
ARCHITREND ZERO 木造構造計算

構造計算書 説明書

第 21 版 2023 年 10 月 18 日

福井コンピュータアーキテクト株式会社

目次

頁

■表紙	2	5. 各部の設計	60
■目次	3	5-1. 柱の設計	60
1. 一般事項	5	5-2. 梁の設計	66
1-1. 建設概要等	5	5-3. 垂木の設計	69
1-2. 設計方針	6	5-4. 母屋、棟木の設計	71
1-3. 仕様規定とチェックリスト	7	5-5. 根太の設計	72
1-4. 使用材料及び許容応力度	8	5-6. 断面応力図・検定比図	73
1-5. 仮定荷重	14	6. 接合部の設計	74
1-6. 柱壁伏図、断面図、床伏図	17	6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (N値計算法準拠)	74
1-7. 略軸組図	21	6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (詳細計算法)	76
1-8. 荷重分布図	22	6-2. 金物配置伏図	81
1-7. 計算ルートの算定 (RC造)	23	6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討	82
1-7. 計算ルートの算定 (S造の場合)	24	6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討 (単純梁モデル)	85
2. 水平力に対する検定 (令46条による壁量計算)	25	6-4. 梁受け金物の複合応力の検定	86
2-1. 存在壁量の算定	25	7. 基礎の設計	87
2-2. 必要壁量の算定	26	7-1. 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定 (布基礎時)	87
2-3. 壁量の検定 (壁量充足率の計算)	28	7-1. べた基礎の検定 (べた基礎時)	92
3. 水平力に対する検定 (許容応力度計算)	29	7-2. 偏心基礎のねじりモーメントに対する検定 (布基礎時)	95
3-1. 地震力の算定	30	7-2. 基礎梁の断面と配筋の検定 (1) 基礎梁負担図 (べた基礎)	96
3-2. 風圧力の算定	35	7-3. 基礎梁の断面と配筋の検定 (布基礎、べた基礎共通)	97
3-3. 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	38	7-4. アンカーボルトと土台の検定	106
3-4. 水平構面の許容耐力と剛性の算定	44	7-5. 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	110
3-5. 偏心率とねじれ補正係数の算定	48	8. 層間変形角と剛性率の検討	115
3-6. 鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定	50	9. 屋根葺き材等の検討	117
3-7. 水平構面の地震力、風圧力に対する検定	53	10. 性能評価書	118
3-7. 水平構面の地震力、風圧力に対する検定 (単純梁モデル)	55		
4. 軸力	57		
4-1. 軸力表	57		
4-2. 軸力図	58		
4-3. 耐力壁の許容耐力時の軸力	59		

構造計算書

2002年 10月

物件名 サンプル邸
 建設場所 東京都
 設計事務所 山田建築設計事務所
 設計者 1級建築士 No.1234567 山田太郎

説明

■表紙

- ・タイトル： 「構造計算書」
- ・印刷年月： 計算書を作成した年月（システム年月）
- ・物件名： 物件情報の物件名
- ・建設場所： 物件情報の建設場所
- ・設計事務所： 物件情報の設計事務所
- ・設計者： 物件情報の設計者

※初期設定－物件情報

初期設定(許容応力度計算)

構造計算条件 I		構造計算条件 II		追加使用部材		グリッド		
物件情報	設計方針	使用共通部材	固定荷重	積載荷重	外力設定	計算条件(方針)		
基本情報								
作成日	2008/12/17							
物件名	サンプル邸							
建設場所	東京都							
備考								
担当者								
規模	木造3階建て							
用途	専用住宅							
地業	布基礎							
設計事務所	山田建築設計事務所							
設計者	1級建築士 No.1234567 山田太郎							
基礎								
許容地耐力(長期)	500 KN/m ²							
許容地耐力(短期)	1000 KN/m ²							
布基礎ベース幅	8000 mm							
べた基礎床厚	1500 mm							
根入深さ	3000 mm							
主筋重心	上	500 mm						
	下	700 mm						
鉄筋種類(D10~D16)	SD295							
鉄筋種類(D19以上)	SD345							
コンクリート種類	Fc18							
階情報								
階	構造	軸組階高	床厚	階高	床面積 m ²	追加床面積m ²	基礎高 GL+	
1階	木造	2800.0	30.0	2770.0	43.06	0.00	400.0 mm	
2階	木造	2800.0	30.0	2800.0	59.62	0.00	基礎ハッチ厚 0.0 mm	
3階	木造	2830.0	60.0	2800.0	66.25	0.00	軒高合計 8950.0 mm	
		土台せい 120.0mm		延床面積		168.93		
<input type="checkbox"/> ベントハウス		軸組階高	床厚	階高	床面積 m ²	最高高さ 9000.0 mm		
		0.0	0.0	0.0	0.00	屋根勾配 5.00 度		
							※基礎高は基礎ハッチ厚を含めて	
							OK	キャンセル

目次

1. 一般事項	1	1 頁
1-1 建物概要等	1-1	1 頁
1-2 設計方針	1-2	2 頁
1-3 仕様規定とチェックリスト	1-3	3 頁
1-4 使用材料及び許容応力度	1-7	7 頁
1-5 仮定荷重	1-12	12 頁
1-6 柱壁伏図、断面図、各種伏図	1-17	17 頁
1-7 略軸組図	1-26	26 頁
1-8 荷重分布図	1-40	40 頁
2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)	2-	1 頁
2-1 存在壁量の算定	2-1	1 頁
2-2 必要壁量の算定	2-4	4 頁
2-3 壁量の検定(壁量充足率の計算)	2-5	5 頁
3. 水平力に対する検定(許容応力度計算)	3-	1 頁
3-1 地震力の算定	3-1	1 頁
3-2 風圧力の算定	3-12	12 頁
3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	3-20	20 頁
3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定	3-51	51 頁
3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定	3-67	67 頁
3-6 鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定	3-75	75 頁
3-7 水平構面の地震力、風圧力に対する検定	3-88	88 頁
4. 軸力	4-	1 頁
4-1 軸力表	4-1	1 頁
4-2 軸力図	4-40	40 頁
4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力	4-52	52 頁
5. 各部の設計	5-	1 頁
5-1 柱の設計	5-1	1 頁
5-2 梁の設計	5-22	22 頁
5-3 垂木の設計	5-53	53 頁
5-4 母屋・棟木の設計	5-57	57 頁
5-5 根太の設計	5-62	62 頁
5-6 断面応力図・検定比図	5-64	64 頁
6. 接合部の設計	6-	1 頁
6-1 柱頭柱脚の引張耐力の検定(N値計算法準拠)	6-1	1 頁
6-2 金物配置伏図	6-23	23 頁
6-3 横架材接合部の引張耐力の検定	6-26	26 頁
7. 基礎の設計	7-	1 頁
7-1 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定	7-2	2 頁
7-2 基礎梁の断面と配筋の検定	7-6	6 頁
7-3 アンカーボルトと土台の検定	7-40	40 頁
7-4 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	7-43	43 頁
8. 層間変形角と剛性率の検討	8-	1 頁
9. 屋根葺き材等の検討	9-	1 頁

NG
NG

説明

■目次

項目	一括	(1)	(2)	(3)
1、一般事項				
1-1 建物概要等	○	○	○	○
1-2 設計方針	○	○	○	○
1-3 仕様規定とチェックリスト	○	○	○	○
1-4 使用材料及び許容応力度	○	○	○	○
1-5 仮定荷重	○	○	○	○
1-6 柱壁伏図、断面図、床伏図	○	○	○	○
1-7 計算ルートの算定	●混構造	●混構造	●混構造	●混構造
1-7 略軸組図	○	○	○	○
1-8 荷重分布図	○	○	○	○
2、水平力に対する検定(令46条による壁量計算)				
2-1 存在壁量の算定	○	○	○	○
2-2 必要壁量の算定	○	○	○	○
2-3 壁量の検定(壁量充足率の計算)	○	○	○	○
3、水平力に対する検定(許容応力度計算)				
3-1 地震力の算定	○	x	○	○
3-2 風圧力の算定	○	x	○	○
3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定	○	x	○	○
3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定	○	x	○	○
3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定	○	x	○	○
3-6 鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定	○	x	○	○
3-7 水平構面の地震力、風圧力に対する検定	○	x	○	○
4、軸力				
4-1 軸力表	○	x	○	○
4-2 軸力図	○	x	○	○
4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力	○	x	○	○
5、各部の設計				
5-1 柱の設計	○	x	x	○
5-2 梁の設計	○	x	x	○
5-3 垂木の設計	○	x	x	○
5-4 母屋・棟木の設計	○	x	x	○
5-5 根太の設計	○	x	x	○
5-6 断面応力図・検定比図	○	x	x	○
6、接合部の設計				
6-1 柱脚柱頭の引張耐力の検討	○	x	x	x
6-2 金物配置伏図	○	x	x	x
6-3 横架材接合部の引張耐力の検討	○	x	x	x
7、基礎の設計				
7-1 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定	○(布)	x	x	x
7-2 偏心基礎のねじりモーメントに対する検定	○(布)	x	x	x
7-3 基礎梁の断面と配筋の検定	○(布)	x	x	x
7-1 ベタ基礎の検定	○(べた)	x	x	x
7-2 基礎梁の断面と配筋の検定	○(べた)	x	x	x
7-4 アンカーボルトと土台の検定	○	x	x	x
7-5 転倒モーメントによる短期接地圧の検定	○	x	x	x
8、層間変形角と剛性率の検討	○	x	x	x
9、屋根葺き材等の検討	○	x	x	x

(1)：一括計算メニュー「壁量計算」の場合 (2)：同「壁量計算・許容応力度計算・軸力」の場合

(3)：同「壁量計算・許容応力度計算・軸力・各部の設計」の場合

※目次は「指針本計算例構成で出力する」がオンの場合に、項目の名称、出力順が変わります

※出力するものが無い場合、章や節の番号は詰まります。

※各項目の計算書にNGがある場合は、頁の後ろに「NG」表記がされます。

※計算メニュー「部材算定」の場合は、次ページ「梁・基礎算定モード」の場合を参照してください。

1. 一般事項

1-1 建物概要等

物件名	サンプル邸
建設場所	東京都
用途	専用住宅
規模	木造3階建て

構造

階	構造	軸組階高(mm)	床厚(mm)	階高(mm)	床面積(m ²)
3階	木造	2800.0	30.0	2770.0	43.06
2階	木造	2800.0	30.0	2800.0	59.62
1階	木造	2830.0	60.0	2800.0	66.25
合計					168.93

土台せい	120.0 (mm)
基礎高さ	400.0 (mm)
軒高さ	8950.0 (mm)
最高高さ	10220.0 (mm)
	屋根勾配 5.00 (寸) 26.57 (度)

種地	一般地域	垂直積雪量(h)	30.0 (cm)	地震地域係数(Z)	1.0
		基準風速(Vo)	34 (m/s)	地表面粗度区分	Ⅲ

地盤種別	第2種
許容地耐力	50.0 (kN/m ²)
地業	布基礎
基礎の底部の深さ	300.0 (mm)

目標等級	耐震等級 3
	耐風等級 2

説明

1. 一般事項

1-1. 建物概要等

- ・物件名： 物件情報の物件名
 - ・建設場所： 物件情報の建設場所
 - ・用途： 物件情報の用途
 - ・規模： 物件情報の規模
 - ・構造： 物件情報の階情報より
 - ・軸組階高： 物件情報の階情報より軒高 (mm)
 - ・床厚： 物件情報の階情報より床厚 (mm)
 - ・階高： 物件情報の階情報より階高 (mm)
 - ・床面積： 物件情報の階情報より床面積 (m²)
 - ・追加床面積： 物件情報の階情報より追加床面積 (m²)
いずれかの階に値が入っていた場合のみ出力します。
 - ・床面積合計： 物件情報の階情報より延床面積 (m²)
 - ・土台せい： 物件情報の土台せい (mm)
 - ・基礎高さ： 物件情報の基礎高さ (mm)
基礎パッキン厚：物件情報の基礎パッキン厚 (mm)
値が入っていた場合のみに出力します。
 - ・軒高さ： 物件情報の軒高 (mm) (9m以下) ※1
各階の軸組階高+土台せい+基礎高
 - ・最高高さ： 物件情報の最高高さ (mm) (13m以下) ※1
 - ・勾配： 物件情報の屋根勾配 (寸と度)
 - ・建設地： 外力設定の建設地域 (一般地域または多雪区域)
 - ・垂直積雪量： 外力設定より (cm)
 - ・地震地域係数Z： 外力設定より
 - ・基準風速： 外力設定より (m/s)
 - ・地表面粗度区分： 外力設定より
 - ・地盤種別： 外力設定より
 - ・許容地耐力： 物件情報の基礎より許容地耐力 (kN/m²)
 - ・地業： 物件情報の地業より (布基礎またはべた基礎)
 - ・基礎の底部の深さ： 物件情報の根入れ深さより (mm)
 - ・目標等級： 耐震等級 構造計算条件Ⅰより ※2
耐風等級 構造計算条件Ⅰより ※2
耐積雪等級 構造計算条件Ⅰより ※2
- ※1 超えた場合は警告メッセージが出ます。
PH階は含みません。
- ※2 性能表示評価を行う場合のみ出ます。

1-2 設計方針

(1) 構造上の特徴、構造計算方針

【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13m以下の木造軸組工法による住宅である。

【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。

(2) 適用する構造計算

- ・令第82条各号及び令第82条の4に定めるところによる構造計算

(3) 使用プログラム

ARCHITREND ZERO Ver 木造構造計算

説明

1-2. 設計方針

(1) 構造上の特徴、構造計算の方針

物件データの初期設定—設計方針のテキストを参照します。



(2) 適用する構造計算

- ・令第82条各号及び令第82条に定めるところによる構造計算
- ・令第46条第2項第1号を適用 ※1
- ・令第82条の6に定めるところによる構造計算 ※2

※1 構造計算条件Iで、「壁量検定を対象外とする（令第46条2適用）」がONの場合に出力します。

※2 構造計算条件Iで、「ルート2」がONの場合に出力します。

(3) 使用プログラム

ARCHITREND ZERO Ver○ 木造構造計算 ビルド○○

※ビルド番号は構造計算時に「ビルド番号を出力する」がONの場合に出力します。

1-3 仕様規定と構造計算の検討必要項目チェックリスト

令3章3節の仕様規定チェックリスト

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017年版）」参照

基準法施行令3章3節の木造の仕様規定		ただし書き等の適用の有無
木材 令41条	■ 節、腐れ、繊維の原料、丸身等による耐力上の欠点がないものとする	
土台及び基礎 令42条	1項 ■ 最下階の柱の下部には土台を敷ける	<input type="checkbox"/> 柱脚を基礎に整積 <input type="checkbox"/> 足間ゆ平家建（軟弱地盤指定区域以外） <input type="checkbox"/> 柱と基礎を平28国交省第690号によるだば継ぎ等により接合
	2項 ■ 十合は基礎に整積	<input type="checkbox"/> 50㎡以下の平家建（軟弱地盤指定区域以外）
柱の小径 令43条	1項 <input type="checkbox"/> 横架材間距離×表の数値以上(1/20～1/33)	■ 平成12年産省1349号の床間の許容応力度計算
	2項 <input type="checkbox"/> 3階棟の1階柱 13.5cm以上	■ 平成12年産省1349号の床間の許容応力度計算
	4項 ■ 柱断面の1/3以上のかき取りはない <input type="checkbox"/> 柱断面の1/3以上のかき取りは補強する	
	5項 <input type="checkbox"/> 2階棟以上の筋柱は、通し柱 ■ 通し柱と同等以上の耐力を有する補強	
	6項 ■ 柱の有効細長比は、180以下	
はり等の横架材 令44条	■ 中央部下面に耐力上支障のある欠込みなし	
筋かい 令45条	1項 ■ 引張筋かいは、厚さ1.5cm以上幅9cm以上の木材又は径9mm以上の鉄筋を使用	<input type="checkbox"/> 面材耐力壁等を使用
	2項 ■ 圧縮筋かいは、厚さ3cm以上で幅9cm以上の木材を使用	
	3項 ■ 端部を、柱と横架材との仕口に接近して、ボルト、くぎ等の金物で緊結（平成12年産省1460号第一号）	
	4項 ■ 欠込みをしない。ただし、筋かいをたすき掛けで、必要な補強を行ったときは可	
構造耐力上必要な軸組等 令46条	1項 ■ 下記の壁量計算をおこなう 4項 表1（又は昭和56年産省1100号）に定める耐力壁の倍率に壁量を乗じた存在壁量の和が、その階の床面積（小室係に1/8以上の物置等を設ける場合は平成12年産省1551号で面積加重）に表2の数値を乗じた地盤に対する必要壁量以上、かつその階のFL+1.35mより上の見付面積に表3の数値を乗じた風に対する必要壁量以上となるよう、耐力壁を適切に長く敷ける	令46条2項 <input type="checkbox"/> 次に掲げる基準に適合し、昭和62年産省1899号に規定する集材等（含水率20%以下の製材も可）を使用 ■ 柱脚が、土台又はR/C基礎に整積 ■ 昭和62年産省1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討、及び、偏心率の検討をおこなう <input type="checkbox"/> かげえ、接柱又は控壁
	3項 ■ 床組及び小室はり組に木板等を平28国交省（691号）に従って打ち付け、小室組に脱れ止めを敷ける	■ 昭和62年産省1899号に定める許容応力度計算、層間変形角の検討、及び、偏心率の検討をおこなう
	4項 ■ 四分割法による釣合良い配置の検討（平成12年産省1352号）	■ 令82条の6第2号ロに定める偏心率を計算し、0.3以下を確認
継手又は仕口 令47条	1項 ■ 国土交通大臣が定める構造方法（平成12年産省1460号第二号に定める柱頭柱脚）	■ 構造耐力上主要な接合部は、令82条1号から3号の許容応力度計算を行う <input type="checkbox"/> 柱頭柱脚はN値計算を行う
防蟻措置等 令49条	1項 ■ ラスモルタル等の下地には、防水紙等を使用	
	2項 ■ 地面から1m以内の主要軸組には有効な防蟻防蟻措置を講ずる	

説明

1-3. 仕様規定とチェックリスト

初期設定－設計方針 チェックリスト (1) ～ (4) を参照します。

※構造計算実行時に「チェックリストを出力」フラグがONの場合に出力します。

(1) 使用部材一覧

部材名	樹種	寸法(mm)	材料	等級
土台	ひのき	105×105(共通)	機軸等級区分製材	E90
管柱1階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
	おうしゅうあかまつ	120×120	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
管柱2階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
管柱3階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
梁2階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	べいまつ	105×105	機軸等級区分製材	E110
	おうしゅうあかまつ	105×150	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×270	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×330	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×360	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×390	対称異等級構成集成材	E120-F330
梁3階	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	べいまつ	105×105	機軸等級区分製材	E110
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×270	対称異等級構成集成材	E120-F330
小屋梁	おうしゅうあかまつ	105×150(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×105	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×180	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×210	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×240	対称異等級構成集成材	E120-F330
跳出梁	おうしゅうあかまつ	105×270(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×360	対称異等級構成集成材	E120-F330
	おうしゅうあかまつ	105×420	対称異等級構成集成材	E120-F330
小屋束	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	同一等級構成(積層4枚以上)集成材	E105-F345
大引	おうしゅうあかまつ	105×105(共通)	対称異等級構成集成材	E120-F330
母屋	べいまつ	105×105(共通)	機軸等級区分製材	E110
棟木	べいまつ	105×120(共通)	機軸等級区分製材	E110
垂木	すぎ	45×60 8455(共通)	目視等級区分製材	甲種3級
間柱	すぎ	30×105	目視等級区分製材	甲種3級
筋かい	すぎ	45×90	目視等級区分製材	甲種3級
耐力壁	構造用合板	9mm		
増耐力壁	せっこうボード	12.5mm		

説明

1-4. 使用材料及び許容応力度

初期設定－使用材料を参照します。

(1) 使用部材一覧

部材名	樹種	寸法(mm)	材料	等級

※最大出力行 300 行

・部材名

次の部材で使用されているものを出力します。出力順は固定です。

出力順	部材	出力順	部材	出力順	部材
1	土台	11	床束		
2	管柱－1階	12	小屋束		
3	管柱－2階	13	大引		
4	管柱－3階	14	火打土台		
5	通し柱	15	火打梁		
6	梁－2階	16	母屋		
7	梁－3階	17	棟木		
8	小屋梁	18	垂木		
9	丸太梁	19	根太		
10	跳出梁	20			

この後に[初期設定－追加使用部材]で登録してある部材を表示します。

・樹種

ユーザー設定した基準強度マスタを使用している場合、*印が付きます。

・寸法(mm)

「幅×せい」を表記。共通部材の場合は“(共通)”を続けて表記します。

(2) 基準強度及び許容応力度

基準強度表

樹種	基準強度(N/mm ²)					ヤング係数 (単位: ×10 ⁹ N/mm ²)
	圧縮 Fc	引張り Ft	曲げ Fb	せん断 Fs	めり込み Fcv	
米松	22.20	17.70	28.20	2.40	9.00	9.800
桧	20.70	16.20	26.70	2.10	7.80	8.820
杉	17.70	13.50	22.20	1.80	6.00	6.860

許容応力度表

樹種	長期(N/mm ²)					短期(N/mm ²)				
	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み
	$\frac{1.1F_c}{3}$	$\frac{1.1F_t}{3}$	$\frac{1.1F_b}{3}$	$\frac{1.1F_s}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_c}{3}$	$\frac{2F_t}{3}$	$\frac{2F_b}{3}$	$\frac{2F_s}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$
米松	8.14	6.49	10.34	0.88	4.50	14.80	11.80	18.80	1.60	6.00
桧	7.59	5.94	9.79	0.77	3.90	13.80	10.80	17.80	1.40	5.20
杉	6.49	4.95	8.14	0.66	3.00	11.80	9.00	14.80	1.20	4.00

※めり込みの許容応力度は、「土台その他これに類する横架材」の許容応力度を表示

許容応力度表(積雪時)

樹種	長期(N/mm ²)					短期(N/mm ²)				
	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み	圧縮	引張	曲げ	せん断	めり 込み
	$\frac{1.43F_c}{3}$	$\frac{1.43F_t}{3}$	$\frac{1.43F_b}{3}$	$\frac{1.43F_s}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{1.6F_c}{3}$	$\frac{1.6F_t}{3}$	$\frac{1.6F_b}{3}$	$\frac{1.6F_s}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$
米松	10.58	8.44	13.44	1.14	4.50	11.84	9.44	15.04	1.28	6.00
桧	9.87	7.72	12.73	1.00	3.90	11.04	8.64	14.24	1.12	5.20
杉	8.44	6.44	10.58	0.86	3.00	9.44	7.20	11.84	0.96	4.00

※めり込みの許容応力度は、「土台その他これに類する横架材」の許容応力度を表示

説明

(2) 基準強度及び許容応力度

・ 木材の基準強度表

基準強度マスタの基準強度 (N/mm²)

圧縮 Fc、引張り Ft、曲材 Fb、せん断 Fs、めりこみ Fcv

基準強度マスタのヤング係数 E (×10⁹N/mm²)

・ 木材の許容応力度表

長期許容応力度 (N/mm²) : $F \times 1.1 / 3$

短期許容応力度 (N/mm²) : $F \times 2 / 3$

F : 圧縮、引張り、曲材、せん断それぞれの基準強度

・ 木材の許容応力度表(積雪時)

長期許容応力度 (N/mm²) : $F \times 1.1 \times 1.3 / 3$

短期許容応力度 (N/mm²) : $F \times 2 \times 0.8 / 3$

F : 圧縮、引張り、曲材、せん断それぞれの基準強度

めりこみの許容応力度

	長期	長期積雪時	短期	短期積雪時
土台その他これに 類する横架材	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{1.5F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$	$\frac{2F_{cv}}{3}$

使用鉄筋及びコンクリート

鉄筋種類 (D10~D16)	SD295
鉄筋種類 (D19以上)	SD345
コンクリート種類	Fc18

鉄筋、コンクリート、及びアンカーボルトの許容応力度表

材料	長期 (N/mm ²)					短期 (N/mm ²)				
	圧縮 rfc	引張 ft	せん断 wft	付着fa		圧縮 rfc	引張 ft	せん断 wft	付着fa	
				曲げ材 上げ	その他				曲げ材 上げ	その他
SD295	195	195	195	1.20	1.80	295	295	295	1.80	2.70
SD345	215	215	195			345	345	345		
Fc18	6	-	0.6			12	-	0.9		
M12	-	156	-	-	-	-	235	8.620 (kN)	-	-
M16	-	156	-	-	-	-	235	15.330 (kN)	-	-

アンカーボルト短期許容せん断力 (土台樹種: J2グループ)

(3) 許容地耐力

長期	50.0 (kN/m ²)
短期	100.0 (kN/m ²)

説明

・使用鉄筋及びコンクリート

鉄筋種類 (D10~D16): 物件情報「鉄筋種類 (D10~D16)」より。

鉄筋種類 (D19以上): 物件情報「鉄筋種類 (D19以上)」より。

コンクリート種類: 物件情報「コンクリートの種類」より。

・鉄筋、コンクリート及びアンカーボルトの許容応力度表

鉄筋: SD295、SD345 を表記

基礎コンクリート: 物件情報「コンクリートの種類」で選択されたものを表記

アンカーボルト: 金物判定用設定で選択された樹種の M12, M16 を表記

※初期設定-計算条件 (方針) で「アンカーボルトと土台の検討」がオンの場合に表記

※鉄筋の付着 fa

材料	付着 fa	長期 (N/mm ²)		短期 (N/mm ²)	
		曲げ材 上げ	その他	曲げ材 上げ	その他
F c15		1.00	1.50	1.50	2.25
F c18		1.20	1.80	1.80	2.70
F c21		1.40	2.10	2.10	3.15
F c24		1.54	2.31	2.31	3.47
F c27		1.62	2.43	2.43	3.65
F c30		1.70	2.55	2.55	3.83
F c33		1.78	2.67	2.67	4.01

(3) 許容地耐力

長期 (kN/m²): 物件情報「許容地耐力 (長期)」より

短期 (kN/m²): 物件情報「許容地耐力 (短期)」より

(4) 接合部の許容引張耐力

接合部の仕様	許容引張耐力
告示第1460号接合仕様による	
L字型かど金物くぎCN65×5本	3.38kN
T字型かど金物くぎCN65×5本	5.07kN
山形プレート金物くぎCN90×8本	5.88kN
羽子板ボルトφ12mm、短冊金物	7.50kN
羽子板ボルトφ12mm、スクリュー釘	8.50kN
10kN用引き寄せ金物	10.0kN
15kN用引き寄せ金物	15.0kN
20kN用引き寄せ金物	20.0kN
25kN用引き寄せ金物	25.0kN
15kN用引き寄せ金物×2枚	30.0kN

説明

(4) 接合部の許容引張耐力

接合部の仕様	許容引張耐力

接合部の仕様： 初期設定－設計方針の接合部仕様より（全角20文字）

許容引張耐力： 初期設定－設計方針の接合部仕様より（全角6文字）

※最大出力行 50行（45行／頁）

接合部仕様 ? ×

接合部の仕様	許容引張耐力
告示第1460号接合仕様による	
L字型かど金物くぎ CN65×10本	3.38kN
T字型かど金物くぎ CN65×10本	5.07kN
山形プレート金物くぎ CN90×8本	5.88kN
羽子板ボルトφ12mm又は短冊金物	7.50kN
羽子板ボルトφ12mm+スクリュー釘1本	8.50kN
10kN用引き寄せ金物	10.0kN
15kN用引き寄せ金物	15.0kN
20kN用引き寄せ金物	20.0kN
25kN用引き寄せ金物	25.0kN
15kN用引き寄せ金物×2枚	30.0kN

(5) 筋かい・面材倍率表

計算時の耐力壁倍率（組合せ）の上限値は7倍とする。
 （各46系換算時は 上限5.0）

筋かい倍率表

番号	仕様	圧縮倍率	引張倍率
3	木材 30×90 BF、又は同等以上	2.00	1.00

耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率
1	木張り	0.50
5	石膏ボード	0.90

準耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率	釘低減係数
1	木張り	0.50	1.0
5	石膏ボード	0.90	0.6

(6) 水平構面の許容せん断耐力

F:面材張り床面、R:面材張り屋根面、H:火打水平構面
 ΔQ_a :単位長さあたりの許容せん断耐力 (kN/m)

番号	水平構面の仕様	ΔQ_a
F2	構造用合板12mm以上、根太 ϕ 340以下半欠き、N50 ϕ 150以下	3.13
R2	5寸勾配以下、構造用合板9mm以上、垂木 ϕ 500以下転ばし、N50 ϕ 150以下	1.37
H1	火打金物HB、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 240以上	1.56
H2	火打金物HB、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 150以上	1.17
H3	火打金物HB、平均負担面積 2.50㎡以下、梁せい 105以上	0.95
H4	火打金物HB、平均負担面積 3.30㎡以下、梁せい 150以上	0.70
H7	火打金物HB、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 240以上	0.47
H5	火打金物HB、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 150以上	0.35
H9	火打金物HB、平均負担面積 5.00㎡以下、梁せい 105以上	0.29

説明

(5) 筋かい・面材倍率表

・筋かい倍率表

番号	仕様	圧縮倍率	引張倍率
----	----	------	------

番号: 仕様番号
 仕様: 筋かい仕様
 圧縮倍率: 圧縮倍率
 引張倍率: 引張倍率

※初期設定－構造計算条件Ⅱ「筋かい倍率設定」の内容が表記されます。

・耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率
----	-----------	----

番号: 仕様番号
 工法または材料名称: 工法または材料名称
 倍率: 面材倍率

※初期設定－構造計算条件Ⅱ「面材倍率設定」の内容が表記されます。

・準耐力壁用面材倍率表

番号	工法または材料名称	倍率	釘低減係数
----	-----------	----	-------

番号: 仕様番号
 工法または材料名称: 工法または材料名称
 倍率: 面材倍率
 釘低減係数: 釘低減係数

※「面材倍率設定」で準耐フラグがONの行の内容を表記します。

※計算に使用している仕様のみ出力します。

※構造計算条件Ⅱで、「高倍率壁使用（倍率7倍超を実倍率で計算）」設定により、以下コメントを出力します。

オンの場合「計算時の耐力壁倍率（組合せ）は実倍率とする。」

オフの場合「計算時の耐力壁倍率（組合せ）の上限値は7倍とする。」

※オフの場合、使用耐力壁は組合せ倍率が上限値7倍を超えないようにしてください。

説明

(6) 水平構面の許容せん断耐力

番号	水平構面の仕様	$\angle Q_a$
----	---------	--------------

番号： 構面記号+通し番号（最大 90：各構面最大 30 行）

水平構面の仕様： 水平構面の仕様

$\angle Q_a$ ： 単位長あたりの許容せん断耐力（kN/m）

※初期設定－構造計算条件Ⅱ「水平構面設定」の内容を表記します。

※計算に使用している仕様のみ出力します。

1-5 仮定荷重

(1) 固定荷重

屋根一般

項目	単位荷重(N/m ²)	
仕上げ、野地板	340	小計
垂木、母屋	100	440
小屋組		100
天井		100
	合計	640
	補正後(勾配考慮)	649

屋根軒先

項目	単位荷重(N/m ²)	
仕上げ、野地板	340	小計
天井	100	440
	合計	440
	補正後(勾配考慮)	449

3階床

項目	単位荷重(N/m ²)	
仕上げ	350	小計
床組	140	490
天井		100
	合計	690
	補正後	690

2階床

項目	単位荷重(N/m ²)	
仕上げ	350	小計
床組	140	490
天井		100
	合計	690
	補正後	690

説明

1-5. 仮定荷重

(1) 固定荷重(初期設定「固定荷重」を参照します。)

屋根・床

項目	荷重(N/m ²)	
	xxxx	小計
	xxxx	xxxx
		xxxx
		xxxx
		xxxx
	合計	xxxxx
	補正後(勾配考慮)	xxxxx

※「(勾配考慮)」が記述されるのは屋根一般と屋根軒先のみです。

屋根一般と屋根軒先の場合は補正後の値を自動計算します
 ([陸屋根] チェックがOFFの時)

※手入力により数値を変更した場合は入力値となります。

補正後の値 = 小計 / cos θ + 3行目以下の合計

θ : 物件情報-階情報 屋根勾配の度数

外壁・内壁

項目	荷重(N/m ²)	
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
		Xxxx
	合計	Xxxxx
	補正後	Xxxxx

説明

(2) 積載荷重

階	床用 (N/m ²)	梁柱基礎用 (N/m ²)	地震用 (N/m ²)
屋根	0	0	0
3階床	1800	1300	600
2階床	1800	1300	600
1階床	1800	1300	600
バルコニー	1800	1300	600

(3) 積雪荷重

垂直積雪量	30.0 (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	
・短期[積雪時]	528.0 (N/m ²)

(2) 積載荷重

初期設定「積載荷重」より
床用 (N/m²)、梁柱基礎用 (N/m²)、地震用 (N/m²)

混構造の場合、「1階床」は出力されません。

(3) 積雪荷重

垂直積雪量 (cm) : 外力設定「垂直積雪量」より
単位荷重 (N/m²/cm) : 外力設定「単位荷重」より
屋根形状係数 : 外力設定「屋根形状係数」より
積雪荷重 (N/m²)

・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 (0.70 以上)

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×
短期組合せ係数 (0.35 以上)

※屋根形状係数 初期設定－外力設定の「積雪」で設定された値
計算式 屋根形状係数 $\mu_b = \sqrt{\cos 1.5\beta}$
 β : 屋根勾配(度)
 $\beta > 60$ 度の場合は $\mu_b = 0$

※長期組合せ係数、短期組合せ係数は初期設定で設定された値

※積雪荷重 初期設定－外力設定の「積雪」で「屋根勾配による低減を行わない」としたときは、屋根形状係数は考慮しません。

※積雪後の降雨を考慮した割増係数 (一般地域、屋根勾配 15 度以下の場合)
初期設定－外力設定の「積雪」で設定オンの場合に考慮。

説明

(4) 屋根及び床の設計荷重

(4) 屋根及び床の設計荷重

階	項目	固定荷重(N/m ²)	積載荷重(N/m ²)	積雪荷重(N/m ²)	合計(N/m ²)	
屋根一般	屋根用	長期用	390	0	0	390
		短期積雪用	390	0	528	918
	軸組用	長期用	687	0	0	687
		短期積雪用	687	0	528	1215
	地震用	687	0	0	687	
	屋根軒先	屋根用	長期用	390	0	0
短期積雪用			390	0	528	918
軸組用		長期用	537	0	0	537
		短期積雪用	537	0	528	1065
地震用		537	0	0	537	
3階床		床用	490	1800	0	2290
	軸組用	590	1300	0	1890	
	地震用	590	600	0	1190	
2階床	床用	490	1800	0	2290	
	軸組用	590	1300	0	1890	
	地震用	590	600	0	1190	
1階床	床用	490	1800	0	2290	
	軸組用	490	1300	0	1790	
	地震用	490	600	0	1090	
バルコニー	床用	800	1800	0	2600	
	軸組用	800	1300	0	2100	
	地震用	800	600	0	1400	

階	項目	固定荷重	積載荷重	積雪荷重	合計

初期設定「固定荷重」「積載荷重」参照

階： 屋根一般、屋根軒先、3階床、2階床、1階床(混構造は無し)、
ユーザー設定領域1～4

項目： 一般地域の屋根一般、屋根軒先、屋外用のユーザー設定領域

屋根用 長期用
短期積雪用

軸組用 長期用
短期積雪用

地震用

多雪区域の屋根一般、屋根軒先、屋外用のユーザー設定領域

屋根用 長期用
短期積雪用、長期積雪用

軸組用 長期用
短期積雪用、長期積雪用

地震用

短期組合せ時用 ※積載荷重は初期設定の設定による。

引張耐力検討時

一般地域、多雪区域のその他

床用

軸組用

地震用

固定荷重(N/m²)： 初期設定の固定荷重の補正後値(屋根用・床用は上2行の合計値)

積載荷重(N/m²)： 初期設定の当該積載荷重の値

積雪荷重(N/m²)： (3)の積雪荷重

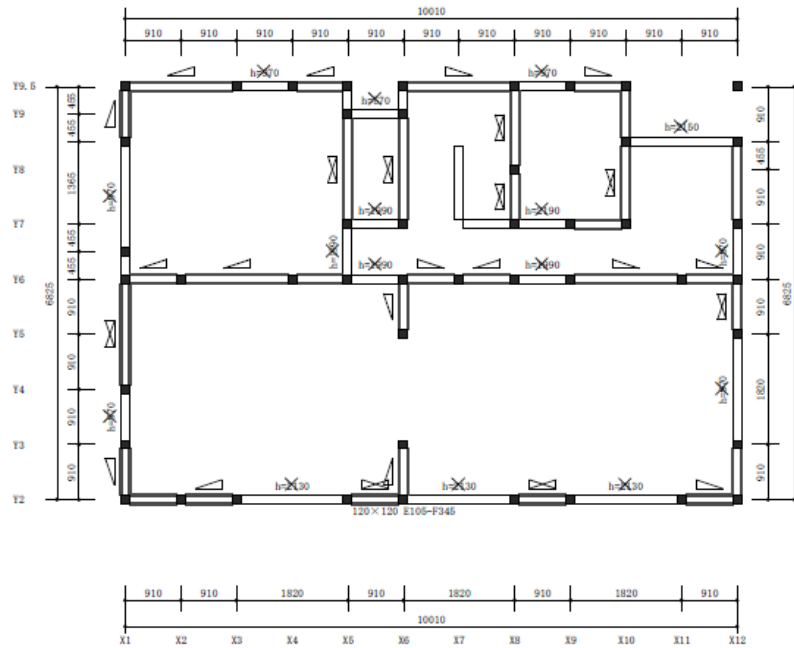
※ 固定荷重で「屋外」「陸屋根」がONの場合は屋根形状係数を考慮しません。

合計(N/m²)： 固定荷重+積載荷重+積雪荷重

1-6 柱壁伏図、断面図、各種伏図

(1) 柱壁伏図

1階



共通部材 管柱1階：105×105 (mm) ひのき

凡例:

■	管柱
●	筋かいダブル
▲	筋かいシングル
□	その他の内壁

開口高 (h)	
×	準耐力壁、腰壁等に該当せず

面材:

—	#2
—	#5

説明

1-6. 柱壁伏図、断面図、各種伏図

(1) 柱壁伏図

3階、2階、1階をレイヤごとに出力します

凡例 1

記号	部材
■	管柱
●	通し柱
▲	筋かいダブル
▲	筋かいシングル
□	その他の内壁

凡例 2

記号	開口高 (mm)
小	XXXX
中	XXXX
大	XXXX
戸	XXXX
×	準耐力壁等に該当せず

面材

線種	符号 No.
—	Wn

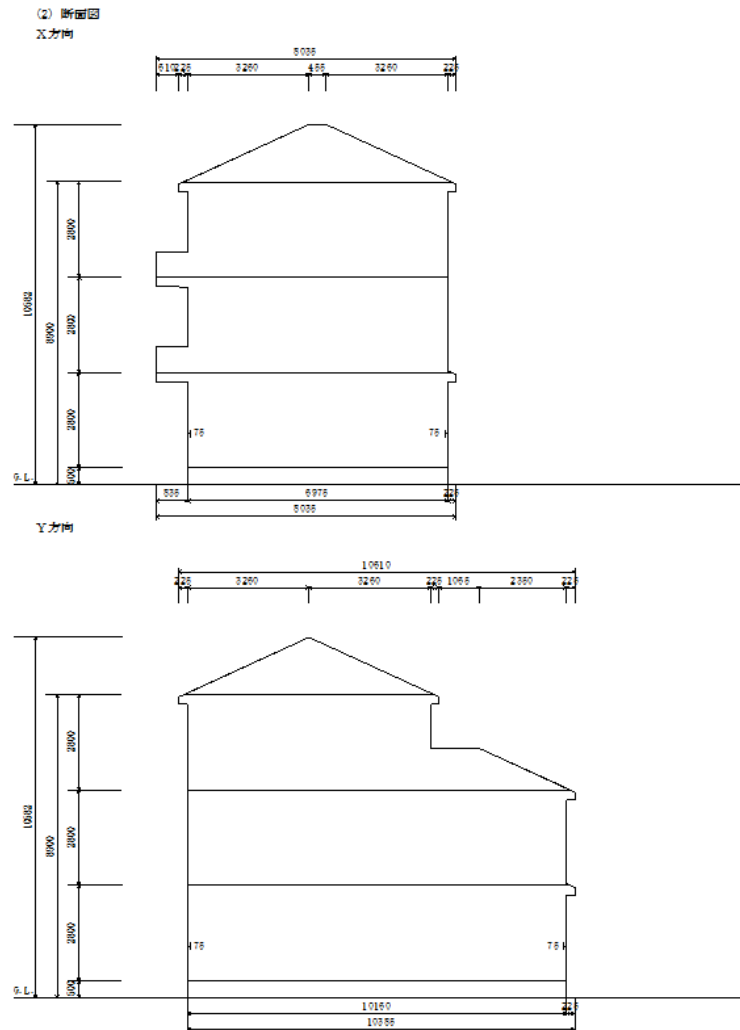
凡例 1 と凡例 2 を並べて書きます。

凡例 2 の記号は、初期設定一構造計算条件Ⅱの開口部の記号。

凡例 2 の開口高は、初期設定一構造計算条件Ⅱの開口部の開口高。

面材の線種と No. は、初期設定一構造計算条件Ⅱの面材倍率設定の線種と No.。

・ 個別の柱は、断面と樹種のうち共通部材と違うものを表記します。



説明

(2) 断面図

X方向

断面形状 外観見付図X方向より（建物を右から見た外観）

寸法線 単位mm

水平方向 屋根面水平投影長、軒・ケラバの出
建物長、ベランダ等の出
通り芯～外壁面距離

鉛直方向 1階床高さ、1階階高、2階階高、3階階高
軒高さ、最高高さ

Y方向

断面形状 外観見付図Y方向より（建物を下から見た外観）

寸法線 単位mm

水平方向 屋根面水平投影長、軒・ケラバの出
建物長、ベランダ等の出
通り芯～外壁面距離

鉛直方向 1階床高さ、1階階高、2階階高、3階階高
軒高さ、最高高さ

- ・通り芯～外壁面距離は、外力設定－見付面積算定用の壁仕上げ厚の値を参照します。
- ・鉛直方向の各寸法は、物件情報－階情報の値を参照します。

説明

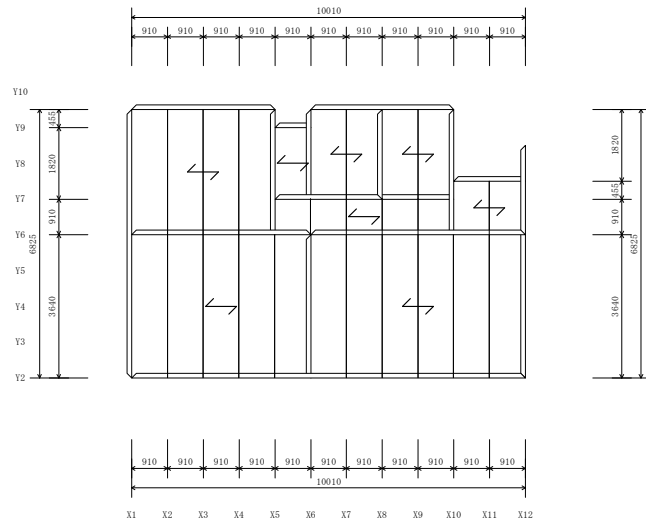
(3) 床伏図

1階床伏図～小屋伏図

番付範囲 建物全体の最大番付
縮尺 番付範囲および寸法線が表示されるように縮尺率を計算
寸法線 土台、梁を対象

- ・ 図中には寸法線、屋根勾配を表記します。
- ・ 個別の梁は、断面と材料のうち共通部材と違うものを表記します。
幅が同じの場合はせいよみの表記となります。
- ・ 用紙左下に『共通部材』として、その階の梁の断面寸法と材料を表記します。
- ・ 用紙右下に『伏図特記』として、各階別に入力してある伏図特記を表記します。
- ・ 構造計算条件 I で「根太表現をしない」をオンとした場合、凡例の \leftarrow 「根太」は「床荷重方向」となります。

(3) 床伏図
1階床



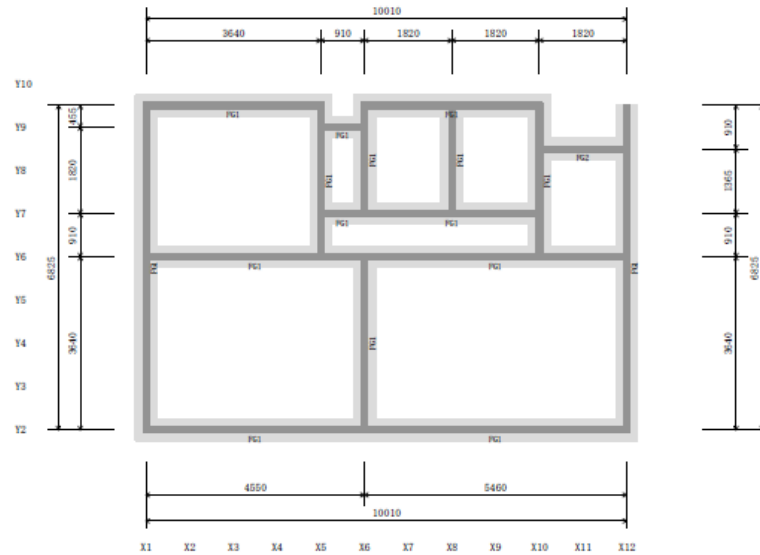
共通部材

土台 : 120×120 (mm) ヒバ

凡例 :

\leftarrow	土台
\leftarrow	大引
\leftarrow	根太

(4) 基礎伏図



符号	タイプ	立上り幅	立上り高	上端主筋	下端主筋	スターラップ筋	フーチング幅	フーチング厚	ベース筋
FC1	上型	120	700	2-D13	2-D13	1-D10@200	500	120	D10@200
FC2	上型	120	300	2-D13	2-D13	1-D10@200	500	120	D10@200

説明

(4) 基礎伏図

基礎伏図

基礎部材配置図および符号を表示します。

布基礎タイプ：布基礎

べた基礎タイプ：基礎梁、べた基礎

基礎断面一覧表

基礎部材の各符号の断面情報を表示します。

布基礎：符号、タイプ、立上り幅、立上り高さ、上端主筋、下端主筋、スターラップ筋、

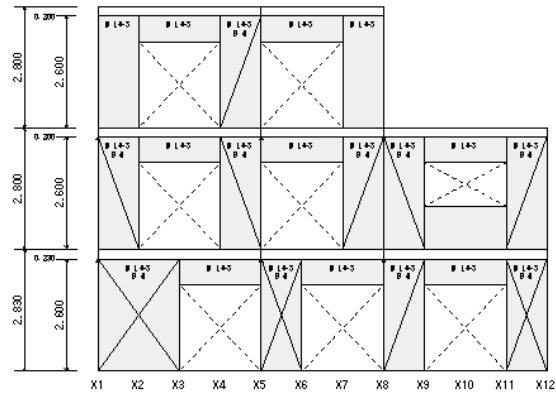
フーチング幅、フーチング厚、ベース筋

基礎梁：符号、幅、高さ（せい）、上端主筋、下端主筋、スターラップ筋

べた基礎：符号、厚さ、短辺方向配筋、長辺方向配筋

1-7 略軸組図

Y2通り



凡例:

W	: 面材仕様 外面 + 内面
B	: 筋かい仕様

説明

1-7. 略軸組図

各通りの軸組図

面材 (塗りつぶし)、筋かい (実線斜め)、開口部 (点線クロス)

面材仕様と筋かい仕様の記号を表示します。

W : 面材仕様番号 面1 + 面2

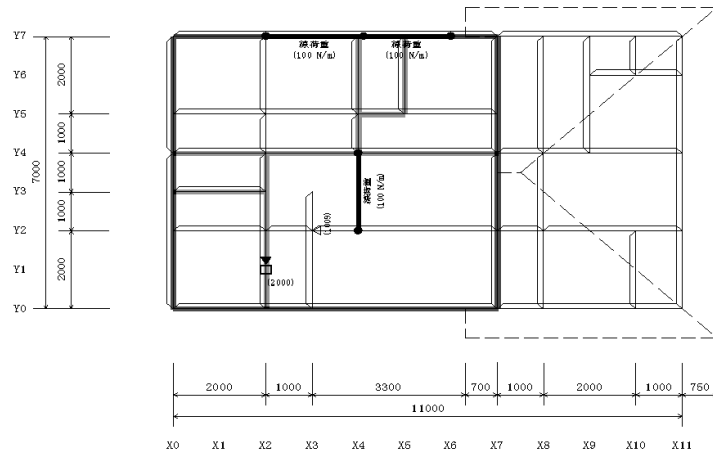
B : 筋かい仕様番号

各階の高さ寸法参照元

初期設定 物件情報-階情報-軸組階高

構造計算条件Ⅱ-耐力壁・準耐力壁等設定-横架材間内法高

1-8 荷重分布図



説明

1-8. 荷重分布図

床荷重、外壁、内壁、妻壁、柱・梁追加荷重、線荷重を略伏図に表示します。

1-7 計算ルートの算定(RC造)

1階地震用重量	$\Sigma W_i = 504760$ (N)		
柱量・壁量			
X方向	ΣA_w	ΣA_c	$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
	9010	68800	7068500 > 504760
			よって ルート1
Y方向	ΣA_w	ΣA_c	$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c > \Sigma W_i$
	6280	68800	6386000 > 504760
			よって ルート1
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			

説明

1-7. 計算ルートの算定(RC造)

混構造1階の計算ルート1の判定を行います。

ΣW_i : 1階地震用重量 (N)
「地震用重量の算定」で求めた各階合計値 (XY方向の重い方) の総和+初期設定の1階部分重量の合計

X方向、Y方向別に柱量と壁量の和を求め、1階地震用重量と比較します。

ΣA_w : 計算する方向の壁の断面積合計 (cm²)
 ΣA_c : 柱の断面積の合計 (cm²)

$\Sigma 250A_w + \Sigma 70A_c \geq \Sigma W_i$ の場合 OK
NGの場合、警告メッセージを出力

※RC壁の始点または終点がRC柱とあたる場合は、RC柱の断面の半分長をRC壁長さから引きます

1-7 計算ルートの算定(S造)

X方向 柱スパン Max = 2.730 (m) ≤ 6 (m) よって ルート1

Y方向 柱スパン Max = 2.730 (m) ≤ 6 (m) よって ルート1

説明

1-7. 計算ルートの算定 (S造の場合)

混構造1階の計算ルート1の判定を行います。

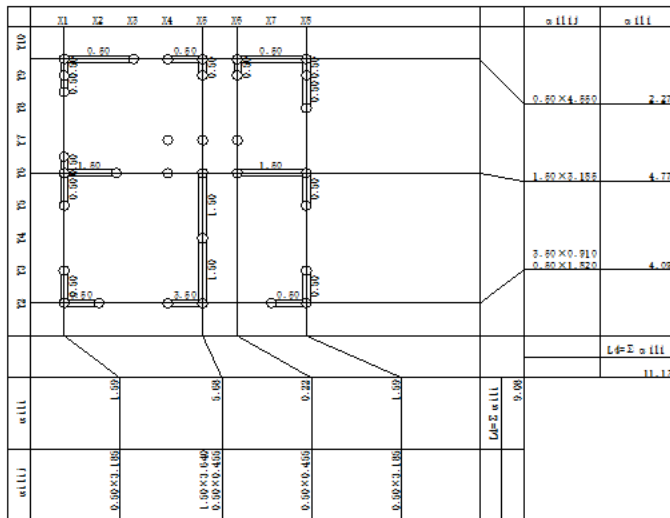
柱スパンMax : 鉄骨の長さ (m) (入力されたS梁のスパン)

Max ≤ 6 m の場合 OK
NGの場合、警告メッセージを出力

2. 水平力に対する検定(令46条による壁量計算)

2-1 存在壁量の算定

3階



説明

2. 水平力に対する検定 (令46条による壁量計算)

2-1. 存在壁量の算定

耐力壁の設計

有効耐力壁の配置と耐力の算定

各階毎のX方向、Y方向に配置された壁量を算定します。
斜めに配置された耐力壁はX方向、Y方向に壁量を振分ける
3階～1階壁量算定表

記号一覧

記号	部材
—	耐力壁
数值	壁倍率
○	柱 (管柱、通し柱)
—	引き出し線

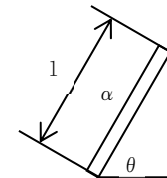
$\alpha_{ilij}(m)$: $\alpha_i \times l_{ij}$ α_i : 壁倍率、 l_{ij} : 同一壁倍率の耐力壁長
 $\alpha_{ili}(m)$: $\Sigma \alpha_{ilij}$
 $L_d(\text{有効壁量})(m)$: $\Sigma \alpha_{ili}$

*斜め耐力壁

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方向に振分けます。

X方向の $\alpha_{ilij}(m)$: $\alpha \times l \times \cos \theta \times \cos \theta$
 Y方向の $\alpha_{ilij}(m)$: $\alpha \times l \times \sin \theta \times \sin \theta$

振分ける場合、耐力壁の中心に通りを発生させます。(X,Yとも)



2-2 必要壁量の算定

(1) 地震力に対する必要壁量

階	①床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) ②軽い屋根	必要壁量 (m) ①×②
3	43.06	0.18	7.75
2	59.62	0.34	20.27
1	66.25	0.46	30.48

説明

2-2. 必要壁量の算定

(1) 地震力に対する必要壁長

階	①床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) ②軽い屋根	必要壁長 (m) ①×②	割り増し
3				
2				
1				

床面積 初期設定－物件情報より床面積 (㎡)

単位壁長 初期設定外力設定より屋根の重さ (m/㎡)

階	軽い屋根(一般地域)			重い屋根(一般地域)		
	1階建	2階建	3階建	1階建	2階建	3階建
3			0.18			0.24
2		0.15	0.34		0.21	0.39
1	0.11	0.29	0.46	0.15	0.33	0.50

「積雪による地震力割増 (多雪区域)」を ON とした場合、積雪の程度に応じ割り増します。

平成 13 年国土交通省告示第 1541 号 (枠組壁工法告示) を参考としています。

必要壁長 床面積×単位壁長 (m)。
軟弱地盤の場合、1.5 倍します。

割り増し 外力設定－壁量検討－地震力に対する必要壁量割増の倍率を乗じます。
倍率が 1.00 の場合はこの欄は省かれます。

説明

(2) 風圧力に対する必要壁量

X方向の壁長		階	各階見付面積 ①Aw(m ²)	②ΣAw(m ²)	必要壁量Lnw ②×0.50(m)
	3	15.19	15.19	7.60	
	2	20.57	35.76	17.88	
	1	20.67	56.43	28.22	
Y方向の壁長		階	各階見付面積 ①Aw(m ²)	②ΣAw(m ²)	必要壁量Lnw ②×0.50(m)
	3	14.81	14.81	7.41	
	2	26.29	41.10	20.55	
	1	28.13	69.23	34.62	

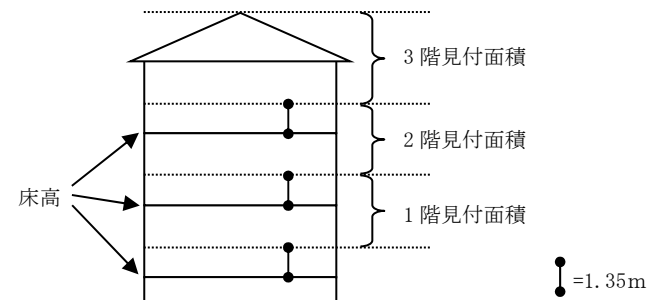
(2) 風圧力に対する必要壁長

・見付略図 外観見付面より

・表

方向	階	各階見付面積 ①Aw(m ²)	②ΣAw(m ²)	必要壁量Lnw(m) ②×[A](m)	割増し
X	3	a	a		
	2	b	a+b		
	1	c	a+b+c		
Y	3	d	d		
	2	e	d+e		
	1	f	d+e+f		

各階見付面積Aw (m²) ※入力された見付面積を以下のように分けます
 各階床高から1.35m上がった位置から上階の同高さまでの見付面積
 (最上階は最高高さまで)



ΣAw(m²) : 上階ΣAwを加算

必要壁量(m) : ΣAw×外力設定「風圧力に対する所要壁量」÷100 (小数3桁目を切上)
 [A] : 外力設定「風圧力に対する所要壁量」÷100(m/m²)

割増し : 外力設定「風圧力算定時の割増し」の倍率を乗じます。
 倍率が1.00の場合は、この欄は省かれます。

2-3 壁量の検定(壁量充足率の計算)

階	地震力に対して				風圧力に対して				判定	
	X方向		Y方向		X方向		Y方向			
	壁量	Ld/Ln	壁量	Ld/Ln	壁量	Ld/Ln	壁量	Ld/Ln		
3	Ld	11.13	1.45	9.08	1.17	11.13	2.16	9.08	1.91	OK
	Ln	7.75		7.75		8.15		4.73		
2	Ld	29.57	1.45	24.99	1.23	29.57	1.91	24.99	1.39	OK
	Ln	20.27		20.27		15.43		17.89		
1	Ld	59.60	1.95	52.28	1.71	59.60	2.31	52.28	1.63	OK
	Ln	30.45		30.45		25.77		31.95		

Ld : 存在壁量
 Ln : 必要壁量
 Ld/Ln : 壁量充足率

説明

2-3. 壁量の検定(壁量充足率の計算)

令46条に定める所要壁長Lnに対する有効壁長Ldの検定比

階		地震力に対して				風圧力に対して				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	Ld	[a]		[a]		[a]		[a]		
	Ln	[b]		[b]		[c]		[c]		
2	Ld	[a]		[a]		[a]		[a]		
	Ln	[b]		[b]		[c]		[c]		
1	Ld	[a]		[a]		[a]		[a]		
	Ln	[b]		[b]		[c]		[c]		

[a] (m) : 「存在壁量の算定」で求めた壁長
 [b] (m) : 「必要壁量の算定(1)地震力に対する必要壁長」で求めた壁長
 [c] (m) : 「必要壁量の算定(2)風圧力に対する必要壁長」で求めた壁長
 Ld/Ln : 充足率 存在壁長を必要壁長で割った値(小数3桁目を切捨)

判定 : Ld/Ln < 1.0 の場合、NG
 Ld/Ln ≥ 1.0 の場合、OK

※構造計算条件I-構造耐力上必要な軸組等(令46条)で、「壁量検定を対象外とする」がONの場合は判定欄を省略します。

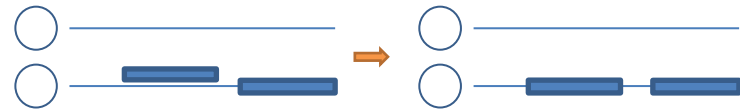
3. 水平力に対する検定（許容応力度計算）

特記事項

斜めの耐力壁は検討対象外となります。

また、耐力壁がずれている場合は 0.5P 単位の耐力壁線位置に補正処理します。

($-0.25P \leq [0.5P \text{ 単位の位置}] < +0.25P$ で補正する)



説明

3. 水平力に対する検定(許容応力度計算)

3-1 地震力の算定

(1) 地震用重量の算定
()内の数値は基礎用設計荷重を示す

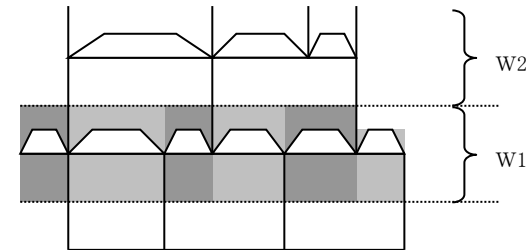
3階 X方向

通り または 区間	項目	単位重量 (N/m ²)	面積 (m ²)	Wo (N)	Wi (kN) ①	位置 (m) ②	重量一次 モーメントGo ①×②
Y9.5	屋根軒先	537	3.312	1779			
	3階外壁	850	7.562	6428	8.207	6.825	56.013
Y9.5-Y7	屋根一般	687	14.077	9671			
	屋根軒先	537	2.485	1334			
	3階外壁	850	8.822	7499			
	3階内壁	350	5.041	1764	20.268	5.688	115.284
Y7	3階内壁	350	1.260	441	0.441	4.550	2.007
Y7-Y6	屋根一般	687	5.796	3982			
	屋根軒先	537	0.828	445			
	3階外壁	850	2.521	2143	6.570	4.095	26.904
Y6	3階内壁	350	6.302	2206	2.206	3.640	8.030
Y6-Y2	屋根一般	687	23.187	15929			
	屋根軒先	537	3.312	1779			
	3階外壁	850	10.083	8570			
	3階内壁	350	5.041	1764	28.042	1.820	51.036
Y2	屋根軒先	537	3.313	1779			
	3階外壁	850	8.822	7499	9.278	0.000	0.000
合計					75.012		259.274

3-1. 地震力の算定

(1) 地震用重量の算定

各階・XY方向別に、耐力壁のある通り(=鉛直構面)の「通り重量」、鉛直構面で挟まれた区画の「区間重量」、各階の重量和の「各階重量」を表記します。
通り方向の壁は階高で1/2して通り重量に加算し、通りと直行する壁は同様に1/2して区間重量に加算します。その他の荷重は区間別に区間重量に加算します。



・表(3階、2階、1階、F階別で、X・Y方向別) ※混構造の場合はF階を除きます

通り または 区間	項目	単位重量 (N/m ²)	面積 (m ²)	Wo (N)	Wi (kN) ①	位置 (m) ②	重量一次 モーメントGo ①×②
-----------------	----	-----------------------------	-------------------------	-----------	-----------------	----------------	------------------------

- 通りまたは区間： 「X1」などの通りまたは「X1~X3」などの区間
 項目： 荷重名
 単位重量(N/m²)： 単位重量(設計荷重地震用) ※線荷重の場合は(N/m)
 面積： 面積(m²) ※線荷重の場合は長さ(m)
 Wo(N)： 単位重量×長さまたは面積
 Wi(kN)： 通りまたは区間の荷重の合計
 ΣWi(kN)： Wiの総和
 位置(m)： 建物最小位置からの実寸距離。通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。
 Go(kN・m)： 重量一次モーメント Wi×位置

説明

区間重量は水平構面の負担水平力の算定および重心計算に用います。

仮定荷重

一般地域＝固定荷重＋積載荷重(地震用)

多雪区域＝固定荷重＋積載荷重(地震用)＋地震用積雪荷重(0.35S)

固定荷重

屋根一般＝屋根一般地震用設計荷重×屋根一般部分を真上から投影した面積

屋根軒先＝屋根軒先地震用設計荷重×屋根軒先部分を真上から投影した面積

※屋根の一般・軒先は、1階下の床領域線で区分します。

床＝各階床地震用設計荷重×床領域線から求めた床面積

※初期設定－外力設定で「地震力算定で吹抜け面積を含める」がオン
の場合は吹抜け面積を含みます。オフの場合は吹抜け面積を除きます。

※床領域にユーザー領域を含む場合、ユーザー領域面積を除きます。

(追加荷重設定がオフのユーザー領域の場合。)

吹抜＝荷重0として表記します

ユーザー領域＝各地震用設計荷重×ユーザー領域線から求めた面積

(ユーザー領域は、バルコニー、小屋裏収納、ベランダ、その他)

外壁＝初期設定「固定荷重」外壁の荷重×壁の長さ×階高／2

内壁＝初期設定「固定荷重」内壁の荷重×壁の長さ×階高／2

妻壁＝初期設定「固定荷重」外壁の荷重×妻壁の長さ×妻壁高

(妻壁高＝妻壁の区間部分の最高点と最低点の平均とします)

追加荷重＝梁や柱に入力している追加荷重

線荷重＝線荷重で入力している線荷重名称を表記します。

説明

(2) Ai 分布と各階地震力の算定および重心

(2) Ai 分布と各階地震力の算定および重心

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

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$T = 0.03h = 0.03 \times (8,950 + 10,220) / 2 = 0.288 \text{ 秒}$$

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$\text{(耐震等級 3 : 1.50倍)} C_o = 0.2 \times 1.50 = 0.300$$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
3	75,012	75,012	0.181	1.670	0.300	0.501	37,581	37,581	0.501
2	157,084	232,096	0.561	1.239	0.300	0.372	86,340	48,759	0.310
1	181,948	414,044	1.000	1.000	0.300	0.300	124,213	37,873	0.208

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
3	X	75,012	259,274	3,456
	Y	75,012	241,837	3,224
2	X	157,083	479,701	3,054
	Y	157,084	638,664	4,066
1	X	181,942	581,097	3,194
	Y	181,948	867,724	4,769

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i
---	---------	----------	----	----	----	----	----------	----------	-----

Wi (kN) : 「(1) 地震用重量の算定」で求めた各階重量 (X, Y の大きい方)

ΣWi (kN) : その階と上階の重量和

αi : ΣWi / ΣWi (建物総重量)

T : 建物固有周期

$$T = 0.03 \times H \text{ (軒高と最高高さの平均)}$$

Ai : 地震力せん断量係数の高さ方向分布値

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$$

Co : 外力設定「標準せん断力係数」×耐震等級による倍率

Ci : Z × Rt × Ai × Co

Z = 初期設定「地震地域係数」

Rt = 振動特性係数 (固有値 1.0)

eQi (kN) : ΣWi × Ci

※ 外力設定の [PH 階の地震力] で「局部震度による (Ci = 1.0)」としたとき、PH 階は Ci = 1.0 となります。

ePi (kN) : 最上階 = eQi

その他 = 当階の eQi - 1 階上の eQi

C'i : 層水平力係数 ePi / Wi

重心算定表

階	方向	ΣWi (kN)	ΣGo	重心 Gi (m)
3	X			
	Y			
2	X			
	Y			
1	X			
	Y			

ΣWi (kN) : 各階重量

Go (kN・m) : 各階の重量一次モーメント和

Gi (m) : 各階の重心

説明

・ 混構造（RC造）の場合

1階部分重量が入力されている場合は別表に外力設定で入力したものを表記し、Wiの1階部分の重量は算定重量と1階部分重量とその合計を表示します。

1階 Wi W1 > 2 × W2 の場合、W1 = 2 × W2 ()内は W1

(2) Ai分布と各階地震力の算定および重心

$C_i = Z \times R_t \times A_i \times C_o$
 $Z = 1.0$
 $R_t = 1.0$
 $T = 0.033h = 0.03 \times (8,950 + 10,500) / 2 = 0.292$ 秒
 $A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$
 $C_o = 0.200$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
3	103,686	103,686	0.171	1.700	0.200	0.340	35,253	35,253	0.340
2	221,921	325,607	0.538	1.257	0.200	0.251	81,727	46,474	0.209
1	(179,153) (100,000)* 279,153	604,760	1.000	1.000	0.200	0.200	120,952	39,225	0.141

※

	名称	重量(kN)
1階部分重量	重量1	100,000
		0,000
		0,000
	合計	100,000

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
3	X	103,686	407,141	3.927
	Y	103,686	524,521	5.059
2	X	221,921	800,490	3.607
	Y	221,919	1308,104	5.895

説明

・混構造（S造）の場合

Ai 分布の表の右上

「1階S造部 Co=①×②=③」

ルート1の場合、①0.3×②耐震等級

それ以外の場合、外力設定①「標準せん断力係数」×②耐震等級

1階部分重量が入力されている場合は別表に外力設定で入力したものを表記し、Wiの1階部分の重量は算定重量と1階部分重量とその合計を表示します。

1階Coは、以下のように表記します。

ルート1の場合、0.3×耐震等級

それ以外の場合、初期設定「標準せん断力係数」×耐震等級

(2) Ai分布と各階地震力の算定および重心

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

$$Z = 1.0$$

$$R_t = 1.0$$

$$T = 0.03h = 0.03 \times (6.150 + 8.080) / 2 = 0.213 \text{秒}$$

$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i - \alpha_1}) \times 2T / (1 + 3T)$$

$$\text{(耐震等級2 : 1.25倍)} C_o = 0.2 \times 1.25 = 0.250$$

$$\text{1階S造部 } C_o = 0.3 \times 1.25 = 0.375$$

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Co	Ci	eQi (kN)	ePi (kN)	C'i (ePi/Wi)
2	56.888	56.888	0.292	1.405	0.250	0.351	19.968	19.968	0.351
1	(37.689) (100.000)* 137.689	194.577	1.000	1.000	0.375	0.375	72.966	52.998	0.385

※

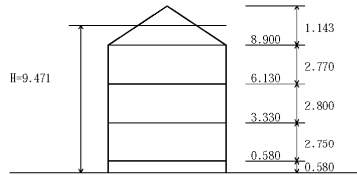
	名称	重量(kN)
1階部分重量	重量1	100.000
		0.000
		0.000
	合計	100.000

重心算定表

階	方向	Wi (kN)	ΣGo	重心Gi (m)
2	X	56.888	156.134	2.745
	Y	56.887	87.864	1.545

3-2 風圧力の算定

(1) 速度圧qの算定



$$H = (8.900 + 1.043) / 2 = 9.471 \text{ (m)}$$

$$V_0 = 30.0 \text{ (m/s)}$$

地表面粗度区分Ⅲより

$$Z_b = 5 \text{ (m)}$$

$$Z_g = 450 \text{ (m)}$$

$$\alpha = 0.20 \text{ (m)}$$

$$G_f = 2.50 \text{ (H} \leq 10 \text{より)}$$

H>Z_bより

$$E_r = 1.7(H/Z_g)^\alpha = 0.785$$

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.541$$

$$\text{速度圧 } q = 0.6 \times E \times V_0^2 = 832 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

各階風圧力の算定 (風力係数を考慮)

階	h (m)	q (N/m ²)	風荷重					
			Z _b (m)	α	H(m)	k _z	C _f	風荷重(N/m ²)
屋根勾配面	9.471	832	5	0.20	9.471	0.513	0.513	427
屋根外壁	9.471	832	5	0.20	9.471	1.000	1.200	998
3階外壁	8.900	832	5	0.20	9.471	0.975	1.180	982
2階外壁	6.130	832	5	0.20	9.471	0.840	1.072	892
1階外壁	3.330	832	5	0.20	9.471	0.775	1.020	849

説明

3-2. 風圧力の算定

(1) 速度圧 q の算定

H(m) : 風圧力を検討する部分の高さ H = (最高高さ + 軒高さ) / 2
PH階がある場合は、H = (PH階軒高 + 見付最高高さ) / 2

V₀(m/s) : 外力設定の基準風速

地表面粗度区分		I	II	III	IV
Z _b (m)		5	5	5	10
Z _g (m)		250	350	450	550
α		0.10	0.15	0.20	0.27
G _f	H ≤ 10	2.0	2.2	2.5	3.1
	10 < H ≤ 40	直線補間した数値			
	40 < H	1.8	2.0	2.1	2.3

G_f : ガスト影響係数

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

H ≤ Z_b の時、E_r = 1.7 × (Z_b/Z_g)^α

H > Z_b の時、E_r = 1.7 × (H/Z_g)^α

E : E_r² × G_f

• 速度圧(N/m²) [性能評価をしない場合]

$$q : q = 0.6 \times E \times V_0^2$$

• 速度圧(N/m²) [性能評価をする場合]

耐風等級 x : x, x 倍 (1.0 ~ 1.2)

$$q : q = 0.6 \times E \times V_0^2 \times \text{耐風等級の係数}$$

説明

・各階風圧力の算定表

階	h (m)	q (N/m ²)	風荷重					
			Zb(m)	α	H(m)	Kz	Cf	風荷重(N/m ²)

階： 屋根、3階外壁、2階外壁、1階外壁
 算定高さ h (m)： 屋根は(最高高さ+軒高さ)/2、3階外壁は軒高さ、2階外壁は3階床高さ、1階外壁は2階床高さとします。

q(N/m²)： 速度圧 q の算定で求めた速度圧

Zb(m)： 速度圧 q の算定を参照

α： 速度圧 q の算定を参照

H(m)： (最高高さ+軒高さ) / 2

Kz(壁面)： H < Zb ... Kz=1.0
 H ≥ Zb & Z ≤ Zb ... Kz=(Zb/H)^{2α}
 H ≥ Zb & Z > Zb ... Kz=(Z/H)^{2α}
 (小数第4位を四捨五入)

Cf(壁面)： Cf=0.8×Kz+0.4

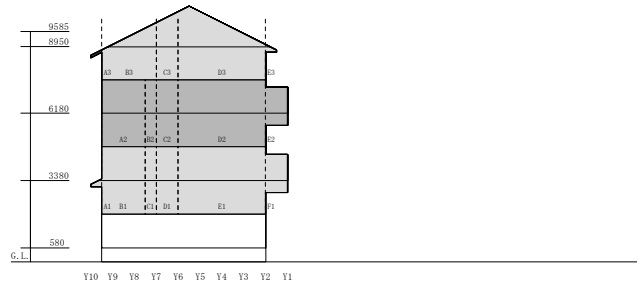
Cf(屋根面)： Cf=Cpe+0.5

※Cpe は物件情報の屋根勾配を下の表から直線補間した値

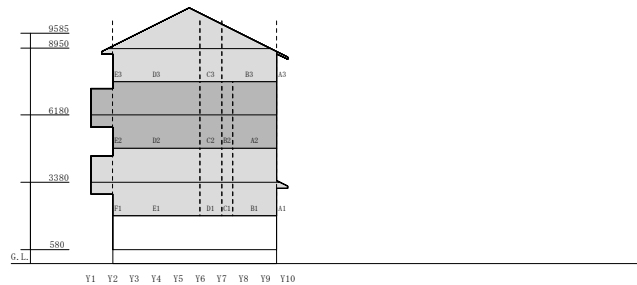
勾配 θ	Cpe
10度未満	0
10度	0
30度	0.2
45度	0.4
90度	0.8

風荷重(N/m²)： 風荷重=q×Cf

(2) 風圧力の算定および風重心
X左加力方向



X右加力方向



(2) 風圧力の算定および風重心

- ・図 (X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4面図)
 マイナス方向は入力された見付面と対称形とします。
 壁のある通りで1階～屋根までを短冊状に分割し、1階部分を A1, B1, C1...、2階部分を A2, B2, C2...、3階部分を A3, B3, C3... という区間名で表記します。

説明

・表（X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4表）

階	通り	記号	面積 (m ²)	割増し (m ²)	風荷重 (N/m ²)	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go (kN・m) ①×②
---	----	----	-------------------------	--------------------------	----------------------------	-----------------	-------------	--------------	----------------	------------------------------------

- 通り： 通りまたは区間
 記号： 区間に割り当てた記号
 面積(m²)： 各区間の面積
 割増し(m²)： 割増し (1.00 のときはこの欄は省かれます。)
 風荷重(N/m²)： 屋根の場合は屋根用風荷重、その他の場合は当該壁用風荷重
 wQ(kN)： wQ=風荷重×面積
 wQi(kN)： 各階ごとのwQの和
 ΣwQi(kN)： wQiの総和
 位置(m)： 建物最小位置からの実寸距離。
 通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。
 Go(kN・m)： 風圧力一次モーメント wQ×位置

・風重心算定表（最後に1つの表）

階	方向	wQi (kN)	ΣGo	風重心 Gi (m)
3	X左加力			
	X右加力			
	Y下加力			
	Y上加力			
2	X左加力			
	X右加力			
	Y上加力			
1	X左加力			
	X右加力			
	Y下加力			
	Y上加力			

- wQi(kN)： 各階重量
 Go(kN・m)： 各階の風圧力一次モーメント和
 Gi(m)： 各階の風重心

X左加力方向風圧力算定

階	通り	記号	面積 (m ²)	風荷重 (N/m ²)	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go (kN・m) ①×②
3	Y9.5-Y7	A3	0.046	985	0.045			6.825	0.307
		B3	1.021 3.135	1003 985	1.024 3.088			5.688	23.389
	Y7-Y6	C3	1.127 1.260	1003 985	1.130 1.241			4.095	9.709
		D3	3.575 5.041	1003 985	3.586 4.965			1.820	15.563
	Y2	E3	0.010 0.087	1003 985	0.010 0.086	15.175	15.175	0.000	0.000
2	Y9.5-Y7.5	A2	5.069	895	4.537			5.915	26.836
		E2	1.267	895	1.134			4.778	5.418
	Y7-Y6	C2	2.534	895	2.268			4.095	9.287
		D2	10.137	895	9.073			1.820	16.513
	Y2	E2	1.456	895	1.303	18.315	33.490	0.000	0.000
1	Y9.5-Y7.5	A1	0.098	850	0.083			6.825	0.566
		B1	5.096	850	4.332			5.915	25.624
	Y7-Y6	C1	1.274	850	1.083			4.778	5.175
		D1	2.548	850	2.166			4.095	8.870
	Y2	F1	10.192	850	8.663	17.565	51.065	1.820	15.767

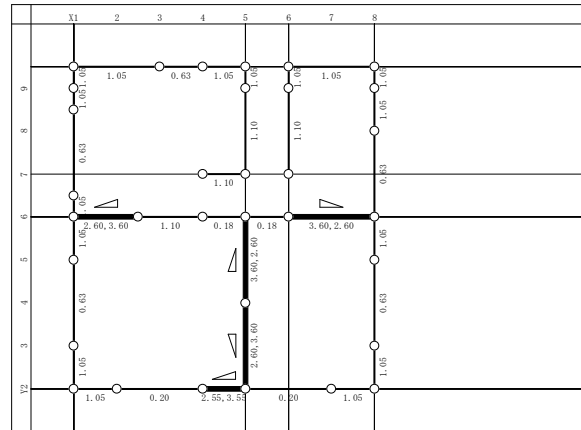
X右加力方向風圧力算定

階	通り	記号	面積 (m ²)	風荷重 (N/m ²)	wQ (kN) ①	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	位置 (m) ②	風圧力一次 モーメント Go (kN・m) ①×②
3	Y9.5-Y7	A3	0.046	985	0.045			6.825	0.307
		B3	1.021 3.135	1003 985	1.024 3.088			5.688	23.389
	Y7-Y6	C3	1.127 1.260	1003 985	1.130 1.241			4.095	9.709
		D3	3.575 5.041	1003 985	3.586 4.965			1.820	15.563
	Y2	E3	0.010 0.087	1003 985	0.010 0.086	15.175	15.175	0.000	0.000
2	Y9.5-Y7.5	A2	5.069	895	4.537			5.915	26.836
		E2	1.267	895	1.134			4.778	5.418
	Y7-Y6	C2	2.534	895	2.268			4.095	9.287
		D2	10.137	895	9.073			1.820	16.513
	Y2	E2	1.456	895	1.303	18.315	33.490	0.000	0.000
1	Y9.5-Y7.5	A1	0.098	850	0.083			6.825	0.566
		B1	5.096	850	4.332			5.915	25.624
	Y7-Y6	C1	1.274	850	1.083			4.778	5.175
		D1	2.548	850	2.166			4.095	8.870
	Y2	F1	10.192	850	8.663	17.565	51.065	1.820	15.767

3-3 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定

(1) 耐力壁配置図

3階



凡例:

	筋かゝ(シングル)
	筋かゝ(ダブル)
	柱
	耐力壁
	準耐力壁等

壁倍率

筋かゝ(シングル) : [X左加力, X右加力]または[Y下加力, Y上加力]

筋かゝ(ダブル) : 方向に関らず同じ

準耐力壁等 : 方向に関らず同じ

3-3. 鉛直構面の許容耐力と剛性の算定

(1) 耐力壁配置図 (上階から3、2、1階の図)

耐力壁、準耐力壁の配置及び倍率を表記します。

筋かゝ(シングル)を含む耐力壁の倍率は加力方向別に並べて表記します。

X方向: 左加力方向、右加力方向

Y方向: 下加力方向、上加力方向

(2) 梁上に載る耐力壁等

(表中語句の説明)

計算番号： 計算通し番号

階： 検討する梁、壁のある階

位置： 梁の位置

樹種： 梁の樹種

Fb (kN/cm²)： 曲げ基準強度

E (kN/cm²)： ヤング係数

B (cm)： 梁幅

D (cm)： 梁せい

欠損低減Z： 断面係数の欠損低減係数

欠損低減I： 断面二次モーメントの欠損低減係数

壁/ 壁a、壁b、壁c： 梁上にある壁 (プログラム適用範囲は3枚まで)

長さ (cm)： 壁の長さ

壁倍率： 壁倍率

P (kN)： 壁の許容せん断耐力 P=長さ×壁倍率×1.96

横架材天端間高さH： 梁上耐力壁の横架材天端間高さ

K (kN/m)： 壁のせん断剛性 壁倍率Pa×150/H

2次梁/ 梁1、梁2： 2次梁1、2次梁2

種類： 単純、片持 2次梁のモデル 単純梁または片持ち梁

a、b (cm)： 2次梁の支点までの寸法

左加力、下加力方向

計算番号	階	位置	樹種	Fb (kN/cm ²)	E (kN/cm ²)	B (cm)	D (cm)	欠損低減		壁	長さ (cm)	壁倍率		P (kN)	横架材天端間高さH (m)	K (kN/m)		
								Z	I			a (cm)	b (cm)					
1	2	Y2通り X3-X5	E120-F330	3.300	1200.0	10.5	33.0	0.75	0.90	壁a	91.0	0.00	0.000	0.000	2.800	0.000		
											壁b	91.0	4.46	7.955			2.800	426.160
											壁c							
											梁1							
											梁2							
											壁a	91.0	0.00	0.000			0.000	0.000
2	2	Y2通り X6-X8	E120-F330	3.300	1200.0	10.5	24.0	0.75	0.90	壁a	91.0	0.00	0.000	0.000	2.800	283.770		
											壁b	91.0	2.97	5.297			2.800	283.770
											壁c							
											梁1							
											梁2							
											壁a	91.0	0.00	0.000			0.000	0.000
3	2	X1通り Y6.5-Y8.5	E120-F330	3.300	1200.0	10.5	36.0	0.60	0.90	壁a	91.0	6.96	12.414	2.800	2.800	665.040		
											壁b	91.0	0.00	0.000			0.000	0.000
											壁c							
											梁1							
											梁2							
											壁a	182.0	0.92	3.282			2.800	175.820
4	2	X6通り Y2-Y6	E120-F330	3.300	1200.0	10.5	39.0	0.80	0.90	壁a	182.0	0.92	3.282	2.800	2.800	175.820		
											壁b	182.0	0.92	3.282			2.800	175.820
											壁c							
											梁1							
											梁2							
											壁a	182.0	0.92	3.282			2.800	175.820

説明

(2) 梁上に載る耐力壁等 (1階建ての場合は検討なし)

計算番号	階	位置	樹種	Fb (kN/cm ²)	E (kN/cm ²)
1	2	X1Y7.5-X5Y7.5	米松	2.820	980.0
		X1Y6-X1Y9.5	米松	2.820	980.0

B (cm)	D (cm)	欠損低減		壁種類	長さ (cm)	壁倍率 a (cm)	P (kN) b (cm)	横架材天端間高さH (m)	K (kN/m)
		Z	I						
12.0	33.0	0.60	0.90	壁a	182.0	0.6	1.976	2.800	105.857
				壁b	91.0	3.6	6.435	2.800	344.732
				壁c	91.0	0.0	0.000	2.800	0.000
12.0	33.0	0.60	0.90	梁1	単純	182	182		
				梁2					

計算番号：

計算通し番号

階：

検討する梁、壁のある階

位置：

梁の位置

樹種：

梁の樹種

Fb (kN/cm²):

曲げ基準強度

E (kN/cm²):

ヤング係数

B (cm):

梁幅

D (cm):

梁せい

欠損低減：

梁の断面係数Z欠損低減およびI欠損低減 (1.0-梁に設定されている欠損低減率/100)

壁：

壁 a、b、c

長さ (cm)：

壁の長さ

壁倍率：

壁倍率

P (kN):

短期許容せん断耐力 (壁倍率×壁長×1.96)

横架材天端間高さH (m)：

梁上耐力壁の横架材天端間高さ ※鉛直構面属性

K (kN/m)：

せん断剛性 (P×150)/H or (P×120)/H

※初期設定-計算条件 (方針) の「◆鉛直構面剛性算定」による

2次梁：

2次梁1~2

種類：

単純/片持 2次梁のモデル 単純梁または片持ち梁

a、b (cm)：

2次梁の支点までの寸法

(3) 梁上に載る耐力壁等の剛性低減

(表中語句の説明)

計算番号 : 計算通し番号、階、梁の位置

軸力 (kN) : 柱軸力 (圧縮力を正とする)

$$-N_a = -N_c = (P_a + P_b + P_c)H / (a_o + b_o + c_o)$$

$$N_{ab} = P_a \cdot H / a_o - P_b \cdot H / b_o$$

$$N_{bc} = P_b \cdot H / b_o - P_c \cdot H / c_o$$

N_a, N_{ab}, N_{bc}, N_c : 壁 a, b, c 両側の柱軸力

a_o, b_o, c_o : 壁 a, b, c の長さ

P_a, P_b, P_c : 壁 a, b, c の許容せん断耐力

たわみ (cm) : 横架材のたわみ (1次損低減考慮)

δ_{ab}, δ_{bc} : 1次梁のたわみ

δ_1, δ_2 : 2次梁1, 2のたわみ

有効せん断剛性 (kN/m) : 下部横架材の曲げたわみを考慮した壁のせん断剛性

梁上低減係数 : 剛性低減係数 $C = \text{有効せん断剛性} K' / \text{せん断剛性} K$ (1を超える場合は1とする)

左加力, 下加力方向

計算番号	軸力 (kN)	種類	たわみ (cm)	有効せん断剛性 (kN/m)	梁上低減係数		
1 2階 Y2通り X3-X5	N_a	-8.726 1次梁	δ_{ab}	-0.081 K_a'	19.070 Ca	1.000(1.050)	
	N_{ab}	-16.366	δ_{bc}	0.000 K_b'	272.693 Cb	0.954	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	8.726 2次梁2 δ_2					
2 2階 Y2通り X6-X8	N_a	-5.982 1次梁	δ_{ab}	-0.102 K_a'	19.321 Ca	1.000(1.064)	
	N_{ab}	-9.877	δ_{bc}	0.000 K_b'	179.355 Cb	0.943	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	5.982 2次梁2 δ_2					
3 2階 Y7.6通り X1-X5	N_a	-5.433 1次梁	δ_{ab}	-0.077 K_a'	96.498 Ca	1.000(1.020)	
	N_{ab}	-13.665	δ_{bc}	-0.006 K_b'	272.462 Cb	0.957	
	N_{bc}	16.354 2次梁1 δ_1				Cc	
	N_c	5.433 2次梁2 δ_2					
4 2階 X1通り Y6.6-Y8.6	N_a	-9.248 1次梁	δ_{ab}	0.057 K_a'	276.421 Ca	0.968	
	N_{ab}	14.323	δ_{bc}	0.000 K_b'	37.583 Cb	1.000(1.035)	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	9.248 2次梁2 δ_2					
5 2階 X3通り Y7.6-Y9.6	N_a	-1.345 1次梁	δ_{ab}	-0.222 K_a'		Ca	
	N_{ab}	-2.689	δ_{bc}	0.000 K_b'	40.951 Cb	0.875	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1	-0.043 K_c'		Cc	
	N_c	1.345 2次梁2 δ_2					
6 2階 X4通り Y6-Y7.6	N_a	-21.842 1次梁	δ_{ab}	0.000 K_a'	494.876 Ca	0.868	
	N_{ab}		δ_{bc}		K_b'	Cb	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	21.842 2次梁2 δ_2	0.389				
7 2階 X5通り Y2-Y6	N_a	-5.378 1次梁	δ_{ab}	0.000 K_a'	187.286 Ca	1.000	
	N_{ab}	0.000	δ_{bc}	0.000 K_b'	187.286 Cb	1.000	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	5.378 2次梁2 δ_2					
8 2階 X8通り Y2-Y6	N_a	-1.345 1次梁	δ_{ab}	0.083 K_a'	89.280 Ca	0.953	
	N_{ab}	5.378	δ_{bc}	0.000 K_b'		Cb	
	N_{bc}		2次梁1 δ_1			Cc	
	N_c	1.345 2次梁2 δ_2					

説明

(3) 梁上に載る耐力壁等の剛性低減

計算番号	軸力 (kN)	種類	たわみ (cm)	有効せん断剛性 (kN/m)	梁上低減係数
	N_a	1次梁	δ_{ab}	K_a'	Ca
	N_{ab}		δ_{bc}	K_b'	Cb
	N_{bc}	2次梁1	δ_1	K_c'	Cc
	N_c	2次梁2	δ_2		

計算番号 :

軸力 (kN) :

計算通し番号

柱軸力 (圧縮力を正とする)

$$-N_a = -N_c = (P_a + P_b + P_c)H / (a_o + b_o + c_o)$$

$$N_{ab} = P_a \cdot H / a_o - P_b \cdot H / b_o$$

$$N_{bc} = P_b \cdot H / b_o - P_c \cdot H / c_o$$

N_a, N_{ab}, N_{bc}, N_c : 壁 a, b, c 両側の柱軸力

a_o, b_o, c_o : 壁 a, b, c の長さ

P_a, P_b, P_c : 壁 a, b, c の許容せん断耐力

横架材のたわみ (1次損低減考慮)

δ_{ab}, δ_{bc} : 1次梁のたわみ

$$\delta_{ab} = a_o^2 (b_o + c_o)^2 N_{ab} / 3EI_o L$$

$$+ a_o c_o N_{bc} / 6EI_o L^2 \times \{(L - a_o)(L - c_o)(2L - b_o) + a_o b_o c_o\}$$

$$\delta_{bc} = c_o^2 (a_o + b_o)^2 N_{bc} / 3EI_o L$$

$$+ a_o c_o N_{ab} / 6EI_o L^2 \times \{(L - a_o)(L - c_o)(2L - b_o) + a_o b_o c_o\}$$

$\delta_1, \delta_2 =$: 2次梁1, 2のたわみ

たわみ (cm) :

有効せん断剛性 (kN/m) :

下部横架材の曲げたわみを考慮した壁のせん断剛性

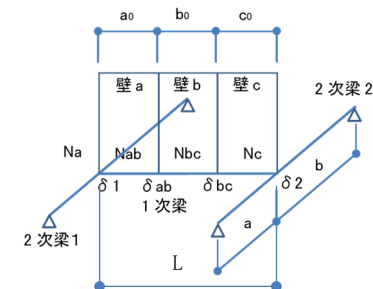
$$K_a' = P_a / \{(1/150 + \delta_{ab}/a_o + (\delta_2 - \delta_1)/L) \cdot H\}$$

$$K_b' = P_b / \{(1/150 + (\delta_{bc} - \delta_{ab})/b_o + (\delta_2 - \delta_1)/L) \cdot H\}$$

$$K_c' = P_c / \{(1/150 - \delta_{bc}/c_o + (\delta_2 - \delta_1)/L) \cdot H\}$$

梁上低減係数 :

剛性低減係数 $C = K' / K$ (1.00を超える場合は1.00)



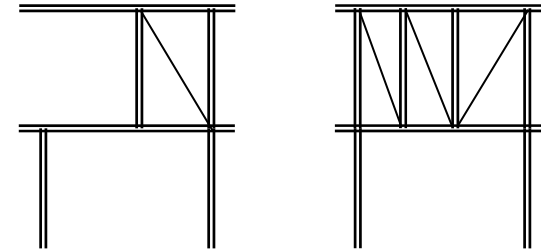
説明

・ 梁上低減係数補足

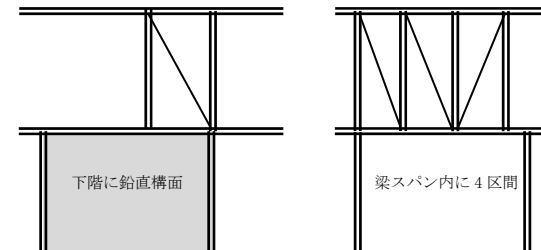
< 検討条件① >

2階以上の耐力壁要素において、耐力要素の両側の柱のうち少なくとも1本が下部横架材のスパンの中間部にあるもの。ただし、横架材のスパン内に耐力要素のある区間とない区間の合計が2～3のみ検討し、4区間以上ある場合は本プログラムでは検討しません。また、梁の下部全長に鉛直構面がある場合も対象外としています。

(検討可能例)



(検討対象外例)

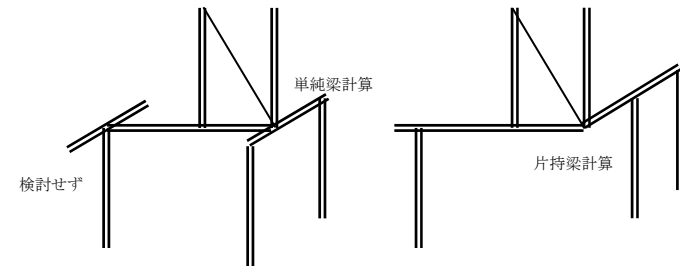


※初期設定—計算条件 (方針)

「梁上低減計算—下階に壁がある場合を対象」
の設定がONの場合は対象とします。

説明

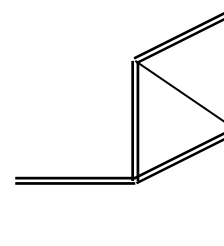
1次梁の先端に2次梁があっても、その下に柱がある場合は2次梁を検査しません。



<検査条件②>

2階以上の耐力壁要素において、オーバーハング上に位置するもの。ただし、横架材のスパンと同じ大きさの耐力壁要素が1つだけあり、端点の片方に支持がない場合を検査します。

(検査可能例)



説明

(4) 鉛直構面の剛性算定表

(表中簡句の説明)

通り：壁のある通り

位置：壁のある区間

壁種別：耐力壁、準耐力壁、腰壁等

面材高さ：面材高さの合計（準耐力壁）

内法寸法：横架材の内法寸法（準耐力壁）

①：壁倍率 軸組の種類による壁倍率

②：準耐力壁＝面材高さの合計／横架材の寸法、耐力壁＝1.00

③：釘配列の低減係数（準耐力壁）

各倍率：各軸組の倍率 準耐力壁＝①×②×③、耐力壁＝①

倍率計（耐力壁）：各倍率の合計値。（ ）内は耐力壁の合計値。

梁上低減係数：梁上に載る耐力壁の剛性低減係数

壁倍率 α_i ：倍率計×梁上低減係数

長さ l_i (m)：壁長

耐力Pa (kN)： $\alpha_i \times l_i \times 1.96$

横架材天端間高H (m)：横架材天端間高さ

剛性K (kN/m)： $Pa \times 150 / H$

耐力 ΣPa (kN)：通りの耐力合計

通り剛性Di (kN/m)：通りの剛性合計

3階 X左加力方向

通り	位置	壁種別	①	②	③	各	倍率計	梁上低	壁倍率	長さ l_i	耐力Pa	横架材	剛性K	耐力 ΣPa	通り剛性Di
						倍率	(耐力壁)	減係数	α_i	(m)	(kN)	天端間高 H (m)	(kN/m)	(kN)	(kN/m)
Y2	X1-X2	耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	2.96		2.96	0.910	5.279	2.800	282.804	15.837	848.412
			2.50	1.00		2.50									
	X4-X5	耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	2.96		2.96	0.910	5.279	2.800	282.804		
			2.50	1.00		2.50									
	X7-X8	耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	2.96		2.96	0.910	5.279	2.800	282.804		
			2.50	1.00		2.50									
Y6	X1-X2	準耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	0.92		0.92	0.910	1.641	2.800	87.911	8.205	439.553
			0.90	0.86	0.60	0.46									
	X2-X4	準耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	0.92		0.92	1.820	3.282	2.800	175.821		
			0.90	0.86	0.60	0.46									
	X6-X8	準耐力壁	0.90	0.86	0.60	0.46	0.92		0.92	1.820	3.282	2.800	175.821		
			0.90	0.86	0.60	0.46									
Y9.5	X1-X3	耐力壁	2.50	1.00		2.50	2.96		2.96	1.820	10.559	2.800	565.661	26.397	1414.126
			0.90	0.86	0.60	0.46									
	X4-X5	耐力壁	2.50	1.00		2.50	2.96		2.96	0.910	5.279	2.800	282.804		
			0.90	0.86	0.60	0.46									
	X6-X8	耐力壁	2.50	1.00		2.50	2.96		2.96	1.820	10.559	2.800	565.661		
			0.90	0.86	0.60	0.46									

(4) 鉛直構面の剛性算定表

(各階ごとに、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向の4表)

通り	位置	壁種別	①	②	③	各倍率	倍率計 (耐力壁)	梁上低 減係数	壁倍率 α_i
			長さ l_i	耐力 Pa (kN)	横架材天端 間高 H(m)	剛性 K (kN/m)	耐力 ΣPa (kN)	通り剛性 Di (kN/m)	

通り：

壁のある通り

位置：

壁のある区間

壁種別：

「耐力壁」... 筋かい、面材耐力壁の入っている壁

「準耐力壁」... 面材のみの準耐力壁

「腰壁等」... 面材のみで開口のある壁

①：

耐力壁または面材の壁倍率

②：

準耐力壁＝面材高さの合計／横架材間内法高さ、耐力壁＝1.00

③：

面材の釘低減係数（準耐力壁）

各倍率：

①×②×③（耐力壁の場合は①の値をそのまま書く）

倍率計（耐力壁）：

各倍率の合計値。（ ）内は耐力壁に該当するものの合計値。

梁上低減係数：

下部横架材の曲げの影響を受ける壁については、曲げの影響を含めた剛性を算定します。低減前の剛性と低減後の剛性の比を求めます。記入のない場合は、1.0とします。

壁倍率 α_i ：

倍率計×梁上低減係数

長さ l_i (m)：

壁長さ

耐力 Pa (kN)：

$\alpha_i \times l_i \times 1.96$

横架材天端間高 H (m)：

横架材天端間高さ

剛性 K (kN/m)：

$Pa \times 150 / H$ or $Pa \times 120 / H$

耐力 ΣPa (kN)：

ΣPa

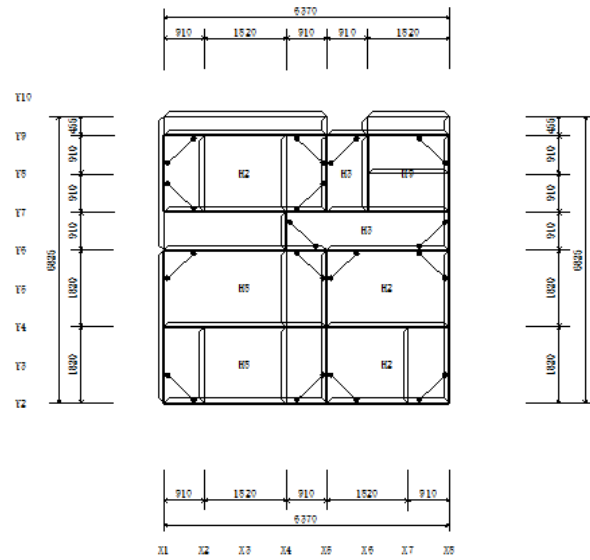
通り剛性 Di (kN/m)：

ΣK

3-4 水平構面の許容耐力と剛性の算定

(1) 火打構面の検討

小室等



凡例:



説明

3-4. 水平構面の許容耐力と剛性の算定

(1) 火打構面の検討

- ・図（上階から小屋、3、2階で、各X方向、Y方向の図）

階別に入力された火打構面の配置を表示します。
構面記号(+番号)

説明

・火打構面の検討表

火打構面の検討

階	位置	火打構面番号	面積 (m ²)	火打本数	平均負担面積 (m ²)	許容負担面積 (m ²)	判定	最小梁せい (mm)	必要梁せい (mm)	判定
小屋	X4Y9	H3	1.66	1	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X5Y9	H3	1.66	1	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X6Y9	H9	3.31	1	3.31	5.00	OK	120	105	OK
	X1Y7	H3	2.48	1	2.48	2.50	OK	120	105	OK
	X4Y7	H3	3.31	2	1.66	2.50	OK	120	105	OK
	X1Y6	H3	4.97	2	2.49	2.50	OK	120	105	OK
	X5Y6	H3	4.97	2	2.49	2.50	OK	120	105	OK
	X1Y4	H2	4.97	2	2.49	2.50	OK	150	150	OK
	X5Y4	H2	4.97	2	2.49	2.50	OK	150	150	OK
	3階	X8Y7	H8	16.56	4	4.14	5.00	OK	150	150
X1Y6		H7	16.56	4	4.14	5.00	OK	240	240	OK
X5Y6		H5	12.42	4	3.11	3.30	OK	150	150	OK
2階	X1Y9.5	H8	6.62	2	3.31	5.00	OK	150	150	OK
	X8Y9.5	H9	4.14	1	4.14	5.00	OK	120	105	OK
	X10Y9.5	H9	4.14	1	4.14	5.00	OK	120	105	OK
	X1Y6	H7	13.25	4	3.31	5.00	OK	300	240	OK
	X5Y6	H1	9.94	4	2.49	2.50	OK	240	240	OK
	X8Y6	H7	6.62	2	3.31	5.00	OK	300	240	OK
	X10Y6	H8	6.62	2	3.31	5.00	OK	150	150	OK

階	位置	火打構面番号	面積 (m ²)	火打本数	平均負担面積 (m ²)	許容負担面積 (m ²)	判定	最小梁せい (mm)	必要梁せい (mm)	判定
---	----	--------	----------------------	------	--------------------------	--------------------------	----	------------	------------	----

階： 小屋、3階、2階の順に表記します。
 位置： 火打構面の開始位置
 火打構面番号： 火打構面の種類
 面積 (m²)： 火打構面の面積
 火打本数： 火打構面内にある火打の本数
 平均負担面積 (m²)： 面積 / 火打本数
 許容負担面積 (m²)： 火打構面の種類に定義されている火打1本が負担できる面積

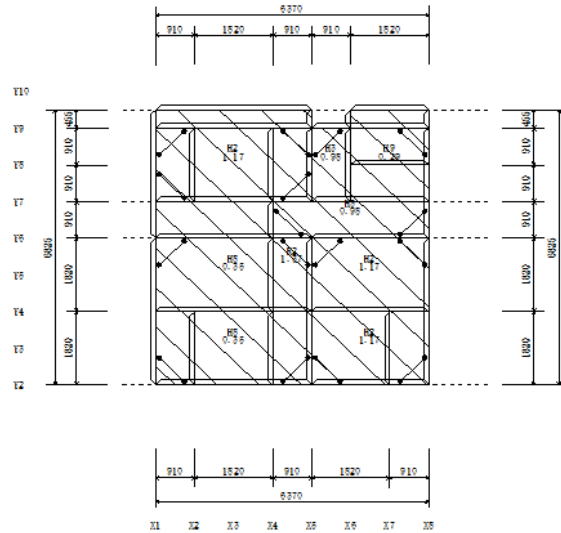
判定： 平均負担面積 ≤ 許容負担面積ならばOK。NGの場合、警告メッセージ。

最小梁せい (mm)： 火打が取り付く梁の中で最小の梁せい
 必要梁せい (mm)： 火打構面の種類に定義されている必要梁せい

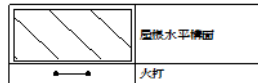
判定： 最小梁せい ≥ 必要梁せいならばOK。NGの場合、警告メッセージ。

その他： 火打構面に適した火打が入っていない場合警告メッセージ。
 火打構面の周りに梁が入っていない場合警告メッセージ。
 火打構面の周りの梁に継手があった場合警告メッセージ。(ただし、構面外から延びてきている梁ならば警告対象外とします。)

(2) 水平構面の許容耐力の算定
小屋等 X 方向



凡例:



区間	構面番号	$\angle Q_a$ (kN/m)	奥行き (m)	P_a (kN)	ΣP_a (kN)
Y9-5-V6	R1	1.37	6.370	8.727	14.532
	H5	0.71	3.640	2.554	
	H2	1.15	2.730	3.221	
Y6-V2	R1	1.37	6.370	8.727	14.532
	H5	0.71	3.640	2.554	
	H2	1.15	2.730	3.221	

説明

(2) 水平構面の許容耐力の算定

- 水平構面図と算定表（上階から小屋、3、2階で、各 X 方向、Y 方向）
- 水平構面図
床水平構面は 屋根水平構面は の斜線で表し、構面番号と倍率を表記します。
火打構面は、枠のみで、構面番号と倍率を表記します。
点線により、構面を区切るライン（1階下の耐力壁通り）を表示します。
- 床・屋根・火打を組合わせた単位構面の床倍率・許容せん断耐力表

区間	構面番号	$\angle Q_a$ (kN/m)	奥行き (m)	P_a (kN)	ΣP_a (kN)
----	------	------------------------	------------	---------------	----------------------

- 区間： 算定する区間
 構面番号： 構面記号＋番号
 $\angle Q_a$ (kN/m)： 単位長さあたりの許容せん断耐力
 奥行き (m)： 構面の奥行き長
 P_a (kN)： 許容せん断耐力 $\angle Q_a \times$ 奥行き
 ΣP_a (kN)： P_a の区間合計

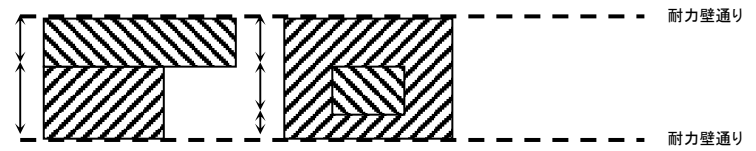
説明

※構面倍率算定方法

- ・種類の違う構面が重なっている部分は倍率を加算します。
- ・種類の同じ構面は以下のように計算します。



構面 1 の構面倍率 < 構面 2 の構面倍率 の時、



2つ以上の構面で構成されている場合は計算方向と平行な区分に分割し、各区分内ごとに計算された最小の構面倍率を採用します。

3-5 偏心率とねじれ補正係数の算定

3階 X左加力方向

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y ²	ねじれ補正係数	
						地震用 α _e	風圧用 α _w
Y9.5	6.825	530356	3619680	3.440	6276021	1.023	1.008
Y9.5-Y7						1.016	1.006
Y7	4.550	93643	426076	1.165	127095	1.008	1.003
Y7-Y6						1.005	1.002
Y6	3.640	957857	3486599	0.255	62285	1.002	1.001
Y6-Y2						0.990	0.997
Y2	0.000	643124	0	-3.385	7369059	0.977	0.992
合計		① 2224980	② 7532355		③ 13834460		

地震用

地震用		風圧用	
剛心(②/①)	3.385	剛心(②/①)	3.385
重心	3.463	重心	3.413
偏心距離= 剛心-重心	0.078	偏心距離= 剛心-重心	0.028
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×Y ²	25541595	ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×Y ²	25541595
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.388	弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.388
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.023	偏心率=偏心距離/弾力半径	0.008
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK	偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

3階 X右加力方向

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y ²	ねじれ補正係数	
						地震用 α _e	風圧用 α _w
Y9.5	6.825	530356	3619680	3.453	6323545	1.026	1.012
Y9.5-Y7						1.018	1.008
Y7	4.550	93643	426076	1.178	129947	1.009	1.004
Y7-Y6						1.006	1.003
Y6	3.640	848464	3088409	0.268	60940	1.002	1.001
Y6-Y2						0.989	0.995
Y2	0.000	643124	0	-3.372	7312567	0.975	0.989
合計		① 2115587	② 7134165		③ 13826999		

地震用

地震用		風圧用	
剛心(②/①)	3.372	剛心(②/①)	3.372
重心	3.463	重心	3.413
偏心距離= 剛心-重心	0.091	偏心距離= 剛心-重心	0.041
ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×Y ²	25534134	ねじり剛性=③+Y上加力のΣDi×Y ²	25534134
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.474	弾力半径=√(ねじり剛性/①)	3.474
偏心率=偏心距離/弾力半径	0.026	偏心率=偏心距離/弾力半径	0.012
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK	偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

説明

3-5. 偏心率とねじれ補正係数の算定

剛性より剛心を求め、重心との偏心距離と弾力半径より偏心率を求めます。これが0.30 (初期設定値) 以下であることを確認し、ねじれ補正係数を求めます。

- 表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向ごとに以下の2つの表)

通り または区間	位置 (m)	剛性 Di (N/m)	剛性一次 モーメント	剛心-位置 Y(m)	Di×Y ²	ねじれ補正係数	
						地震用 α _e	風圧用 α _w
x. x	x. xxx	整数	整数	x. xxx	整数	x. xxx	x. xxx
x. x ~ x. x							
x. x							
...
合計		① xxx	② xxx		③ xxx		

位置(m) : 基準位置 (左下) からの実寸距離。通りの場合は通り位置。区間の場合は通りの平均値。

剛性 Di (N/m) : 「鉛直構面の許容耐力と剛性の算定」で求めた剛性

剛性一次モーメント (N・m/m) : 位置×剛性

剛心-位置 (m) : Y (X方向), X (Y方向) は、重心方向が正の数となります。

Di×Y², Di×X² : 剛性×(剛心からの距離)²

ねじれ補正 α_e : [通りの場合]

$$\alpha = 1 + (\text{①} \times \text{偏心距離}) / \text{ねじり剛性} \times Y$$

(風圧用は α_w)

[区間の場合]

求める区間が、通り a-b (a>b) の場合

$$\alpha [a-b] = (\alpha [a] + \alpha [b]) / 2$$

地震用 および 風圧用

剛心(②/①)	x. xxx
重心	x. xxx
偏心距離= 剛心-重心	x. xxx
ねじり剛性=③+Y下加力のΣ(Di×Y ²)	xxxxxxxxx
弾力半径=√(ねじり剛性/①)	x. xxx
偏心率=偏心距離/弾力半径	x. xxx
偏心率判定 (偏心率≤0.30)	OK

※初期設定-計算条件 I-層間変形角・剛性率・偏心率で「偏心率判定を風圧用も行う」のチェックがOFFの場合は風圧用の判定は行いません。

説明

剛心(m) :	剛性一次モーメントの合計②／剛性の合計①
重心(m) :	地震用重心または風重心（「地震力の算定」「風圧力の算定」より）
偏心距離(m) :	(剛心－重心) の絶対値
ねじり剛性(N・m ² /m) :	算定方向と別方向の $D_i \times Y^2$ (または $D_i \times X^2$) で小さい方の値を合算した値。 ねじり剛性 = $\Sigma D_i \times X^2 + \Sigma D_i \times Y^2$
弾力半径(m) :	$\sqrt{\text{ねじり剛性} / \Sigma D_i \text{ 剛性の合計①}}$
偏心率:	偏心距離／弾力半径
偏心率の判定 :	偏心率 ≤ 0.30 (初期設定の偏心率判定基準値) の場合 OK

※算定順序

1. 耐力壁通りごとの位置と剛性より剛性一次モーメントを計算。
2. 階、方向別に剛性と剛性一次モーメントの合計を求める。
3. 剛心を計算する。
4. 剛性に (剛心－位置) を 2 乗したものを掛け、合計を求める。
5. 偏心距離 (剛心－重心)、ねじり剛性、弾力半径、偏心率を求める。
6. 通りごとのねじれ補正を求める。
7. 区間ごとのねじれ補正を求める。

3-6 鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定

3階 X左加力方向

eQi=26.251(kN) 偏心率 0.172
wQi=20.871(kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ΣPa	判定 <1.0	割増 係数 Cw=1.0	水平力 Qw (kN)	Qw/ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	26.397	1414.126	1.000	13.738	0.520	OK	-	10.923	0.413	OK
Y6	8.205	439.553	1.022	4.364	0.531	OK	-	3.395	0.413	OK
Y2	15.837	848.412	1.178	9.710	0.613	OK	-	6.553	0.413	OK
合計	50.439	2702.091	/	27.812	0.551	OK	/	20.871	0.413	OK

3階 X右加力方向

eQi=26.251(kN) 偏心率 0.172
wQi=20.871(kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ΣPa	判定 <1.0	割増 係数 Cw=1.0	水平力 Qw (kN)	Qw/ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	26.397	1414.126	1.000	13.738	0.520	OK	-	10.923	0.413	OK
Y6	8.205	439.553	1.022	4.364	0.531	OK	-	3.395	0.413	OK
Y2	15.837	848.412	1.178	9.710	0.613	OK	-	6.553	0.413	OK
合計	50.439	2702.091	/	27.812	0.551	OK	/	20.871	0.413	OK

説明

3-6. 鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定

鉛直構面の地震力、風圧力の算定および検定

・表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向ごと)

eQi=x.xxx (kN) 偏心率 x.xxx (≤0.15)

wQi=x.xxx (kN)

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	地震力				風圧力			
			割増し 係数 Ce	水平力 Qe (kN)	Qe/ ΣPa	判定	割増し 係数 Cw	水平力 Qw (kN)	Qw/ ΣPa	判定
x.x	x.xxx	xx.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	X	x.xxx	x.xxx	x.xxx	X
合計	xx.xxx	xxx.xxx	/	xx.xxx	x.xxx	X	/	xx.xxx	x.xxx	X

許容耐力ΣPa (kN) : 各通りの許容耐力

剛性(kN/m) : 同じく各通りの剛性

割増係数C : 前項で求めたねじれ補正α。

※ 初期設定-計算条件 (方針)

「偏心率≤0.15の場合、割増係数 Ce=1.0 とする (※1.0≤Ce)」
がオンの場合は、偏心率≤0.15 判定を考慮します。

「風圧力検定時も割増しを行う」がオンの場合は、風圧力時のね
じれ補正を考慮する。

水平力(kN) : $Q_x = xQi \times \alpha_x \times Di / \Sigma Di$

Q/ΣPa : 検定比 $Q_x / \Sigma Pa$

判定 : $Q_x / \Sigma Pa < 1.0$ または $Q_x=0$ かつ $\Sigma Pa=0$ ならば OK。

eQi (kN) : 「地震力の算定」より。

wQi (kN) : 「風圧力の算定」より。

鉛直構面の水平荷重時の応力検定表

方向	階	加力方向	必要耐力 (kN)		許容せん断耐力 Qa (kN)	充足率		検定比	
			地震力 Qe	風圧力 Qw		地震力	風圧力	地震力	風圧力
X	3	左→	26.251	20.871	50.439	1.92	2.41	0.521	0.414
		右←	26.251	20.871	50.439	1.92	2.41	0.521	0.414
	2	左→	65.688	44.315	97.845	1.48	2.20	0.672	0.453
		右←	65.688	44.315	97.667	1.48	2.20	0.673	0.454
	1	左→	95.346	66.723	145.827	1.52	2.18	0.654	0.458
		右←	95.346	66.723	145.827	1.52	2.18	0.654	0.458
Y	3	下↑	26.251	19.069	48.672	1.85	2.55	0.540	0.392
		上↓	26.251	19.069	48.672	1.85	2.55	0.540	0.392
	2	下↑	65.688	49.544	104.839	1.59	2.11	0.627	0.473
		上↓	65.688	49.544	104.839	1.59	2.11	0.627	0.473
	1	下↑	95.346	80.791	154.031	1.61	1.90	0.619	0.525
		上↓	95.346	80.791	154.031	1.61	1.90	0.619	0.525

検定比最大値

X方向

3階 0.521

2階 0.673

1階 0.654

Y方向

3階 0.540

2階 0.627

1階 0.619

説明

鉛直構面の水平荷重時の応力検定表

各階各方向の検定表 充足率 >1.0 、検定比 <1.0 を確認します。

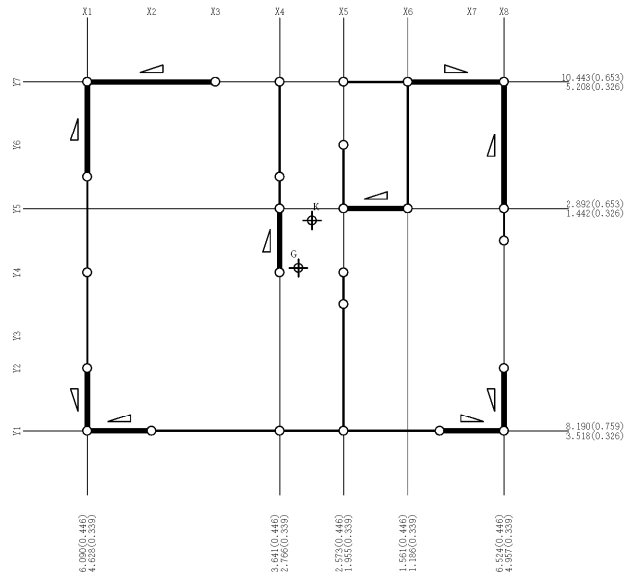
充足率： 地震力 Qa/Qe
風圧力 Qa/Qw

検定比： 地震力 Qe/Qa
風圧力 Qw/Qa

検定比最大値： X方向、Y方向のそれぞれで
階ごとに検定比の最大値を表記します。

鉛直構面の水平荷重時の応力図および検定比図

3階 X左加力方向
Y下加力方向



凡例:

地震力 k N (検定比)	G : 重心
風圧力 k N (検定比)	K : 剛心

検定比=水平荷重/許容せん断力

鉛直構面の水平荷重時の応力図および検定比図

各階の鉛直構面図で、耐力壁線ごとに地震力、風圧力および検定比図を作図します。
※構造計算時の設定で「断面応力図・検定比図を出力」がオンの場合

各耐力壁線

上段：地震力（検定比）

下段：風圧力（検定比）



G : 重心位置

K : 剛心位置

3-7 水平構面の地震力、風圧力に対する検定

(1) 水平構面の地震時のせん断力に対する検定

(表中語句の説明)

- C_i' : i階の層せん断力係数]
 通りまたは区間 : 通り
 区間、各通り側端部 (X方向 : 上端と下端、Y方向 : 左端と右端)
 C_e : ねじれ補正係数 α (ただし、1未満の場合は1とする)
 偏心率 ≤ 0.15 の場合、割増係数 $C_e=1.0$ とする
 Q_{eij} (kN) : 通り鉛直構面の負担する地震時せん断力 Q_e
 重量 (kN) : 通り重量・区間重量
 P_{ij} (kN) : $C_e \times C_i' \times$ 通り重量 + 上階鉛直構面のせん断力 $Q_{e(i-1)j}$
 $w_{ij-1,j}$ (kN) : $C_e \times C_i' \times$ 区間重量
 Q_i (kN) : 水平構面の両端部における地震時せん断力
 ΣPa (kN) : 水平構面の許容せん断耐力
 $|Q_i| / \Sigma Pa$: 検定比
 判定 < 1.0 : 検定比の判定

3階 X左加力方向

せん断力係数 $C_i' = 0.346$ 偏心率 0.172

通り または 区間	C_e	Q_{eij} (kN)	重量 (kN)	P_{ij} $w_{ij-1,j}$ (kN)	Q_i (kN)	ΣPa (kN)	$ Q_i / \Sigma Pa$	判定 < 1.0
Y9.5	1.000	13.738	7.717	2.670				
上端	1.000		28.441	9.841	11.068	14.532	0.762	OK
下端					1.227		0.084	OK
Y6	1.022	4.364	3.121	1.104				
上端	1.100		27.738	10.557	4.487	14.532	0.309	OK
下端					-6.070		0.418	OK
Y2	1.178	9.710	8.851	3.608				

3階 X右加力方向

せん断力係数 $C_i' = 0.346$ 偏心率 0.172

通り または 区間	C_e	Q_{eij} (kN)	重量 (kN)	P_{ij} $w_{ij-1,j}$ (kN)	Q_i (kN)	ΣPa (kN)	$ Q_i / \Sigma Pa$	判定 < 1.0
Y9.5	1.000	13.738	7.717	2.670				
上端	1.000		28.441	9.841	11.068	14.532	0.762	OK
下端					1.227		0.084	OK
Y6	1.022	4.364	3.121	1.104				
上端	1.100		27.738	10.557	4.487	14.532	0.309	OK
下端					-6.070		0.418	OK
Y2	1.178	9.710	8.851	3.608				

説明

3-7. 水平構面の地震力、風圧力に対する検定

- 初期設定—計算条件 (方針) —◆水平力による水平構面の検定が
- 許容せん断耐力の検討を行う (連続梁モデル) のとき、以下の検定を行います。

(1) 水平構面の地震時のせん断力に対する検定

- 表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向)

せん断力係数 $C_i' = x.xxx$

通り または 区間	C_e	Q_{eij} (kN)	重量 (kN)	P_{ij} $w_{ij-1,j}$ (kN)	ΣPa (kN)	Q_i (kN)	$Q_i / \Sigma Pa$	判定 < 1.0
x.x	x.xxx	①xx.xxx	xx.xxx	②xx.xxx				
上端	x.xxx		xx.xxx	③xx.xxx	xx.xxx	④xx.xxx	x.xxx	OK
下端						⑤xx.xxx	x.xxx	OK
x.x								
...								

通りまたは区間 : X方向...Y通りの大きい方から

Y方向...X通りの小さい方から

区間は上端と下端 (または左端と右端) に分け、それぞれを構成する構面の ΣPa と Q_i を比較します。

C_e : ねじれ補正係数 α (1.0以下のときは1.000とします)

※ 初期設定—計算条件 (方針)

「偏心率 ≤ 0.15 の場合、割増係数 $C_e=1.0$ とする (※ $1.0 \leq C_e$)」
 がオンの場合は、偏心率 ≤ 0.15 判定を考慮します。

Q_{eij} (kN) : 前項で求めた通り鉛直構面の負担する地震時せん断力 Q_e

重量 (kN) : 「地震力の算定」で求めた通り重量・区間重量

P_{ij} (kN) : $C_e \times C_i' \times$ 通り重量 + 上階構面のせん断力 $Q_{e(i-1)j}$

$w_{ij-1,j}$ (kN) : $C_e \times C_i' \times$ 区間重量

ΣPa (kN) : 水平構面の許容せん断耐力「水平構面の許容耐力の算定」より

Q_i (kN) : 地震時せん断力 ④=①-②, ⑤=④-③

(次の区間の上端は、④=⑤+①-②)

$|Q_i| / \Sigma Pa$: 区間の上端と下端の検定比

判定 < 1.0 : 検定比の判定

(2) 水平構面の風圧時のせん断力に対する検定

(表中冊句の説明)

通りまたは区間：通り

区間、各通り側端部 (X方向：上端と下端、Y方向：左端と右端)

Cw : ねじれ補正係数 α (考慮しないため1とする)

Qw_{ij} (kN) : 通り鉛直構面の負担する風圧時せん断力Q_w

区間風圧力 (kN) : 区間風圧力

P_{ij} (kN) : Cw×区間風圧力+上階鉛直構面のせん断力Q_{wi}

w_{ij-1, j} (kN) : Cw×区間風圧力

Q_i (kN) : 水平構面の両端部における風圧時せん断力

ΣPa (kN) : 水平構面の許容せん断耐力

|Q_i|/ΣPa : 検定比

判定<1.0 : 検定比の判定

3階 X左加力方向

通り または 区間	Cw =1.0	Qw _{ij} (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	P _{ij} w _{ij-1, j} (kN)	Q _i (kN)	ΣPa (kN)	Q _i /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	-	10.923	0.219	0.219				
上端	-		9.316	9.316	10.704	14.532	0.737	OK
下端	-				1.388		0.096	OK
Y6	-	3.395	0.000	0.000				
上端	-		11.117	11.117	4.783	14.532	0.329	OK
下端	-				-6.334		0.436	OK
Y2	-	6.553	0.219	0.219				

3階 X右加力方向

通り または 区間	Cw =1.0	Qw _{ij} (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	P _{ij} w _{ij-1, j} (kN)	Q _i (kN)	ΣPa (kN)	Q _i /ΣPa	判定 <1.0
Y9.5	-	10.923	0.219	0.219				
上端	-		9.316	9.316	10.704	14.532	0.737	OK
下端	-				1.388		0.096	OK
Y6	-	3.395	0.000	0.000				
上端	-		11.117	11.117	4.783	14.532	0.329	OK
下端	-				-6.334		0.436	OK
Y2	-	6.553	0.219	0.219				

説明

(2) 水平構面の風圧時のせん断力に対する検定

・表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向)

通り または 区間	Cw	Qw _{ij} (kN)	区間 風圧力 wQ (kN)	P _{ij} w _{ij-1, j} (kN)	ΣPa (kN)	Q _i (kN)	Q _i / ΣPa	判定
x. x	x. xxx	①xx. xxx	xx. xxx	②xx. xxx				
上端	x. xxx		xx. xxx	③xx. xxx	xx. xxx	④xx. xxx	x. xxx	OK
下端						⑤xx. xxx	x. xxx	OK
x. x								
...								

通りまたは区間： X方向...Y通りの大きい方から
Y方向...X通りの小さい方から
区間は上端と下端 (または左端と右端) に分け、それぞれを構成する構面のΣPaとQiを比較します。

Cw： ねじれ補正係数 α (1.0以下のときは1.000とする)

※ 初期設定—計算条件 (方針)

「偏心率 ≤ 0.15 の場合、割増係数 $C_e=1.0$ とする (※ $1.0 \leq C_e$)」
がオンの場合は、偏心率 ≤ 0.15 判定を考慮する。

「風圧力検定時も割増しを行う」がオンの場合は、風圧力時のねじれ補正を考慮します。

Qw_{ij} (kN)： 「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」で求めた Q_w

区間風圧力 wQ (kN)： 「風圧力の算定」で求めた wQ

P_{ij} (kN)： 区間風圧力 Cw×wQ+上階の Q_{ei j}

w_{ij-1, j} (kN)： 区間風圧力 Cw×wQ

ΣPa (kN)： 水平構面の許容せん断耐力 「水平構面の許容耐力の算定」より

Q_i (kN)： 風圧力せん断力 ④=①-②, ⑤=④-③

(次の区間の上端は、④=⑤+①-②)

|Q_i|/ΣPa： 区間の上端と下端の検定比

判定： 検定比の判定

3-7 水平構面の地震力、風圧力に対する検定

単純梁モデルにて検定を行う。

有効耐力壁線の判定

許容せん断耐力 $P_a \geq$ (線上の水平構面の奥行き[m] $\times 0.6 \times 1.96$ [kN/m]) かつ 7kN以上

地震時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力 $\angle Q a \cdot h \geq Q E = 0.24 \cdot \alpha \cdot h \cdot l$

想定事項: $\angle W = 1.6$ kN/m² $C_i = 0.3$ より $W E = 0.3 \times \angle W \times h = 0.48h$ [kN/m]

風圧時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力 $\angle Q a \cdot h \geq Q w = 1.7 \cdot \alpha \cdot l$

想定事項: $q = 1.05$ kN/m² $C_f = 1.2$ $h = 2.7$ mより $W w = q \cdot C_f \cdot h = 3.4$ [kN/m]

$\angle Q a$: 水平構面の単位長さあたりの許容せん断耐力 [kN/m]

α : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合は1.6、その他は1.0

h : 水平構面の奥行き

l : 下階の有効耐力線の間隔

3階 X方向

有効耐力壁線判定表

通り	壁線の奥行き [m]	許容せん断耐力 左加力Pa [kN] 右加力Pa [kN]	① 奥行き $\times 1.96$ $\times 0.6$ [kN]	判定1 Pa \geq ①	判定2 Pa ≥ 7 [kN]	有効耐力壁判定 (有効◎ 壁線○)
Y9.5	6.370	9.900 9.900	7.491 7.491	○	○	◎
Y7	6.370	1.748 1.748	7.491 7.491	×	×	×
Y6	6.370	18.362 17.095	7.491 7.491	○	○	◎
Y2	6.370	12.005 12.005	7.491 7.491	○	○	◎

3-7. 水平構面の地震力、風圧力に対する検定 (単純梁モデル)

- ・初期設定-計算条件(方針) - ◆水平力による水平構面の検定が
- 簡易チェックを行う(単純梁モデル)のとき、以下の検定を行います。

有効耐力壁線の判定

許容せん断耐力 $P_a \geq$ (線上の水平構面の奥行き[m] $\times 0.6 \times 1.96$ [kN/m]) かつ 7kN以上

地震時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力 $\angle Q a \cdot h \geq Q E = 0.24 \cdot \alpha \cdot h \cdot l$

想定事項: $\angle W = 1.6$ kN/m² $C_i = 0.3$ より $W E = 0.3 \times \angle W \times h = 0.48h$ [kN/m]

風圧時水平せん断耐力の検定

短期許容せん断耐力 $\angle Q a \cdot h \geq Q w = 1.7 \cdot \alpha \cdot l$

想定事項: $q = 1.05$ kN/m² $C_f = 1.2$ $h = 2.7$ mより $W w = q \cdot C_f \cdot h = 3.4$ [kN/m]

$\angle Q a$: 水平構面の単位長さあたりの許容せん断耐力 [kN/m]

α : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合は1.6、その他は1.0

h : 水平構面の奥行き

l : 下階の有効耐力線の間隔

有効耐力壁線判定表

通り	壁線の奥行き [m]	許容せん断耐力 左加力 Pa [kN] 右加力 Pa [kN]	① 奥行き $\times 1.96$ $\times 0.6$ [kN]	判定1 Pa \geq ①	判定2 Pa ≥ 7	有効耐力壁判定 (有効◎ 壁線○)
X.X	xx.xxx	xx.xxx xx.xxx	xx.xxx xx.xxx	○	○	◎
X.X	xx.xxx	xx.xxx xx.xxx	xx.xxx xx.xxx	×	○	○

壁線の奥行き (m):

水平構面の奥行き

Pa (kN):

壁線の許容せん断耐力「鉛直構面の許容耐力と剛性の算定」より

①:

壁線の奥行き $\times 1.96 \times 0.6$

判定1:

Pa \geq ① ならば OK

判定2:

Pa ≥ 7 [kN] ならば OK

有効耐力壁判定:

判定1「○」かつ判定2「○」のとき「◎」(有効耐力壁線)

区間 $\angle Qa$ の算定

(*)有効耐力壁線区間 最小値

区間	水平構面	$\angle Qa$	奥行[m]	Pa	ΣPa	奥行h[m]	平均 $\angle Qa$
Y9-5-Y7	R2	1.37	3.640	4.987	*7.480	5.460	1.37
	R2	1.37	1.820	2.493			
Y7-Y6	R2	1.37	6.370	8.727	13.877	6.370	2.18
	H6	0.58	2.730	1.583			
	H3	0.98	3.640	3.567			
Y6-Y2	R2	1.37	6.370	8.727	13.195	6.370	2.07
	H8	0.35	3.640	1.274			
	H2	1.17	2.730	3.194			

上部水平構面の地震力、風圧力に対する検定表

有効耐力壁区間	スパン l [m]	奥行 h [m]	α	$\angle Qa$ [kN/m]	$\angle Qah$	① QE = 0.24 α h l 判定	$\angle Qah$ 判定	② Qw = 1.7 α l 判定	$\angle Qah$ 判定
Y9-5-Y6	3.185	5.460	1.0	1.37	7.480	4.174	OK	5.415	OK
Y6-Y2	3.640	6.370	1.0	2.07	13.195	5.565	OK	6.188	OK

説明

区間 $\angle Qa$ の算定

区間	水平構面	$\angle Qa$	奥行 [m]	Pa	ΣPa	奥行 h[m]	平均 $\angle Qa$
x. x-x. x	PX	x. xx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xx
	RX	x. xx	x. xxx	x. xxx			
	HX	x. xx	x. xxx	x. xxx			

- 区間： 算定する区間
 水平構面： 入力されている水平構面の構面記号（+番号）
 $\angle Qa$ ： 単位長さあたりの許容せん断耐力 $\angle Qa$ =水平構面の床倍率 \times 1.96
 奥行： 水平構面の奥行き
 Pa： 許容せん断耐力 Pa= $\angle Qa$ \times 奥行き
 ΣPa ： 区間における Pa の合計
 奥行 h： 水平構面の奥行きの合計
 ※ 有効耐力壁区間に複数構面区画がある場合、最小の許容せん断耐力となる区間を示します。
 平均 $\angle Qa$ ： 平均 $\angle Qa$ = ΣPa /奥行 h

上部水平構面の地震力、風圧力に対する検定表

有効耐力壁区間	スパン l [m]	奥行 h [m]	α	$\angle Qa$ [kN/m]	$\angle Qah$	① QE = 0.24 α h l 判定	$\angle Qah$ 判定	② Qw = 1.7 α l 判定	$\angle Qah$ 判定
x. x-x. x	x. xxx	x. xxx	x. x	x. xx	x. xxx	x. xxx	OK	x. xxx	OK

- 有効耐力壁区間： 算定する区間
 スパン l： 水平構面のスパン
 ただし、外壁線が有効耐力壁線でない場合は、その外壁線から有効耐力壁線までの間隔を2倍した値をLにします。
 奥行 h： 水平構面の奥行き
 $\angle Qa$ ： 単位長さあたりの許容せん断耐力 $\angle Qa$ =水平構面の床倍率 \times 1.96
 α ： α =1.6 : 当該水平構面の中間に上階耐力壁線がある場合
 α =1.0 : その他
 ①： QE=0.24 α h l
 $\angle Qah$ \geq ①判定： $\angle Qah$ \geq ① ならば OK
 ②： Qw=1.7 α l
 $\angle Qah$ \geq ②判定： $\angle Qah$ \geq ② ならば OK

4. 軸力

4-1 軸力表

(1) 長期常時軸力

符号	階	項目	単位荷重 (kN/m ²)	面積 (m ²)	P ₀ (kN)	P(kN)	ΣP(kN)
X1Y2	3	屋根一般	0.687	0.208	0.143		
		屋根軒先	0.537	0.622	0.334		
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071		
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071	2.619	2.619
	2	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		3階床	1.890	0.311	0.588		
		バルコニー	2.100	0.311	0.653		
		梁X1Y1	1.523	1.000	1.523	4.930	7.549
	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166		
		2階床	1.890	0.414	0.782		
バルコニー		2.100	0.518	1.088			
梁X1Y1		1.523	1.000	1.523			
柱X2Y2		11.301	0.500	5.651	12.293	19.842	
X1Y3	3	屋根一般	0.687	0.621	0.427		
		屋根軒先	0.537	0.621	0.333		
		外壁	0.850	1.820×2.770×0.500	2.143		
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071		
		梁X1Y4	1.707	0.500	0.854	4.828	4.828
	2	外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166		
		外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		3階床	1.890	0.311	0.588		
		梁X1Y4	1.890	5.477×0.500	2.739	6.576	11.404
	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		2階床	1.890	0.828	1.565	3.731	15.135
X1Y4	1	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166		
		2階床	1.890	1.242	2.347		
		柱X1Y5	11.404	0.500	5.702	11.298	11.298
X1Y5	3	屋根一般	0.687	0.621	0.427		
		屋根軒先	0.537	0.621	0.333		
		外壁	0.850	1.820×2.770×0.500	2.143		
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071		
	梁X1Y4	1.707	0.500	0.854	4.828	4.828	
	2	外壁	0.850	0.910×2.800×0.500	1.083		
		外壁	0.850	1.820×2.800×0.500	2.166		
		3階床	1.890	0.311	0.588		
梁X1Y4		1.890	5.477×0.500	2.739	6.576	11.404	
X1Y6	3	屋根一般	0.687	0.311	0.214		
		屋根軒先	0.537	0.311	0.167		
		外壁	0.850	0.910×2.770×0.500	1.071		
		外壁	0.850	0.455×2.770×0.500	0.536		
		内壁	0.350	1.365×2.770×0.500	0.662		
		束X2Y6	1.138	0.333	0.379	3.029	3.029

説明

4. 軸力

4-1. 軸力表

- ・一般地域の場合、長期常時軸力、短期積雪軸力、引張耐力検討用軸力
- ・多雪区域の場合、長期常時軸力、短期積雪軸力、長期積雪軸力、短期組合せ時検討用軸力、引張耐力検討用軸力

位置	階	項目	単位荷重 (kN/m ²)	面積 (m ²)	P ₀ (kN)	P (kN)	ΣP (kN)
XxYy	X	項目1	x.xxx	x.xxx	x.xxx		
		項目2 (複数あり)	x.xxx	x.xxx × x.xxx	x.xxx		x.xxx
	X	項目1	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx

位置： 柱のある通り (例：X4Y9.5)
 階： 柱のある階 (高い順に)
 項目： 設計荷重または固定荷重項目および上階からの荷重

「屋根」... 屋根一般、屋根軒先
 「外壁」... 妻壁、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
 「n階床」... 3階床、2階床
 「小屋裏収納」... ユーザー領域 (名称変更可)
 「バルコニー」... ユーザー領域 (名称変更可)
 「ベランダ」... ユーザー領域 (名称変更可)
 「その他」... ユーザー領域 (名称変更可)
 「梁 XxYx」... 梁からの伝達荷重および追加荷重
 「柱 XxYx」... 柱からの伝達荷重および追加荷重
 「束 XxYx」... 束からの伝達荷重

単位荷重 (kN/m²) : 引張耐力検討用では地震用の積載荷重を採用します。
 面積 (m²) : その柱の分担する各項目の荷重の算定式および面積 (m²)
 P₀ (kN) : 各項目の軸力
 P (kN) : その階における ΣP₀
 ΣP (kN) : その位置における全ての階の ΣP

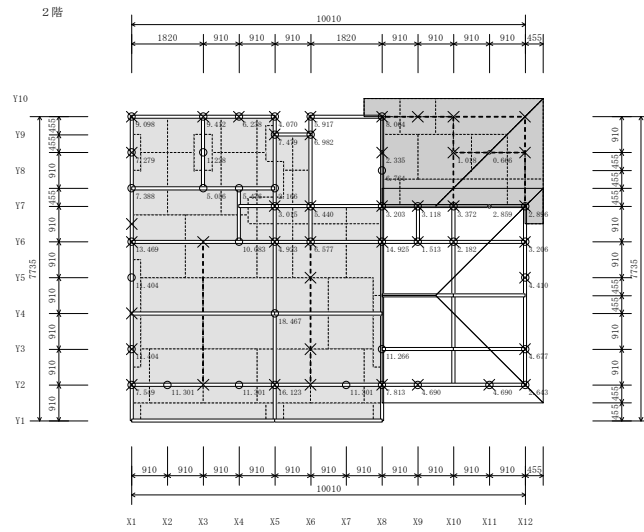
説明

4-2. 軸力図

- ・一般地域の場合、長期常時軸力図、短期積雪軸力図、引張耐力検討用軸力図
- ・多雪区域の場合、長期常時軸力図、短期積雪軸力図、長期積雪軸力図、短期組合せ時検討用軸力、引張耐力検討用軸力図

出力項目

○	当階柱
×	下階柱
小さい○	小屋束
---	当階梁
=	上階梁
細かな点線	軸力負担領域
濃い網掛け	屋根領域
薄い網掛け	根太領域
数値	軸力



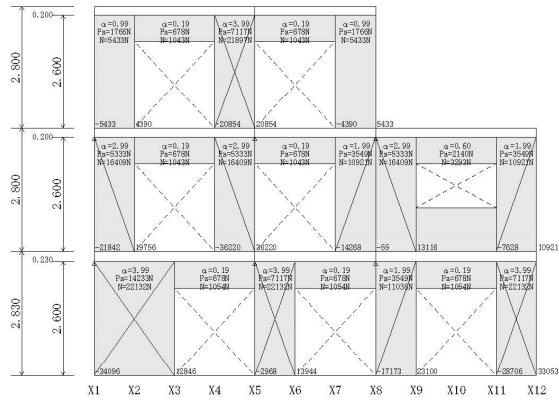
凡例:

○	柱(当階)
×	柱(下階)
●	小屋束
---	梁(当階)
=	梁(上階)
.....	軸力負担領域

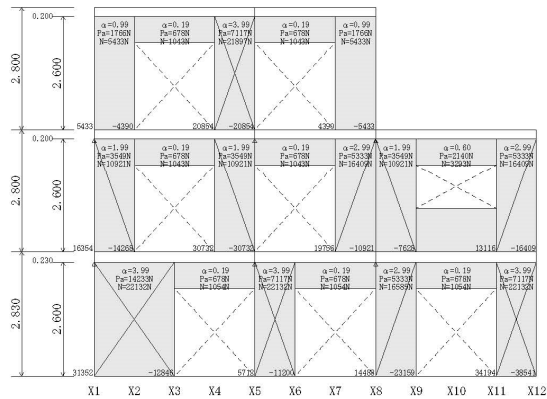
4-3 耐力壁の許容耐力時の軸力

Y2通り

・左加力時



・右加力時



説明

4-3. 耐力壁の許容耐力時の軸力

- ・通りごとに、X左加力時とX右加力時を1枚に、Y下加力時とY上加力時を1枚にそれぞれ書きます。

出力項目

- ・梁、柱、筋かい（実線斜め）、開口部（点線クロス）
梁に直交する梁を△で表記
- ・壁倍率、壁の許容せん断耐力、許容耐力時の軸力
- ・柱の下部に許容せん断時の付加軸力

α：壁倍率

P：壁の許容せん断耐力 (N) α × 1.96 × L

N：許容耐力時の軸力 (N) P × H / L

計算補足

- ・柱が上下に通っていない場合、上階柱軸力を下階柱へ距離の比で振分けます。

5. 各部の設計

5-1 柱の設計

○2F X1Y5 105.0 (mm)×105.0 (mm) 杉
 $A=11025$ (mm²) $Z=192938$ (mm³) $I=10129219$ (mm⁴) $i=30.311$ (mm) $1k=2800$ (mm) $\lambda=92.376$
 $F_c=17.70$ (N/mm²) $F_b=22.20$ (N/mm²)
 $30 \times \lambda \leq 100$ より $F_k=(1.3-0.01\lambda) \times F_c=6.66$ (N/mm²)

[長期]

$LN=11404$ (N)
 $LNa=1.1 \times F_k/3 \times A=26923$ (N)
 $LN/LNa=11404/26923=0.42 \leq 1.0$ ----- OK
 りり込みに対して
 相手材 梁 米松 $F_e=9.00$ (N/mm²)
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$ (mm²)
 $Na=1.1 \times F_e/3 \times A_e=28298$ (N)
 $LN/Na=11404/28298=0.40 \leq 1.0$ ----- OK

[短期積雪時]

$sNa=12716$ (N)
 $ssNa=1.6 \times F_k/3 \times A=39161$ (N)
 $sNs/ssNa=12716/39161=0.32 \leq 1.0$ ----- OK
 りり込みに対して
 相手材 梁 米松 $F_e=9.00$ (N/mm²)
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$ (mm²)
 $ssN=1.6 \times F_e/3 \times A_e=41160$ (N)
 $sNs/ssN=12716/41160=0.31 \leq 1.0$ ----- OK

[水平力作用時]

$eN=11404+3058-372=14090$ (N)
 $sN=2 \times F_k/3 \times A=48951$ (N)
 $eN/sN=14090/48951=0.29 \leq 1.0$ ----- OK
 りり込みに対して
 相手材 梁 米松 $F_e=9.00$ (N/mm²)
 $A_e=A-A_o=11025-2450=8575$ (mm²)
 $sN=2 \times F_e/3 \times A_e=51450$ (N)
 $eN/sN=14090/51450=0.27 \leq 1.0$ ----- OK

[短期風圧時]

$wN=10172$ (N)
 $w=q \times (0.8Kz+0.2) \times \text{負担幅}=1288 \times (0.8 \times 0.839+0.2) \times 1.365=1532$ (N/m)
 $sfk=2 \times F_k/3=4.44$ (N/mm²)
 $sfb=2 \times F_b/3=14.80$ (N/mm²)
 柱が受ける曲げモーメントの最大値は
 $Ms=1/8 \times w \times 1k^2=1/8 \times 1532 \times 2.800^2=1501$ (N・m)
 $wN/(A \times sfk) + Ms/(Z \times sfb)=10172/(11025 \times 4.44) + 1501000/(192938 \times 14.80)$
 $=0.21+0.53=0.74 \leq 1.0$ ----- OK

5-1

説明

5. 各部の設計

5-1. 柱の設計

- 入力されている全ての柱について検定を行います。
- 構造計算条件 I - 計算書出力で柱の一覧出力がオンの場合、全部材を一覧表出力。
 詳細出力は、「詳細計算書出力=する」となっている柱が対象となります。
- りり込みの検定：初期設定の計算条件でりり込みの検定 OFF の部材（土台、梁）、検討荷重時以外の場合は省略します。
 通し柱となっている場合は検討しません。柱の下に複数の梁がある場合は許容応力度が最小の横架材で検討します。
- 風圧力による曲げの検定：床領域上の柱が対象となります。検定方向に耐力壁が連続している場合は検討を省きます。

(1) 詳細

階、番付：	検討する柱の階属性と符号
断面(mm)：	材幅 b × 材せい h
座屈長さ l k(mm)：	材長（入力値）
断面積 A (mm ²)：	b × h
断面二次モーメント I (mm ⁴)：	$I = b h^3 / 12$ ※ b ≠ h の場合は小さい方を h（弱軸）
最小断面二次半径 i (mm)：	$\sqrt{I / A}$
材料：	材料名称(基準強度マスタより)
有効細長比 λ：	l k / i
Fk (N/mm ²)：	座屈基準強度
λ ≤ 30	Fk = Fc (圧縮基準強度)
30 ≤ λ < 100	Fk = (1.3 - 0.01λ) × Fc
λ ≥ 100	Fk = 0.3 × Fc / (λ / 100) ²

[長期]

長期軸力に対して柱の算定、りり込み相手材による柱の算定
 LN (N)： 長期軸力
 許容耐力 LNa (N)： $A \times 1.1/3 \times F_k$
 LN < LNa の検討： LN/LNa > 1.0 の場合、警告メッセージ

長期りり込みに対して

相手材： 柱下部の部材の部材名と材料名
 有効断面積 Ae (mm²)： $A - A_o$ A_o =ほぞ幅×ほぞせい
 りり込み許容耐力 Na (N)： $A_e \times$ りり込み許容応力度
 LN < Na の検討： LN/Na > 1.0 の場合、警告メッセージ

説明

[短期積雪時]

$sNs(N)$: 短期積雪軸力
許容耐力 $ssNa(N)$: $A \times 2/3 \times 0.8 \times Fk$
短期軸力 $sNs(N)$: sNs
 $sNs < ssNa$ の検討 : $sNs/ssNa > 1.0$ の場合、警告メッセージ

短期めり込みに対して ※検討対象となっているときのみ
相手材 : 柱下部の部材の部材名と材料名
有効断面積 $Ae(mm^2)$: $A - Ao$ $Ao = \text{ほぞ幅} \times \text{ほぞせい}$
めり込み許容耐力 $ssN(N)$: $Ae \times \text{めり込み許容応力度}$
 $sNs < ssN$ の検討 : $sNs/ssN > 1.0$ の場合、警告メッセージ

[長期積雪時] (多雪区域の場合)

$LN_s(N)$: 長期積雪軸力
 $LsNa(N)$: 水平力による軸力 $A \times 1.3 \times 1.1/3 \times Fk$
 $LN_s < LsNa$ の検討 : $LN_s/LsNa > 1.0$ の場合、警告メッセージ

説明

[短期風圧時]

外周部（床領域線）に接する柱を対象とします。

wN (N) : 長期軸力

※多雪区域の場合は短期組合せ時検討用軸力

w (N/m) : $0.6EVo^2 \times Ci \times Awi$

$0.6EVo^2$: 速度圧

Ci : 1.0 または $0.8kz + 0.2$ (閉鎖型)

1.2 または $0.8kz + 0.4$ (開放型) ※柱属性より

Awi : 分担幅 (柱と同一床廻線上にある近い柱との距離 / 2)

短期曲げモーメント Ms (N・m) : $1/8 \times w \times lk^2$

断面係数 Z (mm³) : $b \times h^2 / 6$

短期座屈許容応力度 sfk (N/mm²) : $2/3 \times Fk$

短期曲げ許容応力度 sfb (N/mm²) : $2/3 \times Fb$

曲げ応力度の検討 : $LN / (sfk \times A) + Ms / (sfb \times Z) > 1.0$
の場合、警告メッセージ

[水平力作用時]

sN (N) : LN + eN

LN (N) : 長期軸力

eN (N) : 上階からの耐力壁の許容耐力時の軸力に反曲点高比に相当する係数を乗じた値

反曲点高比 隅柱 0.8 中柱 0.5 初期設定 - 計算条件 (方針) による

短期座屈許容応力度 sfk (N/mm²) : $2/3 \times Fk$

sNa (N) : sfk × A

判定 : $sN / sNa > 1.0$ の場合、警告メッセージ

一覧(軸力)
3F

位置	断面				長期		雪長期		雪短期		水平力(B=隅0.5中0.5)		判定
	サイズ(mm) 樹種	A(mm ²)	i(mm)	LN(N)	LNs(N)	sNs(N)	eN(N)	sN(N)	LNa(N)	LNa(N)	sNa(N)	判定	
		lk(mm)	λ	LNa(N)	LsNa(N)	ssNa(N)	eN(N)	sN(N)	LNa(N)	LNa(N)	sNa(N)	判定	
X1Y2 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4367		4939	隅 8122	12489				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.10		0.08		0.16					
X1Y3 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4764		7043	8122	12886				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.11		0.11		0.17					
X1Y5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4764		7043	8122	12886				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.11		0.11		0.17					
X1Y6 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	2427		2943	6860	9287				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.06		0.05		0.12					
X1Y6.5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	3659		5584	1262	5121				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.09		0.09		0.07					
X1Y8.5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4148		5467	8122	12270				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.10		0.09		0.16					
X1Y9.5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4118		5429	隅 8122	12240				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.10		0.09		0.16					
X2Y2 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4361		6013	8122	12483				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.10		0.10		0.16					
X2Y6 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	2963		5544						OK	
		2800	92.376	42729		62152							
		28.10	10.57	0.07		0.09							
X3Y9.5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4893		7376	8122	13015				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.11		0.12		0.17					
X4Y2 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	4361		6013	8122	12483				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.10		0.10		0.16					
X4Y6 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	3064		5056	2524	5588				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.07		0.08		0.07					
X4Y7 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	1822		3270						OK	
		2800	92.376	42729		62152							
		28.10	10.57	0.04		0.05							
X4Y9.5 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	2641		3329	8122	10763				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.06		0.05		0.14					
X5Y2 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	5253		6905	8122	13375				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.12		0.11		0.17					
X5Y4 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	5480		11238						OK	
		2800	92.376	42729		62152							
		28.10	10.57	0.13		0.18							
X5Y6 おうしゅうあかまつ E105-F345	105.0 × 105.0	11025	30.311	2482		3569	2524	5006				OK	
		2800	92.376	42729		62152		77690					
		28.10	10.57	0.06		0.06		0.06					

説明

(2) 一覧(軸力)

・柱の座屈に対する検定一覧表

位置	断面		長期	雪長期	雪短期	水平力		判定
XxYy	サイズ 樹種	A lk Fc Fk	i λ	LN LNa	LN _s LNa	sNs sNa	eN sN	
				N/Na	N/Na	N/Na	N/Na	

位置： 柱の位置 (通り芯符号)

断面

サイズ(mm) : 材幅×材せい
 樹種 : 樹種、等級
 A(mm²) : 断面積
 i(mm) : 最小断面二次半径
 lk(mm) : 座屈長さ材長
 λ : 有効細長比
 Fc(N/mm²) : 圧縮基準強度
 Fk(N/mm²) : 座屈基準強度

長期

LN(N) : 長期軸力
 LNa(N) : 長期許容軸力

雪長期

長期積雪時の検定 (多雪区域のみ)
 LN_s(N) : 長期積雪時軸力
 LsNa(N) : 長期積雪時許容軸力

雪短期

短期積雪時の検定
 sNs(N) : 短期積雪時軸力
 ssNa(N) : 短期積雪時許容軸力

水平力

水平力作用時の検定
 B=隅、中 : 反曲点高比 (隅柱、中柱)
 eN(N) : 水平力作用時軸力
 sN(N) : 短期軸力 (eN+LN)
 sNa(N) : 短期許容軸力

N/Na :

検定比
 判定 : 全ての検定比が1以下となる場合にOK

※各項目の詳細は「柱の設計(1)詳細」に同じです。

一覧（曲げ）

3F

位置	断面				風圧力時			判定
	B×D(mm) 樹種	A(mm ²) lk(mm)	Z(mm ³) λ	sfk(N/mm ²) sfb(N/mm ²)	wN(N) Ms(N・m)	①N/A・sfk ②M/Z・sfb	①+②	
X1Y3	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4764 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X1Y5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4764 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X1Y6.5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	3859 1173	0.05 0.28	0.33	OK
X1Y8.5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4148 1407	0.05 0.33	0.38	OK
X2Y2	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4361 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X3Y9.5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4893 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X4Y2	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4361 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X4Y9.5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	2641 938	0.03 0.22	0.25	OK
X5Y9	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	3436 235	0.04 0.06	0.10	OK
X6Y9	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	3411 235	0.04 0.06	0.10	OK
X7Y2	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4361 1407	0.06 0.33	0.39	OK
X7Y9.5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	2641 938	0.03 0.22	0.25	OK
X8Y3	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	4334 1173	0.06 0.28	0.34	OK
X8Y5	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	3648 704	0.05 0.17	0.22	OK
X8Y8	105.0 × 105.0 E105-F345	11025 2800	192938 92.376	7.05 22.08	5008 1642	0.06 0.39	0.45	OK

説明

(3) 一覧（曲げ）

・ 柱の面外風圧力に対する検定一覧表

位置	断面		風圧力時			判定
	B×D 樹種	A Z sfk lk λ sfb	wN Ms	①N/A・sfk ②Ms/Z・sf	①+②	
XxYy						

位置： 柱の位置（通り芯符号）

断面

- B×D(mm)： 材幅×材せい ※幅≠せいの場合は弱軸方向で検討する
- 樹種： 樹種、等級
- A(mm²)： 断面積
- Z(mm³)： 断面係数
- lk(mm)： 座屈長さ材長
- λ： 有効細長比
- sfk(N/mm²)： 短期許容座屈応力度
- sfb(N/mm²)： 短期許容曲げ応力度

風圧力時 面外風圧力に対する検定

- wN(N)： 長期軸力（圧縮力）
※多雪区域の場合は短期組合せ時検討用軸力
- Ms(N・m)： 面外風圧力による曲げモーメント

- ①N/A・sfk
- ②Ms/Z・sfb
- ①+② 検定比

※各項目の詳細は「柱の設計（1）詳細 [短期風圧時]」に同じです。

一覧（めり込み）

1F

存在応力=eN×検定比

位置	断面		長期 LN(N) sNa(N)	雪長期 LNs(N) sNa(N)	雪短期 sNs(N) ssNa(N)	水平力(存在応力)		判定	
	サイズ(mm) 樹種	ほぞ Ae(mm ²)				eN(N) (検定比)	sN(N) sNa(N)		
	受材 樹種	Fcv(N/mm ²)				N/Na	N/Na		
X112	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	20450			22677	31761	39983	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.63	0.52		0.92			
X113	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	16620			17799	28919	33305	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.48	0.41		0.77			
X114	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	11593			12732	33390	32128	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.36	0.30		0.74			
X116	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	24300			28914	14040	32936	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.78	0.66		0.76			
X116.5	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	11422			11830	9649	17295	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.36	0.27		0.40			
X118.5	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	19903			21630	19118	31661	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.61	0.50		0.73			
X119.5	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	13270			14881	33819	36219	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.41	0.34		0.81			
X212	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	16333			18020	11981	23109	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.47	0.42		0.53			
X216	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	6620			6620			OK
	E106-F346	8400	32760	43680					
	土台 ひのき	7.80	0.21	0.16					
X312	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	23010			28805	2496	24630	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.71	0.59		0.57			
X319.5	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	17936			20419	32349	38931	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.56	0.47		0.90			
X416	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	17963			21290	6787	22368	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.56	0.49		0.52			
X419.5	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	9003			9691	31761	29616	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.649)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.28	0.23		0.68			
X512	120.0 × 120.0	0.0 × 0.0	46832			66190	8228	62172	OK
	E106-F346	14400	56160	74880	(0.649)	74880			
	土台 ひのき	7.80	0.84	0.74		0.70			
X516	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	22276			26241	5049	26380	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.68	0.60		0.59			
X517	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	18974			20974	26632	36363	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.58	0.48		0.81			
X519	106.0 × 106.0	36.0 × 76.0	15958			17452	25370	31561	OK
	E106-F346	8400	32760	43680	(0.615)	43680			
	土台 ひのき	7.80	0.49	0.40		0.73			

説明

(4) 一覧（めり込み）

・対象部材、荷重等は初期設定－計算条件（方針）－「めり込み検討条件設定」によります。

・柱のめり込みに対する検定一覧表

位置 XxYy	断面		長期 LN LNa	雪長期 LNs LNa	雪短期 sNs sNa	水平力		判定
	サイズ 樹種	ほぞ Ae				eN (検定比)	sN sNa	
	受材 樹種	Fcv				N/Na	N/Na	

位置： 柱の位置（通り芯符号）

断面

サイズ(mm)： 材幅×材せい
 樹種： 樹種、等級
 受材樹種 柱直下の梁および土台の樹種
 ほぞ(mm)： ほぞ幅×ほぞせい
 Ae(mm²)： 有効断面積 A－Ao、Ao＝ほぞ幅×ほぞせい
 Fcv(N/mm²)： めり込み基準強度

長期 長期時の検定

LN(N)： 長期軸力
 LNa(N)： 長期許容めり込み耐力

雪長期 長期積雪時の検定（多雪区域のみ）

LNs(N)： 長期積雪時軸力
 LsNa(N)： 長期許容めり込み耐力

雪短期 短期積雪時の検定

sNs(N)： 短期積雪時軸力
 ssNa(N)： 短期許容めり込み耐力

水平力 水平荷重時の検定

eN(N)： 水平力作用時軸力
 sN(N)： 短期軸力（eN+LN）
 sNa(N)： 短期許容めり込み耐力
 （検定比）： 鉛直構面の検定比

存在応力=eN×検定比 とする。

※めり込み検討条件設定で、水平力作用時応力を「存在応力」とした場合。

※検定比 「鉛直構面の水平荷重時の応力検定表」を参照します。

説明

5-2. 梁の設計

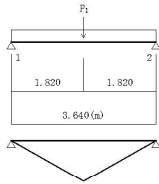
- 全ての梁について以下の検討を行います。
- 構造計算条件 I - 計算書出力で梁の一覧出力がオンの場合、全部材を一覧表出力します。詳細出力は、「詳細計算書出力=する」となっている梁のみとなります。
- 各支点間を単純梁とみなして計算します。
- 鉛直荷重に対して長期、短期積雪、長期積雪（多雪区域のみ）に分けて検討します。梁上耐力壁がある場合は、水平加力時に対する検定を行います。
- 負担幅は、分解梁の midpoint から相手材をサーチして求めています。

(1) 詳細

階、番付： 検討する梁の階属性と符号、耐風梁・床小梁の場合は部位名も表示
 図： 荷重図、梁（実線）、集中荷重 (P1, ..., Pn)、等分布荷重
 曲げモーメント図および曲げモーメント、検定比

A (mm²): 断面積 b×h
 Ae (mm²): 端部仕口の有効断面積 Ae = (b' × d') × d' / d
 Z (mm³): 断面係数 b×h²/6 × 欠損低減
 I (mm⁴): 断面二次モーメント b×h³/12 × 欠損低減
 E (N/mm²): ヤング率
 Fb (N/mm²): 曲げ基準強度
 Fs (N/mm²): せん断基準強度
 l (m): 梁の長さ
 仕口金物: 端部仕口に接合部金物を用いた場合のみ
 x Pn (N): 集中荷重 (長期常時 LPn = 長期常時軸力より、短期積雪 ss Pn = 短期積雪軸力より、長期積雪 sLPn = 長期積雪軸力より)
 w (N/m): 等分布荷重 (長期常時、短期積雪、長期積雪)
 w' (N/m): たわみ検討用等分布荷重 (長期常時、短期積雪、長期積雪)
 ※たわみ検定の積載荷重は地震用を採用しています。
 P (N): 各荷重点位置の集中荷重
 R (N): 支点反力 (集中荷重時)
 M (N・m): 等分布荷重 w × l²/8
 集中荷重 各荷重点位置の曲げモーメント
 Q (N): 等分布荷重 1/2 w l
 集中荷重 Q1 = R1、Q2 = R2

○ 2F X5通り Y2-Y6
 120.0 (mm) × 390.0 (mm) 米松



A = 120.0 × 390.0 = 46800 (mm²)
 1端 Ae = 102.0 × 295.0 × 295.0 / 390.0 = 22760 (mm²) 大入り横掛り
 2端 Ae = A = 46800 (mm²)
 Ze = 0.80 × 3042000 = 2433600 (mm³)
 Ie = 0.80 × 593190000 = 474552000 (mm⁴)
 E = 9.800 × 10³ (N/mm²)
 Fb = 28.20 (N/mm²)
 Fs = 2.40 (N/mm²)
 L = 3.640 (m)

長期 M = 20950 (N・m) 23621
 σ / Fb = 0.83 0.65

[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	-	-9163	0	-	-
P1	1.820	18326	-	16677	18326	3.960
支点2	3.640	-	-9163	0	-	-
計		18326	-18326	Mmax 16677		3.960

w = 1890 × 1.365 = 2580 (N/m) w' = 1190 × 1.365 = 1624 (N/m) 2階床

M = 1/8 × (wL²) + Mmax = 4273 + 16677 = 20950 (N・m)

1端 Q = 1/2 × (wL) + 9163 = 4696 + 9163 = 13859 (N) 2端 Q = 1/2 × (wL) + 9163 = 4696 + 9163 = 13859 (N)

f_b = 1.1 × F_b / 3 = 10.34 (N/mm²) f_s = 1.1 × F_s / 3 = 0.88 (N/mm²)

σ / F_b = (M / Ze) / F_b = 8.61 / 10.34 = 0.83 ≤ 1.0 --- OK

1端 τ / f_s = (1.5 × Q / Ae) / f_s = 0.91 / 0.88 = 1.03 > 1.0 --- NG 2端 τ / f_s = (1.5 × Q / Ae) / f_s = 0.44 / 0.88 = 0.50 ≤ 1.0 --- OK

δ = 5 / 384 × (w' L⁴) / (E × I_e) + 3.960 = 0.799 + 3.960 = 4.759 (mm)

δ = 4.759 × 2.0 = 9.518 (mm) ≤ L / 300 = 12.133 (mm) かゝ 9.518 ≤ 20.0 (mm) --- OK

[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	-	-10631	0	-	-
P1	1.820	21263	-	19348	21263	4.594
支点2	3.640	-	-10631	0	-	-
計		21263	-21263	Mmax 19348		4.594

w = 1890 × 1.365 = 2580 (N/m) w' = 1190 × 1.365 = 1624 (N/m) 2階床

M = 1/8 × (wL²) + Mmax = 4273 + 19348 = 23621 (N・m)

1端 Q = 1/2 × (wL) + 10631 = 4696 + 10631 = 15327 (N) 2端 Q = 1/2 × (wL) + 10631 = 4696 + 10631 = 15327 (N)

f_b = 1.6 × F_b / 3 = 15.04 (N/mm²) f_s = 1.6 × F_s / 3 = 1.28 (N/mm²)

σ / F_b = (M / Ze) / F_b = 9.71 / 15.04 = 0.65 ≤ 1.0 --- OK

1端 τ / f_s = (1.5 × Q / Ae) / f_s = 1.01 / 1.28 = 0.79 ≤ 1.0 --- OK 2端 τ / f_s = (1.5 × Q / Ae) / f_s = 0.49 / 1.28 = 0.38 ≤ 1.0 --- OK

δ = 5 / 384 × (w' L⁴) / (E × I_e) + 4.594 = 0.799 + 4.594 = 5.393 (mm) ≤ L / 225 = 16.178 (mm) かゝ 5.393 ≤ 20.0 (mm) --- OK

説明

σ (N/mm ²) :	M/Z
τ (N/mm ²) :	$Q \times 1.5/A$
δ (mm) :	等分布荷重 $(5 \times w \times l^4)/(384 \times E \times I)$ 集中荷重 中央たわみの和 $P \times a \times (3 \times l^2 - 4 \times a^2) / (48 \times E \times I)$
f_b (N/mm ²) :	長期常時 $1.1/3 \times F_b$ 短期積雪 $2/3 \times 0.8 \times F_b$ 長期積雪 $1.1/3 \times 1.3 \times F_b$
f_s (N/mm ²) :	長期常時 $1.1/3 \times F_s$ 短期積雪 $2/3 \times 0.8 \times F_s$ 長期積雪 $1.1/3 \times 1.3 \times F_s$
変形増大係数 :	初期設定値
検定 :	$\sigma / f_b < 1.0$ $\tau / f_s < 1.0$ $\delta \times \text{変形増大係数} < 1 / \text{たわみ許容値}$ かつ 許容たわみ量

たわみ量の検定は、初期設定－計算条件（方針）の [たわみ量検討用数値設定] の [たわみ量 (mm) の検討を行う] が ON のときに行います。

[短期 水平加力時曲げに対する検定]

梁上に耐力壁がある場合に水平加力時曲げ応力に対する検討を行います。
(1次梁および2次梁)

水平荷重時のせん断力に対する検討は、初期設定－計算条件（方針）の「梁水平荷重時検討」で、「せん断力検討を行う」が ON の場合に検討します。

その場合、組合せ長期荷重の積載荷重は、「梁用」または「地震用」より選択可能です。

一覧
3F

変形増大係数(長期):2.0

通り	位置	断面				留意 状態	モーメント M(N・m)	せん断力 Q(N)	曲げ σ/fb	せん断 τ/fs	たわみ量 δ(mm)	許容δa L/300 L/225	判定
		サイズ(mm) 樹種 欠損低減 Z, I	Z(mm ²) A(mm ²) I(mm ⁴)	Ze(mm ²) Ae(mm ²) Ie(mm ⁴)	Fb(N/mm ²) Fs(N/mm ²) L(m)								
Y1	X1-X5	105.0 × 240.0	1008000	907200	33.00	長期	4845	4904/4904	0.44	0.52/0.52	9.056	12.133	OK
		E120-F330	25200	13016/13016	3.00								
		10% 10%	120960000	108864000	3.640								
Y1	X5-X8	105.0 × 180.0	667000	510300	33.00	長期	2629	3573/3573	0.35	0.39/0.39	5.258	16.178	OK
		E120-F330	18900	7494/7494	3.00								
		10% 10%	51030000	45927000	2.730								
Y2	X1-X2	105.0 × 240.0	1008000	806400	33.00	長期	288	1264/1264	0.03	0.14/0.07	0.038	3.033	OK
		E120-F330	25200	13016/25200	3.00								
		20% 10%	120960000	108864000	0.910								
Y2	X2-X4	105.0 × 240.0	1008000	806400	33.00	長期	2127	3601/3601	0.22	0.19/0.19	0.852	6.067	OK
		E120-F330	25200	25200/25200	3.00								
		20% 10%	120960000	108864000	1.820								
Y2	X4-X5	105.0 × 240.0	1008000	806400	33.00	長期	288	1264/1264	0.03	0.07/0.14	0.038	3.033	OK
		E120-F330	25200	25200/13016	3.00								
		20% 10%	120960000	108864000	0.910								
Y2	X5-X7	105.0 × 240.0	1008000	806400	33.00	長期	2127	3601/3601	0.22	0.37/0.19	0.852	6.067	OK
		E120-F330	25200	13016/25200	3.00								
		20% 10%	120960000	108864000	1.820								
Y2	X7-X8	105.0 × 240.0	1008000	806400	33.00	長期	288	1264/1264	0.03	0.07/0.14	0.038	3.033	OK
		E120-F330	25200	25200/13016	3.00								
		20% 10%	120960000	108864000	0.910								
Y2	X8-X9	105.0 × 210.0	771751	578813	33.00	長期	42	187/187	0.01	0.03/0.01	0.010	4.550	OK
		E120-F330	22050	10212/22050	3.00								
		20% 10%	81033750	72930375	0.910								
Y2	X9-X11	105.0 × 210.0	771751	578813	33.00	長期	919	1196/1196	0.13	0.07/0.07	0.608	9.100	OK
		E120-F330	22050	22050/22050	3.00								
		20% 10%	81033750	72930375	1.820								
Y2	X11-X12	105.0 × 210.0	771751	578813	33.00	長期	42	187/187	0.01	0.01/0.03	0.010	4.550	OK
		E120-F330	22050	22050/10212	3.00								
		20% 10%	81033750	72930375	0.910								
Y3	X8-X10	105.0 × 105.0	192938	173644	33.00	長期	272	199/598	0.13	0.05/0.15	1.258	9.100	OK
		E120-F330	11025	5464/5464	3.00								
		10% 10%	10129219	9116297	1.820								
Y3	X10-X12	105.0 × 105.0	192938	173644	33.00	長期	362	398/399	0.17	0.10/0.10	1.830	9.100	OK
		E120-F330	11025	5464/5464	3.00								
		10% 10%	10129219	9116297	1.820								
Y4	X1-X5	105.0 × 270.0	1275751	956813	33.00	長期	5699	4959/4959	0.49	0.43/0.43	5.104	12.133	OK
		E120-F330	28350	15876/15876	3.00								
		20% 10%	172226250	155003625	3.640								
Y4	X5-X8	105.0 × 180.0	667000	453600	33.00	長期	2909	3393/3393	0.53	0.62/0.62	5.254	9.100	OK
		E120-F330	18900	7494/7494	3.00								
		20% 10%	51030000	45927000	2.730								
Y4.5	X8-X10	105.0 × 105.0	192938	173644	33.00	長期	90	66/200	0.04	0.02/0.06	0.420	9.100	OK
		E120-F330	11025	5464/5464	3.00								
		10% 10%	10129219	9116297	1.820								
Y4.5	X10-X12	105.0 × 105.0	192938	173644	33.00	長期	362	398/399	0.17	0.10/0.10	1.830	9.100	OK
		E120-F330	11025	5464/5464	3.00								
		10% 10%	10129219	9116297	1.820								
Y6	X1-X4	105.0 × 240.0	1008000	652200	33.00	長期	4363	4991/3996	0.55	0.53/0.22	4.044	9.100	OK
		E120-F330	25200	13016/25200	3.00								
		30% 20%	120960000	96768000	2.730								
Y6	X4-X5	105.0 × 240.0	1008000	652200	33.00	長期	161	708/708	0.02	0.04/0.07	0.022	3.033	OK
		E120-F330	25200	25200/13016	3.00								
		35% 20%	120960000	96768000	0.910								
Y6	X5-X6	105.0 × 240.0	1008000	504000	33.00	長期	161	708/708	0.03	0.07/0.04	0.022	3.033	OK
		E120-F330	25200	13016/25200	3.00								
		50% 20%	120960000	96768000	0.910								

説明

(2) 一覧

・梁の鉛直荷重に対する検定一覧表

通り	位置	断面	モーメント	せん断力
		サイズ 樹種 欠損低減 Z, I	Z Ze A Ae 1 端/2 端 I Ie	Fb Fs L

曲げ	せん断	たわみ量	許容 δ a	判定
σ /fb	τ /fs 1 端/2 端	δ (mm)	L/300 L/225	

通り： 通り名称
位置： 算定位置 (算定スパン間)
断面

サイズ(mm)： 幅×せい
樹種： 樹種 (無等級材)、等級
欠損低減 Z, I (%)： 断面欠損低減 Z の低減、I の低減
Z(mm³)： 断面係数
Ze(mm³)： 有効断面係数 (低減考慮)
A(mm²)： 断面積
Ae(mm²)： 端部仕口の有効断面積
I(mm⁴)： 断面二次モーメント
Ie(mm⁴)： 有効断面二次モーメント (低減考慮)
Fb(N/mm²)： 曲げ基準強度
Fs(N/mm²)： せん断基準強度
L(m)： 梁の有効長さ (スパン長)

荷重状態： 荷重時名称 長期、積雪長期 (多雪区域のみ)、積雪短期
モーメント(N・m)： 梁の最大曲げモーメント

せん断力(N)： 梁端部のせん断力
曲げ： 曲げモーメントの検定 σ = M/Ze σ /fb ≤ 1.0 を判定

せん断： せん断力の検定 τ = α × Q/Ae τ /fs ≤ 1.0 を判定

たわみ量(mm)： たわみの最大値 (変形増大係数考慮)

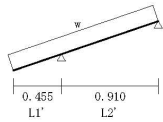
許容 δ a： 許容たわみ値 (たわみ制限比より) たわみ量 ≤ 許容たわみ量を判定

判定： 曲げ、せん断、たわみ量の全ての判定をクリアしている場合に OK

※各項目の詳細は「梁の設計 (1) 詳細」に同じです。

5-3 垂木の設計

○軒先 小屋 X1Y9.5~X1Y2
45.0 (mm)×90.0 (mm)@455.0 (mm) 杉



A=4050 (mm²) Z=60750 (mm³) I=2733750 (mm⁴)
 屋根勾配 5.00 寸(26.57 度) cos θ = 0.89
 Fb=22.20 (N/mm²) Fs=1.80 (N/mm²) E=6,860×10³ (N/mm²)
 Fsys=1.15 L1=L1'/cos θ = 0.511(m) L2=L2'/cos θ = 1.022(m)
 Wg=390 (N/m²)
 αWg=528 (N/m²)
 q=1074 (N/m²) Cpe=0.42 Kz=0.973
 Ww1=q×(Cpe+0.8Kz)=1287 (N/m²) 軒先部
 Ww2=q×Cpe=451 (N/m²)

[長期]

w=(Wg×cos θ)×0.455=157.9 (N/m)
 M=1/2×(w×L²)=20.62 (N・m)
 Q=w×L=80.7 (N)
 fb=1.1×Fb/3×Fsys=9.36 (N/mm²)
 fs=1.1×Fs/3=0.66 (N/mm²)
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.34/9.36=0.04≤1.0 ----- OK
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.03/0.66=0.05≤1.0 ----- OK
 δ=1/8×(w×L³)/EI=0.072≤L/200=2.555 (mm) か>> 0.072≤20.0 (mm) ----- OK

[短期積雪時]

w=(Wg×cos θ + sWs×cos² θ)×0.455=348.2 (N/m)
 M=1/2×(w×L²)=45.46 (N・m)
 Q=w×L=177.9 (N)
 fb=1.6×Fb/3×Fsys=13.62 (N/mm²)
 fs=1.6×Fs/3=0.96 (N/mm²)
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.75/13.62=0.06≤1.0 ----- OK
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.07/0.96=0.07≤1.0 ----- OK
 δ=1/8×(w×L³)/EI=0.159≤L/150=3.407 (mm) か>> 0.159≤20.0 (mm) ----- OK

[長期風圧時]

w=(Wg×cos θ - Ww1)×0.455=-427.7 (N/m)
 M=1/2×(w×L²)=-55.84 (N・m)
 Q=w×L=-218.6 (N)
 fb=2×Fb/3×Fsys=17.02 (N/mm²)
 fs=2×Fs/3=1.20 (N/mm²)
 σ/fb=(M/Z)/fb=0.92/17.02=0.05≤1.0 ----- OK
 τ/fs=(1.5×Q/A)/fs=0.08/1.20=0.07≤1.0 ----- OK

[垂木-軒桁接合部の引き抜きに対する検定]

引抜力 T=(Ww1-Wg×cos θ)×0.455×0.511(1+0.455/(2×0.910))+(Ww2-Wg×cos θ)×0.455×1.022/2
 =(1287-390×0.89)×0.455×0.511(1+0.455/(2×0.910))+(451-390×0.89)×0.455×1.022/2
 =273.2+(24.2)=297.4 (N)
 ひねり金物ST-12 (釘4-2N40) 許容短期耐力 1620 (N)
 検定比 297.4/1620 = 0.18 ≤ 1.0 OK

[垂木-母屋接合部の引き抜きに対する検定]

引抜力 Tm=(Ww2-Wg×cos θ)×0.455×1.022=(451-390×0.89)×0.455×1.022=48.3
 < 杉N90打ち (1本) 許容短期耐力 190 (N)
 検定比 48.3/190 = 0.25 ≤ 1.0 OK

説明

5-3. 垂木の設計

- ・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します。
- ・「計算書出力=する」の場合に、計算書を出力します。
 ※計算書出力の指定は構造計算条件Ⅱ-二次部材出力数指定がない場合に有効。

階、番付、材料：	検討する材の階属性と符号、材料名称
図：	軒先用または一般用（どちらも固定図）
断面、ピッチ：	材幅×材せい(mm)@ピッチ(mm)
断面性能など：	断面積A (mm ²)、断面係数Z (mm ³)、 断面二次モーメント I (mm ⁴) 屋根勾配 曲げ基準強度 Fb (N/mm ²)、せん断基準強度 Fs (N/mm ²)、 ヤング率 E (N/mm ²)、 計算数値設定の垂木システム係数 Fsys、Fb'=Fsys×Fb スパン Lmm=算定スパン/cos θ
風圧関連：	速度圧 q (N/m ²)、風力係数 Cpe 風圧力 Ww1=q×(Cpe+0.8Kz) (N/m ²) 軒先部※吹き上げ Ww2=q×Cpe 屋根面一般部
固定荷重 (N/m ²)：	Wg=固定荷重の小合計 (屋根用荷重)
短期積雪荷重 (N/m ²)：	sWs=(単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数)
長期積雪荷重 (N/m ²)：	LWs=(単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数×長期組合せ係数) (多雪区域のみ)

[長期、短期積雪、長期積雪(多雪区域のみ)]

荷重 W (N/m)： Wg (長期)、Wg+sWs (短期積雪)、Wg+LWs (長期積雪) × 垂木ピッチ

計算： Q=WL (軒先) または WL/2 (一般) (N)

M=WL²/2 (軒先) または WL²/8 (一般) (N・m)

fb=1.6×Fb'/3 (N/mm²)

fs=許容応力度表より (N/mm²)

σ=M/Z (N/mm²)

τ=1.5×Q/A (N/mm²)

δ=WL⁴/(8EI) (軒先) または 5WL⁴/(384EI) (一般) (mm)

検定：

σ/fb < 1.0

τ/fs < 1.0

δ < L/垂木たわみ許容値

説明

[短期風圧時]

(軒先)

荷重 w (N/m) : $w = (W_g \times \cos \theta - W_{w1}) \times p$
計算 : $M = 1/2 \times w \times L^2$ (N・m)
 $Q = wL$ (N)
 $f_b = 2 \times F_b / 3 \times F_{sys}$ (N/mm²)
 $f_s = 2 \times F_s / 3$ (N/mm²)
 $\sigma = M/Z$ (N/mm²)
 $\tau = 1.5 \times Q/A$ (N/mm²)
検定 : $\sigma / f_b < 1.0$
 $\tau / f_s < 1.0$

p : 垂木ピッチ

[垂木-軒桁接合部の引き抜きに対する検定]

※初期設定-追加使用部材の「垂木接合金物の検討を行う」がONのときに行います。

引抜力 T : $T = (W_{w1} - W_{gr} \times \cos \theta) \times p \times a / \cos \theta (1 + a/2l_m) +$
 $(W_{w2} - W_{gr} \times \cos \theta) \times p \times l_m / 2 \cos \theta$
計算 : 風圧力 $W_{w1} = q \times (C_{pe} + 0.8K_z) \times$ 負担幅 (軒先のみ)

W_{gr} : 屋根面荷重 min (軒先の屋根用荷重 W_g 、一般の屋根用荷重 W_g2)

p : 垂木ピッチ

a : 軒の出

l_m : 軒桁から次の母屋までの水平距離

使用金物 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-軒桁接合部」の使用金物

許容短期耐力 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-軒桁接合部」の短期許容引張耐力

検定比 : $T /$ 許容短期耐力 ≤ 1.0

[垂木-母屋接合部の引き抜きに対する検定]

※初期設定-追加使用部材の「垂木接合金物の検討を行う」がONのときに行います。

引抜力 T_m : $T_m = (W_{w2} - W_{gr} \times \cos \theta) \times p \times l_{m1} / \cos \theta$ (負の値のときは「※引抜なし」と表示する)

使用金物 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-母屋接合部」の使用金物

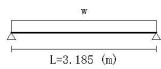
許容短期耐力 : 初期設定-追加使用部材の「垂木-母屋接合部」の短期許容引張耐力

検定比 : $T_m /$ 許容短期耐力 ≤ 1.0

説明

5-4. 母屋、棟木の設計

○母屋 小屋 X5通り Y6-Y9.5
105.0 (mm) × 105.0 (mm) 杉



A=11025 (mm²) Z=192938 (mm³) I=10129219 (mm⁴)
屋根勾配 5.00 寸(26.57 度) cos θ=0.89
Fb=22.20 (N/mm²) Fs=1.80 (N/mm²) E=6.860×10² (N/mm²)
L=3.185 (m)
Wg=390 (N/m²)
sWs=528 (N/m²)

[長期]

w=(Wg/cos θ) × 0.683=299.3 (N/m)
M=1/8 × (w × L²)=379.52 (N・m)
Q=1/2 × (w × L)=476.6 (N)
fb=1.1 × Fb/3=8.14 (N/mm²)
fs=1.1 × Fs/3=0.66 (N/mm²)
σ/fb=(M/Z)/fb=1.97/8.14=0.24 ≤ 1.0 ----- OK
τ/fs=(1.5 × Q/A)/fs=0.06/0.66=0.09 ≤ 1.0 ----- OK
δ=5/384 × (w × L⁴)/(E × I)=5.772 ≤ L/200=15.925 (mm) か>> 5.772 ≤ 20.0 (mm) ----- OK

[短期積雪時]

w=(Wg/cos θ + sWs) × 0.683=659.9 (N/m)
M=1/8 × (w × L²)=836.77 (N・m)
Q=1/2 × (w × L)=1050.9 (N)
fb=1.6 × Fb/3=11.84 (N/mm²)
fs=1.6 × Fs/3=0.96 (N/mm²)
σ/fb=(M/Z)/fb=4.34/11.84=0.37 ≤ 1.0 ----- OK
τ/fs=(1.5 × Q/A)/fs=0.14/0.96=0.15 ≤ 1.0 ----- OK
δ=5/384 × (w × L⁴)/(E × I)=12.725 ≤ L/150=21.233 (mm) か>> 12.725 ≤ 20.0 (mm) ----- OK

- 母屋、棟木について以下の検討を行います。
「計算書出力=する」となっているものを計算書として出力します。
※計算書出力の指定は構造計算条件Ⅱ—二次部材出力数指定がない場合に有効。
- 算定する1本の部材を同一階の接する小屋束の位置を支持点とします。
- 両端が小屋束で支持されている部分は一般部、妻壁から突出した片側が小屋束に支持されている部分はけらば部として計算します。
- 母屋・棟木の支持両端が屋根領域内に含まれないものは算定対象外とします。
- 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を省略します。

階、番付、材料：	検討する材の階属性と符号、材料名称
図：	固定図
断面：	材幅×材せい(mm)
断面性能など：	断面積A (mm ²)、断面係数Z (mm ³)、断面二次モーメントI (mm ⁴)、曲げ基準強度Fb (N/mm ²)、せん断基準強度Fs (N/mm ²)、ヤング率E (N/mm ²)、算定スパンL m
固定荷重(N/m ²)：	Wg= (屋根用固定荷重+積載荷重)
短期積雪荷重(N/m ²)：	sWs= (単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数)
長期積雪荷重(N/m ²)：	LWs= (単位積雪荷重×垂直積雪量×屋根形状係数×長期組合せ係数) (多雪区域のみ)

[長期、短期積雪、長期積雪(多雪区域のみ)]

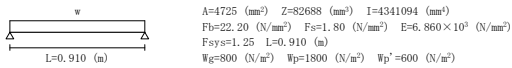
荷重W(N/m)： Wg (長期)、Wg+sWs (短期積雪)、Wg+LWs (長期積雪) × 負担幅

計算：
Q=WL/2 (N)
M=WL²/8 (N・m)
fb=許容応力度表より曲げ (N/mm²)
fs=許容応力度表よりせん断 (N/mm²)
σ=M/Z (N/mm²)
τ=1.5 × Q/A (N/mm²)
δ=5WL⁴/(384EI) (mm)

検定：
σ/fb < 1.0
τ/fs < 1.0
δ < L/母屋・棟木たわみ許容値

5-5 根太の設計

○3F X1Y1~X5Y2
45.0 (mm)×105.0 (mm)@455.0 (mm) 杉



[長期]

$w = (W_g + W_p) \times 0.455 = 1183.0$ (N/m)
 $w' = (W_g + W_p') \times 0.455 = 637.0$ (N/m)
 $M = 1/8 \times (w \times L^2) = 122.46$ (N·m)
 $Q = 1/2 \times (w \times L) = 538.3$ (N)
 $f_b = 1.1 \times F_b / 3 \times F_{sys} = 10.18$ (N/mm²)
 $f_s = 1.1 \times F_s / 3 = 0.66$ (N/mm²)
 $\sigma / f_b = (M/Z) / F_b = 1.48/10.18 = 0.15 \leq 1.0$ ----- OK
 $\tau / f_s = (1.5 \times Q/A) / F_s = 0.01/0.66 = 0.02 \leq 1.0$ ----- OK
 $\delta = 5/384 \times (w' \times L^4) / (E \times I) \times 2.0 = 0.382 \leq L/300 = 3.033$ (mm) ----- OK

説明

5-5. 根太の設計

- 根太について以下の検討を行います。
「計算書出力=する」の場合は、計算書に出力します。
※計算書出力の指定は構造計算条件Ⅱ-二次部材出力数指定がない場合に有効。
- 荷重がユーザー設定領域で屋外となっている場合には、積雪時の検討も行います。

階、番付、材料： 検討する材の階属性と符号、材料名称
図： 固定図
断面、ピッチ： 材幅×材せい(mm)
断面性能など： 断面積A (mm²)、断面係数Z (mm³)、断面二次モーメントI (mm⁴)、曲げ基準強度Fb (N/mm²)、せん断基準強度Fs (N/mm²)、ヤング率E (N/mm²)、計算数値設定の根太システム係数Fsys
Fb' = Fsys × Fb (N/mm²)
算定スパンL m
固定荷重(N/m)： Wg = (固定荷重 + 積載荷重) × 負担幅

[長期]

荷重W(N/m)： Wg (長期)
計算： $Q = WL/2$ (N)
 $M = WL^2/8$ (N·m)
 $f_b = 1.1 \times F_b' / 3$ (N/mm²)
 $f_s = 1.1 \times F_s / 3$ (N/mm²)
 $\sigma = M/Z$ (N/mm²)
 $\tau = 1.5 \times Q/A$ (N/mm²)
 $\delta = 5W' L^4 / (384EI)$ (mm)
検定： $\sigma / f_b < 1.0$
 $\tau / f_s < 1.0$
 $\delta < L/\text{根太たわみ許容値}$

5-6. 断面応力図・検定比図

- ・構造計算ダイアログの「断面応力図・検定比図を出力する」がONのときに計算書に出力します。
- ・略軸組図に、鉛直荷重時の柱・梁の応力および検定比を表示します。

梁：最大曲げモーメント、最大せん断力 およびそれらに対する検定比
 柱：柱軸力 およびそれらに対する検定比

荷重ケース

- 長期、長期積雪時（多雪区域のみ）
- 短期積雪時

※短期水平荷重時の応力図および検定比図は、「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」に添付しています。

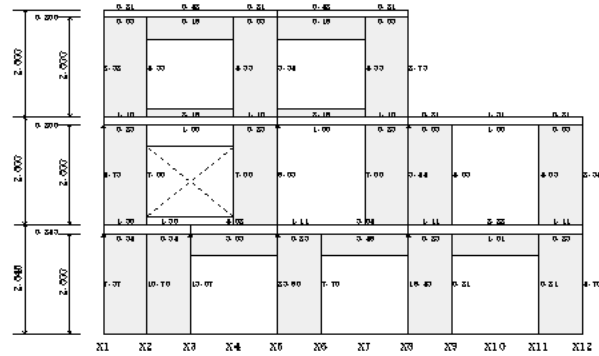
5-6 断面応力図・検定比図

鉛直荷重時 応力図
 12通り

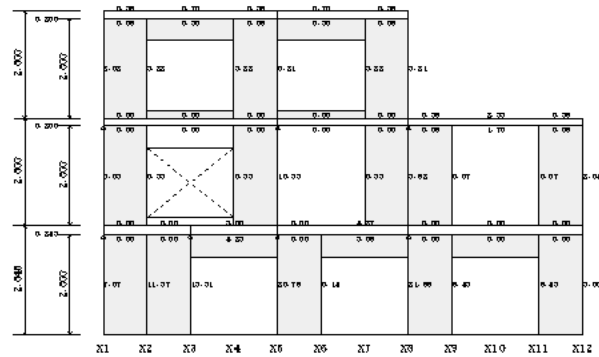
凡例

梁 上段：最大せん断力 (kN)
 下段：最大モーメント (kNm)
 柱 柱軸力 (kN)

長期



短期積雪時



6. 接合部の設計

6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (N値計算法準拠)

- 初期設定-計算条件(方針) - 「◆柱脚柱頭接合部の必要引張力計算法」にて
●N値計算法準拠 のとき、N値計算法に準拠した計算法(標準計算法)で検討します。

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

通り	柱座標	加力方向	$\Delta Q_{ail} \times Hi$	$\Delta Q_{air} \times Hi$	Bi	Ni (kN)	上階より	Nw (kN)	N (kN)
x	x	x	x. xxx	x. xxx	x. x	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx
		x	x. xxx	x. xxx	x. x	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx

通り：耐力壁のある通り

加力方向：X方向 左から(→) 右から(←)、Y方向 下から(↑) 上から(↓)

ΔQ_{ail} ：柱の左側(下側)における耐力壁の単位長さあたりの短期許容せん断耐力 (kN/m)

ΔQ_{air} ：柱の右側(上側)における耐力壁の単位長さあたりの短期許容せん断耐力 (kN/m)

Hi：階高 (m)

Bi：周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数0.5 (出隅の柱の柱脚においては0.8)

$N_i = (\Delta Q_{air} \times Hi - \Delta Q_{ail} \times Hi) \times Bi$ X方向：左から加力時、Y方向：下から加力時

$N_i = (\Delta Q_{ail} \times Hi - \Delta Q_{air} \times Hi) \times Bi$ X方向：右から加力時、Y方向：上から加力時

上階より：上階のNi

Nw：鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力 「引張耐力検討用軸力」より

T：柱接合部の引抜力(kN)

$T(kN) = N_i + \text{上階の} N_i - N_w$

6-1 柱頭柱脚の引張耐力の検定(N値計算法準拠)

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

(表中語句の説明)

通り：耐力壁のある通り

加力方向：X方向 左から(→) 右から(←)、Y方向 下から(↑) 上から(↓)

ΔQ_{ail} ：柱の左側(下側)における耐力壁の単位長さあたりの短期許容せん断耐力 (kN/m)

ΔQ_{air} ：柱の右側(上側)における耐力壁の単位長さあたりの短期許容せん断耐力 (kN/m)

Hi：階高 (m)

Bi：周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数0.5 (出隅の柱の柱脚においては0.8)

$N_i = (\Delta Q_{air} \times Hi - \Delta Q_{ail} \times Hi) \times Bi$ X方向：左から加力時、Y方向：下から加力時

$N_i = (\Delta Q_{ail} \times Hi - \Delta Q_{air} \times Hi) \times Bi$ X方向：右から加力時、Y方向：上から加力時

上階より：上階のNi

Nw：鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力(引張耐力検討用軸力)

T：柱接合部の引抜力(kN)

$T(kN) = N_i + \text{上階の} N_i - N_w$

3階 X方向		通り	柱座標	加力方向	$\Delta Q_{ail} \times Hi$	$\Delta Q_{air} \times Hi$	Bi	Ni		上階より	Nw (kN)	T(kN)		
								柱頭	柱脚			柱頭	柱脚	
Y2	X1	左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.570	5.552	10.425		
		右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.570	-10.692	-15.565		
	X2	左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557		
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687		
	X4	左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687		
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557		
	X5	左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	5.327	-13.449	-13.449		
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	5.327	2.795	2.795		
	X7	左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	4.435	3.687	3.687		
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	4.435	-12.557	-12.557		
	X8	左から	16.244	0.000	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.772	-10.894	-15.767		
		右から	16.244	0.000	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.772	5.350	10.223		
	Y6	X1	左から	0.000	5.049	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	2.451	0.074	0.074	
			右から	0.000	5.049	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	2.451	-4.976	-4.976	
		X2	左から	5.049	5.049	0.5	0.5	0.000	0.000	0.000	3.098	-3.098	-3.098	
			右から	5.049	5.049	0.5	0.5	0.000	0.000	0.000	3.098	-3.098	-3.098	
X4		左から	5.049	0.000	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	3.153	-5.678	-5.678		
		右から	5.049	0.000	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	3.153	-0.628	-0.628		
X6		左から	0.000	5.049	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	3.009	-0.484	-0.484		
		右から	0.000	5.049	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	3.009	-5.534	-5.534		
X8		左から	5.049	0.000	0.5	0.5	-2.525	-2.525	0.000	5.932	-8.457	-8.457		
		右から	5.049	0.000	0.5	0.5	2.525	2.525	0.000	5.932	-3.407	-3.407		
Y9.5		X1	左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	4.178	3.944	8.817	
			右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	4.178	-12.300	-17.173	
	X3	左から	16.244	0.000	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	5.005	-13.127	-13.127		
		右から	16.244	0.000	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	5.005	3.117	3.117		
	X4	左から	0.000	16.244	0.5	0.5	8.122	8.122	0.000	2.672	5.450	5.450		
		右から	0.000	16.244	0.5	0.5	-8.122	-8.122	0.000	2.672	-10.794	-10.794		
	X5	左から	16.244	0.000	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.053	-10.175	-15.048		
		右から	16.244	0.000	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.053	6.069	10.942		
	X6	左から	0.000	16.244	0.5	0.8	8.122	12.995	0.000	2.053	6.069	10.942		
		右から	0.000	16.244	0.5	0.8	-8.122	-12.995	0.000	2.053	-10.175	-15.048		

(2) 柱頭柱脚接合部の引張耐力の検定

(表中語句の説明)

必要引張耐力：(1)表で算定された引張力T (kN)

最大引張耐力：max{X方向引張力、Y方向引張力} (kN)

金物：柱頭、柱脚部の接合部金物

許容耐力：接合部金物の短期許容引張耐力 (kN)

検定比：最大引張耐力/許容耐力

3階

位置	柱頭 柱脚	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)	検定比
X1Y9.5	柱頭	X	3.944	3.944	T字型かど金物	5.07	0.78
		Y	3.944				
	柱脚	X	8.817				
		Y	8.817				
X3Y9.5	柱頭	X	3.117	3.117	L字型かど金物	3.38	0.92
		Y					
	柱脚	X	3.117				
		Y					
X4Y9.5	柱頭	X	5.450	5.450	山形プレート	5.88	0.93
		Y					
	柱脚	X	5.450				
		Y					
X5Y9.5	柱頭	X	6.069	6.069	羽子板ボルト、短冊金物	7.50	0.81
		Y	-0.791				
	柱脚	X	10.942				
		Y	-0.034				
X6Y9.5	柱頭	X	6.069	6.069	羽子板ボルト、短冊金物	7.50	0.81
		Y	-0.791				
	柱脚	X	10.942				
		Y	-0.034				
X8Y9.5	柱頭	X	4.765	4.765	T字型かど金物	5.07	0.94
		Y	4.765				
	柱脚	X	9.638				
		Y	9.638				
X5Y9	柱頭	X					
		Y	-2.232				
	柱脚	X					
		Y	-2.232				
X6Y9	柱頭	X					
		Y	-2.206				
	柱脚	X					
		Y	-2.206				
X1Y8.5	柱頭	X		3.915	T字型かど金物	5.07	0.77
		Y	3.915				
	柱脚	X					
		Y	3.915				
X8Y8	柱頭	X		3.031	L字型かど金物	3.38	0.90
		Y	3.031				
	柱脚	X					
		Y	3.031				

検定比：最大引張耐力/許容耐力

説明

(2) 柱頭柱脚接合部の引張耐力の検討

位置	柱脚 柱頭	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)
Xx. xYx. x	柱頭	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			
	柱脚	X	XX. XXX			
		Y	XX. XXX			

位置： 金物が入る柱の位置

方向： 金物が入る方向

必要引張耐力(kN)： (1)で求めた必要引張耐力(ない場合は空白)

最大引張耐力(kN)： 上記X方向とY方向で大きな方

金物： 金物判定用設定テーブルより選択された金物(選定計算の場合)
柱属性にセットされた金物(検定計算の場合)

許容耐力(kN)： 上記許容耐力

検定比： 最大引張耐力/許容耐力

※柱頭柱脚接合部の検討設定 (選定計算 or 検定計算)

初期設定-計算条件(方針) - ◆柱脚柱頭接合部の検討

※金物判定用設定

初期設定-計算条件(方針) - 金物判定用設定

6. 接合部の設計

6-1 柱脚柱頭の引張耐力の検討

(1) 応力中心高さ算定表

3階 X左加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
Y9.5	8.508								0.000	0.0
Y7	1.654								0.000	0.0
Y6	18.588								0.000	0.0
Y2	8.838								0.000	0.0

3階 X右加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
Y9.5	9.070								0.000	0.0
Y7	1.704								0.000	0.0
Y6	16.696								0.000	0.0
Y2	10.123								0.000	0.0

3階 Y下加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
X1	8.693								0.000	0.0
X5	18.742								0.000	0.0
X6	3.269								0.000	0.0
X8	6.876								0.000	0.0

3階 Y上加力方向

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
X1	8.693								0.000	0.0
X5	18.742								0.000	0.0
X6	3.269								0.000	0.0
X8	6.876								0.000	0.0

6-1. 柱脚柱頭の引張耐力の検討 (詳細計算法)

- ・初期設定—計算条件(方針)—「◆柱脚柱頭接合部の必要引張力計算法」にて
- 詳細計算法 のとき、「許容応力度設計(2002年版)」の詳細計算法で検討します。

(1) 壁に接する柱の必要引張耐力

(3、2、1階の順に、X方向、Y方向に分ける)

通り	Qeij (kN)	上階	通り	qij (kN)	分配比	q'ij (kN)	h (cm)	q'ij×h	ΣM (kN・cm)	Hu (cm)
X	X.XXX	X	X	X.XXX	X.XX	X.XXX	X.X	X.XXX		
									X.XXX	X.X

- 通り：鉛直構面のある通り
 Qeij(kN)：「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」で求めた Qeij
 上階：上階より力の伝達のある場合に階を表示
 通り：上階通り
 qij(kN)：上階 qij
 分配比：上記の通りが直上でなかった場合の距離による分配比
 q'ij(kN)：qij×分配比
 h(cm)：階高。
 q'ij×h(kN・cm)：q'ij×h
 ΣM(kN・cm)：上階からの q'ij×h の合計
 Hu(cm)：応力中心高さ ΣM/Qeij

(2) 梁ゾーン重量および重心算定表

3階 X方向						
梁番号	通り	位置	重量 (kN)	重量小計 (kN)	中心位置 (cm)	重心 Xw (cm)
1	Y9.5	X1	3.196			192.4
		X3	1.881	5.077	91.0	
		X3	1.881			
		X4	1.254	3.135	227.5	
		X4	1.254			
		X5	1.956	3.210	318.5	
		計		11.422		
2	Y9.5	X6	3.210			91.0
		X8	3.196	6.406	91.0	
				6.406		
3	Y7	X4	1.216		136.5	247.0
		X4	1.216			
		X5	0.662	1.878	318.5	
				3.094		
4	Y6	X1	3.029			157.2
		X2.5	1.326	4.355	68.3	
		X2.5	1.326			
		X4	0.900	2.226	204.8	
		X4	0.900			
		X5	0.841	1.741	318.5	
		計		8.322		
5	Y6	X5	0.841			152.1
		X6	1.081	1.922	45.5	
		X6	1.081			
		X8	5.782	6.863	182.0	
				8.785		
6	Y2	X1	2.619			182.2
		X2	2.201	4.820	45.5	
		X2	2.201			
		X4	2.201	4.402	182.0	
		X4	2.201			
		X5	2.642	4.843	318.5	
		計		14.065		
7	Y2	X5	2.642			160.8
		X7	2.201	4.843	91.0	
		X7	2.201			
		X8	2.872	5.073	227.5	
		計		9.916		

説明

(2) 梁ゾーン重量および重心算定表

梁番号	通り	位置	重量 (kN)	重量小計 (kN)	中心位置 (cm)	重心 Xw (cm)
X	XXX	XX	x. xxx			xxx. x
		XX	x. xxx	x. xxx	xxx. x	
		XX	x. xxx			
		XX	x. xxx	x. xxx	xxx. x	
			計	xx. xxx		

梁番号： 通し番号
 通り： 梁のある通り
 位置： 梁下の柱位置
 重量(kN)： カウンターウェイト
 重量小計(kN)： 梁を柱で分割した単位での重量小計
 中心位置(cm)： 梁を柱で分割した単位での梁の中心位置 (梁の端点基準)
 計(kN)： 梁のカウンターウェイト計
 重心(cm)： $\Sigma(\text{重量小計} \times \text{中心位置}) / \text{計}$

カウンターウェイト： 柱の軸力(引抜き検討用軸力)
 端部の柱が梁の継手位置にある軸力は 1/2 とします。

説明

(3) 梁別接合部の許容耐力の算定表

梁番号	通り	左から Hu (cm)	右から Hu (cm)	柱数	壁数	座標柱 1	座標柱 n	梁ゾーン重量 W (kN)	LWL (cm)	LWR (cm)	左から ΣQa (kN)	右から ΣQa (kN)	α	β	γ
X	x	x	x	x	x	X	x	x, xxx	x, x	x, x	x, xxx	x, xxx	x	x	x

- 梁番号 : 通し番号
- 通り : 梁のある通り
- 左(下)から Hu (cm) : (1)で求めた Hu
- 右(上)から Hu (cm) : (1)で求めた Hu
- 柱数 : 梁の下にある柱の本数
- 壁数 : 梁の下にある鉛直構面数
- 座標柱 1 : 最初の柱の位置
- 座標柱 n : 最後の柱の位置
- 梁ゾーン重量 (kN) : 梁の負担する軸力の和。(2)で求めた値。
- 重心 LWL (cm) : 梁の左端からの重心の位置。
- 重心 LWR (cm) : 梁の右端からの重心の位置。
- 左(下)から ΣQa (kN) : 梁の下にある壁の、左加力時の許容せん断耐力の和
- 右(上)から ΣQa (kN) : 梁の下にある壁の、右加力時の許容せん断耐力の和
- α (cm) : 各柱の左からの距離の合計
- β (cm) : 各柱の右からの距離の合計
- γ (cm 2) : 各柱の (左からの距離×右からの距離) の合計

(3) 梁別接合部の許容耐力の算定表

3階 X方向

梁番号	通り	左から Hu (cm)	右から Hu (cm)	柱数	壁数	座標柱 1	座標柱 n	梁ゾーン重量 (kN)	LWL (cm)	LWR (cm)	左から ΣQa (kN)	右から ΣQa (kN)	α	β	γ
1	Y9.5	0.0	0.0	4	3	X1	X5	11.422	192.4	171.6	6.743	6.743	819	637	57967
2	Y9.5	0.0	0.0	2	1	X6	X8	6.406	91.0	91.0	3.744	3.744	182	182	0
3	Y7	0.0	0.0	2	1	X4	X5	3.094	247.0	117.0	1.960	1.960	637	91	24843
4	Y6	0.0	0.0	4	3	X1	X5	8.322	157.2	206.8	8.546	9.565	774	683	55897
5	Y6	0.0	0.0	3	2	X5	X8	8.785	152.1	120.9	13.152	9.585	364	455	16562
6	Y2	0.0	0.0	4	3	X1	X5	14.065	182.2	181.8	7.135	8.919	728	728	49686
7	Y2	0.0	0.0	3	2	X5	X8	9.916	160.8	112.2	2.588	2.588	455	364	16562

3階 Y方向

梁番号	通り	下から Hu (cm)	上から Hu (cm)	柱数	壁数	座標柱 1	座標柱 n	梁ゾーン重量 (kN)	LWL (cm)	LWR (cm)	下から ΣQa (kN)	上から ΣQa (kN)	α	β	γ
1	X1	0.0	0.0	4	3	Y2	Y6	13.790	171.1	192.9	6.018	6.018	728	728	49686
2	X1	0.0	0.0	5	4	Y6	Y9.5	14.455	182.9	135.6	5.077	5.077	865	728	45546
3	X5	0.0	0.0	3	2	Y2	Y6	12.695	156.2	207.8	22.109	22.109	546	546	33124
4	X5	0.0	0.0	2	1	Y7	Y9	3.378	91.0	91.0	3.920	3.920	182	182	0
5	X5	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	4.011	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0
6	X6	0.0	0.0	2	1	Y7	Y9	3.137	91.0	91.0	3.920	3.920	182	182	0
7	X6	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	5.052	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0
8	X8	0.0	0.0	4	3	Y2	Y6	13.063	174.7	189.3	5.861	5.861	728	728	49686
9	X8	0.0	0.0	3	2	Y6	Y9	8.401	144.8	128.2	4.136	4.136	455	364	16562
10	X8	0.0	0.0	2	1	Y9	Y9.5	4.304	22.8	22.7	0.941	0.941	46	46	0

(4) 柱脚柱頭の必要引張耐力の算定表

3階 X方向		柱座標	L _i (cm)	L _a (cm)	左から加力		右から加力		必要引張耐力	
梁番号	通り				T _d (kN)	T _u (kN)	T _d (kN)	T _u (kN)	T _d (kN)	T _u (kN)
1	Y9.5	X1	0.0	364.0	2.234	-3.464	-6.925	-1.227	2.234	-1.227
		X3	182.0	182.0	-3.756	-1.458	-1.532	-3.830	-1.532	-1.458
		X4	273.0	91.0	-2.438	-4.767	-3.148	-0.819	-2.438	-0.819
		X5	364.0	0.0	-7.462	-1.733	1.578	-4.151	1.578	-1.733
2	Y9.5	X6	0.0	182.0	2.495	-3.203	-8.901	-3.203	2.495	-3.203
		X8	182.0	0.0	-8.901	-3.203	2.495	-3.203	2.495	-3.203
3	Y7	X4	273.0	91.0	1.988	-3.978	-23.870	-17.904	1.988	-3.978
		X5	364.0	0.0	-5.082	0.884	-25.639	-31.605	-5.082	0.884
4	Y6	X1	0.0	364.0	5.533	-5.206	-11.698	1.109	5.533	1.109
		X2.5	136.5	227.5	-3.805	0.968	0.699	-6.142	0.699	0.968
		X4	273.0	91.0	-5.505	-0.495	2.357	-2.653	2.357	-0.495
		X5	364.0	0.0	-4.532	-3.576	2.045	1.089	-0.415	-0.415
5	Y6	X5	0.0	273.0	4.117	3.161	-8.601	-7.645	-0.415	-0.415
		X6	91.0	182.0	8.005	-10.578	-11.584	1.570	8.005	1.570
		X8	273.0	0.0	-20.908	-1.369	8.283	-5.827	8.283	-1.369
6	Y2	X1	0.0	364.0	1.526	-4.203	-9.089	-3.360	1.526	-3.360
		X2	91.0	273.0	-4.754	-0.100	-2.544	-7.198	-2.544	-0.100
		X4	273.0	91.0	1.778	-10.988	-11.260	6.937	1.778	6.937
7	Y2	X5	364.0	0.0	-12.615	1.226	8.828	-10.443	5.089	-0.855
		X5	0.0	273.0	-1.006	-2.081	-3.739	-2.664	5.089	-0.855
		X7	182.0	91.0	-1.331	-5.985	-5.684	-1.030	-1.331	-1.030
		X8	273.0	0.0	-7.579	-1.850	-0.570	-6.299	-0.570	-1.850

説明

(4) 柱脚柱頭の必要引張耐力の算定表

梁番号	通り	座標	L _i (cm)	L _r (cm)	左から加力		右から加力		必要引張耐力	
					T _d (kN)	T _u (kN)	T _d (kN)	T _u (kN)	T _d (kN)	T _u (kN)
x	x	x	x.x	x.x	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx

梁番号：

梁番号

通り：

梁のある通り

座標：

柱のある位置（通り）

L_i(cm)：

梁に対する左からの距離

L_r(cm)：

梁に対する右からの距離

左から加力 T_d(kN)：

下記公式①より算出した柱脚の必要引張耐力

左から加力 T_u(kN)：

下記公式②より算出した柱頭の必要引張耐力

右から加力 T_d(kN)：

下記公式①より算出した柱脚の必要引張耐力

右から加力 T_u(kN)：

下記公式②より算出した柱頭の必要引張耐力

必要引張耐力 T_d(kN)：左から加力時の T_d, T_u および右から加力時の T_d, T_u と筋かいの方向より判断した柱脚の必要引張耐力（下記参照）必要引張耐力 T_u(kN)：左から加力時の T_d, T_u および右から加力時の T_d, T_u と筋かいの方向より判断した柱頭の必要引張耐力（下記参照）

公式①

$$T_{di} = (Q_{ai-1} \times H) / (2L_{i-1}) - (Q_{ai} \times H) / (2L_i) - [W \times \{ L_{w1} \times \beta - \gamma - L_{ir}(\beta - n \times L_{wr}) \} + \Sigma Q_a(H/2 + \Sigma H) \times (\beta - n \times L_{ir})] / (\alpha \times \beta - n \times \gamma)$$

公式②

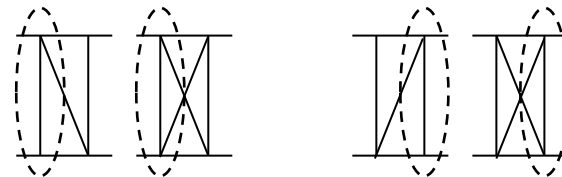
$$T_{ui} = T_{di} - (Q_{ai-1} \times H) / (L_{i-1}) - (Q_{ai} \times H) / (L_i)$$

必要引張耐力の判断

必要引張耐力は、左加力時と右加力時の大きい方を採用する。ただし、圧縮筋かいの上端に接する柱（以下のような場合）には、柱脚柱頭とも T_d と T_u の大きい方を採用する。

・左から加力時の

・右から加力時の



(5) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

□階

位置	柱頭 柱脚	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)	検定比
X1Y9.5	柱頭	X	-1.217	-1.217	L字型かど金物	3.38	0.68
		Y	-1.552				
	柱脚	X	2.295				
X3Y9.5	柱頭	Y	0.354	2.295			
		X	-1.451	-1.451			
X4Y9.5	柱頭	Y	-1.451	-1.451			
		X	-1.526		-1.526		
	柱脚	Y	-0.815	-0.815			
X5Y9.5	柱頭	X	-0.815	-0.815			
		Y	-2.460		-2.460		
	柱脚	X	-2.460	-2.460			
X5Y9.5	柱頭	Y	-2.460	-2.460			
		X	-1.739		-1.739		
	柱脚	X	1.624	3.722	I字型かど金物	5.07	0.73
X6Y9.5	柱頭	Y	3.722	3.722			
		X	-3.203	-3.203			
	柱脚	Y	-2.473	-2.473			
X8Y9.5	柱頭	X	2.560	2.560			
		Y	3.217		3.217	L字型かど金物	3.38
	柱脚	X	-3.203	-3.203			
X1Y9	柱頭	Y	-2.102	-2.102			
		X	2.560	2.560			
	柱脚	Y	3.580	3.580	I字型かど金物	5.07	0.71
X5Y9	柱頭	X	-2.621	-2.621			
		Y	-2.621	-2.621			
	柱脚	X	-3.637	-3.637			
X6Y9	柱頭	Y	-3.360	-3.360			
		X	-4.678	-4.678			
	柱脚	X	-4.678	-4.678			
X8Y9	柱頭	Y	-4.401	-4.401			
		X	-3.720	-3.720			
	柱脚	X	-3.720	-3.720			
X8Y9	柱頭	Y	-3.723	-3.723			
		X	-3.723	-3.723			
	柱脚	Y	-3.723	-3.723			

検定比：最大引張耐力/許容耐力

説明

(5) 柱脚柱頭接合部の引張耐力の検討

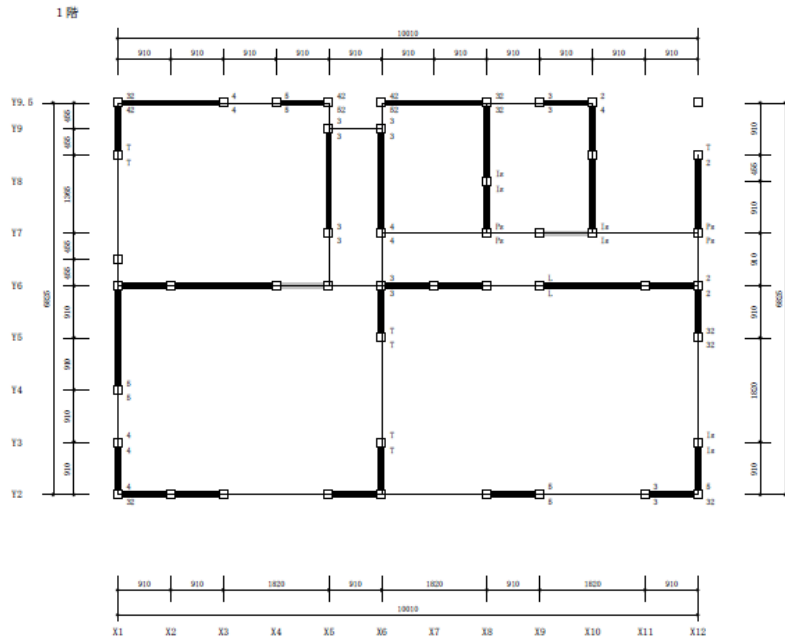
位置	柱脚 柱頭	方向	必要引張 耐力(kN)	最大引張 耐力(kN)	金物	許容耐力 (kN)
Xx. xYx. x	柱頭	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			
	柱脚	X	XX. XXX	XX. XXX	XXXXXXXX	XX. XX
		Y	XX. XXX			

- 位置： 金物が入る柱の位置
 方向： 金物が入る方向
 必要引張耐力(kN)： (4)で求めた必要引張耐力（ない場合は空白）
 最大引張耐力(kN)： 上記X方向とY方向で大きな方
 金物： 金物判定用設定テーブルより選択された金物（選定計算）
 柱属性にセットされた金物（検定計算）
 許容耐力(kN)： 上記許容耐力
 検定比： 最大引張力耐力/許容耐力

※選定計算、検定計算
 初期設定－計算条件（方針）－◆柱脚柱頭接合部の検討

※金物判定用設定
 初期設定－計算条件（方針）－金物判定用設定
 選定計算のときに参照

6-2 金物配置伏図



凡例:

□	管柱
A	A: 柱頭金物
B	B: 柱脚金物
—	耐力壁
—	準耐力壁

金物記号の凡例:

L	L字型かど金物
T	T字型かど金物
V	山形プレート
Is	羽子板ボルト、短冊金物
Pa	羽子板ボルト+スクリーナ
2	HDB-10
3	HDB-15
4	HDB-20
5	HDB-25
32	2-HDB-15
42	2-HDB-20
52	2-HDB-25
99	50kNを超えています

説明

6-2. 金物配置伏図

・図（上階から3、2、1階の平面図）

横架材および柱の配置図

金物の記号表記 柱の右上: 柱頭金物、右下: 柱脚金物

金物記号: 前項「柱頭柱脚接合部の引張耐力の検討」より

6-3 横架材接合部の引張耐力の検定

(1) 地震時のせん断力に対する引張力

(表中語句の説明)

- 通りまたは区間 : 通り
区間、各通り側端部 (X方向: 上端と下端、Y方向: 左端と右端)
- せん断力 (kN) : 水平構面のせん断力
- 位置 (m) : 通り位置座標
- モーメント (kN・m) : 通り位置の水平構面モーメント
・前の通りのモーメント+前の区間の上下せん断力の和×区間距離×1/2
- 全長 (m) : 区間全長
- 補正係数 : ねじりモーメント補正用係数・ねじりモーメント÷全長
ねじりモーメント 最後の通りのモーメント
- 補正後モーメント (kN・m) : ねじりモーメント補正後の水平構面のモーメント
補正用モーメントは直線分布とする ・補正モーメント=補正係数×位置
・補正後モーメント=モーメント-補正モーメント
- スパン (m) : 区間距離
- 奥行き (m) : 水平構面長
- 接合部引張力T (kN) : 区間接合部引張力 ・補正後モーメント÷奥行き

3階 X左加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	11.068				3.185	6.370	1.850
下端	1.227						
Y6		3.185	19.580	11.786			
上端	4.487				3.640	6.370	1.850
下端	-6.070						
Y2		6.825	16.699	0.000			
全長	補正係数	6.825	2.447				

3階 X右加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	11.068				3.185	6.370	1.850
下端	1.227						
Y6		3.185	19.580	11.786			
上端	4.487				3.640	6.370	1.850
下端	-6.070						
Y2		6.825	16.699	0.000			
全長	補正係数	6.825	2.447				

説明

6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討

- ・初期設定-計算条件 (方針) -◆水平力による水平構面の検定が
- 許容せん断耐力の検討を行う (連続梁モデル) のとき、以下の検定を行います。

(1) 地震時のせん断力に対する引張力

・表 (各階、X左加力方向、X右加力方向、Y下加力方向、Y上加力方向)

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメン ト kN・m	補正後モ ーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力 kN
X, X		X, XXX	X, XXX	X, XXX			
上端	X, XXX				X, XXX	X, XXX	X, XXX
下端	X, XXX						
X, X		X, XXX	X, XXX	X, XXX			
全長	補正係数	X, XXX	X, XXX				

せん断力 (kN) : 「水平構面の地震時のせん断力の検定」で求めた地震時せん断力
位置 (m) : 通り位置

モーメント (kN・m) : 通り位置のモーメント

前の通りのモーメント+前の区間の上下せん断力の和×区間距離×1/2

補正係数 : ねじりモーメント補正用係数 ねじりモーメント÷全長

ねじりモーメント 最後の通りのモーメント

補正後モーメント (kN・m) : 補正後のモーメント

補正用モーメントは直線分布とする

補正モーメント=補正係数×位置

補正後モーメント=モーメント-補正モーメント

スパン (m) : 区間距離

奥行き (m) : 水平構面長

接合部引張力 T (kN) : 区間接合部引張力 補正後モーメント÷奥行き

説明

(2) 風圧時のせん断力に対する引張力

(表中語句の説明)

通りまたは区間 : 通り
 区間、各通り側端部 (X方向: 上端と下端、Y方向: 左端と右端)

せん断力 (kN) : 水平構面のせん断力

位置 (m) : 通り位置座標

モーメント (kN・m) : 通り位置の水平構面モーメント
 ・前の通りのモーメント+前の区間の上下せん断力の和×区間距離×1/2

全長 (m) : 区間全長

補正係数 : ねじりモーメント補正用係数・ねじりモーメント÷全長
 ねじりモーメント 最後の通りのモーメント

補正後モーメント (kN・m) : ねじりモーメント補正後の水平構面のモーメント
 補正用モーメントは直線分布とする ・補正モーメント=補正係数×位置
 ・補正後モーメント=モーメント-補正モーメント

スパン (m) : 区間距離

奥行き (m) : 水平構面長

接合部引張力T(kN) : 区間接合部引張力 + 補正後モーメント÷奥行き

3階 X左加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	10.704				3.185	6.370	1.819
下端	1.388						
Y6		3.185	19.257	11.588			
上端	4.783				3.640	6.370	1.819
下端	-6.334						
Y2		6.825	16.434	0.000			
全長	補正係数	6.825	2.408				

3階 X右加力方向

通り または 区間	せん断力 kN	位置 m	モーメント kN・m	補正後 モーメント kN・m	スパン m	奥行き m	接合部 引張力T kN
Y9.5		0.000	0.000	0.000			
上端	10.704				3.185	6.370	1.819
下端	1.388						
Y6		3.185	19.257	11.588			
上端	4.783				3.640	6.370	1.819
下端	-6.334						
Y2		6.825	16.434	0.000			
全長	補正係数	6.825	2.408				

(2) 風圧時のせん断力に対する引張力

せん断力 (kN) : 「水平構面の風圧時のせん断力の検定」で求めた風圧時せん断力

位置 (m) : 通り位置

モーメント (kN・m) : 通り位置のモーメント

前の通りのモーメント+前の区間の上下せん断力の和×区間距離×1/2

補正係数 : ねじりモーメント補正用係数 ねじりモーメント÷全長

ねじりモーメント 最後の通りのモーメント

補正後モーメント (kN・m) : 補正後のモーメント

補正用モーメントは直線分布とする

補正モーメント=補正係数×位置

補正後モーメント=モーメント-補正モーメント

スパン (m) : 区間距離

奥行き (m) : 水平構面長

接合部引張力 T (kN) : 区間接合部引張力 補正後モーメント÷奥行き

(3) 横架材接合部引張耐力の検定

(表中語句の説明)

階 : 算定階

区間 : 耐力壁区間

スパン1 (m) : 区間のスパン

奥行き h (m) : 区間の奥行き (最小値)

Te (kN) : 地震時の水平構面外周部の引張力 [前項(1)より]

Tw (kN) : 風圧時の水平構面外周部の引張力 [前項(2)より]

接合部仕様例 : 接合部仕様例記号

Ta (kN) : 許容引張耐力

検定比T/Ta : $T = \max(T_E, T_W)$ 検定比 $T/T_a \leq 1.0$ を確認する

X方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	Te (kN)	Tw (kN)	接合部 仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
小屋階	Y9.5-Y6	3.185	6.370	1.85	1.82	A	7.50	0.25
	Y6-Y2	3.640	6.370	1.85	1.82	A	7.50	0.25
3階	Y9.5-Y7	2.275	3.640	0.71	0.15	A	7.50	0.09
	Y7-Y6	0.910	10.010	0.30	0.48	A	7.50	0.06
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.30	0.48	A	7.50	0.06
2階	Y9.5-Y7	2.275	7.280	1.50	1.52	A	7.50	0.20
	Y7-Y6	0.910	10.010	1.10	1.10	A	7.50	0.15
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.18	0.29	A	7.50	0.04

A : 羽子板ボルト又は短冊金物 (7.5kN以下)

Y方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	Te (kN)	Tw (kN)	接合部 仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
小屋階	X1-X5	3.640	6.825	0.84	1.06	A	7.50	0.14
	X5-X6	0.910	6.825	0.84	1.06	A	7.50	0.14
	X6-X8	1.820	6.825	0.77	0.91	A	7.50	0.12
3階	X1-X5	3.640	6.825	3.74	2.83	A	7.50	0.50
	X5-X6	0.910	6.370	4.55	3.50	A	7.50	0.61
	X6-X8	1.820	4.550	7.44	5.83	A	7.50	0.99
	X8-X12	3.640	4.550	7.44	5.83	A	7.50	0.99
2階	X1-X5	3.640	6.825	0.39	0.28	A	7.50	0.05
	X5-X6	0.910	6.370	1.65	0.65	A	7.50	0.22
	X6-X8	1.820	4.550	2.98	1.32	A	7.50	0.40
	X8-X10	1.820	6.825	2.03	0.99	A	7.50	0.27
	X10-X12	1.820	6.825	2.03	0.99	A	7.50	0.27

A : 羽子板ボルト又は短冊金物 (7.5kN以下)

説明

(3) 横架材接合部引張耐力の検定

表 (X方向、Y方向別)

階	区間	スパン1 (m)	奥行き h (m)	TE (kN)	Tw (kN)	接合部 仕様例	Te (kN)	検定比 T/ Ta
n 階	x. x-x. x	x. xxx	x. xxx	x. xx	x. xx		x. xx	x. xx

階 : 算定階

区間 : 耐力壁区間および耐力壁区間外部

スパン1 (m) : 区間のスパン

奥行き h (m) : 区間の奥行き (最小値)

TE (kN) : 地震時の引張力

Tw (kN) : 風圧時の引張力

接合部仕様例 : 初期設定 - 計算条件 (方針) の「金物判定用設定」にある「横架材接合部の設定」から選択された仕様

max(TE, Tw)の値より大きい許容耐力の仕様が設定されます。

Ta (kN) : 接合部仕様例の許容引張耐力

検定比 : $T = \max(T_E, T_W)$ 、検定比 $= T/T_a$

6-3 横架材接合部の引張耐力の検定

(表中語句の説明)

階 : 算定階
 区間 : 耐力壁区間
 スパン1 (m) : 区間のスパン
 奥行き h (m) : 区間の奥行き (最小値)
 Te (kN) : 地震時の引張力
 $W_e = 0.48h$
 $T_e = M/h = W_e \cdot l^2/8h = 0.06 l^2$
 Tw (kN) : 風圧時の引張力
 $W_w = 3.4$
 $T_w = M/h = W_w \cdot l^2/8h = 0.425 l^2/h$

接合部仕様例 : 接合部仕様例記号

Ta (kN) : 許容引張耐力

検定比T/Ta : $T = \max(T_e, T_w)$ 検定比 $T/T_a \leq 1.0$ を確認する

X方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	Te (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
小屋階	Y9.5-Y6	3.185	6.370	0.61	0.68	A	7.50	0.09
	Y6-Y2	3.640	6.370	0.80	0.89	A	7.50	0.12
3階	Y9.5-Y7	2.275	3.640	0.31	0.61	A	7.50	0.08
	Y7-Y2	4.550	10.010	1.25	0.88	A	7.50	0.17
2階	Y9.5-Y6	3.185	7.280	0.61	0.60	A	7.50	0.08
	Y6-Y2	3.640	10.010	0.80	0.57	A	7.50	0.11

A : 羽子板ボルト又は短冊金物(7.5kN以下)

Y方向

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	Te (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
小屋階	X1-X5	3.640	6.825	0.80	0.83	A	7.50	0.11
	X5-X8	2.730	6.825	0.45	0.47	A	7.50	0.06
3階	X1-X5	3.640	6.825	0.80	0.83	A	7.50	0.11
	X5-X6	0.910	6.370	0.05	0.06	A	7.50	0.01
	X6-X8	1.820	4.550	0.20	0.31	A	7.50	0.04
	X8-X12	3.640	4.550	0.80	1.24	A	7.50	0.17
2階	X1-X5	3.640	6.825	0.80	0.83	A	7.50	0.11
	X5-X6	0.910	6.370	0.05	0.06	A	7.50	0.01
	X6-X8	1.820	4.550	0.20	0.31	A	7.50	0.04
	X8-X10	1.820	6.825	0.20	0.21	A	7.50	0.03
	X10-X12	1.820	6.825	0.20	0.21	A	7.50	0.03

A : 羽子板ボルト又は短冊金物(7.5kN以下)

説明

6-3. 横架材接合部の引張耐力の検討 (単純梁モデル)

- 初期設定-計算条件(方針) - ◆水平力による水平構面の検定が
 ●簡易チェックを行う(単純梁モデル) のとき、以下の検定を行います。
- 方向別に、各階の耐力壁区間および耐力壁区間外部についてそれぞれ求めます。

算出式 $T = M/h = w \cdot l^2/8h$

地震時 $W_e = 0.48h$ 「水平構面の地震力、風圧力に対する検討」より

$T_e = 0.06 l^2$ (kN)

風圧時 $W_w = 3.4$ 「水平構面の地震力、風圧力に対する検討」より

$T_w = 0.425 l^2/h$ (kN)

- 表 (X方向、Y方向別)

階	区間	スパン1 (m)	奥行きh (m)	Te (kN)	Tw (kN)	接合部仕様例	Ta (kN)	検定比 T/Ta
n階	X. X-X. X	X. XXX	X. XXX	X. XX	X. XX		X. XX	X. XX

階 : 算定階
 区間 : 耐力壁区間および耐力壁区間外部
 スパン1 (m) : 区間のスパン
 奥行き h (m) : 区間の奥行き (最小値)
 Te (kN) : 地震時の引張力
 Tw (kN) : 風圧時の引張力
 接合部仕様例 : 初期設定-計算条件(方針)の「金物判定用設定」にある「横架材接合部の設定」から選択された仕様
 $\max(T_e, T_w)$ の値より大きい許容耐力の仕様が設定されます。
 Ta (kN) : 接合部仕様例の許容引張耐力
 検定比 : $T = \max(T_e, T_w)$ 、検定比 T/Ta

6-4 梁受け金物の複合応力の検定
(せん断力と引張力の伝達が独立でない外周部横架材端部接合部)

小皿階 判定 $(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$ にて検定

通り	位置	使用金物	短期許容耐力		せん断力 Q(kN)	引張力 T(kN)	①(Q/Qa)	②(T/Ta)	①+②	判定
			Qa(kN)	Ta(kN)						
X0	Y0	*EH-135	10.72	12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
	Y4	*EH-135	10.72	12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X0	Y4	*EH-135	10.72	12.10	1.27	1.74	0.12	0.14	0.26	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X8	Y0	*EH-135	10.72	12.10	1.89	1.74	0.14	0.14	0.28	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
X8	Y8	*EH-135	10.72	12.10	0.32	1.74	0.03	0.14	0.17	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	0.92	1.74	0.09	0.14	0.23	OK
Y0	X0	*EH-135	10.72	12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X4	*EH-135	10.72	12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
Y0	X4	*EH-135	10.72	12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X8	*EH-135	10.72	12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
Y8	X0	*EH-135	10.72	12.10	0.80	0.49	0.07	0.04	0.11	OK
	X4	*EH-135	10.72	12.10	0.45	0.49	0.04	0.04	0.08	OK
Y8	X4	*EH-135	10.72	12.10	0.32	0.49	0.03	0.04	0.07	OK
	X8	*EH-135	10.72	12.10	0.64	0.49	0.06	0.04	0.10	OK

*は入力者設定金物です。

2階 判定 $(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$ にて検定

通り	位置	使用金物	短期許容耐力		せん断力 Q(kN)	引張力 T(kN)	①(Q/Qa)	②(T/Ta)	①+②	判定
			Qa(kN)	Ta(kN)						
X0	Y0	*EH-135	10.72	12.10	3.81	1.76	0.36	0.15	0.51	OK
	Y4	*EH-135	10.72	12.10	3.81	1.76	0.36	0.15	0.51	OK
X0	Y4	*EH-135	10.72	12.10	2.15	2.06	0.20	0.17	0.37	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	1.22	2.42	0.11	0.20	0.31	OK
X8	Y-	*EH-135	15.63	13.80	3.88	2.06	0.28	0.16	0.40	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	1.22	2.06	0.11	0.17	0.28	OK
X8	Y8	*EH-135	10.72	12.10	1.22	2.42	0.11	0.20	0.31	OK
	Y8	*EH-135	10.72	12.10	1.45	1.83	0.14	0.13	0.27	OK
Y0	X4	*EH-135	10.72	12.10	1.45	0.89	0.14	0.07	0.21	OK
	X8	*EH-135	10.72	12.10	1.92	0.92	0.18	0.08	0.26	OK
Y0	X4	*EH-135	10.72	12.10	1.92	0.92	0.18	0.08	0.26	OK
	X8	*EH-135	10.72	12.10	1.92	0.92	0.18	0.08	0.26	OK
Y8	X2.5	*EH-135	15.63	13.80	2.22	0.89	0.14	0.07	0.21	OK
	X8	*EH-135	15.63	13.80	1.45	0.92	0.09	0.07	0.16	OK

*は入力者設定金物です。

説明

6-4. 梁受け金物の複合応力の検定

- 初期設定-計算条件(方針)-◆横架材接合部の検定で「梁受け金物の場合に複合応力を検討する」がオンするとき、以下の検定を行います。
- 外周部横架材端部接合部について求めます。

検定式

$$(Q/Qa)^n + (T/Ta)^n \leq 1$$

Qa: 横架材接合部の短期許容せん断耐力 (kN)

Q: 鉛直荷重による横架材接合部の負担せん断耐力 (kN)

Ta: 横架材接合部の短期許容引張耐力 (kN)

T: 横架材接合部の引張力 (kN)

n: 接合形式によって決まる階乗の指数。

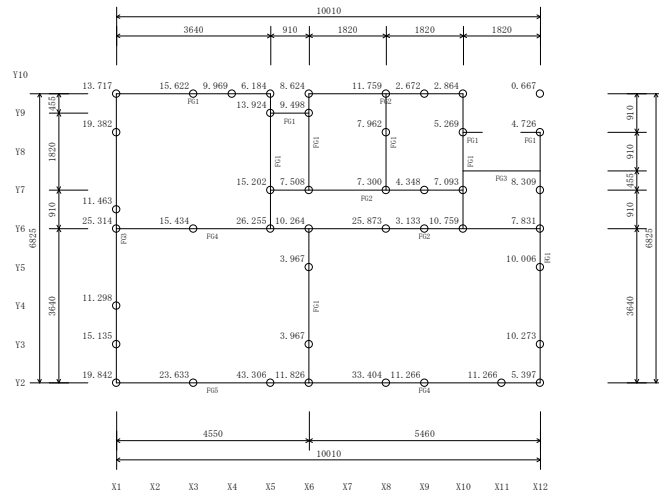
n = 1 にて検定する。

表 (階別)

通り	位置	使用金物	短期許容耐力		せん断力 Q(kN)	引張力 T(kN)	① (Q/Qa)	② (T/Ta)	①+②	判定
			Qa(kN)	Ta(kN)						
			x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	
			x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	x.xx	

- 通り: 外周部通り
- 位置: 梁端部位置
- 使用金物: 梁端部-仕口金物で設定した金物
- 短期許容耐力: 上記金物の金物マスタで登録済の許容耐力
- ①Q/Qa: せん断力に対する検定比
- ②T/Ta: 引張力に対する検定比
- ①+②: 複合応力の検定比
- 判定: 複合応力の検定比が1以下の場合 OK

7. 基礎の設計



地耐力 : $f_e = 50.0$ (kN/m²)
 根入深さ : $D_f = 0.30$ (m)
 有効地耐力 : $f_e' = 50.0 - 20.0 \times 0.30 = 44.0$ (kN/m²)

凡例:

○	柱軸力 (kN)
—	布基礎T型

7. 基礎の設計

・基礎略伏図および軸力（布基礎）

地耐力 f_e (kN/m²) : 初期設定「地盤」を参照します。
 根入深さ D_f (m) : 初期設定「根入深さ」を参照します。
 有効地耐力 f_e' (kN/m²) : $f_e - 20.0 \times D_f$

[図中表記]

基礎線種 : T型基礎 実線
 L型基礎 点線
 BOX型基礎 一点鎖線

柱の位置 : ○印
 軸力 (kN) : 柱の長期軸力
 一般地域 = 長期常時軸力
 多雪区域 = 長期積雪時軸力

基礎梁記号 : 形状の異なる基礎に自動連番 F G n

・基礎略伏図および軸力（べた基礎）

地耐力 f_e (kN/m²) : 初期設定「地盤」参照
 底盤厚さ d (m) : 初期設定「べた基礎底盤厚」
 有効地耐力 f_e' (kN/m²) : $f_e - 24.0 \times d$

[図中表記]

基礎線種 : 地中梁 実線
 柱の位置 : ○印
 軸力 : 柱の長期軸力 (kN)
 基礎梁記号 : 形状の異なる地中梁に自動連番 F G n
 べた基礎記号 : 形状の異なるべた基礎に自動連番 F S n
 床領域外部の片持ちべた基礎には F C S n

7-1 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

(表中語句の説明)

No : 計算通し番号 (ベース筋の検定に共通)

軸力 (kN) : 布基礎が負担する柱軸力の合計 (上部建築物の長期荷重)
 端部で複数の布基礎にかかる個所の軸力は1/2負担とする。

基礎梁長さ (m) : 布基礎の長さ

等分布荷重 (kN/m) : 1 mあたりの上部荷重 軸力/基礎梁長さ

W1, W2 (kN/m²) : 基礎梁左側および右側の1階床荷重

幅 (m) : 基礎梁左側および右側の1階床荷重の負担幅

w1, w2 (kN/m) : 1 mあたりの1階床荷重 W1×幅、W2×幅

立上り幅 (m) : 布基礎立上り幅

立上り高 (m) : 布基礎立上り高 (GLより上)

荷重 (kN/m) : 1 mあたりの布基礎立上り部分の自重 (GLより上)

立上り幅×立上り高×コンクリート単位荷重(24kN/m³)

荷重合計 (kN/m) : 1 mあたりの布基礎が負担する荷重

等分布荷重+w1+w2+基礎立上り荷重

フーチング幅B (m) : 布基礎フーチング幅

接地圧 σ_e (kN/m²) : 当該布基礎の接地圧 荷重合計/B

σ_e/f_e' : 検定比 接地圧/有効地耐力

判定<1.0 : 検定比の判定

No	位置	軸力	W1	W2	立上り幅	荷重合計	フーチング	接地圧	σ_e/f_e'	判定
		(kN)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(m)		幅B	(kN/m ²)		
		基礎梁長さ	幅	幅	立上り高		(m)	(m)		
1	Y9.5通り X1-X5	36.704	0.000	1.740	0.150	11.956	0.600	19.927	0.486	OK
		3.640	0.000	0.455	0.300					
		10.084	0.000	0.792	1.080					
2	Y9.5通り X6-X8	11.116	0.000	0.000	0.150	7.188	0.600	11.980	0.292	OK
		1.820	0.000	0.000	0.300					
		6.108	0.000	0.000	1.080					
3	Y9.5通り X8-X10	10.643	0.000	1.740	0.150	7.720	0.600	12.867	0.314	OK
		1.820	0.000	0.455	0.300					
		5.848	0.000	0.792	1.080					
4	Y9.5通り X5-X6	13.123	0.000	1.740	0.150	16.293	0.600	27.155	0.662	OK
		0.910	0.000	0.455	0.300					
		14.421	0.000	0.792	1.080					
5	Y8.5通り X10-X12	5.059	0.000	0.000	0.150	3.860	0.600	6.433	0.157	OK
		1.820	0.000	0.000	0.300					
		2.780	0.000	0.000	1.080					
6	Y7.5通り X6-X8	8.189	0.000	1.740	0.150	6.371	0.600	10.618	0.259	OK
		1.820	0.000	0.455	0.300					
		4.499	0.000	0.792	1.080					
7	Y7.5通り X8-X10	12.663	1.740	1.740	0.150	9.622	0.600	16.037	0.391	OK
		1.820	0.455	0.455	0.300					
		6.958	0.792	0.792	1.080					

説明

7-1. 接地圧に対するフーチングの幅と配筋の検定 (布基礎時)

布基礎の検定を行います。

一続きの基礎の設定が全て「計算書出力=しない」の場合、計算書出力しません。

(1) 接地圧の検定

算定対象はT, L, B o x 形。

算定スパンの結合条件

①基礎形状、基礎立上り部、フーチング幅Bが同じもの

②フーチング厚d、ベース筋種類、ベース筋ピッチが同じもの

No	位置	軸力 (kN) 基礎梁 長さ (m) 等分布 荷重 (kN/m)	W1 (kN/m ²) 幅 (m) w1 (kN/m)	W2 (kN/m ²) 幅 (m) w2 (kN/m)	立上り 幅 (m) 立上り 高 (m) 荷重 (kN/m)	荷重合計 (kN/m ²)	フーチング 幅B (m)	接地圧 σ_e (kN/m ²)	σ_e/f_e'	判定 <1.0
X	XX-XX	X, XXX	X, XXX	X, XXX	X, XXX					XX
		X, XXX	X, XXX	X, XXX	X, XXX					
		X, XXX	X, XXX	X, XXX	X, XXX	XX, XXX	X, XXX	X, XXX	X, XXX	

No :

検討基礎梁の通し番号

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

基礎梁長さ (m) :

基礎梁の芯~芯長さ

等分布荷重 (kN/m) :

軸力/基礎梁長さ

W1, W2 (kN/m²) :

基礎梁左側および右側にある床荷重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) :

床荷重の負担幅

初期設定一構造計算条件 I - 布基礎 1 階床負担

床束有りがオンの場合、基本ピッチの 1/2 を負担幅とします。

床束有りがオフの場合、相手側基礎梁までの距離の 1/2 (根太方向考慮)

w1, w2 (kN/m) :

W1×幅、W2×幅

立上り幅 (m) :

T, L 形は b。Box 形は B。

立上り高 (m) :

T, L 形は D-df。Box 形は d>df の場合 d-df、d≤df の場合 0。

※基本ピッチ 初期設定グリッドの基本ピッチを参照します。

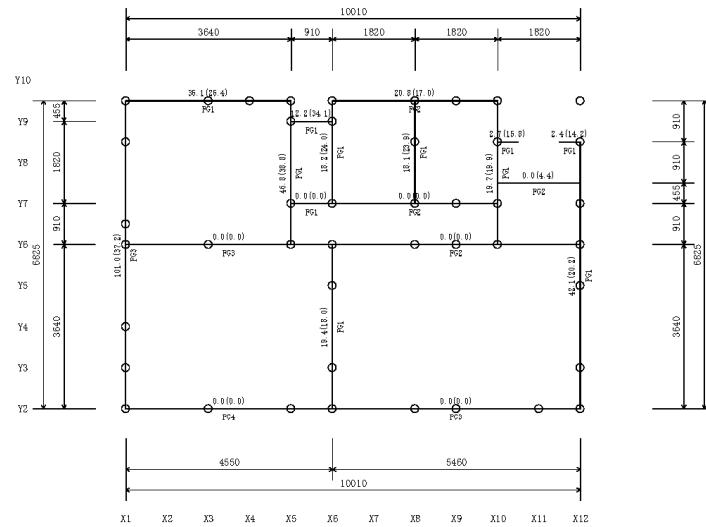
※立上り幅、高の、各記号は基礎断面図 (布基礎属性-詳細) を参照して下さい。

説明

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 *軸力による等分布荷重+w1+w2 (基礎梁算定用) 構造計算条件 I で基礎梁算定接地圧に「基礎立上荷重を含む」 が OFF の場合。
フーチング幅 B (m) :	基礎フーチング幅
接地圧 σ_e (kN/m ²) :	荷重合計/B
σ_e / f_e' :	検定比
判定<1.0 :	検定比の判定 検定比が 1.00 未満なら OK

説明

(2) 基礎反力図



凡例:

$W(\sigma_e)$
 W : 負担する鉛直荷重 (kN)
 σ_e : 接地圧 (kN/m²)

(2) 基礎反力図

・基礎反力図 (布基礎)

[図中表記]

基礎線種 : T形基礎 実線
 L形基礎 点線
 BOX形基礎 一点鎖線

柱の位置 :

○印

$W(\sigma_e)$: 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

※初期設定—構造計算条件 I—基礎で「基礎符合を設定する」がオンの場合は各部材属性の基礎符合を参照します。

・基礎反力図 (べた基礎)

[図中表記]

基礎線種 : 地中梁 実線

柱の位置 :

○印

$W(\sigma_e)$: 負担する鉛直荷重 W (接地圧 σ_e)

べた基礎記号 : 形状の異なるべた基礎に自動連番 F S n

床領域外部の片持ちべた基礎には F C S n

※初期設定—構造計算条件 I—基礎で「基礎符合を設定する」がオンの場合は各部材属性の基礎符合を参照します。

(3) ベース筋の検定

(表中語句の説明)

- No : 計算通し番号 (接地圧の検定に共通)
 基礎形状 : ⊥ : 一般布基礎、┌ : 偏心布基礎
 フーチング幅B(m) : 布基礎フーチング幅
 立上り幅b(m) : 布基礎立上り幅
 L(m) : フーチング片持ち部分の長さ ⊥形=(B-b)/2, ┌形=B-b
 根元M(N・m/m) : フーチング根元に生じる1mあたりの曲げモーメント
 根元M=1/2×σe×L²
 σe : 接地圧(kN/m²) (1) 接地圧の検定
 フーチング厚d(mm) : フーチング厚
 j(mm) : フーチングの応力中心間距離 7/8×(d-dt)
 鉄筋径 : ベース筋の鉄筋径
 ピッチp(mm) : ベース筋のピッチ
 1Ma(N・m/m) : 1mあたりの許容曲げモーメント
 1Ma=at×Lft×j=∠at×1000/p×Lft×j
 at : 1mあたりのベース筋の断面積(mm²) at=∠at×1000/p
 ∠at : ベース筋1本あたりの断面積(mm²)
 Lft : 鉄筋鋼材の長期許容引張応力度(N/mm²)
 M/1Ma : 検定比
 判定<1.0 : 検定比の判定

No	基礎形状	フーチング幅B(m)	立上り幅b(m)	L(m)	根元M(N・m/m)	フーチング厚d(mm)	j(mm)	鉄筋径	ピッチp(mm)	1Ma(N・m/m)	M/1Ma	判定<1.0
1	⊥	0.600	0.150	0.225	504.402	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.073	OK
2	⊥	0.600	0.150	0.225	303.244	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.044	OK
3	⊥	0.600	0.150	0.225	325.696	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.047	OK
4	⊥	0.600	0.150	0.225	687.361	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.099	OK
5	⊥	0.600	0.150	0.225	162.835	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.023	OK
6	⊥	0.600	0.150	0.225	268.768	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.039	OK
7	⊥	0.600	0.150	0.225	405.937	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.059	OK
8	⊥	0.600	0.150	0.225	254.948	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.037	OK
9	⊥	0.600	0.150	0.225	705.915	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.102	OK
10	⊥	0.600	0.150	0.225	554.344	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.080	OK
11	⊥	0.800	0.150	0.325	1649.387	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.238	OK
12	⊥	0.600	0.150	0.225	679.134	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.098	OK
13	⊥	0.600	0.150	0.225	655.644	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.095	OK
14	⊥	0.600	0.150	0.225	745.706	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.108	OK
15	⊥	0.600	0.150	0.225	765.070	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.110	OK
16	⊥	0.600	0.150	0.225	366.323	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.053	OK
17	⊥	0.600	0.150	0.225	500.175	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.072	OK
18	⊥	0.600	0.150	0.225	437.147	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.063	OK
19	⊥	0.600	0.150	0.225	270.160	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.039	OK
20	⊥	0.600	0.150	0.225	388.749	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.056	OK
21	⊥	0.600	0.150	0.225	440.184	150.0	70.0	D10	200.0	4845.750	0.091	OK
22	⊥	0.600	0.150	0.225	243.835	150.0	70.0	D13	250.0	6934.200	0.035	OK

説明

(3) ベース筋の検定

算定対象はT, L形。
 算定スパンの結合条件は接地圧の検定と同じです。

No	基礎形状	フーチング幅B(m)	立上り幅b(m)	L(m)	根元M(N・m/m)	フーチング厚d(mm)	j(mm)	鉄筋径
x	X	x.xxx	x.xxx	x.xxx	xx.xxx	xxx.x	xxx.x	Dxx

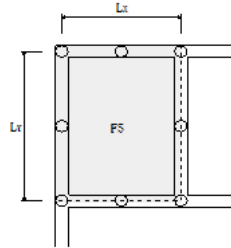
ピッチp(mm)	1Ma(N・m/m)	M/1Ma	判定<1.0
xxx.x	xxx.xxx	x.xxx	XX

- No : 通し番号(接地圧の検定に対応)
 基礎形状 : ⊥ : 一般布基礎、┌ : 偏心布基礎 □ : 立上り無し (□の場合は、以下空白)
 フーチング幅B(m) : 布基礎フーチング幅
 立上り幅b(m) : 布基礎立上り幅
 L(m) : フーチング片持ち部分の長さ ⊥形=(B-b)/2, ┌形=B-b
 根元M(N・m/m) : フーチング根元に生じる1mあたりの曲げモーメント
 根元M=1/2×σe×L²
 σe : 接地圧(kN/m²) (1) 接地圧の検定で算定された値
 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 : ベース筋の鉄筋径
 ピッチp(mm) : ベース筋のピッチ
 1Ma(N・m/m) : 1mあたりの許容曲げモーメント
 1Ma=at×Lft×j=∠at×1000/p×Lft×j
 at : 1mあたりのベース筋の断面積(mm²) at=∠at×1000/p
 ∠at : ベース筋1本あたりの断面積(mm²)
 Lft : 鉄筋鋼材の長期許容引張応力度(N/mm²)
 M/1Ma : 検定比
 判定<1.0 : 検定比が1.00未満なら OK

径	∠at(mm ²)
D10	71
D13	127
D16	199
D19	287
D22	387

7-1 ベタ基礎の検定

(1) 接地圧の検定



均し荷重 = $\frac{\text{負担軸力} + \text{基礎立上り重量}}{Lx \times Ly}$
 接地圧 = 均し荷重 + 床荷重
 Lx = 短辺長さ
 Ly = 長辺長さ
 ※立上り自重 (Gより上) = 基礎梁幅 × 基礎高 × 基礎梁長 × 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) $f_e' = 46.4$ (kN/m²)

No	位置	Lx (m)	Ly (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_e'	判定
1	X0Y0-X4Y4	3.640	3.640	13.250	89.224	0.180	15.726	7.921	1.740	9.661	0.208	OK
2	X4Y0-X5Y5	3.640	4.650	16.862	104.136	0.180	17.691	7.866	1.740	9.606	0.196	OK
3	X0Y4-X4Y6	1.520	3.640	6.625	51.215	0.180	9.173	9.115	1.740	10.855	0.234	OK
4	X4Y5-X5Y5	2.730	3.640	9.937	57.696	0.180	15.065	7.323	1.740	9.063	0.195	OK
5	X0Y5-X4Y5	1.520	3.640	6.625	41.517	0.180	10.911	7.999	1.740	9.609	0.208	OK
6	X2-Y3-X5Y3.5	1.365	2.155	2.953	14.157	0.180	6.095	6.799	1.740	8.539	0.184	OK
7	X5Y5-X6Y10	1.000	1.520	1.520	9.747	0.180	4.060	7.886	1.740	9.326	0.201	OK
8	X5Y5-X5Y10	1.520	1.520	3.312	19.154	0.180	6.551	7.770	1.740	9.510	0.205	OK
9	X2-Y3.5-X5Y11	1.365	2.155	2.953	14.905	0.180	7.669	7.569	1.740	9.309	0.201	OK
10	X5Y10-X6Y12	1.000	1.520	1.520	13.136	0.180	5.435	10.204	1.740	11.944	0.257	OK
11	X6Y10-X6Y12	1.520	1.520	3.312	15.049	0.180	7.562	6.915	1.740	8.655	0.187	OK

説明

7-1. ベタ基礎の検定 (ベタ基礎時)

(1) 接地圧の検定

No	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (m ²)	軸力 (kN)	立上り幅 (m)	立上り (kN)
x	X-X	x.xxx	x.xxx	xx.xxx	xx.xxx	x.xxx	xx.xxx

基礎立上り=x.xxx (m) $f_e' = xx.x$ (kN/m²)

均し荷重 (kN/m ²)	床荷重 (kN/m ²)	接地圧 σ_e (kN/m ²)	σ_e / f_e'	判定
xx.xxx	x.xxx	xx.xxx	x.xxx	XX

基礎立上り (m) :

No :

位置 :

Lx (m) :

Ly (m) :

面積 (m²) :

軸力 (kN) :

立上り幅 (m) :

立上り (kN) :

均し荷重 (kN/m²) :

床荷重 (kN/m²) :

接地圧 σ_e (kN/m²) :

σ_e / f_e' :

判定 < 1.0 :

初期設定の「基礎高」

検討番号

検定位置

短辺長さ

長辺長さ

$Lx \times Ly$

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。

検討スラブの回りで一番幅の広いものを表示しています。

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する)

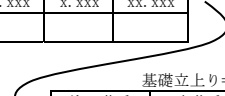
単位面積(Lx×Ly)あたりの軸力と立上り重量

床荷重(長期軸組用) ユーザー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。

均し荷重+床荷重

検定比

検定比の判定 検定比<1.00ならば OK



説明

○ FS2(5) X0V6-X4V6 (2隣辺ピン端) ダブル配筋

断面寸法	$d = 150.0$ (mm)
	$j_u = 7/8 \times (d-50.0) = 57.5$ (mm)
	$j_o = 7/8 \times (d-70.0) = 70.0$ (mm)
	$L_x = 1.820$ (m) $L_y = 3.640$ (m)
接地圧	$\sigma_e = 9.639$ (kN/m ²)
	$\sigma_{ex} = 9.639 \times 3.640 / (1.820^2 + 3.640^2) = 9.072$ (kN/m ²)
曲げモーメント	$M_{x1} = 1/8 \times \sigma_{ex} \times L_x^2$ (隣辺) = 3.756 (kN・m/m)
	$M_{x2} = 1/18 \times \sigma_{ex} \times L_x^2$ (中央部) = 1.669 (kN・m/m)
	$M_{y1} = 1/12 \times \sigma_e \times L_x^2$ (隣辺) = 2.661 (kN・m/m)
	$M_{y2} = 1/36 \times \sigma_e \times L_x^2$ (中央部) = 0.887 (kN・m/m)
配筋量	短辺at+ = $M_{x1} / (f_t \times j_u) = 3.756 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 276.2 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.43)
	短辺at上 = $M_{x2} / (f_t \times j_o) = 1.669 / (0.195 \times 87.5 / 10^3)$
	= 97.8 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.15)
	長辺at+ = $M_{y1} / (f_t \times j_u) = 2.661 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 194.9 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.31)
	長辺at上 = $M_{y2} / (f_t \times j_o) = 0.887 / (0.195 \times 87.5 / 10^3)$
	= 52.0 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.08)

○ FS2(5) X2.5V9-X6V9.5 (1辺ピン端) ダブル配筋

断面寸法	$d = 150.0$ (mm)
	$j_u = 7/8 \times (d-50.0) = 57.5$ (mm)
	$j_o = 7/8 \times (d-70.0) = 70.0$ (mm)
	$L_x = 1.365$ (m) $L_y = 2.155$ (m)
接地圧	$\sigma_e = 8.539$ (kN/m ²)
	$\sigma_{ex} = 8.539 \times 2.155 / (1.365^2 + 2.155^2) = 7.410$ (kN/m ²)
曲げモーメント	$M_{x1} = 1/9 \times \sigma_{ex} \times L_x^2$ (隣辺) = 1.534 (kN・m/m)
	$M_{x2} = 1/18 \times \sigma_{ex} \times L_x^2$ (中央部) = 0.767 (kN・m/m)
	$M_{y1} = 1/14 \times \sigma_e \times L_x^2$ (隣辺) = 1.136 (kN・m/m)
	$M_{y2} = 1/36 \times \sigma_e \times L_x^2$ (中央部) = 0.442 (kN・m/m)
配筋量	短辺at+ = $M_{x1} / (f_t \times j_u) = 1.534 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 112.4 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.18)
	短辺at上 = $M_{x2} / (f_t \times j_o) = 0.767 / (0.195 \times 87.5 / 10^3)$
	= 45.0 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.07)
	長辺at+ = $M_{y1} / (f_t \times j_u) = 1.136 / (0.195 \times 70.0 / 10^3)$
	= 59.2 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.10)
	長辺at上 = $M_{y2} / (f_t \times j_o) = 0.442 / (0.195 \times 87.5 / 10^3)$
	= 25.9 (mm ²) → D13@200(635.0 mm ²) ----- OK(0.04)

(2) スラブ筋の検定

矩形（正方形、長方形）のべた基礎を検討に検定を行います。

建物の内部（床領域線内）は基礎梁で固定支持とします。
建物の外周上（床領域線上）がある辺はピン支持とします。
片持ち（跳出し部）の判定は建物の外周部（床領域線）に接して床領域外部のものとなります。

スラブの接している基礎の状況に応じて以下のような場合分けを行います。

- ・ 4 辺固定
- ・ 3 辺固定 1 辺ピン
- ・ 2 隣辺固定 2 隣辺ピン
- ・ 短辺 2 辺固定 長辺 2 辺ピン
- ・ 短辺 2 辺ピン 長辺 2 辺固定
- ・ 4 辺ピン
- ・ 片持ち（跳出し）

3 辺ピンの場合は 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。

断面寸法 d

初期設定の構造計算条件で、スラブ厚検定を行うとした場合は、
 $d \geq L_x/30$ の検定を行う。

設計用接地圧 σ_e

「(1)接地圧の検討」の接地圧 σ_e (均し荷重+床荷重)

初期設定の構造計算条件で、スラブ検定用接地圧に 1 階床荷重を含まないとした場合は
設計用接地圧 σ_e = 均し荷重

説明

曲げモーメント :	$\sigma_e = \text{接地圧 (kN/m}^2\text{)}$ $\sigma_{ex} = Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4) \times \sigma_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$ [4 辺固定] $Mx1 = 1/12 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ $My1 = 1/24 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ [1 辺ピン端 (外周部)] $Mx1 = 1/9 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ $My1 = 1/14 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ [2 隣辺ピン端 (外周部)] $Mx1 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $Mx2 = 1/18 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ $My1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $My2 = 1/36 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ [4 辺ピン端 (外周部)、短辺 2 辺ピン長辺 2 辺固定] $Mx1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$ $Mx2 = 1/8 \times \sigma_{ex} \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ $My1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$ $My2 = 1/27 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ [短辺 2 辺固定長辺 2 辺ピン] $Mx1 = 1/12 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (端部) (kN)}$ $Mx2 = 1/24 \times \sigma_e \times Lx^2 \text{ (中央部) (kN)}$ $My1 = 0 \text{ (端部) (kN)}$ $My2 = 0 \text{ (中央部) (kN)}$ [片持ち (跳出時)] $M = 1/2 \times \sigma_e \times (B - b/2)^2 \text{ (kN)}$
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)	$Q = \sigma_e \times (B - b / 2)$ ※単位長さ当り せん断応力度 $\tau = Q / j < f_s$ の場合 OK 鉄筋周長 $\phi = Q / f_a \times j <$ 周長(mm/m)の場合 OK

7-2 偏心布基礎のねじりモーメントに対する検定

○ 普通の 6-9 FG5 (L型)

ねじりモーメント

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

$$M_e = 1/2 \times \sigma_e \times B \times e \times L = 1/2 \times 17.668 \times 0.600 \times 0.210 \times 2.730 = 3.039 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

長期許容ねじりモーメント

$$LMea = 1.15/3 \times b^2 \times D \times Lfs$$

$$= 1.15/3 \times 180 \times 180 \times 0.700 \times 0.6 \times 10 = 5.216 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

ねじりモーメントとせん断力の複合応力に対する検定

$$M_e/LMea = 3.039/5.216 = 0.583$$

$$LQ/LQa = 0.061$$

$$(M_e/LMea) + (LQ_e/LQa) = 0.344 \leq 1.0 \text{ --- OK}$$

ねじりモーメントによる直交基礎梁主筋の検定

$$M_{e左} + M_{e右} \leq LMa直$$

$M_{e左}$ 、 $M_{e右}$ ：直交基礎梁の左右にとりつく偏心布基礎のねじりモーメント

$LMa直$ ：直交基礎梁の上端筋の許容長期曲げモーメント

通り	直交梁通り	ねじりモーメント		直交LMa	検定比	判定
		Me左 (kN-m)	Me右 (kN-m)			
ろ	2	4.582		28.173	0.163	OK
	6	3.039	4.582	28.173	0.271	OK
	9		3.039	28.173	0.108	OK

説明

7-2. 偏心基礎のねじりモーメントに対する検定（布基礎時）

算定対象はL型。

算定スパンは直交基礎間（芯～芯）とします。

外周部（1階床領域線やか床領域外）の偏心基礎を計算対象とします。

・ねじりモーメント

$$e = 1/2 \times (B-b) \text{ (m)} \quad \text{： 偏心距離}$$

$$M_e = 1/2 \times \sigma_e \times B \times e \times L \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

σ_e ：布基礎の接地圧 [kN/m²]

B：布基礎底盤の幅 [m]

L：両端支点となる直交基礎梁間の距離 [m]

・長期許容ねじりモーメント

$$LMea = 1.15/3 \times b^2 \times D \times Lfs \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

b：基礎梁部分の幅 [mm]

D：基礎梁部分のせい [m]

Lfs：コンクリートの長期許容せん断応力度 [N/mm²]

・ねじりモーメントとせん断の複合応力に対する検定

$M_e/LMea$ ：ねじりモーメント検定比

LQ/LQa ：せん断力検定比

$(M_e/LMea)^2 + (LQ_e/LQa)^2$ ：複合応力による検定 ≤ 1.0 ならばOK

・ねじりモーメントによる直交基礎梁主筋の検定

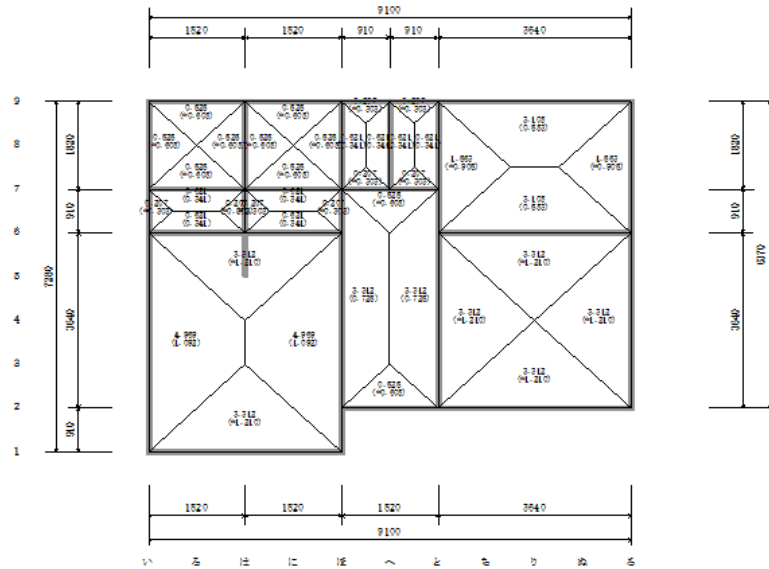
$$M_{e左} + M_{e右} \leq LMa直$$

$M_{e左}$ 、 $M_{e右}$ ：直交基礎梁の左右にとりつく偏心布基礎のねじりモーメント

$LMa直$ ：直交基礎梁の上端筋の許容長期曲げモーメント

7-2 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)
 ※：三角形負担幅割増し × 1.33

7-2. 基礎梁の断面と配筋の検定 (べた基礎)

(1) 基礎梁負担図

初期設定ー構造計算条件 Iー基礎梁のべた基礎負担幅「亀甲分割より算定 (矩形領域)」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。

基礎梁のべた基礎負担幅

亀甲分割より算定(矩形領域)

三角形負担割増:

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

$$\text{基礎梁負担幅} = \text{負担面積} \div \text{辺の長さ}$$

三角形負担幅割増し : 亀甲分割で三角分布となる場合の負担幅割増し

設定値で割増します。(中央部、両端部共通)

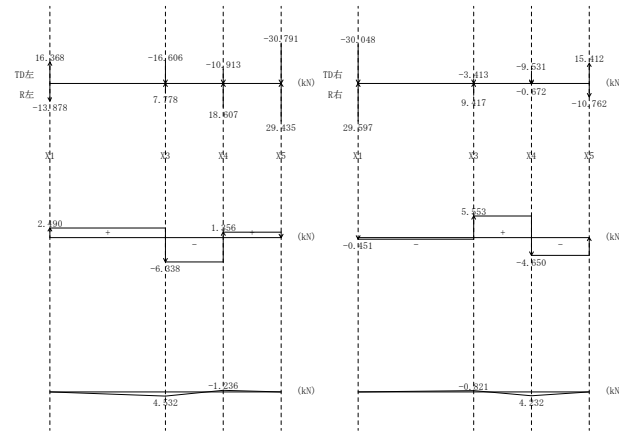
「亀甲分割より算定 (矩形領域)」がオフの場合、
 基礎梁負担幅 = 短辺長さ L_x の 1/2

説明

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y9.5通り X1-X5
[水平荷重時 左加力]

[水平荷重時 右加力]



応力の算定 (水平荷重時)

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
1	X1	0.000	16.368	-13.878	2.490	0.000	-30.048	29.597	-0.451	0.000
2	X3	1.820	-16.606	7.778	-6.338	4.532	-3.413	9.417	5.553	-0.821
3	X4	2.730	-10.913	18.607	1.356	-1.236	-9.531	-0.672	-4.650	4.232
4	X5	3.640	-30.791	29.435	0.000	0.000	15.412	-10.762	0.000	0.000
計		8.190	-41.942	41.942			-27.580	27.580		

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定 (布基礎、べた基礎共通)

① 初期設定—計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「柱直下支点連続梁」としたとき

・基礎梁について各加力方向別に検討します。

算定対象：布基礎T, L, Box型および基礎梁
算定スパン：柱間

通り番付： 検討する基礎の位置
図： 算定スパンで図を記す。

- 図1：短期軸力、反力図 (加力方向別)
- 図2：短期Q図 (加力方向別)
- 図3：短期M図 (加力方向別)

・応力の算定 (水平荷重時)

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
x	XX	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	
計		xx.xxx	xx.xxx	xx.xxx		xx.xxx	xx.xxx			

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。

柱： 基礎梁上にある柱の通り番号

座標： 柱の通り位置

位置(m)： 柱の実座標

Td(kN)： 必要引張耐力の算定表より

R(kN)： 接点反力 Tdと位置より計算

Qe(kN)： せん断力 Td+R+1つ前のQe

Mwf(kN)： 曲げモーメント (フェイスモーメント)

1つ前のQe×1つ前との間隔+1つ前のMwf

説明

応力の算定（短期）

柱間	短期 下加力			短期 上加力		
	$M_{eq}+M_{ef}$ (kN・m)		$Q_u+1.5Q_s$	$M_{eq}+M_{ef}$ (kN・m)		$Q_u+1.5Q_s$
	左側	右側	(kN)	左側	右側	(kN)
Y1-Y4	13.150	3.241	41.214	13.150	20.728	39.678
Y4-Y5	-8.721	-12.914	14.747	8.766	12.359	13.757
Y5-Y7	-9.144	4.958	27.970	16.129	4.958	25.553

許容耐力の算定(1) 主筋重心上:50.0 (mm) 主筋重心下:70.0 (mm)

柱間	基礎 高さ (mm)	上端主筋				下端主筋			
		鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	ρMa (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	ρMa (kN・m)
Y1-Y4	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638
Y4-Y5	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638
Y5-Y7	500.0	2-D13	254	393.8	19.505	2-D13	254	376.3	18.638

許容耐力の算定(2) F_c18 ($f_s=0.600$ (N/mm²) $f_s=0.900$ (N/mm²) 端部フック 有り

柱間	幅b (mm)	スターループ筋				せん断長期		せん断短期	
		鉄筋	断面積 (mm ²)	ピッチ (mm)	Pw	α	ρQ_s (kN)	α	ρQ_s (kN)
Y1-Y4	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.81	84.900
Y4-Y5	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.20	64.064
Y5-Y7	150.0	1-D10	71	200.0	0.00237	2.00	69.752	1.54	81.387

判定

柱間	長期			短期 下加力			短期 上加力			判定
	$M_u /$ 上端 M_a	$M_u /$ 下端 M_a	Q_u / Q_s	$M_{eq}+M_{ef} / 1.5M_a$		$Q_u+1.5Q_s / Q_s$	$M_{eq}+M_{ef} / 1.5M_a$		$Q_u+1.5Q_s / Q_s$	
				左側	右側		左側	右側		
Y1-Y4	1.011	0.706	0.497	0.470	0.116	0.434	0.470	0.741	0.418	NG
Y4-Y5	0.091	0.064	0.112	0.298	0.441	0.230	0.314	0.442	0.215	OK
Y5-Y7	0.381	0.266	0.234	0.313	0.177	0.344	0.577	0.177	0.314	OK

・応力の算定（長期）

柱間	柱間 長さ (m)	長期				
		σ_e (kN/m ²)	B (m)	M 中 (kN・m)	M 端 (kN・m)	Q_u (kN)
XX-XX	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx

- 柱間： 算定区間
- 柱間長さ(m)： 柱間の長さ
- σ_e (kN/m²)： 接地圧
- B(m)： 検討幅
- 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_u (kN)： 長期せん断力 $1/2 \times \sigma_e \times B \times \text{柱間長さ}$

[布基礎の場合]

δe は接地圧の検定で求めたもの。
B はフーチング幅。

[べた基礎の場合]

σ_e は左右に接するべた基礎検定用接地圧を均したもの。
検定用接地圧 σ_e ：「接地圧の検定」より
初期設定の構造計算条件 I
べた基礎部材接地圧「1 階床荷重を含む」がオフの場合、床荷重を差し引く
基礎梁算定接地圧「基礎立上り荷重を含む」がオフの場合、立上り荷重を差し引く

B は基礎梁のべた基礎負担幅。

説明

・応力の算定（短期）

柱間	短期 左加力			短期 右加力		
	M _端 +M _{水f} (kN)		Q _{L+1.5Qe}	M _端 +M _{水f} (kN)		Q _{L+1.5Qe}
	左側	右側	(kN)	左側	右側	(kN)
XX-XX	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx

短期： X方向の場合左・右加力、Y方向の場合下・上加力。
 柱間： 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+nQe} (kN)： 長期せん断力+n×水平荷重時せん断力
 nは初期設定-計算条件（方針）で設定

◆短期せん断力 QL+nQe n=

左側： 原点に近い側
 右側： 原点から遠い側

説明

・許容耐力の算定（１）

柱間	基礎 高さ (mm)	上端主筋				下端主筋			
		鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	${}_1Ma$ (kN・m)	鉄筋	断面積 (mm ²)	j (mm)	${}_1Ma$ (kN・m)
X-X	xx. xx	X-DXX	xxx	xxx. x	xx. xxx	X-DXX	xxx	xxx. x	xx. xxx

- 主筋重心上、下 (cm) : 初期設定の主筋重心
 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 (mm²) : 主筋の断面積
 上端主筋 j (mm) : $7/8 \times (\text{基礎の高さ} - \text{主筋重心上})$
 上端主筋 ${}_1Ma$ (kN・m) : 断面積 \times 長期許容引張応力度 \times 上端 j
 下端主筋 j (mm) : $7/8 \times (\text{基礎の高さ} - \text{主筋重心下})$
 下端主筋 ${}_1Ma$ (kN・m) : 断面積 \times 長期許容引張応力度 \times 下端 j

説明

・許容耐力の算定（２）

柱間	幅 b (mm)	スターラップ筋				Fc=18		ifs=x.xxx (N/mm ²)	sfs=x.xxx (N/mm ²)
		鉄筋	断面積 (mm ²)	ピッチ (mm)	Pw	せん断長期 α	iQa (kN)	せん断短期 α	sQa (kN)
X-X		X-DXX	xxx	xxx, x	x, xxxxx	x, xx	xx, xxx	x, xx	xx, xxx

コンクリート

- 柱間： 検討する柱間
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 (mm²)： 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
 $\alpha = 4 / (M / (Q_L \times d) + 1)$
d = 基礎高さ - 主筋重心距離 (上下で大きい方の値)
ただし 1.0 ≤ α ≤ 2.0
- せん断長期 iQa (kN)： 長期せん断
せん断短期 α： 短期せん断 α 値
 $\alpha = 4 / ((M_{\text{長端}} - M_{\text{永}}) / ((Q_L + Q_e) \times d) + 1)$
d = 基礎高さ - 主筋重心距離 (上下で大きい方の値)
ただし 1.0 ≤ α ≤ 2.0
- せん断短期 sQa (kN)： 短期せん断

説明

・判定

柱間	長期			短期 左加力				短期 右加力			判定
	M 中/ 上端 ${}_iMa$	M 端/ 下端 ${}_lMa$	Q _t / _l Q _a	M 端+M 水 f /1.5 _l Ma		Q _t +1.5Q _e /sQ _a	M 端+M 水 f /1.5 _l Ma		Q _t +1.5Q _e /sQ _a		
				左側	右側	左側	右側				
XX-XX	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	x. xxx	XX	

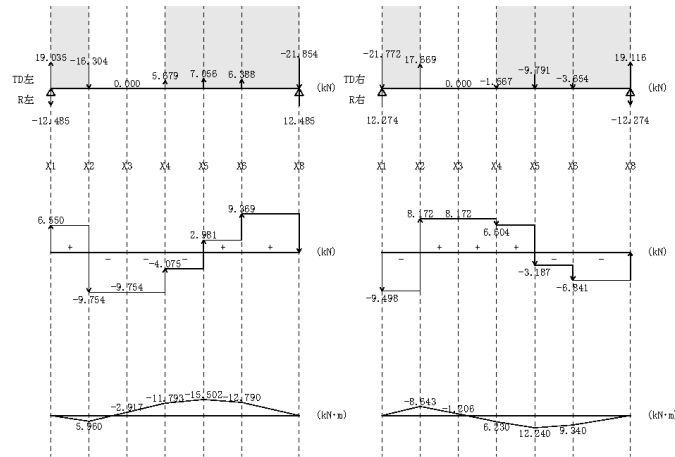
柱間： 検討する柱間
 M 中／上端 ${}_iMa$ ： 検定比
 M 端／下 ${}_lMa$ ： 検定比
 Q_t／_lQ_a： 検定比
 M 端+M 水 f 左側／1.5_lMa： 検定比
 M 端+M 水 f 右側／1.5_lMa： 検定比
 Q_t+nQ_e 左側／sMa： 検定比 n は初期設定－計算条件（方針）で設定
 Q_t+nQ_e 右側／sMa： 検定比 n は初期設定－計算条件（方針）で設定
 判定<1.0： 上記検定比が全て 1.00 未満ならば OK

説明

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

X方向 Y7通り X1-X8
[水平荷重時 左加力]

[水平荷重時 右加力]



応力の算定 (水平荷重時) 反曲点高比 0.50

柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
1	X1	0.000	19.035	-12.485	6.560	0.000	-21.772	12.274	-9.498	0.000
2	X2	0.910	-16.304		-9.754	5.960	17.669		8.172	-8.643
3	X3	1.820	0.000		-9.754	-2.917	0.000		8.172	-1.205
4	X4	2.730	5.679		-4.075	-11.793	-1.567		6.604	6.230
5	X5	3.640	7.055		2.981	-15.502	-9.791		-3.187	12.240
6	X6	4.550	6.388		9.369	-12.790	-3.654		-6.841	9.340
7	X8	5.915	-21.854	12.485	0.000	0.000	19.115	-12.274	0.000	0.000
計			0.000	0.000			0.001	0.000		

- ② 初期設定-計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「両端支点連続梁」としたとき
- 基礎梁上に複数の耐力壁を有する連続梁モデルによる。
 - 基礎梁の両端の直交基礎梁に支点のあるモデルとする。

通り番付: 検討する基礎の位置
 図: 算定スパンで図を記す。
 図1: 短期軸力、反力図 (加力方向別)
 図2: 短期Q図 (加力方向別)
 図3: 短期M図 (加力方向別)

・ 応力の算定 (水平荷重時)

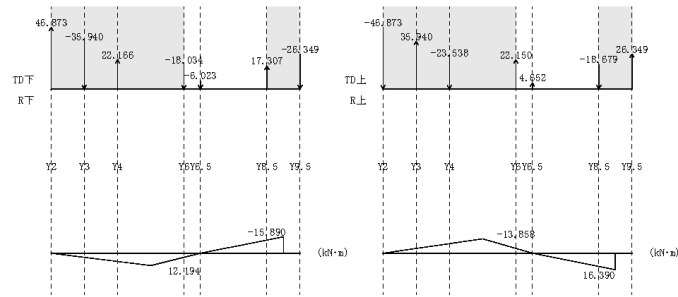
柱	座標	位置 (m)	水平荷重時 左加力				水平荷重時 右加力			
			Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)	Td (kN)	R (kN)	Qe (kN)	Mwf (kN·m)
x	XX	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx	x.xxx
計		xx.xxx	xx.xxx	xx.xxx			xx.xxx	xx.xxx		

反曲点高比: 初期設定-計算条件 (方針) の「反曲点高比B」
 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。
 柱: 基礎梁上にある柱の通し番号
 座標: 柱の通り位置
 位置 (m): 柱の実座標
 Td (kN): 耐力壁の許容耐力時の軸力×反曲点高比
 R (kN): 基礎梁両端支点反力 $No = \Sigma M/L$
 $\Sigma M = \Sigma (Td \cdot l)$
 Qe (kN): せん断力 Td+R+1つ前の Qe
 Mwf (kN): 曲げモーメント (フェイスモーメント)
 1つ前の Qe×1つ前との間隔+1つ前の Mwf

7-3 基礎梁の断面と配筋の検定

Y方向 X1通り Y2-Y9.5
 [水平荷重時 下加力]

[水平荷重時 上加力]



応力の算定 (水平荷重時) 反曲点高比 0.60

柱間	長さ (m)	水平荷重時 下加力				水平荷重時 上加力			
		1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kN-m)	rM水 (kN-m)	1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kN-m)	rM水 (kN-m)
Y2-Y3	0.910	46.873	-35.940	37.680		-46.873	35.940	-37.680	
Y3-Y4	0.910	-35.940	22.166	-26.438		35.940	-23.538	27.062	
Y4-Y6	1.820	22.166	-18.034	36.582		-23.538	22.150	-41.576	
Y6-Y8.5	0.455				26.800	12.194	0.000		-30.459
Y8.5-Y9.5	1.820				8.731	0.000	16.890		-9.005
Y8.5-Y9.5	0.910	17.307	-26.349	19.863		-18.679	26.349	-20.487	

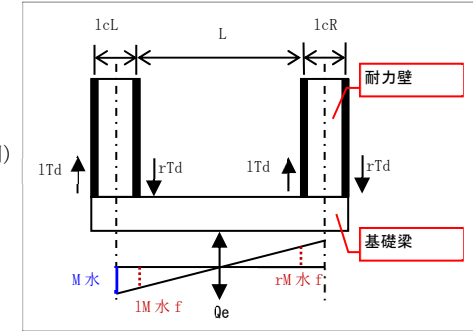
応力の算定 (長期)

柱間	柱間長さ (m)	長期				
		σ_o (kN/m ²)	B (m)	M中 (kN-m)	M端 (kN-m)	Q _L (kN)
Y2-Y3	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627
Y3-Y4	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627
Y4-Y6	1.820	37.249	0.450	6.940	4.627	18.253
Y6-Y8.5	0.455	37.249	0.450	0.434	0.289	3.813
Y8.5-Y9.5	1.820	37.249	0.450	6.940	4.627	18.253
Y8.5-Y9.5	0.910	37.249	0.450	1.735	1.157	7.627

説明

③ 初期設定-計算条件 (方針) の水平荷重時応力の算定モデルを「単純梁」としたとき

通り番付： 検討する基礎の位置
 図： 算定スパンで図を記す。
 図1： 短期軸力、反力図 (加力方向別)
 図2： 短期Q図 (加力方向別)
 図3： 短期M図 (加力方向別)



・ 応力の算定 (水平荷重時)

柱間	柱間長さ (m)	水平荷重時 左加力					
		1Td (kN)	rTd (kN)	M水 (kNm)	Qe (kN)	1M水f (kNm)	rM水f (kNm)
X1-X3	1.820	49.491	-8.819	53.062			
X3-X5	1.820				23.441	31.730	
X5-X6	0.910	22.760	-24708	21.598			

※右加力方向の場合も左加力時と同様の計算となります。

反曲点高比： 初期設定-計算条件 (方針) の「反曲点高比B」
 柱間： 耐力壁のところは、 $|X_n - X_m|$ と表記
 開口があるところ (算定する単純梁) は、 $X_n - X_m$ と表記
 長さ： 柱間の長さ
 1Td (kN)： 壁脚部軸力 (左) = 耐力壁の許容耐力時軸力 (左) × 反曲点高比
 rTd (kN)： 壁脚部軸力 (右) = 耐力壁の許容耐力時軸力 (右) × 反曲点高比
 M水 (kN)： 曲げモーメント
 Qe (kN)： せん断力
 1M水f (kN)： 曲げモーメント (フェイスモーメント) (左側)
 rM水f (kN)： 曲げモーメント (フェイスモーメント) (右側)

立上り開口部の検討

○RG2 V5通りX5-X7

断面	b×D=120×660	Fc18	Lfs=0.60(N/mm ²)	sfs=0.90(N/mm ²)	
上端筋	1-D13 (127 mm ²)	SD295A	Lft=195(N/mm ²)	sft=295(N/mm ²)	
下端筋	1-D13 (127 mm ²)	SD295A	Lft=195(N/mm ²)	sft=295(N/mm ²)	
スターラップ	1-D10@200	SD295A	Lfwt=195(N/mm ²)	sfwt=295(N/mm ²)	端部フック無し
dt上	50mm	j=533.8			
dt下	70mm	j=516.3			

(開口部下の検討)

開口部下有効躯体せいD'=400mm dt'上=50mm dt'下=70mm
 開口部下の主筋(上) 2-D13(254mm²) ≥ d/d' × 127=610/350 × 127=221.3 (mm²) OK (0.871)
 開口部下の主筋(下) 2-D13(254mm²) ≥ d/d' × 127=590/330 × 127=227.1 (mm²) OK (0.894)

(開口部下の検討)

開口部下有効躯体せいD'=400mm dt'上=50mm dt'下=70mm
 開口部下の主筋(上) 2-D13(254mm²) j=306.3
 開口部下の主筋(下) 2-D13(254mm²) j=288.8
 スターラップ 1-D10@200

許容応力度

主筋(上) LMa上=at×Lft×j=15.171 (kN・m)
 主筋(下) LMa下=at×Lft×j=14.304 (kN・m)
 せん断 LQa=bj{αLfs}=34.933 (kN)
 α=1.68

検定比

主筋(上) LM上/LMa上=4.172/15.171=0.275 ≤1.0 OK
 主筋(下) LM下/LMa下=2.781/14.304=0.194 ≤1.0 OK
 せん断 LQ/LQa=9.168/34.933=0.262 ≤1.0 OK

説明

立上り開口部の検討

基礎梁、布基礎に「人通口(立上り開口部)」が入力され、「開口部補強計算=する」の場合に出力する。

初期設定-計算条件(方針) - 「◆立上り開口部下の検討方法」より

●「主筋断面比」の場合

立上り開口まわりの補強仕様の開口部下の主筋断面積を以下の式で検定する。

開口部下の主筋(上): 断面積 ≥ d/d' × 基礎梁の主筋断面積(上)
 開口部下の主筋(下): 断面積 ≥ d/d' × 基礎梁の主筋断面積(下)

d: 基礎梁のせいD-主筋重心距離
 d': 開口部下のせいD'-主筋重心距離
 主筋断面積=本数×1本の断面積(mm²)

●「基礎梁応力」の場合

立上り開口部の位置に関わらず、開口部下部の断面に対して梁の長期荷重時の最大モーメント、最大せん断力にて検討する。

開口部下有効躯体せいD'、dt'上、dt'下
 開口部下の上部主筋(上)、開口部下の下部主筋(下)、スターラップ

許容応力度

主筋(上) LMa上=at×Lft×j
 主筋(下) LMa下=at×Lft×j
 せん断 LQa=b・j{α・f_s+0.5f_{wt}(pw-0.002)}
 α=4/{M/Q(D'-dt)+1} かつ 1 ≤ α ≤ 2

検定比

主筋(上) LM上/LMa上 ≤1.0 OK
 主筋(下) LM下/LMa上 ≤1.0 OK
 せん断 LQ/LQa ≤1.0 OK

7-4 アンカーボルトと土台の検定

コンクリート基礎立上り幅 120にて算定
Fc18

M12 : d = 12 (mm) Ae = 84.8 (mm²) sfa = 1.4 (N/mm²) sft = 235 (N/mm²)

コンクリートとの付着耐力

$$T1 = \pi \cdot d \cdot l \cdot sfa = 3.14 \times 12 \times 1 \times 1.4 = 52.75 \times 1 \text{ (N)}$$

ボルト鋼材の引張耐力

$$T2 = Ae \cdot sft = 84.8 \times 235.0 = 19928.0 \text{ (N)}$$

短期許容コーン破壊耐力

$$T3 = 0.6 \times Ac \times \sqrt{(9.8Fc/100)} \text{ (N)}$$

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{(1^2 - 60^2)}) \text{ (mm}^2\text{)}$$

M16 : d = 16 (mm) Ae = 157.0 (mm²) sfa = 1.4 (N/mm²) sft = 235 (N/mm²)

コンクリートとの付着耐力

$$T1 = \pi \cdot d \cdot l \cdot sfa = 3.14 \times 16 \times 1 \times 1.4 = 70.33 \times 1 \text{ (N)}$$

ボルト鋼材の引張耐力

$$T2 = Ae \cdot sft = 157.0 \times 235.0 = 36895.0 \text{ (N)}$$

短期許容コーン破壊耐力

$$T3 = 0.6 \times Ac \times \sqrt{(9.8Fc/100)} \text{ (N)}$$

$$Ac = 120 \times (120 + \sqrt{(1^2 - 60^2)}) \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$Ta = \min(T1, T2, T3)$$

位置	施工	径	埋込長 (mm)	T1	T2	T3	Ta (N)
X6Y6	土台付け	M12	250	13187	19928	34683	13187

(2) アンカーボルトの引張耐力の検定

位置	施工	径	T (N)	取付距離 (mm)	Tn (N)	Ta (N)	Tn/Ta	判定
X6Y6	土台付け	M12	16057	150	8028	13187	0.608	OK
		M12		150	8028	13187	0.608	OK

(3) アンカーボルトの底金のめり込み耐力の検定

位置	T (N)	取付距離 (mm)	Tn (N)	底金の仕様	めり込み耐力 (N)	検定比	判定
X6Y6	16057	150	8028	厚さ6.0mm、60mm角	14400	0.558	OK
		150	8028		14400	0.558	OK

(4) 土台の曲げ耐力の検定

土台 120.0 (mm) × 120.0 (mm) 松 (共通)

曲げ Fb = 28.20 (N/mm²)

sfb = 2.0 × Fb / 3 = 18.80 (N/mm²)

Z = (120.0-d) × 120.0² / 6 (mm³) dはボルト穴径(ボルト径+2mm)

位置	取付箇所	方向	径	Z	T (N)	取付距離 (mm)		M (N・mm)	σb (N/mm ²)	σb/sfb	判定
						L1	L2				
X6Y6	一般部	X	M12	254400	16057	150	150	1204275	4.733	0.251	OK

説明

7-4. アンカーボルトと土台の検定

- 初期設定-計算条件(方針)の「アンカーボルトのせん断力の検定を行う」がONの場合、以下の検定を行います。(1)~(4)は引抜検定データの入力があった場合のみに出力。

(1) アンカーボルトの短期許容引張耐力の算定

コンクリート基礎立上り幅：基礎立上り幅(複数種類ある場合は最小値) 120

コンクリート種類：初期設定の「コンクリート種類」(Fc18)

M12 : d = 12 (mm) Ae = 84.8 (mm²) sfa = 1.4 (N/mm²) sft = 235 (N/mm²)

M16 : d = 16 (mm) Ae = 157 (mm²) sfa = 1.4 (N/mm²) sft = 235 (N/mm²)

コンクリートとの付着耐力 T1 = π · d · l · sfa

ボルト鋼材の引張耐力 T2 = Ae · sft

短期許容コーン破壊耐力 T3 = 0.6 × Ac × √(9.8Fc/100)

Ac = 120 × (120 + √(1² - 60²))

d : アンカーボルトの胴部径 (mm)

l : アンカーボルトのコンクリート基礎への定着長さ (mm)

sfa : コンクリートの付着に対する短期許容応力度 (N/mm²)

Ae : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

sft : ボルト鋼材の短期許容引張応力度 (N/mm²)

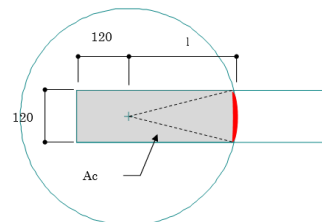
Fc : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

Ac : コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (mm²)

最小となる基礎の隅角部を想定します。

扇形の弦の部分を見捨てる=安全側

Ac = 120 × (120 + √(1² - 60²)) (幅 120 の場合)



$$Ta (N) : \min(T1, T2, T3)$$

(2) アンカーボルトの引張耐力の検定

- ・負担引抜力 T_n が (1) で求めた T_a より小さければ OK

(3) アンカーボルトの座金のめり込み耐力の検定 ※土台付けのみ

- ・負担引抜力 T_n が座金の仕様に応じた短期許容めり込み耐力より小さければ OK

引抜検定の属性で

座金タイプが各角座金の場合は柱脚接合部の短期引張耐力に応じた仕様より検定します。

角座金の仕様	柱脚接合部の短期許容引張耐力
厚さ 4.5 mm、40 mm角	6400N 以下
厚さ 6.0 mm、60 mm角	14400N 以下
厚さ 9.0 mm、80 mm角	25600N 以下

座金タイプがその他の場合はユーザ設定の仕様とめり込み耐力 (N) により検定します。

引抜検定 ? ×

詳細

引抜検定アンカーボルト	設定値
アンカーボルト (柱脚接合部金物)	土台付け
アンカーボルト径	M12
基礎埋込み長さ(mm)	250
座金	タイプ: その他
	仕様: スクリュー座金
	めり込み耐力(N): 7200
アンカーボルト1	アンカーボルト使用: する
	取付距離+ (mm): 150
アンカーボルト2	アンカーボルト使用: する
	取付距離- (mm): -150

(4) 土台の曲げ耐力の検定 ※土台付けのみ

$$M(\text{一般部}) = T \times L1 \times L2 / (L1 + L2) \quad (N \cdot \text{mm})$$

$$M(\text{隅角部}) = T \times L \quad (N \cdot \text{mm})$$

曲げ F_b

$$sfb = 2.0 \times F_b / 3$$

$$Z = (\text{材幅} - d) \times \text{せい}^2 / 6 \quad d: \text{ボルト穴径 (ボルト径} + 2 \text{ mm)}$$

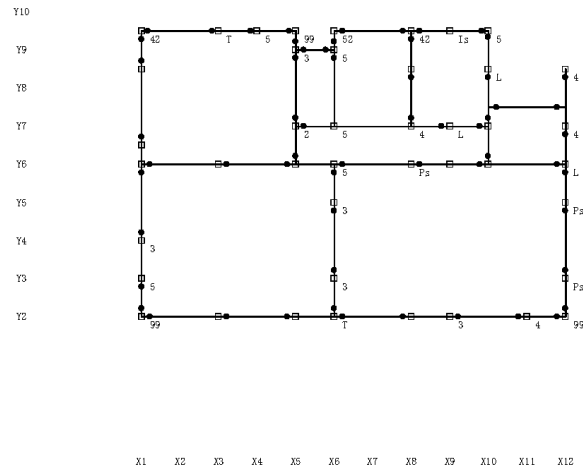
$$\sigma_b = M / Z$$

$\sigma_b / sfb < 1.0$ ならば OK

$L1, L2$: 取付距離 (mm)

説明

- (4) アンカーボルトのせん断耐力の検定
 ・アンカーボルト配置図



- (5) アンカーボルトのせん断耐力の検定

初期設定—計算条件（方針）で、「アンカーボルトと土台の検討」がオンの場合に検討します。

- ・図（土台とアンカーボルト）

出力項目

- ・土台
- ・単独に配置したアンカーボルト



- ・金物記号
1階柱脚の金物

凡例

□	土台
●	M12

金物記号の凡例:

L	L字置かど金物
T	T字置かど金物
Y	山形プレート
Ia	羽子板ボルト、短冊金物
Pa	羽子板ボルト+スタクリュー釘
2	HDB-10
3	HDB-15
4	HDB-20
5	HDB-25
32	2-HDB-15
42	2-HDB-20
52	2-HDB-25
99	50kNを超えています

アンカーボルト1本あたりの短期許容せん断力 (土台樹種: J1グループ)

M12 : 9.180 (kN)

M16 : 16.320 (kN)

X方向

通り	本数		アンカーボルト Σ _p Q _a (kN)	壁		検定比 (Σ _壁 Q _a /Σ _p Q _a)		判定 検定比 < 1.0
	M12	M16		Σ _{Q_a左} (kN)	Σ _{Q_a右} (kN)	左加力	右加力	
Y9.5	2	6	116.280	53.080	53.080	0.456	0.456	OK
Y7	5	0	45.900	1.641	1.641	0.036	0.036	OK
Y6	5	2	78.540	43.306	43.306	0.551	0.551	OK
Y2	4	6	134.640	47.800	47.800	0.355	0.355	OK

Y方向

通り	本数		アンカーボルト Σ _p Q _a (kN)	壁		検定比 (Σ _壁 Q _a /Σ _p Q _a)		判定 検定比 < 1.0
	M12	M16		Σ _{Q_a下} (kN)	Σ _{Q_a上} (kN)	下加力	上加力	
X1	1	6	107.100	42.521	42.521	0.397	0.397	OK
X5	2	2	51.000	17.551	17.551	0.344	0.344	OK
X6	4	3	85.680	27.967	27.967	0.326	0.326	OK
X8	0	3	48.960	21.938	21.938	0.448	0.448	OK
X10	2	1	34.680	18.442	18.442	0.532	0.532	OK
X12	2	4	83.640	25.612	25.612	0.306	0.306	OK

説明

・アンカーボルトのせん断力の検討

アンカーボルト1本あたりの短期許容せん断力

初期設定ー計算条件 (方針)ーアンカーボルトと土台の検討

アンカーボルト許容せん断検討設定の短期許容せん断力を参照します。

○方向

通り	本数		アンカーボルト Σ _s Q _a (N)	壁		検定比 (Σ _壁 Q _a /Σ _s Q _a)		判定 検定比 < 1.0
	M12	M16		Σ _{Q_a左} (N)	Σ _{Q_a右} (N)	左加力	右加力	

通り : 耐力壁のある通り

本数 M12 : アンカーボルト M12 の本数

本数 M16 : アンカーボルト M16 の本数

Σ_pQ_a (N) : 本数 M12×M12 許容せん断耐力+本数 M16×M16 許容せん断耐力

Σ_{Q_a左} (N) : 左方向加力時 壁の許容せん断耐力 (Y 方向は Σ_{Q_a下})

Σ_{Q_a右} (N) : 右方向加力時 壁の許容せん断耐力 (Y 方向は Σ_{Q_a上})

検定比 : 壁 Σ_{Q_a} の大きい方とアンカーボルト Σ_{Q_a} の比

判定 : 検定比 < 1.0 ならば OK

7-5 転倒モーメントによる短期接地圧の検定

転倒モーメントによる短期接地圧の検定

■ 検討省略条件のチェック

建物の搭状比

$$X \text{ 方向 : } H_{\max}/L_x = 10.220 / 10.010 = 1.021 \leq 2.5 \text{ OK}$$

$$Y \text{ 方向 : } H_{\max}/L_y = 10.220 / 6.825 = 1.497 \leq 2.5 \text{ OK}$$

地盤の長期許容応力度 $q_a = 50.0 \text{ kN} \geq 30.0 \text{ kN}$ OK

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を省略する。

説明

7-5. 転倒モーメントによる短期接地圧の検定

- 初期設定—計算条件（方針）の「転倒モーメントの検討」の「検討を行う」が ON の場合、以下を検討します。

転倒モーメントによる短期接地圧の検定

■ 検討省略条件のチェック

- 初期設定—計算条件（方針）の「転倒モーメントの検討」の「省略条件を検討する」が ON の場合、以下の検討省略条件をチェックします。

建物の搭状比

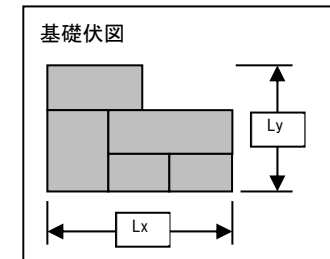
$$X \text{ 方向 : } H_{\max}/L_x = \leq 2.5 \quad \text{OK (または NG) ①}$$

$$Y \text{ 方向 : } H_{\max}/L_y = \leq 2.5 \quad \text{OK (または NG) ②}$$

地盤の長期許容応力度 $q_a = \text{〇〇 kN} \geq 30.0 \text{ kN} \quad \text{OK (または NG) ③}$

Hmax : 初期設定—物件情報の「最高高さ」
Lx : X方向幅（基礎伏図の最大幅）※
Ly : Y方向幅（基礎伏図の最大幅）※
qa : 初期設定—物件情報の「許容地耐力」

※1 階床領域を参照します。



上記①②③がすべて OK の場合

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を省略する。

それ以外の場合

以上より、短期の転倒に対する短期接地圧の検定を行う。

転倒モーメントによる短期接地圧の検討

■転倒モーメントΣMの算定

地震力による転倒モーメント

各階の階高 3階(H3) 2.770 (m) 2階(H2) 2.800 (m) 1階(H1) 2.756 (m)

地盤面から1階床までの高さ (H0) 0.574 (m)

地盤面から基礎底盤までの深さ(Df) 0.300 (m)

各階の地震時層せん断力 3階(eQ3) 20.260 (kN) 2階(eQ2) 21.370 (kN) 1階(eQ1) 13.934 (kN)

$$\Sigma M_e = eQ3 \times H3 + eQ2 \times H2 + eQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ = 20.260 \times 2.770 + 21.370 \times 2.800 + 13.934 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 166.537 \text{ (kN)}$$

各階の風圧時層せん断力 X方向

X方向 (→左加力) 3階(wQ3) 10.064 (kN) 2階(wQ2) 13.866 (kN) 1階(wQ1) = 12.159 (kN)

X方向 (←右加力) 3階(wQ3) 10.064 (kN) 2階(wQ2) 13.866 (kN) 1階(wQ1) = 12.159 (kN)

$$\Sigma M_{wx} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ \Sigma M_{wx} (\rightarrow) = 10.064 \times 2.770 + 13.866 \times 2.800 + 12.159 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 110.839 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_{wx} (\leftarrow) = 10.064 \times 2.770 + 13.866 \times 2.800 + 12.159 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 110.839 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_{wx} = 110.839 \text{ (kN)}$$

各階の風圧時層せん断力 Y方向

Y方向 (↓下加力) 3階(wQ3) 15.376 (kN) 2階(wQ2) 15.084 (kN) 1階(wQ1) = 14.304 (kN)

Y方向 (↑上加力) 3階(wQ3) 15.376 (kN) 2階(wQ2) 15.084 (kN) 1階(wQ1) = 14.304 (kN)

$$\Sigma M_{wy} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ \Sigma M_{wy} (\downarrow) = 15.376 \times 2.770 + 15.084 \times 2.800 + 14.304 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 136.750 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_{wy} (\uparrow) = 15.376 \times 2.770 + 15.084 \times 2.800 + 14.304 \times (2.756 + 0.574 + 0.300) = 136.750 \text{ (kN)} \\ \Sigma M_{wy} = 136.750 \text{ (kN)}$$

転倒モーメントΣM

X方向 $\Sigma M_x = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wx}) = 166.537 \text{ (kN)}$

Y方向 $\Sigma M_y = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wy}) = 166.537 \text{ (kN)}$

説明

- ・検討省略条件の判定にNGがあった場合、以下を計算します。
- ・または、初期設定-計算条件(方針)の「転倒モーメントの検討」の「省略条件を検討する」がOFFの場合、以下を計算します。

■転倒モーメントΣMの算定

地震力による転倒モーメント

各階の階高 (H3, H2, H1) : 初期設定の各階の「階高」
 地盤面から1階床までの高さ (H0) : 初期設定の「基礎高」+「1階床厚」
 地盤面から基礎底盤までの深さ (Df) : 初期設定の「根入れ深さ」

各階の地震時層せん断力 (eQ3, eQ2, eQ1) : 「地震力の算定」より各階の eQi

$$\Sigma M_e = eQ3 \times H3 + eQ2 \times H2 + eQ1 \times (H1 + H0 + Df)$$

風圧力による転倒モーメント

各階の風圧時層せん断力 (wQ3, wQ2, wQ1) : 「風圧力の算定」より各階の ΣwQi

$$\Sigma M_{wx} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ \Sigma M_{wx} (\rightarrow) : X \text{ 方向 (左加力方向) の転倒モーメント} \\ \Sigma M_{wx} (\leftarrow) : X \text{ 方向 (右加力方向) の転倒モーメント}$$

Y方向 (↑下加力・↓上加力) : 「風圧力の算定」より各階の ΣwQi

$$\Sigma M_{wy} = wQ3 \times H3 + wQ2 \times H2 + wQ1 \times (H1 + H0 + Df) \\ \Sigma M_{wy} (\uparrow) : Y \text{ 方向 (下加力方向) の転倒モーメント} \\ \Sigma M_{wy} (\downarrow) : Y \text{ 方向 (上加力方向) の転倒モーメント}$$

転倒モーメントΣM

X方向 $\Sigma M_x = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wx})$

Y方向 $\Sigma M_y = \max(\Sigma M_e, \Sigma M_{wy})$

説明

■建築物重量ΣWの算定

WB:基礎の重量の算定

No	符号	位置	長さ (m)	立上り幅 (m)	立上り高 (m)	重量 (kN)
1	FG1	Y7通り X1-X8	5.915	0.150	0.550	11.712
2	FG2	Y5通り X1-X3	1.820	0.150	0.350	2.293
3	FG2	Y5通り X4-X8	3.185	0.150	0.350	4.013
4	FG2	Y4通り X1-X6	4.650	0.150	0.350	5.733
5	FG2	Y3通り X6-X8	1.365	0.150	0.350	1.720
6	FG1	Y1通り X1-X6	4.771	0.150	0.550	9.446
7	FG3	Y1通り X6-X7.5	0.924	0.150	0.504	1.677
8	FG1	Y1通り X7.5-X8	0.221	0.150	0.550	0.437
9	FG1	X1通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.550	9.910
10	FG2	X3通り Y4-Y7	2.730	0.150	0.350	3.440
11	FG2	X4通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.350	6.306
12	FG2	X5通り Y5-Y7	1.820	0.150	0.350	2.293
13	FG2	X6通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.350	6.306
14	FG1	X8通り Y1-Y7	5.005	0.150	0.550	9.910
合計						75.196

べた基礎の重量の算定

No	符号	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (㎡)	厚さ (m)	重量 (kN)
1	FS1	X1Y1-X4Y4	2.275	2.730	6.211	0.150	22.360
2	FS1	X4Y1-X6Y4	1.820	2.275	4.141	0.150	14.908
3	FS1	X6Y1-X6Y3	1.365	1.865	1.863	0.150	6.707
4	FS1	X6Y3-X6Y5	1.365	1.820	2.484	0.150	8.942
5	FS1	X1Y4-X3Y5	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
6	FS1	X3Y4-X4Y7	0.910	2.730	2.484	0.150	8.942
7	FS1	X4Y4-X6Y5	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
8	FS1	X1Y5-X3Y7	1.820	1.820	3.312	0.150	11.923
9	FS1	X4Y5-X6Y7	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
10	FS1	X5Y5-X6Y7	0.910	1.820	1.656	0.150	5.962
11	FS1	X6Y5-X6Y7	1.365	1.820	2.484	0.150	8.942
合計							106.572

ΣW1:地震算定用の1階上半分より上部重量 = 277.822 (kN)

ΣW0:地震算定用の1階下半分の重量 = 68.723 (kN)

WB:基礎の重量 = 75.196 + 106.572 = 181.768 (kN)

ΣW = ΣW1 + ΣW0 + WB = 528.313 (kN)

■建築物総重量ΣWの算定 (べた基礎の場合)

WB:基礎の重量の算定 (基礎梁立上り)

No	符号	位置	長さ (m)	立上り幅 (m)	立上り高 (m)	重量 (kN)
1	FG1	X1 通り Y1-4	5.915	0.150	0.550	11.712
合計						75.196

立上り幅: 基礎梁ダイアログの「立上り幅 b」

立上り高: 基礎梁ダイアログの「立上り高 D」 - べた基礎の厚さ d

重量 WB = Σ (基礎長さ × 立上り高 × 立上り幅 × RC 比重)

RC 比重: 24 (kN/m³)

べた基礎の重量の算定

No	符号	位置	Lx (m)	Ly (m)	面積 (㎡)	厚さ (m)	重量 (kN)
1	FG1	X1 通り Y1-4	2.275	2.730	6.211	0.150	22.360
合計							106.572

Lx: 短辺方向の長さ

Ly: 長辺方向の長さ

面積: Lx × Ly

厚さ: べた基礎ダイアログの「厚さ d」

重量 WB = Σ (基礎スラブ面積 × スラブ厚さ × RC 比重)

ΣW1: 地震算定用の1階上半分より上部の重量

ΣW0: 地震算定用の1階下半分の重量

WB: 基礎の重量 (基礎の重量とべた基礎の重量の合計値)

建物総重量: ΣW = ΣW1 + ΣW0 + WB

X方向の検定

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L0$$

L0: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離 0.810 m
 Lx: 10.010 m Lx / 2 : 5.005 m

$$e = (555.145 / 744.629) + 0.810 = 1.556 < 5.005 \text{ OK}$$

核半径: $r = Lx / 6$

$$e \leq r \text{ の場合 : } \alpha e = 1 + 6e / Lx$$

$$\alpha e = 1 + 6 \times 1.556 / 10.010 = 1.932$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 66.248 m²
 $s\sigma e = 1.932 \times 744.629 / 66.248 = 21.716$

検定比

$$s\sigma e / sqa = 21.716 / 100.0 = 0.217 \leq 1.0 \text{ OK}$$

Y方向の検定

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L0$$

L0: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離 0.216 m
 Ly: 6.825 m Ly / 2 : 3.413 m

$$e = (555.145 / 744.629) + 0.216 = 0.962 < 3.413 \text{ OK}$$

核半径: $r = Ly / 6$

$$e \leq r \text{ の場合 : } \alpha e = 1 + 6e / Ly$$

$$\alpha e = 1 + 6 \times 0.962 / 6.825 = 1.846$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 66.248 m²
 $s\sigma e = 1.846 \times 744.629 / 66.248 = 20.749$

検定比

$$s\sigma e / sqa = 20.749 / 100.0 = 0.207 \leq 1.0 \text{ OK}$$

説明

・ X方向の検討

偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L0$$

L0: 基礎底盤面の図心とΣWの重心との偏心距離

$$e = (\Sigma M / \Sigma W) + L0 < Lx / 2 \text{ OK} \quad \text{※NGの場合は警告メッセージ}$$

核半径: $r = Lx / 6$

$$e \leq r \text{ の場合 : } \alpha e = 1 + 6e / Lx$$

$$e > r \text{ の場合 : } \alpha e = 2 / 3 (1/2 - e / Lx)$$

短期接地圧

$$s\sigma e = \alpha e \times \Sigma W / AB$$

AB: 基礎底盤面積 (=1階床面積 (1階床荷重領域面積))

検定比

$$s\sigma e / sqa \leq 1.0 \text{ OK} \quad \text{※NGの場合はメッセージを出します。}$$

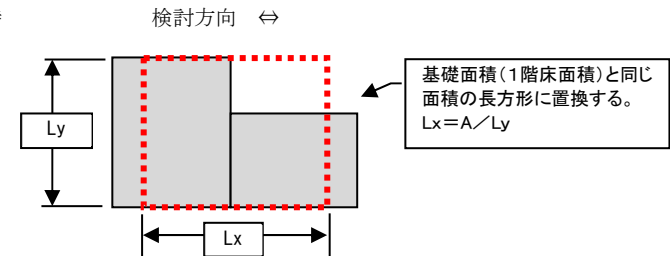
Sqa: 短期許容地耐力 初期設定の値

・布基礎については、外周の基礎立ち上がりで囲まれたべた基礎とみなして計算します。

等面積長方形置換

初期設定—計算条件(方針)—転倒モーメントの検討で、「等面積の長方形置換による」がオンの場合、長方形以外の底盤形状の場合は、計算しようとする方向の幅を最大幅として取り、底盤面積が等しくなるような長方形に置換して計算します。

X方向検討時



8. 層間変形角と剛性率の検討

(1) 層間変形角の確認

3階 X左加力方向

偏心率 0.028 $\delta = Q_e/D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	δ/h	判定 $\leq 1/150$
Y9.5	1.023	6.719	530.356	1.27	277.0	1/219	OK
Y7	1.008	1.169	93.643	1.25	277.0	1/222	OK
Y6	1.002	11.885	957.857	1.24	277.0	1/223	OK
Y2	1.000	7.964	643.124	1.24	277.0	1/224	OK

3階 X右加力方向

偏心率 0.026 $\delta = Q_e/D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	δ/h	判定 $\leq 1/150$
Y9.5	1.026	7.087	530.356	1.34	277.0	1/207	OK
Y7	1.009	1.231	93.643	1.31	277.0	1/211	OK
Y6	1.002	11.072	848.464	1.30	277.0	1/212	OK
Y2	1.000	8.376	643.124	1.30	277.0	1/213	OK

3階 Y下加力方向

偏心率 0.100 $\delta = Q_e/D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	δ/h	判定 $\leq 1/150$
X1	1.111	6.778	560.412	1.21	277.0	1/229	OK
X5	1.000	12.871	1182.429	1.09	277.0	1/255	OK
X6	1.000	2.554	234.590	1.09	277.0	1/254	OK
X8	1.000	6.028	553.715	1.09	277.0	1/254	OK

3階 Y上加力方向

偏心率 0.100 $\delta = Q_e/D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	δ/h	判定 $\leq 1/150$
X1	1.111	6.778	560.412	1.21	277.0	1/229	OK
X5	1.000	12.871	1182.429	1.09	277.0	1/255	OK
X6	1.000	2.554	234.590	1.09	277.0	1/254	OK
X8	1.000	6.028	553.715	1.09	277.0	1/254	OK

説明

8. 層間変形角と剛性率の検討

- ・初期設定一構造計算条件 I の「層間変形角・剛性率・偏心率」の「層間変形角の検討」「剛性率の検討」が ON の場合に検討します。
- ・「準耐火建築物」「ルート 2」が ON の場合も同様。

(1) 層間変形角の確認

n階 X左加力方向

偏心率 x.xxx $\delta = Q_e/D_i$

通り	割増係数 Ce	水平力 Qe (kN)	剛性 Di (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	δ/h	判定 $\leq 1/120$
Y9.5	1.000	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK
Y6	1.022	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK
Y2	1.177	x. xxx	xxx. xxx	xxx. x	x. xx	1/xxx	OK

割増係数 Ce: 「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」より、割増係数 Ce
 水平力 Qe: 「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」より、水平力 Qe
 剛性 Di: 「鉛直構面の地震力、風圧力に対する検定」より、水平力剛性 Di
 h: 各階の軸組階高
 δ : $\delta = Q_e/D_i$
 判定: 初期設定の層間変形角判定基準値

(2) 剛性率の確認

$$\delta = Q_i / \Sigma D_i$$

$$r_s = h / \delta$$

$$R_s = r_s / \text{平均}r_s$$

方向	階	Qi (kN)	ΣDi (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	rs	rs≥150	平均rs	Rs	Rs≥0.60
X左加力	3	27.553	2224.980	1.24	277.0	223	OK	201	1.10	OK
	2	59.675	4044.641	1.48	280.0	189	OK		0.94	OK
	1	84.710	5799.807	1.46	280.0	191	OK		0.95	OK
X右加力	3	27.553	2115.587	1.30	277.0	213	OK	198	1.07	OK
	2	59.675	4158.266	1.44	280.0	194	OK		0.97	OK
	1	84.710	5705.353	1.48	280.0	189	OK		0.95	OK
Y下加力	3	27.553	2531.146	1.09	277.0	254	OK	221	1.14	OK
	2	59.675	4293.056	1.39	280.0	201	OK		0.90	OK
	1	84.710	6389.735	1.33	280.0	210	OK		0.95	OK
Y上加力	3	27.553	2531.146	1.09	277.0	254	OK	220	1.15	OK
	2	59.675	4293.109	1.39	280.0	201	OK		0.91	OK
	1	84.710	6295.230	1.35	280.0	207	OK		0.94	OK

説明

(2) 剛性率の確認

・表

方向	階	Qi (kN)	ΣDi (kN/m)	δ (cm)	h (cm)	rs	rs≥120	平均rs	Rs	Rs≥0.60	
X左加力	3	x.xxx	x.xxx	x.x	x.xx	x	OK	x	x.xx	OK	
	2						NG				NG
	1										
X右加力	3										
	2										
	1										
Y下加力	3										
	2										
	1										
Y上加力	3										
	2										
	1										

層間変形角

$$\delta \text{ (cm)} : Q_i / \Sigma D_i$$

Qi : 水平力

ΣDi : 許容応力

$$r_s : h / \delta$$

h : 各階軸組階高

剛性率

$$R_s : r_s / \text{平均}r_s$$

判定 : $R_s \geq 0.60$ (初期設定の剛性率判定基準値) ならばOK。
NGの場合は警告メッセージ。

・混構造 1階RC、S造の場合
1階の計算は行いません。

・初期設定一構造計算条件I「層間変形角・剛性率・偏心率」で「剛性率の検討」がOFFの場合は出力しません。

9. 屋根葺き材等の検討

屋根葺き材に加わる風圧力W

風速 $V_0=30$ (m/s)、地表面粗度区分Ⅲ

3-2(1)速度圧の算定より $E_r = 0.786$

平均速度圧 $q = 0.6 \times E_r^2 \times V_0^2 = 0.6 \times 0.786^2 \times 30^2 = 332.761$ (N/m²)

ピーク風力係数 $C_f = -3.2$

$W = q \times C_f = 332.761 \times -3.2 = -1064.8$ N/m² (上向きに 1064.8 N/m²)

屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重

スレート葺き(30枚/坪、釘2本留め工法)

短期許容引き上げ荷重 $W_a = 2646.0$ N/m²

検定比 $W/W_a = 1064.8 \div 2646.0 = 0.40 < 1.0$ OK

説明

9. 屋根葺き材等の検討

- ・初期設定—追加使用部材の「屋根葺き材等の検討を行う」がONの場合に検討します。

屋根葺き材に加わる風圧力W

Er :	3-2(1)速度圧の算定より求めた Er
平均速度圧 q	$q = 0.6 \times E_r^2 \times V_0^2$
ピーク風圧力係数 Cf :	初期設定—追加使用部材の「ピーク風力係数」
風圧力 W :	$W = q \times C_f$

屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重

葺き材名称 :	初期設定—追加使用部材の「屋根葺き材等名称」
短期許容引き上げ荷重 W_a :	初期設定—追加使用部材の「短期許容引き上げ荷重」
検定比 W/W_a :	$W/W_a < 1.0$ OK

説明

10. 性能評価書

- ・初期設定一構造計算条件 I の「性能表示評価を行う」が ON の場合に、性能評価書を出力できます。

物件名： 物件情報の物件名
 用途： 物件情報の用途
 規模： 物件情報の規模
 地業： 物件情報の地業より（布基礎又はべた基礎）
 作成日： 帳票を出力した日付
 1階床高さ： 物件情報の基礎高さ＋土台せい＋1階床厚（m）
 軒高さ： 物件情報の軒高さ合計（m）
 最高高さ： 物件情報の最高高さ（m）

[構造の安定に関すること]

耐震等級一等級： 耐震等級数
 耐震等級一適用倍率： 耐震等級倍率
 耐風等級一等級： 耐風等級数
 耐風等級一適用倍率： 耐風等級倍率
 耐積雪等級： 一般地域の場合、「該当区域外」
 多雪区域の場合、耐積雪等級数と耐積雪等級倍率

[偏心率の検討]

- ・「偏心率とねじれ補正係数の算定」で求めた偏心率
4方向の偏心率が全て初期設定の偏心率判定基準値以下のときに OK とします。

性能評価書

サンプル邸		作成日	2002/10/02
用途	専用住宅	1階床高さ	0.580 (m)
規模	木造3階建て	軒高さ	8.950 (m)
地業	布基礎	最高高さ	10.220 (m)

[構造の安定に関すること] 評価方法基準は許容応力度計算（ルート1）による

性能表示事項	評価基準	等級	適用倍率
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3	1.50倍
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
耐積雪等級 (構造躯体の倒壊防止 及び損傷防止) ※該当区域外	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		

偏心率の検討

方向 加力方向	X方向		Y方向		偏心率 ($Re \leq 0.30$)
	左加力	右加力	下加力	上加力	
3階	0.054	0.006	0.131	0.131	OK
2階	0.120	0.166	0.035	0.033	OK
1階	0.045	0.015	0.058	0.056	OK