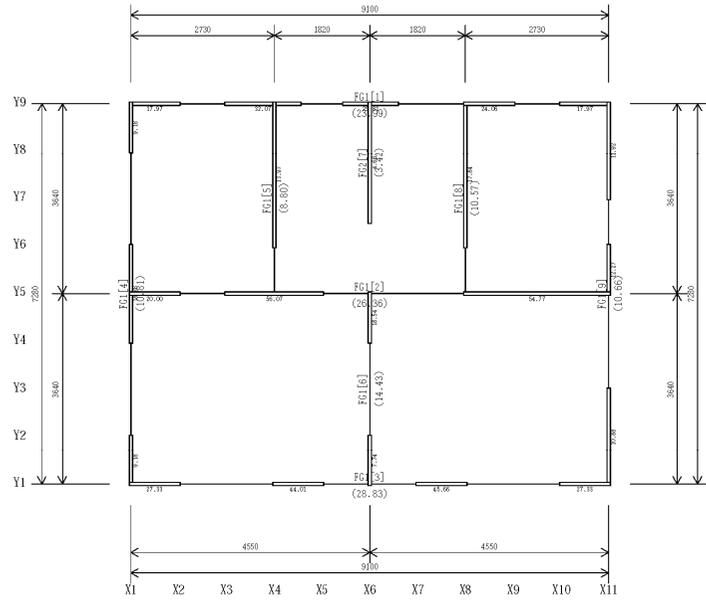
「初期設定」 - 「構造計算条件」 - 「耐力壁仕様・たて枠材長・基礎設定」における
[基礎条件] - [布基礎負担幅を床東ありとみなす]にて

ONの場合 基本ピッチの1/2を負担幅とします。(片側)

OFFの場合 根太荷重方向領域を参照して、領域短辺幅の1/2を負担幅とします。(片側)

(2) 基礎反力図

[]内は接地圧検定表No
 ()内は接地圧 σ_e (kN/m²)を示す。



・基礎反力図（布基礎時）

項目	内容	備考
基礎線種	T型基礎 実線 L型基礎 点線 BOX型基礎 一点鎖線	
W (σ_e)	負担する鉛直荷重W (接地圧 σ_e)	
基礎梁記号	形状の異なる基礎に自動連番F G n	

(3) ベース筋の検定

根元 $M=1/2 \times \sigma_e \times L^2$ L:フーチング跳出長さ
 $at'=at \times 1000/p$ at:鉄筋断面積, p:ベース筋ピッチ
 $LMa=at' \times lft \times j$

No	基礎形状	フーチング幅B(m)	立上り幅b(m)	L(m)	接地圧 σ_e (kN/m ²)	根元M(N・m/m)	フーチング厚d(mm)	j(mm)	鉄筋径	ピッチp(mm)	LMa(N・m/m)	M/LMa	判定<1.0
1	T	0.600	0.150	0.225	23.990	607.247	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.125	OK
2	T	0.600	0.150	0.225	26.363	667.313	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.138	OK
3	T	0.600	0.150	0.225	28.832	729.810	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.151	OK
4	T	0.600	0.150	0.225	10.805	273.502	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.096	OK
5	T	0.600	0.150	0.225	8.797	222.674	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.046	OK
6	T	0.600	0.150	0.225	14.433	363.335	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.075	OK
7	Box												
8	T	0.600	0.150	0.225	10.567	267.477	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.055	OK
9	T	0.600	0.150	0.225	10.657	269.755	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.056	OK

・ベース筋の検定 (布基礎時)

項目	内容	備考
算定対象	算定対象はT, L型。 算定スパンの結合条件は接地圧の検定と同じです。	
No	通し番号(接地圧の検定に対応)	
基礎形状	T、L、Box (Boxの場合は、以下空白)	
フーチング幅B(m)	基礎フーチング幅	
立上り幅b(m)	基礎立上り幅	
L(m)	フーチング跳出長さ T型=(B-b)/2、L型=B-b	
根元M(N・mm)	フーチング根元に生じる曲げモーメント	
フーチング厚d(mm)	フーチング厚	
j(mm)	7/8×(d - 布基礎属性の「ベース筋重心距離」)	
鉄筋径:	鉄筋種類	
ピッチp(mm)	ベース筋のピッチ	
LMa(N・mm)	1mあたりの許容曲げモーメント $LMa=at \times Lft \times j \times 1000/p$	
M/LMa	比率	
判定	比率が1.00未満ならOK	

偏心基礎について

○偏心基礎のねじれモーメント X1通-Y1~Y5間 FG1(L型)

$$w = fe' \times B = 44.8 \times 0.600 = 26.88 \text{ kN/m}$$

$$e = B/2 - b/2 = 0.600/2 - 0.180/2 = 0.210 \text{ m}$$

$$Me = (lo - B')/2 \times e \times w = (3.640 - 0.600)/2 \times 0.210 \times 26.88 = 8.580 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

○偏心モーメントを負担する直交基礎の検討

限界長さ

・直交基礎(1) Y1通-X1~X3間 FG2(T型)

直交基礎耐力モーメント

$$D = 0.800 \text{ m} \quad D' = (0.800 - 0.030) = 0.770 \text{ m}$$

$$j = 7/8 \times D' = 7/8 \times 0.770 = 0.674 \text{ m}$$

$$at = 1 - D16 \rightarrow 199 \text{ mm}^2$$

$$Mt = at \times ft \times j = 199 \times 0.195 \times 0.674 = 26.155 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

直交基礎長期モーメント

$$w = fe' \times B = 44.8 \times 0.600 = 26.88 \text{ kN/m}$$

$$ML = w \times l^2 / 12 \times 0.6 = 26.88 \times 1.820^2 / 12 \times 0.6 = 4.452 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mt > Me + ML \quad 26.155 > 13.032 \quad \text{----- OK}$$

・直交基礎(2) Y5通-X1~X4間 FG2(T型)

直交基礎耐力モーメント

$$D = 0.800 \text{ m} \quad D' = (0.800 - 0.030) = 0.770 \text{ m}$$

$$j = 7/8 \times D' = 7/8 \times 0.770 = 0.674 \text{ m}$$

$$at = 1 - D16 \rightarrow 199 \text{ mm}^2$$

$$Mt = at \times ft \times j = 199 \times 0.195 \times 0.674 = 26.155 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

直交基礎長期モーメント

$$w = fe' \times B = 44.8 \times 0.600 = 26.88 \text{ kN/m}$$

$$ML = w \times l^2 / 12 \times 0.6 = 26.88 \times 2.730^2 / 12 \times 0.6 = 10.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Mt > Me + ML \quad 26.155 > 18.597 \quad \text{----- OK}$$

○偏心している基礎の検討 X1通-Y1~Y5間 FG1(L型)

主筋

$$Ao = (b - 80) \times (D - 80) = (180 - 80) \times (800 - 80) = 72000 \text{ mm}^2 = 0.072 \text{ m}^2$$

$$l = (b - 80 + D - 80) \times 2 = (180 - 80 + 800 - 80) \times 2 = 1640 \text{ mm} = 1.640 \text{ m}$$

$$\Sigma at = (Me \times l) / (2 \times ft \times Ao) = (8.580 \times 1.640) / (2 \times 0.195 \times 0.072) = 501 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma at = 501 < (2 - D16) \times 2 + (2 - D10) = 398 \times 2 + 143 = 939 \text{ mm}^2 \quad \text{----- OK}$$

一本筋
(腹筋)

$$S1 = (b - 80) / 2 + (D - 80) / 4 = (180 - 80) / 2 + (800 - 80) / 4 = 230 \text{ mm}$$

$$S2 = (D - 80) / 2 = (800 - 80) / 2 = 360 \text{ mm} \quad S = S2 = 0.360 \text{ m}$$

$$at = (Me \times S) / (2 \times ft \times Ao) = (8.580 \times 0.360) / (2 \times 0.195 \times 0.072) = 110 \text{ mm}^2$$

$$at = 110 \geq D10 (71 \text{ mm}^2) \quad \text{----- NG}$$

S T筋
(縦筋)

$$at = 3 - D10 \rightarrow 214 \text{ mm}^2$$

$$x = 2 \times ft \times Ao \times at / Me = 2 \times 0.195 \times 0.072 \times 214 / 8.580 = 0.701 \text{ m} = 701 \text{ mm}$$

$$x = 701 \text{ mm} \rightarrow 3 - D10 @ 200 \quad \text{----- OK}$$

・偏心基礎について

項目	内容	備考
偏心基礎のねじれモーメント		
等分布荷重 w (kN/m)	$w = fe' \times B$	
偏心距離 e (m)	$e = B/2 - b/2$	参照図 1
ねじれモーメント Me (kN・m)	$Me = (lo - B') / 2 \times e \times w$ $Me = (lo - B' / 2) \times e \times w$ (直交基礎が1つの場合)	限界長さ lo 参照図 2
偏心モーメントを負担する直交基礎の検討		
D (m)	D-かぶり厚さ	
j	$7/8 \times D'$	
at (mm ²)	主筋の鉄筋断面量	
直交基礎耐力モーメント Mt (kN・m)	$Mt = at \times ft \times j$	
w (kN/m)	$w = fe' \times B$	
直交基礎長期モーメント ML (kN・m)	$ML = w \times l^2 / 12 \times 0.6$	l: 偏心モーメントを負担する直交基礎の交わる位置までの長さ 参照図 3
判定	Mt > Me + ML の場合 OK	OK、NG
偏心している基礎の検討		
主筋 Ao (mm ²)	$Ao = (b - 80) \times (D - 80)$	
l	$l = (b - 80 + D - 80) \times 2$	
必要鉄筋量 Σ at (mm ²)	$\Sigma at = (Me \times l) / (2 \times ft \times Ao)$	
判定	$\Sigma at < (\text{主筋鉄筋量}) \times 2 + \text{腹筋鉄筋量}$ 首筋鉄筋量は上下主筋を考慮し、全体配筋量を求めます。 必要鉄筋量が全体配筋量 Σ at 以上になった場合 「R: 偏心基礎の主筋は n-Dxx 以上必要です」	本数を割りまして計算する。 (鉄筋種類は入力種類)

項目	内容	備考
一本筋（腹筋）	周長 S の算出 主筋が 2-Dn 以上の時 $S1 = (b - 80) / X + (D - 80) / Y$ $S2 = (D - 80) / 2$ X : 主筋が偶数本数の時は 2、奇数の時は 4 Y : 腹筋の本数 + 2（腹筋の本数が奇数の場合 1 を引く） S1 及び S2 の大きい方を S とする。	参照図 4
必要鉄筋量 at (mm ²)	$at = (Me \times S) / (2 \times ft \times Ao)$ 腹筋鉄筋量 at : 本数に関わり無く鉄筋種類より鉄筋量を求めます	
判定	必要鉄筋量が腹筋鉄筋量 at 以上になった場合 「R: 偏心基礎の腹筋は n-Dxx 以上必要です」 腹筋の検討で求めた必要腹筋鉄筋量が主筋鉄筋量を超えた場合 「R : 偏心基礎の主筋、腹筋は n-Dxx 以上必要です」	
せん断補強筋間隔の検討 スカーップ筋（縦筋）	鉄筋種類は D10 として （スカーップ筋本数の設定は 1～3 本まで） 設定 1 本 : at = D10 → 71mm ² 設定 2 本 : at = 2-D10 → 143mm ² 設定 3 本 : at = 3-D10 → 214mm ² $X = 2 \times ft \times Ao \times at / Me$ at : S T 筋鉄筋種類による鉄筋量	
判定	OK となる場合 : 間隔 X ≥ せん断補強筋設定間隔 → OK X = 248.0mm → D10@200 —————OK 設定 1 本 : X = 999.9 → D10@200.0 —————OK 設定 2 本 : X = 999.9 → 2-D10@200.0 —————OK 設定 3 本 : X = 999.9 → 3-D10@200.0 —————OK NG となる場合 : 間隔 X < せん断補強筋設定間隔 → NG X = 197.2mm → D10@200 —————NG メッセージ 「R : 偏心基礎せん断補強筋間隔は、197.2mm 以下にしてください」	

偏心距離 e

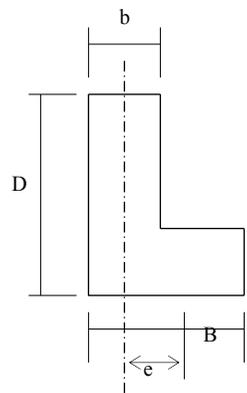


図 1

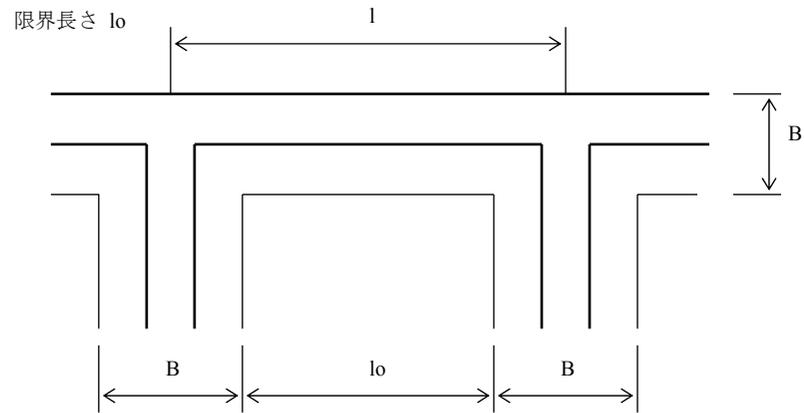


図 2

$$l_0 = (l - B') / 2$$

B' : 直交する2つの基礎のべース幅の半分を複合した値

直交基礎の1

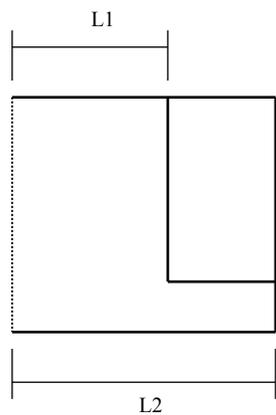


図3

周長Sの算出

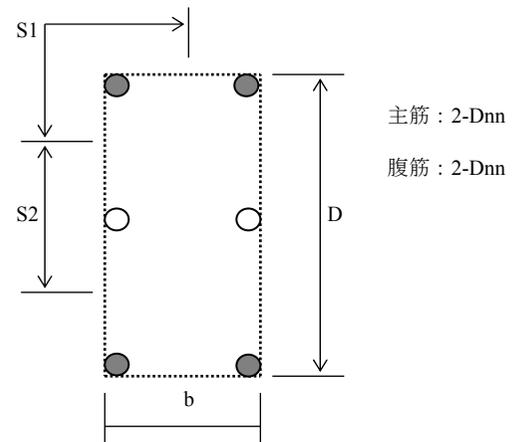


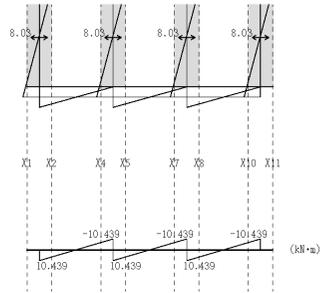
図4

点線：偏心基礎

偏心基礎に対して直角に交わっていない場合は直交基礎とみなしません。

9-2 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y1通-X1~X11間 FC1
[水平荷重時]



水平荷重時の応力算定 $h = 0.600$ (1階床高さ-基礎高さ+基礎梁せい/2)

位置	長さ (m)	水平荷重時 加力					
		Q (kN)	M (kN)	M _水 (kN·m)	Q _e (kN)	lM _水 f (kN·m)	rM _水 f (kN·m)
X1-X2	0.910	8.030	10.840	15.658			
X2-X4	1.820				11.471	10.439	-10.439
X4-X5	0.910	8.030	10.840	15.658			
X5-X7	1.820				11.471	10.439	-10.439
X7-X8	0.910	8.030	10.840	15.658			
X8-X10	1.820				11.471	10.439	-10.439
X10-X11	0.910	8.030	10.840	15.658			

応力の算定 (長期)

位置	長さ (m)	長期				
		σ_e (kN/m ²)	B (m)	M _e (kN·m)	M _水 (kN·m)	Q _t (kN)
X2-X4	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742
X5-X7	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742
X8-X10	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742

応力の算定 (短期)

位置	短期		
	M _水 +M _水 f (kN·m)		Q _t +1.5Q _e (kN)
	左側	右側	
X2-X4	15.214	15.214	32.949
X5-X7	15.214	15.214	32.949
X8-X10	15.214	15.214	32.949

・基礎梁の断面と配筋の検定

項目	内容	備考
通り、符号	検討する基礎の通りと番付符号 入力長を算定スパンとします。	基準間隔単位の番付符号
図	算定スパンで図を記します。 短期M図：水平荷重時モーメント図	

・水平荷重時の応力算定

項目	内容	備考
水平荷重時	X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力	
位置	算定区間	
長さ	耐力壁長さ、耐力壁間開口長さ	
Q(kN)	耐力壁 せん断力 (応力図より)	
M(kN)	脚部モーメント (応力図より)	
M _水 (kN·m)	曲げモーメント M+Q×h	
Q _e (kN)	せん断力	
lM _水 f(kN·m)	曲げモーメント (フェイスモーメント) (左側)	
rM _水 f(kN·m)	曲げモーメント (フェイスモーメント) (右側)	

・応力の算定 (長期)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
長さ	柱間の長さ	
σ_e (kN/m ²)	接地圧 [布基礎の場合] σ_e は接地圧の検定で求めたもの [べた基礎の場合] σ_e は左右に接するべた基礎接地圧の大きい方を採用	
B(m)	検討幅 [布基礎の場合] Bはフーチング幅 [べた基礎の場合] Bは左右に接するべた基礎のLx/2を足したもの	
M中(kN·m)	中央部長期曲げモーメント $1/8 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}^2$	
M端(kN·m)	端部長期曲げモーメント $1/12 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}^2$	
Q _t (kN)	長期せん断力 $1/2 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}$	

許容耐力の算定(1)

主筋重心上:50.0 (mm) 主筋重心下:70.0 (mm)

位置	基礎 高さ (mm)	上端主筋				下端主筋			
		鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	lMa (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	lMa (kN・m)
X2-X4	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640
X5-X7	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640
X8-X10	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640

許容耐力の算定(2)

fc=21 tfs=0.700 (N/mm²) fs=1.050 (N/mm²) 端部フック 有り

位置	幅b (mm)	スターラップ筋				せん断長期		せん断短期	
		鉄筋	断面積 (mm ²)	ピッチ (mm)	Pw	α	lQa (kN)	α	sQa (kN)
X2-X4	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404
X5-X7	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404
X8-X10	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404

判定

位置	長期			短期			判定
	Me+/ 上端Ma	Me-/ 下端Ma	Q _u /Q _a	M _{eq} +M _{sr} /1.5lMa		Q _u +1.5Q _e /sQa	
				左側	右側		
X2-X4	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK
X5-X7	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK
X8-X10	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK

・応力の算定(短期)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
M _端 +M _{水f} (kN)	端部長期曲げモーメント+水平荷重時曲げモーメント	
Q _L +n Q _e (kN)	長期せん断力+n×水平荷重時せん断力 (nは設定値)	
左側	原点に近い側	
右側	原点から遠い側	

・許容耐力の算定(1)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
基礎高さ(mm)	基礎の高さ D	
鉄筋	主筋の鉄筋本数と鉄筋種類	
断面積(mm ²)	主筋の断面積	
上端主筋j(mm)	7/8×(基礎の高さ-主筋重心上)	
上端主筋lMa(kN・m)	断面積×長期許容引張応力度×上端j	
下端主筋j(mm)	7/8×(基礎の高さ-主筋重心下)	
下端主筋lMa(kN・m)	断面積×長期許容引張応力度×下端j	

・許容耐力の算定(2)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
幅b(mm)	基礎の幅	
スターラップ筋鉄筋	スターラップ筋の鉄筋本数と鉄筋種類	
スターラップ筋断面積(mm ²)	スターラップ筋の断面積	
スターラップ筋ピッチ(mm)	スターラップ筋のピッチ	
スターラップ筋Pw	スターラップ筋比 スターラップ筋断面積/(立上り幅b×スターラップ筋ピッチ) ただし0.002≦Pw≦0.012 一覧表のPwは補正前の値	
せん断長期 α	長期せん断 α 値 $\alpha=4/(M長端/(QL×d)+1)$ d=基礎高さ-主筋重心上	1.0≦ α ≦2.0
せん断長期lQa(kN)	長期せん断	
せん断短期 α	短期せん断 α 値 $\alpha=4/((M長端-M水f)/((QL+Qe)×d)+1)$ d=基礎高さ-主筋重心上	1.0≦ α ≦2.0
せん断短期sQa(kN)	短期せん断	

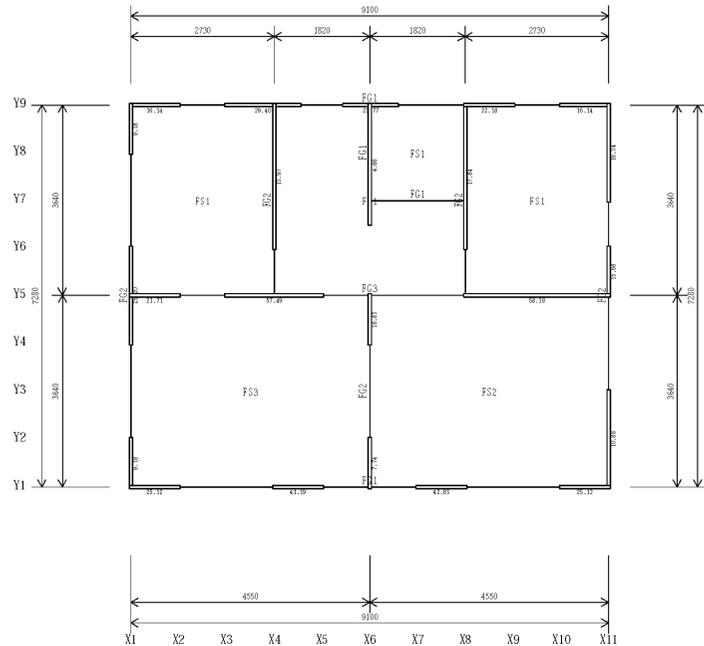
・判定

項目	内容	備考
位置	算定区間	
$M_{中} / 上端_{l}Ma$	比率	
$M_{端} / 下_{l}Ma$	比率	
$Q_{L} / {}_{L}Qa$	比率	
$M_{端} + M_{水r}左側 / 1.5_{l}Ma$	比率	
$M_{端} + M_{水r}右側 / 1.5_{l}Ma$	比率	
$Q_{L} + 1.5Qe左側 / sMa$	比率	Qeに乘じる係数は設定値
$Q_{L} + 1.5Qe右側 / sMa$	比率	Qeに乘じる係数は設定値
判定	上記比率が全て1.00未満ならば OK	

9. 基礎の設計

地耐力 : $f_e = 50.0 \text{ kN/m}^2$
 底盤厚さ : $d = 0.15 \text{ m}$
 有効地耐力 : $f_e' = 50.0 - 24.0 \times 0.15 = 46.4 \text{ kN/m}^2$
 建物総重量 : $\Sigma W = 1011.647 \text{ kN}$
 基礎版面積 : $S1 = 66.248 \text{ m}^2$

基礎略伏図及び軸力

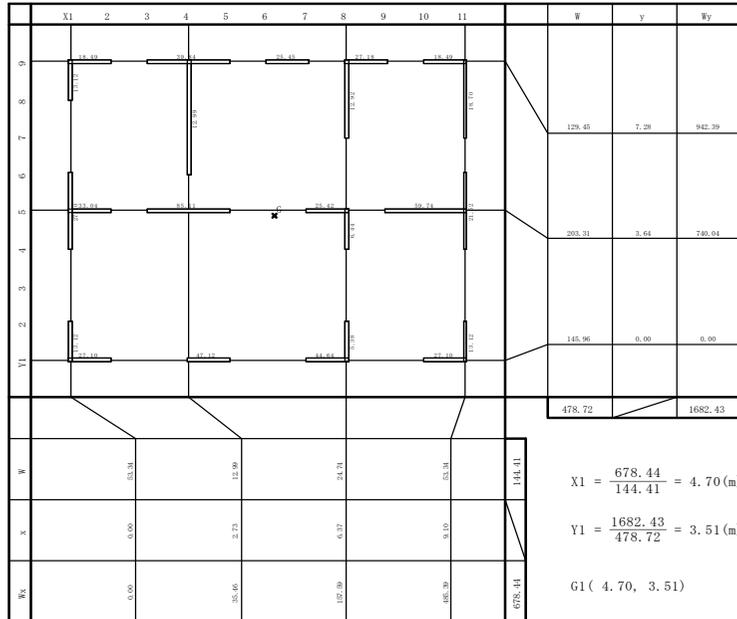


9-1

・基礎の設計（べた基礎時）

項目	内容	備考
地耐力(kN/m ²)	f_e : 「初期設定」 - 「物件情報」 - 「基礎」 - 「許容地耐力」の値	
底盤厚さ(m)	d : 「初期設定」 - 「物件情報」 - 「基礎」 - 「べた基礎底盤厚」の値(m)	小数第3位四捨五入
有効地耐力(kN/m ²)	$f_e' = f_e - 24 \times d$	24 : コンクリート比重
建物総重量 ΣW (kN)	地震力でもとめた基礎階を含む総重量	
基礎版面積(m ²)	S1 : べた基礎領域の面積の合計	領域の芯芯の面積
基礎略伏図	布基礎T型 : 実線 布基礎L型 : 点線 布基礎BOX型 : 一点鎖線 基礎記号 : 形状の異なる基礎に自動連番 耐力壁 :  地中梁FGn べた基礎FSn	

1階 重心図



・重心図

項目	内容	備考
長期の軸力から重心を求める		
w	長期軸力を方向別の同じ通りで加算 (X方向をw1、Y方向をw2)	
x (y)	最小番付からの距離	
Wx (Wy)	各wにx (y)を乗算	
重心G	(Wx / w1 , Wy / w2)	

べた基礎：接地圧の検討

f_e' : 有効地耐力 (kN/m²)
 S_1 : 基礎版面積 (m²)
 ΣW : 建物上部重量 (kN)

長期接地圧の検討

$$\frac{\Sigma W}{S_1} \leq f_e'$$

$$\frac{681.777}{66.248} = 10.30 \text{ kN/m}^2 \leq 45.2 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- OK}$$

短期接地圧の検討

$$\text{偏心 } e = \frac{M_o}{\Sigma W'} \quad \begin{array}{l} M_o : \text{転倒モーメント (kN}\cdot\text{m)} \\ \Sigma W' : \text{建物総重量 (kN)} \end{array}$$

$$= \frac{396.24}{920.26} = 0.43$$

$$\frac{e}{L} = \frac{\text{偏心 } e}{L} \quad L : \text{建物長さの短い方の長さ (m)}$$

$$= \frac{0.43}{7.28} = 0.06 \leq \frac{1}{6}$$

$$\alpha = 1 + 6 \times \frac{e}{L}$$

$$= 1.36$$

短期接地圧

$$\frac{\Sigma W \times \alpha}{S_1} \leq f_e' \times 2$$

$$\frac{681.777 \times 1.36}{66.248} = 14.00 \text{ kN/m}^2 \quad 45.20 \times 2 = 90.40 \text{ kN/m}^2$$

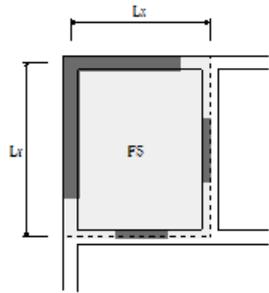
$$14.00 \text{ kN/m}^2 \leq 90.40 \text{ kN/m}^2 \text{ ----- OK}$$

・べた基礎接地圧の検討

項目	内容	備考
長期接地圧の検討	$\Sigma W / S_1 \leq f_e'$ 式が満たされる場合はOK	
短期接地圧の検討	偏心 $e = MO / \Sigma W$ $MO =$ 地震、風圧転倒モーメントの大きい方 $e / L \leq 1/6$ $\alpha = 1 + 6 \times (e / L)$ $e / L > 1/6$ $\alpha = 2/3 \times (1/2 - e / L)$ $\Sigma W \times \alpha / S_1 \leq f_e' \times 2$ であることを確認します 単位(kN/m ²)	L : 床領域線より

8-2 べた基礎の検定

(1) 接地圧の検定



均し荷重 = $\frac{\text{軸力} + \text{基礎立上り重量}}{L_x \times L_y}$

接地圧 = 均し荷重 + 床荷重

L_x = 短辺長さ

L_y = 長辺長さ

※立上り自重 (GLより上) = 基礎幅 × 基礎高 × 基礎長さ × 24

※境界線は1/2とします。

※立上り幅は最大値を表記しています。

基礎立上り=0.400 (m) $f_c' = 46.4$ (kN/m²)

No	位置	L_x (m)	L_y (m)	面積 (m ²)	軸力 (kN)	立上り幅 (m)	立上り (kN)	均し荷重 (kN/m ²)	床荷重 (kN/m ²)	接地圧 σ_e (kN/m ²)	σ_e / f_c'	判定
1	X1Y1~X3Y2間	1.365	1.820	2.484	11.117	0.120	5.504	6.691	1.694	8.385	0.181	OK
2	X3Y1~X5Y5間	3.155	4.550	14.492	76.808	0.120	13.367	6.222	1.694	7.916	0.171	OK
3	X1Y2~X3Y5間	1.820	1.820	3.312	7.084	0.120	5.241	3.721	1.694	5.415	0.117	OK
4	X1Y5~X3Y5間	1.820	3.155	5.797	36.227	0.120	5.649	7.741	1.694	9.435	0.203	OK
5	X3Y5~X5Y7間	1.365	2.275	3.105	17.396	0.120	4.192	6.953	1.694	8.647	0.186	OK
6	X5Y5~X6Y5間	2.275	3.155	7.245	47.799	0.120	9.435	7.899	1.694	9.593	0.207	OK
7	X3Y7~X5Y5間	1.820	2.275	4.141	24.022	0.120	6.027	7.266	1.694	8.960	0.193	OK

・接地圧の検定

項目	内容	備考
基礎立上り(m)	初期設定の「基礎高」	
No	検討番号	
位置	検討位置	
L_x (m)	短辺長さ ※矩形以外の場合は空欄になります。	
L_y (m)	長辺長さ ※矩形以外の場合は空欄になります。	
面積(m ²)	$L_x \times L_y$ ※矩形以外の場合は領域面積	
軸力(kN)	スラブ周辺およびスラブ内の軸力の合計値。 ただし、複数のスラブにかかる軸力は1/2とします。	
立上り幅(m)	検討スラブの回りで一番幅の広いものを表記	
立上り(kN)	立上り幅×初期設定値の基礎立上り高さ×基礎長 ×24.0。 ただし、複数のスラブにかかる立上りは1/2としま す(4辺を別々に求めて合算します)。	立上り高は初期設定値 を参照します。
均し荷重(kN/m ²)	単位面積($L_x \times L_y$)あたりの軸力と立上がり重量	
床荷重(kN/m ²)	床荷重(長期軸組用) ユーザ領域は一部でもあれ ばその中で一番重い荷重を採用します。	
接地圧 σ_e (kN/m ²)	均し荷重+床荷重	
σ_e / f_c'	比率	
判定	比率<1.00ならば OK	

※スラブの設計用接地圧

初期設定-構造計算条件-基礎設定

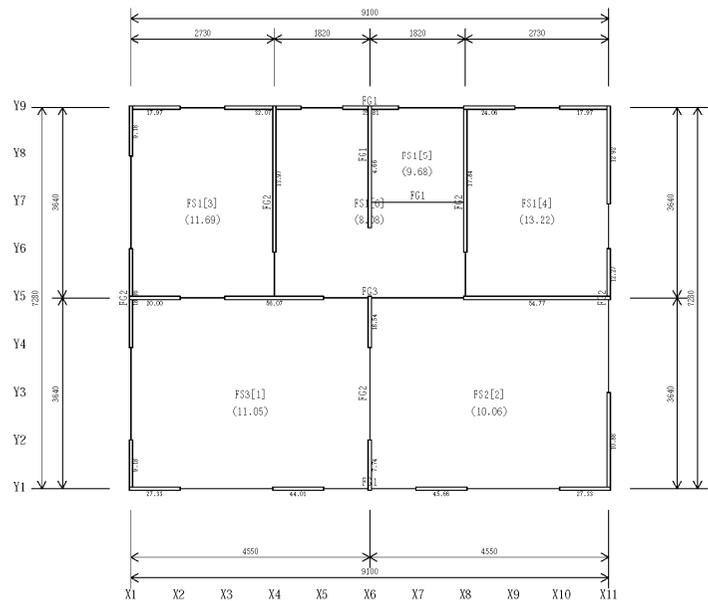
基礎条件: べた基礎部材接地圧 1階床荷重を含む

ONの場合 σ_e =均し荷重+床荷重

OFFの場合 σ_e =均し荷重

(2) 基礎反力図

[]内は接地圧確定表No
 ()内は接地圧 σ_e (kN/m²)を示す。



・基礎反力図 (べた基礎)

項目	内容	備考
基礎線種	地中梁 実線	
W (σe)	負担する鉛直荷重W (接地圧σe)	
基礎梁記号	形状の異なる地中梁に自動連番FG n	
べた基礎記号	形状の異なるべた基礎に自動連番FS n 床領域外部の片持ちべた基礎にはFCS n	

(3) スラブ筋の検定

○ FS1(1) X1Y1~X6Y5間 (2隣辺ピン端) ダブル配筋

断面寸法 $d = 200.0 \text{ (mm)}$
 $j_u = 7/8 \times (d-50.0) = 131.3 \text{ (mm)}$
 $j_b = 7/8 \times (d-70.0) = 113.8 \text{ (mm)}$
 $L_x = 3.640 \text{ (m)}$ $L_y = 4.550 \text{ (m)}$
 接地圧 $\sigma_e = 11.054 \text{ (kN/m}^2) < f_e^3 \text{ OK}$
 $\sigma_{ex} = 11.054 \times 4.550^2 / (3.640 + 4.550^3) = 7.842 \text{ (kN/m}^2)$
 曲げモーメント $M_{x1} = 1/8 \times \sigma_{ex} \times L_x^2 \text{ (端部)} = 12.988 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{x2} = 1/18 \times \sigma_{ex} \times L_x^2 \text{ (中央部)} = 5.772 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{y1} = 1/12 \times \sigma_e \times L_x^2 \text{ (端部)} = 12.205 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{y2} = 1/36 \times \sigma_e \times L_x^2 \text{ (中央部)} = 4.068 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 配筋量 短辺at_F $= M_{x1} / (j_{ft} \times j_b) = 12.988 / (0.195 \times 113.8 / 10^3)$
 $= 585.3 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 短辺at_上 $= M_{x2} / (j_{ft} \times j_b) = 5.772 / (0.195 \times 113.8 / 10^3)$
 $= 225.4 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 長辺at_F $= M_{y1} / (j_{ft} \times j_b) = 12.205 / (0.195 \times 113.8 / 10^3)$
 $= 550.0 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 長辺at_上 $= M_{y2} / (j_{ft} \times j_b) = 4.068 / (0.195 \times 113.8 / 10^3)$
 $= 158.9 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$

○ FS2(2) X6Y1~X11Y5間 (2隣辺ピン端) シングル配筋

断面寸法 $d = 200.0 \text{ (mm)}$
 $j_u = 7/8 \times (d-40.0) = 140.0 \text{ (mm)}$
 $j_b = 7/8 \times (d-50.0) = 131.3 \text{ (mm)}$
 $L_x = 3.640 \text{ (m)}$ $L_y = 4.550 \text{ (m)}$
 接地圧 $\sigma_e = 10.059 \text{ (kN/m}^2) < f_e^3 \text{ OK}$
 $\sigma_{ex} = 10.059 \times 4.550^2 / (3.640 + 4.550^3) = 7.136 \text{ (kN/m}^2)$
 曲げモーメント $M_{x1} = 1/8 \times \sigma_{ex} \times L_x^2 \text{ (端部)} = 11.819 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{x2} = 1/18 \times \sigma_{ex} \times L_x^2 \text{ (中央部)} = 5.253 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{y1} = 1/12 \times \sigma_e \times L_x^2 \text{ (端部)} = 11.106 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 $M_{y2} = 1/36 \times \sigma_e \times L_x^2 \text{ (中央部)} = 3.702 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$
 配筋量 短辺at_F $= M_{x1} / (j_{ft} \times j_b) = 11.819 / (0.195 \times 131.3 / 10^3)$
 $= 461.6 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 短辺at_上 $= M_{x2} / (j_{ft} \times j_b) = 5.253 / (0.195 \times 131.3 / 10^3)$
 $= 192.4 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 長辺at_F $= M_{y1} / (j_{ft} \times j_b) = 11.106 / (0.195 \times 131.3 / 10^3)$
 $= 433.8 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$
 長辺at_上 $= M_{y2} / (j_{ft} \times j_b) = 3.702 / (0.195 \times 131.3 / 10^3)$
 $= 135.6 \text{ (mm}^2) \rightarrow D13\#200(635.0 \text{ mm}^2) \text{ ----- OK}$

・スラブ筋の検定

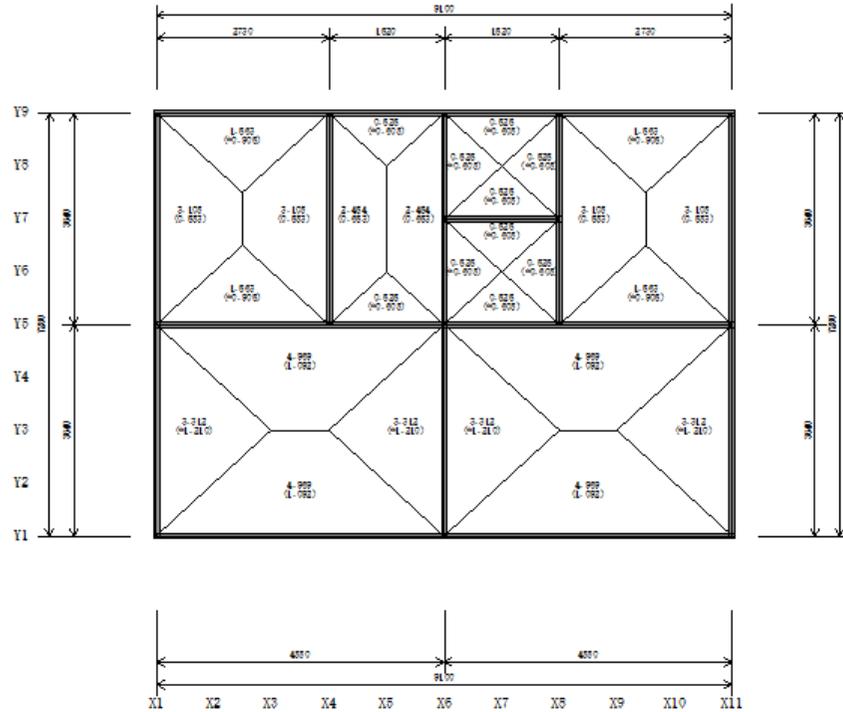
項目	内容	備考
スラブ記号	FSn	
番付符号	べた基礎領域番付	
断面寸法	d : スラブ厚さ (べた基礎プロパティより) d'=d - かぶり厚さdk (べた基礎プロパティより) j = 7/8 × d' Lx : X方向の最大長 Ly : Y方向の最大長 λ = Ly / Lx	d ≥ Lx/30 設定により検定を行います。
支持方式	基礎梁と接する辺の数により 1 ~ 4 辺固定とします。 建物外周部はピン支持とします。	矩形 (正方形、長方形) のべた基礎を検討に検定を行います。
コンクリート、鉄筋種類	コンクリート : べた基礎プロパティより 鉄筋種類 : 鉄筋径より判断	
曲げモーメント(kN・mm)	σ _e = 接地圧(kN/m ²) σ _{ex} = Ly ⁴ / (Lx ⁴ + Ly ⁴) × σ _e (kN/m ²) [4 辺固定] M _{x1} = 1/12 × σ _{ex} × Lx ² (端部) (kN) M _{x2} = 1/18 × σ _{ex} × Lx ² (中央部) (kN) M _{y1} = 1/24 × σ _e × Lx ² (端部) (kN) M _{y2} = 1/36 × σ _e × Lx ² (中央部) (kN) [1 辺ピン端 (外周部)] M _{x1} = 1/9 × σ _{ex} × Lx ² (端部) (kN) M _{x2} = 1/18 × σ _{ex} × Lx ² (中央部) (kN) M _{y1} = 1/14 × σ _e × Lx ² (端部) (kN) M _{y2} = 1/36 × σ _e × Lx ² (中央部) (kN) [2 隣辺ピン端 (外周部)] M _{x1} = 1/8 × σ _{ex} × Lx ² (端部) (kN) M _{x2} = 1/18 × σ _{ex} × Lx ² (中央部) (kN) M _{y1} = 1/12 × σ _e × Lx ² (端部) (kN) M _{y2} = 1/36 × σ _e × Lx ² (中央部) (kN) [4 辺ピン端 (外周部)、短辺2辺ピン長辺2辺固定] M _{x1} = 0 (端部) (kN) M _{x2} = 1/8 × σ _{ex} × Lx ² (中央部) (kN) M _{y1} = 0 (端部) (kN) M _{y2} = 1/27 × σ _e × Lx ² (中央部) (kN) [短辺2辺固定長辺2辺ピン] M _{x1} = 1/12 × σ _e × Lx ² (端部) (kN) M _{x2} = 1/24 × σ _e × Lx ² (中央部) (kN) M _{y1} = 0 (端部) (kN) M _{y2} = 0 (中央部) (kN) [片持ち (跳出時)] M = 1/2 × σ _e × (B - b/2) ² (kN)	表 : 等分布荷重 3 辺固定時 1 辺自由辺スラブの応力図と自由辺中央のたわみ δ

・スラブ筋の検定

項目	内容	備考
曲げモーメント(kN・mm)	[3辺ピン端(外周部)長辺接続] $Mx1 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx2$ (端部) (kN) $Mx2 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx2$ (中央部) (kN) $My1 = 0$ (端部) (kN) $My2 = 1/27 \times \sigma_e \times Lx2$ (中央部) (kN) [3辺ピン端(外周部)短辺接続] $Mx1 = 0$ (端部) (kN) $Mx2 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx2$ (中央部) (kN) $My1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lx2$ (端部) (kN) $My2 = 1/27 \times \sigma_e \times Lx2$ (中央部) (kN)	3辺ピン端 中央部は4辺ピン端、固定端モーメントは2隣辺ピン端として計算します。
配筋量判定	必要配筋量 $a_t \leq$ 配筋量の場合 OK	
せん断力判定 (片持ち時)	$Q = \sigma_e \times (B - b / 2)$ せん断応力度 $\tau = Q / j < Lfs$ の場合 OK 鉄筋周長 $\phi = Q / Lfa \times j <$ 周長(mm/m)の場合 OK	

8-3 基礎梁の断面と配筋の検定

(1) 基礎梁負担図



上段：基礎梁負担面積 (㎡)
 下段：基礎梁負担幅 (m)
 基礎梁負担幅×負担面積÷長さ (m)
 ※：三角形状負担幅割増し×1.33

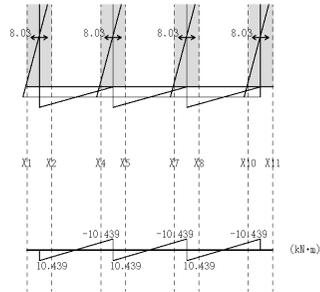
・基礎梁負担図

項目	内容	備考
基礎梁負担図	初期設定－構造計算条件－基礎梁の検討 べた基礎負担幅「亀甲分割より（矩形）」がオン の場合に出力されます。 亀甲分割されるのは矩形領域の場合のみとなりま す。	一部切欠き（10%未満） のある領域は最大矩形 で亀甲分割します。
基礎梁負担面積 (㎡)	矩形のべた基礎区画を亀甲分割した基礎梁各辺の 負担面積	
基礎梁負担幅 (m)	矩形のべた基礎区画各辺の基礎梁負担幅 ※基礎梁負担幅＝負担面積÷辺の長さ	
三角形状負担幅割増し	亀甲分割で三角分布となる場合の負担幅割増し率 ※初期設定の設定値で割増します。	中央部、両端部共通と します。

「亀甲分割より算定（矩形領域）」がオフの場合、基礎梁負担幅＝短辺長さLxの1/2

9-2 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y1通-X1~X11間 FC1
[水平荷重時]



水平荷重時の応力算定 $h = 0.600$ (1階床高さ-基礎高さ+基礎梁せい/2)

位置	長さ (m)	水平荷重時 加力					
		Q (kN)	M (kN)	M _{st} (kN·m)	Q _e (kN)	lM _{sf} (kN·m)	rM _{sf} (kN·m)
X1-X2	0.910	8.030	10.840	15.658			
X2-X4	1.820				11.471	10.439	-10.439
X4-X5	0.910	8.030	10.840	15.658			
X5-X7	1.820				11.471	10.439	-10.439
X7-X8	0.910	8.030	10.840	15.658			
X8-X10	1.820				11.471	10.439	-10.439
X10-X11	0.910	8.030	10.840	15.658			

応力の算定 (長期)

位置	長さ (m)	長期				
		σ_e (kN/m ²)	B (m)	M _e (kN·m)	M _{sf} (kN·m)	Q _t (kN)
X2-X4	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742
X5-X7	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742
X8-X10	1.820	28.832	0.600	7.163	4.775	15.742

応力の算定 (短期)

位置	短期		
	M _{sf} +M _{st} f (kN·m)		Q _t +1.5Q _e (kN)
	左側	右側	
X2-X4	15.214	15.214	32.949
X5-X7	15.214	15.214	32.949
X8-X10	15.214	15.214	32.949

・基礎梁の断面と配筋の検定

項目	内容	備考
通り、符号	検討する基礎の通りと番付符号 入力長を算定スパンとします。	基準間隔単位の番付符号
図	算定スパンで図を記します。 短期M図：水平荷重時モーメント図	

・水平荷重時の応力算定

項目	内容	備考
水平荷重時	X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力	
位置	算定区間	
長さ	耐力壁長さ、耐力壁間開口長さ	
Q(kN)	耐力壁 せん断力 (応力図より)	
M(kN)	脚部モーメント (応力図より)	
M _水 (kN·m)	曲げモーメント M+Q×h	
Q _e (kN)	せん断力	
lM _水 f(kN·m)	曲げモーメント (フェイスモーメント) (左側)	
rM _水 f(kN·m)	曲げモーメント (フェイスモーメント) (右側)	

・応力の算定 (長期)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
長さ	柱間の長さ	
σ_e (kN/m ²)	接地圧 [布基礎の場合] σ_e は接地圧の検定で求めたもの [べた基礎の場合] σ_e は左右に接するべた基礎接地圧の大きい方を採用	
B(m)	検討幅 [布基礎の場合] Bはフーチング幅 [べた基礎の場合] Bは左右に接するべた基礎のLx/2を足したもの	
M中(kN·m)	中央部長期曲げモーメント $1/8 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}^2$	
M端(kN·m)	端部長期曲げモーメント $1/12 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}^2$	
Q _t (kN)	長期せん断力 $1/2 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}$	

許容耐力の算定(1)

主筋重心上:50.0 (mm) 主筋重心下:70.0 (mm)

位置	基礎 高さ (mm)	上端主筋				下端主筋			
		鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	lMa (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	lMa (kN・m)
X2-X4	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640
X5-X7	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640
X8-X10	800.0	1-D10	71	656.3	9.086	2-D13	254	638.8	31.640

許容耐力の算定(2)

fc=21 tfs=0.700 (N/mm²) fs=1.050 (N/mm²) 端部フック 有り

位置	幅b (mm)	スターラップ筋				せん断長期		せん断短期	
		鉄筋	断面積 (mm ²)	ピッチ (mm)	Pw	α	lQa (kN)	α	sQa (kN)
X2-X4	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404
X5-X7	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404
X8-X10	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	137.574	2.00	206.404

判定

位置	長期			短期			判定
	Me+/ 上端Ma	Me-/ 下端Ma	Q _u /Q _a	M _{eq} +M _{st} /1.5lMa		Q _u +1.5Q _e /sQa	
				左側	右側		
X2-X4	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK
X5-X7	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK
X8-X10	0.788	0.151	0.114	0.321	0.321	0.160	OK

・応力の算定(短期)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
M _端 +M _{水f} (kN)	端部長期曲げモーメント+水平荷重時曲げモーメント	
Q _L +n Q _e (kN)	長期せん断力+n×水平荷重時せん断力	nは設定値
左側	原点に近い側	
右側	原点から遠い側	

・許容耐力の算定(1)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
基礎高さ(mm)	基礎の高さ D	
鉄筋	主筋の鉄筋本数と鉄筋種類	
断面積(mm ²)	主筋の断面積	
上端主筋j(mm)	7/8×(基礎の高さ-主筋重心上)	
上端主筋lMa(kN・m)	断面積×長期許容引張応力度×上端j	
下端主筋j(mm)	7/8×(基礎の高さ-主筋重心下)	
下端主筋lMa(kN・m)	断面積×長期許容引張応力度×下端j	

・許容耐力の算定(2)

項目	内容	備考
位置	算定区間	
幅b(mm)	基礎の幅	
スターラップ筋鉄筋	スターラップ筋の鉄筋本数と鉄筋種類	
スターラップ筋断面積(mm ²)	スターラップ筋の断面積	
スターラップ筋ピッチ(mm)	スターラップ筋のピッチ	
スターラップ筋Pw	スターラップ筋比 スターラップ筋断面積/(立上り幅b×スターラップ筋ピッチ) ただし0.002≦Pw≦0.012 一覧表のPwは補正前の値	
せん断長期 α	長期せん断 α 値 $\alpha=4/(M長端/(QL×d)+1)$ d=基礎高さ-主筋重心上	1.0≦ α ≦2.0
せん断長期lQa(kN)	長期せん断	
せん断短期 α	短期せん断 α 値 $\alpha=4/((M長端-M水f)/((QL+Qe)×d)+1)$ d=基礎高さ-主筋重心上	1.0≦ α ≦2.0
せん断短期sQa(kN)	短期せん断	

・判定

項目	内容	備考
位置	算定区間	
M中／上端 _L Ma	比率	
M端／下 _L Ma	比率	
Q _L ／ _L Qa	比率	
M端+M水 _r 左側 ／1.5 _L Ma	比率	
M端+M水 _r 右側 ／1.5 _L Ma	比率	
Q _L +1.5Qe左側 ／sMa	比率	Qeに乗じる係数は 設定値
Q _L +1.5Qe右側 ／sMa	比率	Qeに乗じる係数は 設定値
判定	上記比率が全て1.00未満ならば OK	

10 建物の転倒に対する検討

10. 建物の転倒に対する検討

M0 : 風及び地震による転倒モーメントの大きい方の値

風圧力によるモーメント

$$M0 = \sum wQi \times hi$$

$$\textcircled{3} = (26.55 \times 2.45) = 65.05$$

$$\textcircled{2} = (47.47 \times 2.70) = 128.17$$

$$\textcircled{1} = (68.44 \times 3.70) = 253.23$$

$$\textcircled{3} + \textcircled{2} + \textcircled{1} = 65.05 + 128.17 + 253.23 = 446.45$$

地震力によるモーメント

$$M0 = Q3 \times h3 + (Q2 - Q3) \times h2 + (Q1 - Q2) \times h1$$

$$= 25.14 \times 8.85 + (56.73 - 25.14) \times 6.40 + (78.30 - 56.73) \times 3.70$$

$$= 504.47$$

L : 建物長さの短い方の長さ

$$L = 7.28\text{m}$$

ΣW : 建物の総重量

$$\Sigma W = 1011.465\text{kN}$$

$$M0/L < \Sigma W/2$$

$$69.29 < 505.73 \text{ ----- OK}$$

・建物の転倒に対する検討

項目	内容	備考
風圧力によるモーメント	$M0 = \sum wQi \times hi$ ΣwQi : 各階ごとの上階からの風圧力 hi : 各階高 (1階の場合 = 根入深さ + 1階床高さ + 1階階高)	
地震力によるモーメント	$M0 = Q3 \times h3 + (Q2 - Q3) \times h2 + (Q1 - Q2) \times h1$ Qi : 各階地震力 $h1$: 1階階高 + 1階床高さ + 根入深さ $h2$: 2階階高 + $h1$ $h3$: 3階階高 + $h2$	
L (m)	建物長さの短い方の長さ 長さが求められないときや0のとき: エラーメッセージ : 0151E:●建物長さが計算不能です。各階の床領域を入力してください	1階の床領域線のXYの短い方の直線の長さ
ΣW (kN)	建物の総重量 (基礎下部までの総重量とします)	地震力各階重量の算定より求めた値
$M0 / L < \Sigma W / 2$	風圧力及び地震力によるモーメントの大きい方をM0とします。 式が満たされていればOK NGの場合 是正メッセージ : 「0150:R:建物の転倒に対する検討で M0/L < ΣW/2 になるようにしてください」	混構造時は判定なし モーメントの算出までに留めます。

[初期設定]-[構造計算条件]で、「転倒に対する検討を行う」がOFFの場合は検討を行いません。

1 1 層間変形角・剛性率の検討

1 1 . 層間変形角・剛性率の検討

1 1 - 1 層間変形角・剛性率

$$\delta = h/150 \times Qi/Pi$$

$$rs = h/\delta$$

$$Rs = rs/\text{平均}rs$$

方向	階	Qi/Pi	h(cm)	δ (cm)	rs	Σ rs	平均rs	Rs \geq 0.60	
X	3	0.187	245	0.31	790	1316	439	1.79	OK
	2	0.469	270	0.85	317			0.72	OK
	1	0.716	270	1.29	209			0.47	NG
Y	3	0.231	245	0.38	644	1211	404	1.59	OK
	2	0.482	270	0.87	310			0.76	OK
	1	0.580	270	1.05	257			0.63	OK

11-1

・層間変形角と剛性率

項目	内容	備考
方向	X、Y方向各々	構造計算条件の検討方向設定による
階	建物規模による階	
δ	$h/150 \times Qi / Pi$	150の値は、計算数値設定の層間変形角基準値の値
rs	h / δ	
Rs	$rs / \text{平均}rs$	
判定	<p>構造計算条件の剛性率Rs判定基準値以上であることを確認します。 (rs が層間変形角基準値を下回る場合も同じ位置にNGと記します。通常、壁量が足りていればrsが基準値を下回ることはない)</p> <p>層間変形角判定基準値チェックNGのとき： ・4001R:9階[X,Y]方向の層間変形角 $rs = h/\delta = 999/9.99=999 < 999 \rightarrow$ NG 剛性率判定基準値チェックNGのとき： ・4002R:9階[X,Y]方向の剛性率 $Rs = rs/\text{平均}rs = 999/999=9.99 < 9.99 \rightarrow$ NG</p>	

[初期設定]-[構造計算条件]-[計算数値設定]で、検討OFFの場合は検討を省略します。

混構造RC造の場合、1階部分の計算は行いません。

1階S造部分の層間変形角の算出は行わないので、木造部分及び1階部分の剛性率の算出は行いません。

1 2 性能評価書

性能評価チェック表

2階建てサンプル		作成日	2002/03/12
用途	専用住宅	1階床高さ	0.600 m
規模	枠組壁工法2階建て	軒高さ	6.000 m
地業	布基礎	最高高さ	7.820 m

[構造の安定に関すること]

性能表示事項	評価基準	等級	壁の余裕度	結果
耐震等級 (構造躯体の倒壊等防止)	地震により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ	等級 1 (1.00倍)	170%	OK
耐震等級 (構造躯体の損傷防止)	地震により生じる力に対する構造躯体の損傷の受けにくさ			
耐風等級 (構造躯体の倒壊防止 及び損傷防止)	風により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ及び構造躯体の損傷の受けにくさ	等級 2 (1.20倍)	196%	OK
耐積雪等級 (構造躯体の倒壊防止 及び損傷防止)	屋根の積雪により生じる力に対する構造躯体の倒壊のしにくさ及び構造躯体の損傷の受けにくさ	等級 1 (1.00倍)	/	NG
<input type="checkbox"/> 該当区域外				

・性能評価書

項目	内容	備考
物件名	「初期設定」－「物件情報」－「物件名」	
用途	「初期設定」－「物件情報」－「用途」	
規模	「初期設定」－「物件情報」－「規模」	
地業	「初期設定」－「物件情報」－「地業」	
作成日	C P U日付	yyyy/mm/dd
1階床高さ(m)	「初期設定」－「物件情報」－「1階床高さ」	
軒高さ(m)	「初期設定」－「物件情報」－「軒高さ(合計)」	
最高高さ(m)	「初期設定」－「物件情報」－「最高高さ」	
耐震等級 (倒壊防止) (損傷防止)	OKであるための条件 ・計算書4-(3)必要壁量の検討「地震時」で判定がすべてOKであること ・各階各方向の偏心率が設定値以下であること NGのとき： エラーメッセージ：5100E:●耐震等級9 判定 →NG	
耐風等級	OKであるための条件 ・計算書4-(3)必要壁量の検討「暴風時」で判定がすべてOKであること NGのとき： エラーメッセージ：5102E:●耐風等級9 判定 →NG	
耐積雪等級 (多雪区域のみ)	一般地域の場合は「□該当区域外」にチェックをし、判定を行いません。等級欄と結果欄には斜線を引きます。 多雪区域の場合 OKであるための条件 ・計算している部材の算定で垂木、屋根梁の設計、たて枠の設計、まぐさ、梁の設計が計算書内ですべてOKであること NGのとき： エラーメッセージ：5103E:●耐積雪等級9 判定 →NG	
壁の余裕度	・耐震等級（倒壊・損傷防止共同）： 計算書4-(3)必要壁量の検討「地震時」のLne/Ldの最も大きい値の逆数×100×等級倍率 壁の余裕度＝ Ld / Lne × 100 × 耐震等級倍率 (例)耐震 59.150 / 49.540 × 100 × 1.25 = 1.194 × 125 = 149.25 = 149% ・耐風等級： 計算書4-(3)必要壁量の検討「暴風時」のLnw/Ldの最も大きい値の逆数×100×等級倍率 壁の余裕度＝ Ld / Lnw × 100 × 耐風等級倍率 (例)耐風 59.150 / 26.941 × 100 × 1.20 = 2.196 × 120 = 263.52 = 263% ・耐積雪等級：壁の余裕度の欄は常に斜線	壁の余裕度の解に対して、小数第1位を切り捨て