

2階建て木造構造計算書

平成 年 月 日

物件名称 ： DENCO邸
建築場所 ： 札幌市
建 築 主 ： DENCO
設 計 者 ： 石川

目 次

1. 一般事項	1
1.1 建物概要等	1
1.2 設計方針	1
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	2
1.4 使用材料及び許容応力度	6
1.5 仮定荷重	9
1.6 略伏図	12
1.7 軸組図	16
2. 耐力壁の設計	55
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d 及び P_i の算定	55
2.2 令第46条に定める壁量算定	67
2.2.1 地震力に対する必要壁長の表	67
2.2.2 風圧力に対する L_n の表	67
2.2.3 L_d/L_n の比率の表	67
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	71
建物重量の算定	71
2.3.1 地震力の算定	72
2.3.2 風圧力の算定	73
2.3.3 耐力壁の耐力算定	75
2.4 重心・剛心・偏心率の計算	78
2.4.1 重心の計算	79
2.4.2 剛心の計算	83
2.4.3 偏心率の計算	95
2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討	96
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時応力図	113
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時検定比図	115
2.5 壁量充足率の検討	117
2.5.1 地震力による存在壁量と充足率	117
2.5.2 風圧力による存在壁量と充足率	119
2.6 水平構面の負担水平力に対する検討	121
2.6.1 通り別重量の算定	121
2.6.2 床倍率伏図	124
2.6.3 水平構面の許容せん断耐力	126
2.6.4 水平構面の負担水平力に対する検定	128
2.7 荷重変形曲線による保有水平耐力の検討	
3. 各部の設計	261
3.1 軸力	261
3.1.1 水平力による耐力壁の応力	261
3.1.2 柱の軸力	291
3.2 柱の設計	317
3.3 梁・桁・胴差の設計	327
3.4 たる木・母屋他の設計	383
3.5 接合部の設計	384
3.6 基礎の設計	399
3.7 屋根葺き材等の検討	466
4. ルート2の計算他	467
4.1 ルート2判定表	
4.2 層間変形角	467
4.3 剛性率	472
4.4 転倒の検討	473
4.5 壁・柱の直下率	474

目 次 ゾーン

ゾーン解析の指定	143
ゾーン 1	
2. 耐力壁の設計	144
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d 及び P_i の算定	144
2.2 令第46条に定める壁量算定	152
2.2.1 地震力に対する必要壁長の表	152
2.2.2 風圧力に対する L_n の表	153
2.2.3 L_d/L_n の比率の表	153
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	156
建物重量の算定	156
2.3.1 地震力の算定	157
2.3.2 風圧力の算定	158
2.3.3 耐力壁の耐力算定	160
2.4 重心・剛心・偏心率の計算	162
2.4.1 重心の計算	163
2.4.2 剛心の計算	166
2.4.3 偏心率の計算	174
2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討	175
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時応力図	187
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時検定比図	189
2.5 壁量充足率の検討	191
2.5.1 地震力による存在壁量と充足率	191
2.5.2 風圧力による存在壁量と充足率	193
ゾーン 2	
2. 耐力壁の設計	195
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d 及び P_i の算定	195
2.2 令第46条に定める壁量算定	207
2.2.1 地震力に対する必要壁長の表	207
2.2.2 風圧力に対する L_n の表	208
2.2.3 L_d/L_n の比率の表	208
2.3 水平力に対する耐力壁の算定	211
建物重量の算定	211
2.3.1 地震力の算定	212
2.3.2 風圧力の算定	214
2.3.3 耐力壁の耐力算定	216
2.4 重心・剛心・偏心率の計算	219
2.4.1 重心の計算	220
2.4.2 剛心の計算	224
2.4.3 偏心率の計算	236
2.4.4 ねじれ補正值と鉛直構面の検討	237
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時応力図	253
2.4.4 鉛直構面の短期荷重時検定比図	255
2.5 壁量充足率の検討	257
2.5.1 地震力による存在壁量と充足率	257
2.5.2 風圧力による存在壁量と充足率	259

1. 一般事項

1.1 建物概要

物件名称: DENC邸

建築場所: 札幌市

建築主: DENC

設計者: 石川

用途:	住宅
規模:	床面積
	1階 76.264 m ²
	2階 59.702 m ²
	延面積 135.965 m ²
構造:	階数 2階建て
	木造
	軒高 5.850 m
	最高高さ 6.150 m
	階高
	1階 2.700 m
	2階 2.700 m
	1階床高さ 0.450 m
	屋根形状 陸屋根
	勾配 X 2.0/ 10 Y 2.0/ 10
	軒出 X 0.000 m Y 0.000 m
仕上げ:	屋根 亜鉛鉄板ぶき
	外壁 1階 モルタル仕上
	2階 モルタル仕上
建設地:	多雪地域
地盤:	50.0 kN/m ²
地業:	べた基礎

1.2 設計方針

床は剛な床組として設計する

準拠した基準・参考図書

- ・改正基準法・同施行令・告示等
- ・2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- ・鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説
- ・建築基礎構造設計指針
- ・木構造設計規準・同解説
- ・3階建て木造住宅の構造設計と防火設計の手引き

ゾーン解析を行なう

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、繊維の傾斜、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設ける	☐ 柱脚を基礎に緊結 ☐ 足固め平家建(軟弱地盤指定区域以外)
	2項	☐ 土台は基礎に緊結	☐ 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	☐ 横架材間距離×表の数値以上(1/20～1/33)	☐ 平成12年建告1349号の座屈の許容応力度計算
	2項	☐ 3階建の1階柱 13.5cm以上	☐ 平成12年建告1349号の座屈の許容応力度計算
	4項	☐ 柱断面の1/3以上のかき取りはない ☐ 柱断面の1/3以上のかき取りは補強する	
	5項	2階建以上の隅柱は ☐ 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、150以下	
はり等の横架材 令44条		☐ 中央部下側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	☐ 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年建告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 4項	☐ 下記の壁量計算をおこなう 表1(又は昭和56年建告1100号)に定める耐力壁の倍率に壁長を乗じた存在壁量の和が、その階の床面積(小屋裏に1/8以上の物置等を設ける場合は平成12年建告1351号で面積加算)に表2の数値を乗じた地震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、耐力壁を釣合い良く設ける	令46条2項 ☐ 次に掲げる基準に適合 イ. 昭和62年建告1898号規定する集成材等(含水率20%以下の製材も可)を使用 ロ. 柱脚が、土台又はRC基礎に緊結 ハ. 昭和62年建告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行う ☐ 方づえ、控柱又は控壁
	3項	☐ 床組及び小屋ばり組の隅角に火打(構造用合板張り等も含む)を設け、小屋組に振れ止めを設ける	☐ 昭和62年建告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行う
	4項	☐ 四分割法による釣合良い配置の検討(平成12年建告1352号)	☐ 令82条の6第二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年建告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条第一号から第三号の許容応力度計算を行う ☐ 柱頭柱脚はN値計算を行う
防腐措置等 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腐防蟻措置を講ずる	

水平力に対する構造計算と令46条関連計算チェックリスト

(1) 令46条の壁量計算 (2. 3. 1および2. 3. 2)	☐ 小屋裏、天井裏に当該階床面積の1/8を超える物置等があることにより、平成12建告1351号に基づく床面積の割増を行う ☐ 耐力壁の仕様は表2. 3. 2. 1の仕様規定を満たす ☐ 2つの耐力壁を併用した軸組は表2. 3. 2. 2、3つ耐力壁を併用した軸組は表2. 3. 2. 3の組み合わせに準拠し、壁倍率は5以下	
(2) 壁のつり合い良い配置の検定 (平12建告1352号) (2. 3. 3)	☐ 四分割法を用いた検定 ☐ 両側端部の壁量充足率がいずれも1を超える ☐ 壁率比が0. 5以上の確認 ☐ 偏心率 $\leq 0. 3$ の確認 ☐ 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁のみで計算 ☐ 準耐力壁等を含めた計算	
(3) 耐力壁の許容せん断耐力の計算 (2. 4. 1)	構造計算で使用する耐力壁の種類について ☐ 令46条及び昭56建告1100号の耐力壁を使用 ☐ 品確法で定める準耐力壁等を使用 ☐ 4. 2または4. 3の詳細計算法により許容せん断耐力を計算した面材耐力壁を使用 ☐ 6. 3の面内せん断試験により許容せん断耐力を導いた耐力壁を使用	
(4) 地震力・風圧力に対する鉛直構面の検定 (2. 4. 2)	偏心によるねじれを考慮した割増係数 C_e について： ☐ 四分割法で両側端部の壁量充足率 >1 により $C_e=1$ ☐ 四分割法により $C_e=2$ -壁率比 ☐ 偏心率 $\leq 0. 15$ により $C_e=1$ ☐ C_e =各通りのねじれ補正係数 α ☐ $C_e=0. 5$ +偏心率 $/0. 3$ (Fe割増)	
(5) 鉛直構面の柱頭柱脚接合部の引抜力の計算 (2. 4. 3)	☐ 2. 4. 3(2)のN値計算法に準拠した方法 ☐ 4. 6. 1ラーメン置換モデルによる方法 ☐ 4. 6. 2せん断パネル置換による方法 ☐ その他の方法 []	
(6) 鉛直構面の柱頭柱脚接合部の許容引張耐力の検定 (2. 4. 4)	☐ 2. 4. 4(1)の表2. 4. 4. 1の接合仕様と短期許容引張耐力を使用 ☐ 6. 5継手・仕口接合部の試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様を使用 ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき許容耐力を算定した接合仕様(1/d ≥ 8 の接合具、縁端距離・間隔などの配置規定遵守、多本数の低減係数の考慮)	
(7) 水平力に対する水平構面の許容せん断耐力の検定 (2. 4. 5および2. 4. 6)	☐ 2. 4. 5(1)の条件①～⑤のチェック(すべてを満足)により構造計算を省略 ☐ 構造計算により水平構面の許容せん断耐力の検定を行う。その場合、使用する水平構面の種類について： ☐ 水平構面の許容せん断耐力は、2. 4. 5の表2. 4. 5. 1の水平構面仕様と $\angle Q_a$ による ☐ 詳細計算法により許容せん断耐力を計算した面材張り床水平構面(4. 4)、又は面材張り勾配屋根水平構面(4. 5)を使用 ☐ 6. 3の面内せん断試験により許容せん断耐力を導いた水平構面を使用	
(8) 横架材接合部の許容引張耐力の検定 (2. 4. 7および2. 4. 8)	☐ 2. 4. 5(1)の条件①～⑤のチェック(すべてを満足)により構造計算を省略 ☐ 構造計算により横架材接合部の許容引張耐力の検定を行う。その場合、使用する横架材接合部の種類について： ☐ 2. 4. 8. 1の接合仕様と短期許容引張耐力を使用 ☐ 6. 5の接合部試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様を使用 ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき許容耐力を算定した接合仕様(1/d ≥ 8 の接合具、縁端距離・間隔などの配置規定遵守、多本数の低減係数の考慮)	
(9) 土台の曲げとアンカーボルトの引張および、せん断の検定 (2. 4. 9)	土台の曲げの検定	☐ 2. 4. 9(1)の条件①、②のチェック(すべてを満足)により、土台の曲げ検定の計算省略 ☐ 柱脚の引抜力による土台の曲げ応力の検定を構造計算(2. 4. 9(2)の方法等)により行う
	アンカーボルトの引張の検定	☐ 2. 4. 9(1)の条件①、③、④のチェック(すべてを満足)により、アンカーボルトの引張の検定の計算省略 ☐ アンカーボルトの引張耐力の検定を構造計算(2. 4. 9(3)の方法等)により行う
	アンカーボルトのせん断の検定	☐ アンカーボルトのせん断の検定を(2. 4. 9. 6)式により行う ☐ その他 []

鉛直荷重と局部荷重に対する構造計算チェックリスト

(1) 鉛直荷重に対する横架材の曲げとたわみに対する断面検定 (2.5.1)	横架材の応力計算モデルについて： ☐ 表2.5.1.6の単純梁モデル等による計算 ☐ 連続梁等その他フレームモデルによる計算 曲げに対する断面検定について： ☐ 曲げに対する断面検定において仕口等による欠損を適切に考慮 たわみに対する断面検定について： ☐ たわみ計算による断面検定において変形増大係数や仕口等の欠損を考慮 ☐ 梁せい>スパン/12の場合は、床梁のたわみ計算を省略
(2) 鉛直荷重による横架材のせん断に対する検定 (2.5.2)	せん断に対する断面検定について(端部を除く)： ☐ 2.5.2(1)の条件を満たすことにより、せん断による断面検定を省略 ☐ 曲げ、たわみに加えてせん断力による断面検定も実施 横架材端接合部のせん断に対する検定について： ☐ 継手・仕口のせん断力の検定を行う [(2.5.2.1)式による検定] ☐ 梁受金物のせん断力の検定を行う [(2.5.2.3)式による検定]
(3) 柱の座屈と面外風圧力に対する検定 (2.5.3)	☐ 負担荷重の大きい柱の座屈に対する検定を行う ☐ 外壁面の柱の面外曲げと座屈の複合応力に対する検定を行う
(4) 土台のめり込みの検定 (2.5.4)	☐ 長期荷重(多雪地域の場合は積雪時長期荷重)に対する土台のめり込みの検定を実施 ☐ 柱を基礎に直接緊結しているため土台のめり込みの検定を省略
(5) 屋根風圧力に対する垂木・もや・および接合部の検定 (2.5.5)	軒先の負の風圧力による短期曲げに対する垂木の断面検定について(該当する屋根形状の場合)： ☐ 軒先の負の風圧力による短期曲げに対する垂木の断面検定を行う 軒先の負の風圧力による垂木－軒桁接合部の引張耐力の検定について(該当する屋根形状の場合)： ☐ 軒先の負の風圧力による垂木－軒桁接合部の引張耐力の検定を行う。その場合、使用する垂木－軒桁接合部の種類について ☐ 表2.5.5.2の接合仕様と短期許容引張耐力による ☐ 6.5.2(5)垂木－軒桁接合部の引張試験により短期許容引張耐力を導いた接合仕様による ☐ 「木質構造設計規準・同解説」にもとづき短期許容引張耐力を算定した接合具による 垂木－母屋接合部の引張耐力の検定について(該当する屋根構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の①～③の条件を満たすことにより、引張耐力の検定を省略 ☐ 垂木－母屋接合部の引張耐力の検定を行う けばらの母屋の曲げ検定について(該当する屋根形状・構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の①、②、④の条件を満たすことにより、検定を省略 ☐ けばらの負の風圧力による短期曲げに対する母屋断面の検定を行う 母屋－小屋束接合部の引張の検定について(該当する屋根形状・構法の場合)： ☐ 2.5.5(4)の①、②、⑤の条件を満たすことにより、母屋－小屋束接合部の引張の検定を省略 ☐ けばらの負の風圧力による母屋－小屋束接合部の引張耐力の検定を行う
(6) 大きな吹抜に接する耐風梁の面外風圧力に対する検定 (2.5.6)	☐ 外部に面する吹抜が無い、あるいは、2.5.6(1)の条件を満たすことにより、耐風梁の断面検定を省略 ☐ 外部に面する長さが3.2mを超える吹抜など、2.5.6(1)の条件をはずれるため面外曲げに対する耐風梁の断面検定を行う ☐ その他 []
(7) 梁上に載る耐力壁 (2.5.7)	☐ 梁上に載る耐力壁等はない ☐ 梁上に載る耐力壁等有る 耐力壁が載る横架材の断面検定について： ☐ 梁せいが(2.5.7.14)式を満たすことにより、断面検定を省略 ☐ 2.5.7(3)による横架材の短期曲げに対する断面検定を行う ☐ その他 [] 梁上耐力壁の剛性低減について： ☐ 耐力壁が載る横架材の両端が柱で直接支持されているため、剛性低減係数 C_k は(2.5.7.15)式による ☐ (2.5.7.1)式により剛性低減係数 C_k を算定 ☐ その他 []
(8) 屋根葺き材の検討 (2.7)	☐ 平12建告1458号による屋根葺き材に作用する風圧力が屋根葺き材の短期許容引き上げ荷重以下であることを確認。

地盤と基礎に対する構造計算と仕様規定チェックリスト

(1) 事前調査と地盤調査 (2.6.1(1)および(2))	☐ 地形図、土地条件図、地盤図などにより地形・地層概況を把握 ☐ 現地調査により、敷地の造成形態、周辺の道路や崖・擁壁や河川などの状況、周辺家屋の地盤・基礎の不具合状況などを把握 地盤調査方法について： ☐ スウェーデン式サウンディング(以下SWS)試験 ☐ 標準貫入試験 ☐ その他の地盤調査方法〔 〕																
(2) 地盤の許容応力度 q_a の算定 (2.6.1(3))	☐ SWS試験結果より平13国交告1113号第2(3)式により算定 ☐ 標準貫入試験結果より平13国交告1113号第2(1)式により算定 ☐ その他による〔 〕																
(3) 軟弱地盤の判定と対応 (2.6.1(4))	☐ SWS試験において基礎底面から2m以内に、1kN以下で自沈する層が無く、2m～5m以内に500N以下で自沈する層が無い ☐ SWS試験において基礎底面から2m以内に、1kN以下で自沈する層が有る、あるいは、2m～5m以内に500N以下で自沈する層が有る(→以下の対応法) ☐ 圧密沈下等の検討を行い、建物に有害な損傷、変形、沈下が生じないことを確認 ☐ 杭による補強を行う：〔 〕杭 ☐ 地盤改良を行う：〔 〕 ☐ その他〔 〕																
(4) 基礎形式の選定 (平12建告1347号第1)	地盤の長期許容応力度(地盤改良の場合は改良後の値)： $q_a = [] \text{ kN/m}^2$ ☐ $q_a < 20 \text{ kN/m}^2$ より、基礎杭を用いた構造とする ☐ $q_a \geq 20 \text{ kN/m}^2$ より、べた基礎とする ☐ $q_a \geq 30 \text{ kN/m}^2$ より、布基礎とする																
(5) 基礎の仕様規定の確認 (平12建告1347号第1第3項および第4項)	☐ 以下の仕様規定に従う ☐ 土台の下には連続した立ち上がり部分を設ける ☐ 換気口を設ける場合は、その周辺に9φ以上の補強筋を配置する ☐ べた基礎または布基礎の場合は下記の断面と配筋の仕様規定に従う(※下図は一般的な基礎断面を示す。フック、配筋形状等は例示) ☐ [] mm $\geq 120 \text{ mm}$ ☐ 上端主筋：〔 〕 $\geq$ 径12mm 補強筋と緊結 ☐ [] mm $\geq 300 \text{ mm}$ ☐ [] mm $\geq 120 \text{ mm}$ ☐ 下端主筋：〔 〕 $\geq$ 径12mm 補強筋と緊結 ☐ 縦筋、横筋とも〔 〕 $\geq$ 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm $\leq 300 \text{ mm}$ ☐ [] mm $\geq 120 \text{ mm}$ ☐ 上端主筋：〔 〕 $\geq$ 径12mm 補強筋と緊結 ☐ [] mm $\geq 300 \text{ mm}$ ☐ [] mm $\geq 240 \text{ mm}$ ☐ 底盤補強筋：〔 〕 $\geq$ 径9mmかつ、ピッチ〔 〕 mm $\leq 300 \text{ mm}$ 両端筋〔 〕 $\geq$ 径9mmと緊結 <table border="1" style="margin-top: 10px; width: 100%;"> <thead> <tr> <th>地盤のq_a [kN/m²]</th> <th>平屋建て</th> <th>2階建て</th> <th>3階建て</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$30 \leq q_a < 50$</td> <td>300mm</td> <td>450mm</td> <td>600mm</td> </tr> <tr> <td>$50 \leq q_a < 70$</td> <td>240mm</td> <td>360mm</td> <td>450mm</td> </tr> <tr> <td>$70 \leq q_a$</td> <td>180mm</td> <td>240mm</td> <td>300mm</td> </tr> </tbody> </table>	地盤の q_a [kN/m ²]	平屋建て	2階建て	3階建て	$30 \leq q_a < 50$	300mm	450mm	600mm	$50 \leq q_a < 70$	240mm	360mm	450mm	$70 \leq q_a$	180mm	240mm	300mm
地盤の q_a [kN/m ²]	平屋建て	2階建て	3階建て														
$30 \leq q_a < 50$	300mm	450mm	600mm														
$50 \leq q_a < 70$	240mm	360mm	450mm														
$70 \leq q_a$	180mm	240mm	300mm														
(6) 接地圧とフーチングの検定 (2.6.3)	☐ 底盤下の長期接地圧が地盤の q_a 以下であることの検定を行う ☐ 底盤に生じる曲げモーメントが許容曲げモーメント以下であることの検定を行う 転倒モーメントによる短期接地圧の検定について： ☐ 建物の塔状比 ≤ 2.5 、かつ、地盤の $q_a \geq 30 \text{ kN/m}^2$ を満たすことにより転倒に対する短期接地圧の検定は省略 ☐ 構造計算により転倒モーメントに対する短期接地圧の検定を行う																
(7) 基礎ばりの検定 (2.6.4)	☐ スパンが大きい基礎ばりに対する長期曲げ及びせん断の検定を行う ☐ 耐力壁下の基礎ばりに対する短期曲げ及びせん断の検定を行う 偏心布基礎がある場合： ☐ 偏心布基礎のねじりモーメントに対する検定を行う																

1.4 使用材料および許容応力度

(1) 木材

土台 100×100 ヒバ

1階柱 100×100 米マツ

2階柱 100×100 米マツ

3階柱

梁 100×240 米マツ

母屋 45×45 すぎ

たる木

根太

(2) 鉄筋,コンクリート

木材 許容応力度表

樹 種	長 期 (N/mm ²)					短 期 (N/mm ²)					ヤング 係数 (x1000 N/mm ²)
	圧縮	引張り	曲げ	せん断	めり 込み	圧縮	引張 り	曲げ	せん断	めり 込み	
1 種	8.10	6.50	10.30	0.90	3.10	14.80	11.80	18.80	1.60	5.60	10.00
2 種	7.60	5.90	9.80	0.80	2.50	13.80	10.80	17.80	1.40	4.50	9.00
3 種	7.00	5.40	9.20	0.80	2.00	12.80	9.80	16.80	1.40	3.60	8.00
4 種	6.50	5.00	8.10	0.70	2.00	11.80	9.00	14.80	1.20	3.60	7.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

コンクリートの許容応力度

種 類	長 期 (N/mm2)				短 期 (N/mm2)				備 考
	圧 縮	せん断	付着 ()内の数値は丸鋼		圧 縮	せん断	付着 ()内の数値は丸鋼		
			上端筋	その他			上端筋	その他	
FC18	6.0	0.60	1.20(0.72)	1.80(1.08)	12.0	0.90	1.80(1.08)	2.70(1.62)	

鉄筋の許容応力度

種 類	長 期 (N/mm ²)			短 期 (N/mm ²)			基準強度 (N/mm ²)	備 考
	圧 縮	引張り	せん断	圧 縮	引張り	せん断		
SD295A	195	195	195	295	295	295	295	
SD295B	195	195	195	295	295	295	295	
SD345	215	215	195	345	345	345	345	
SR235	155	155	155	235	235	235	235	

木造住宅用接合金物（Zマーク表示金物）短期許容応力度表（kN）

名称	記号	べいまつ類	べいつが類	すぎ類	備考
かすがい	C-120	1.27	1.18	1.08	
	C-150	1.27	1.18	1.08	
かど金物	CP・L	4.31	3.87	3.38	10-ZN65
	CP・T	4.31	3.87	3.38	10-ZN65
山形プレート	VP	5.02	4.55	3.92	8-ZN90
羽子板ボルト	SB・F, SB・F2	5.69	5.20	5.00	1-M12
	SB・E, SB・E2	5.69	5.20	5.00	1-M12
引き寄せ金物 (ボルト接合)	HD-B10 S-HD10	11.38	10.40	10.00	2-M12 2-LS12
	HD-B15 S-HD15	17.06	15.59	15.00	3-M12 3-LS12
	HD-B20 S-HD20	22.75	20.79	20.01	4-M12 4-LS12
	HD-B25 S-HD25	28.44	25.99	25.01	5-M12 5-LS12
引き寄せ金物 (くぎ接合)	HD-N 5	7.53	6.83	5.88	6-ZN90
	HD-N10	12.55	11.38	9.81	10-ZN90
	HD-N15	20.08	18.20	15.69	16-ZN90
	HD-N20	22.59	20.48	17.65	20-ZN90
	HD-N25	29.37	26.62	22.95	26-ZN90

接合部の仕様（告示表3に対応）

Nの値	告示表3	必要耐力 (kN)	金物等（これらと同等以上の接合方法含む）
0.0以下	(い)	0.0	短ほぞ差し、かすがい打
0.65以下	(ろ)	3.4	長ほぞ差し込み栓打、L字形かど金物くぎCN65×5本
1.0以下	(は)	5.1	T字形かど金物くぎCN65×5本、山形プレート金物くぎCN90×8本
1.4以下	(に)	7.5	羽子板ボルトΦ12mm、短冊金物
1.6以下	(ほ)	8.5	羽子板ボルトΦ12mmに長さ50mm径4.5mmのスクリーナー釘
1.8以下	(へ)	10.0	10kN用引き寄せ金物
2.8以下	(と)	15.0	15kN用引き寄せ金物
3.7以下	(ち)	20.0	20kN用引き寄せ金物
4.7以下	(り)	25.0	25kN用引き寄せ金物
5.6以下	(ぬ)	30.0	15kN用引き寄せ金物×2枚
5.6超	(一)	N×5.3	

1.5 仮定荷重

1.5.1 固定荷重

屋根 亜鉛鉄板ぶき

鉄板

野地板

たるき

小屋組

250

200

計

水平見付け面積当たり

450 N/m²460 N/m²

2階床

板張り

仕上

(根太含む)

床組

天井

250

200

200

計

650 N/m²

1階床

板張り

仕上

(根太含む)

床組

天井

250

200

200

計

650 N/m²

2階外壁

モルタル仕上

外部仕上

軸組

内部仕上

690

150

150

計

990 N/m²

1階外壁

モルタル仕上

外部仕上

軸組

内部仕上

690

150

150

計

990 N/m²

2階内壁

セッコウボード 9mm

仕上両面

軸組

250

150

計

400 N/m²

1階内壁

セッコウボード 9mm

仕上両面

軸組

250

150

計

400 N/m²

その他1

天井 セッコウボード 12mm

仕上両面

軸組

340

150

計

490 N/m²

1.5.2 設計荷重

(N/m²)

	屋 根			2 階 床			1 階 床		
	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計	固 定	積 載	設 計
床 用	460	0	460	650	1800	2450	650	1800	2450
柱・梁・基礎用	460	0	460	650	1300	1950	650	1300	1950
地 震 用	460	0+1470	1930	650	600	1250	650	600	1250
積 雪 用	0	4200	4200	0	0	0	0	0	0

	その他1		
	固 定	積 載	設 計
床 用	490	0	490
柱・梁・基礎用	490	0	490
地 震 用	490	0	490
積 雪 用	0	0	0

1.5.3 積雪荷重

積雪深さ

:

140 cm

積雪荷重

:

$140 \times 30.00 = 4200 \text{ N/m}^2$

短期雪低減

:

$\text{積雪荷重} \times 1.00 = 4200 \text{ N/m}^2$

地震時低減

:

$\text{積雪荷重} \times 0.35 = 1470 \text{ N/m}^2$

短期時組み合わせ長期低減

:

$\text{積雪荷重} \times 0.35 = 1470 \text{ N/m}^2$

長期時低減

:

$\text{積雪荷重} \times 0.70 = 2940 \text{ N/m}^2$

1.5.4 速度圧

地表面粗度区分: IV

$Z_b = 10$

$Z_G = 550$

$\alpha = 0.27$

$V_0 = 32$

速度圧の低減値

$a = 1.00$

方向	階	中心高さ h (m)	H' (m)	G f	E	速度圧 $a \times 0.6 E V_0^2$	風力係数
X	屋根	5.85	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	2階	4.50	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	1階	1.80	10.00	3.10	1.03	632	1.20
Y	屋根	5.85	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	2階	4.50	10.00	3.10	1.03	632	1.20
	1階	1.80	10.00	3.10	1.03	632	1.20

1.5.5 地震力

建物高さ

:

$H = 6.00 \text{ (m)}$ (最高高さと軒高の平均)

地震地域係数

:

$Z = 1.00$

せん断力係数

:

$C_o = 0.20$

振動特性係数

:

$R_t = 1.00$

固有周期

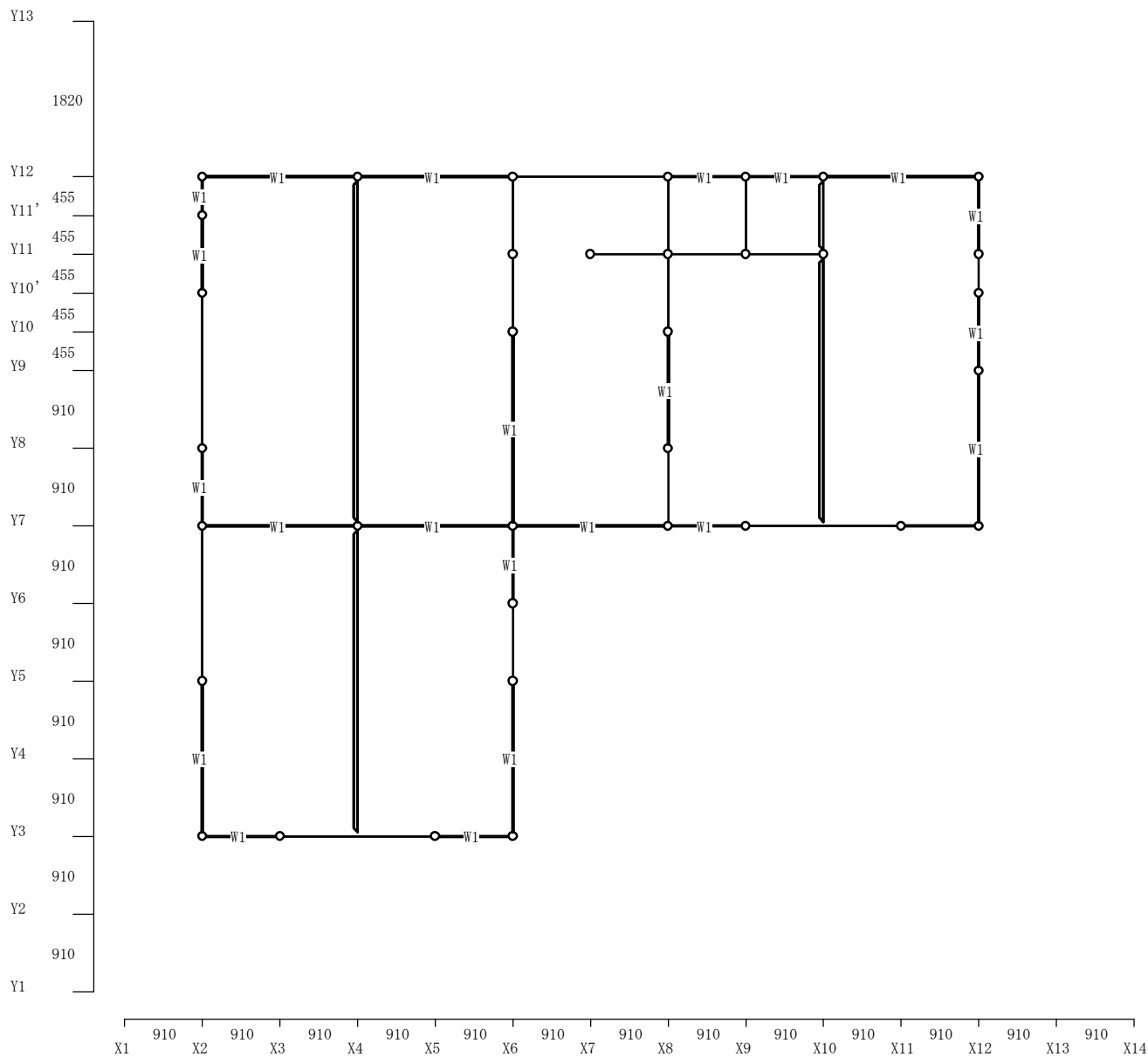
:

$T = 0.03H = 0.03 \times 6.00 = 0.180$

1.6 略伏図

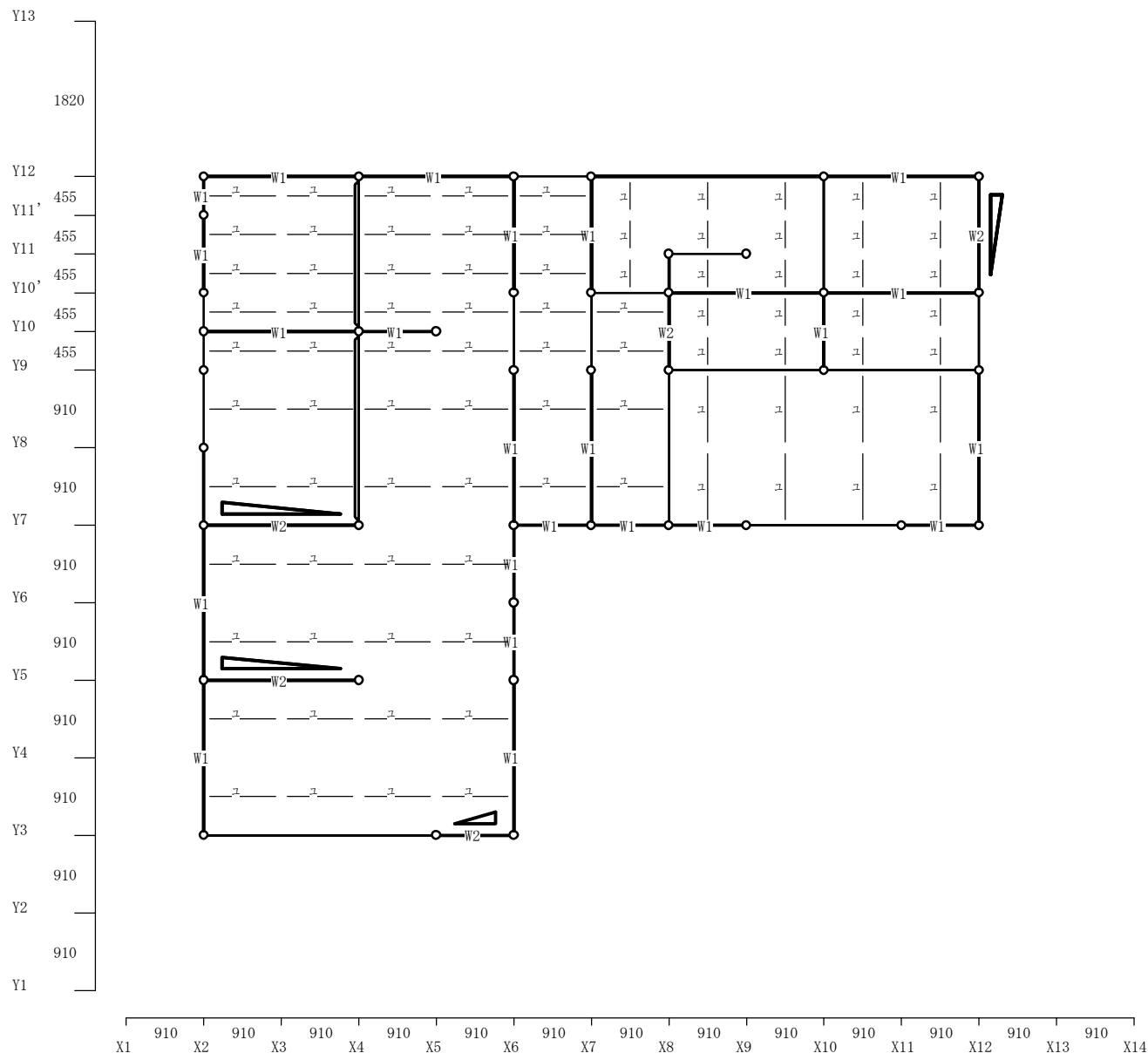
2 階（屋根）

W：壁仕様リストNo. ュ：床 ヤ：屋根 ヲ1-ヲ9：その他1～その他9

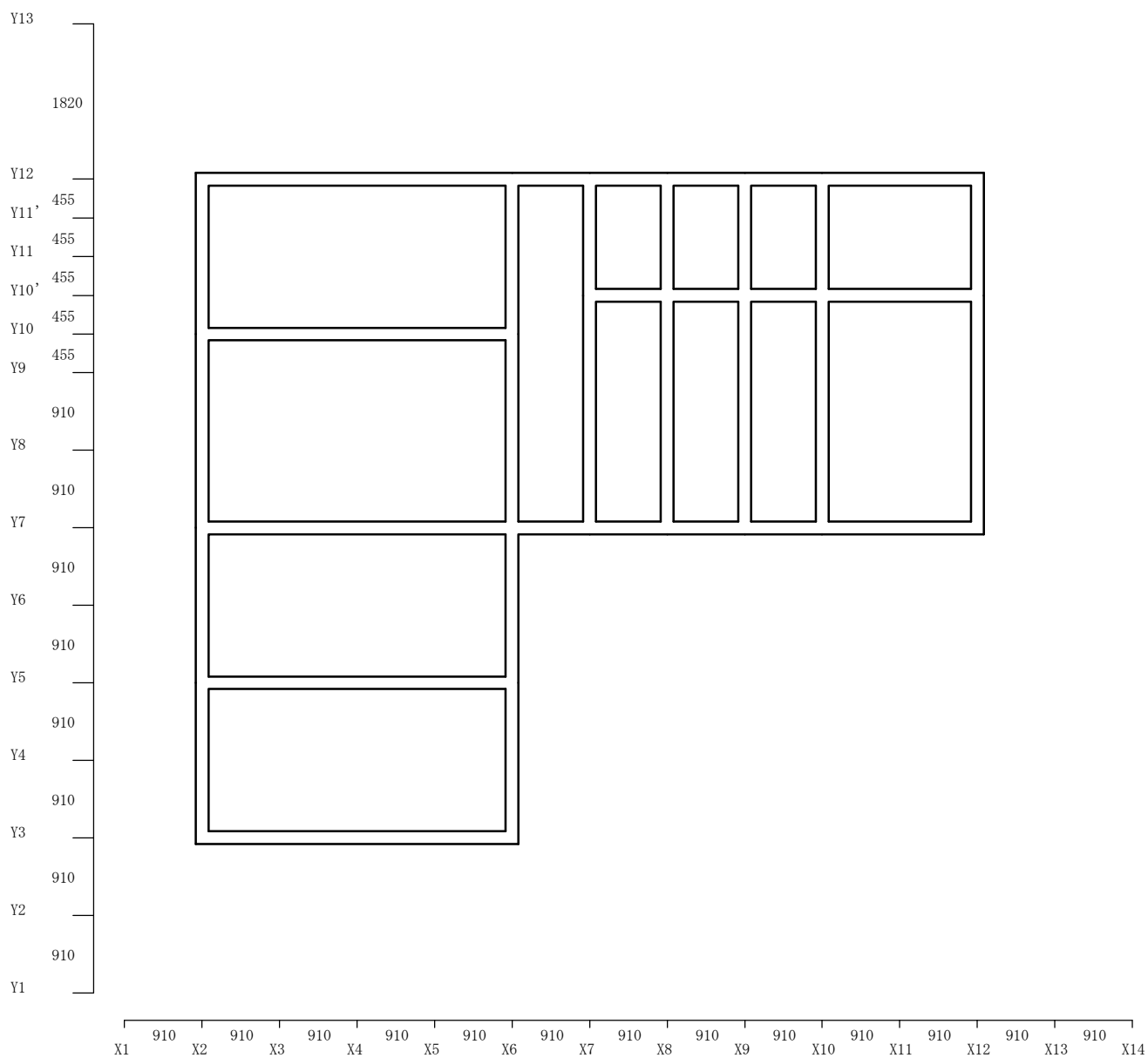


1 階（ 2 階床 ）

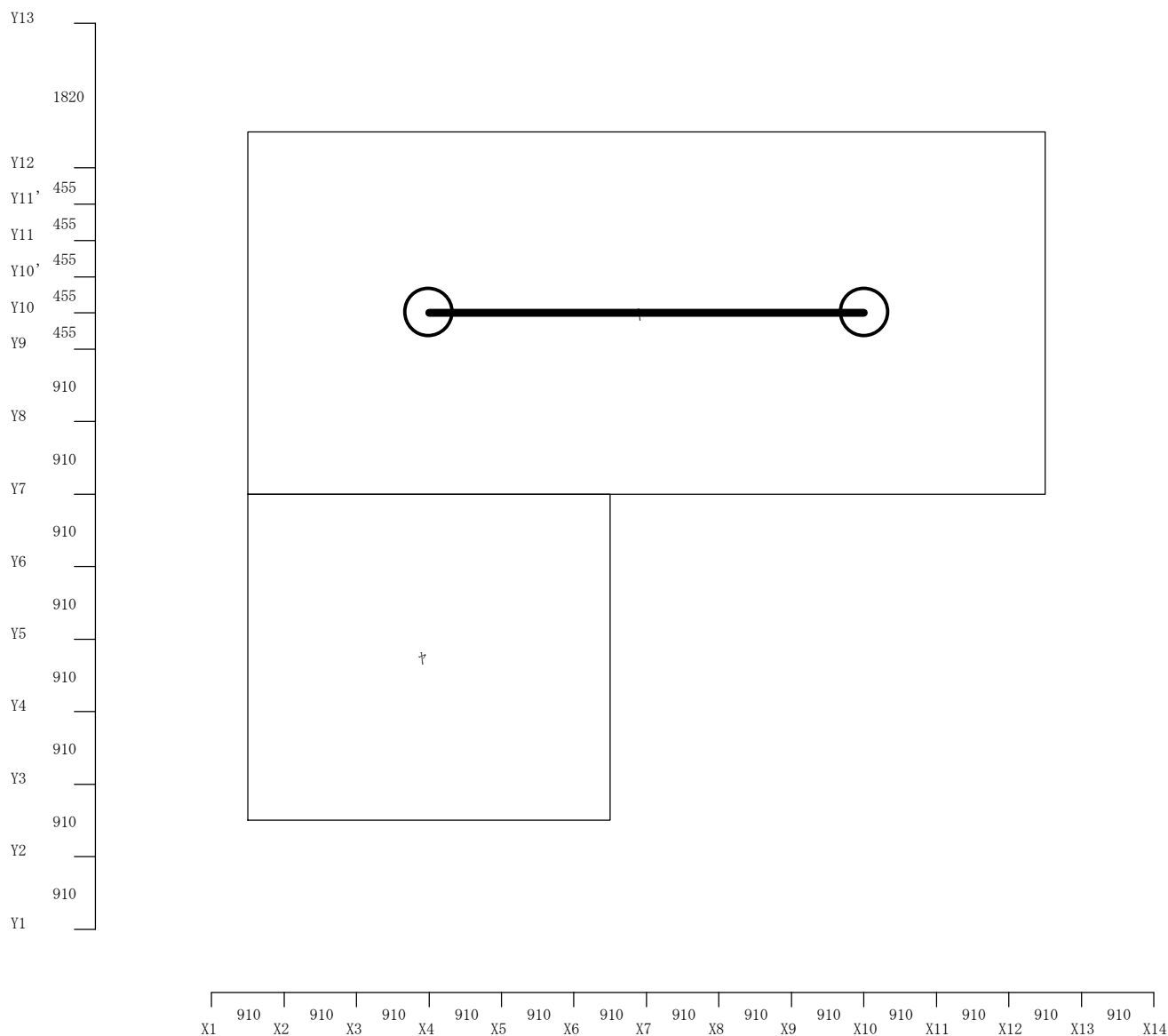
W： 壁仕様リストNo. ュ： 床 ヤ： 屋根 ヲ1-ヲ9： その他1～その他9



1 階（基礎）

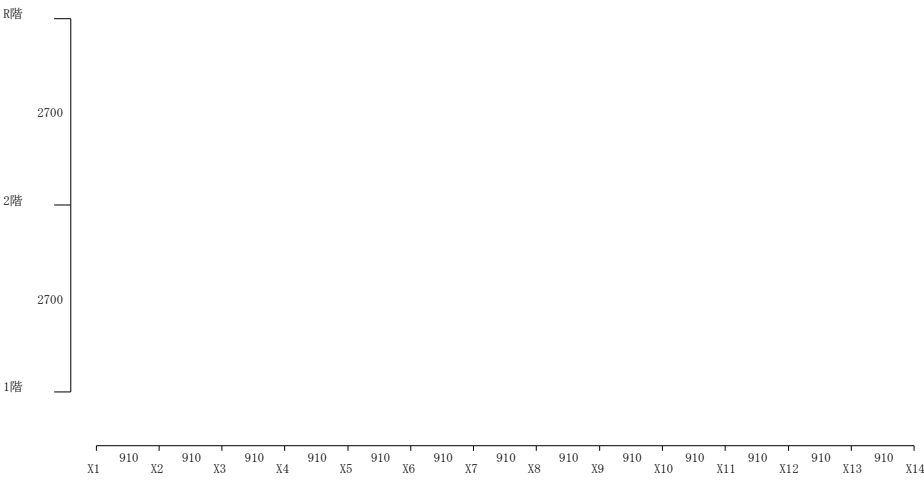


2 階（屋根）
 ユ：床 ヤ：屋根 ソ1-ソ9：その他1～その他9

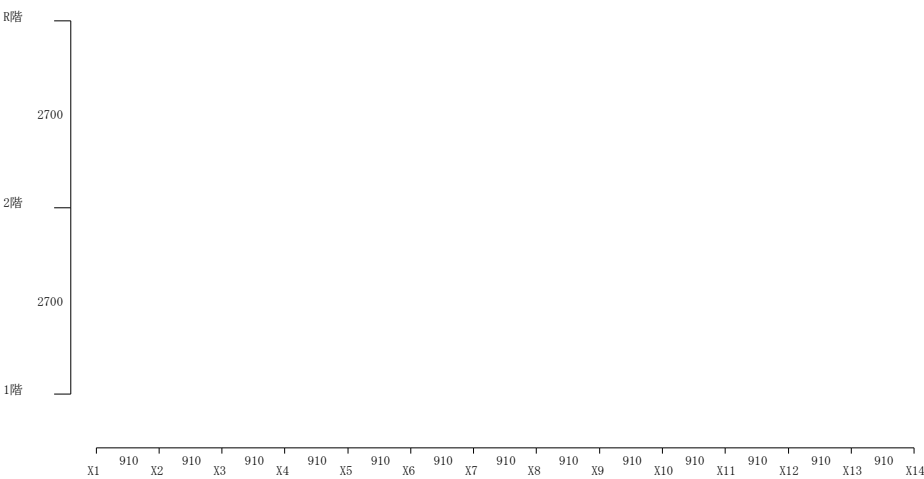


1.7 軸組図

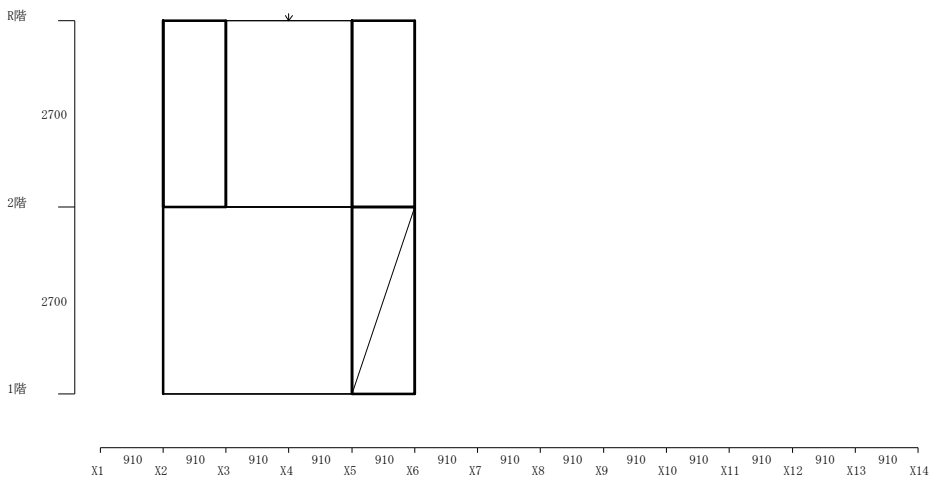
X方向 Y1 通り



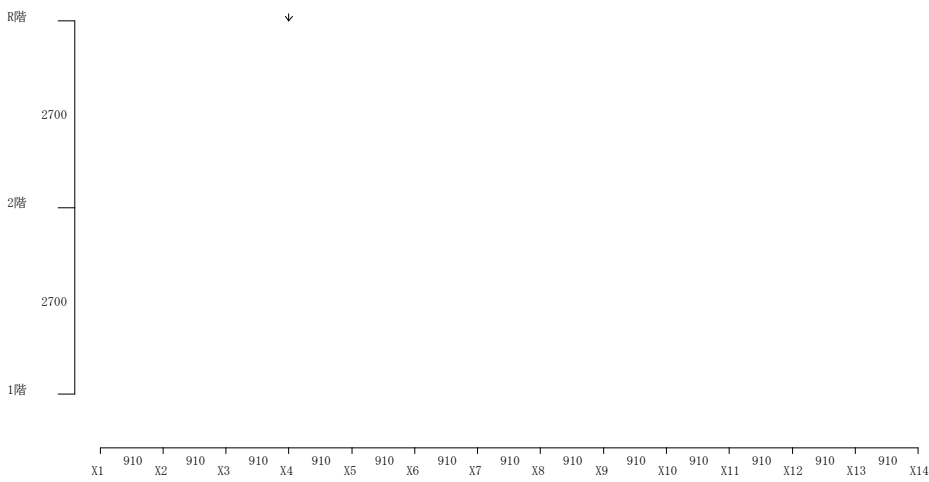
X方向 Y2 通り



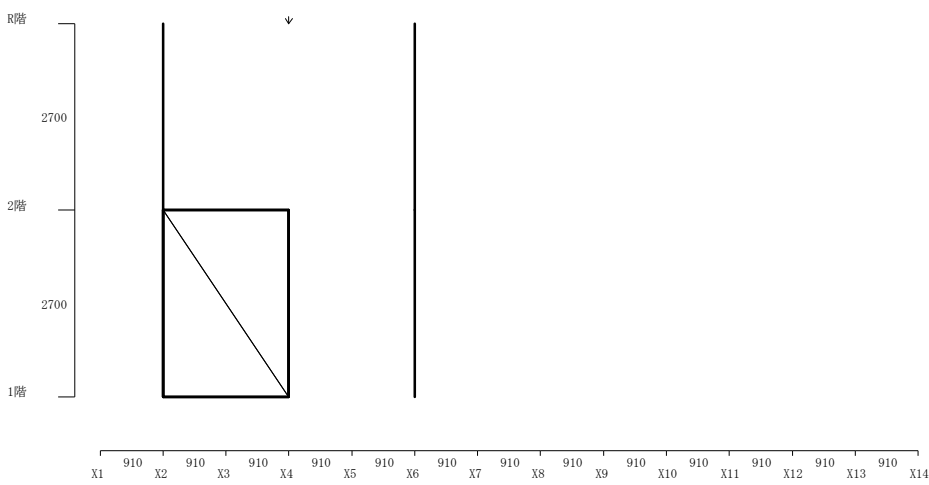
X方向 Y3 通り



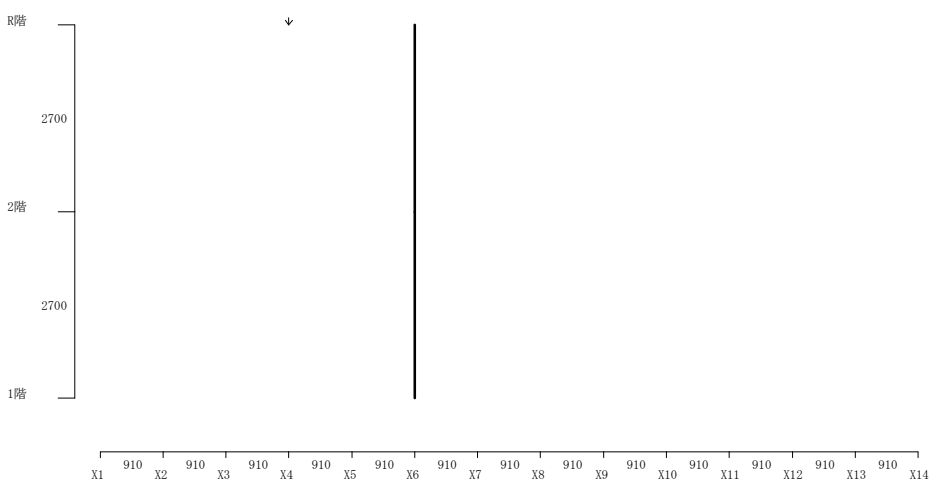
X方向 Y4 通り



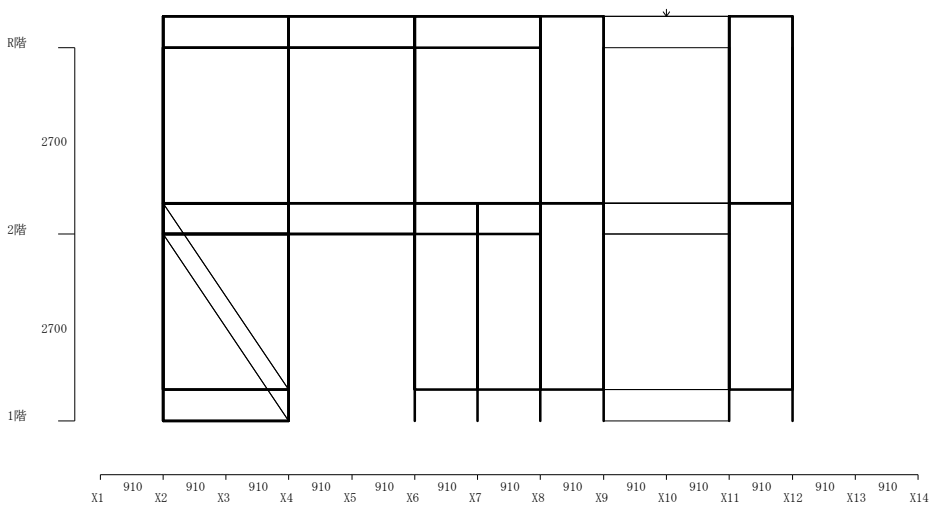
X方向 Y5 通り



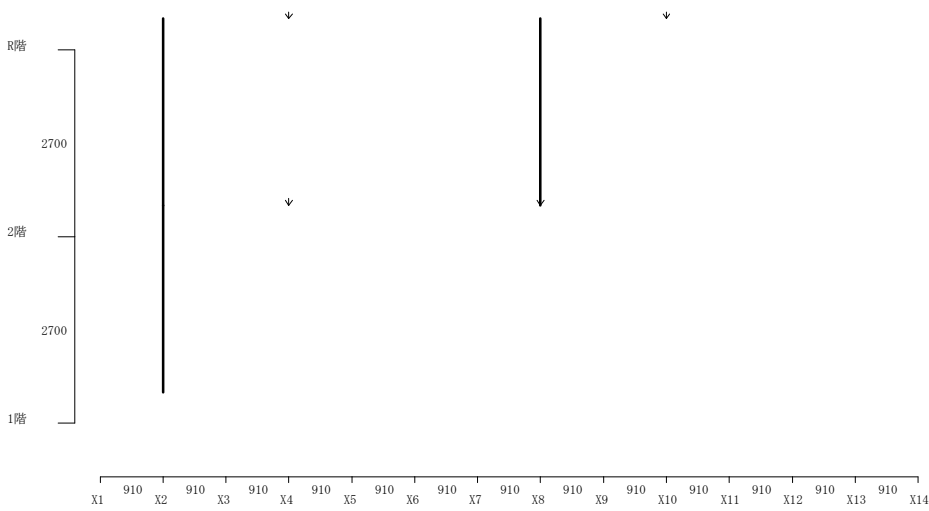
X方向 Y6 通り



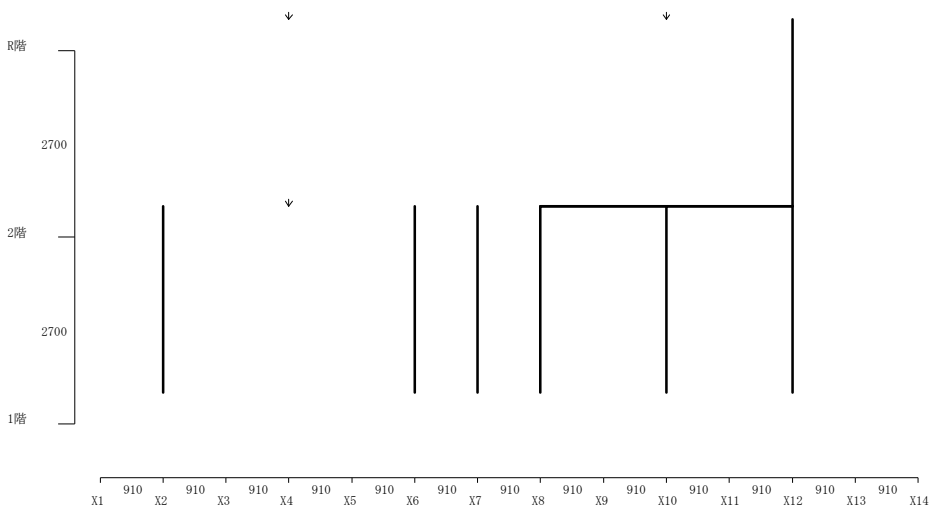
X方向 Y7 通り



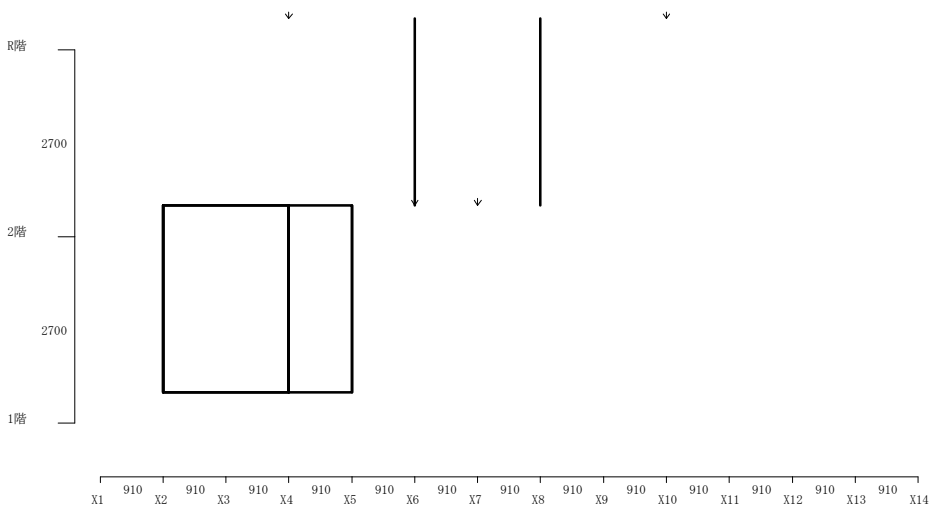
X方向 Y8 通り



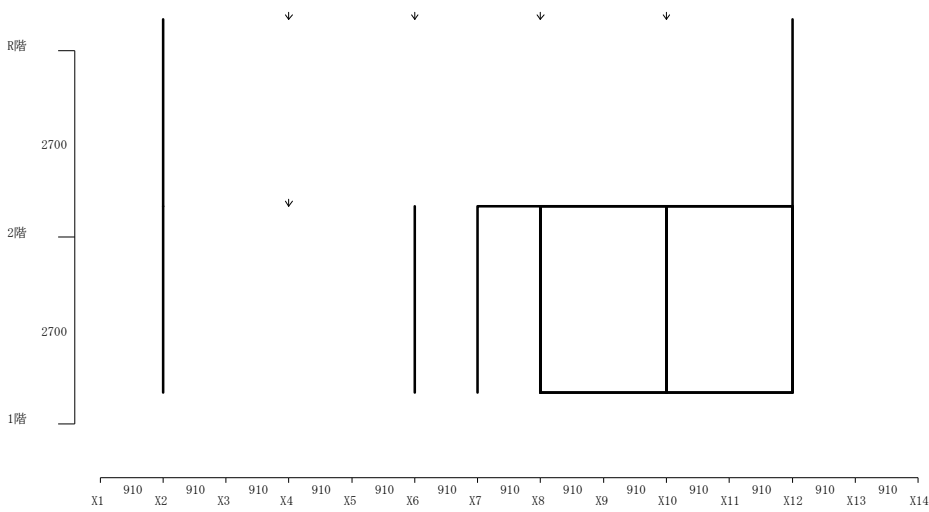
X方向 Y9 通り



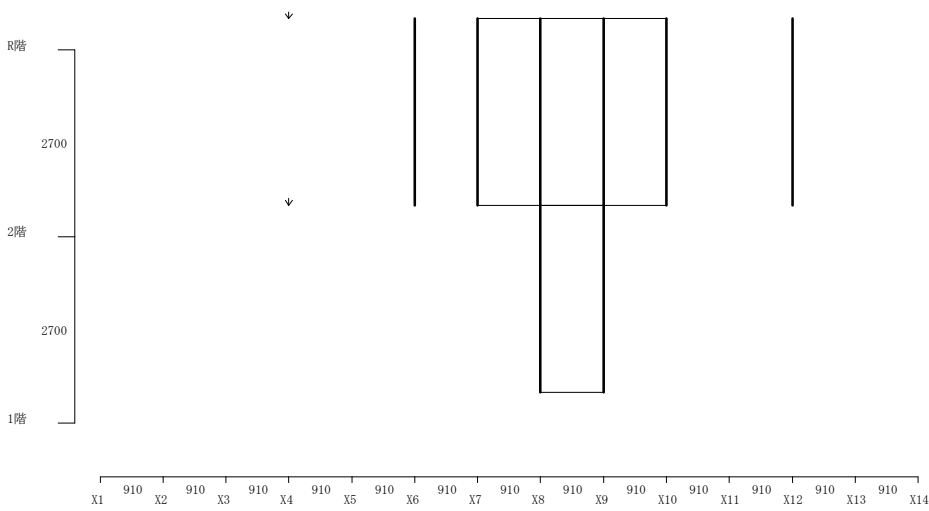
X方向 Y10 通り



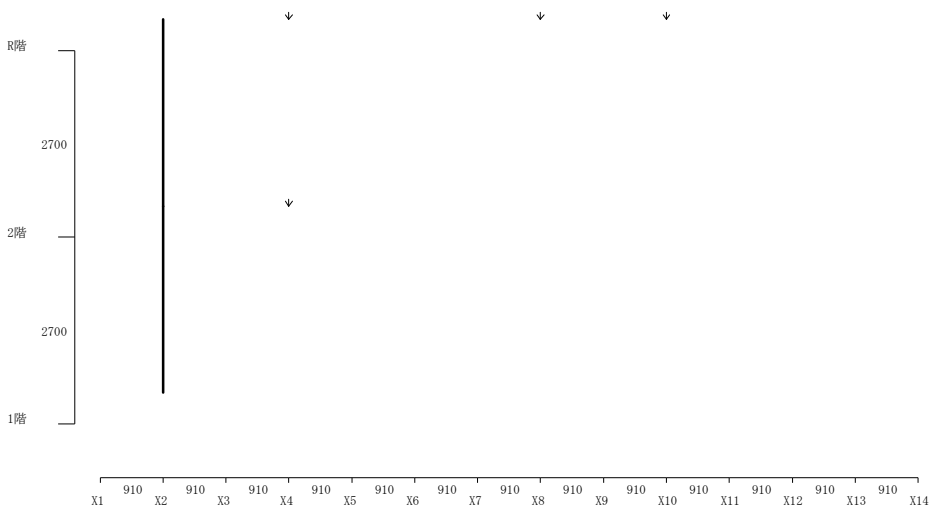
X方向 Y10' 通り



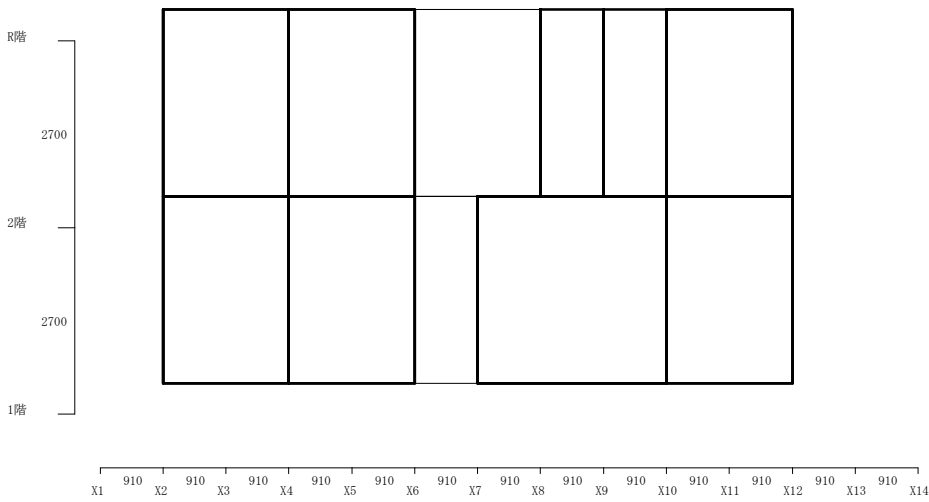
X方向 Y11 通り



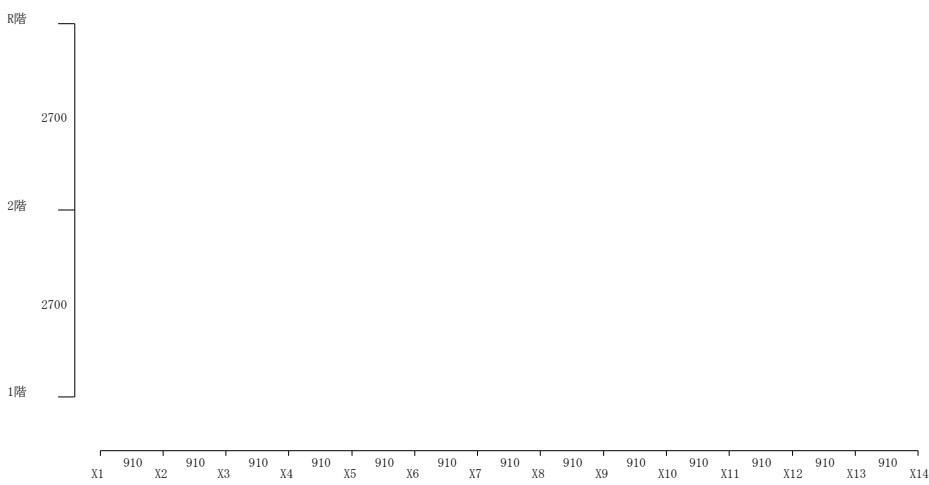
X方向 Y11' 通り



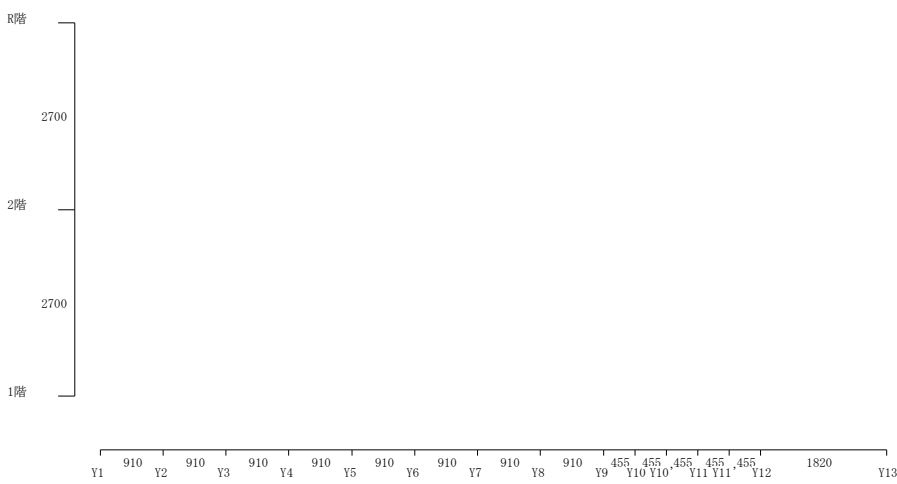
X方向 Y12 通り



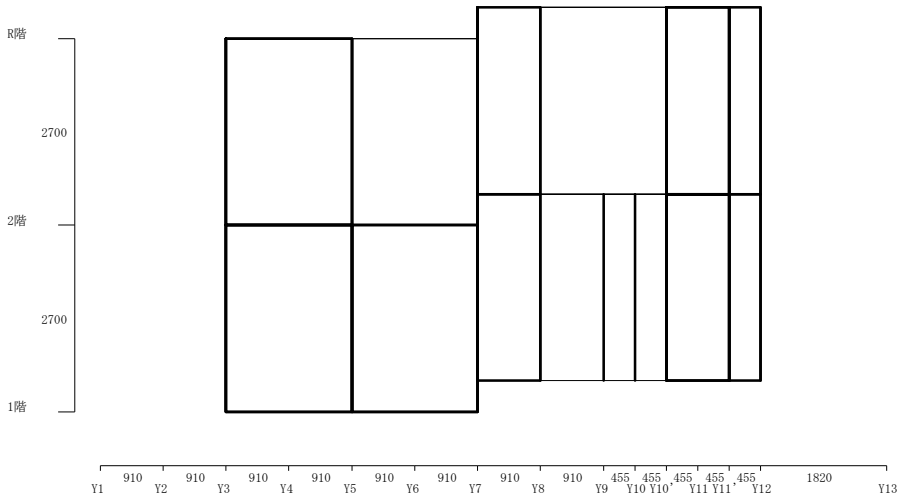
X方向 Y13 通り



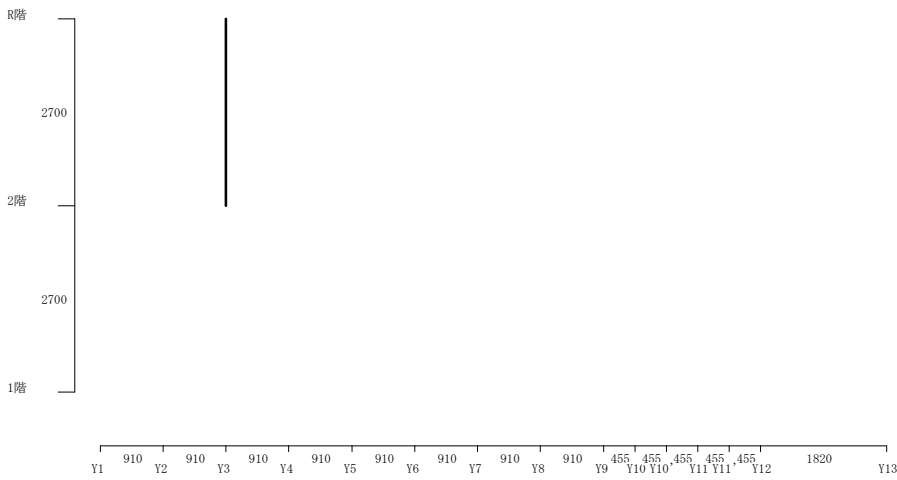
Y方向 X1 通り



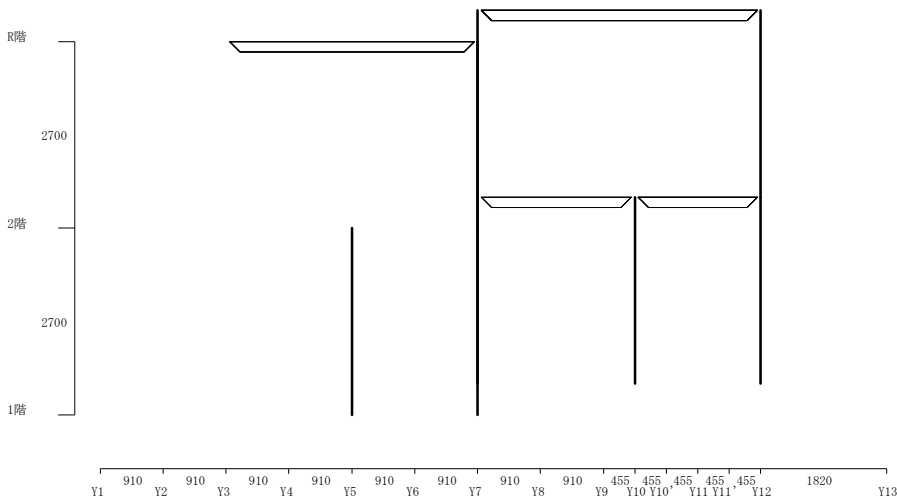
Y方向 X2 通り



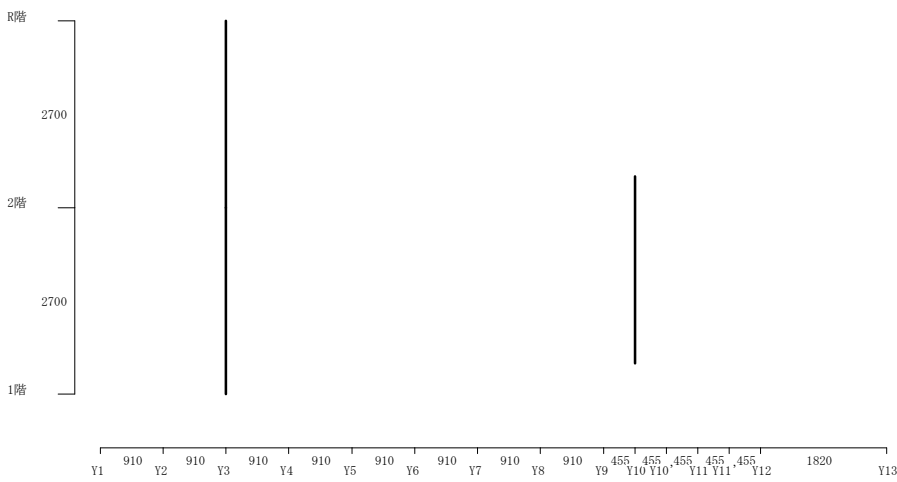
Y方向 X3 通り



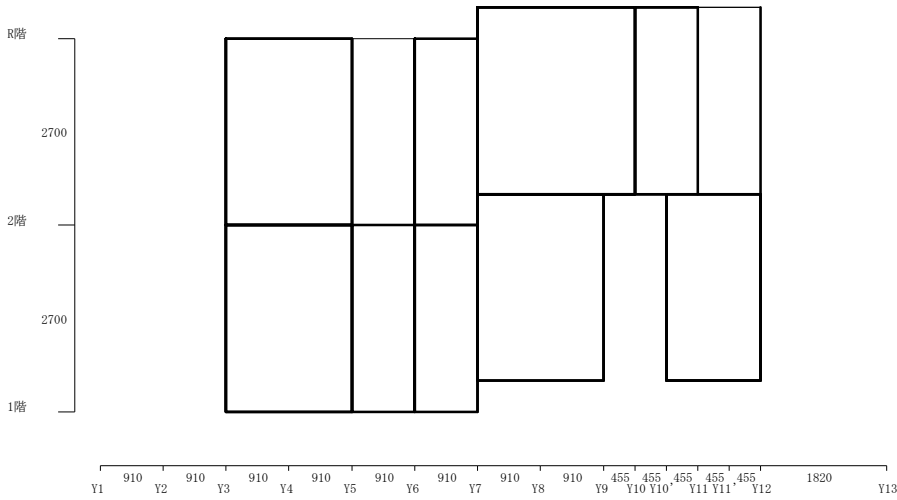
Y方向 X4 通り



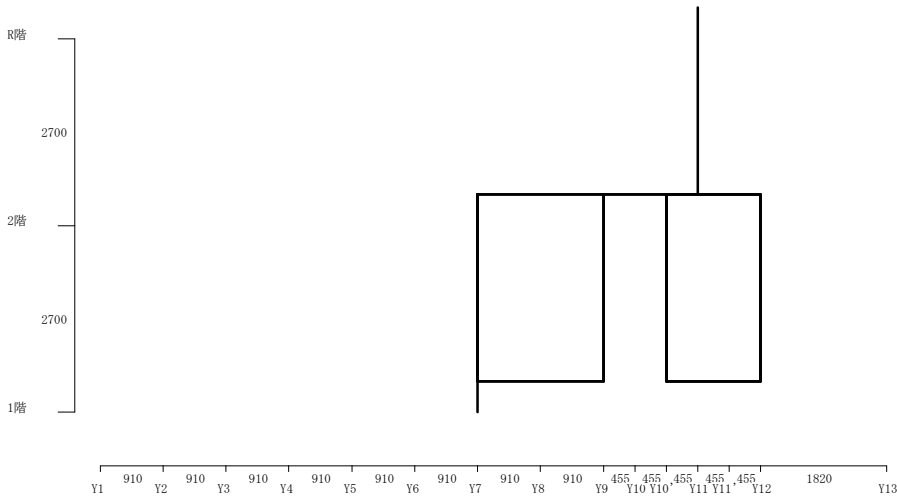
Y方向 X5 通り



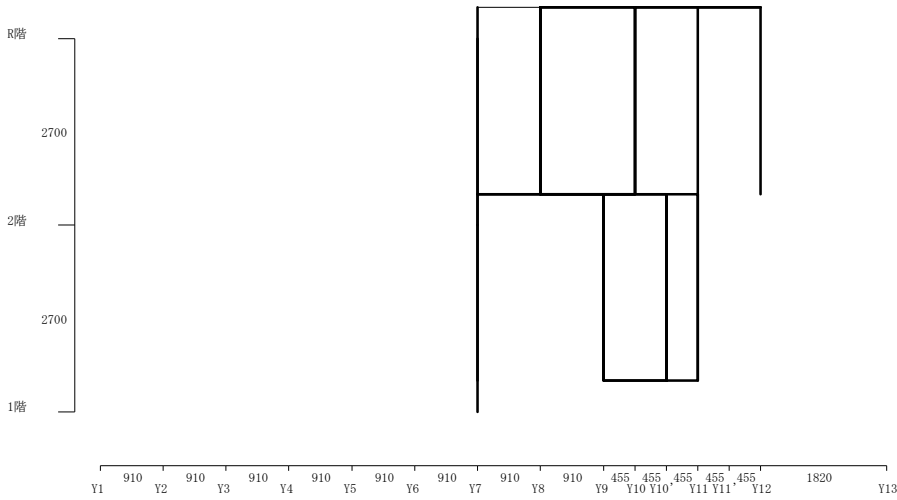
Y方向 X6 通り



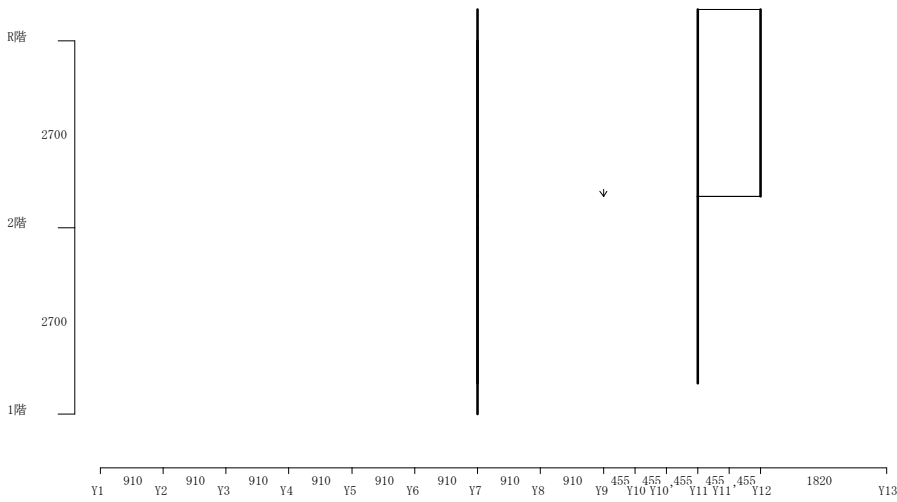
Y方向 X7 通り



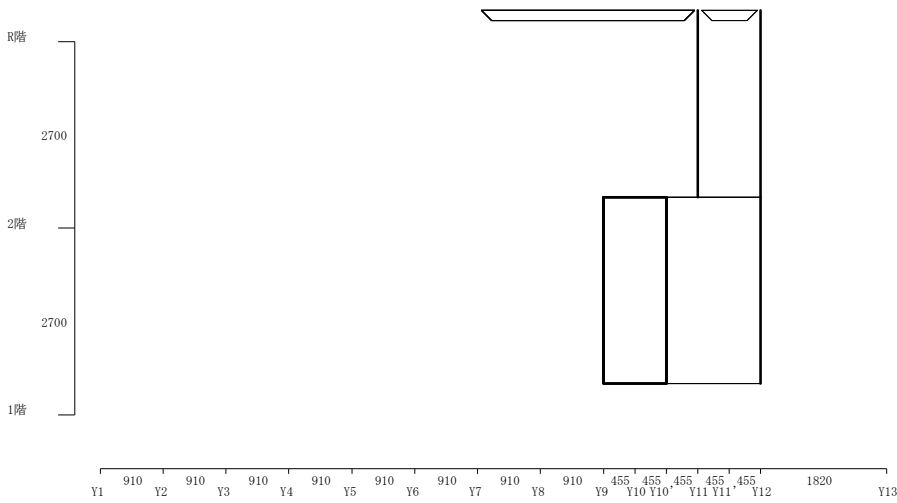
Y方向 X8 通り



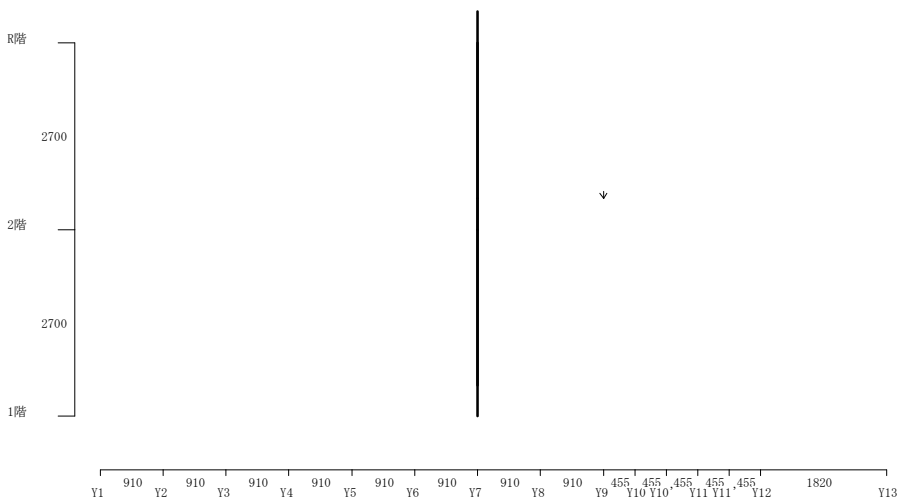
Y方向 X9 通り



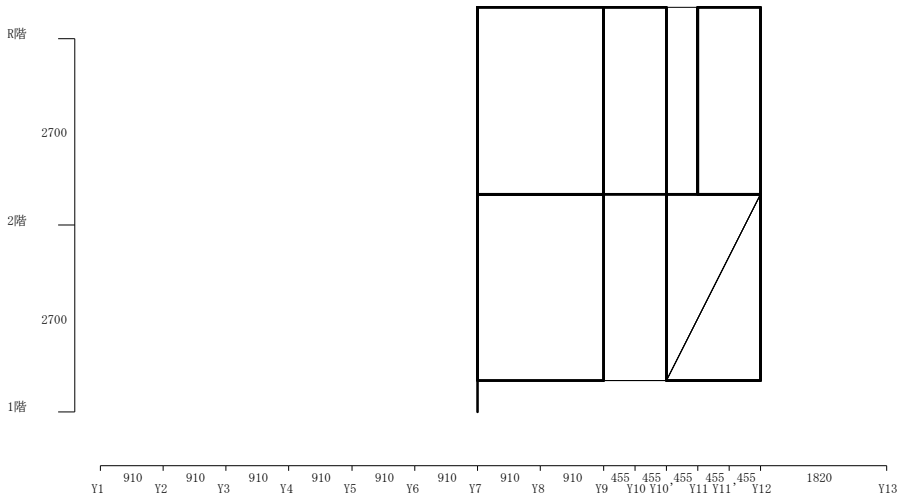
Y方向 X10 通り



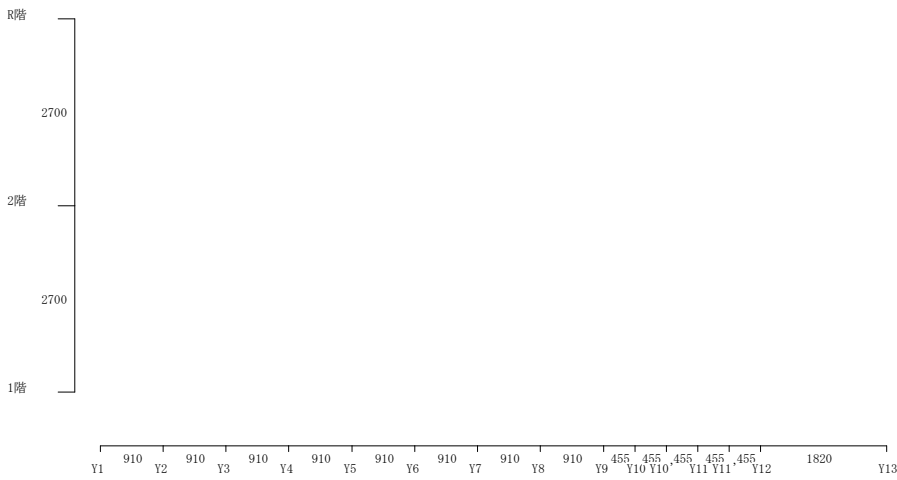
Y方向 X11 通り



Y方向 X12 通り



Y方向 X13 通り



壁仕様リスト

No.	符号	仕 様
1	W1	構造用合板直張り ・骨格曲線識別：M3 ・入力壁倍率 2.50 ・採用壁倍率 2.50000 ・令46条用壁倍率 2.50 ・開口等での低減倍率(低減のない場合1.0)：1.0
2	WS1	構造用合板＋筋交い ・骨格曲線識別：M3, J4 ・入力壁倍率 4.50 ・採用壁倍率 4.50000 ・令46条用壁倍率 4.50 ・開口等での低減倍率(低減のない場合1.0)：1.0
3	W1S	大壁合板1 ・壁面リスト1：OG1 ・骨格曲線識別：M3 ・入力壁倍率 0.00 + 2.69562 = ・令46条用壁倍率 2.50 2.69562 ・開口等での低減倍率(低減のない場合1.0)：1.0 壁面換算壁倍率 採用壁倍率 2.69562 2.69562 使用階 1階 2階
4	SW1	真壁合板1 ・壁面リスト1：SW1 ・骨格曲線識別：M4 ・入力壁倍率 0.00 + 3.92460 = ・令46条用壁倍率 2.50 3.92460 ・開口等での低減倍率(低減のない場合1.0)：1.0 壁面換算壁倍率 採用壁倍率 3.92460 3.92460 使用階 1階 2階

壁面リスト

No.	符号	仕 様
1	OG1	大壁合板1 ・面材リスト1：UG1 ・面材リスト2：SG1 ・面材リスト3： ・壁種：大壁 ・厚さ(mm)：12 ・構造用合板のせん断弾性係数GB(kN/cm2)：ベイマツ 58.8 ・面材釘1本あたりの1面せん断の数値： 構造用合板12mm 鉄丸釘N-50 k：6.29kN/cm δv：0.21cm δu：1.89cm ΔPv：1.31kN
2	SW1	真壁合板1 ・面材リスト1：UG1 ・面材リスト2：SG1 ・面材リスト3： ・壁種：真壁 ・厚さ(mm)：12 ・構造用合板のせん断弾性係数GB(kN/cm2)：ベイマツ 58.8 ・面材釘1本あたりの1面せん断の数値： 構造用合板12mm 鉄丸釘N-50 k：6.29kN/cm δv：0.21cm δu：1.89cm ΔPv：1.31kN
		・受材 材種：スプルー ス 寸法(幅×せい)(mm)：30×40 釘ピッチ(mm)：150
		・柱材 材種No. 寸法(幅×せい)(mm) 左： 1 105×105 右： 1 105×105
		・横架材 材種No. 寸法(幅×せい)(mm) 開口 下： 4 105×105 無 上： 4 105×105 無
		・めり込み接触面の余長 (mm)： 18 ・柱材に対するクリアランス (mm)： 3 ・横架材に対するクリアランス (mm)： 3

面材リスト

No.	符号	仕 様
1	UG1	上壁合板 1 ・面材サイズ(mm) : 910 × 610 (横置) ・間柱ピッチ(mm) : 455 ・釘ピッチ (mm) : 150 (川型) ・へりあき (mm) 面材端 : 10 面材縁 : 10 軸材 : 50 ・I _{xy} : 0.889 Z _{xy} : 0.036 C _{xy} : 1.195
2	SG1	下壁合板 1 ・面材サイズ(mm) : 1820 × 910 (縦置) ・間柱ピッチ(mm) : 455 ・釘ピッチ (mm) : 150 (川型) ・へりあき (mm) 面材端 : 10 面材縁 : 10 軸材 : 50 ・I _{xy} : 1.909 Z _{xy} : 0.043 C _{xy} : 1.000

《 壁仕様リスト 3 (壁面1) : W1S (大壁合板1) 》

■壁面リスト 1 (大壁) : OG1 (大壁合板1)

●面材リスト

UG1 (上壁合板1)
SG1 (下壁合板1)

適用範囲の確認

①面材、釘の種類

構造用合板 (ベイツ) 厚さ12 mm OK 釘: 鉄丸釘N-50 OK

②釘のへりあき

(面材) 端距離: 10 mm OK

縁距離: 10 mm OK

(軸材) : 50 mm

(4.2.1) 式より

$$150 / 150 \times 12 / 1.2 = 10.00 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

③釘ピッチ: 150 mm $\geq$ 75 mm OK

④間柱ピッチ: 455 mm

(4.2.2) 式より

$$12 \times 150 / 2.4 = 750.0 \text{ mm} \geq 455 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

釘ピッチ: 150 mm $\leq$ 200 mm OK

1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表4.2.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50の面材釘の1面せん断データ

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}, \delta v = 0.21 \text{ (cm)}, \delta u = 1.53 \text{ (cm)}, \Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

2) 面材のせん断弾性係数や寸法等の数値を用意する

面材の厚さ: $t = 1.2 \text{ (cm)}$

面材の面積:

$$(UG1)Aw = 91.0 \times 61.0 = 5551.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$(SG1)Aw = 91.0 \times 182.0 = 16562.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

表4.2.1より、面材のせん断弾性係数:

$$GB = 58.8 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

3) 釘の配列による I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を用意する面材に打たれた釘の配列によって決まる I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を用意する。

表4.1.1より

(UG1)面材サイズ 910×610、間柱ピッチ 455 mm、釘ピッチ 150 mm、横置き川型

$$I_{xy} = 0.89, Z_{xy} = 0.036, C_{xy} = 1.20$$

(SG1)面材サイズ 1820×910、間柱ピッチ 455 mm、釘ピッチ 150 mm、縦置き川型

$$I_{xy} = 1.91, Z_{xy} = 0.043, C_{xy} = 1.00$$

4) 面材張り大壁の回転剛性 K_0 を求める(4.2.5)式により、面材の回転剛性 K_0 を求める

$$K_0 = Aw \left/ \left[\frac{1}{I_{xy} \cdot k} + \frac{1}{GB \cdot t} \right] \right.$$

AW : 2) で用意したもの

 I_{xy} : 3) で用意したもの

k : 1) で用意したもの

GB : 2) で用意したもの

t : 2) で用意したもの

$$(UG1)K_0 = 5551.0 / (1 / (0.89 \times 4.80) + 1 / (58.80 \times 1.2)) = 22336.41 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

$$(SG1)K_0 = 16562.0 / (1 / (1.91 \times 4.80) + 1 / (58.80 \times 1.2)) = 134317.88 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

各面材の値を和して、壁全体の回転剛性を求める

$$K_0 = (UG1)K_0 + (SG1)K_0 = 156654.28 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

5) 変形角 $1/150 \text{ (rad)}$ 時のモーメント $K_0/150 (=M_{150})$ を求める

$$K_0/150 = 156654.28 / 150 = 1044.36 \text{ (kN} \cdot \text{cm)} (=M_{150})$$

6) 面材張り大壁の降伏モーメント M_y を求める(4.2.6)式により、各面材の降伏モーメント M_y を求める

$$M_y = Aw \times Z_{xy} \times \Delta Pv$$

AW : 2) で用意したもの

 Z_{xy} : 3) で用意したもの ΔPv : 1) で用意したもの

$$(UG1)M_y = 5551.00 \times 0.036 \times 0.98 = 195.84 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$$(SG1)My = 16562.00 \times 0.043 \times 0.98 = 697.92 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

各面材の値を和して、壁全体の降伏モーメントを求める

$$My = (UG1)My + (SG1)My = 893.76 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 7) 面材張り大壁の終局モーメントMuを求める
(4.2.7)式により、各面材の終局モーメントMuを求める

$$Mu = C_{xy} \times My$$

C_{xy} : 3) で用意したもの
 My : 6) で求めたもの

$$(UG1)Mu = 1.20 \times 195.84 = 234.03 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$$(SG1)Mu = 1.00 \times 697.92 = 697.92 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

各面材の値を和して、壁全体の終局モーメントを求める

$$Mu = (UG1)Mu + (SG1)Mu = 931.95 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 8) 面材張り大壁の塑性率 μ を求める
(4.2.8)式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{\delta u \times GB \times t + \delta v \times I_{xy} \times k}{\delta v (GB \times t + I_{xy} \times k)}$$

δu : 1) で用意したもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの
 δv : 1) で用意したもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 k : 1) で用意したもの

$$(UG1)\mu = (1.53 \times 58.80 \times 1.2 + 0.21 \times 0.89 \times 4.80) / (0.21 \times (58.80 \times 1.2 + 0.89 \times 4.80)) = 6.93$$

$$(SG1)\mu = (1.53 \times 58.80 \times 1.2 + 0.21 \times 1.91 \times 4.80) / (0.21 \times (58.80 \times 1.2 + 1.91 \times 4.80)) = 6.56$$

各面材の値のうちの小さい方の値を取って、壁全体の塑性率とする

$$\mu = 6.56$$

- 9) 面材張り大壁の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$ を求める
 $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{2 \times 6.56 - 1} \times 931.95 = 649.07 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$

μ : 8) で求めたもの
 Mu : 7) で求めたもの

- 10) 面材張り大壁の許容せん断耐力Paを求める
(4.2.3)式により、面材張り大壁の許容せん断耐力Paを求める

$$Pa = \frac{1}{H} \times \min \left[\begin{array}{c} My \\ K0/M150 \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu \end{array} \right]$$

H : 階高 (cm)
 My : 6) で求めたもの
 $K0/150$: 5) で求めたもの
 $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$: 9) で求めたもの

$$2\text{階 } Pa = 1 / 270.0 \times \min (893.76, 1044.36, 649.07) = 2.40 \text{ (kN)}$$

$$1\text{階 } Pa = 1 / 270.0 \times \min (893.76, 1044.36, 649.07) = 2.40 \text{ (kN)}$$

《 壁仕様リスト 4 (壁面1) : SW1 (真壁合板1) 》

■ 壁面リスト 2 (真壁) 2階 : SW1 (真壁合板1)

受材 :
スプール 40×30、鉄丸釘N-75@150

軸材 :
柱 : 1種 105×105 土台 : 4種 105×105 横架材 : 4種 105×105

適用範囲の確認

① 面材、釘の種類
構造用合板 (ベイマツ) 厚さ12 mm OK 釘 : 鉄丸釘N-50 OK

② 釘のへりあき
(面材) 端距離 : 10 mm OK
縁距離 : 10 mm OK
(軸材) : 50 mm

(4.2.1) 式より

$$150 / 150 \times 12 / 1.2 = 10.00 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

③釘ピッチ：150 mm $\geq$ 75 mm OK

④間柱ピッチ：455 mm

(4.2.2) 式より

$$12 \times 150 / 2.4 = 750.0 \text{ mm} \geq 455 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

釘ピッチ：150 mm $\leq$ 200 mm OK

●面材リスト 1：UG1（上壁合板1）

1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表4.2.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}、\delta v = 0.21 \text{ (cm)}、\delta u = 1.53 \text{ (cm)}、\Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

表4.3.1より

受材釘：スプール + 鉄丸釘N-75

$$k_{\text{受}} = 9.10 \text{ (kN/cm)}、\delta v_{\text{受}} = 0.14 \text{ (cm)}、\delta u_{\text{受}} = 3.07 \text{ (cm)}、\Delta Pv_{\text{受}} = 1.24 \text{ (kN)}$$

2) 面材のせん断弾性係数や寸法等を用意する

面材のせん断弾性係数：GB = 58.8 (kN/cm²)、面材の厚さ：t = 1.2 (cm)

面材と軸材のクリアランス（※クリアランス＝軸組内法寸法－面材寸法）

横方向（柱材に対するクリアランス） $\angle 1 = 0.3 \text{ (cm)}$

縦方向（横架材に対するクリアランス） $\angle 2 = 0.3 \text{ (cm)}$

単位面材の面積：

$$AW = 91.0 \times 61.0 = 5551.00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

単位面材のスリットの有無に関する係数：

$$\lambda = 1.0$$

3) 釘の配列による I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} 、 β を用意する

面材サイズ

$$910.0 \times 610.0、\text{釘ピッチ } 150 \text{ mm、横置き川型、} I_{xy}=0.889、Z_{xy}=0.036、C_{xy}=1.195、\beta=1.843$$

4) 面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の荷重変形性能を求める

(4.3.13) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断剛性を求める

$$k_{\text{等釘}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{面}}} + \left[\frac{l_{\text{受}}}{l_{\text{面}}} \right] \frac{1}{k_{\text{受}}}}$$

$$= 1 / (1 / 4.80 + 15.00 / 15.00 \times (1 / 9.10)) = 3.14 \text{ (kN/cm)}$$

k面：1) で用意したもの

k受：1) で用意したもの

l面：面材釘ピッチ (cm)

l受：受材釘ピッチ (cm)

(4.3.14) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏耐力を求める

$$\angle Pv_{\text{等釘}} = \min \left[\angle Pv_{\text{面}}, \left[\frac{l_{\text{面}}}{l_{\text{受}}} \right] \angle Pv_{\text{受}} \right]$$

$$= \min (0.98, (15.00 / 15.00 \times 1.24)) = 0.980000 \text{ (kN/cm)}$$

$\angle Pv_{\text{面}}$ ：1) で用意したもの

$\angle Pv_{\text{受}}$ ：1) で用意したもの

l面：面材釘ピッチ (cm)

l受：受材釘ピッチ (cm)

(4.3.15) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏変位を求める

$$\delta v_{\text{等釘}} = \frac{\angle Pv_{\text{等釘}}}{k_{\text{等釘}}} = 0.98 / 3.14 = 0.311859 \text{ (cm)}$$

(4.3.16) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断限界変位を求める

$$\delta u_{\text{等釘}} = \min (\delta v_{\text{等釘}} - \delta v_{\text{面}} + \delta u_{\text{面}}, \delta v_{\text{等釘}} - \delta v_{\text{受}} + \delta u_{\text{受}})$$

$$= \min (0.31 - 0.21 + 1.53, 0.31 - 0.14 + 3.07) = 1.63 \text{ (cm)}$$

$\delta v_{\text{面}}$ ：1) で用意したもの

$\delta u_{\text{面}}$ ：1) で用意したもの

δv 受: 1) で用意したもの
 δu 受: 1) で用意したもの

- 5) クリアランスによる初期あそびR0を求める
 (4.3.3) 式により求める

$$R0 = \frac{2(\angle 1W + \angle 2h) - \angle 1^2 - \angle 2^2}{2W \cdot h}$$

$$= \frac{2(0.3 \times 91.3 + 0.3 \times 259.5) - 0.3^2 - 0.3^2}{2 \times 91.3 \times 259.5}$$

$$= 0.004434 = 1/225 < 1/150 \text{ (rad)}$$

$\angle 1$: 2) で用意したもの
 $\angle 2$: 2) で用意したもの
 W: 軸組の内法幅 (cm)
 h: 軸組の内法高さ (cm)

- 6) 面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性Ceを求める
 (4.3.21) 式により、面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性を求める

$$Ce = \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot Cy \cdot E_{\perp}}{2Z0}$$

$$= (45.5^2 \times 1.20 \times 3.01 \times 14.00) / (2 \times 10.50) = 4977.39 \text{ (kN/rad)}$$

xp: りり込み接触面の長さ。xp = w/2 = 91.0/2 = 45.50 (cm) (w: 面材の幅)
 yp: りり込み接触面の幅。yp = t = 1.2 (cm) (t: 面材の厚さ。2) で用意したもの)

E $\perp$: 全面横圧縮ヤング係数 (E $\perp$ $\div$ $\frac{1}{50}$ E $\parallel$ 、4種のE $\parallel$ = 700 (kN/cm²))

$$E_{\perp} \div \frac{1}{50} E_{\parallel} = 700/50 = 14.0 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

Z0: りり込みが生じる部材の厚さ。ここでは、土台のせい。Z0=10.50 (cm)
 Cy: (4.3.22) 式により求める

$$Cy = 1 + \frac{2Z0}{3n \cdot Yp} \left[2 - \exp \left[\frac{-3n \cdot y1}{2Z0} \right] - \exp \left[\frac{-3n \cdot y2}{2Z0} \right] \right]$$

$$= 1 + ((2 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2)) \times (2 - \exp((-3 \times 5 \times 7.5) / (2 \times 10.5)) - \exp((-3 \times 5 \times 1.8) / (2 \times 10.5))) = 3.01$$

y1, y2: りり込み接触面の幅方向の余長 y1=7.50 (cm)、y2=1.80 (cm)
 n: 繊維方向に対する繊維直行方向の置換係数 4種の場合 n=5

- 7) 面材の筋かい効果における降伏変形角Ry圧、りり込み降伏変位 δv を求める
 (4.3.24) 式により、面材の圧縮側隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変位角を求める

$$Ry_{\text{圧}} = (1 + \beta) \cdot \theta_y$$

$$= (1 + 1.843) \times 0.001967 = 0.005594 \text{ (rad)}$$

β : 面材の縦横比による剛性調整係数。3) で用意したもの
 θ_y : 面材の横架材へのりり込み降伏変形角。(4.3.27) 式により求める

$$\theta_y = \frac{Z0 \cdot Fm}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot \sqrt{Cx \cdot Cy \cdot Cxm \cdot Cym}}$$

$$= (10.50 \times 0.43) / (45.50 \times 14.00 \times \sqrt{1.00 \times 3.01 \times 1.31 \times 3.33}) = 0.001967 \text{ (rad)}$$

Z0: りり込みが生じる部材の厚さ。6) で用いたのと同じ値
 Fm: 縁端距離を無限大にした時のりり込み降伏応力度

$$Fm \div 2.4 \times \text{長期許容りり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times F_{cv}$$

$$= 0.8 \times 0.5 = 0.432 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (4 \text{ 種のりり込み基準強度} F_{cv}=0.5)$$

xp: 6) で用いたのと同じ値
 E $\perp$: 6) で用いたのと同じ値
 Cx: (4.3.25) 式参照。Cx=1.0
 Cy: 6) で求めたもの

Cxm : (4.3.27) 式より求める

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 45.5) = 1.31$$

Cym : (4.3.26) 式より求める

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3n \cdot y_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2) = 3.33$$

(4.3.33) 式により、めり込み降伏変位 δv を求める

$$\delta v = \frac{w}{2} \cdot \theta_y = 91.0 / 2 \times 0.001967 = 0.089518 \text{ (cm)}$$

- 8) 等価な釘による降伏変形角 R_y 等釘、及び、等価な釘による終局変形角 R_u 等釘を求める
(4.3.17) 式により、等価な釘が降伏する時の、壁体の降伏変形角 R_y 等釘を求める

$$R_{y \text{ 等釘}} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} \cdot \delta v_{\text{等釘}}$$

$$= 0.036 / 0.889 \times 0.312 = 0.01263 \text{ (rad)}$$

Z_{xy} : 3) で用意したもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 $\delta v_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの

(4.3.19) 式により、等価な釘による、壁体の終局変形角 R_u 等釘を求める

$$R_{u \text{ 等釘}} \doteq R_{y \text{ 等釘}} \cdot \frac{\delta u_{\text{等釘}}}{\delta v_{\text{等釘}}} = 0.012629 \times (1.632 / 0.312) = 0.06608 \text{ (rad)}$$

$\delta u_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの
 $\delta v_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの

- 9) 面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角 R_u 、終局変位 δu を求める
(4.3.10) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角 R_u を求める

$$R_u = \min \left[R_{u \text{ 等釘}}, \frac{1}{30} \right] = \min (0.066082, 0.033333) = 0.03333 \text{ (rad)}$$

 R_u 等釘 : 8) で求めたもの(4.3.37) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変位 δu を求める

$$\delta u \doteq (R_u - R_0) \cdot \frac{w}{2}$$

$$= (0.033333 - 0.004434) \times (91.0 / 2.0) = 1.31490 \text{ (rad)}$$

(min) $\delta u = 1.31490 \text{ (rad)}$

w : 面材の幅 (cm)
 R_0 : 5) で求めたもの

- 10) 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める
(4.3.36) 式により、面材の筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める

$$C_u = \frac{k}{\delta u} \left[\frac{a}{2} \delta u^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta v^2 + (1-a) \delta v \cdot \delta u \right]$$

$$= 4.007073 / 1.314904 \times (0.125 / 2 \times 1.314904^2 + (0.125 - 1) / 2 \times 0.089518^2 + (1 - 0.125) \times 0.089518 \times 1.314904) = 0.632489 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

 k : (4.3.31) 式により求める

$$k = \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot C_e$$

$$= 8 / (91.0^2 \times 1.2) \times 4977.385742 = 4.007073 \text{ (kN/cm)}$$

 a : (4.3.32) 式より $a = 1/8$

δu : 9) で求めたもの
 δv : 7) で求めたもの

- 11) 等価な釘によるせん断剛性K等釘、面材の筋かい効果によるせん断剛性K圧を求める
 (4.3.12) 式により、等価な釘によるせん断剛性K等釘を求める

$$K\text{等釘} = AW \cdot I_{xy} \cdot k\text{等釘} = 5551.00 \times 0.889000 \times 3.142446 = 15507.466797 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

AW : 2) で求めたもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 $k\text{等釘}$: 4) で求めたもの

- (4.3.20) 式により、面材の筋かい効果によるせん断剛性K圧を求める

$$K\text{圧} = \frac{2}{3} \cdot \lambda \cdot w \cdot C_e \cdot \frac{1}{1+\beta}$$

$$= 2/3 \times 1.0 \times 91.0 \times 4977.385742 \times (1/(1+1.843143)) = 106206.921875 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

λ : 2) で求めたもの
 w : 面材の幅
 C_e : 6) で求めたもの
 β : 3) で用意したもの

- 12) 降伏モーメント M_y を求める

$$R_y\text{等釘} = 0.012629 \text{ (rad)}、R_0 + R_y\text{圧} = 0.004434 + 0.005594 = 0.010028 \text{ (rad)}$$

$R_y\text{等釘} > R_0 + R_y\text{圧}$ より、(4.3.2a) 式により求める

$$M_y = (K'\text{圧} + K\text{等釘}) \cdot R_y\text{等釘}$$

$$= (-14479.639648 + 15507.466797) \times 0.012629 = 12.980129 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$R_y\text{等釘}$: 8) で求めたもの
 R_0 : 5) で求めたもの
 $R_y\text{圧}$: 7) で求めたもの
 $K\text{圧}$: 11) で求めたもの
 $K\text{等釘}$: 11) で求めたもの

- 13) 降伏変形角 R_y 、及び、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める
 (4.3.4) 式により、降伏変形角 R_y を求める

$$R_y = R_y' + \frac{M_y}{AW \cdot GB \cdot t}$$

$$= 0.010028 + 12.980129 / (5551.00 \times 58.799999 \times 1.2) = 0.010061 \text{ (rad)}$$

R_y' : (4.3.5) 式により求める

$$\text{下側面材: } R_y' = \min(R_y\text{等釘}, R_0 + R_y\text{圧}) = \min(0.012629, 0.010028) = 0.010028 \text{ (rad)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの

- (4.3.7) 式により、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める

$$K_0 = \frac{M_y}{R_y} = 12.980129 / 0.010061 = 1290.125244 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 R_y : 降伏変形角

- 14) 1/150rad時のモーメント M_{150} を求める
 (4.3.6a) 式により

$$M_{150} = \frac{M_y}{R_y} \left[\frac{1}{150} \right]$$

$$= 12.980129 / 0.010061 \times (1/150) = 8.600835 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 R_y : 13) で求めたもの

- 15) 終局モーメント M_u を求める

(4.3.9) 式により、終局モーメント M_u を求める

$$Mu = Mu_{\text{等釘}} + Mu_{\text{圧}} = 234.027939 + 1833.175049 = 2067.202881 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

Mu等釘：等価な釘による面材の終局モーメント (4.3.18) 式による

$$\begin{aligned} Mu_{\text{等釘}} &= C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \angle Pv_{\text{等釘}} \cdot AW \\ &= 1.195000 \times 0.036000 \times 0.980000 \times 5551.00 = 234.027939 \text{ (kN} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

C_{xy} : 2) で用意したもの
 Z_{xy} : 2) で用意したもの
 $\angle Pv_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの

Mu圧：面材の筋かい効果による終局モーメント (4.3.35) 式による

$$\begin{aligned} Mu_{\text{圧}} &= \lambda \cdot Cu \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t \\ &= 1.0 \times 0.632489 \times (7/24) \times 91.0^2 \times 1.2 = 1833.175049 \text{ (kN} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

λ : 2) で求めたもの
 Cu : 10) で求めたもの
 w : 面材の幅
 t : 面材の厚さ

- 16) 塑性率 μ 、壁全体の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$ を求める
 (4.3.11) 式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{Ru}{Ry} = 0.033333 / 0.010061 = 3.313078$$

Ru：終局変形角。(4.3.10) 式により求める

$$Ru = \min (Ru_{\text{等釘}}, Ru) = \min (0.033333, 0.066082) = 0.033333 \text{ (rad)}$$

$Ru_{\text{等釘}}$: 9) で求めたもの
 Ru : 8) で求めたもの

Ry : 13) で求めたもの

$$\therefore 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{(2 \times 3.313078 - 1)} \times 2067.202881 = 980.661133 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 17) 耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める
 (4.3.8) 式により、耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める

$$K = K0 / H = 1290.125244 / 270.000000 = 4.778242 \text{ (kN/rad)}$$

$K0$: 13) で求めたもの
 H : 横架材階高 (cm)

●面材リスト 2: SG1 (下壁合板1)

- 1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表4.2.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}, \delta v = 0.21 \text{ (cm)}, \delta u = 1.53 \text{ (cm)}, \Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

表4.3.1より

受材釘：スプール + 鉄丸釘N-75

$$k_{\text{受}} = 9.10 \text{ (kN/cm)}, \delta v_{\text{受}} = 0.14 \text{ (cm)}, \delta u_{\text{受}} = 3.07 \text{ (cm)}, \Delta Pv_{\text{受}} = 1.24 \text{ (kN)}$$

- 2) 面材のせん断弾性係数や寸法等を用意する

面材のせん断弾性係数: $GB = 58.8 \text{ (kN/cm}^2)$ 、面材の厚さ: $t = 1.2 \text{ (cm)}$

面材と軸材のクリアランス (※クリアランス=軸組内法寸法-面材寸法)

横方向 (柱材に対するクリアランス) $\angle 1 = 0.3 \text{ (cm)}$

縦方向 (横架材に対するクリアランス) $\angle 2 = 0.3 \text{ (cm)}$

単位面材の面積:

$$AW = 91.0 \times 182.0 = 16562.00 \text{ (cm}^2)$$

単位面材のスリットの有無に関する係数:

$$\lambda = 1.0$$

- 3) 釘の配列による I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} 、 β を用意する

面材サイズ

$$910.0 \times 1820.0, \text{ 釘ピッチ } 150 \text{ mm, 縦置き川型, } I_{xy} = 1.909, Z_{xy} = 0.043, C_{xy} = 1.000, \beta = 0.351$$

4) 面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の荷重変形性能を求める

(4.3.13) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断剛性を求める

$$k_{\text{等釘}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{面}}} + \left[\frac{l_{\text{受}}}{l_{\text{面}}} \right] \frac{1}{k_{\text{受}}}}$$

$$= 1 / (1 / 4.80 + 15.00 / 15.00 \times (1 / 9.10)) = 3.14 \text{ (kN/cm)}$$

$k_{\text{面}}$: 1) で用意したもの
 $k_{\text{受}}$: 1) で用意したもの
 $l_{\text{面}}$: 面材釘ピッチ (cm)
 $l_{\text{受}}$: 受材釘ピッチ (cm)

(4.3.14) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏耐力を求める

$$\angle P_v \text{等釘} = \min \left[\angle P_v \text{面}, \left[\frac{l_{\text{面}}}{l_{\text{受}}} \right] \angle P_v \text{受} \right]$$

$$= \min (0.98, (15.00 / 15.00 \times 1.24)) = 0.980000 \text{ (kN/cm)}$$

$\angle P_v \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\angle P_v \text{受}$: 1) で用意したもの
 $l_{\text{面}}$: 面材釘ピッチ (cm)
 $l_{\text{受}}$: 受材釘ピッチ (cm)

(4.3.15) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏変位を求める

$$\delta v \text{等釘} = \frac{\angle P_v \text{等釘}}{k_{\text{等釘}}} = 0.98 / 3.14 = 0.311859 \text{ (cm)}$$

(4.3.16) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断限界変位を求める

$$\delta u \text{等釘} = \min (\delta v \text{等釘} - \delta v \text{面} + \delta u \text{面}, \delta v \text{等釘} - \delta v \text{受} + \delta u \text{受})$$

$$= \min (0.31 - 0.21 + 1.53, 0.31 - 0.14 + 3.07) = 1.63 \text{ (cm)}$$

$\delta v \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\delta u \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\delta v \text{受}$: 1) で用意したもの
 $\delta u \text{受}$: 1) で用意したもの

5) クリアランスによる初期あそびR0を求める

(4.3.3) 式により求める

$$R0 = \frac{2 (\angle 1W + \angle 2h) - \angle 1^2 - \angle 2^2}{2W \cdot h}$$

$$= 2 ((0.3 \times 91.3 + 0.3 \times 259.5) - 0.3^2 - 0.3^2) / (2 \times 91.3 \times 259.5)$$

$$= 0.004434 = 1/225 < 1/150 \text{ (rad)}$$

$\angle 1$: 2) で用意したもの
 $\angle 2$: 2) で用意したもの
 W : 軸組の内法幅 (cm)
 h : 軸組の内法高さ (cm)

6) 面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性Ceを求める

(4.3.21) 式により、面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性を求める

$$C_e = \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z_0}$$

$$= (45.5^2 \times 1.20 \times 3.01 \times 14.00) / (2 \times 10.50) = 4977.39 \text{ (kN/rad)}$$

x_p : めり込み接触面の長さ。 $x_p = w/2 = 91.0/2 = 45.50 \text{ (cm)}$ (w : 面材の幅)
 y_p : めり込み接触面の幅。 $y_p = t = 1.2 \text{ (cm)}$ (t : 面材の厚さ。 2) で用意したもの)

$$E_{\perp} : \text{全面横圧縮ヤング係数} (E_{\perp} = \frac{1}{50} E_{\parallel}, 4 \text{ 種の } E_{\parallel} = 700 \text{ (kN/cm}^2))$$

$$E_{\perp} = \frac{1}{50} E_{\parallel} = 700/50 = 14.0 \text{ (kN/cm}^2)$$

Z0 : りり込みが生じる部材の厚さ。ここでは、土台のせい。Z0=10.50 (cm)

Cy : (4.3.22) 式により求める

$$Cy = 1 + \frac{2Z0}{3n \cdot Yp} \left[2 - \exp \left[\frac{-3n \cdot y1}{2Z0} \right] - \exp \left[\frac{-3n \cdot y2}{2Z0} \right] \right]$$

$$= 1 + \frac{(2 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2)) \times (2 - \exp((-3 \times 5 \times 7.5) / (2 \times 10.5)) - \exp((-3 \times 5 \times 1.8) / (2 \times 10.5)))}{(2 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2))} = 3.01$$

y1, y2 : りり込み接触面の幅方向の余長 y1=7.50 (cm) 、 y2=1.80 (cm)
n : 繊維方向に対する繊維直方向の置換係数 4 種の場合 n=5

- 7) 面材の筋かい効果における降伏変形角Ry圧、りり込み降伏変位 δvを求める
(4.3.24) 式により、面材の圧縮側隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変位角を求める

$$Ry圧 = (1 + \beta) \cdot \theta_y$$

$$= (1 + 0.351) \times 0.001967 = 0.002659 \text{ (rad)}$$

β : 面材の縦横比による剛性調整係数。3) で用意したもの

θy : 面材の横架材へのりり込み降伏変形角。(4.3.27) 式により求める

$$\theta_y = \frac{Z0 \cdot Fm}{xp \cdot E \perp \cdot \sqrt{Cx \cdot Cy \cdot Cxm \cdot Cym}}$$

$$= (10.50 \times 0.43) / (45.50 \times 14.00 \times \sqrt{1.00 \times 3.01 \times 1.31 \times 3.33}) = 0.001967 \text{ (rad)}$$

Z0 : りり込みが生じる部材の厚さ。6) で用いたのと同じ値

Fm : 縁端距離を無限大にした時のりり込み降伏応力度

$$Fm \approx 2.4 \times \text{長期許容りり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times Fcv$$

$$= 0.8 \times 0.5 = 0.432 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (4 \text{ 種のりり込み基準強度} Fcv=0.5)$$

xp : 6) で用いたのと同じ値
E⊥ : 6) で用いたのと同じ値
Cx : (4.3.25) 式参照。Cx=1.0
Cy : 6) で求めたもの
Cxm : (4.3.27) 式より求める

$$Cxm = 1 + \frac{4Z0}{3xp} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 45.5) = 1.31$$

Cym : (4.3.26) 式より求める

$$Cym = 1 + \frac{4Z0}{3n \cdot yp} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2) = 3.33$$

(4.3.33) 式により、りり込み降伏変位 δvを求める

$$\delta v = \frac{w}{2} \cdot \theta_y = 91.0 / 2 \times 0.001967 = 0.089518 \text{ (cm)}$$

- 8) 等価な釘による降伏変形角Ry等釘、及び、等価な釘による終局変形角Ru等釘を求める
(4.3.17) 式により、等価な釘が降伏する時の、壁体の降伏変形角Ry等釘を求める

$$Ry等釘 = \frac{Zxy}{Ixy} \cdot \delta v等釘$$

$$= 0.043 / 1.909 \times 0.312 = 0.00702 \text{ (rad)}$$

Zxy : 3) で用意したもの
Ixy : 3) で用意したもの
δv等釘 : 4) で求めたもの

(4.3.19) 式により、等価な釘による、壁体の終局変形角Ru等釘を求める

$$Ru等釘 \approx Ry等釘 \cdot \frac{\delta u等釘}{\delta v等釘} = 0.007025 \times (1.632 / 0.312) = 0.03676 \text{ (rad)}$$

δu等釘 : 4) で求めたもの
δv等釘 : 4) で求めたもの

- 9) 面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角 R_u 、終局変位 δu を求める
 (4.3.10) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角 R_u を求める

$$R_u = \min \left[R_{u\text{等釘}}, \frac{1}{30} \right] = \min (0.036757, 0.033333) = 0.03333 \text{ (rad)}$$

$R_{u\text{等釘}}$: 8) で求めたもの

- (4.3.37) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変位 δu を求める

$$\begin{aligned} \delta u &\doteq (R_u - R_0) \cdot \frac{w}{2} \\ &= (0.033333 - 0.004434) \times (91.0 / 2.0) = 1.31490 \text{ (rad)} \\ (\min) \delta u &= 1.31490 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

w : 面材の幅 (cm)

R_0 : 5) で求めたもの

- 10) 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める
 (4.3.36) 式により、面材の筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める

$$\begin{aligned} C_u &= \frac{k}{\delta u} \left[\frac{a}{2} \delta u^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta v^2 + (1-a) \delta v \cdot \delta u \right] \\ &= 4.007073 / 1.314904 \times (0.125 / 2 \times 1.314904^2 + (0.125 - 1) / 2 \times 0.089518^2 + \\ &\quad (1 - 0.125) \times 0.089518 \times 1.314904) = 0.632489 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

k : (4.3.31) 式により求める

$$\begin{aligned} k &= \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot C_e \\ &= 8 / (91.0^2 \times 1.2) \times 4977.385742 = 4.007073 \text{ (kN/cm)} \end{aligned}$$

a : (4.3.32) 式より $a = 1/8$

δu : 9) で求めたもの

δv : 7) で求めたもの

- 11) 等価な釘によるせん断剛性 K 等釘、面材の筋かい効果によるせん断剛性 K 圧を求める
 (4.3.12) 式により、等価な釘によるせん断剛性 K 等釘を求める

$$K\text{等釘} = AW \cdot I_{xy} \cdot k\text{等釘} = 16562.00 \times 1.909000 \times 3.142446 = 99354.281250 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

AW : 2) で求めたもの

I_{xy} : 3) で用意したもの

$k\text{等釘}$: 4) で求めたもの

- (4.3.20) 式により、面材の筋かい効果によるせん断剛性 K 圧を求める

$$\begin{aligned} K\text{圧} &= \frac{2}{3} \cdot \lambda \cdot w \cdot C_e \cdot \frac{1}{1 + \beta} \\ &= 2/3 \times 1.0 \times 91.0 \times 4977.385742 \times (1 / (1 + 0.351494)) = 223427.890625 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)} \end{aligned}$$

λ : 2) で求めたもの

w : 面材の幅

C_e : 6) で求めたもの

β : 3) で用意したもの

- 12) 降伏モーメント M_y を求める

$$R_y\text{等釘} = 0.007025 \text{ (rad)}, R_0 + R_y\text{圧} = 0.004434 + 0.002659 = 0.007093 \text{ (rad)}$$

$R_y\text{等釘} \leq R_0 + R_y\text{圧}$ より、(4.3.2b) 式により求める

$$\begin{aligned} M_y &= K\text{圧} (R_y\text{等釘} - R_0) + K\text{等釘} \cdot R_y\text{等釘} \\ &= 223427.890625 \times (0.007025 - 0.004434) + 99354.281250 \times 0.007025 = 1276.655396 \text{ (kN} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$R_y\text{等釘}$: 8) で求めたもの

R_0 : 5) で求めたもの

$R_y\text{圧}$: 7) で求めたもの

$K\text{圧}$: 11) で求めたもの

$K\text{等釘}$: 11) で求めたもの

- 13) 降伏変形角 R_y 、及び、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める
 (4.3.4) 式により、降伏変形角 R_y を求める

$$R_y = R_y' + \frac{M_y}{AW \cdot GB \cdot t}$$

$$= 0.007025 + 1276.655396 / (16562.00 \times 58.799999 \times 1.2) = 0.008117 \text{ (rad)}$$

R_y' : (4.3.5) 式により求める

$$\text{下側面材 : } R_y' = \min(R_y \text{等釘}, R_0 + R_y \text{圧}) = \min(0.007025, 0.007093) = 0.007025 \text{ (rad)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの

- (4.3.7) 式により、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める

$$K_0 = \frac{M_y}{R_y} = 1276.655396 / 0.008117 = 157280.953125 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 R_y : 降伏変形角

- 14) $1/150$ rad時のモーメント M_{150} を求める
 (4.3.6a) 式により

$$M_{150} = \frac{M_y}{R_y} \left[\frac{1}{150} \right]$$

$$= 1276.655396 / 0.008117 \times (1/150) = 1048.539673 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 R_y : 13) で求めたもの

- 15) 終局モーメント M_u を求める
 (4.3.9) 式により、終局モーメント M_u を求める

$$M_u = M_u \text{等釘} + M_u \text{圧} = 697.922729 + 1833.175049 = 2531.097656 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$M_u \text{等釘}$: 等価な釘による面材の終局モーメント (4.3.18) 式による

$$M_u \text{等釘} = C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \angle P_v \text{等釘} \cdot AW$$

$$= 1.000000 \times 0.043000 \times 0.980000 \times 16562.00 = 697.922729 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

C_{xy} : 2) で用意したもの
 Z_{xy} : 2) で用意したもの
 $\angle P_v \text{等釘}$: 4) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの

$M_u \text{圧}$: 面材の筋かい効果による終局モーメント (4.3.35) 式による

$$M_u \text{圧} = \lambda \cdot C_u \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t$$

$$= 1.0 \times 0.632489 \times (7/24) \times 91.0^2 \times 1.2 = 1833.175049 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

λ : 2) で求めたもの
 C_u : 10) で求めたもの
 w : 面材の幅
 t : 面材の厚さ

- 16) 塑性率 μ 、壁全体の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$ を求める
 (4.3.11) 式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{R_u}{R_y} = 0.033333 / 0.008117 = 4.106589$$

R_u : 終局変形角。 (4.3.10) 式により求める

$$R_u = \min(R_u \text{等釘}, R_u) = \min(0.033333, 0.036757) = 0.033333 \text{ (rad)}$$

$R_u \text{等釘}$: 9) で求めたもの
 R_u : 8) で求めたもの

Ry : 13) で求めたもの

$$\therefore 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{(2 \times 4.106589-1)} \times 2531.097656 = 1359.572021 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 17) 耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める
(4.3.8) 式により、耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める

$$K = K0 / H = 157280.953125 / 270.000000 = 582.522034 \text{ (kN/rad)}$$

K0 : 13) で求めたもの

H : 横架材階高 (cm)

- 18) 面材張り真壁の許容せん断耐力Paを求める
(4.3.1) 式により、許容せん断耐力Paを求める

$$Pa = \frac{1}{H} \times \min \left[\begin{array}{c} My \\ M150 \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu \end{array} \right]$$

H : 横架材階高 (cm)

My : 12) で求めたもの

M150 : 14) で求めたもの

$0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$: 16) で求めたもの

$$Pa = 1 / 270.0 \times \min (1289.64, 1057.14, 3421.25) = 3.92 \text{ (kN)}$$

■壁面リスト 2 (真壁) 1階: SW1 (真壁合板1)

受材:

スプール 40×30、鉄丸釘N-75@150

軸材:

柱: 1種 105×105 土台: 4種 105×105 横架材: 4種 105×105

適用範囲の確認

①面材、釘の種類

構造用合板 (ベイマツ) 厚さ12 mm OK 釘: 鉄丸釘N-50 OK

②釘のへりあき

(面材) 端距離: 10 mm OK

縁距離: 10 mm OK

(軸材) : 50 mm

(4.2.1) 式より

$$150 / 150 \times 12 / 1.2 = 10.00 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \text{ OK}$$

③釘ピッチ: 150 mm $\geq$ 75 mm OK

④間柱ピッチ: 455 mm

(4.2.2) 式より

$$12 \times 150 / 2.4 = 750.0 \text{ mm} \geq 455 \text{ mm} \text{ OK}$$

釘ピッチ: 150 mm $\leq$ 200 mm OK

●面材リスト 1: UG1 (上壁合板1)

- 1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表4.2.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}、\delta v = 0.21 \text{ (cm)}、\delta u = 1.53 \text{ (cm)}、\Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

表4.3.1より

受材釘: スプール + 鉄丸釘N-75

$$k_{\text{受}} = 9.10 \text{ (kN/cm)}、\delta v_{\text{受}} = 0.14 \text{ (cm)}、\delta u_{\text{受}} = 3.07 \text{ (cm)}、\Delta Pv_{\text{受}} = 1.24 \text{ (kN)}$$

- 2) 面材のせん断弾性係数や寸法等を用意する

面材のせん断弾性係数: GB = 58.8 (kN/cm²)、面材の厚さ: t = 1.2 (cm)

面材と軸材のクリアランス (※クリアランス=軸組内法寸法-面材寸法)

横方向 (柱材に対するクリアランス) $\angle 1 = 0.3 \text{ (cm)}$

縦方向 (横架材に対するクリアランス) $\angle 2 = 0.3 \text{ (cm)}$

単位面材の面積:

$$AW = 91.0 \times 61.0 = 5551.00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

単位面材のスリットの有無に関する係数:

$$\lambda = 1.0$$

- 3) 釘の配列によるI_{xy}、Z_{xy}、C_{xy}、βを用意する
面材サイズ

910.0×610.0、釘ピッチ 150 mm、横置き川型、 $I_{xy}=0.889$ 、 $Z_{xy}=0.036$ 、 $C_{xy}=1.195$ 、 $\beta=1.843$

- 4) 面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の荷重変形性能を求める
(4.3.13) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断剛性を求める

$$k_{\text{等釘}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{面}}} + \left[\frac{l_{\text{受}}}{l_{\text{面}}} \right] \frac{1}{k_{\text{受}}}}$$

$$= 1 / (1 / 4.80 + 15.00 / 15.00 \times (1 / 9.10)) = 3.14 \text{ (kN/cm)}$$

$k_{\text{面}}$: 1) で用意したもの
 $k_{\text{受}}$: 1) で用意したもの
 $l_{\text{面}}$: 面材釘ピッチ (cm)
 $l_{\text{受}}$: 受材釘ピッチ (cm)

- (4.3.14) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏耐力を求める

$$\angle P_v \text{等釘} = \min \left[\angle P_v \text{面}, \left[\frac{l_{\text{面}}}{l_{\text{受}}} \right] \angle P_v \text{受} \right]$$

$$= \min (0.98, (15.00 / 15.00 \times 1.24)) = 0.980000 \text{ (kN/cm)}$$

$\angle P_v \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\angle P_v \text{受}$: 1) で用意したもの
 $l_{\text{面}}$: 面材釘ピッチ (cm)
 $l_{\text{受}}$: 受材釘ピッチ (cm)

- (4.3.15) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏変位を求める

$$\delta v \text{等釘} = \frac{\angle P_v \text{等釘}}{k_{\text{等釘}}} = 0.98 / 3.14 = 0.311859 \text{ (cm)}$$

- (4.3.16) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断限界変位を求める

$$\delta u \text{等釘} = \min (\delta v \text{等釘} - \delta v \text{面} + \delta u \text{面}, \delta v \text{等釘} - \delta v \text{受} + \delta u \text{受})$$

$$= \min (0.31 - 0.21 + 1.53, 0.31 - 0.14 + 3.07) = 1.63 \text{ (cm)}$$

$\delta v \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\delta u \text{面}$: 1) で用意したもの
 $\delta v \text{受}$: 1) で用意したもの
 $\delta u \text{受}$: 1) で用意したもの

- 5) クリアランスによる初期あそびR0を求める

- (4.3.3) 式により求める

$$R0 = \frac{2 (\angle 1W + \angle 2h) - \angle 1^2 - \angle 2^2}{2W \cdot h}$$

$$= 2 ((0.3 \times 91.3 + 0.3 \times 259.5) - 0.3^2 - 0.3^2) / (2 \times 91.3 \times 259.5)$$

$$= 0.004434 = 1/225 < 1/150 \text{ (rad)}$$

$\angle 1$: 2) で用意したもの
 $\angle 2$: 2) で用意したもの
 W : 軸組の内法幅 (cm)
 h : 軸組の内法高さ (cm)

- 6) 面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性Ceを求める

- (4.3.21) 式により、面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性を求める

$$C_e = \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E \perp}{2Z0}$$

$$= (45.5^2 \times 1.20 \times 3.01 \times 14.00) / (2 \times 10.50) = 4977.39 \text{ (kN/rad)}$$

x_p : むり込み接触面の長さ。 $x_p = w/2 = 91.0/2 = 45.50 \text{ (cm)}$ (w : 面材の幅)
 y_p : むり込み接触面の幅。 $y_p = t = 1.2 \text{ (cm)}$ (t : 面材の厚さ。 2) で用意したもの)

$E_{\perp}$: 全面横圧縮ヤング係数 ($E_{\perp} \doteq \frac{1}{50} E_{\parallel}$ 、4種の $E_{\parallel} = 700$ (kN/cm²))

$$E_{\perp} \doteq \frac{1}{50} E_{\parallel} = 700/50 = 14.0 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

Z0 : めり込みが生じる部材の厚さ。ここでは、土台のせい。Z0=10.50 (cm)

C_y : (4.3.22) 式により求める

$$C_y = 1 + \frac{2Z0}{3n \cdot Y_p} \left[2 - \exp \left[\frac{-3n \cdot y1}{2Z0} \right] - \exp \left[\frac{-3n \cdot y2}{2Z0} \right] \right]$$

$$= 1 + \frac{(2 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2) \times (2 - \exp((-3 \times 5 \times 7.5) / (2 \times 10.5)) - \exp((-3 \times 5 \times 1.8) / (2 \times 10.5)))}{2} = 3.01$$

$y1, y2$: めり込み接触面の幅方向の余長 $y1=7.50$ (cm)、 $y2=1.80$ (cm)
 n : 繊維方向に対する繊維直方向の置換係数 4種の場合 $n=5$

- 7) 面材の筋かい効果における降伏変形角 R_y 圧、めり込み降伏変位 δv を求める
 (4.3.24) 式により、面材の圧縮側隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変位角を求める

$$R_y \text{ 圧} = (1 + \beta) \cdot \theta_y$$

$$= (1 + 1.843) \times 0.001967 = 0.005594 \text{ (rad)}$$

β : 面材の縦横比による剛性調整係数。3) で用意したもの

θ_y : 面材の横架材へのめり込み降伏変形角。(4.3.27) 式により求める

$$\theta_y = \frac{Z0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot \sqrt{C_x \cdot C_y \cdot C_{xm} \cdot C_{ym}}}$$

$$= (10.50 \times 0.43) / (45.50 \times 14.00 \times \sqrt{1.00 \times 3.01 \times 1.31 \times 3.33}) = 0.001967 \text{ (rad)}$$

Z0 : めり込みが生じる部材の厚さ。6) で用いたのと同じ値

F_m : 縁端距離を無限大にした時のめり込み降伏応力度

$$F_m \doteq 2.4 \times \text{長期許容めり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times F_{cv}$$

$$= 0.8 \times 0.5 = 0.432 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (4 \text{ 種のめり込み基準強度 } F_{cv}=0.5)$$

x_p : 6) で用いたのと同じ値
 $E_{\perp}$: 6) で用いたのと同じ値
 C_x : (4.3.25) 式参照。 $C_x=1.0$
 C_y : 6) で求めたもの
 C_{xm} : (4.3.27) 式より求める

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z0}{3x_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 45.5) = 1.31$$

C_{ym} : (4.3.26) 式より求める

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z0}{3n \cdot y_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2) = 3.33$$

- (4.3.33) 式により、めり込み降伏変位 δv を求める

$$\delta v = \frac{w}{2} \cdot \theta_y = 91.0 / 2 \times 0.001967 = 0.089518 \text{ (cm)}$$

- 8) 等価な釘による降伏変形角 R_y 等釘、及び、等価な釘による終局変形角 R_u 等釘を求める
 (4.3.17) 式により、等価な釘が降伏する時の、壁体の降伏変形角 R_y 等釘を求める

$$R_y \text{ 等釘} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} \cdot \delta v \text{ 等釘}$$

$$= 0.036 / 0.889 \times 0.312 = 0.01263 \text{ (rad)}$$

Z_{xy} : 3) で用意したもの

I_{xy} : 3) で用意したもの

δv 等釘 : 4) で求めたもの

(4.3.19) 式により、等価な釘による、壁体の終局変形角Ru等釘を求める

$$Ru_{\text{等釘}} \doteq Ry_{\text{等釘}} \cdot \frac{\delta u_{\text{等釘}}}{\delta v_{\text{等釘}}} = 0.012629 \times (1.632/0.312) = 0.06608 \text{ (rad)}$$

$\delta u_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの
 $\delta v_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの

- 9) 面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角Ru、終局変位 δu を求める
 (4.3.10) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角Ruを求める

$$Ru = \min \left[Ru_{\text{等釘}}, \frac{1}{30} \right] = \min (0.066082, 0.033333) = 0.03333 \text{ (rad)}$$

$Ru_{\text{等釘}}$: 8) で求めたもの

(4.3.37) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変位 δu を求める

$$\begin{aligned} \delta u &\doteq (Ru - R0) \cdot \frac{w}{2} \\ &= (0.033333 - 0.004434) \times (91.0/2.0) = 1.31490 \text{ (rad)} \\ (\min) \delta u &= 1.31490 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

w : 面材の幅 (cm)
 R0 : 5) で求めたもの

- 10) 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力Cuを求める
 (4.3.36) 式により、面材の筋かい効果による終局変形時圧縮合力Cuを求める

$$\begin{aligned} Cu &= \frac{k}{\delta u} \left[\frac{a}{2} \delta u^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta v^2 + (1-a) \delta v \cdot \delta u \right] \\ &= 4.007073/1.314904 \times (0.125/2 \times 1.314904^2 + (0.125-1)/2 \times 0.089518^2 + \\ &\quad (1-0.125) \times 0.089518 \times 1.314904) = 0.632489 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

k : (4.3.31) 式により求める

$$\begin{aligned} k &= \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot Ce \\ &= 8 / (91.0^2 \times 1.2) \times 4977.385742 = 4.007073 \text{ (kN/cm)} \end{aligned}$$

a : (4.3.32) 式より $a = 1/8$
 δu : 9) で求めたもの
 δv : 7) で求めたもの

- 11) 等価な釘によるせん断剛性K等釘、面材の筋かい効果によるせん断剛性K圧を求める
 (4.3.12) 式により、等価な釘によるせん断剛性K等釘を求める

$$K_{\text{等釘}} = AW \cdot I_{xy} \cdot k_{\text{等釘}} = 5551.00 \times 0.889000 \times 3.142446 = 15507.466797 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

AW : 2) で求めたもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 $k_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの

(4.3.20) 式により、面材の筋かい効果によるせん断剛性K圧を求める

$$\begin{aligned} K_{\text{圧}} &= \frac{2}{3} \cdot \lambda \cdot w \cdot Ce \cdot \frac{1}{1+\beta} \\ &= 2/3 \times 1.0 \times 91.0 \times 4977.385742 \times (1/(1+1.843143)) = 106206.921875 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)} \end{aligned}$$

λ : 2) で求めたもの
 w : 面材の幅
 Ce : 6) で求めたもの
 β : 3) で用意したもの

- 12) 降伏モーメントMyを求める
 $Ry_{\text{等釘}} = 0.012629 \text{ (rad)}$ 、 $R0 + Ry_{\text{圧}} = 0.004434 + 0.005594 = 0.010028 \text{ (rad)}$

$Ry_{\text{等釘}} > R0 + Ry_{\text{圧}}$ より、(4.3.2a) 式により求める

$$My = (K'_{\text{圧}} + K_{\text{等釘}}) \cdot Ry_{\text{等釘}}$$

$$= (-14479.639648 + 15507.466797) \times 0.012629 = 12.980129 (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

Ry等釘 : 8) で求めたもの
 R0 : 5) で求めたもの
 Ry圧 : 7) で求めたもの
 K圧 : 11) で求めたもの
 K等釘 : 11) で求めたもの

- 13) 降伏変形角Ry、及び、降伏変形角までの見かけの回転剛性K0を求める
 (4.3.4) 式により、降伏変形角Ryを求める

$$Ry = Ry' + \frac{My}{AW \cdot GB \cdot t}$$

$$= 0.010028 + 12.980129 / (5551.00 \times 58.799999 \times 1.2) = 0.010061 (\text{rad})$$

Ry' : (4.3.5) 式により求める

$$\text{下側面材: } Ry' = \min(Ry\text{等釘}, R0 + Ry\text{圧}) = \min(0.012629, 0.010028) = 0.010028 (\text{rad})$$

My : 12) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの

- (4.3.7) 式により、降伏変形角までの見かけの回転剛性K0を求める

$$K0 = \frac{My}{Ry} = 12.980129 / 0.010061 = 1290.125244 (\text{kN} \cdot \text{cm/rad})$$

My : 12) で求めたもの
 Ry : 降伏変形角

- 14) 1/150rad時のモーメントM150を求める
 (4.3.6a) 式により

$$M150 = \frac{My}{Ry} \left[\frac{1}{150} \right]$$

$$= 12.980129 / 0.010061 \times (1/150) = 8.600835 (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

My : 12) で求めたもの
 Ry : 13) で求めたもの

- 15) 終局モーメントMuを求める
 (4.3.9) 式により、終局モーメントMuを求める

$$Mu = Mu\text{等釘} + Mu\text{圧} = 234.027939 + 1833.175049 = 2067.202881 (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

Mu等釘 : 等価な釘による面材の終局モーメント (4.3.18) 式による

$$Mu\text{等釘} = C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \angle Pv\text{等釘} \cdot AW$$

$$= 1.195000 \times 0.036000 \times 0.980000 \times 5551.00 = 234.027939 (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

Cxy : 2) で用意したもの
 Zxy : 2) で用意したもの
 ∠Pv等釘 : 4) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの

Mu圧 : 面材の筋かい効果による終局モーメント (4.3.35) 式による

$$Mu\text{圧} = \lambda \cdot Cu \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t$$

$$= 1.0 \times 0.632489 \times (7/24) \times 91.0^2 \times 1.2 = 1833.175049 (\text{kN} \cdot \text{cm})$$

λ : 2) で求めたもの
 Cu : 10) で求めたもの
 w : 面材の幅
 t : 面材の厚さ

- 16) 塑性率μ、壁全体の $0.2\sqrt{2\mu - 1} \times Mu$ を求める
 (4.3.11) 式により、塑性率μを求める

$$\mu = \frac{Ru}{\mu} = 0.033333 / 0.010061 = 3.313078$$

Ry

Ru : 終局変形角。(4.3.10) 式により求める

$$Ru = \min (Ru_{\text{等釘}}, Ru) = \min (0.033333, 0.066082) = 0.033333 \text{ (rad)}$$

Ru等釘 : 9) で求めたもの
Ru : 8) で求めたもの

Ry : 13) で求めたもの

$$\therefore 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{(2 \times 3.313078 - 1)} \times 2067.202881 = 980.661133 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 17) 耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める
(4.3.8) 式により、耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める

$$K = K0 / H = 1290.125244 / 270.000000 = 4.778242 \text{ (kN/rad)}$$

K0 : 13) で求めたもの
H : 横架材階高 (cm)

●面材リスト 2 : SG1 (下壁合板1)

- 1) 面材釘の1面せん断データを用意する

表4.2.1より

構造用合板 12 mm + 鉄丸釘N-50

$$k = 4.80 \text{ (kN/cm)}, \delta v = 0.21 \text{ (cm)}, \delta u = 1.53 \text{ (cm)}, \Delta Pv = 0.98 \text{ (kN)}$$

表4.3.1より

受材釘 : スプール + 鉄丸釘N-75

$$k_{\text{受}} = 9.10 \text{ (kN/cm)}, \delta v_{\text{受}} = 0.14 \text{ (cm)}, \delta u_{\text{受}} = 3.07 \text{ (cm)}, \Delta Pv_{\text{受}} = 1.24 \text{ (kN)}$$

- 2) 面材のせん断弾性係数や寸法等を用意する

面材のせん断弾性係数 : GB = 58.8 (kN/cm²)、面材の厚さ : t = 1.2 (cm)

面材と軸材のクリアランス (※クリアランス=軸組内法寸法一面材寸法)

横方向 (柱材に対するクリアランス) $\angle 1 = 0.3 \text{ (cm)}$ 縦方向 (横架材に対するクリアランス) $\angle 2 = 0.3 \text{ (cm)}$

単位面材の面積 :

$$AW = 91.0 \times 182.0 = 16562.00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

単位面材のスリットの有無に関する係数 :

$$\lambda = 1.0$$

- 3) 釘の配列によるI_{xy}、Z_{xy}、C_{xy}、βを用意する

面材サイズ

$$910.0 \times 1820.0, \text{釘ピッチ } 150 \text{ mm, 縦置き川型, } I_{xy} = 1.909, Z_{xy} = 0.043, C_{xy} = 1.000, \beta = 0.351$$

- 4) 面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の荷重変形性能を求める

(4.3.13) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断剛性を求める

$$k_{\text{等釘}} = \frac{1}{\frac{1}{k_{\text{面}}} + \left[\frac{l_{\text{受}}}{l_{\text{面}}} \right] \frac{1}{k_{\text{受}}}}$$

$$= 1 / (1 / 4.80 + 15.00 / 15.00 \times (1 / 9.10)) = 3.14 \text{ (kN/cm)}$$

k面 : 1) で用意したもの

k受 : 1) で用意したもの

l面 : 面材釘ピッチ (cm)

l受 : 受材釘ピッチ (cm)

(4.3.14) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏耐力を求める

$$\angle Pv_{\text{等釘}} = \min \left[\angle Pv_{\text{面}}, \left[\frac{l_{\text{面}}}{l_{\text{受}}} \right] \angle Pv_{\text{受}} \right]$$

$$= \min (0.98, (15.00 / 15.00 \times 1.24)) = 0.980000 \text{ (kN/cm)}$$

 $\angle Pv_{\text{面}}$: 1) で用意したもの $\angle Pv_{\text{受}}$: 1) で用意したもの

l面 : 面材釘ピッチ (cm)

l受 : 受材釘ピッチ (cm)

(4.3.15) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘の降伏変位を求める

$$\delta v_{\text{等釘}} = \frac{\Delta P v_{\text{等釘}}}{k_{\text{等釘}}} = 0.98 / 3.14 = 0.311859 \text{ (cm)}$$

(4.3.16) 式により、面材釘と受材釘の直列バネによる等価釘のせん断限界変位を求める

$$\begin{aligned} \delta u_{\text{等釘}} &= \min (\delta v_{\text{等釘}} - \delta v_{\text{面}} + \delta u_{\text{面}}, \delta v_{\text{等釘}} - \delta v_{\text{受}} + \delta u_{\text{受}}) \\ &= \min (0.31 - 0.21 + 1.53, 0.31 - 0.14 + 3.07) = 1.63 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$\delta v_{\text{面}}$: 1) で用意したもの
 $\delta u_{\text{面}}$: 1) で用意したもの
 $\delta v_{\text{受}}$: 1) で用意したもの
 $\delta u_{\text{受}}$: 1) で用意したもの

5) クリアランスによる初期あそびR0を求める

(4.3.3) 式により求める

$$\begin{aligned} R0 &= \frac{2(\Delta 1W + \Delta 2h) - \Delta 1^2 - \Delta 2^2}{2W \cdot h} \\ &= \frac{2(0.3 \times 91.3 + 0.3 \times 259.5) - 0.3^2 - 0.3^2}{2 \times 91.3 \times 259.5} \\ &= 0.004434 = 1/225 < 1/150 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

$\Delta 1$: 2) で用意したもの
 $\Delta 2$: 2) で用意したもの
 W : 軸組の内法幅 (cm)
 h : 軸組の内法高さ (cm)

6) 面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性Ceを求める

(4.3.21) 式により、面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性を求める

$$\begin{aligned} C_e &= \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z0} \\ &= (45.5^2 \times 1.20 \times 3.01 \times 14.00) / (2 \times 10.50) = 4977.39 \text{ (kN/rad)} \end{aligned}$$

x_p : むり込み接触面の長さ。 $x_p = w/2 = 91.0/2 = 45.50 \text{ (cm)}$ (w : 面材の幅)
 y_p : むり込み接触面の幅。 $y_p = t = 1.2 \text{ (cm)}$ (t : 面材の厚さ。 2) で用意したもの)

$E_{\perp}$: 全面横圧縮ヤング係数 ($E_{\perp} \doteq \frac{1}{50} E_{\parallel}$ 、4種の $E_{\parallel} = 700 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$)

$$E_{\perp} \doteq \frac{1}{50} E_{\parallel} = 700/50 = 14.0 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

$Z0$: むり込みが生じる部材の厚さ。ここでは、土台のせい。 $Z0 = 10.50 \text{ (cm)}$

C_y : (4.3.22) 式により求める

$$\begin{aligned} C_y &= 1 + \frac{2Z0}{3n \cdot Y_p} \left[2 - \exp \left[\frac{-3n \cdot y_1}{2Z0} \right] - \exp \left[\frac{-3n \cdot y_2}{2Z0} \right] \right] \\ &= 1 + ((2 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2)) \times \\ &\quad (2 - \exp((-3 \times 5 \times 7.5) / (2 \times 10.5)) - \exp((-3 \times 5 \times 1.8) / (2 \times 10.5))) = 3.01 \end{aligned}$$

y_1, y_2 : むり込み接触面の幅方向の余長 $y_1 = 7.50 \text{ (cm)}$ 、 $y_2 = 1.80 \text{ (cm)}$
 n : 繊維方向に対する繊維直方向の置換係数 4種の場合 $n = 5$

7) 面材の筋かい効果における降伏変形角 $Ry_{\text{圧}}$ 、むり込み降伏変位 δv を求める

(4.3.24) 式により、面材の圧縮側隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変位角を求める

$$\begin{aligned} Ry_{\text{圧}} &= (1 + \beta) \cdot \theta_y \\ &= (1 + 0.351) \times 0.001967 = 0.002659 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

β : 面材の縦横比による剛性調整係数。 3) で用意したもの

θ_y : 面材の横架材へのむり込み降伏変形角。 (4.3.27) 式により求める

$$\begin{aligned} \theta_y &= \frac{Z0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot \sqrt{C_x \cdot C_y \cdot C_{xm} \cdot C_{ym}}} \\ &= (10.50 \times 0.43) / (45.50 \times 14.00 \times \sqrt{1.00 \times 3.01 \times 1.31 \times 3.33}) = 0.001967 \text{ (rad)} \end{aligned}$$

$Z0$: むり込みが生じる部材の厚さ。 6) で用いたのと同じ値

Fm: 縁端距離を無限大にした時のめり込み降伏応力度

$$F_m \doteq 2.4 \times \text{長期許容めり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times F_{cv}$$

$$= 0.8 \times 0.5 = 0.432 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (4 \text{ 種のめり込み基準強度 } F_{cv}=0.5)$$

x_p : 6) で用いたのと同じ値
 E_⊥ : 6) で用いたのと同じ値
 C_x : (4.3.25) 式参照。C_x=1.0
 C_y : 6) で求めたもの
 C_{xm} : (4.3.27) 式より求める

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 45.5) = 1.31$$

C_{ym} : (4.3.26) 式より求める

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3n \cdot y_p} = 1 + (4 \times 10.5) / (3 \times 5 \times 1.2) = 3.33$$

(4.3.33) 式により、めり込み降伏変位 δ_vを求める

$$\delta_v = \frac{w}{2} \cdot \theta_y = 91.0 / 2 \times 0.001967 = 0.089518 \text{ (cm)}$$

- 8) 等価な釘による降伏変形角R_y等釘、及び、等価な釘による終局変形角R_u等釘を求める
 (4.3.17) 式により、等価な釘が降伏する時の、壁体の降伏変形角R_y等釘を求める

$$R_{y \text{ 等釘}} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} \cdot \delta_v \text{ 等釘}$$

$$= 0.043 / 1.909 \times 0.312 = 0.00702 \text{ (rad)}$$

Z_{xy} : 3) で用意したもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 δ_v等釘 : 4) で求めたもの

(4.3.19) 式により、等価な釘による、壁体の終局変形角R_u等釘を求める

$$R_{u \text{ 等釘}} \doteq R_{y \text{ 等釘}} \cdot \frac{\delta_u \text{ 等釘}}{\delta_v \text{ 等釘}} = 0.007025 \times (1.632 / 0.312) = 0.03676 \text{ (rad)}$$

δ_u等釘 : 4) で求めたもの
 δ_v等釘 : 4) で求めたもの

- 9) 面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角R_u、終局変位 δ_uを求める
 (4.3.10) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変形角R_uを求める

$$R_u = \min \left[R_{u \text{ 等釘}}, \frac{1}{30} \right] = \min (0.036757, 0.033333) = 0.03333 \text{ (rad)}$$

R_u等釘 : 8) で求めたもの(4.3.37) 式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となる時の壁体の終局変位 δ_uを求める

$$\delta_u \doteq (R_u - R_0) \cdot \frac{w}{2}$$

$$= (0.033333 - 0.004434) \times (91.0 / 2.0) = 1.31490 \text{ (rad)}$$

(min) δ_u = 1.31490 (rad)

w : 面材の幅 (cm)
 R₀ : 5) で求めたもの

- 10) 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める
 (4.3.36) 式により、面材の筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める

$$C_u = \frac{k}{\delta u} \left[\frac{a}{2} \delta u^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta v^2 + (1-a) \delta v \cdot \delta u \right]$$

$$= 4.007073 / 1.314904 \times (0.125 / 2 \times 1.314904^2 + (0.125 - 1) / 2 \times 0.089518^2 + (1 - 0.125) \times 0.089518 \times 1.314904) = 0.632489 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

k : (4.3.31) 式により求める

$$k = \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot C_e$$

$$= 8 / (91.0^2 \times 1.2) \times 4977.385742 = 4.007073 \text{ (kN/cm)}$$

a : (4.3.32) 式より $a = 1/8$
 δu : 9) で求めたもの
 δv : 7) で求めたもの

- 11) 等価な釘によるせん断剛性 K 等釘、面材の筋かい効果によるせん断剛性 K 圧を求める
 (4.3.12) 式により、等価な釘によるせん断剛性 K 等釘を求める

$$K\text{等釘} = AW \cdot I_{xy} \cdot k\text{等釘} = 16562.00 \times 1.909000 \times 3.142446 = 99354.281250 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

AW : 2) で求めたもの
 I_{xy} : 3) で用意したもの
 $k\text{等釘}$: 4) で求めたもの

(4.3.20) 式により、面材の筋かい効果によるせん断剛性 K 圧を求める

$$K\text{圧} = \frac{2}{3} \cdot \lambda \cdot w \cdot C_e \cdot \frac{1}{1 + \beta}$$

$$= 2 / 3 \times 1.0 \times 91.0 \times 4977.385742 \times (1 / (1 + 0.351494)) = 223427.890625 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

λ : 2) で求めたもの
 w : 面材の幅
 C_e : 6) で求めたもの
 β : 3) で用意したもの

- 12) 降伏モーメント M_y を求める
 $R_y\text{等釘} = 0.007025 \text{ (rad)}$ 、 $R_0 + R_y\text{圧} = 0.004434 + 0.002659 = 0.007093 \text{ (rad)}$

$R_y\text{等釘} \leq R_0 + R_y\text{圧}$ より、(4.3.2b) 式により求める

$$M_y = K\text{圧} (R_y\text{等釘} - R_0) + K\text{等釘} \cdot R_y\text{等釘}$$

$$= 223427.890625 \times (0.007025 - 0.004434) + 99354.281250 \times 0.007025 = 1276.655396 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

$R_y\text{等釘}$: 8) で求めたもの
 R_0 : 5) で求めたもの
 $R_y\text{圧}$: 7) で求めたもの
 $K\text{圧}$: 11) で求めたもの
 $K\text{等釘}$: 11) で求めたもの

- 13) 降伏変形角 R_y 、及び、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める
 (4.3.4) 式により、降伏変形角 R_y を求める

$$R_y = R_y' + \frac{M_y}{AW \cdot GB \cdot t}$$

$$= 0.007025 + 1276.655396 / (16562.00 \times 58.799999 \times 1.2) = 0.008117 \text{ (rad)}$$

R_y' : (4.3.5) 式により求める

$$\text{下側面材} : R_y' = \min (R_y\text{等釘}, R_0 + R_y\text{圧}) = \min (0.007025, 0.007093) = 0.007025 \text{ (rad)}$$

M_y : 12) で求めたもの
 AW : 2) で求めたもの
 GB : 2) で用意したもの
 t : 2) で用意したもの

(4.3.7) 式により、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める

$$K_0 = \frac{M_y}{R_y} = 1276.655396 / 0.008117 = 157280.953125 \text{ (kN} \cdot \text{cm/rad)}$$

My : 12) で求めたもの
Ry : 降伏変形角

- 14) $1/150\text{rad}$ 時のモーメントM150を求める
(4.3.6a) 式により

$$M150 = \frac{My}{Ry} \left[\frac{1}{150} \right]$$

$$= 1276.655396 / 0.008117 \times (1/150) = 1048.539673 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

My : 12) で求めたもの
Ry : 13) で求めたもの

- 15) 終局モーメントMuを求める
(4.3.9) 式により、終局モーメントMuを求める

$$Mu = Mu_{\text{等釘}} + Mu_{\text{圧}} = 697.922729 + 1833.175049 = 2531.097656 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

Mu等釘：等価な釘による面材の終局モーメント (4.3.18) 式による

$$Mu_{\text{等釘}} = C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \angle Pv_{\text{等釘}} \cdot AW$$

$$= 1.000000 \times 0.043000 \times 0.980000 \times 16562.00 = 697.922729 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

C_{xy} : 2) で用意したもの
 Z_{xy} : 2) で用意したもの
 $\angle Pv_{\text{等釘}}$: 4) で求めたもの
AW : 2) で求めたもの

Mu圧：面材の筋かい効果による終局モーメント (4.3.35) 式による

$$Mu_{\text{圧}} = \lambda \cdot Cu \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t$$

$$= 1.0 \times 0.632489 \times (7/24) \times 91.0^2 \times 1.2 = 1833.175049 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

λ : 2) で求めたもの
 Cu : 10) で求めたもの
w : 面材の幅
t : 面材の厚さ

- 16) 塑性率 μ 、壁全体の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu$ を求める
(4.3.11) 式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{Ru}{Ry} = 0.033333 / 0.008117 = 4.106589$$

Ru : 終局変形角。 (4.3.10) 式により求める

$$Ru = \min (Ru_{\text{等釘}}, Ru) = \min (0.033333, 0.036757) = 0.033333 \text{ (rad)}$$

$Ru_{\text{等釘}}$: 9) で求めたもの
Ru : 8) で求めたもの

Ry : 13) で求めたもの

$$\therefore 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu = 0.2\sqrt{(2 \times 4.106589 - 1)} \times 2531.097656 = 1359.572021 \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$$

- 17) 耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める
(4.3.8) 式により、耐力壁全体としてのせん断剛性Kを求める

$$K = K0 / H = 157280.953125 / 270.000000 = 582.522034 \text{ (kN/rad)}$$

K0 : 13) で求めたもの
H : 横架材階高 (cm)

- 18) 面材張り真壁の許容せん断耐力Paを求める
(4.3.1) 式により、許容せん断耐力Paを求める

$$Pa = \frac{1}{H} \times \min \left[\frac{My}{M150}, 0.2\sqrt{2\mu-1} \times Mu \right]$$

H : 横架材階高 (cm)
My : 12) で求めたもの

M150 : 14) で求めたもの
0.2 $\sqrt{2\mu - 1} \times \text{Mu} : 16$) で求めたもの

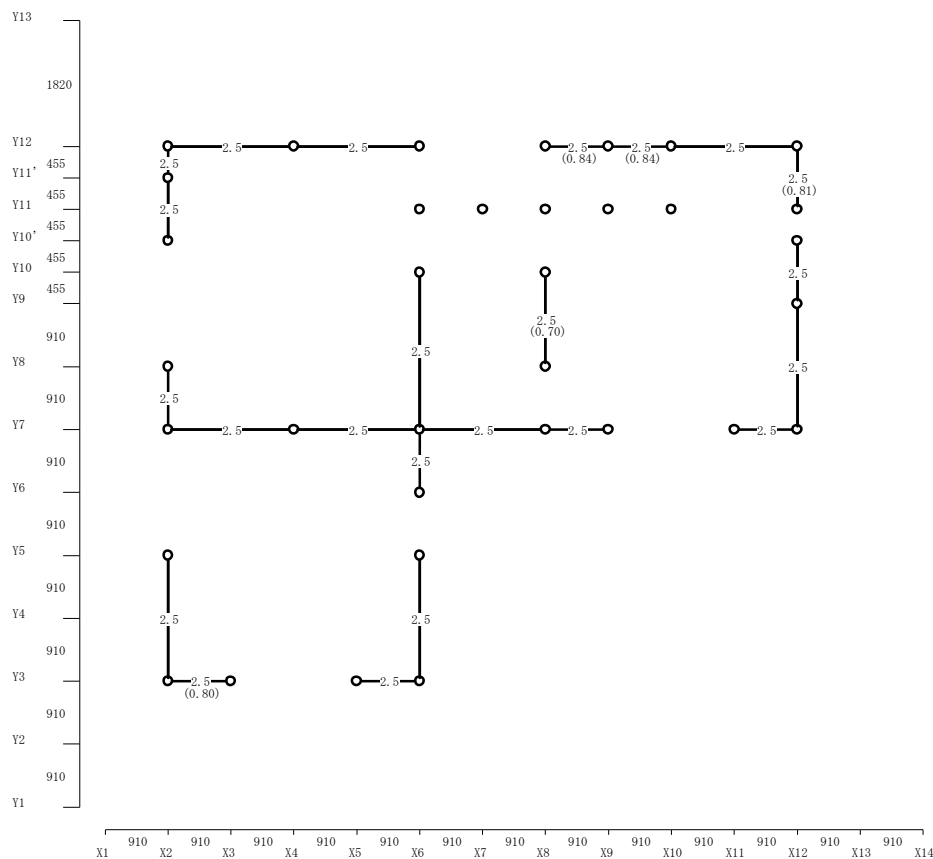
$$Pa = 1 \text{ } / \text{ } 270.0 \times \min (1289.64, 1057.14, 3421.25) = 3.92 \text{ (kN)}$$

2. 耐力壁の設計

2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L_d と許容耐力 P_i の算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

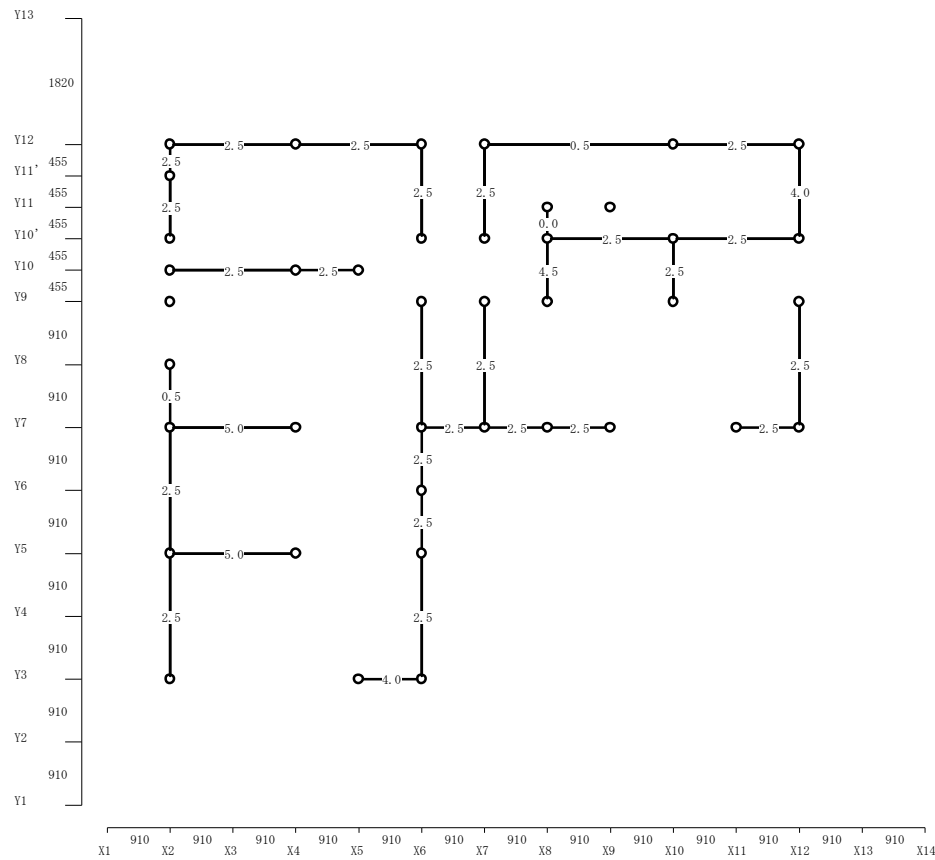
通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times 1960$)
Y3	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	2.5 $\times$ 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
Y12	2.5 $\times$ 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		40.95 (39.79)	80262 (77979)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times 1960$)
X2	2.5 $\times$ 4.10	10.24 (10.24)	20066 (20066)
X6	2.5 $\times$ 5.01	12.51 (12.51)	24525 (24525)
X8	2.5 $\times$ 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		35.26 (33.82)	69115 (66283)

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	4.0 $\times$ 0.91	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y5	5.0 $\times$ 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y7	2.5 $\times$ 3.64 5.0 $\times$ 1.82	9.10 (9.10) 9.10 (18.20)	17836 (17836) 17836 (35672)
Y10	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 $\times$ 2.73 2.5 $\times$ 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		61.88 (61.88)	121285 (121285)

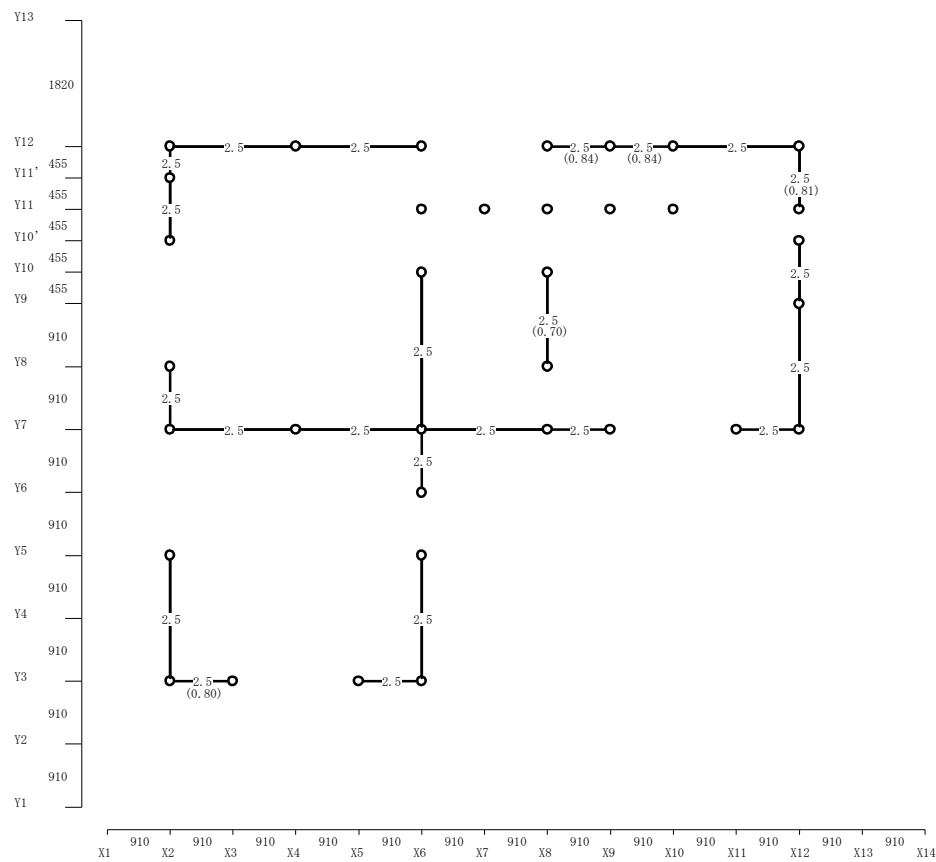
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	0.5 $\times$ 0.91 2.5 $\times$ 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	892 (892) 24525 (25416)
X6	2.5 $\times$ 6.82	17.06 (17.06)	33442 (33442)
X7	2.5 $\times$ 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	4.0 $\times$ 1.37	5.46 (10.01)	10702 (19620)
計		54.37 (54.37)	106570 (106570)

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

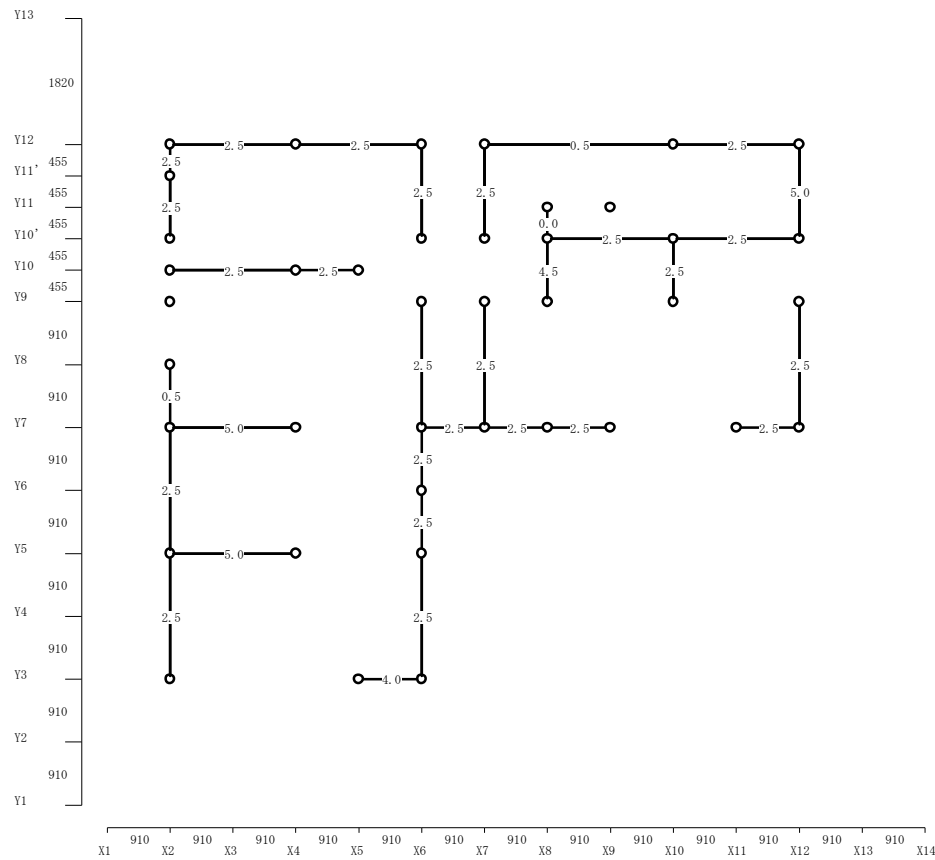
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
Y12	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		40.95 (39.79)	80262 (77979)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 4.10	10.24 (10.24)	20066 (20066)
X6	2.5 × 5.01	12.51 (12.51)	24525 (24525)
X8	2.5 × 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		35.26 (33.82)	69115 (66283)

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	4.0 × 0.91	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y5	5.0 × 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y7	2.5 × 3.64 5.0 × 1.82	9.10 (9.10) 9.10 (18.20)	17836 (17836) 17836 (35672)
Y10	2.5 × 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 × 2.73 2.5 × 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		61.88 (61.88)	121285 (121285)

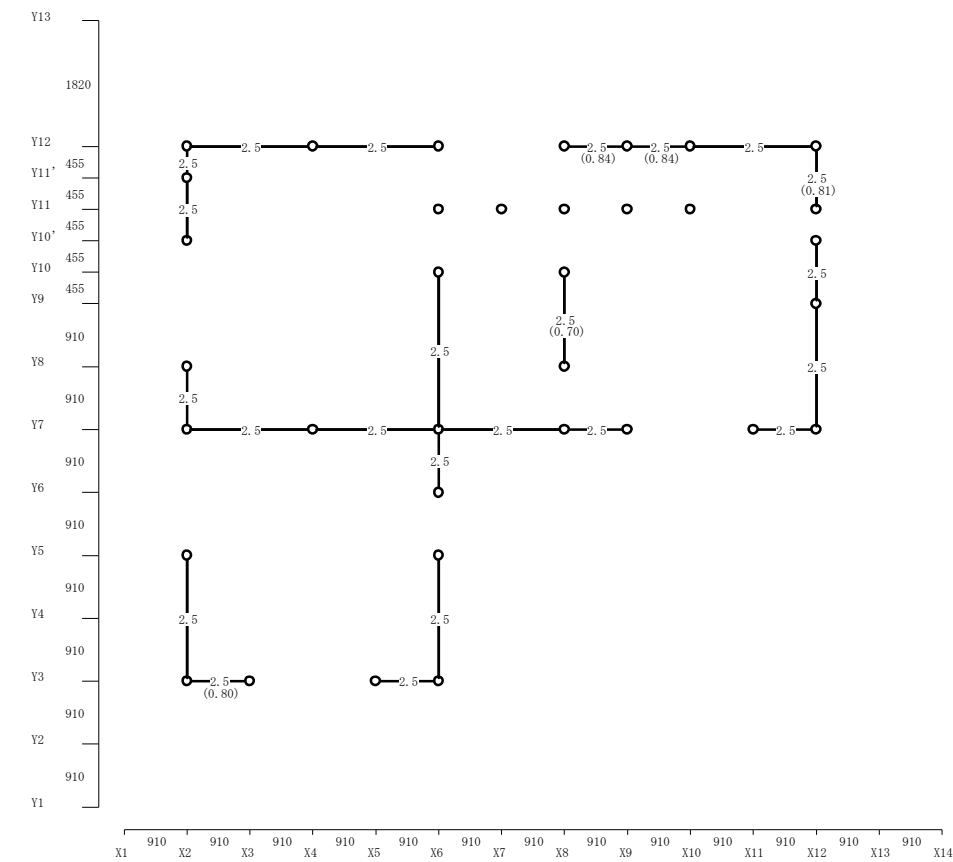
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	0.5 × 0.91 2.5 × 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	892 (892) 24525 (25416)
X6	2.5 × 6.82	17.06 (17.06)	33442 (33442)
X7	2.5 × 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	5.0 $\times$ 1.37	6.83 (11.38)	13377 (22295)
計		55.74 (55.74)	109246 (109246)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

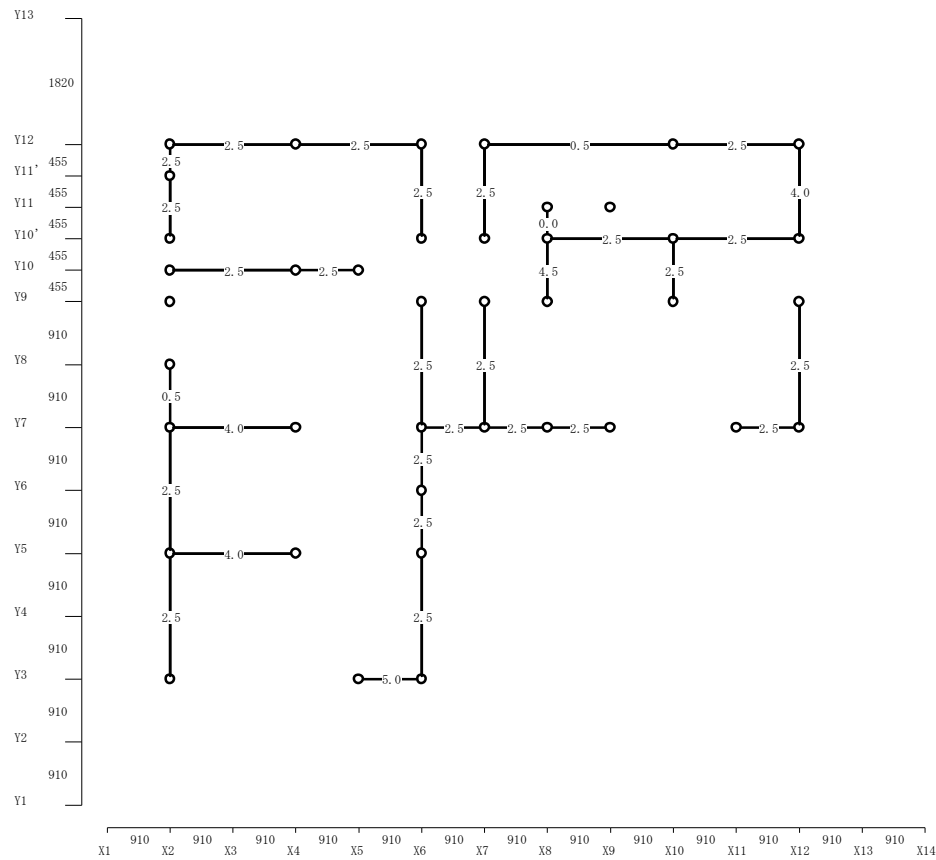
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
Y12	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		40.95 (39.79)	80262 (77979)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 4.10	10.24 (10.24)	20066 (20066)
X6	2.5 × 5.01	12.51 (12.51)	24525 (24525)
X8	2.5 × 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		35.26 (33.82)	69115 (66283)

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	5.0 × 0.91	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	4.0 × 1.82	7.28 (7.28)	14269 (14269)
Y7	2.5 × 3.64 4.0 × 1.82	9.10 (9.10) 7.28 (16.38)	17836 (17836) 14269 (32105)
Y10	2.5 × 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 × 2.73 2.5 × 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		59.15 (59.15)	115934 (115934)

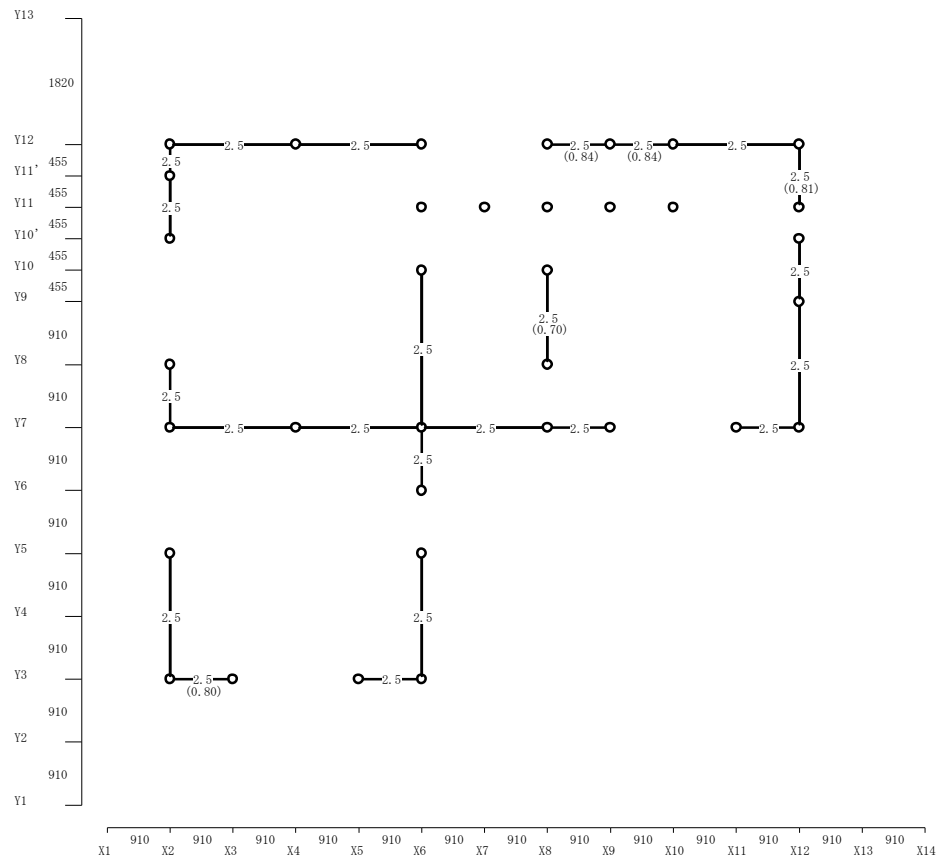
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	0.5 × 0.91 2.5 × 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	892 (892) 24525 (25416)
X6	2.5 × 6.82	17.06 (17.06)	33442 (33442)
X7	2.5 × 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	4.0 $\times$ 1.37	5.46 (10.01)	10702 (19620)
計		54.37 (54.37)	106570 (106570)

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

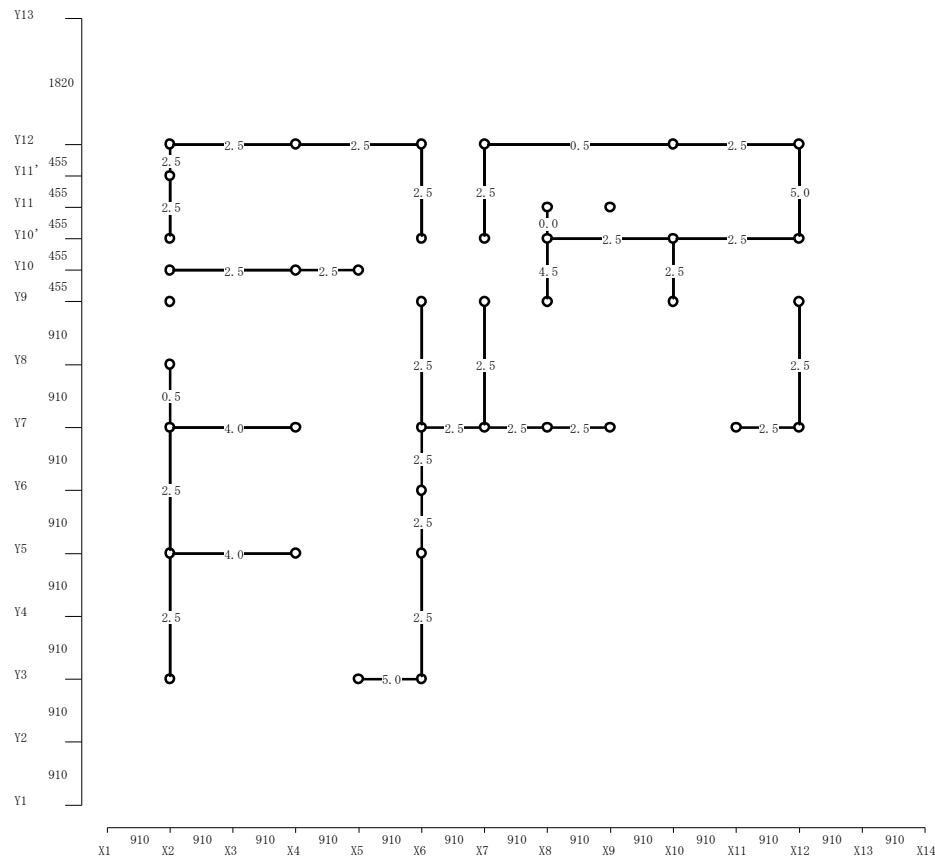
通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
Y12	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		40.95 (39.79)	80262 (77979)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 4.10	10.24 (10.24)	20066 (20066)
X6	2.5 × 5.01	12.51 (12.51)	24525 (24525)
X8	2.5 × 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		35.26 (33.82)	69115 (66283)

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	5.0 × 0.91	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	4.0 × 1.82	7.28 (7.28)	14269 (14269)
Y7	2.5 × 3.64 4.0 × 1.82	9.10 (9.10) 7.28 (16.38)	17836 (17836) 14269 (32105)
Y10	2.5 × 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 × 2.73 2.5 × 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		59.15 (59.15)	115934 (115934)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	0.5 × 0.91 2.5 × 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	892 (892) 24525 (25416)
X6	2.5 × 6.82	17.06 (17.06)	33442 (33442)
X7	2.5 × 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)
X12	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	5.0 $\times$ 1.37	6.83 (11.38)	13377 (22295)
計		55.74 (55.74)	109246 (109246)

2.2 令46条に定める壁量の算定
2.2.1 地震力に対する必要壁長の表
軽い屋根として設計

階	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡)	必要壁長 (m)
2	59.70	0.40	24.00
1	76.26	0.49	37.06

2.2.2 風圧力に対する Ln の表
X方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	15.96	15.96	7.98	59.70	0.13
1	22.12	38.08	19.04	76.26	0.25

Y方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	15.96	15.96	7.98	59.70	0.13
1	22.12	38.08	19.04	76.26	0.25

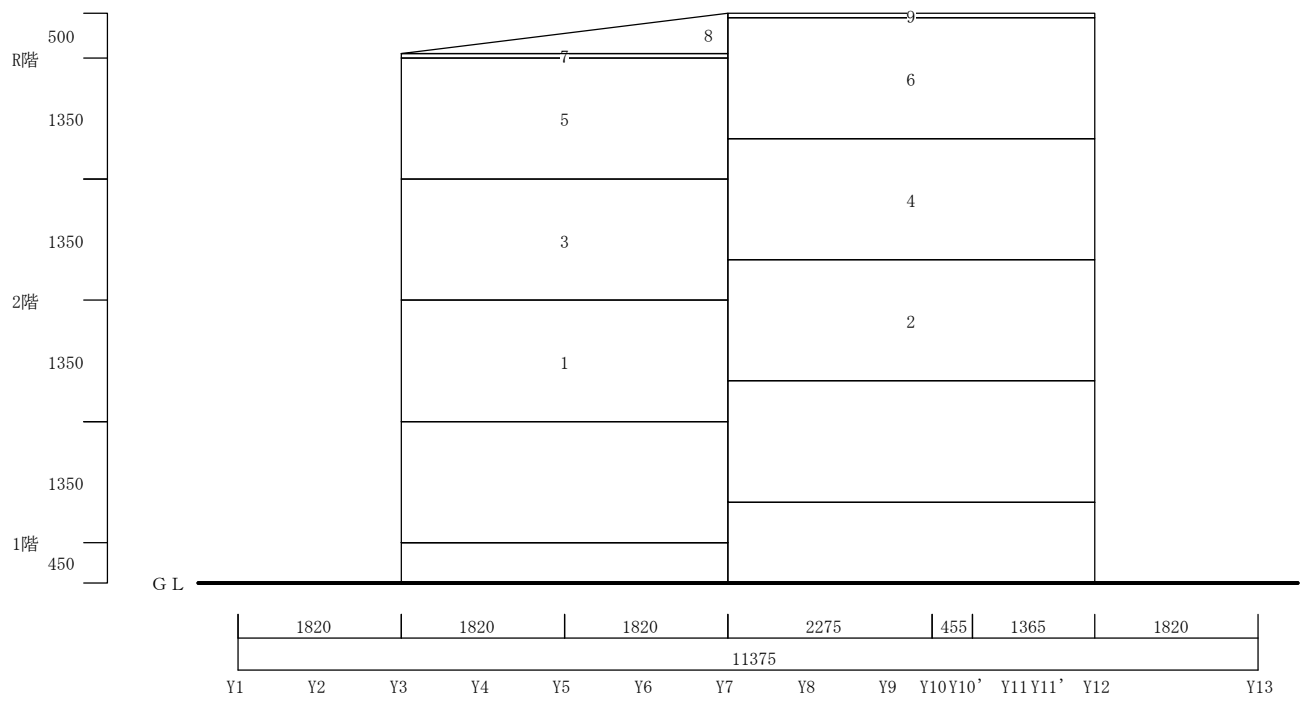
2.2.3 Ld / Ln の比率の表 (存在壁量/必要壁量)

階		風 力 に 対 し て				地 震 力 に 対 し て			
		X 方向		Y 方向		X 方向		Y 方向	
		壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln
2	Ld	40.95	5.13	35.26	4.42	40.95	1.71	35.26	1.47
	Ln	7.98		7.98		24.00		24.00	
1	Ld	60.51	3.18	55.06	2.89	60.51	1.63	55.06	1.49
	Ln	19.04		19.04		37.06		37.06	

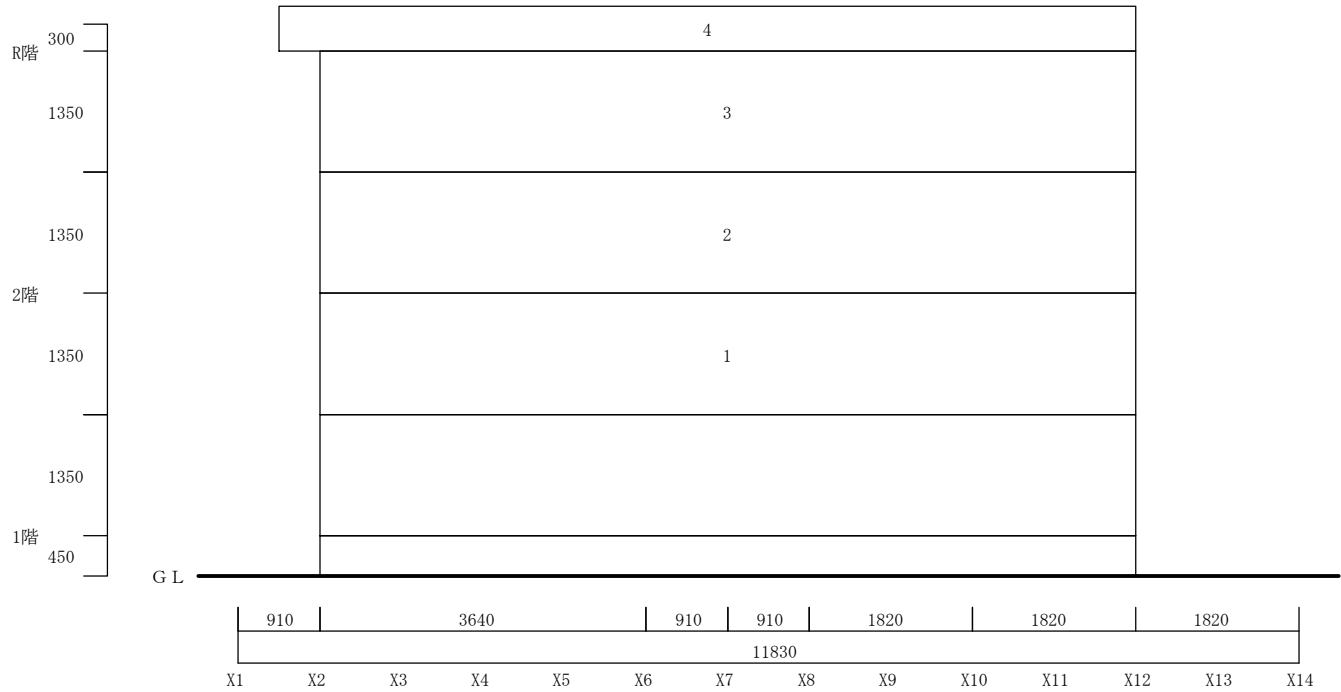
※各階各方向の存在壁量(Ld)の集計は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

2.2.4 見付面積（鉛直投影面積）略図

X方向見付面積図



Y方向見付面積図



見付面積計算表

■ X方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	3.640×1.350	4.91400
2	4.095×1.350	5.52825
3	3.640×1.350	4.91400
4	4.095×1.350	5.52825
5	3.640×1.350	4.91400
6	4.095×1.350	5.52825
7	3.640×0.056	0.20222
8	$3.640 \times 0.444 \div 2$	0.80889
9	4.095×0.050	0.20475

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	7+8+9	1.21586	1.21586
2階上	5+6	10.44225	11.65811
2階下	3+4	10.44225	22.10036
1階上	1+2	10.44225	32.54261

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4.90000	4.90000
2階上	11.06000	15.96000
2階下	11.06000	27.02000
1階上	11.06000	38.08000

■ Y方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	9.100×1.350	12.28500
2	9.100×1.350	12.28500
3	9.100×1.350	12.28500
4	9.555×0.500	4.77750

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4	4.77750	4.77750
2階上	3	12.28500	17.06250
2階下	2	12.28500	29.34750
1階上	1	12.28500	41.63250

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4.90000	4.90000
2階上	11.06000	15.96000
2階下	11.06000	27.02000
1階上	11.06000	38.08000

2.3 水平力に対する耐力壁の算定

建物重量の算定

多雪地域

単位重量 地震用設計荷重+積雪設計荷重×積雪地震時低減率 (0.35)
() 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪長期時低減率 (0.70)
< > 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪短期組み合わせ長期低減率 (0.35)

階	項 目	単位重量	面積または長さ	W0 (kN)	Wi (kN)	Σ Wi (kN)
2	屋根	1930 (3400) <1930>	64.17	123.85 (218.19) < 123.85>		
	外壁 2階	990	33.67 × 1.35	45.00		
	内壁 2階	400	12.74 × 1.35	6.88		
					175.73 (270.39) < 176.05>	175.73 (270.39) < 176.05>
1	外壁 2階	990	33.67 × 1.35	45.00		
	内壁 2階	400	12.74 × 1.35	6.88		
	床	1250 (1950)	50.51	63.14 (98.50)		
	外壁 1階	990	33.67 × 1.35	45.00		
	内壁 1階	400	20.93 × 1.35	11.30		
					171.32 (206.68)	347.06 (477.07)
F	外壁 1階	990	33.67 × 1.35	45.00		
	内壁 1階	400	20.93 × 1.35	11.30		
					56.30 (56.30)	403.36 (533.38)

2.3.1 地震力の算定 C_i 下の()内の数値は各階の C'_i
 <<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	Ai	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)		$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定
2	175.73	175.73	0.506	1.210	0.242 (0.242)	42.53	X	77.98	0.545	OK
							Y	66.28	0.641	OK
1	171.32	347.06	1.000	1.000	0.200 (0.157)	69.41	X	121.28	0.572	OK
							Y	106.57	0.651	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	Ai	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)		$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定
2	175.73	175.73	0.506	1.210	0.242 (0.242)	42.53	X	77.98	0.545	OK
							Y	66.28	0.641	OK
1	171.32	347.06	1.000	1.000	0.200 (0.157)	69.41	X	121.28	0.572	OK
							Y	109.25	0.635	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	Ai	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)		$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定
2	175.73	175.73	0.506	1.210	0.242 (0.242)	42.53	X	77.98	0.545	OK
							Y	66.28	0.641	OK
1	171.32	347.06	1.000	1.000	0.200 (0.157)	69.41	X	115.93	0.598	OK
							Y	106.57	0.651	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	ΣW_i (kN)	α_i	Ai	C_i	ΣeQ_i (kN)	ΣP_i (kN)		$\Sigma eQ_i / \Sigma P_i$	判定
2	175.73	175.73	0.506	1.210	0.242 (0.242)	42.53	X	77.98	0.545	OK
							Y	66.28	0.641	OK
1	171.32	347.06	1.000	1.000	0.200 (0.157)	69.41	X	115.93	0.598	OK
							Y	109.25	0.635	OK

2.3.2 風圧力の算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	77.98	0.155	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	121.28	0.238	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	66.28	0.182	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	106.57	0.271	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	77.98	0.155	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	121.28	0.238	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	66.28	0.182	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	109.25	0.264	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	77.98	0.155	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	115.93	0.249	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	66.28	0.182	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	106.57	0.271	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E $\sqrt{2}$	ΣC	A _w (㎡)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ_i (kN)	ΣP_i (kN)	$\Sigma wQ_i / \Sigma P_i$	判定
X	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	77.98	0.155	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	115.93	0.249	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					
Y	2	5.85	632	1.20	4.90	3.72	12.11	12.11	66.28	0.182	OK
		4.50	632	1.20	11.06	8.39					
	1	4.50	632	1.20	11.06	8.39	16.78	28.89	109.25	0.264	OK
		1.80	632	1.20	11.06	8.39					

2.3.3 耐力壁の耐力算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	77.98	42.53	0.545	12.11	0.155	0.545	OK
	Y	66.28		0.641	12.11	0.182	0.641	OK
1	X	121.28	69.41	0.572	28.89	0.238	0.572	OK
	Y	106.57		0.651	28.89	0.271	0.651	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	77.98	42.53	0.545	12.11	0.155	0.545	OK
	Y	66.28		0.641	12.11	0.182	0.641	OK
1	X	121.28	69.41	0.572	28.89	0.238	0.572	OK
	Y	109.25		0.635	28.89	0.264	0.635	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	77.98	42.53	0.545	12.11	0.155	0.545	OK
	Y	66.28		0.641	12.11	0.182	0.641	OK
1	X	115.93	69.41	0.598	28.89	0.249	0.598	OK
	Y	106.57		0.651	28.89	0.271	0.651	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	77.98	42.53	0.545	12.11	0.155	0.545	OK
	Y	66.28		0.641	12.11	0.182	0.641	OK
1	X	115.93	69.41	0.598	28.89	0.249	0.598	OK
	Y	109.25		0.635	28.89	0.264	0.635	OK

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7*A2*L*d)/(E*d*d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck：耐力壁の剛性低減係数

d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。

E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7*A2*L*d)/(E*d*d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck：耐力壁の剛性低減係数

d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。

E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7*A2*L*d)/(E*d*d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck：耐力壁の剛性低減係数

d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。

E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した

Ck：耐力壁の剛性低減係数

d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]

L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]

A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。

E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]

4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

2.4 2次設計

G_x : 重心 (原点からのX方向重心位置) (m)
 G_y : (原点からのY方向重心位置) (m)

K_x : 剛心 (原点からのX方向剛心位置) (m)
 K_y : (原点からのY方向剛心位置) (m)

e_x : 偏心距離 (X方向) (m)
 e_y : (Y方向) (m)

$$e_x = \left| \frac{K_x - G_x}{K_y - G_y} \right|$$

J_x + J_y : 剛心まわりのねじり剛性

$$J_x = \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times L_y^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times K_y^2$$

$$J_y = \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times L_x^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times K_x^2$$

$$\sum \alpha_i \cdot l_{ix} : X \text{ 方向壁剛性}$$

$$\sum \alpha_i \cdot l_{iy} : Y \text{ 方向壁剛性}$$

L_x : 原点からのX方向距離 (m)
 L_y : 原点からのY方向距離 (m)

r_{ex} : 弾力半径 (X方向) (m)
 r_{ey} : (Y方向) (m)

$$r_{ex} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{ix})}$$

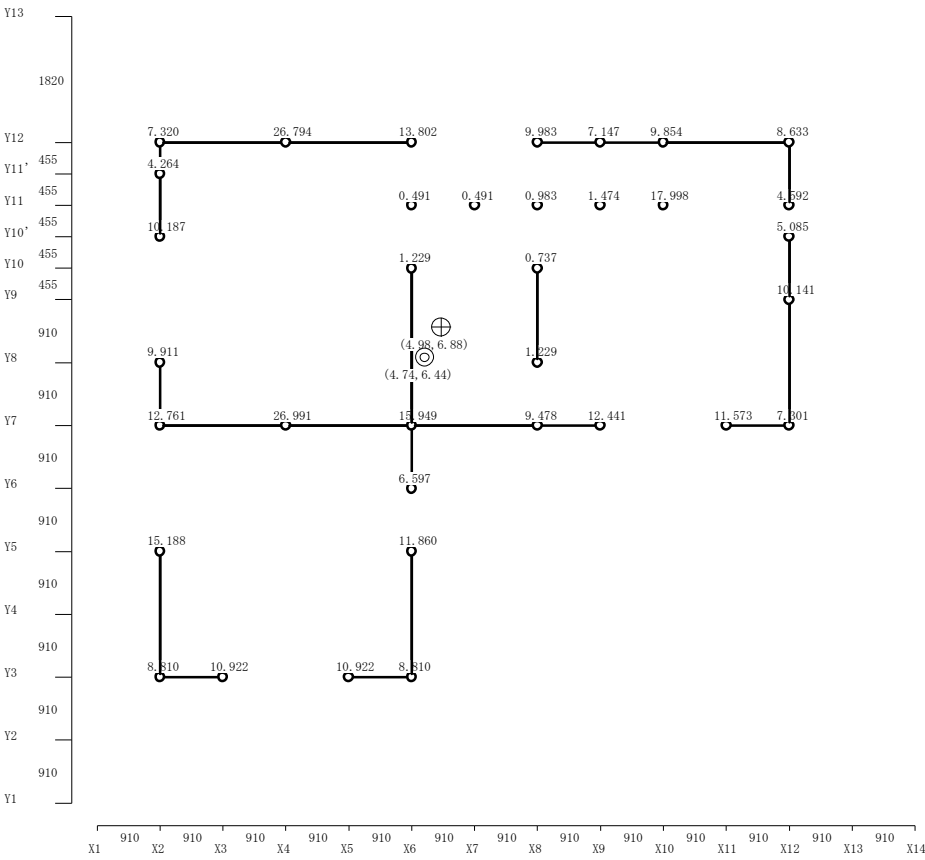
$$r_{ey} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{iy})}$$

R_{ex} : 偏心率 (X方向) (m)
 R_{ey} : (Y方向) (m)
 F_e : F_{es}算出用の係数

2.4.1 重心の計算

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



2階 X方向

通り	W i (kN)	L xi (m)	Wi ・ L xi (kN ・ m)
X2	68.442	0.910	62.282
X3	10.922	1.820	19.877
X4	53.785	2.730	146.833
X5	10.922	3.640	39.755
X6	58.738	4.550	267.260
X7	0.491	5.460	2.683
X8	22.409	6.370	142.745
X9	21.062	7.280	153.328
X10	27.852	8.190	228.110
X11	11.573	9.100	105.317
X12	35.752	10.010	357.873
計	321.948		1526.064

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 1526.064 / 321.948 = 4.740 \text{ (m)}$

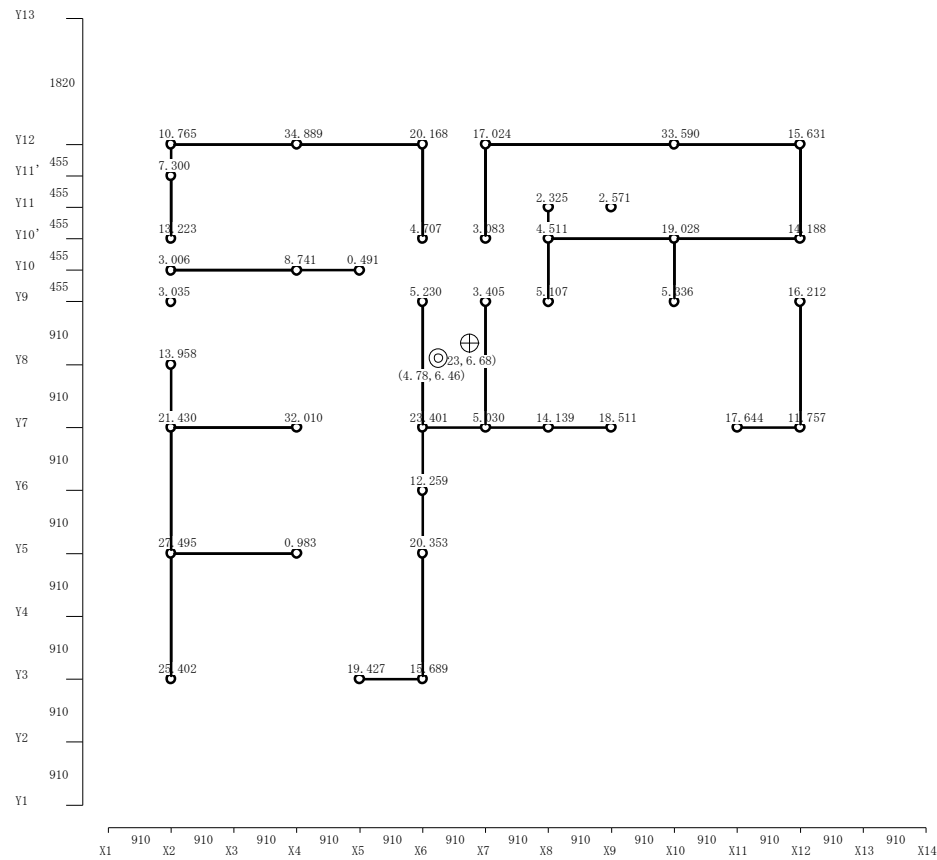
2階 Y方向

通り	W _i (kN)	L _{yi} (m)	W _i ・ L _{yi} (kN ・ m)
Y3	39.464	1.820	71.825
Y5	27.049	3.640	98.457
Y6	6.597	4.550	30.016
Y7	96.493	5.460	526.851
Y8	11.139	6.370	70.956
Y9	10.141	7.280	73.825
Y10	1.966	7.735	15.204
Y10'	15.272	8.190	125.080
Y11	26.030	8.645	225.030
Y11'	4.264	9.100	38.804
Y12	83.534	9.555	798.165
計	321.948		2074.210

$$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 2074.210 / 321.948 = 6.443 \text{ (m)}$$

1 階

○ = 重心 + = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



1階 X方向

通り	W i (kN)	L xi (m)	Wi ・ L xi (kN ・ m)
X2	125.613	0.910	114.308
X4	76.623	2.730	209.180
X5	19.919	3.640	72.503
X6	101.807	4.550	463.223
X7	28.542	5.460	155.839
X8	26.083	6.370	166.146
X9	21.083	7.280	153.481
X10	57.954	8.190	474.640
X11	17.644	9.100	160.562
X12	57.788	10.010	578.459
計	533.055		2548.341

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 2548.341 / 533.055 = 4.781 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	W i (kN)	L yi (m)	Wi ・ L yi (kN ・ m)
----	----------	----------	--------------------

1階 Y方向

通り	W i (kN)	L yi (m)	Wi ・ L yi (kN ・ m)
Y3	60.518	1.820	110.142
Y5	48.831	3.640	177.746
Y6	12.259	4.550	55.778
Y7	143.922	5.460	785.817
Y8	13.958	6.370	88.911
Y9	38.326	7.280	279.010
Y10	12.239	7.735	94.665
Y10'	58.739	8.190	481.077
Y11	4.897	8.645	42.331
Y11'	7.300	9.100	66.426
Y12	132.067	9.555	1261.897
計	533.055		3443.800

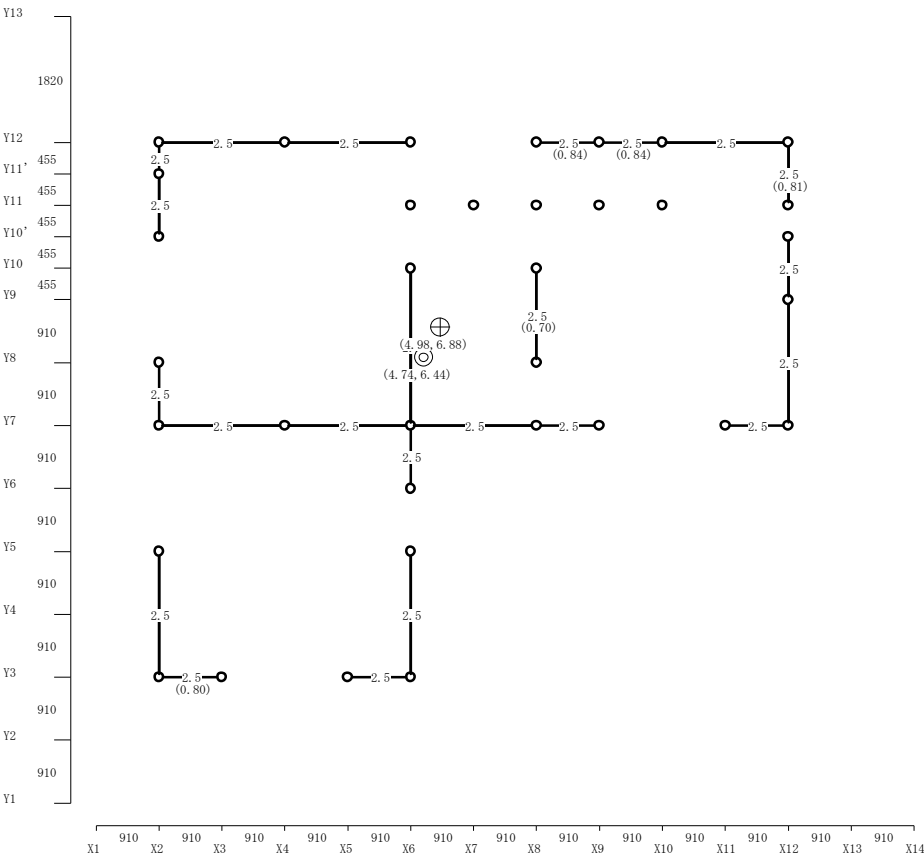
$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 3443.800 / 533.055 = 6.461 \text{ (m)}$

2.4.2 剛心の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$

2階 Y方向

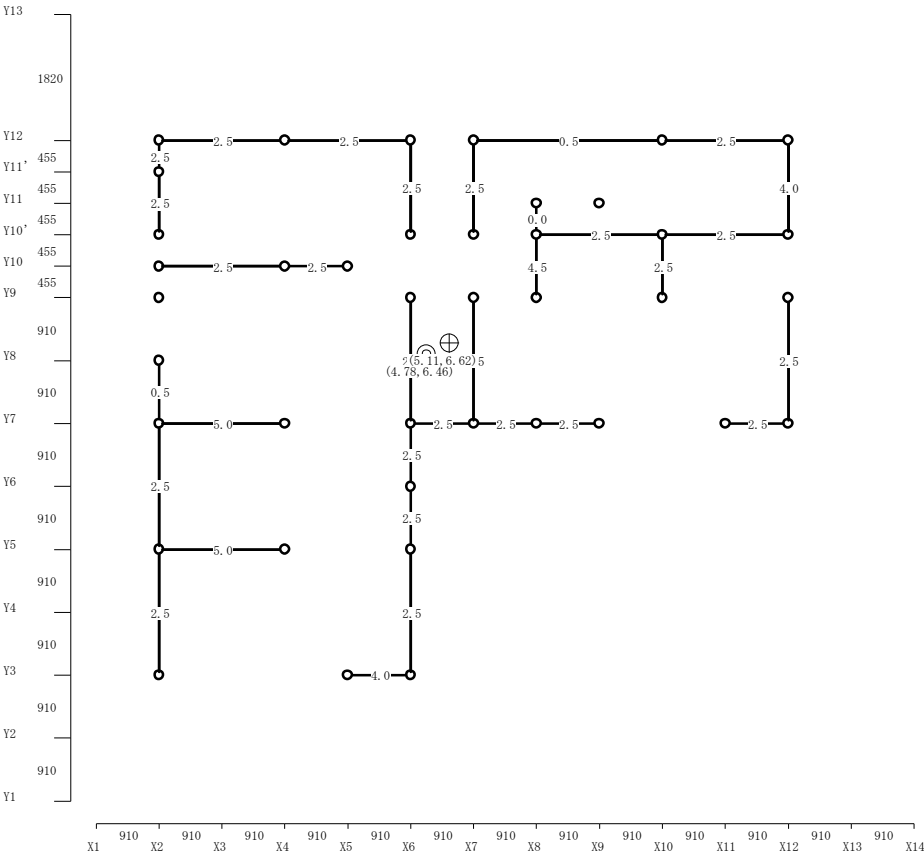
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	54.373		277.828	1923.113

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571

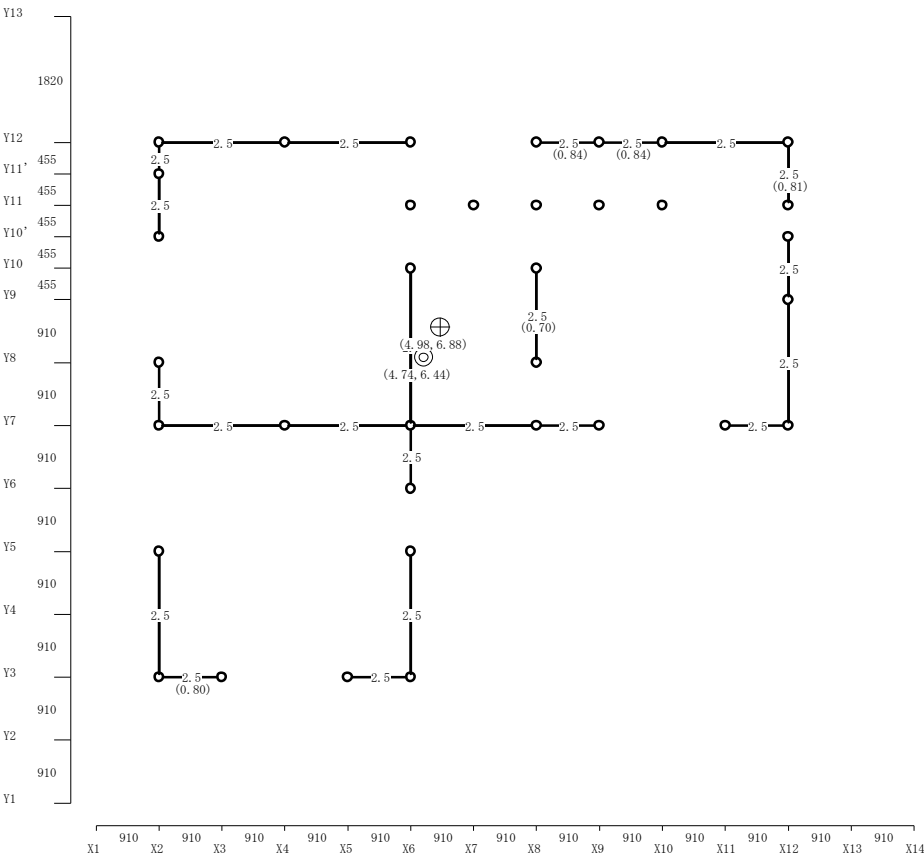
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	61.880		409.910	3064.773

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$

2階 Y方向

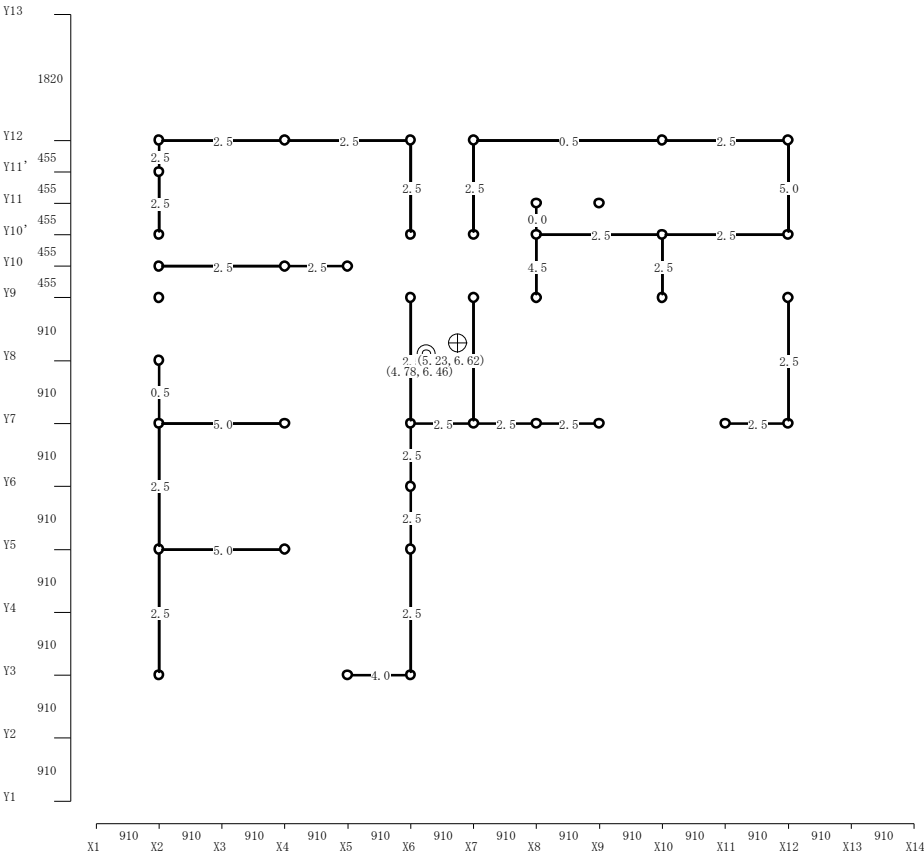
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	55.738		291.491	2059.886

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571

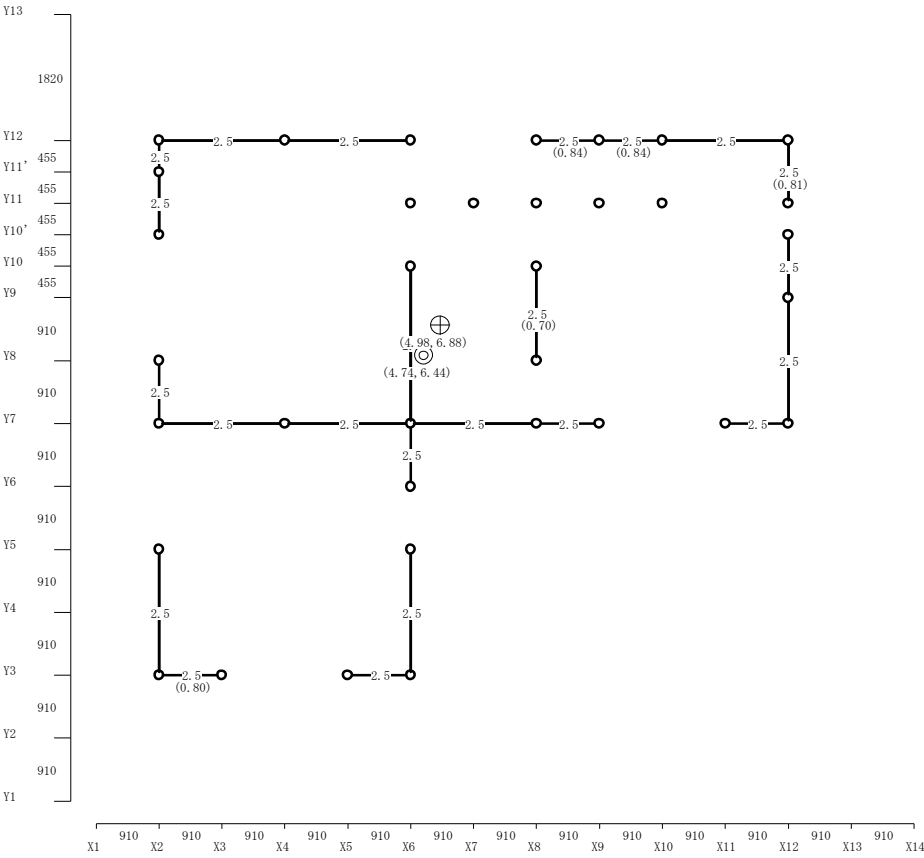
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	61.880		409.910	3064.773

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$

2階 Y方向

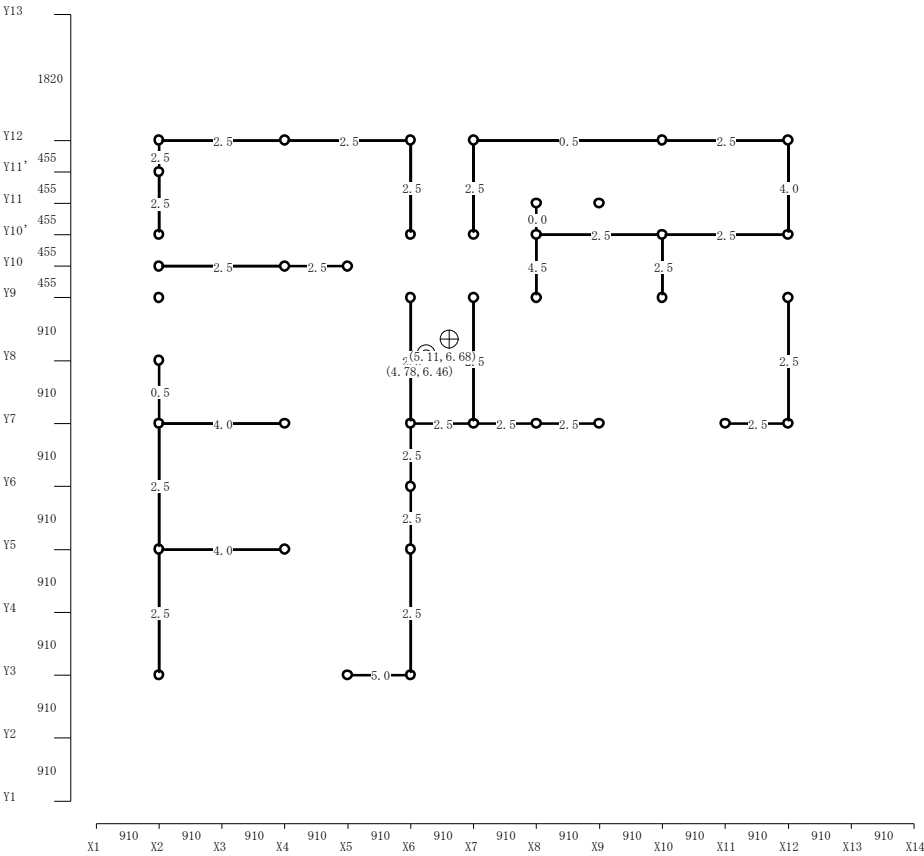
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	54.373		277.828	1923.113

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457

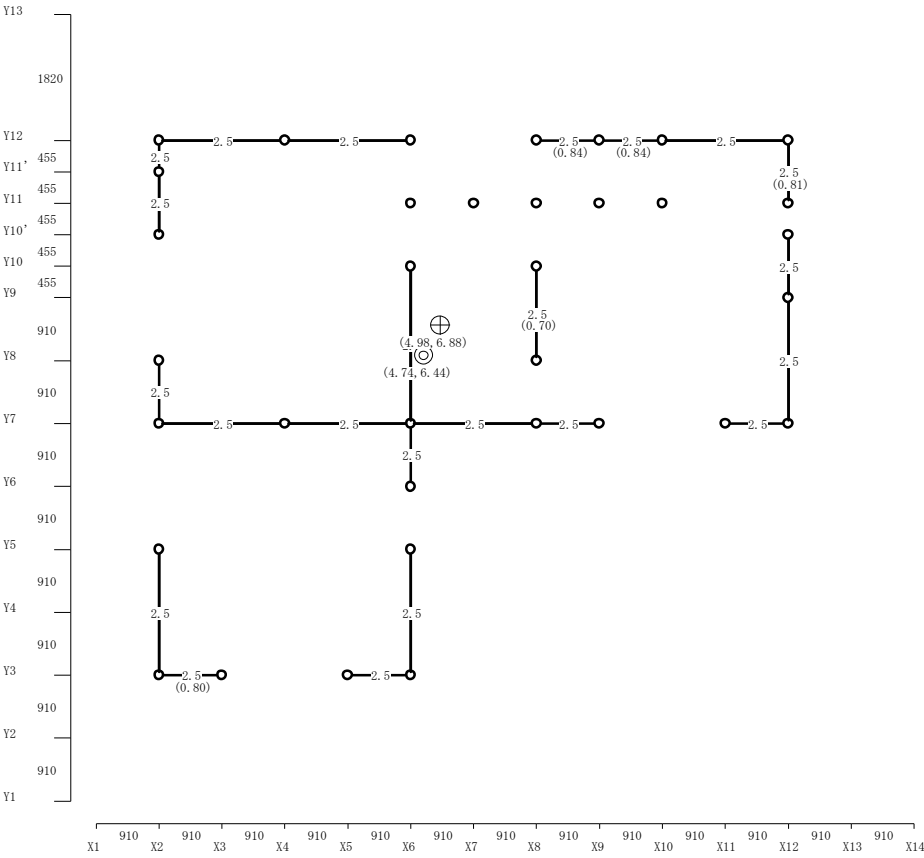
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	59.150		395.004	2989.416

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678 \text{ (m)}$

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$

2階 Y方向

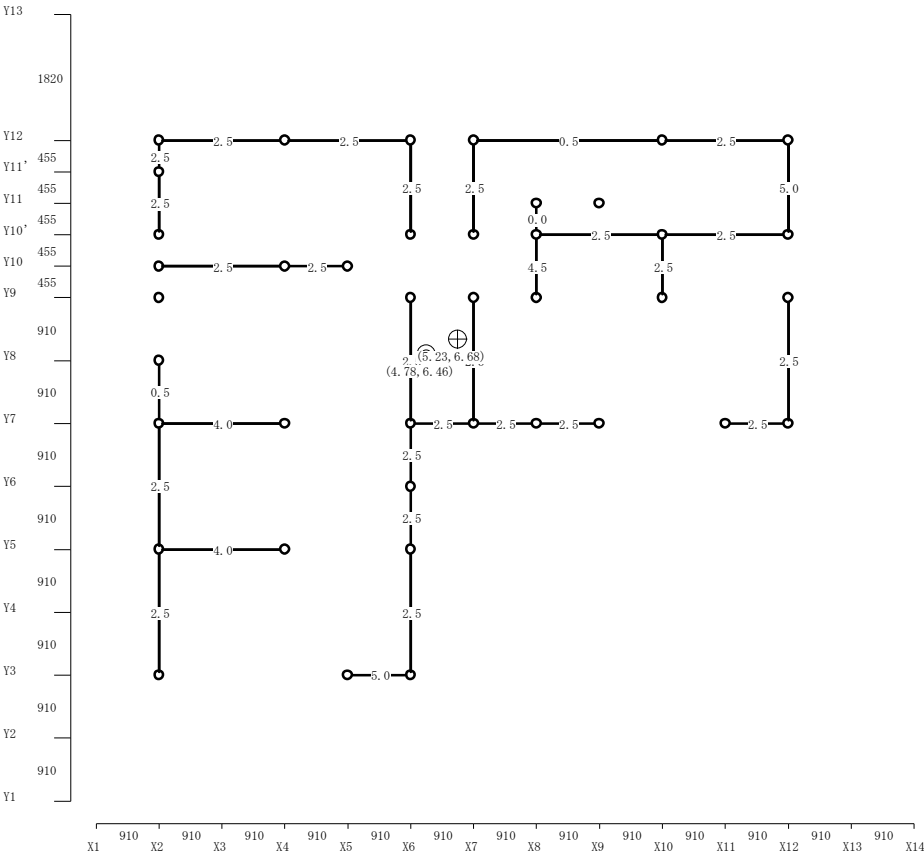
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	55.738		291.491	2059.886

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	59.150		395.004	2989.416

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678 \text{ (m)}$

2.4.3 偏心率の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	6.443	6.884	0.441	662.640	4.081	0.108	OK	1.000
1	6.461	6.624	0.164	852.920	3.713	0.044	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	4.740	4.976	0.236	662.640	4.427	0.053	OK	1.000
1	4.781	5.110	0.329	852.920	3.961	0.083	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	6.443	6.884	0.441	662.640	4.081	0.108	OK	1.000
1	6.461	6.624	0.164	884.895	3.782	0.043	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	4.740	4.976	0.236	662.640	4.427	0.053	OK	1.000
1	4.781	5.230	0.449	884.895	3.984	0.112	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	6.443	6.884	0.441	662.640	4.081	0.108	OK	1.000
1	6.461	6.678	0.217	855.077	3.802	0.057	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	4.740	4.976	0.236	662.640	4.427	0.053	OK	1.000
1	4.781	5.110	0.329	855.077	3.966	0.082	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	6.443	6.884	0.441	662.640	4.081	0.108	OK	1.000
1	6.461	6.678	0.217	887.052	3.873	0.056	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	4.740	4.976	0.236	662.640	4.427	0.053	OK	1.000
1	4.781	5.230	0.449	887.052	3.989	0.112	OK	1.000

2.4.4 ねじれ補正値と鉛直構面の検討

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.134
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.038
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.929
計	39.785		273.872	2152.142	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.108 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.388	4.388	8.044	0.545 (OK)
Y7	1.000	19.457	19.457	35.672	0.545 (OK)
Y12	1.000	18.688	18.688	34.263	0.545 (OK)
計		42.533	42.533	77.979	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	10.238	0.910	9.316	8.478	1.049
X6	12.512	4.550	56.932	259.040	1.005
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.983
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.939
計	33.818		168.290	1233.249	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.053 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	12.876	12.876	20.066	0.642 (OK)
X6	1.000	15.737	15.737	24.525	0.642 (OK)
X8	1.000	3.022	3.022	4.709	0.642 (OK)
X12	1.000	10.898	10.898	16.983	0.642 (OK)
計		42.533	42.533	66.283	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057	1.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571	1.035
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.014
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	0.987

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.981
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.965
計	61.880		409.910	3064.773	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.044 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.083	4.083	7.134	0.572 (OK)
Y5	1.000	10.208	10.208	17.836	0.572 (OK)
Y7	1.000	20.415	20.415	35.672	0.572 (OK)
Y10	1.000	7.656	7.656	13.377	0.572 (OK)
Y10'	1.000	10.208	10.208	17.836	0.572 (OK)
Y12	1.000	16.843	16.843	29.429	0.572 (OK)
計		69.412	69.412	121.285	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	12.968	0.910	11.800	10.738	1.088
X6	17.062	4.550	77.634	353.236	1.012
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	0.993
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.974
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.935
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003	0.897
計	54.373		277.828	1923.113	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.083 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	16.554	16.554	25.416	0.651 (OK)
X6	1.000	21.782	21.782	33.442	0.651 (OK)
X7	1.000	10.165	10.165	15.606	0.651 (OK)
X8	1.000	5.228	5.228	8.026	0.651 (OK)
X10	1.000	2.904	2.904	4.459	0.651 (OK)
X12	1.000	12.779	12.779	19.620	0.651 (OK)
計		69.412	69.412	106.570	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	1.249	1.249	8.044	0.155 (OK)
Y7	1.000	5.540	5.540	35.672	0.155 (OK)
Y12	1.000	5.321	5.321	34.263	0.155 (OK)
計		12.110	12.110	77.979	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	3.666	3.666	20.066	0.183 (OK)
X6	1.000	4.481	4.481	24.525	0.183 (OK)
X8	1.000	0.860	0.860	4.709	0.183 (OK)
X12	1.000	3.103	3.103	16.983	0.183 (OK)
計		12.110	12.110	66.283	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	61.880		409.910	3064.773

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	1.700	1.700	7.134	0.238 (OK)
Y5	1.000	4.249	4.249	17.836	0.238 (OK)
Y7	1.000	8.498	8.498	35.672	0.238 (OK)
Y10	1.000	3.187	3.187	13.377	0.238 (OK)
Y10'	1.000	4.249	4.249	17.836	0.238 (OK)
Y12	1.000	7.011	7.011	29.429	0.238 (OK)
計		28.893	28.893	121.285	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	54.373		277.828	1923.113

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.891	6.891	25.416	0.271 (OK)
X6	1.000	9.067	9.067	33.442	0.271 (OK)
X7	1.000	4.231	4.231	15.606	0.271 (OK)
X8	1.000	2.176	2.176	8.026	0.271 (OK)
X10	1.000	1.209	1.209	4.459	0.271 (OK)
X12	1.000	5.319	5.319	19.620	0.271 (OK)
計		28.893	28.893	106.570	

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.134
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.038
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.929
計	39.785		273.872	2152.142	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.108 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.388	4.388	8.044	0.545 (OK)
Y7	1.000	19.457	19.457	35.672	0.545 (OK)
Y12	1.000	18.688	18.688	34.263	0.545 (OK)
計		42.533	42.533	77.979	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	10.238	0.910	9.316	8.478	1.049
X6	12.512	4.550	56.932	259.040	1.005
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.983
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.939
計	33.818		168.290	1233.249	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.053 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	12.876	12.876	20.066	0.642 (OK)
X6	1.000	15.737	15.737	24.525	0.642 (OK)
X8	1.000	3.022	3.022	4.709	0.642 (OK)
X12	1.000	10.898	10.898	16.983	0.642 (OK)
計		42.533	42.533	66.283	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057	1.055
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571	1.034

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.013
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	0.987
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.982
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.966
計	61.880		409.910	3064.773	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.043 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.083	4.083	7.134	0.572 (OK)
Y5	1.000	10.208	10.208	17.836	0.572 (OK)
Y7	1.000	20.415	20.415	35.672	0.572 (OK)
Y10	1.000	7.656	7.656	13.377	0.572 (OK)
Y10'	1.000	10.208	10.208	17.836	0.572 (OK)
Y12	1.000	16.843	16.843	29.429	0.572 (OK)
計		69.412	69.412	121.285	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	12.968	0.910	11.800	10.738	1.122
X6	17.062	4.550	77.634	353.236	1.019
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	0.993
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.968
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.916
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776	0.865
計	55.738		291.491	2059.886	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.112 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	16.149	16.149	25.416	0.635 (OK)
X6	1.000	21.248	21.248	33.442	0.635 (OK)
X7	1.000	9.916	9.916	15.606	0.635 (OK)
X8	1.000	5.100	5.100	8.026	0.635 (OK)
X10	1.000	2.833	2.833	4.459	0.635 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q _w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
X12	1.000	14.166	14.166	22.295	0.635 (OK)
計		69.412	69.412	109.245	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QE _{iW} (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
Y3	1.000	1.249	1.249	8.044	0.155 (OK)
Y7	1.000	5.540	5.540	35.672	0.155 (OK)
Y12	1.000	5.321	5.321	34.263	0.155 (OK)
計		12.110	12.110	77.979	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QE _{iW} (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
X2	1.000	3.666	3.666	20.066	0.183 (OK)
X6	1.000	4.481	4.481	24.525	0.183 (OK)
X8	1.000	0.860	0.860	4.709	0.183 (OK)
X12	1.000	3.103	3.103	16.983	0.183 (OK)
計		12.110	12.110	66.283	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	61.880		409.910	3064.773

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 409.910 / 61.880 = 6.624 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa (≤ 1.0)
Y3	1.000	1.700	1.700	7.134	0.238 (OK)
Y5	1.000	4.249	4.249	17.836	0.238 (OK)
Y7	1.000	8.498	8.498	35.672	0.238 (OK)
Y10	1.000	3.187	3.187	13.377	0.238 (OK)
Y10'	1.000	4.249	4.249	17.836	0.238 (OK)
Y12	1.000	7.011	7.011	29.429	0.238 (OK)
計		28.893	28.893	121.285	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	55.738		291.491	2059.886

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa (≤ 1.0)
X2	1.000	6.722	6.722	25.416	0.264 (OK)
X6	1.000	8.845	8.845	33.442	0.264 (OK)
X7	1.000	4.128	4.128	15.606	0.264 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
X8	1.000	2.123	2.123	8.026	0.264 (OK)
X10	1.000	1.179	1.179	4.459	0.264 (OK)
X12	1.000	5.897	5.897	22.295	0.264 (OK)
計		28.893	28.893	109.245	

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.134
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.038
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.929
計	39.785		273.872	2152.142	

$$K_y = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.108 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
Y3	1.000	4.388	4.388	8.044	0.545 (OK)
Y7	1.000	19.457	19.457	35.672	0.545 (OK)
Y12	1.000	18.688	18.688	34.263	0.545 (OK)
計		42.533	42.533	77.979	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	10.238	0.910	9.316	8.478	1.049
X6	12.512	4.550	56.932	259.040	1.005
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.983
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.939
計	33.818		168.290	1233.249	

$$K_x = \Sigma(\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.053 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
X2	1.000	12.876	12.876	20.066	0.642 (OK)
X6	1.000	15.737	15.737	24.525	0.642 (OK)
X8	1.000	3.022	3.022	4.709	0.642 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q _w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
X12	1.000	10.898	10.898	16.983	0.642 (OK)
計		42.533	42.533	66.283	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	1.073
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457	1.046
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314	1.018
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	0.984
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.977
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.957
計	59.150		395.004	2989.416	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない
 偏心率 $0.057 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q _w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
Y3	1.000	5.339	5.339	8.918	0.599 (OK)
Y5	1.000	8.543	8.543	14.269	0.599 (OK)
Y7	1.000	19.222	19.222	32.105	0.599 (OK)
Y10	1.000	8.009	8.009	13.377	0.599 (OK)
Y10'	1.000	10.679	10.679	17.836	0.599 (OK)
Y12	1.000	17.620	17.620	29.429	0.599 (OK)
計		69.412	69.412	115.934	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	12.968	0.910	11.800	10.738	1.088
X6	17.062	4.550	77.634	353.236	1.012
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	0.993
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.974
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.936
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003	0.897
計	54.373		277.828	1923.113	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.082 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q _w (補正後)	許容耐力(kN) P _a	判 定 Q _w /P _a (≤ 1.0)
X2	1.000	16.554	16.554	25.416	0.651 (OK)
X6	1.000	21.782	21.782	33.442	0.651 (OK)
X7	1.000	10.165	10.165	15.606	0.651 (OK)
X8	1.000	5.228	5.228	8.026	0.651 (OK)
X10	1.000	2.904	2.904	4.459	0.651 (OK)
X12	1.000	12.779	12.779	19.620	0.651 (OK)
計		69.412	69.412	106.570	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q _{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P _a	判 定 Q _w /P _a (≤ 1.0)
Y3	1.000	1.249	1.249	8.044	0.155 (OK)
Y7	1.000	5.540	5.540	35.672	0.155 (OK)
Y12	1.000	5.321	5.321	34.263	0.155 (OK)
計		12.110	12.110	77.979	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
X2	1.000	3.666	3.666	20.066	0.183 (OK)
X6	1.000	4.481	4.481	24.525	0.183 (OK)
X8	1.000	0.860	0.860	4.709	0.183 (OK)
X12	1.000	3.103	3.103	16.983	0.183 (OK)
計		12.110	12.110	66.283	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	59.150		395.004	2989.416

 $K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678 \text{ (m)}$
 ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Q _w /Pa(≦1.0)
Y3	1.000	2.223	2.223	8.918	0.249 (OK)
Y5	1.000	3.556	3.556	14.269	0.249 (OK)
Y7	1.000	8.001	8.001	32.105	0.249 (OK)
Y10	1.000	3.334	3.334	13.377	0.249 (OK)
Y10'	1.000	4.445	4.445	17.836	0.249 (OK)
Y12	1.000	7.334	7.334	29.429	0.249 (OK)
計		28.893	28.893	115.934	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	54.373		277.828	1923.113

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 277.828 / 54.373 = 5.110$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.891	6.891	25.416	0.271 (OK)
X6	1.000	9.067	9.067	33.442	0.271 (OK)
X7	1.000	4.231	4.231	15.606	0.271 (OK)
X8	1.000	2.176	2.176	8.026	0.271 (OK)
X10	1.000	1.209	1.209	4.459	0.271 (OK)
X12	1.000	5.319	5.319	19.620	0.271 (OK)
計		28.893	28.893	106.570	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.134
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571	1.038
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.929
計	39.785		273.872	2152.142	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない
 偏心率 $0.108 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.388	4.388	8.044	0.545 (OK)
Y7	1.000	19.457	19.457	35.672	0.545 (OK)
Y12	1.000	18.688	18.688	34.263	0.545 (OK)
計		42.533	42.533	77.979	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	10.238	0.910	9.316	8.478	1.049
X6	12.512	4.550	56.932	259.040	1.005
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.983
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.939
計	33.818		168.290	1233.249	

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976$ (m)

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.053 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
X2	1.000	12.876	12.876	20.066	0.642 (OK)
X6	1.000	15.737	15.737	24.525	0.642 (OK)
X8	1.000	3.022	3.022	4.709	0.642 (OK)
X12	1.000	10.898	10.898	16.983	0.642 (OK)
計		42.533	42.533	66.283	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	1.070
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457	1.044
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314	1.018
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	0.985
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.978
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.958
計	59.150		395.004	2989.416	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.056 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	5.339	5.339	8.918	0.599 (OK)
Y5	1.000	8.543	8.543	14.269	0.599 (OK)
Y7	1.000	19.222	19.222	32.105	0.599 (OK)
Y10	1.000	8.009	8.009	13.377	0.599 (OK)
Y10'	1.000	10.679	10.679	17.836	0.599 (OK)
Y12	1.000	17.620	17.620	29.429	0.599 (OK)
計		69.412	69.412	115.934	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L _{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	12.968	0.910	11.800	10.738	1.122
X6	17.062	4.550	77.634	353.236	1.019
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	0.994
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.968

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.916
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776	0.865
計	55.738		291.491	2059.886	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.112 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	16.149	16.149	25.416	0.635 (OK)
X6	1.000	21.248	21.248	33.442	0.635 (OK)
X7	1.000	9.916	9.916	15.606	0.635 (OK)
X8	1.000	5.100	5.100	8.026	0.635 (OK)
X10	1.000	2.833	2.833	4.459	0.635 (OK)
X12	1.000	14.166	14.166	22.295	0.635 (OK)
計		69.412	69.412	109.245	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	18.200	5.460	99.372	542.571
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	39.785		273.872	2152.142

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 273.872 / 39.785 = 6.884 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	1.249	1.249	8.044	0.155 (OK)
Y7	1.000	5.540	5.540	35.672	0.155 (OK)
Y12	1.000	5.321	5.321	34.263	0.155 (OK)
計		12.110	12.110	77.979	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	10.238	0.910	9.316	8.478
X6	12.512	4.550	56.932	259.040
X8	2.403	6.370	15.305	97.495

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	33.818		168.290	1233.249

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 168.290 / 33.818 = 4.976$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	3.666	3.666	20.066	0.183 (OK)
X6	1.000	4.481	4.481	24.525	0.183 (OK)
X8	1.000	0.860	0.860	4.709	0.183 (OK)
X12	1.000	3.103	3.103	16.983	0.183 (OK)
計		12.110	12.110	66.283	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	16.380	5.460	89.435	488.314
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	59.150		395.004	2989.416

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 395.004 / 59.150 = 6.678$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.223	2.223	8.918	0.249 (OK)
Y5	1.000	3.556	3.556	14.269	0.249 (OK)
Y7	1.000	8.001	8.001	32.105	0.249 (OK)
Y10	1.000	3.334	3.334	13.377	0.249 (OK)
Y10'	1.000	4.445	4.445	17.836	0.249 (OK)
Y12	1.000	7.334	7.334	29.429	0.249 (OK)
計		28.893	28.893	115.934	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	12.968	0.910	11.800	10.738
X6	17.062	4.550	77.634	353.236
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	55.738		291.491	2059.886

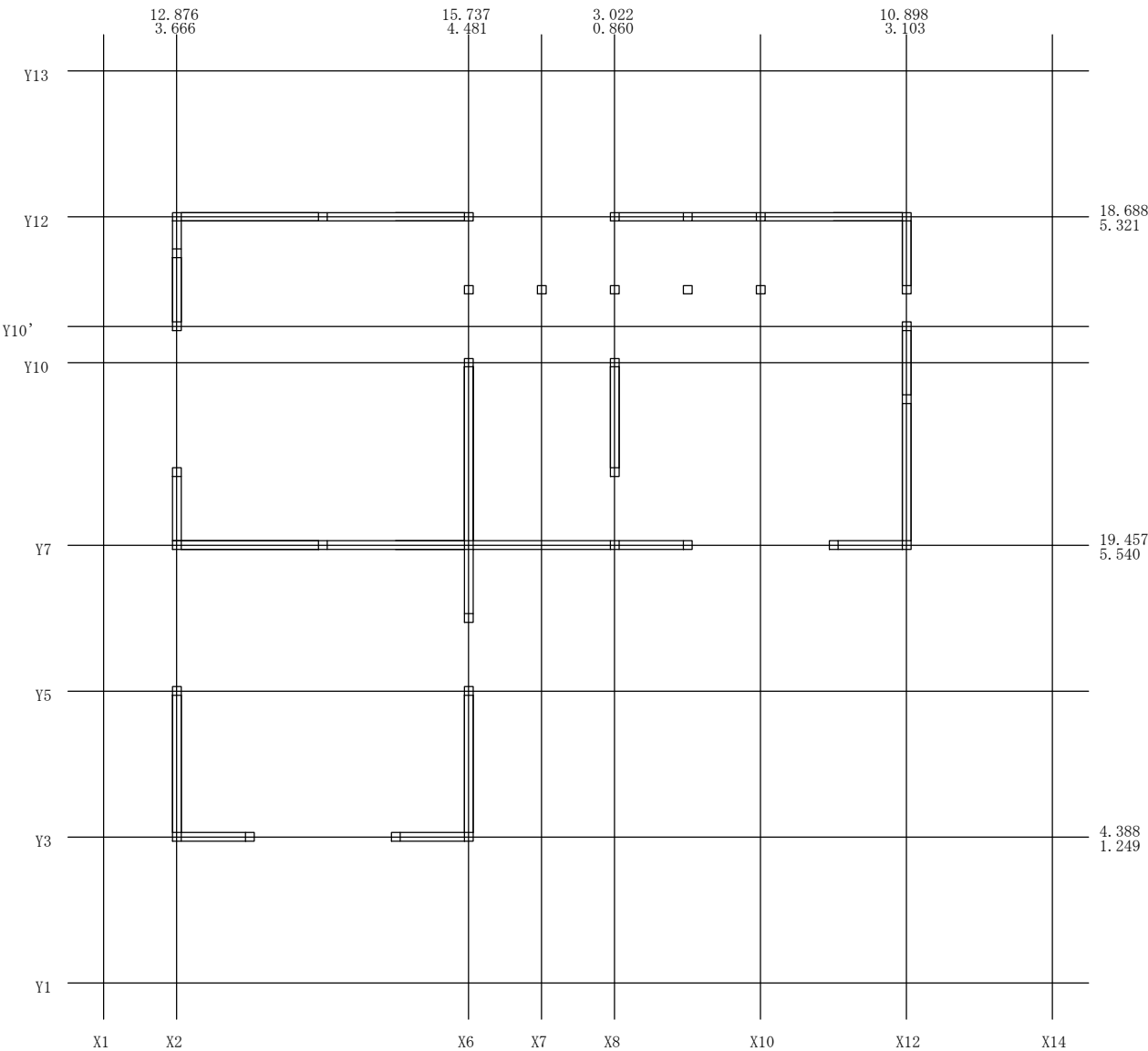
$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 291.491 / 55.738 = 5.230 \text{ (m)}$
ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.722	6.722	25.416	0.264 (OK)
X6	1.000	8.845	8.845	33.442	0.264 (OK)
X7	1.000	4.128	4.128	15.606	0.264 (OK)
X8	1.000	2.123	2.123	8.026	0.264 (OK)
X10	1.000	1.179	1.179	4.459	0.264 (OK)
X12	1.000	5.897	5.897	22.295	0.264 (OK)
計		28.893	28.893	109.245	

2.4.5 鉛直構面の短期荷重時断面応力図

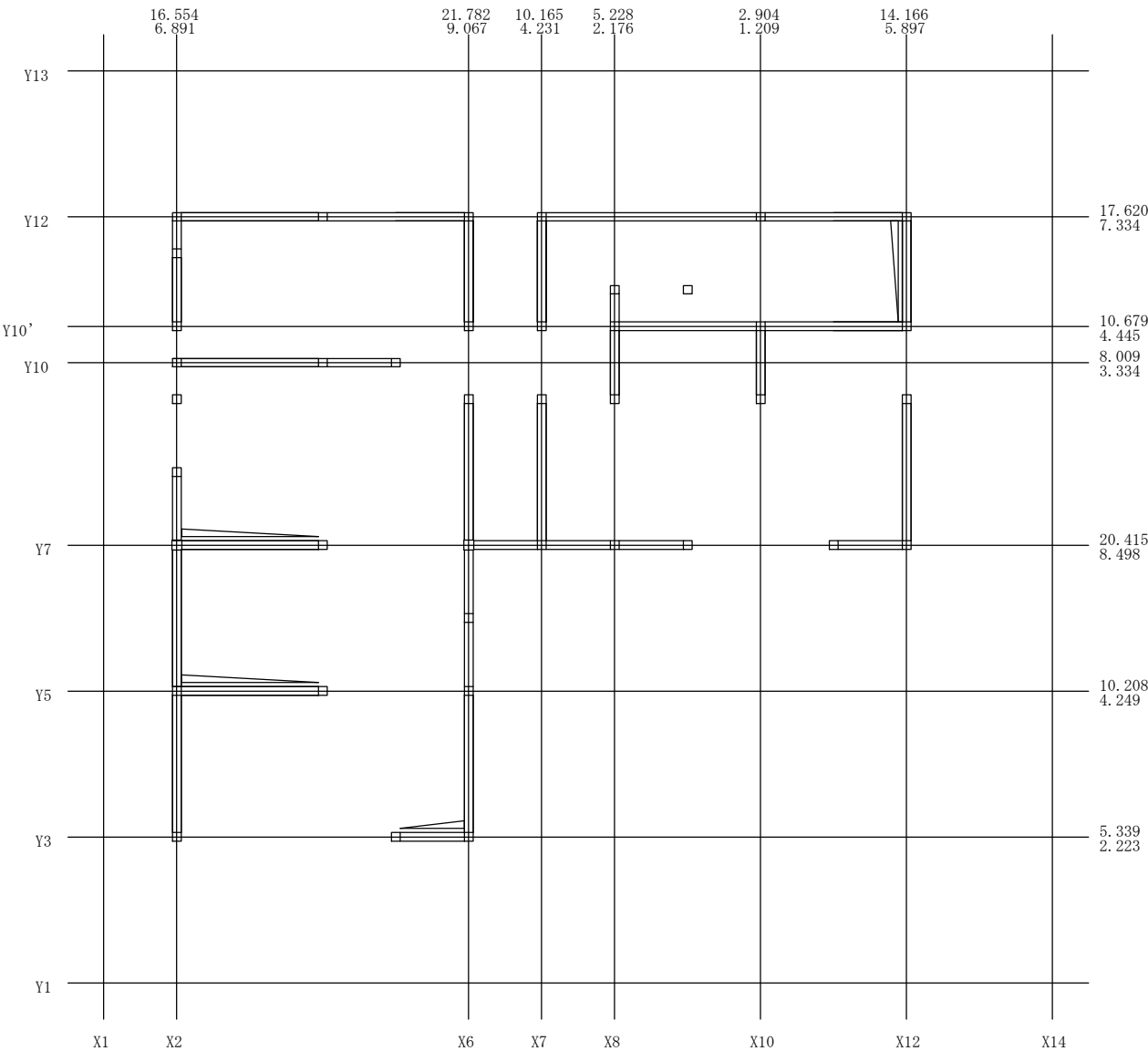
2 階 (屋根)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)



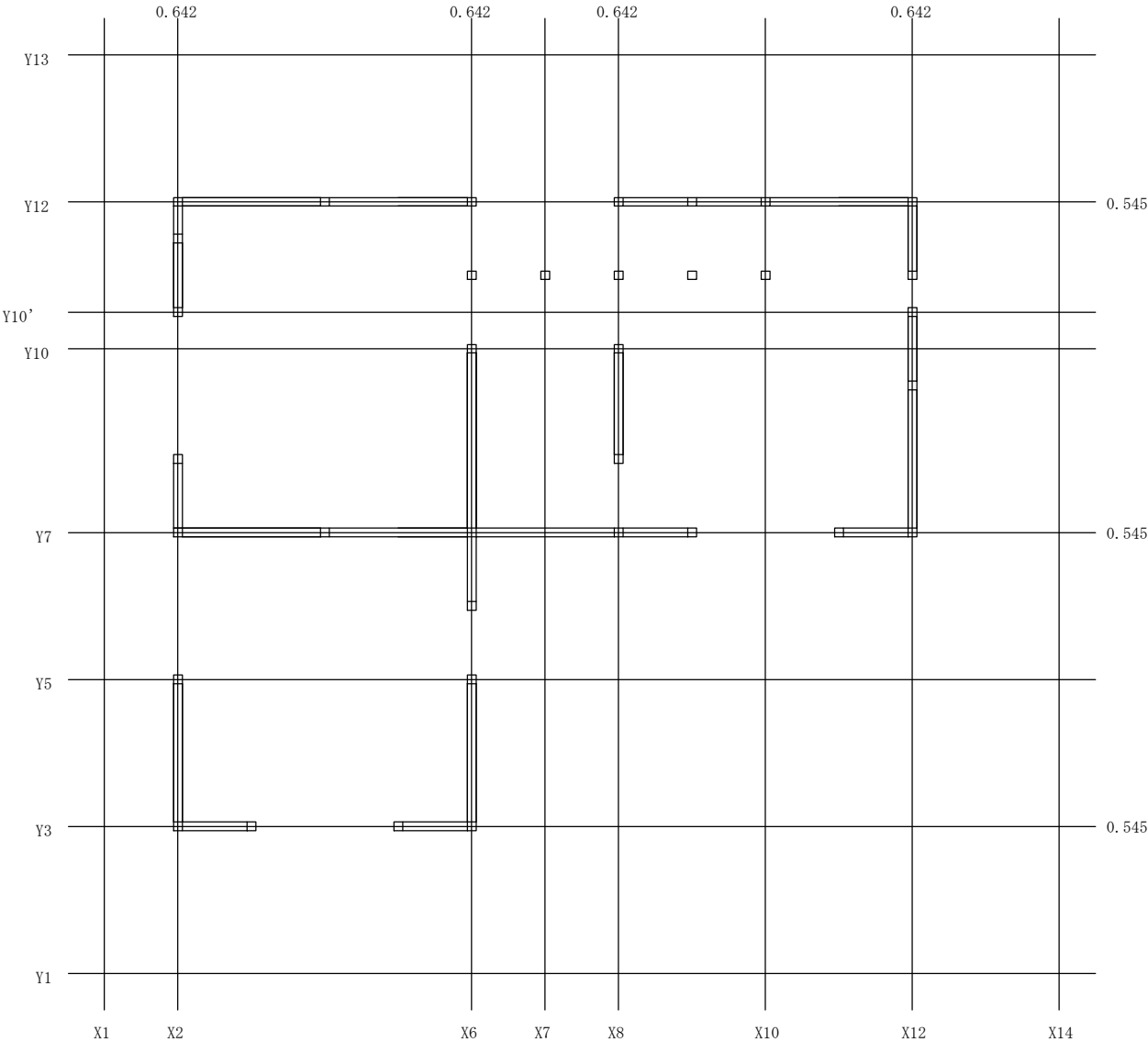
1 階 (2 階床)

上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)

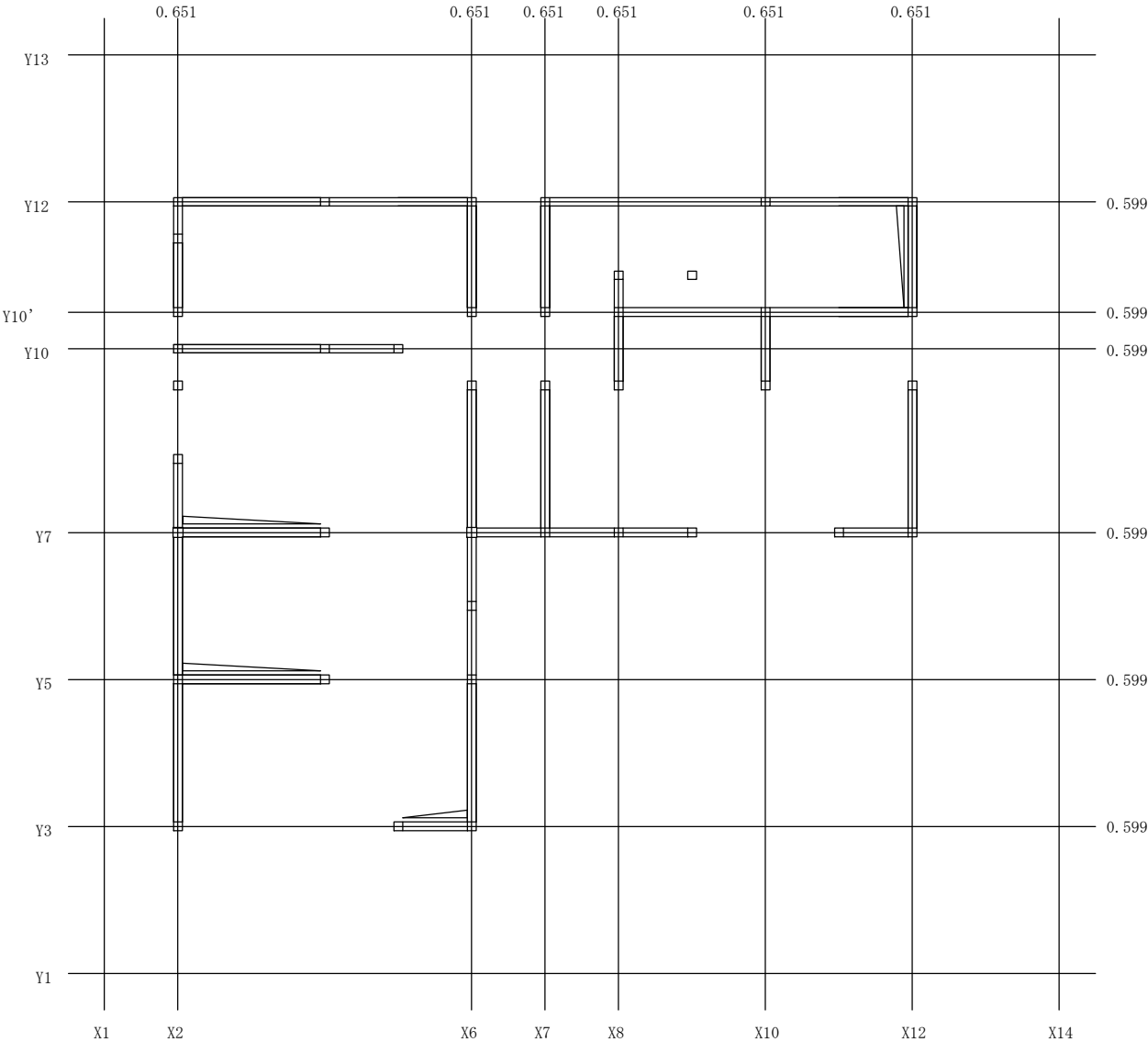


2.4.6 鉛直構面の短期荷重時断面検定比図

2 階（屋根）



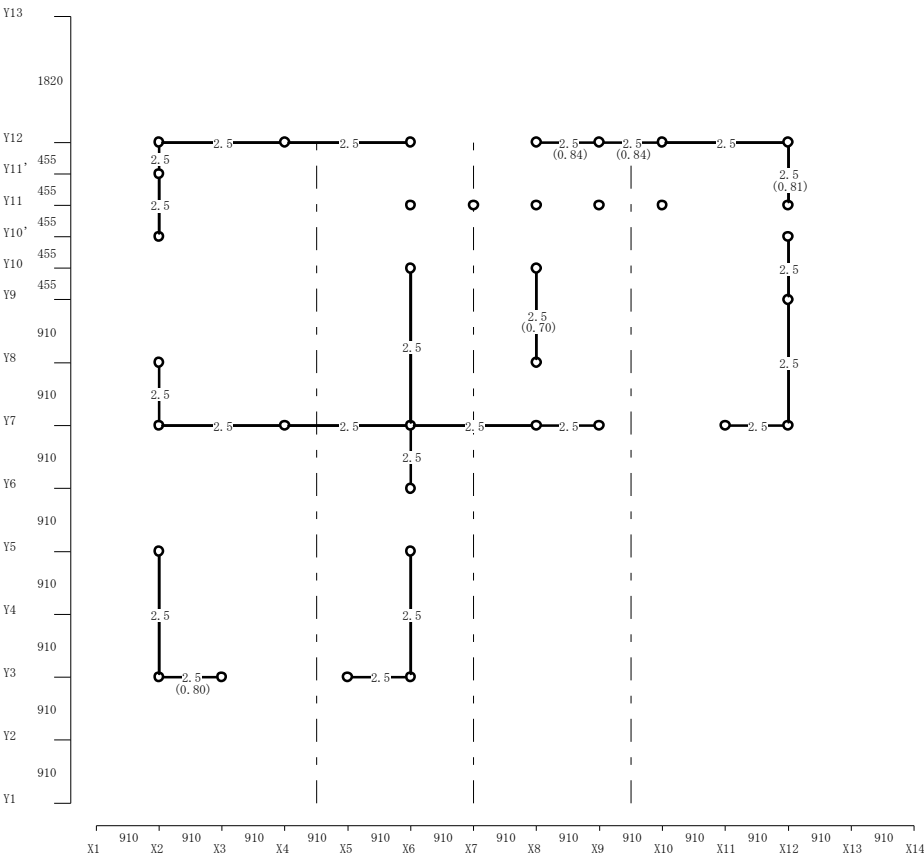
1 階（ 2 階床 ）



2.5 壁量充足率の検討

2.5.1 存在壁量と壁量充足率（地震力による）

2 階



2階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.40 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	2.83 = 7.039 × 0.402	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	1.61
上側1/4	7.07 = 17.597 × 0.402	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	2.57

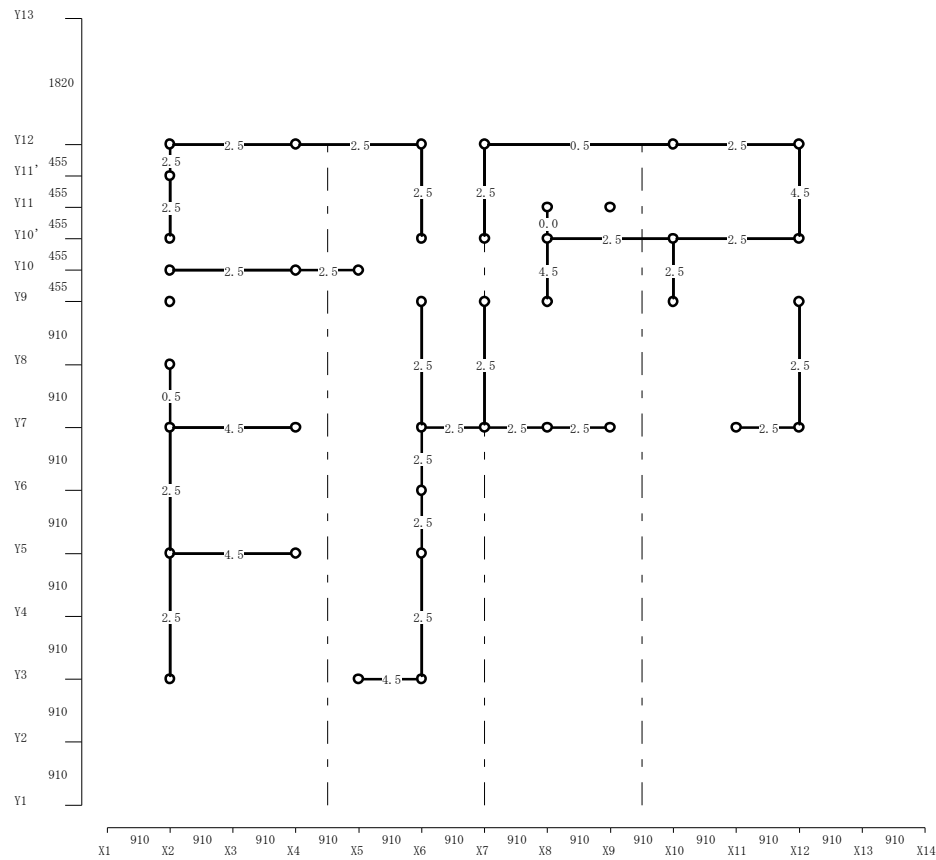
壁量充足率比 1.61 / 2.57 = 0.62 ≥ 0.5 OK (上、下充足率≥1.0のため)

2階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.40 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	7.07 = 17.597 × 0.402	2.5 × 4.10	10.24 (10.24)	1.45
右側1/4	3.75 = 9.316 × 0.402	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	2.43

壁量充足率比 1.45 / 2.43 = 0.60 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

1 階



1階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	3.42 = 7.039 × 0.486	4.5 × 2.73	12.29 (12.29)	3.59
上側1/4	8.55 = 17.597 × 0.486	0.5 × 2.73 2.5 × 11.83	1.37 (1.37) 29.57 (30.94)	3.62

壁量充足率比 3.59 / 3.62 = 0.99 ≥ 0.5 OK (上、下充足率≥1.0のため)

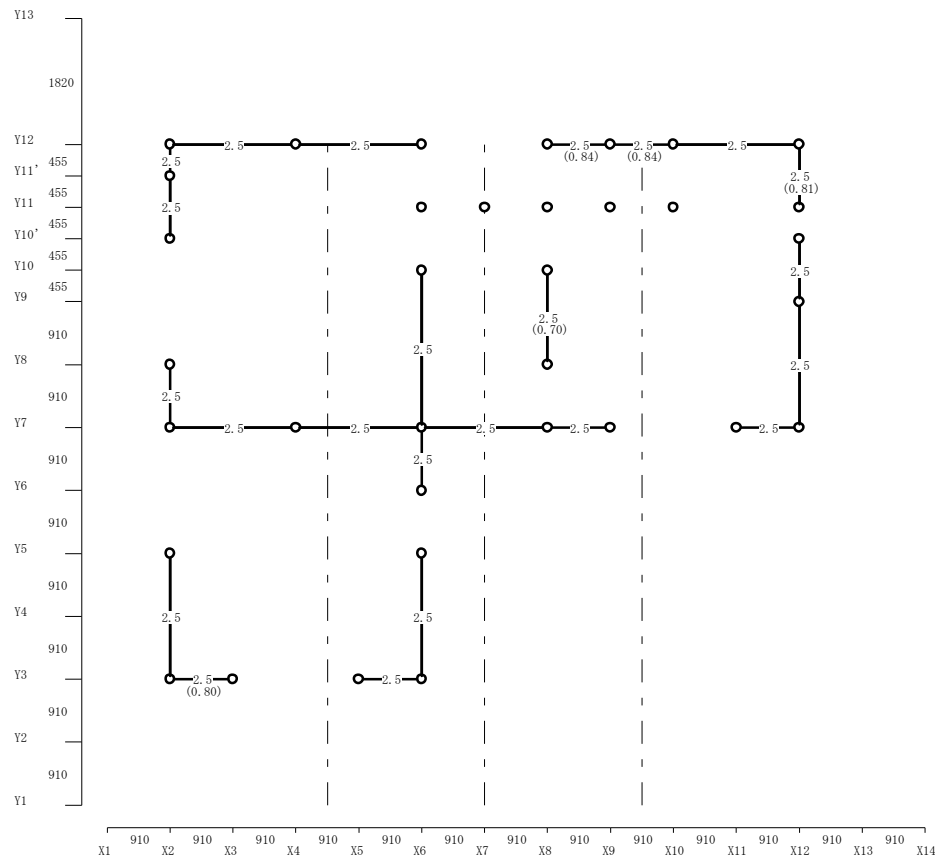
1階 Y方向 (----) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	8.55 = 17.597 × 0.486	0.5 × 0.91 2.5 × 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	1.52
右側1/4	4.53 = 9.316 × 0.486	2.5 × 2.73 4.5 × 1.37	6.83 (6.83) 6.14 (12.97)	2.86

壁量充足率比 1.52 / 2.86 = 0.53 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

2.5.2 存在壁量と壁量充足率（風圧力による）

2 階



2階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.13 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	$0.94 = 7.039 \times 0.134$	2.5×1.82	4.55 (4.55)	4.84
上側1/4	$2.35 = 17.597 \times 0.134$	2.5×7.28	18.20 (18.20)	7.74

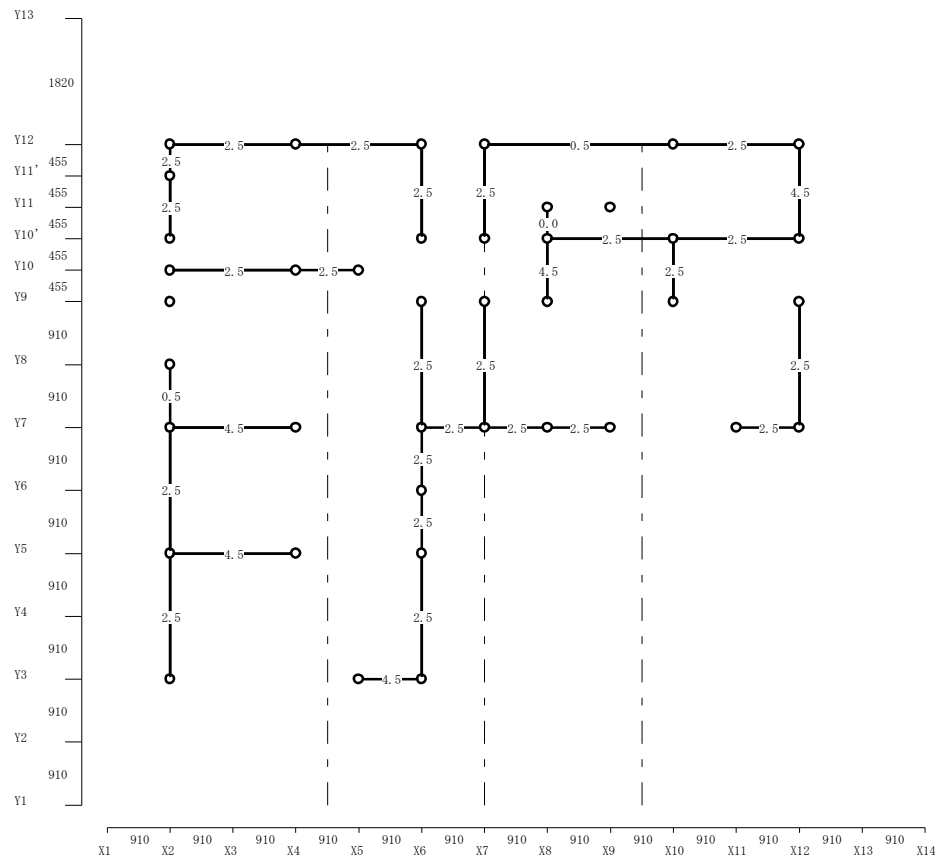
壁量充足率比 $4.84 / 7.74 = 0.62 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

2階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.13 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	$2.35 = 17.597 \times 0.134$	2.5×4.10	10.24 (10.24)	4.35
右側1/4	$1.25 = 9.316 \times 0.134$	2.5×3.64	9.10 (9.10)	7.31

壁量充足率比 $4.35 / 7.31 = 0.60 \geq 0.5$ OK (左、右充足率 ≥ 1.0 のため)

1 階



1階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.25 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	1.76 = 7.039 × 0.250	4.5 × 2.73	12.29 (12.29)	6.99
上側1/4	4.39 = 17.597 × 0.250	0.5 × 2.73 2.5 × 11.83	1.37 (1.37) 29.57 (30.94)	7.04

壁量充足率比 6.99 / 7.04 = 0.99 ≥ 0.5 OK (上、下充足率≥1.0のため)

1階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.25 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	4.39 = 17.597 × 0.250	0.5 × 0.91 2.5 × 5.01	0.46 (0.46) 12.51 (12.97)	2.95
右側1/4	2.33 = 9.316 × 0.250	2.5 × 2.73 4.5 × 1.37	6.83 (6.83) 6.14 (12.97)	5.58

壁量充足率比 2.95 / 5.58 = 0.53 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

2.6 水平構面の負担せん断力に対する検討

2.6.1 通り別重量の算定

2階 X方向

通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
Y3	屋根 外壁 2階	1930 990	2.070 3.64 X 1.35	3.995 4.865	8.860
～	屋根 外壁 2階	1930 990	16.561 7.28 X 1.35	31.964 9.730	41.693
Y7	外壁 2階 内壁 2階	990 400	5.46 X 1.35 3.64 X 1.35	7.297 1.966	9.263
～	屋根 外壁 2階 内壁 2階	1930 990 400	40.988 8.19 X 1.35 9.10 X 1.35	79.106 10.946 4.914	94.966
Y12	屋根 外壁 2階	1930 990	4.554 9.10 X 1.35	8.790 12.162	20.952
計					175.734

2階 Y方向

通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
X2	屋根 外壁 2階	1930 990	3.933 7.74 X 1.35	7.591 10.338	17.929
～	屋根 外壁 2階 内壁 2階	1930 990 400	31.465 7.28 X 1.35 3.64 X 1.35	60.728 9.730 1.966	72.424
X6	外壁 2階 内壁 2階	990 400	3.64 X 1.35 3.18 X 1.35	4.865 1.720	6.585
～	屋根 外壁 2階 内壁 2階	1930 990 400	10.147 3.64 X 1.35 0.91 X 1.35	19.583 4.865 0.491	24.939
X8	内壁 2階	400	2.28 X 1.35	1.229	1.229
～	屋根 外壁 2階 内壁 2階	1930 990 400	16.563 7.28 X 1.35 2.73 X 1.35	31.966 9.730 1.474	43.170
X12	屋根 外壁 2階	1930 990	2.070 4.09 X 1.35	3.995 5.473	9.468
計					175.743

1階 X方向

通り	項目	単位荷重 (N/m ²)	面積または長さ (m x m), (m ²)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
Y3	外壁 2階 外壁 1階	990 990	3.64 X 1.35 3.64 X 1.35	4.865 4.865	9.730
～	床 外壁 2階 外壁 1階	1250 990 990	6.625 3.64 X 1.35 3.64 X 1.35	8.281 4.865 4.865	18.011
Y5	内壁 1階	400	1.82 X 1.35	0.983	0.983

1階 X方向

通り	項目	単位荷重 (N/m2)	面積または長さ (m x m), (m2)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
～	床 外壁 2階 外壁 1階	1250 990 990	6.625 3.64 X 1.35 3.64 X 1.35	8.281 4.865 4.865	18.011
Y7	外壁 2階 内壁 2階 外壁 1階 内壁 1階	990 400 990 400	5.46 X 1.35 3.64 X 1.35 5.46 X 1.35 1.82 X 1.35	7.297 1.966 7.297 0.983	17.543
～	床 外壁 2階 内壁 2階 外壁 1階 内壁 1階	1250 990 400 990 400	20.702 5.46 X 1.35 4.55 X 1.35 5.01 X 1.35 5.46 X 1.35	25.878 7.297 2.457 6.689 2.948	45.270
Y10	内壁 1階	400	2.73 X 1.35	1.474	1.474
～	床 外壁 1階	1250 990	4.141 0.46 X 1.35	5.176 0.608	5.784
Y10'	内壁 1階	400	3.64 X 1.35	1.966	1.966
～	床 外壁 2階 内壁 2階 外壁 1階 内壁 1階	1250 990 400 990 400	12.422 2.73 X 1.35 4.55 X 1.35 2.73 X 1.35 5.46 X 1.35	15.527 3.649 2.457 3.649 2.948	28.230
Y12	外壁 2階 外壁 1階	990 990	9.10 X 1.35 9.10 X 1.35	12.162 12.162	24.324
計					171.324

1階 Y方向

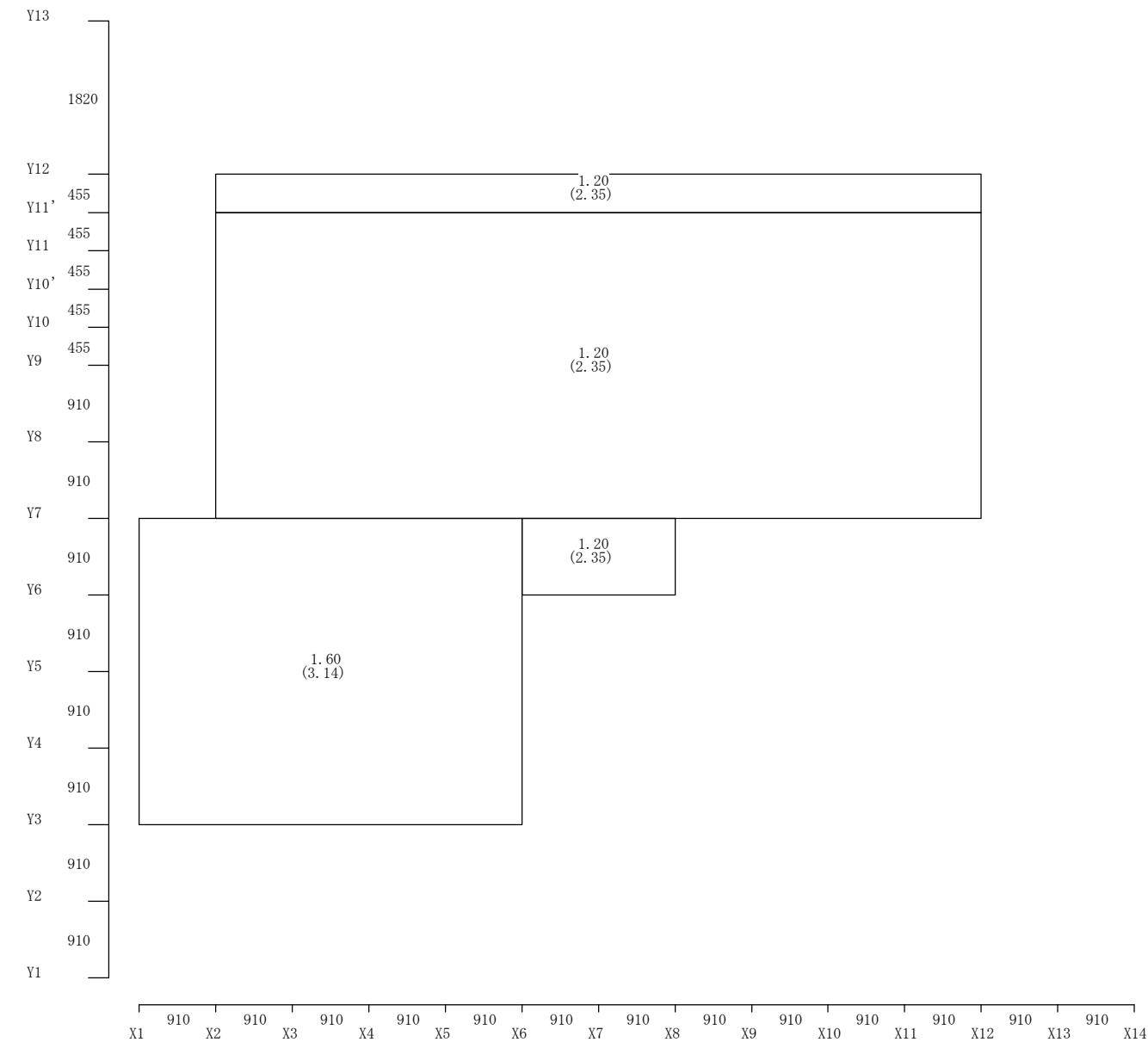
通り	項目	単位荷重 (N/m2)	面積または長さ (m x m), (m2)	重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
X2	外壁 2階 外壁 1階	990 990	7.74 X 1.35 7.74 X 1.35	10.338 10.338	20.676
～	床 外壁 2階 内壁 2階 外壁 1階 内壁 1階	1250 990 400 990 400	28.155 7.28 X 1.35 3.64 X 1.35 7.28 X 1.35 6.37 X 1.35	35.194 9.730 1.966 9.730 3.440	60.059
X6	外壁 2階 内壁 2階 外壁 1階 内壁 1階	990 400 990 400	3.64 X 1.35 3.18 X 1.35 3.64 X 1.35 3.18 X 1.35	4.865 1.720 4.865 1.720	13.170
～	床 外壁 2階 外壁 1階	1250 990 990	3.726 3.64 X 1.35 1.82 X 1.35	4.658 4.865 2.432	11.955
X7	内壁 1階	400	3.18 X 1.35	1.720	1.720
～	床 内壁 2階 外壁 1階	1250 400 990	3.726 0.91 X 1.35 3.64 X 1.35	4.658 0.491 4.865	10.014
X8	内壁 2階 内壁 1階	400 400	2.28 X 1.35 1.37 X 1.35	1.229 0.737	1.966

1階 Y方向

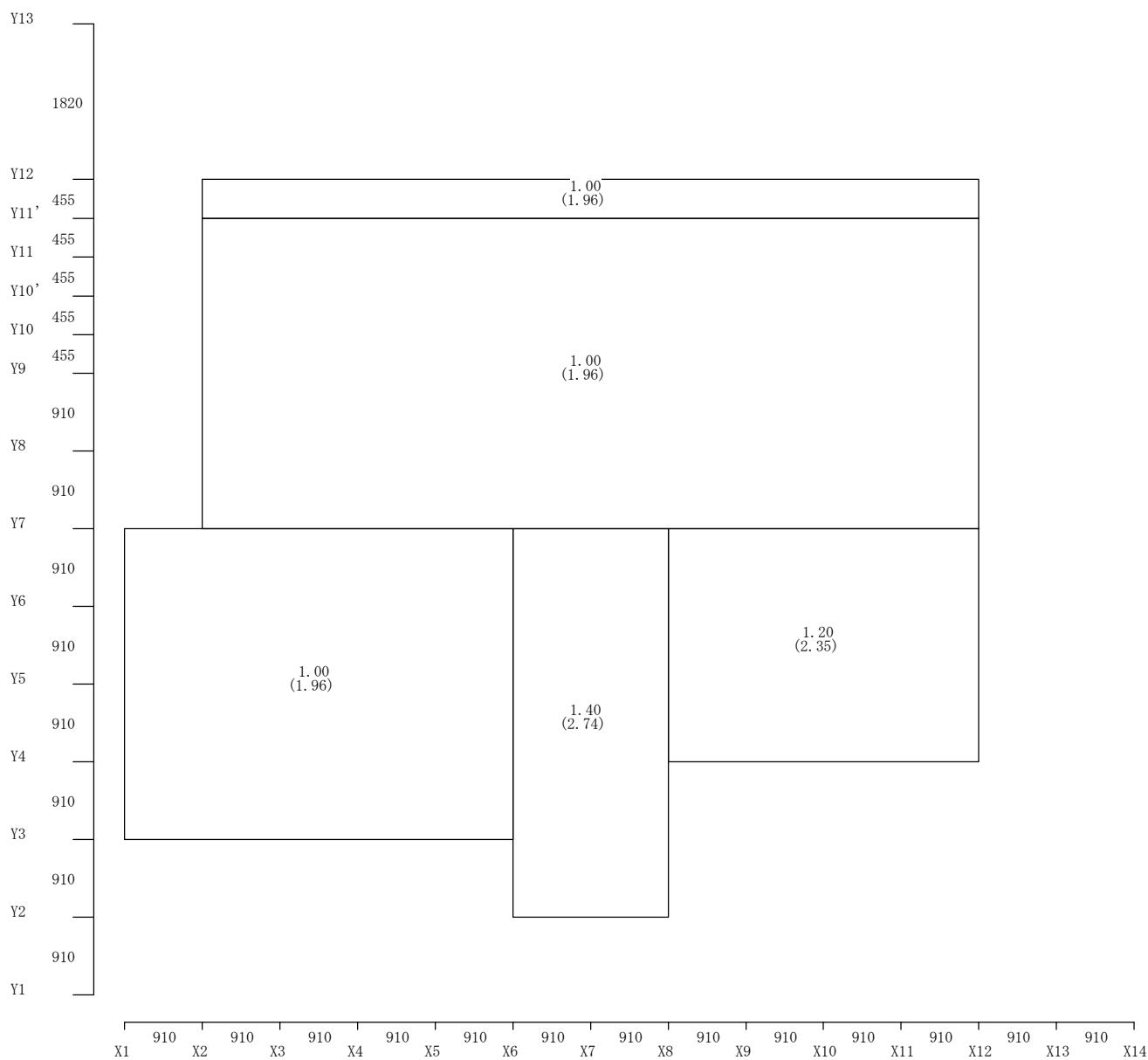
通り	項目	単位荷重 (N/m2)	面積または長さ (m x m), (m2)			重量 Wi0 (kN)	合計重量 Wi (kN)
～	床	1250	7.453			9.316	21.994
	外壁 2階	990	4.55	X	1.35	6.081	
	内壁 2階	400	2.73	X	1.35	1.474	
	外壁 1階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	内壁 1階	400	2.73	X	1.35	1.474	
X10	内壁 1階	400	2.28	X	1.35	1.229	1.229
～	床	1250	7.453			9.316	17.596
	外壁 2階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	外壁 1階	990	2.73	X	1.35	3.649	
	内壁 1階	400	1.82	X	1.35	0.983	
X12	外壁 2階	990	4.09	X	1.35	5.473	10.946
	外壁 1階	990	4.09	X	1.35	5.473	
計							171.324

2.6.2 床倍率伏図

2 階（ 3 階床 ） 床倍率 ()内の数字は単位長さあたりの許容せん耐力(kN/m)



1 階（ 2 階床 ） 床倍率（ ）内の数字は単位長さあたりの許容せん耐力(kN/m)



TN1: 水平構面外周横架材端部の必要引張耐力 = $1/2 \times \text{最大床倍率} \Delta Q_a \times P_0 (=1.96\text{kN/m}) \times \text{スパン} 1(\text{m})$

2階 X方向

通り	床倍率	単位長許容 せん断耐力 (kN/m)	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Q _a (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQ_a	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
Y3									
	1.60	3.14	4.550	14.269	14.269	3.640	1.600	5.708	(イ)
Y7									
	1.20	2.35	9.100	21.403	21.403	4.095	1.200	4.816	(イ)
Y12									

[illegible][illegible]

通り	床倍率	単位長許容 せん断耐力 (kN/m)	奥行き L (m)	許容 せん断耐力 (kN)	合計許容 せん断耐力 Qa (kN)	スパン l (m)	最大 床倍率 ΔQa	必要 引張耐力 TN1 (kN)	金物
	1.00	1.96	9.100	17.836	17.836	0.455	1.000	0.446	(イ)
Y10'									
	1.00	1.96	9.100	17.836	17.836	1.365	1.000	1.338	(イ)
Y12									

[illegible]

2.6.4 水平構面の負担水平力に対する検定 <<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時 $C' i = 0.242$

$$\begin{aligned}\sum P_{ij} &= 9.457 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 33.076 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 33.076 \\ \sum V_{ij} &= 42.533 \\ C \alpha &= (42.533 - 9.457 - 33.076) / (33.076 - 33.076) = 0.000\end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	4.388	1.000	8.860	2.144					
		1.000	41.693	10.091	14.269	2.243	OK	-7.848	OK
Y7	19.457	1.000	9.263	2.242					
		1.000	94.966	22.985	21.403	9.367	OK	-13.617	OK
Y12	18.688	1.000	20.952	5.071					
計	42.533		175.734	42.533					

2階 Y方向 地震時 $C' i = 0.242$

$$\begin{aligned}\sum P_{ij} &= 8.522 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 34.013 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 34.013 \\ \sum V_{ij} &= 42.533 \\ C \alpha &= (42.533 - 8.522 - 34.013) / (34.013 - 34.013) = 0.000\end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	12.876	1.000	17.929	4.339					
		1.000	72.424	17.529	21.046	8.536	OK	-8.992	OK
X6	15.737	1.000	6.585	1.594					
		1.000	24.939	6.036	11.772	5.151	OK	-0.885	OK
X8	3.022	1.000	1.229	0.297					
		1.000	43.170	10.448	9.631	1.840	OK	-8.609	OK
X12	10.898	1.000	9.468	2.292					
計	42.533		175.743	42.535					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned}\sum P_{ij} &= 51.322 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1,j}) &= 18.090 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1,j}) &= 18.090 \\ \sum V_{ij} &= 69.412 \\ C \alpha &= (69.412 - 51.322 - 18.090) / (18.090 - 18.090) = 0.000\end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (=V _{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1,j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1,j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	4.083	1.000	9.730	5.914					
		1.000	18.011	2.826	13.912	-1.831	OK	-4.657	OK
Y5	10.208	1.000	0.983	0.154					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
		1.000	18.011	2.826	22.473	5.397	OK	2.571	OK
Y7	20.415	1.000	17.543	22.209					
		1.000	45.270	7.102	17.836	0.777	OK	-6.325	OK
Y10	7.656	1.000	1.474	0.231					
		1.000	5.784	0.907	17.836	1.099	OK	0.192	OK
Y10'	10.208	1.000	1.966	0.308					
		1.000	28.230	4.429	17.836	10.091	OK	5.662	OK
Y12	16.843	1.000	24.324	22.504					
計	69.412		171.324	69.412					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 50.331 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\
 \sum V_{ij} &= 69.412 \\
 C \alpha &= (69.412 - 50.331 - 19.081) / (19.081 - 19.081) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	16.554	1.000	20.676	16.120					
		1.000	60.059	9.423	15.161	0.435	OK	-8.988	OK
X6	21.782	1.000	13.170	17.803					
		1.000	11.955	1.876	20.511	-5.009	OK	-6.885	OK
X7	10.165	1.000	1.720	0.270					
		1.000	10.014	1.571	20.511	3.010	OK	1.439	OK
X8	5.228	1.000	1.966	3.330					
		1.000	21.994	3.451	14.447	3.336	OK	-0.114	OK
X10	2.904	1.000	1.229	0.193					
		1.000	17.596	2.761	14.447	2.597	OK	-0.163	OK
X12	12.779	1.000	10.946	12.615					
計	69.412		171.324	69.412					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	1.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	5.216	5.216	14.269	1.249	OK	-3.967	OK
Y7	5.540	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.893	6.893	21.403	1.573	OK	-5.321	OK
Y12	5.321	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	3.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	21.046	3.666	OK	-1.152	OK
X6	4.481	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.474	2.474	11.772	3.329	OK	0.855	OK
X8	0.860	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	9.631	1.715	OK	-3.103	OK
X12	3.103	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	1.700	1.000	0.000	1.249					
		1.000	3.425	3.425	13.912	0.450	OK	-2.975	OK
Y5	4.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	22.473	1.274	OK	-2.151	OK
Y7	8.498	1.000	0.000	5.540					
		1.000	6.508	6.508	17.836	0.807	OK	-5.701	OK
Y10	3.187	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	17.836	-2.514	OK	-2.514	OK
Y10'	4.249	1.000	0.000	0.000					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
		1.000	3.425	3.425	17.836	1.735	OK	-1.690	OK
Y12	7.011	1.000	0.000	5.321					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	6.891	1.000	0.000	3.666					
		1.000	9.790	9.790	15.161	3.225	OK	-6.565	OK
X6	9.067	1.000	0.000	4.481					
		1.000	0.000	0.000	20.511	-1.979	OK	-1.979	OK
X7	4.231	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	20.511	2.252	OK	2.252	OK
X8	2.176	1.000	0.000	0.860					
		1.000	3.497	3.497	14.447	3.568	OK	0.071	OK
X10	1.209	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.497	3.497	14.447	1.280	OK	-2.216	OK
X12	5.319	1.000	0.000	3.103					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.242

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 9.457 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 \sum V_{ij} &= 42.533 \\
 C \alpha &= (42.533 - 9.457 - 33.076) / (33.076 - 33.076) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	4.388	1.000	8.860	2.144					
		1.000	41.693	10.091	14.269	2.243	OK	-7.848	OK
Y7	19.457	1.000	9.263	2.242					
		1.000	94.966	22.985	21.403	9.367	OK	-13.617	OK
Y12	18.688	1.000	20.952	5.071					
計	42.533		175.734	42.533					

2階 Y方向 地震時 $C' i = 0.242$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 8.522 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\ \Sigma V_{ij} &= 42.533 \\ C \alpha &= (42.533 - 8.522 - 34.013) / (34.013 - 34.013) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	12.876	1.000	17.929	4.339					
		1.000	72.424	17.529	21.046	8.536	OK	-8.992	OK
X6	15.737	1.000	6.585	1.594					
		1.000	24.939	6.036	11.772	5.151	OK	-0.885	OK
X8	3.022	1.000	1.229	0.297					
		1.000	43.170	10.448	9.631	1.840	OK	-8.609	OK
X12	10.898	1.000	9.468	2.292					
計	42.533		175.743	42.535					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 51.322 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\ \Sigma V_{ij} &= 69.412 \\ C \alpha &= (69.412 - 51.322 - 18.090) / (18.090 - 18.090) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	4.083	1.000	9.730	5.914					
		1.000	18.011	2.826	13.912	-1.831	OK	-4.657	OK
Y5	10.208	1.000	0.983	0.154					
		1.000	18.011	2.826	22.473	5.397	OK	2.571	OK
Y7	20.415	1.000	17.543	22.209					
		1.000	45.270	7.102	17.836	0.777	OK	-6.325	OK
Y10	7.656	1.000	1.474	0.231					
		1.000	5.784	0.907	17.836	1.099	OK	0.192	OK
Y10'	10.208	1.000	1.966	0.308					
		1.000	28.230	4.429	17.836	10.091	OK	5.662	OK
Y12	16.843	1.000	24.324	22.504					
計	69.412		171.324	69.412					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned} \sum P_{ij} &= 50.331 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\ C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\ \sum V_{ij} &= 69.412 \\ C \alpha &= (69.412 - 50.331 - 19.081) / (19.081 - 19.081) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	16.149	1.000	20.676	16.120					
		1.000	60.059	9.423	15.161	0.029	OK	-9.393	OK
X6	21.248	1.000	13.170	17.803					
		1.000	11.955	1.876	20.511	-5.948	OK	-7.824	OK
X7	9.916	1.000	1.720	0.270					
		1.000	10.014	1.571	20.511	1.822	OK	0.251	OK
X8	5.100	1.000	1.966	3.330					
		1.000	21.994	3.451	14.447	2.021	OK	-1.430	OK
X10	2.833	1.000	1.229	0.193					
		1.000	17.596	2.761	14.447	1.210	OK	-1.550	OK
X12	14.166	1.000	10.946	12.615					
計	69.412		171.324	69.412					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	5.216	5.216	14.269	1.249	OK	-3.967	OK
Y7	5.540	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.893	6.893	21.403	1.573	OK	-5.321	OK
Y12	5.321	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	3.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	21.046	3.666	OK	-1.152	OK
X6	4.481	1.000	0.000	0.000					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
		1.000	2.474	2.474	11.772	3.329	OK	0.855	OK
X8	0.860	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	9.631	1.715	OK	-3.103	OK
X12	3.103	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	1.700	1.000	0.000	1.249					
		1.000	3.425	3.425	13.912	0.450	OK	-2.975	OK
Y5	4.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	22.473	1.274	OK	-2.151	OK
Y7	8.498	1.000	0.000	5.540					
		1.000	6.508	6.508	17.836	0.807	OK	-5.701	OK
Y10	3.187	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	17.836	-2.514	OK	-2.514	OK
Y10'	4.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	17.836	1.735	OK	-1.690	OK
Y12	7.011	1.000	0.000	5.321					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	6.722	1.000	0.000	3.666					
		1.000	9.790	9.790	15.161	3.056	OK	-6.734	OK
X6	8.845	1.000	0.000	4.481					
		1.000	0.000	0.000	20.511	-2.370	OK	-2.370	OK
X7	4.128	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	20.511	1.758	OK	1.758	OK
X8	2.123	1.000	0.000	0.860					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
		1.000	3.497	3.497	14.447	3.020	OK	-0.476	OK
X10	1.179	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.497	3.497	14.447	0.703	OK	-2.794	OK
X12	5.897	1.000	0.000	3.103					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.242

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 9.457 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 \sum V_{ij} &= 42.533 \\
 C \alpha &= (42.533 - 9.457 - 33.076) / (33.076 - 33.076) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	4.388	1.000	8.860	2.144					
		1.000	41.693	10.091	14.269	2.243	OK	-7.848	OK
Y7	19.457	1.000	9.263	2.242					
		1.000	94.966	22.985	21.403	9.367	OK	-13.617	OK
Y12	18.688	1.000	20.952	5.071					
計	42.533		175.734	42.533					

2階 Y方向 地震時 C'i = 0.242

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 8.522 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\
 \sum V_{ij} &= 42.533 \\
 C \alpha &= (42.533 - 8.522 - 34.013) / (34.013 - 34.013) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw (kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	12.876	1.000	17.929	4.339					
		1.000	72.424	17.529	21.046	8.536	OK	-8.992	OK
X6	15.737	1.000	6.585	1.594					
		1.000	24.939	6.036	11.772	5.151	OK	-0.885	OK
X8	3.022	1.000	1.229	0.297					
		1.000	43.170	10.448	9.631	1.840	OK	-8.609	OK
X12	10.898	1.000	9.468	2.292					
計	42.533		175.743	42.535					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 51.322 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\
 \sum V_{ij} &= 69.412 \\
 C \alpha &= (69.412 - 51.322 - 18.090) / (18.090 - 18.090) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	5.339	1.000	9.730	5.914					
		1.000	18.011	2.826	13.912	-0.575	OK	-3.400	OK
Y5	8.543	1.000	0.983	0.154					
		1.000	18.011	2.826	22.473	4.988	OK	2.163	OK
Y7	19.222	1.000	17.543	22.209					
		1.000	45.270	7.102	17.836	-0.825	OK	-7.927	OK
Y10	8.009	1.000	1.474	0.231					
		1.000	5.784	0.907	17.836	-0.150	OK	-1.057	OK
Y10'	10.679	1.000	1.966	0.308					
		1.000	28.230	4.429	17.836	9.313	OK	4.885	OK
Y12	17.620	1.000	24.324	22.504					
計	69.412		171.324	69.412					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 50.331 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\
 C' i \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\
 \sum V_{ij} &= 69.412 \\
 C \alpha &= (69.412 - 50.331 - 19.081) / (19.081 - 19.081) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	16.554	1.000	20.676	16.120					
		1.000	60.059	9.423	15.161	0.435	OK	-8.988	OK
X6	21.782	1.000	13.170	17.803					
		1.000	11.955	1.876	20.511	-5.009	OK	-6.885	OK
X7	10.165	1.000	1.720	0.270					
		1.000	10.014	1.571	20.511	3.010	OK	1.439	OK
X8	5.228	1.000	1.966	3.330					
		1.000	21.994	3.451	14.447	3.336	OK	-0.114	OK
X10	2.904	1.000	1.229	0.193					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.157$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
		1.000	17.596	2.761	14.447	2.597	OK	-0.163	OK
X12	12.779	1.000	10.946	12.615					
計	69.412		171.324	69.412					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.249	1.000	0.000	0.000					
		1.000	5.216	5.216	14.269	1.249	OK	-3.967	OK
Y7	5.540	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.893	6.893	21.403	1.573	OK	-5.321	OK
Y12	5.321	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	3.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	21.046	3.666	OK	-1.152	OK
X6	4.481	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.474	2.474	11.772	3.329	OK	0.855	OK
X8	0.860	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	9.631	1.715	OK	-3.103	OK
X12	3.103	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	2.223	1.000	0.000	1.249					
		1.000	3.425	3.425	13.912	0.973	OK	-2.452	OK
Y5	3.556	1.000	0.000	0.000					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
		1.000	3.425	3.425	22.473	1.104	OK	-2.321	OK
Y7	8.001	1.000	0.000	5.540					
		1.000	6.508	6.508	17.836	0.141	OK	-6.367	OK
Y10	3.334	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	17.836	-3.034	OK	-3.034	OK
Y10'	4.445	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	17.836	1.412	OK	-2.014	OK
Y12	7.334	1.000	0.000	5.321					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	6.891	1.000	0.000	3.666					
		1.000	9.790	9.790	15.161	3.225	OK	-6.565	OK
X6	9.067	1.000	0.000	4.481					
		1.000	0.000	0.000	20.511	-1.979	OK	-1.979	OK
X7	4.231	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	20.511	2.252	OK	2.252	OK
X8	2.176	1.000	0.000	0.860					
		1.000	3.497	3.497	14.447	3.568	OK	0.071	OK
X10	1.209	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.497	3.497	14.447	1.280	OK	-2.216	OK
X12	5.319	1.000	0.000	3.103					
計	28.893		16.783	28.893					

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時 C'i = 0.242

$$\begin{aligned}
 \sum P_{ij} &= 9.457 \\
 C'_{i} \times \sum (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 C'_{i} \times \sum (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 33.076 \\
 \sum V_{ij} &= 42.533 \\
 C\alpha &= (42.533 - 9.457 - 33.076) / (33.076 - 33.076) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Qw(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αe	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
----	---------------------------	----------------	-------------------------	------------------------	---------------------	----------------------	----	----------------------	----

2階 X方向 地震時 $C' i = 0.242$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	4.388	1.000	8.860	2.144					
		1.000	41.693	10.091	14.269	2.243	OK	-7.848	OK
Y7	19.457	1.000	9.263	2.242					
		1.000	94.966	22.985	21.403	9.367	OK	-13.617	OK
Y12	18.688	1.000	20.952	5.071					
計	42.533		175.734	42.533					

2階 Y方向 地震時 $C' i = 0.242$

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 8.522 \\
 C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\
 C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 34.013 \\
 \Sigma V_{ij} &= 42.533 \\
 C \alpha &= (42.533 - 8.522 - 34.013) / (34.013 - 34.013) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	12.876	1.000	17.929	4.339					
		1.000	72.424	17.529	21.046	8.536	OK	-8.992	OK
X6	15.737	1.000	6.585	1.594					
		1.000	24.939	6.036	11.772	5.151	OK	-0.885	OK
X8	3.022	1.000	1.229	0.297					
		1.000	43.170	10.448	9.631	1.840	OK	-8.609	OK
X12	10.898	1.000	9.468	2.292					
計	42.533		175.743	42.535					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned}
 \Sigma P_{ij} &= 51.322 \\
 C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\
 C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 18.090 \\
 \Sigma V_{ij} &= 69.412 \\
 C \alpha &= (69.412 - 51.322 - 18.090) / (18.090 - 18.090) = 0.000
 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	5.339	1.000	9.730	5.914					
		1.000	18.011	2.826	13.912	-0.575	OK	-3.400	OK
Y5	8.543	1.000	0.983	0.154					
		1.000	18.011	2.826	22.473	4.988	OK	2.163	OK
Y7	19.222	1.000	17.543	22.209					

1階 X方向 地震時 $C' i = 0.157$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
		1.000	45.270	7.102	17.836	-0.825	OK	-7.927	OK
Y10	8.009	1.000	1.474	0.231					
		1.000	5.784	0.907	17.836	-0.150	OK	-1.057	OK
Y10'	10.679	1.000	1.966	0.308					
		1.000	28.230	4.429	17.836	9.313	OK	4.885	OK
Y12	17.620	1.000	24.324	22.504					
計	69.412		171.324	69.412					

1階 Y方向 地震時 $C' i = 0.157$

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ij} &= 50.331 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij-1} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\ C' i \times \Sigma (\alpha_{ij} \times W_{ij-1, j}) &= 19.081 \\ \Sigma V_{ij} &= 69.412 \\ C_\alpha &= (69.412 - 50.331 - 19.081) / (19.081 - 19.081) = 0.000 \end{aligned}$$

通り	負担地震力 Q_w (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_e	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 左端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 右端 (kN)	判定
X2	16.149	1.000	20.676	16.120					
		1.000	60.059	9.423	15.161	0.029	OK	-9.393	OK
X6	21.248	1.000	13.170	17.803					
		1.000	11.955	1.876	20.511	-5.948	OK	-7.824	OK
X7	9.916	1.000	1.720	0.270					
		1.000	10.014	1.571	20.511	1.822	OK	0.251	OK
X8	5.100	1.000	1.966	3.330					
		1.000	21.994	3.451	14.447	2.021	OK	-1.430	OK
X10	2.833	1.000	1.229	0.193					
		1.000	17.596	2.761	14.447	1.210	OK	-1.550	OK
X12	14.166	1.000	10.946	12.615					
計	69.412		171.324	69.412					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 Q_{EiW} (kN) (= V_{ij})	ねじれ補正 係数 α_W	W_{ij} $W_{ij-1, j}$ (kN)	P_{ij} $w_{j-1, j}$ (kN)	せん断耐力 Q_a (kN)	せん断力 Q_i 下端 (kN)	判定	せん断力 Q_i 上端 (kN)	判定
Y3	1.249	1.000	0.000	0.000					

2階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
		1.000	5.216	5.216	14.269	1.249	OK	-3.967	OK
Y7	5.540	1.000	0.000	0.000					
		1.000	6.893	6.893	21.403	1.573	OK	-5.321	OK
Y12	5.321	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

2階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	3.666	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	21.046	3.666	OK	-1.152	OK
X6	4.481	1.000	0.000	0.000					
		1.000	2.474	2.474	11.772	3.329	OK	0.855	OK
X8	0.860	1.000	0.000	0.000					
		1.000	4.818	4.818	9.631	1.715	OK	-3.103	OK
X12	3.103	1.000	0.000	0.000					
計	12.110		12.110	12.110					

1階 X方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi下端 (kN)	判定	せん断力 Qi上端 (kN)	判定
Y3	2.223	1.000	0.000	1.249					
		1.000	3.425	3.425	13.912	0.973	OK	-2.452	OK
Y5	3.556	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	22.473	1.104	OK	-2.321	OK
Y7	8.001	1.000	0.000	5.540					
		1.000	6.508	6.508	17.836	0.141	OK	-6.367	OK
Y10	3.334	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	17.836	-3.034	OK	-3.034	OK
Y10'	4.445	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.425	3.425	17.836	1.412	OK	-2.014	OK
Y12	7.334	1.000	0.000	5.321					
計	28.893		16.783	28.893					

1階 Y方向 風圧時

通り	負担風圧力 QEiW(kN) (=Vij)	ねじれ補正 係数 αW	Wij Wij-1, j (kN)	Pij wj-1, j (kN)	せん断耐力 Qa (kN)	せん断力 Qi左端 (kN)	判定	せん断力 Qi右端 (kN)	判定
X2	6.722	1.000	0.000	3.666					
		1.000	9.790	9.790	15.161	3.056	OK	-6.734	OK
X6	8.845	1.000	0.000	4.481					
		1.000	0.000	0.000	20.511	-2.370	OK	-2.370	OK
X7	4.128	1.000	0.000	0.000					
		1.000	0.000	0.000	20.511	1.758	OK	1.758	OK
X8	2.123	1.000	0.000	0.860					
		1.000	3.497	3.497	14.447	3.020	OK	-0.476	OK
X10	1.179	1.000	0.000	0.000					
		1.000	3.497	3.497	14.447	0.703	OK	-2.794	OK
X12	5.897	1.000	0.000	3.103					
計	28.893		16.783	28.893					

ゾーン解析の指定

ゾーン分けする方向 : Y 方向
ゾーンの境界通り : Y7 通り
境界線での耐力振り分け比率 : 50 : 50

ゾーン 1

階数	2階建て		
最高高さ		6.350 m	
軒高		5.850 m	
建物高さ	2階	2.700 m	
	1階	2.700 m	
	1階床高さ	0.450 m	
	階高さ	0.300 m	
風見付面積		X方向	Y方向
	屋根	0.000 m ²	0.000 m ²
	2階上部	0.000 m ²	0.000 m ²
	2階下部	0.000 m ²	0.000 m ²
	1階上部	0.000 m ²	0.000 m ²

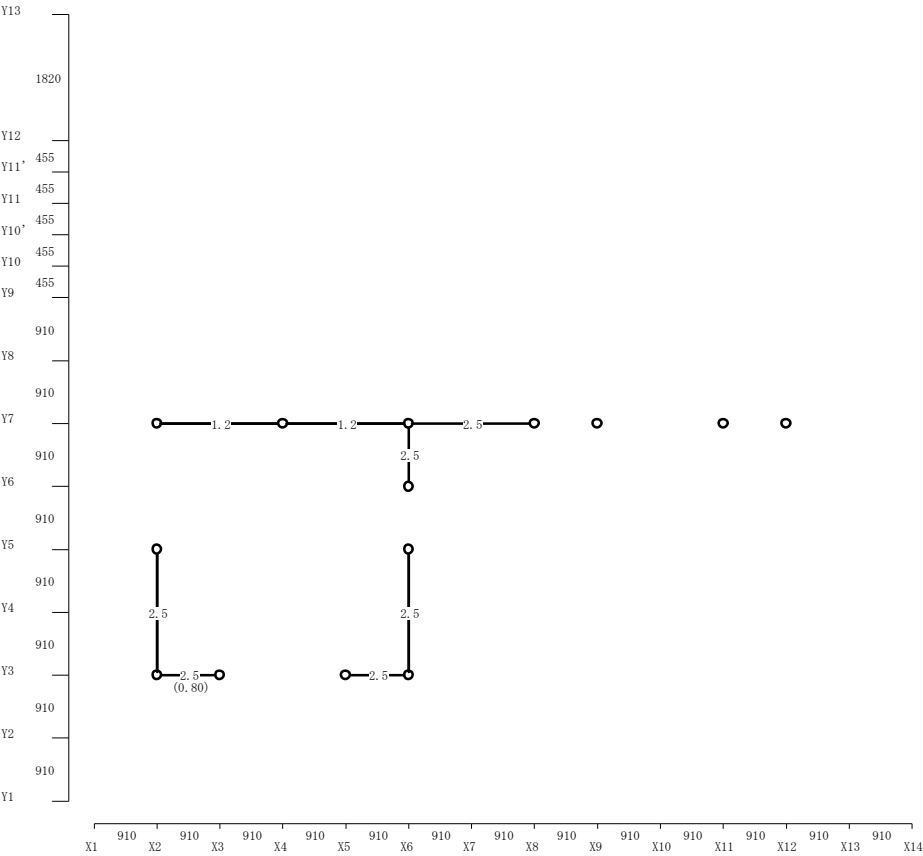
ゾーン 2

階数	2階建て		
最高高さ		6.350 m	
軒高		6.300 m	
建物高さ	2階	2.700 m	
	1階	2.700 m	
	1階床高さ	0.900 m	
	階高さ	0.300 m	
風見付面積		X方向	Y方向
	屋根	0.000 m ²	0.000 m ²
	2階上部	0.000 m ²	0.000 m ²
	2階下部	0.000 m ²	0.000 m ²
	1階上部	0.000 m ²	0.000 m ²

ゾーン 1
2. 耐力壁の設計
2.1 耐力壁の配置と有効壁長 L d と許容耐力 P i の算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	1.2 $\times$ 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		9.10 (8.65)	17836 (16962)

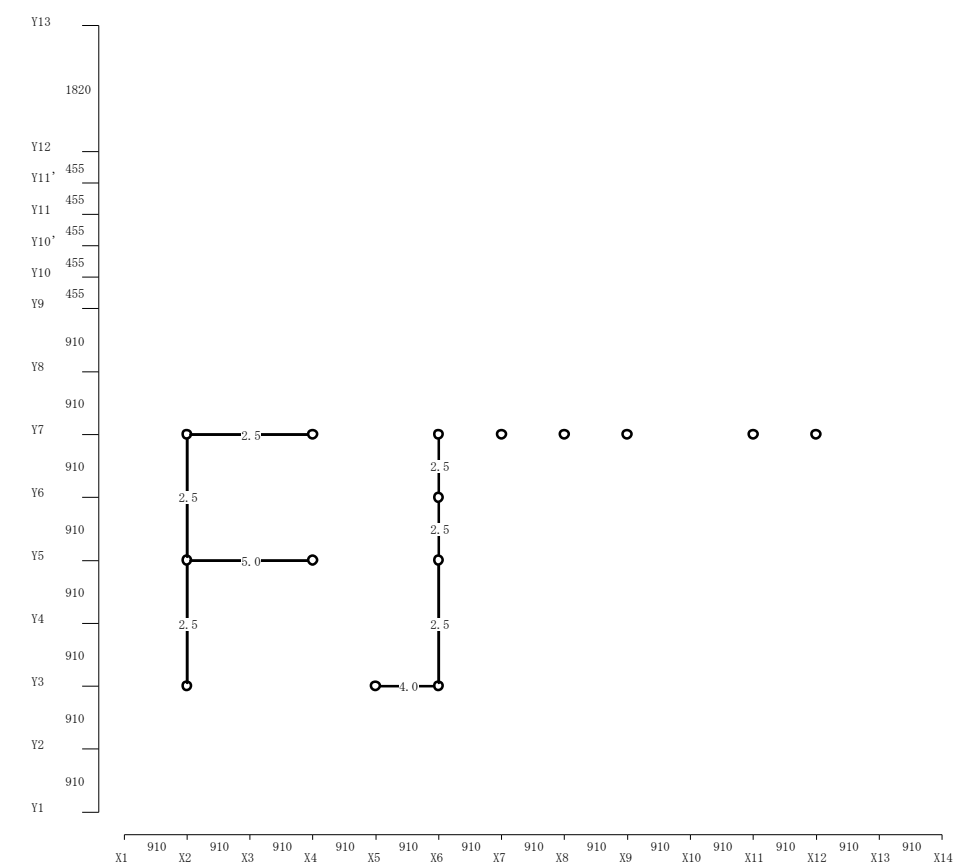
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
X6	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
計		11.38 (11.38)	22295 (22295)

ゾーン 1

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	4.0 × 0.91	3.64 (3.64)	7134 (7134)
Y5	5.0 × 1.82	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y7	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		17.29 (17.29)	33888 (33888)

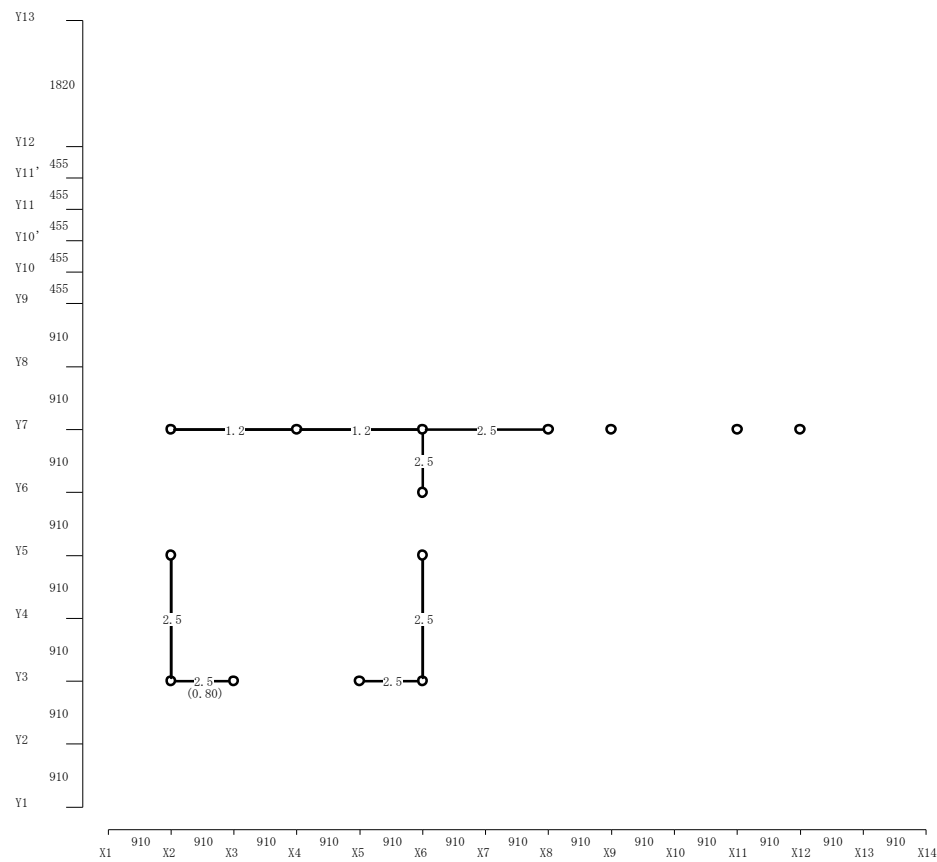
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
X6	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		18.20 (18.20)	35672 (35672)

ゾーン 1

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	1.2 $\times$ 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		9.10 (8.65)	17836 (16962)

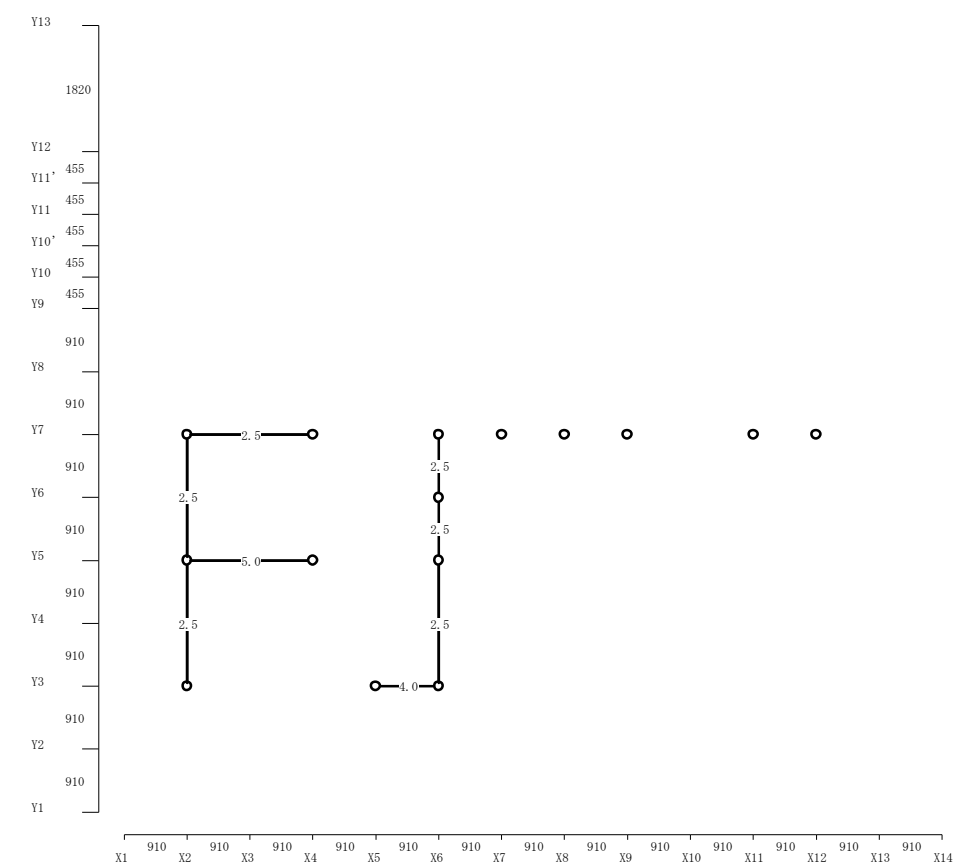
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
X6	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
計		11.38 (11.38)	22295 (22295)

ゾーン 1

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili		L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)	
Y3	4.0	× 0.91	3.64 (3.64)	7134	(7134)
Y5	5.0	× 1.82	9.10 (9.10)	17836	(17836)
Y7	2.5	× 1.82	4.55 (4.55)	8918	(8918)
計			17.29 (17.29)	33888	(33888)

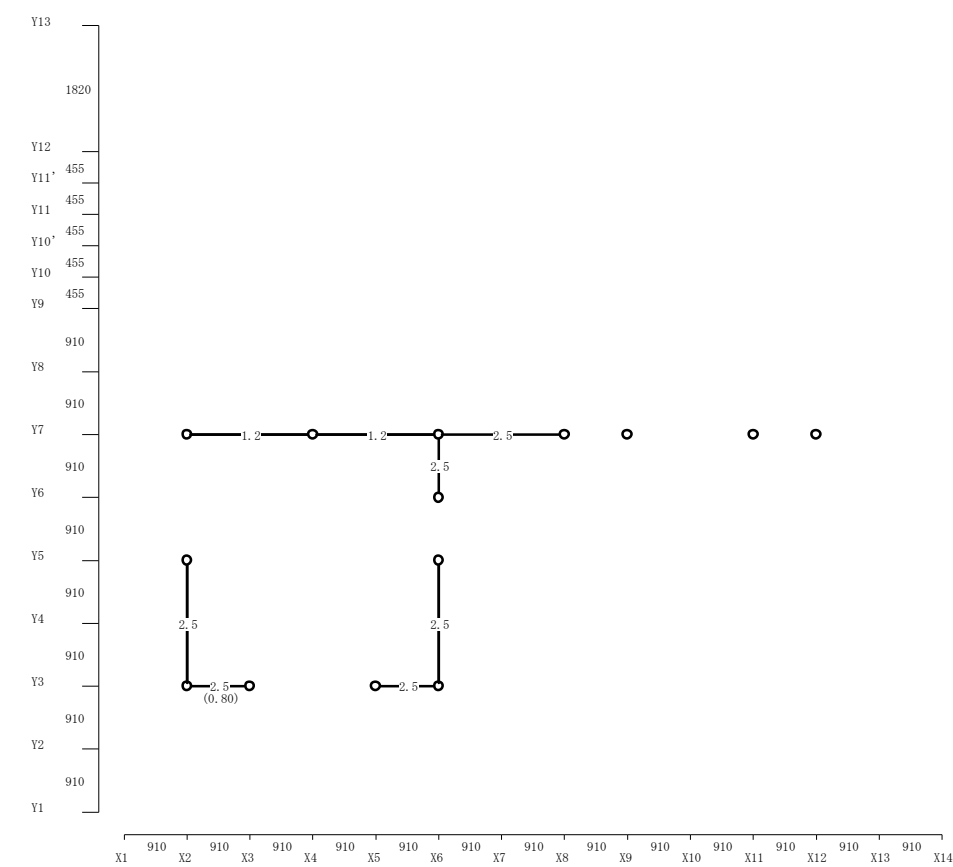
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili		L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)	
X2	2.5	× 3.64	9.10 (9.10)	17836	(17836)
X6	2.5	× 3.64	9.10 (9.10)	17836	(17836)
計			18.20 (18.20)	35672	(35672)

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



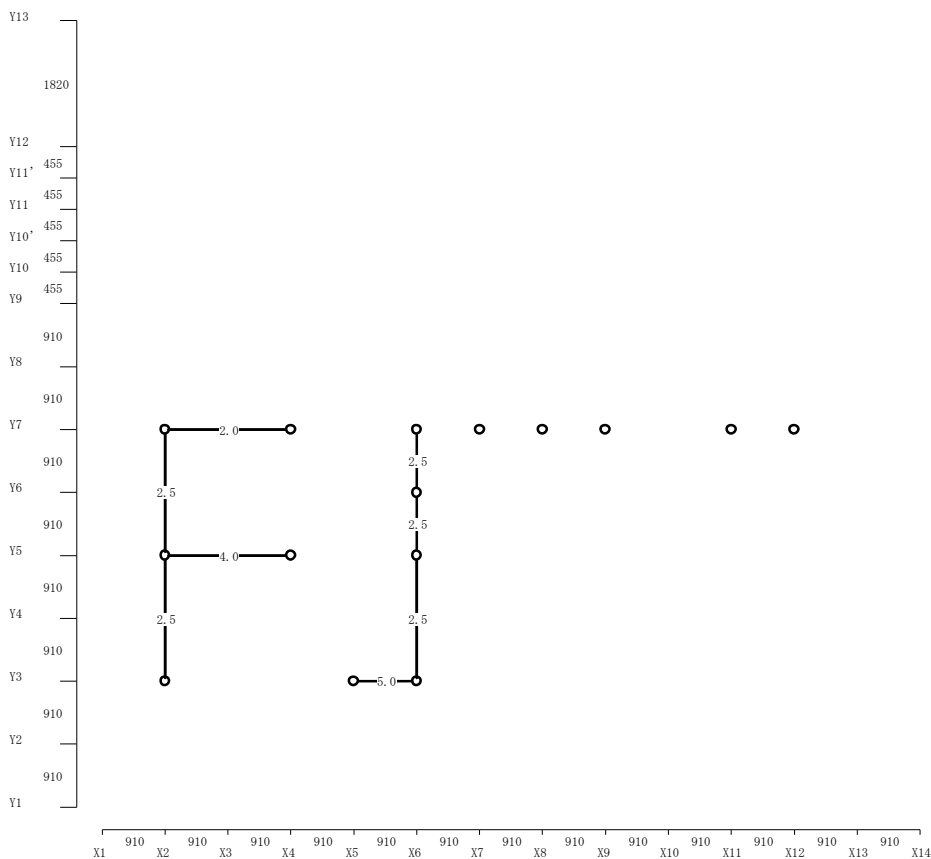
2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	1.2 $\times$ 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		9.10 (8.65)	17836 (16962)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
X6	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
計		11.38 (11.38)	22295 (22295)

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	5.0 $\times$ 0.91	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	4.0 $\times$ 1.82	7.28 (7.28)	14269 (14269)
Y7	2.0 $\times$ 1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
計		15.47 (15.47)	30321 (30321)

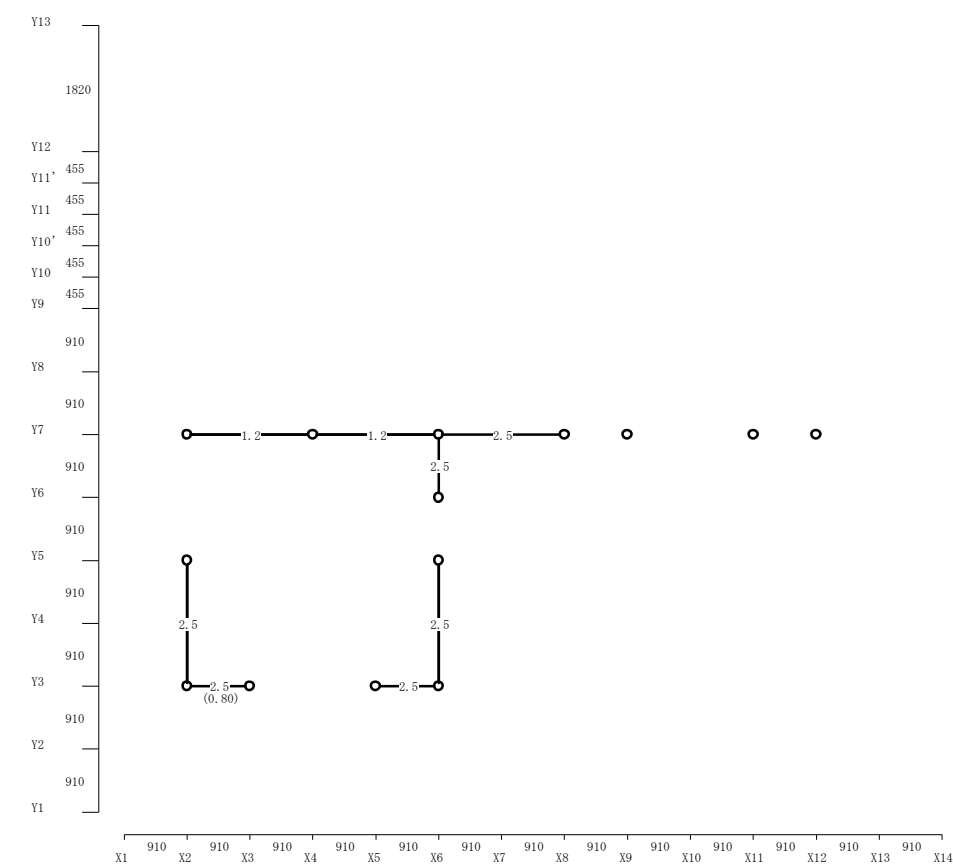
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
X6	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		18.20 (18.20)	35672 (35672)

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y3	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y7	1.2 × 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
計		9.10 (8.65)	17836 (16962)

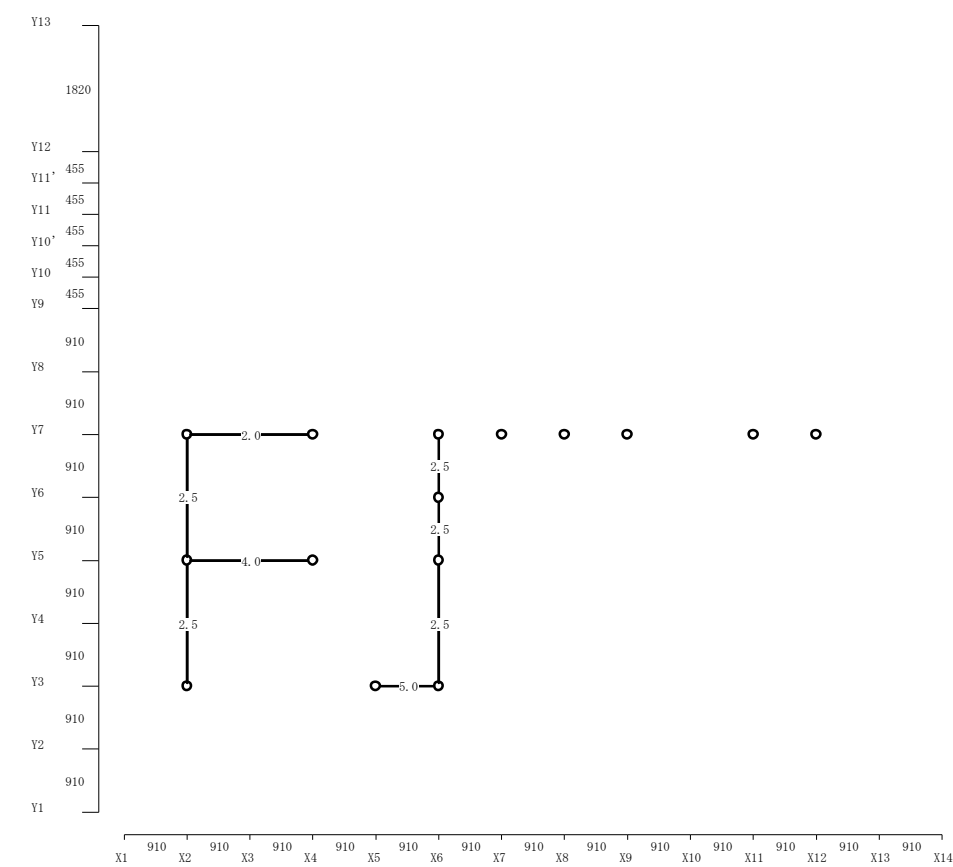
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
X6	2.5 × 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
計		11.38 (11.38)	22295 (22295)

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y3	5.0 $\times$ 0.91	4.55 (4.55)	8918 (8918)
Y5	4.0 $\times$ 1.82	7.28 (7.28)	14269 (14269)
Y7	2.0 $\times$ 1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
計		15.47 (15.47)	30321 (30321)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
X6	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		18.20 (18.20)	35672 (35672)

ゾーン1

2.2 令46条に定める壁量の算定

2.2.1 地震力に対する必要壁長の表
軽い屋根として設計

階	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡)	必要壁長 (m)
2	13.25	0.40	5.33
1	13.25	0.49	6.44

2.2.2 風圧力に対するLnの表
X方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	5.93	5.93	2.96	13.25	0.22
1	9.83	15.75	7.88	13.25	0.59

Y方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	7.19	7.19	3.59	13.25	0.27
1	9.83	17.02	8.51	13.25	0.64

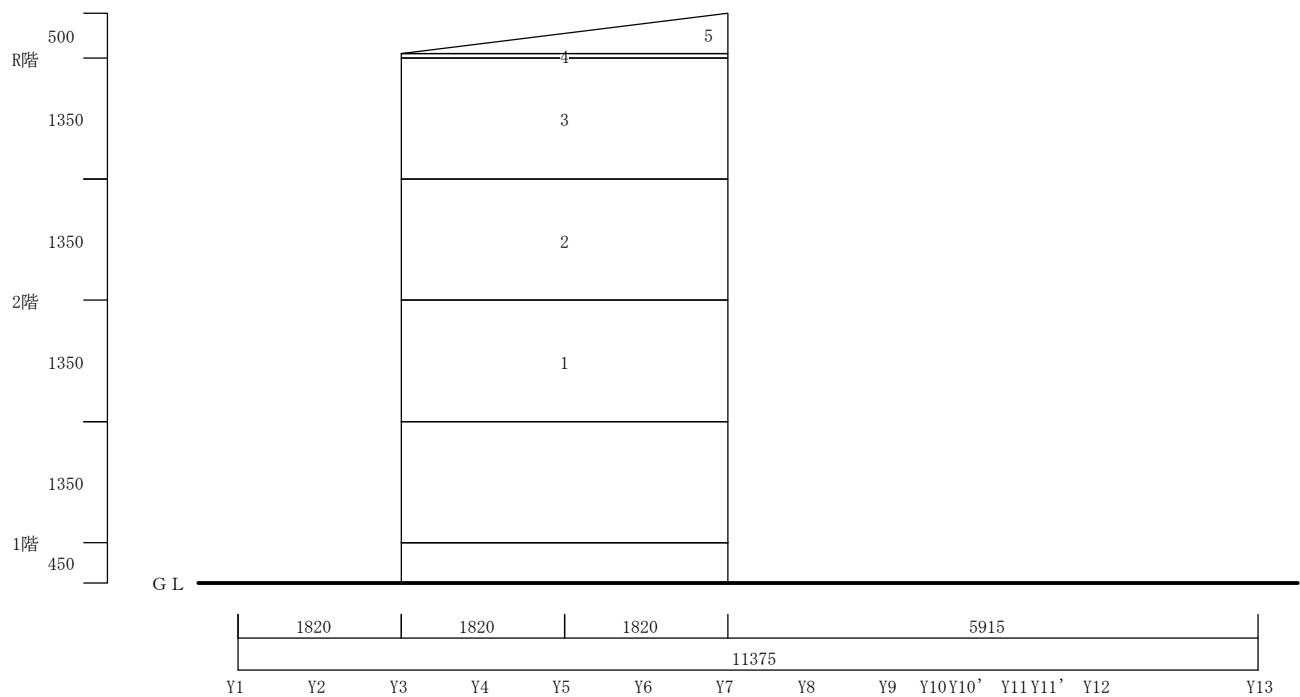
2.2.3 Ld / Ln の比率の表 (存在壁量/必要壁量)

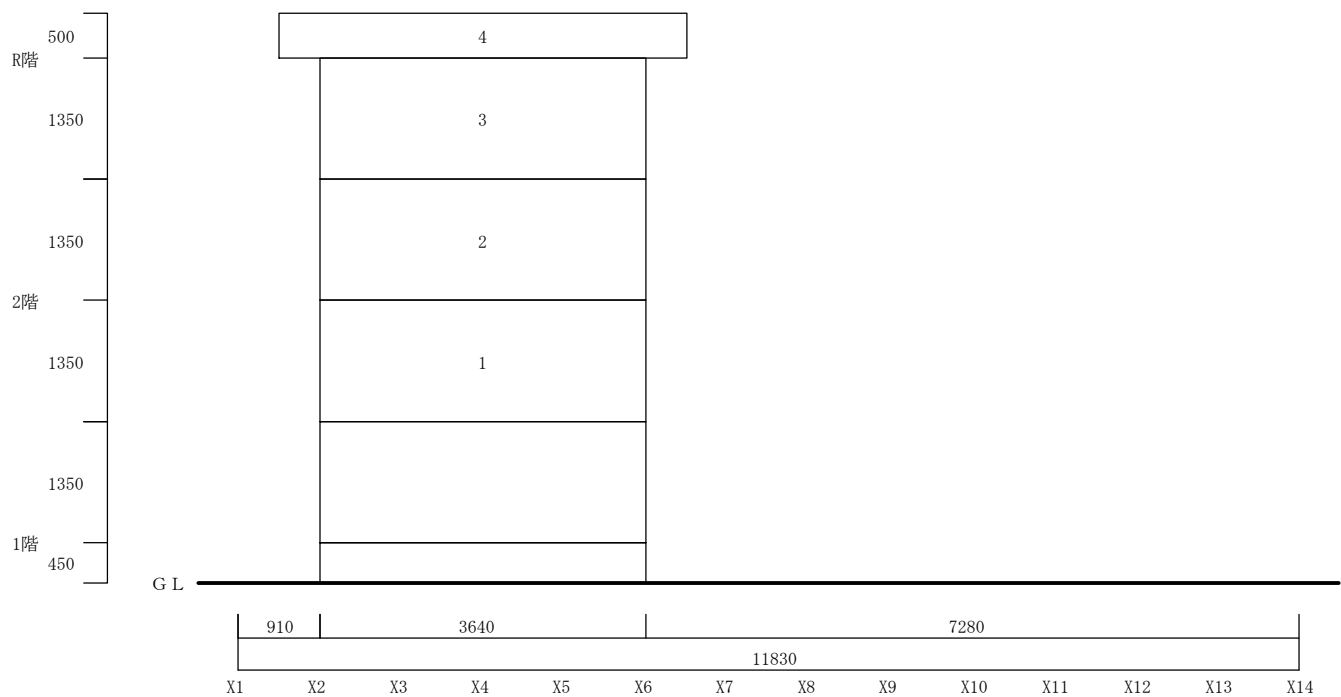
階		風 力 に 対 し て				地 震 力 に 対 し て			
		X 方向		Y 方向		X 方向		Y 方向	
		壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln
2	Ld	9.10	3.07	11.37	3.16	9.10	1.71	11.37	2.14
	Ln	2.96		3.59		5.33		5.33	
1	Ld	16.38	2.08	18.20	2.14	16.38	2.54	18.20	2.83
	Ln	7.88		8.51		6.44		6.44	

※各階各方向の存在壁量(Ld)の集計は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

ゾーン 1
2.2.4 見付面積（鉛直投影面積）略図

X方向見付面積図





■ X方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	3.640×1.350	4.91400
2	3.640×1.350	4.91400
3	3.640×1.350	4.91400
4	3.640×0.056	0.20222
5	$3.640 \times 0.444 \div 2$	0.80889

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4+5	1.01111	1.01111
2階上	3	4.91400	5.92511
2階下	2	4.91400	10.83911
1階上	1	4.91400	15.75311

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	1.01111	1.01111
2階上	4.91400	5.92511
2階下	4.91400	10.83911
1階上	4.91400	15.75311

■ Y方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	3.640×1.350	4.91400
2	3.640×1.350	4.91400
3	3.640×1.350	4.91400
4	4.550×0.500	2.27500

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4	2.27500	2.27500
2階上	3	4.91400	7.18900
2階下	2	4.91400	12.10300
1階上	1	4.91400	17.01700

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	2.27500	2.27500
2階上	4.91400	7.18900
2階下	4.91400	12.10300
1階上	4.91400	17.01700

ゾーン 1

2.3 水平力に対する耐力壁の算定

建物重量の算定

多雪地域

単位重量 地震用設計荷重+積雪設計荷重×積雪地震時低減率 (0.35)
() 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪長期時低減率 (0.70)
< > 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪短期組み合わせ長期低減率 (0.35)

階	項 目	単位重量	面積または長さ	W0 (kN)	Wi (kN)	Σ Wi (kN)
2	屋根	1930 (3400) <1930>	18.63	35.96 (63.35) < 35.96>		
	外壁 2階	990	10.92 × 1.35	14.59		
	内壁 2階	400	3.64 × 1.35	1.97		
					52.52 (80.00) < 52.61>	52.52 (80.00) < 52.61>
1	外壁 2階	990	10.92 × 1.35	14.59		
	内壁 2階	400	3.64 × 1.35	1.97		
	床	1250 (1950)	13.25	16.56 (25.84)		
	外壁 1階	990	10.92 × 1.35	14.59		
	内壁 1階	400	3.64 × 1.35	1.97		
					49.68 (58.96)	102.20 (138.96)
F	外壁 1階	990	10.92 × 1.35	14.59		
	内壁 1階	400	3.64 × 1.35	1.97		
					16.56 (16.56)	118.76 (155.52)

ゾーン 1
2.3.1 地震力の算定 C i 下の () 内の数値は各階の C' i
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	52.52	52.52	0.514	1.208	0.242 (0.242)	12.69	X	16.96	0.748	OK
							Y	22.30	0.569	OK
1	49.68	102.20	1.000	1.000	0.200 (0.156)	20.44	X	33.89	0.603	OK
							Y	35.67	0.573	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	52.52	52.52	0.514	1.208	0.242 (0.242)	12.69	X	16.96	0.748	OK
							Y	22.30	0.569	OK
1	49.68	102.20	1.000	1.000	0.200 (0.156)	20.44	X	33.89	0.603	OK
							Y	35.67	0.573	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	52.52	52.52	0.514	1.208	0.242 (0.242)	12.69	X	16.96	0.748	OK
							Y	22.30	0.569	OK
1	49.68	102.20	1.000	1.000	0.200 (0.156)	20.44	X	30.32	0.674	OK
							Y	35.67	0.573	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	52.52	52.52	0.514	1.208	0.242 (0.242)	12.69	X	16.96	0.748	OK
							Y	22.30	0.569	OK
1	49.68	102.20	1.000	1.000	0.200 (0.156)	20.44	X	30.32	0.674	OK
							Y	35.67	0.573	OK

2つのゾーンの地震力に対する検定比の値が同程度であるかの確認は、ゾーン 2 に出力

ゾーン 1

2.3.2 風圧力の算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	1.01	0.77	4.50	4.50	16.96	0.265	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	11.95	33.89	0.352	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					
Y	2	5.85	632	1.20	2.28	1.73	5.45	5.45	22.30	0.244	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	12.91	35.67	0.361	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	1.01	0.77	4.50	4.50	16.96	0.265	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	11.95	33.89	0.352	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					
Y	2	5.85	632	1.20	2.28	1.73	5.45	5.45	22.30	0.244	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	12.91	35.67	0.361	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (mf)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	5.85	632	1.20	1.01	0.77	4.50	4.50	16.96	0.265	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	11.95	30.32	0.394	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					
Y	2	5.85	632	1.20	2.28	1.73	5.45	5.45	22.30	0.244	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	12.91	35.67	0.361	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					

ゾーン1
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E ₀ ²	ΣC	A _w (m ²)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ _i (kN)	ΣP _i (kN)	ΣwQ _i /ΣP _i	判定
X	2	5.85	632	1.20	1.01	0.77	4.50	4.50	16.96	0.265	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	11.95	30.32	0.394	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					
Y	2	5.85	632	1.20	2.28	1.73	5.45	5.45	22.30	0.244	OK
		4.50	632	1.20	4.91	3.73					
	1	4.50	632	1.20	4.91	3.73	7.46	12.91	35.67	0.361	OK
		1.80	632	1.20	4.91	3.73					

ゾーン 1

2.3.3 耐力壁の耐力算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	16.96	12.69	0.748	4.50	0.265	0.748	OK
	Y	22.30		0.569	5.45	0.244	0.569	OK
1	X	33.89	20.44	0.603	11.95	0.352	0.603	OK
	Y	35.67		0.573	12.91	0.361	0.573	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	16.96	12.69	0.748	4.50	0.265	0.748	OK
	Y	22.30		0.569	5.45	0.244	0.569	OK
1	X	33.89	20.44	0.603	11.95	0.352	0.603	OK
	Y	35.67		0.573	12.91	0.361	0.573	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	16.96	12.69	0.748	4.50	0.265	0.748	OK
	Y	22.30		0.569	5.45	0.244	0.569	OK
1	X	30.32	20.44	0.674	11.95	0.394	0.674	OK
	Y	35.67		0.573	12.91	0.361	0.573	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	16.96	12.69	0.748	4.50	0.265	0.748	OK
	Y	22.30		0.569	5.45	0.244	0.569	OK
1	X	30.32	20.44	0.674	11.95	0.394	0.674	OK
	Y	35.67		0.573	12.91	0.361	0.573	OK

ゾーン1
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A_2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A_2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A_2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A_2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y3	X2 - X3	2.500	2.500	330.0	2730.0	10.000	0.804

ゾーン 1

2.4 2次設計

G_x : 重心 (原点からのX方向重心位置) (m)
 G_y : (原点からのY方向重心位置) (m)

K_x : 剛心 (原点からのX方向剛心位置) (m)
 K_y : (原点からのY方向剛心位置) (m)

e_x : 偏心距離 (X方向) (m)
 e_y : (Y方向) (m)

$$e_x = \left| \frac{K_x - G_x}{K_y - G_y} \right|$$

J_x + J_y : 剛心まわりのねじり剛性

$$J_x = \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times L_y^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times K_y^2$$

$$J_y = \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times L_x^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times K_x^2$$

$\sum \alpha_i \cdot l_{ix}$: X方向壁剛性

$\sum \alpha_i \cdot l_{iy}$: Y方向壁剛性

L_x : 原点からのX方向距離 (m)
 L_y : 原点からのY方向距離 (m)

r_{ex} : 弾力半径 (X方向) (m)
 r_{ey} : (Y方向) (m)

$$r_{ex} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{ix})}$$

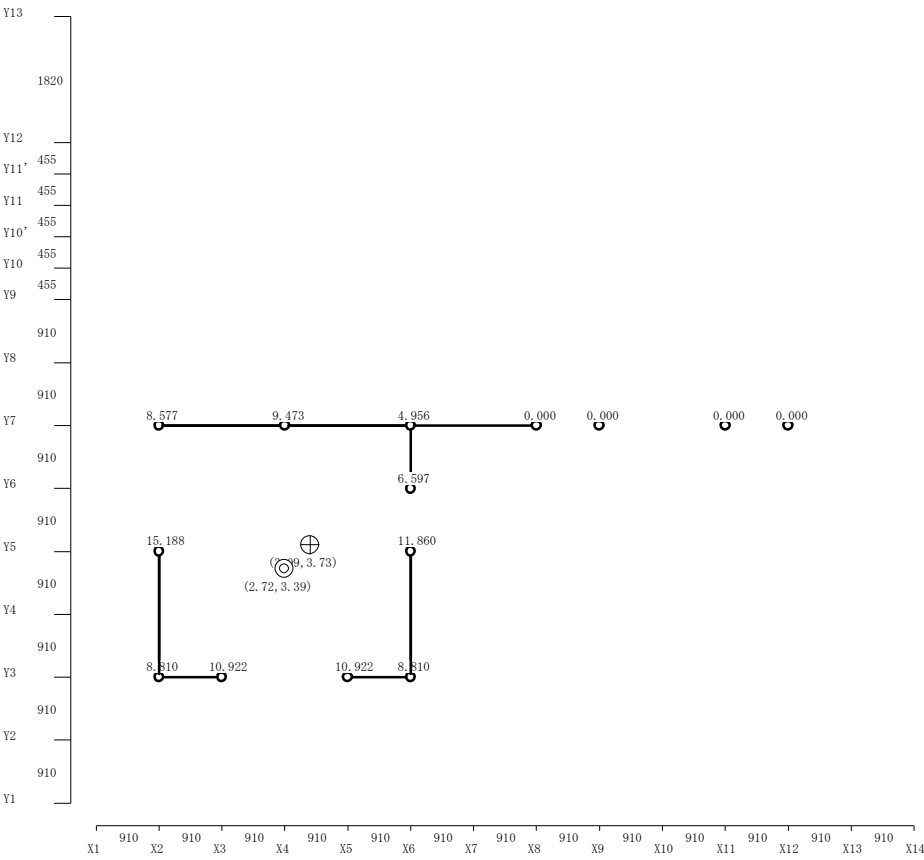
$$r_{ey} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{iy})}$$

R_{ex} : 偏心率 (X方向) (m)
 R_{ey} : (Y方向) (m)
 F_e : Fes算出用の係数

ゾーン 1
2.4.1 重心の計算

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力 (kN)



2階 X方向

通り	W i (kN)	L x i (m)	W i ・ L x i (kN ・ m)
X2	32.576	0.910	29.644
X3	10.922	1.820	19.877
X4	9.473	2.730	25.862
X5	10.922	3.640	39.755
X6	32.223	4.550	146.617
計	96.115		261.755

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 261.755 / 96.115 = 2.723 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	W i (kN)	L y i (m)	W i ・ L y i (kN ・ m)
Y3	39.464	1.820	71.825
Y5	27.049	3.640	98.457
Y6	6.597	4.550	30.016

ゾーン1

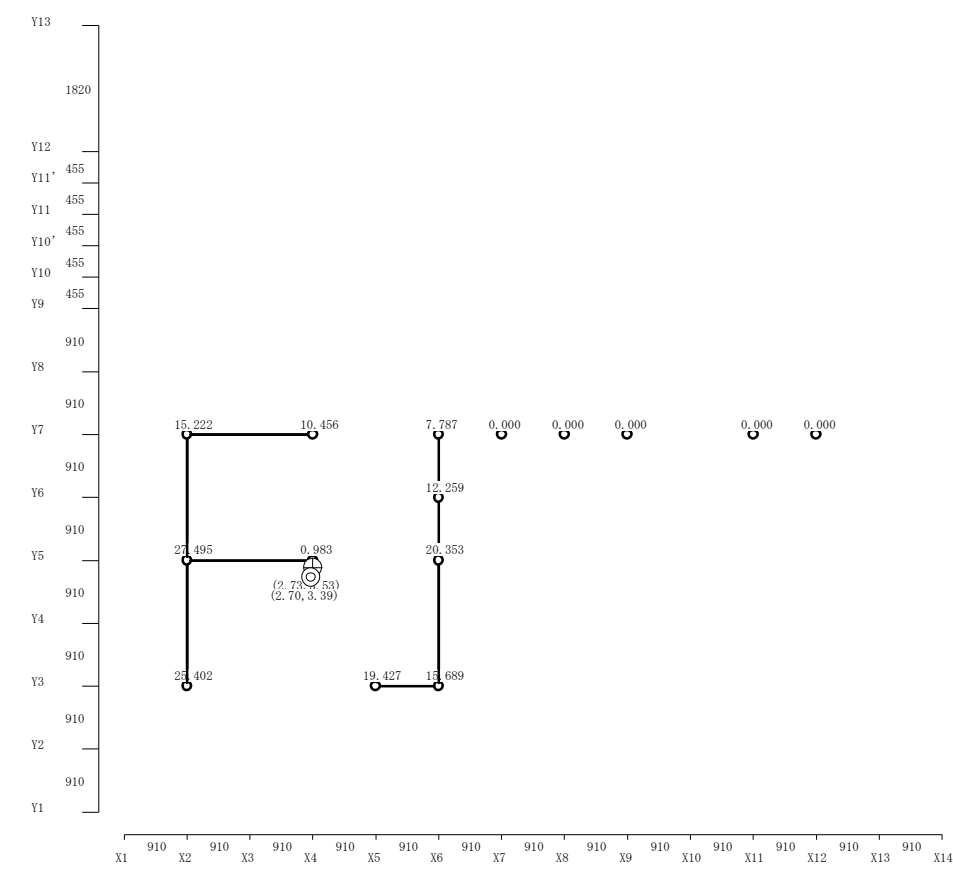
2階 Y方向

通り	W i (kN)	L yi (m)	W i ・ L yi (kN ・ m)
Y7	23.006	5.460	125.612
計	96.115		325.910

$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 325.910 / 96.115 = 3.391 \text{ (m)}$

1 階

○ = 重心 + = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



1階 X方向

通り	W i (kN)	L x i (m)	W i ・ L x i (kN ・ m)
X2	68.119	0.910	61.988
X4	11.439	2.730	31.228
X5	19.427	3.640	70.715
X6	56.088	4.550	255.199
計	155.073		419.130

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 419.130 / 155.073 = 2.703 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	W i (kN)	L y i (m)	W i ・ L y i (kN ・ m)
Y3	60.518	1.820	110.142
Y5	48.831	3.640	177.746
Y6	12.259	4.550	55.778
Y7	33.465	5.460	182.717
計	155.073		526.383

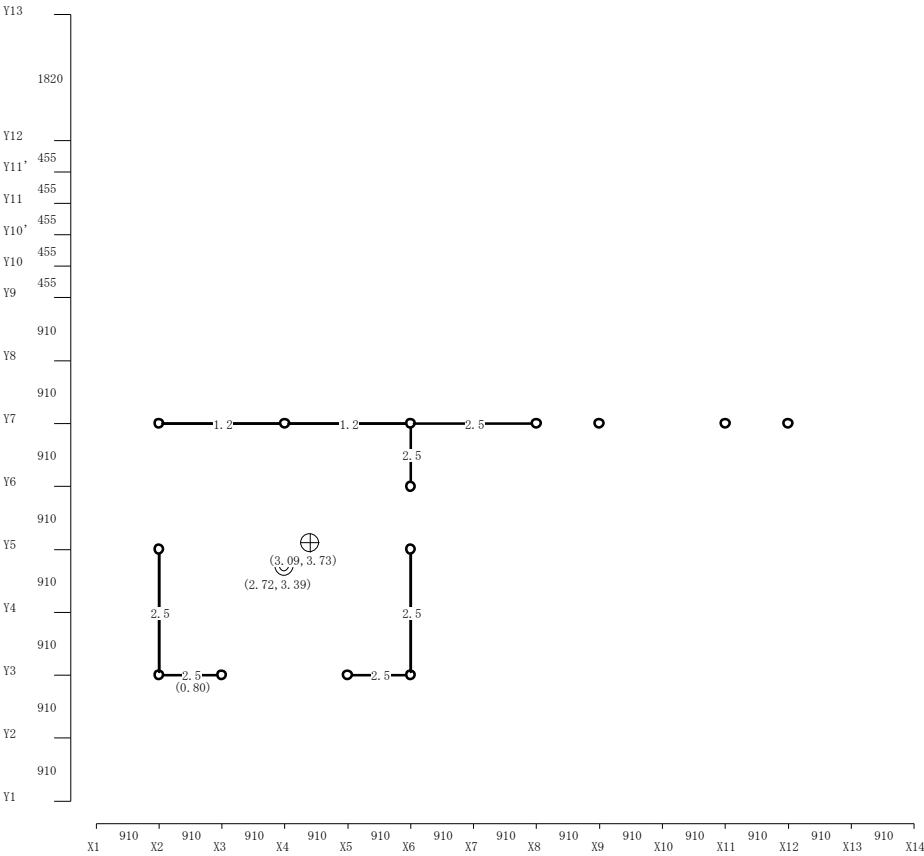
$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 526.383 / 155.073 = 3.394 \text{ (m)}$

ゾーン 1
2.4.2 剛心の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

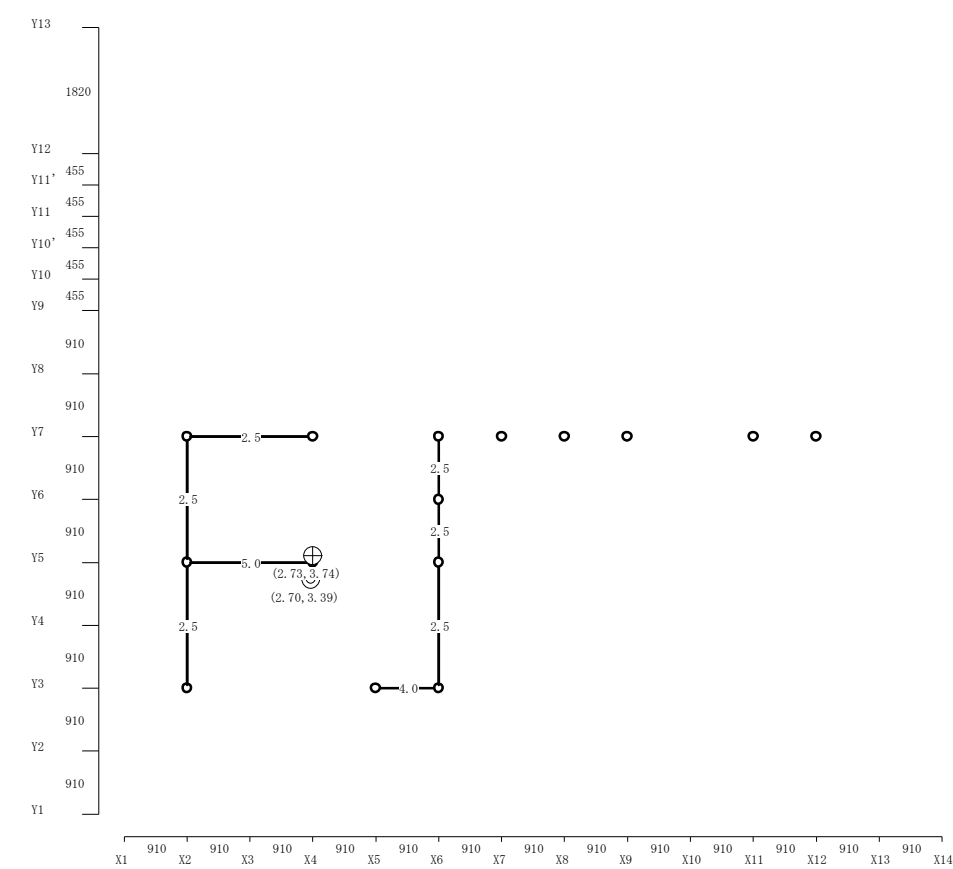
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$

1階 Y方向

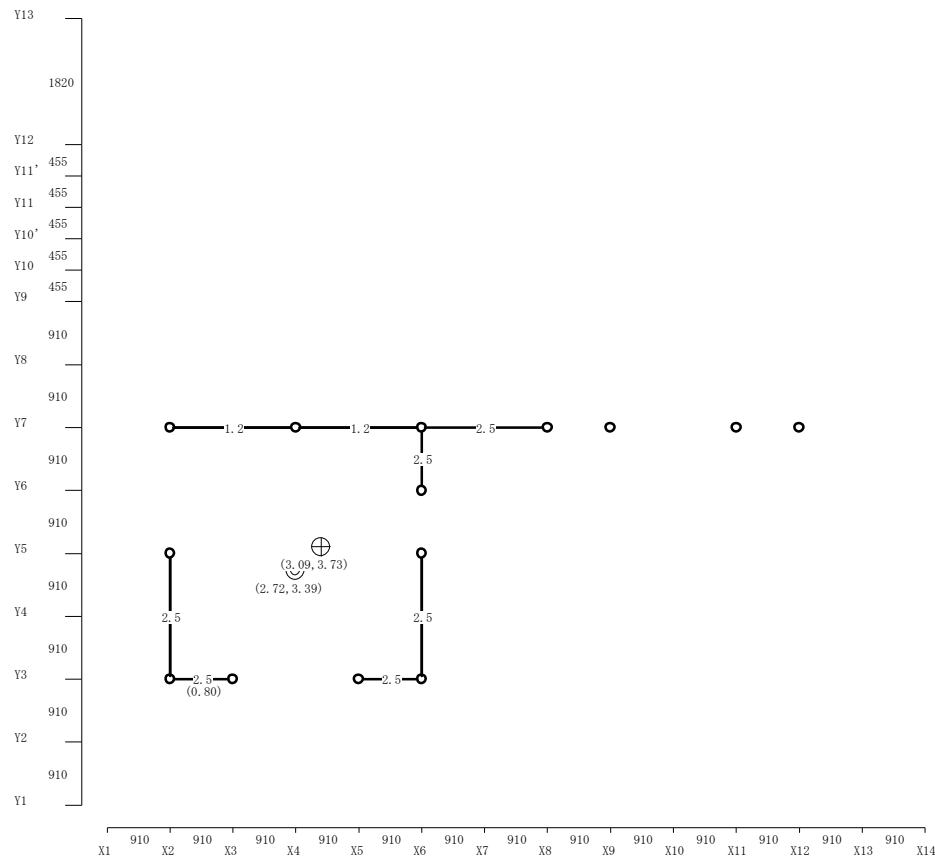
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	17.290		64.592	268.271

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

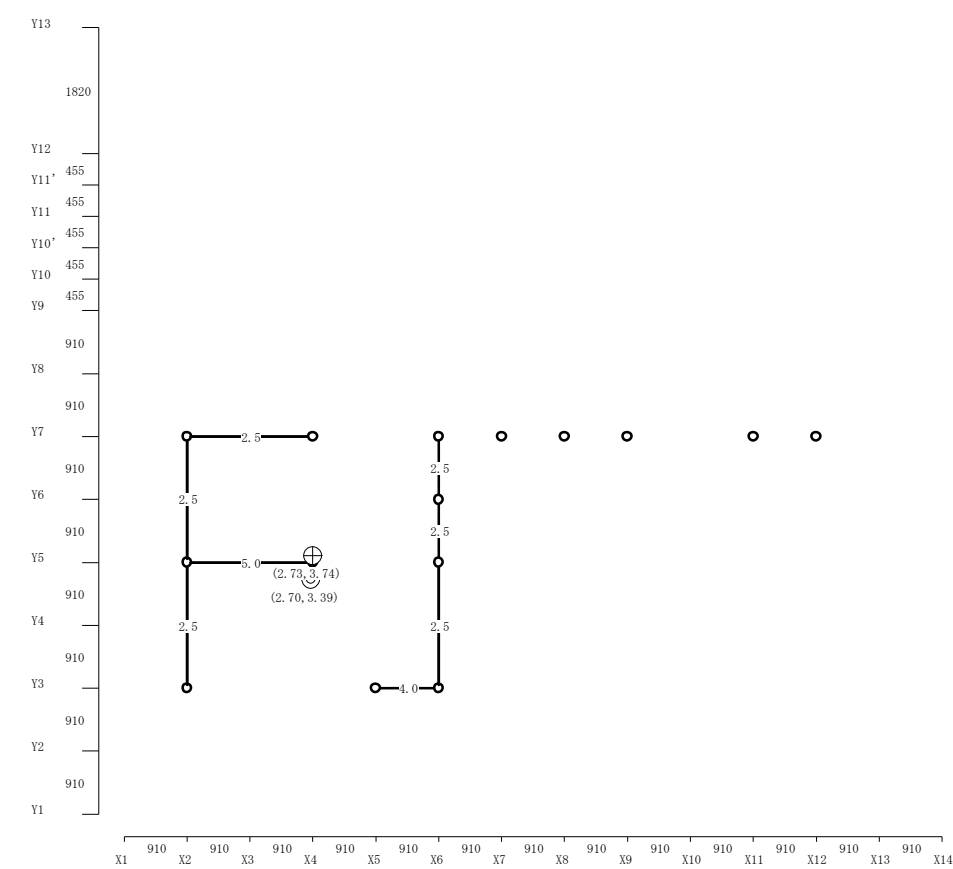
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	17.290		64.592	268.271

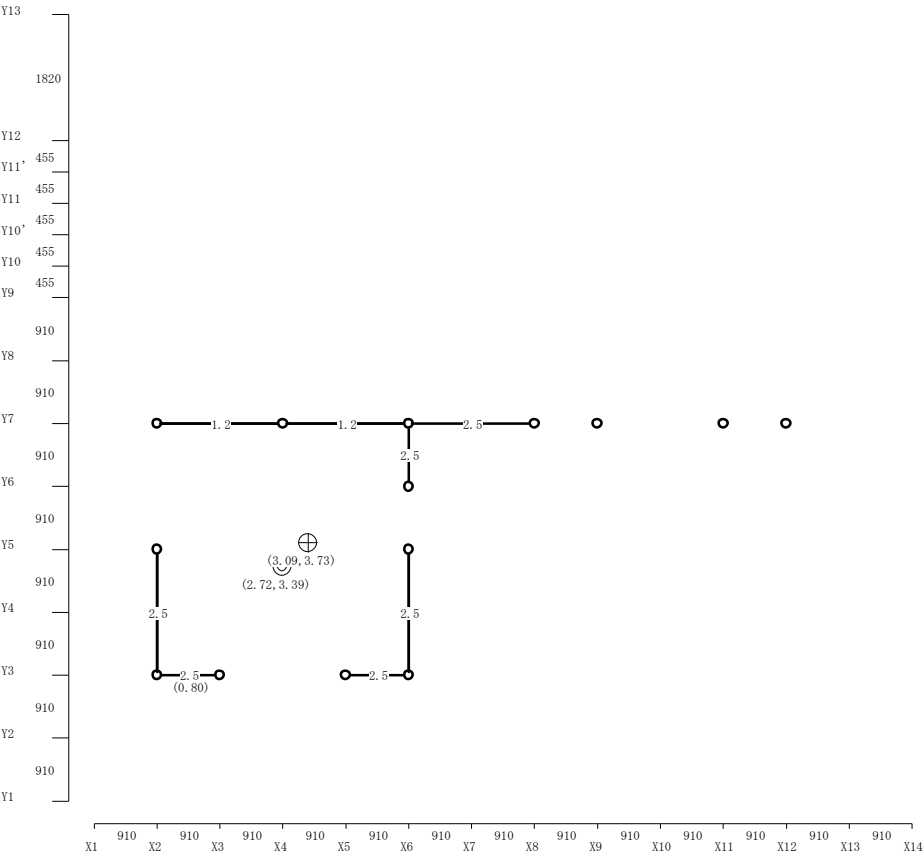
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\sum \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$K_x = \sum (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \sum \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	$\sum \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\sum \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

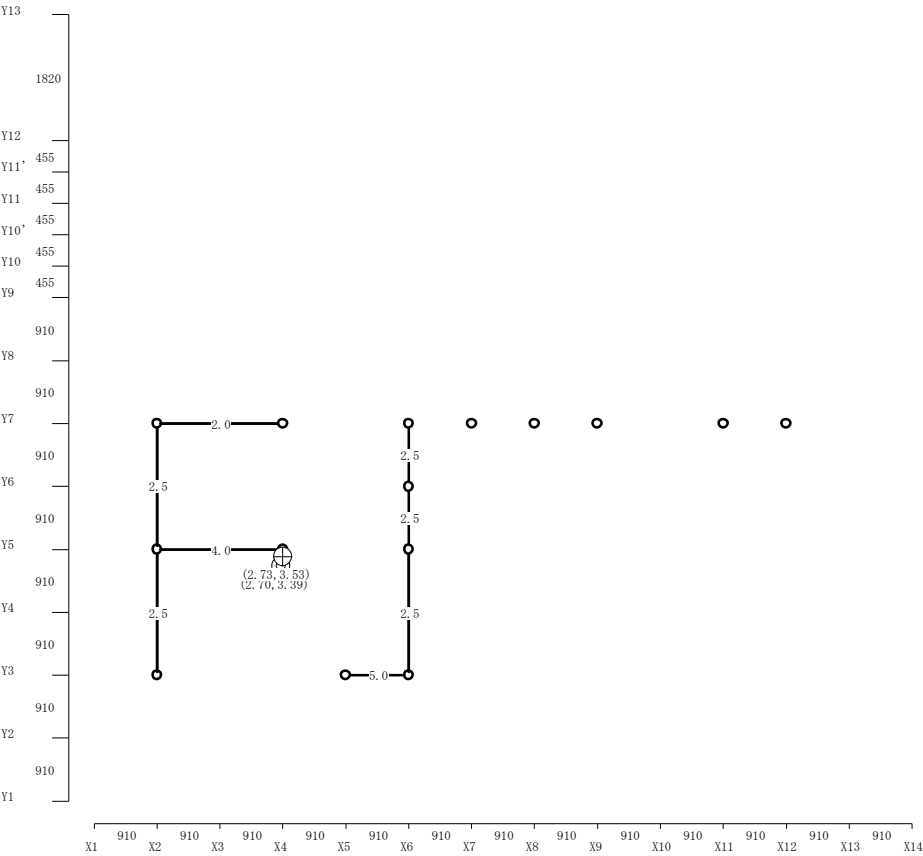
$K_y = \sum (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \sum \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514
計	15.470		54.655	220.043

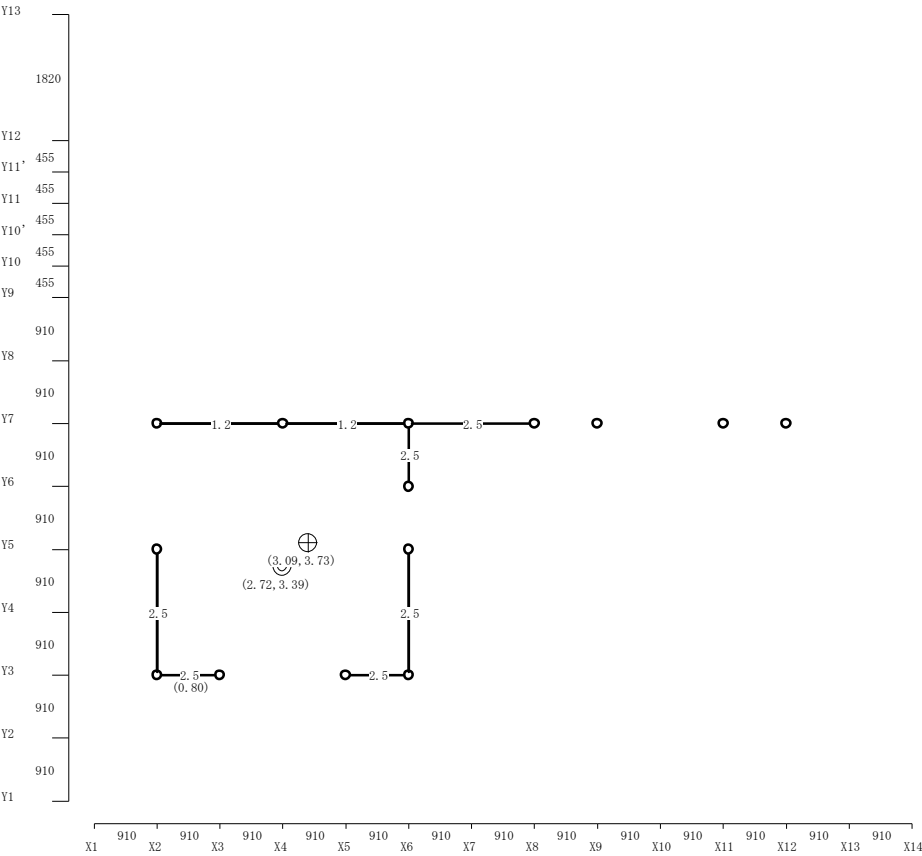
$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 54.655 / 15.470 = 3.533 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 ⊕ = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

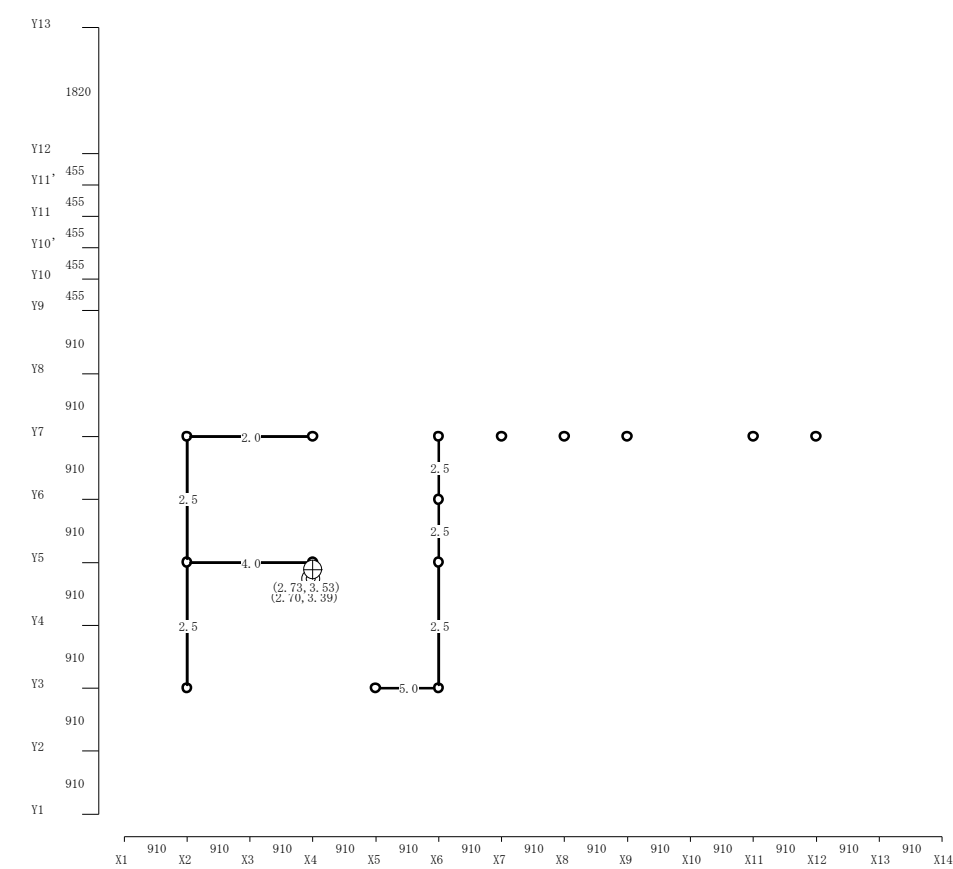
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$

ゾーン 1

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514
計	15.470		54.655	220.043

$K_y = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{li} = 54.655 / 15.470 = 3.533 \text{ (m)}$

ゾーン 1

2.4.3 偏心率の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	3.391	3.734	0.343	64.762	2.736	0.125	OK	1.000
1	3.394	3.736	0.341	87.256	2.246	0.151	OK	1.007

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	2.723	3.094	0.371	64.762	2.386	0.155	OK	1.018
1	2.703	2.730	0.027	87.256	2.190	0.012	OK	1.000

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	3.391	3.734	0.343	64.762	2.736	0.125	OK	1.000
1	3.394	3.736	0.341	87.256	2.246	0.151	OK	1.007

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	2.723	3.094	0.371	64.762	2.386	0.155	OK	1.018
1	2.703	2.730	0.027	87.256	2.190	0.012	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	3.391	3.734	0.343	64.762	2.736	0.125	OK	1.000
1	3.394	3.533	0.139	87.237	2.375	0.058	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	2.723	3.094	0.371	64.762	2.386	0.155	OK	1.018
1	2.703	2.730	0.027	87.237	2.189	0.012	OK	1.000

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	3.391	3.734	0.343	64.762	2.736	0.125	OK	1.000
1	3.394	3.533	0.139	87.237	2.375	0.058	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	2.723	3.094	0.371	64.762	2.386	0.155	OK	1.018
1	2.703	2.730	0.027	87.237	2.189	0.012	OK	1.000

ゾーン 1

2.4.4 ねじれ補正値と鉛直構面の検討

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.088
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.921
計	8.654		32.313	149.238	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.125 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	6.018	6.018	8.044	0.748 (OK)
Y7	1.000	6.672	6.672	8.918	0.748 (OK)
計		12.691	12.691	16.962	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	4.550	0.910	4.141	3.768	1.142
X6	6.825	4.550	31.054	141.295	0.905
計	11.375		35.194	145.062	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	5.076	5.076	8.918	0.569 (OK)
X6	1.000	7.614	7.614	13.377	0.569 (OK)
計		12.691	12.691	22.295	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057	1.130
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571	1.006
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.883
計	17.290		64.592	268.271	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	4.303	4.303	7.134	0.603 (OK)
Y5	1.000	10.758	10.758	17.836	0.603 (OK)
Y7	1.000	5.379	5.379	8.918	0.603 (OK)
計		20.440	20.440	33.888	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	9.100	0.910	8.281	7.536	1.010
X6	9.100	4.550	41.405	188.393	0.990
計	18.200		49.686	195.928	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.012 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
X6	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
計		20.440	20.440	35.672	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.132	2.132	8.044	0.265 (OK)
Y7	1.000	2.364	2.364	8.918	0.265 (OK)
計		4.496	4.496	16.962	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.182	2.182	8.918	0.245 (OK)
X6	1.000	3.273	3.273	13.377	0.245 (OK)
計		5.455	5.455	22.295	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	17.290		64.592	268.271

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.516	2.516	7.134	0.353 (OK)
Y5	1.000	6.291	6.291	17.836	0.353 (OK)
Y7	1.000	3.145	3.145	8.918	0.353 (OK)
計		11.953	11.953	33.888	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
X6	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
計		12.912	12.912	35.672	

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.088
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.921
計	8.654		32.313	149.238	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734$ (m)

ゾーン 1

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.125 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	6.018	6.018	8.044	0.748 (OK)
Y7	1.000	6.672	6.672	8.918	0.748 (OK)
計		12.691	12.691	16.962	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X2	4.550	0.910	4.141	3.768	1.142
X6	6.825	4.550	31.054	141.295	0.905
計	11.375		35.194	145.062	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
X2	1.000	5.076	5.076	8.918	0.569 (OK)
X6	1.000	7.614	7.614	13.377	0.569 (OK)
計		12.691	12.691	22.295	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly_i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$	ねじれ補正係数
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057	1.130
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571	1.006
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.883
計	17.290		64.592	268.271	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	4.303	4.303	7.134	0.603 (OK)
Y5	1.000	10.758	10.758	17.836	0.603 (OK)
Y7	1.000	5.379	5.379	8.918	0.603 (OK)
計		20.440	20.440	33.888	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	9.100	0.910	8.281	7.536	1.010
X6	9.100	4.550	41.405	188.393	0.990
計	18.200		49.686	195.928	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.012 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
X6	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
計		20.440	20.440	35.672	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.132	2.132	8.044	0.265 (OK)
Y7	1.000	2.364	2.364	8.918	0.265 (OK)
計		4.496	4.496	16.962	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.182	2.182	8.918	0.245 (OK)
X6	1.000	3.273	3.273	13.377	0.245 (OK)
計		5.455	5.455	22.295	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	3.640	1.820	6.625	12.057
Y5	9.100	3.640	33.124	120.571
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	17.290		64.592	268.271

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 64.592 / 17.290 = 3.736$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.516	2.516	7.134	0.353 (OK)
Y5	1.000	6.291	6.291	17.836	0.353 (OK)
Y7	1.000	3.145	3.145	8.918	0.353 (OK)
計		11.953	11.953	33.888	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
X6	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
計		12.912	12.912	35.672	

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.088
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.921
計	8.654		32.313	149.238	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734$ (m)

ゾーン 1

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.125 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	6.018	6.018	8.044	0.748 (OK)
Y7	1.000	6.672	6.672	8.918	0.748 (OK)
計		12.691	12.691	16.962	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X2	4.550	0.910	4.141	3.768	1.142
X6	6.825	4.550	31.054	141.295	0.905
計	11.375		35.194	145.062	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
X2	1.000	5.076	5.076	8.918	0.569 (OK)
X6	1.000	7.614	7.614	13.377	0.569 (OK)
計		12.691	12.691	22.295	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly_i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	1.042
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457	0.997
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514	0.953
計	15.470		54.655	220.043	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 54.655 / 15.470 = 3.533 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.058 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	6.012	6.012	8.918	0.674 (OK)
Y5	1.000	9.619	9.619	14.269	0.674 (OK)
Y7	1.000	4.809	4.809	7.134	0.674 (OK)
計		20.440	20.440	30.321	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	9.100	0.910	8.281	7.536	1.010
X6	9.100	4.550	41.405	188.393	0.990
計	18.200		49.686	195.928	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.012 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
X6	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
計		20.440	20.440	35.672	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.132	2.132	8.044	0.265 (OK)
Y7	1.000	2.364	2.364	8.918	0.265 (OK)
計		4.496	4.496	16.962	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.182	2.182	8.918	0.245 (OK)
X6	1.000	3.273	3.273	13.377	0.245 (OK)
計		5.455	5.455	22.295	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514
計	15.470		54.655	220.043

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 54.655 / 15.470 = 3.533$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	3.515	3.515	8.918	0.394 (OK)
Y5	1.000	5.625	5.625	14.269	0.394 (OK)
Y7	1.000	2.812	2.812	7.134	0.394 (OK)
計		11.953	11.953	30.321	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{xi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
X6	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
計		12.912	12.912	35.672	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595	1.088
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643	0.921
計	8.654		32.313	149.238	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_{yi}) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734$ (m)

ゾーン 1

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.125 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	6.018	6.018	8.044	0.748 (OK)
Y7	1.000	6.672	6.672	8.918	0.748 (OK)
計		12.691	12.691	16.962	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X2	4.550	0.910	4.141	3.768	1.142
X6	6.825	4.550	31.054	141.295	0.905
計	11.375		35.194	145.062	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
X2	1.000	5.076	5.076	8.918	0.569 (OK)
X6	1.000	7.614	7.614	13.377	0.569 (OK)
計		12.691	12.691	22.295	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly_i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$	ねじれ補正係数
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071	1.042
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457	0.997
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514	0.953
計	15.470		54.655	220.043	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 54.655 / 15.470 = 3.533 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.058 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤ 1.0)
Y3	1.000	6.012	6.012	8.918	0.674 (OK)
Y5	1.000	9.619	9.619	14.269	0.674 (OK)
Y7	1.000	4.809	4.809	7.134	0.674 (OK)
計		20.440	20.440	30.321	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	9.100	0.910	8.281	7.536	1.010
X6	9.100	4.550	41.405	188.393	0.990
計	18.200		49.686	195.928	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.012 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
X6	1.000	10.220	10.220	17.836	0.573 (OK)
計		20.440	20.440	35.672	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.104	1.820	7.470	13.595
Y7	4.550	5.460	24.843	135.643
計	8.654		32.313	149.238

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 32.313 / 8.654 = 3.734 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y3	1.000	2.132	2.132	8.044	0.265 (OK)
Y7	1.000	2.364	2.364	8.918	0.265 (OK)
計		4.496	4.496	16.962	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	4.550	0.910	4.141	3.768
X6	6.825	4.550	31.054	141.295
計	11.375		35.194	145.062

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 35.194 / 11.375 = 3.094 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.182	2.182	8.918	0.245 (OK)
X6	1.000	3.273	3.273	13.377	0.245 (OK)
計		5.455	5.455	22.295	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y3	4.550	1.820	8.281	15.071
Y5	7.280	3.640	26.499	96.457
Y7	3.640	5.460	19.874	108.514
計	15.470		54.655	220.043

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 54.655 / 15.470 = 3.533$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y3	1.000	3.515	3.515	8.918	0.394 (OK)
Y5	1.000	5.625	5.625	14.269	0.394 (OK)
Y7	1.000	2.812	2.812	7.134	0.394 (OK)
計		11.953	11.953	30.321	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	9.100	0.910	8.281	7.536
X6	9.100	4.550	41.405	188.393
計	18.200		49.686	195.928

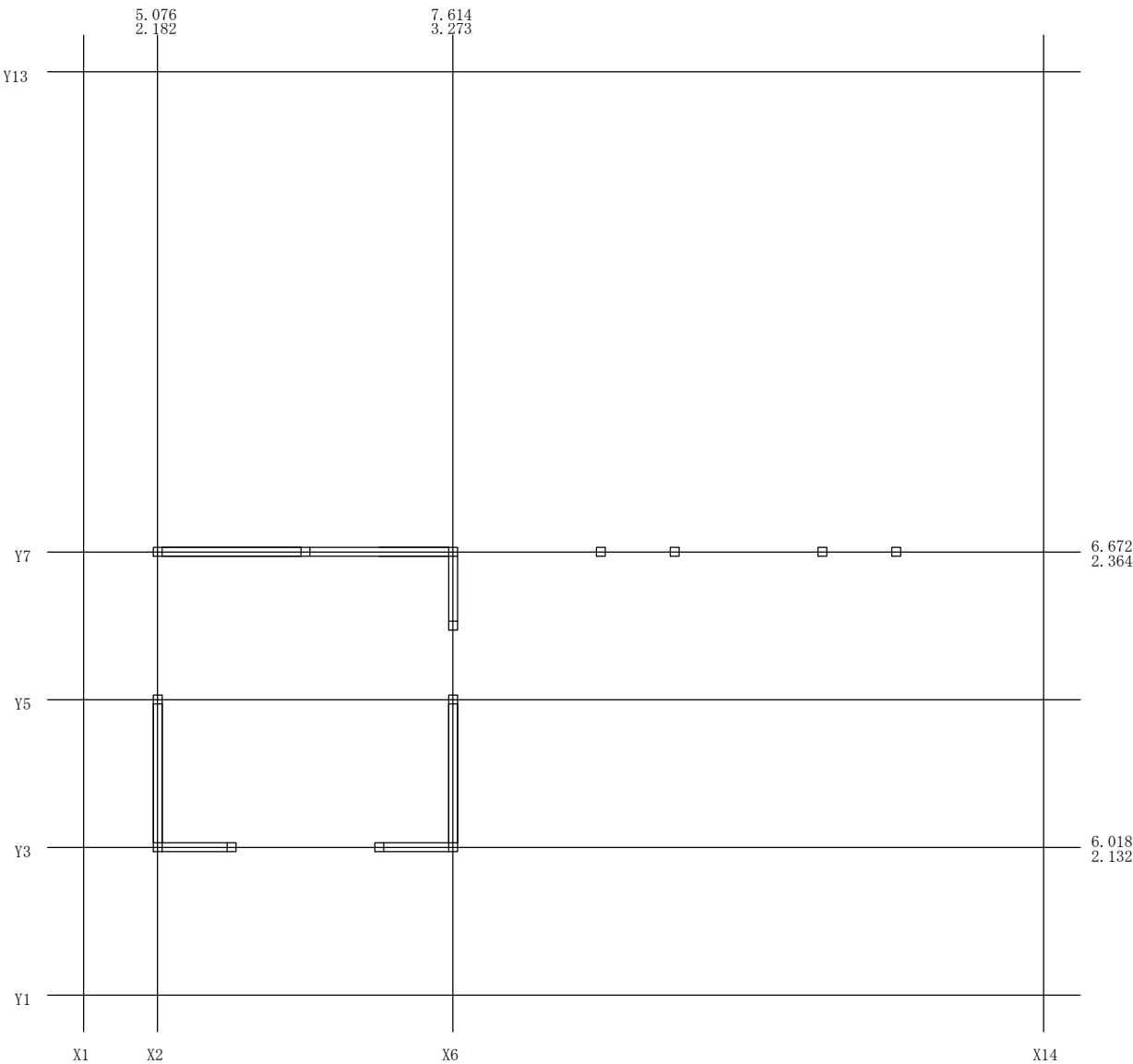
$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 49.686 / 18.200 = 2.730$ (m)
 ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

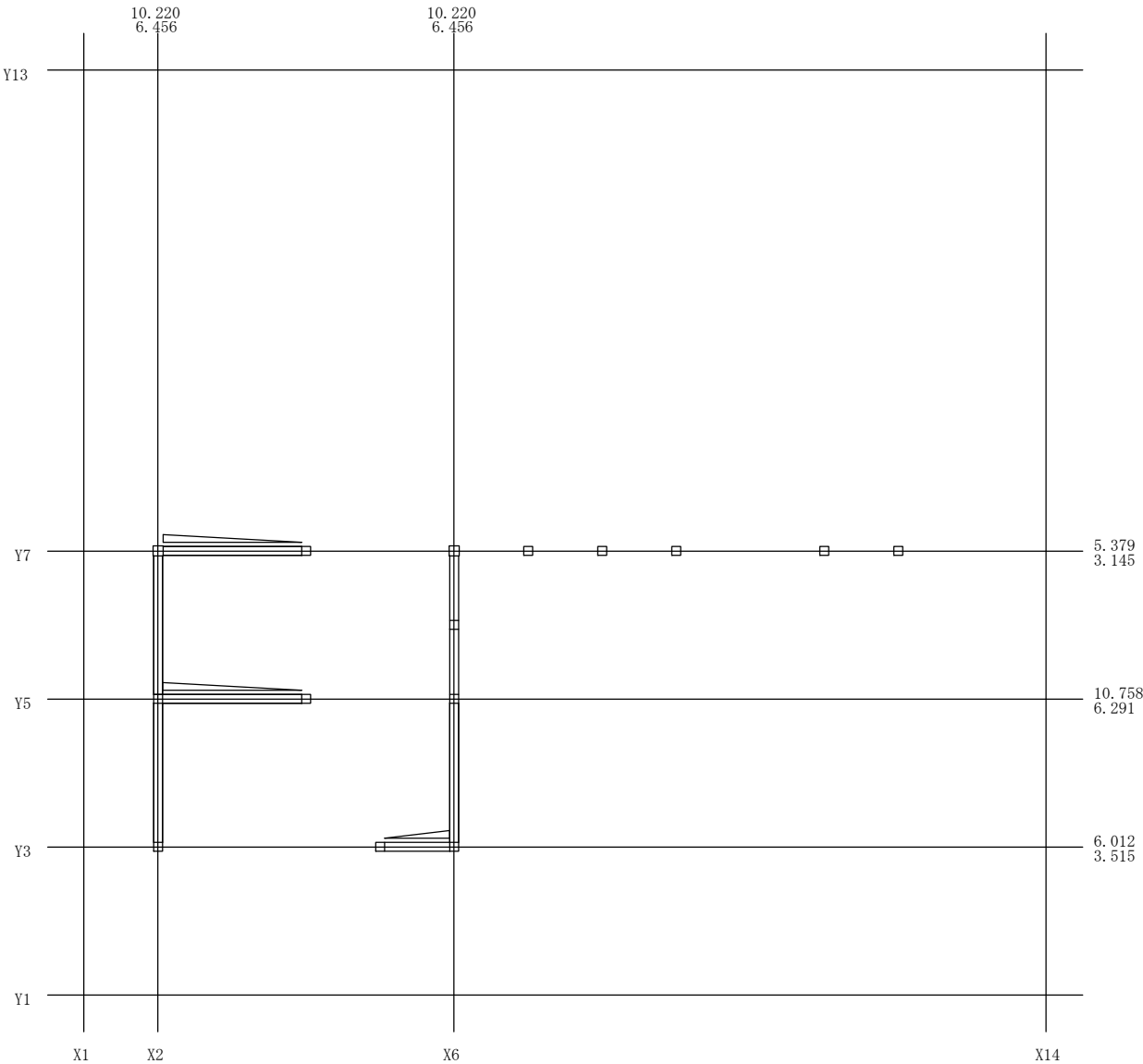
通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
X6	1.000	6.456	6.456	17.836	0.362 (OK)
計		12.912	12.912	35.672	

ゾーン1
2.4.5 鉛直構面の短期荷重時断面応力図

2 階（屋根）

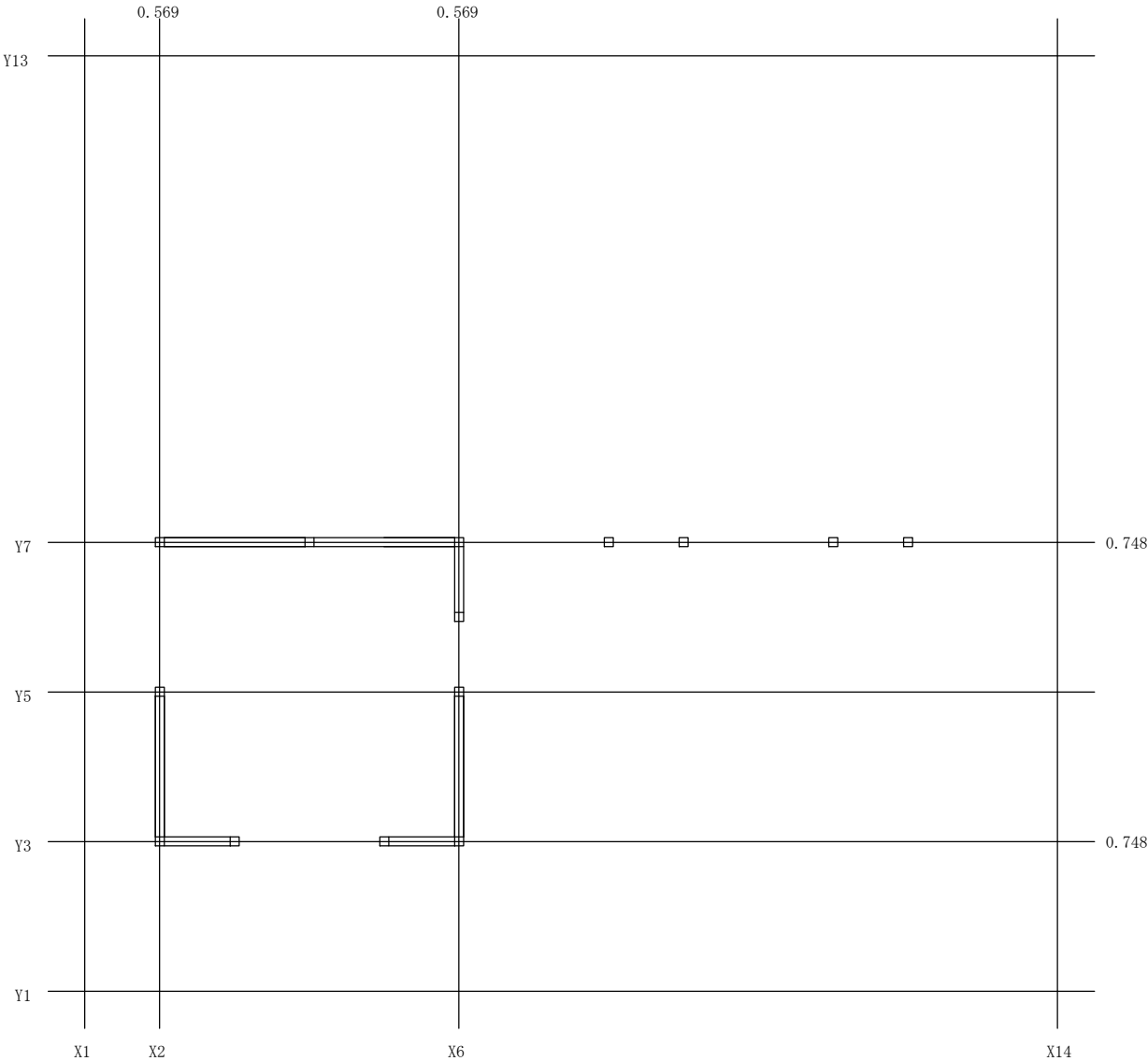
上段：地震力(kN) 下段：風圧力(kN)

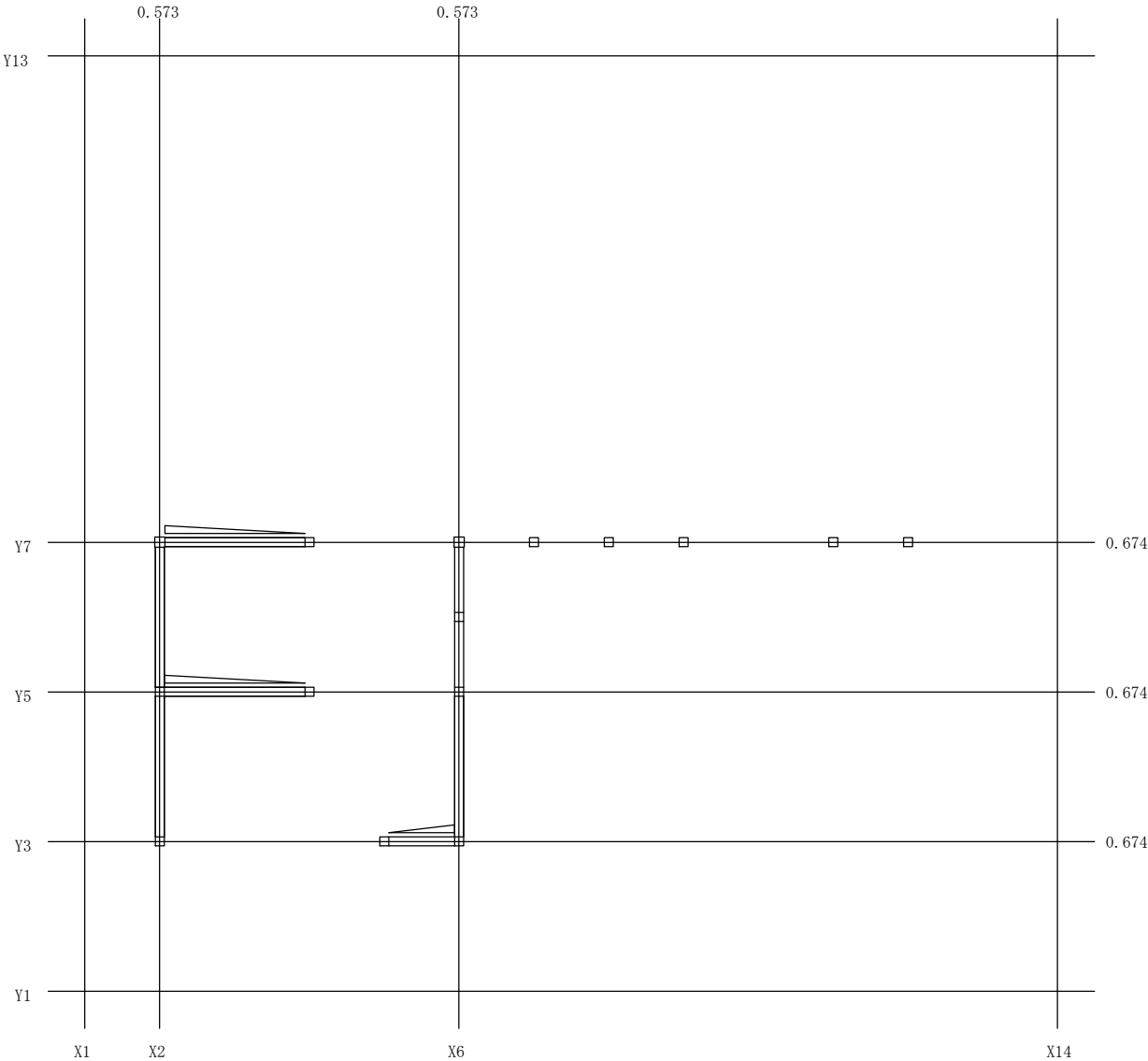




ゾーン1
2.4.6 鉛直構面の短期荷重時断面検定比図

2 階（屋根）

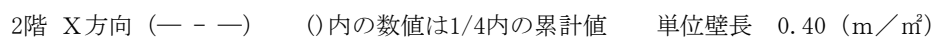




2.5 壁量充足率の検討

2.5.1 存在壁量と壁量充足率（地震力による）

2 階

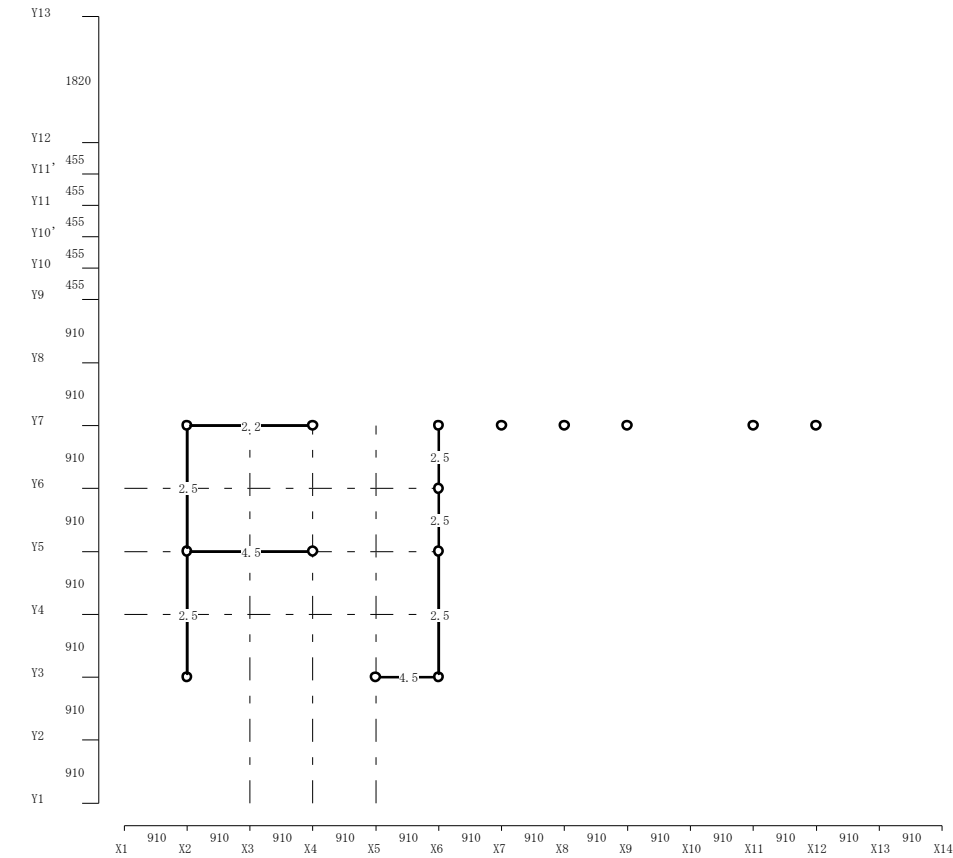


壁量充足率比 $3.42 / 3.42 = 1.00 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

壁量充足率比 $3.42 / 5.13 = 0.67 \geq 0.5$ OK (左、右充足率 ≥ 1.0 のため)

ゾーン 1

1 階



1階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	1.61 = 3.312 × 0.486	4.5 × 0.91	4.10 (4.10)	2.54
上側1/4	1.61 = 3.312 × 0.486	2.2 × 1.82	4.10 (4.10)	2.54

壁量充足率比 2.54 / 2.54 = 1.00 ≥ 0.5 OK (上、下充足率≥1.0のため)

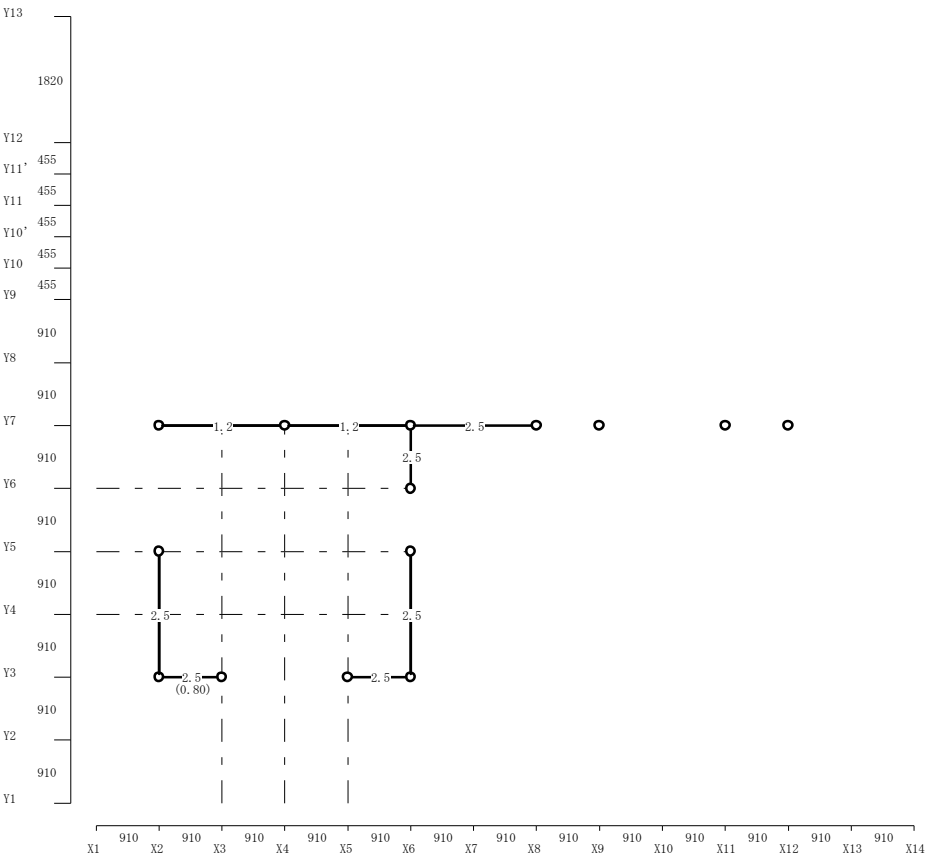
1階 Y方向 (----) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	1.61 = 3.312 × 0.486	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	5.65
右側1/4	1.61 = 3.312 × 0.486	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	5.65

壁量充足率比 5.65 / 5.65 = 1.00 ≥ 0.5 OK (左、右充足率≥1.0のため)

ゾーン1
2.5.2 存在壁量と壁量充足率（風圧力による）

2 階



2階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.22 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	$0.74 = 3.312 \times 0.224$	2.5×1.82	4.55 (4.55)	6.14
上側1/4	$0.74 = 3.312 \times 0.224$	1.2×3.64	4.55 (4.55)	6.14

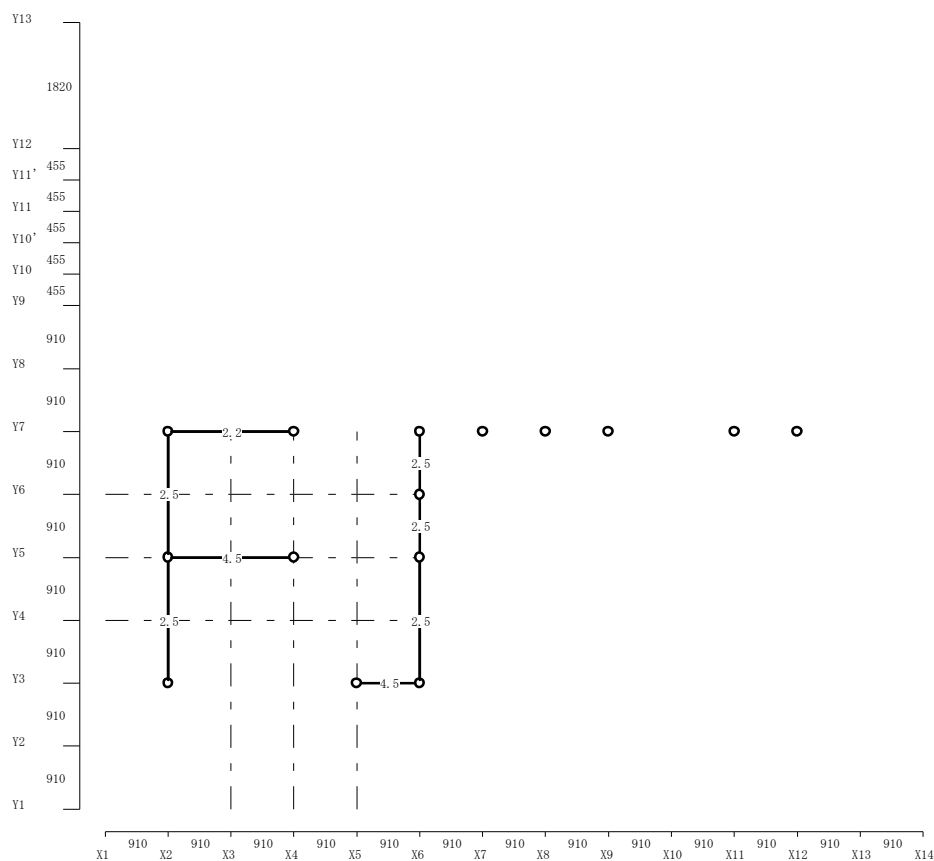
壁量充足率比 $6.14 / 6.14 = 1.00 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

2階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.27 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	$0.90 = 3.312 \times 0.271$	2.5×1.82	4.55 (4.55)	5.06
右側1/4	$0.90 = 3.312 \times 0.271$	2.5×2.73	6.83 (6.83)	7.59

壁量充足率比 $5.06 / 7.59 = 0.67 \geq 0.5$ OK (左、右充足率 ≥ 1.0 のため)

1 階



1階 X方向 (— — —) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.59 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	1.97 = 3.312 $\times$ 0.594	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	2.08
上側1/4	1.97 = 3.312 $\times$ 0.594	2.2 $\times$ 1.82	4.10 (4.10)	2.08

壁量充足率比 $2.08 / 2.08 = 1.00 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

1階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.64 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	2.13 = 3.312 × 0.642	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	4.28
右側1/4	2.13 = 3.312 × 0.642	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	4.28

壁量充足率比 $4.28 / 4.28 = 1.00 \geq 0.5$ OK (左、右充足率 ≥ 1.0 のため)

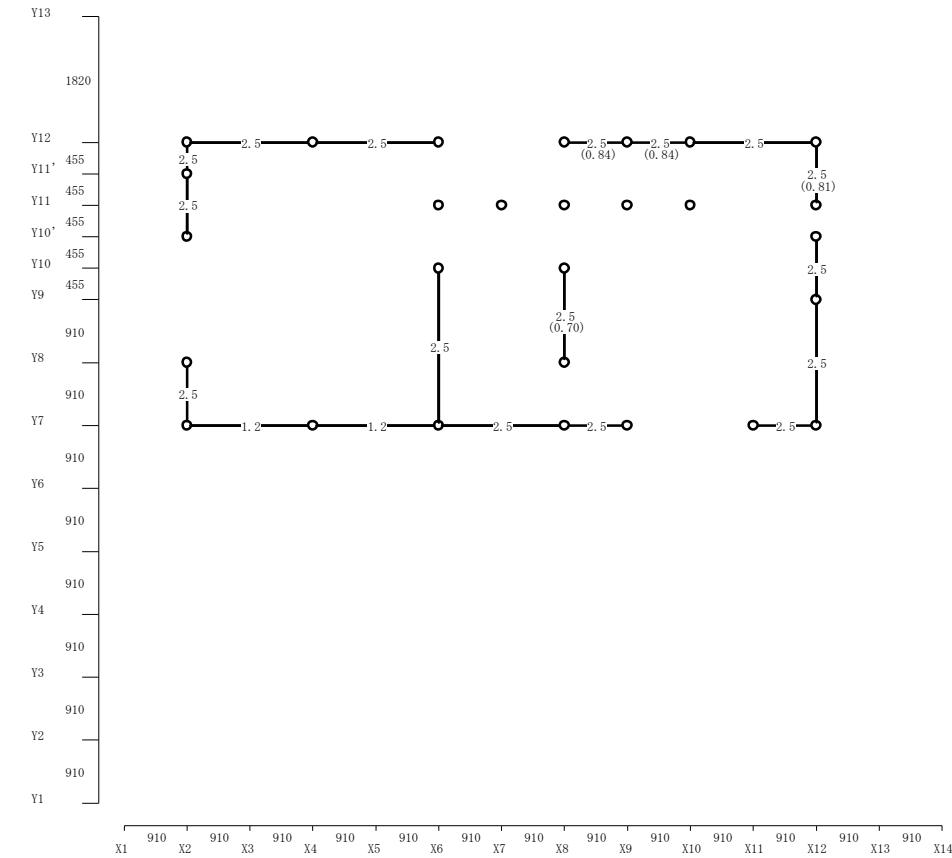
ゾーン?

2. 耐力壁の設計

2.1 耐力壁の配置と有効壁長L dと許容耐力P iの算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y7	1.2 $\times$ 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (13.65)	17836 (26754)
Y12	2.5 $\times$ 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		31.85 (31.13)	62426 (61017)

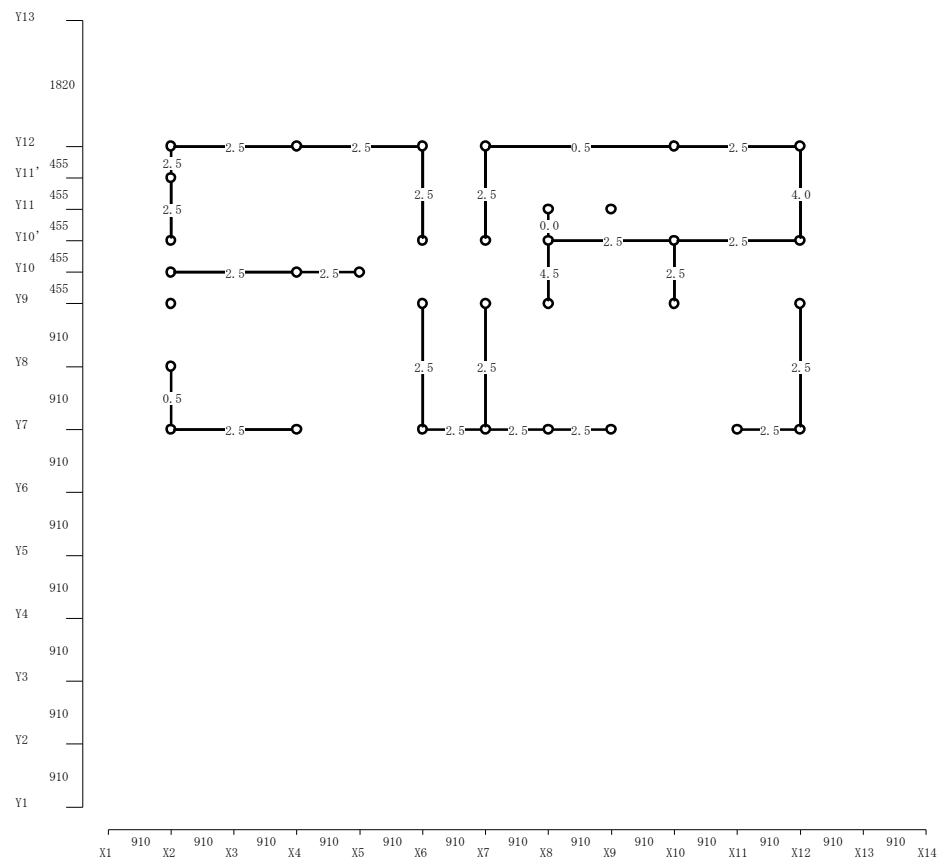
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X6	2.5 $\times$ 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X8	2.5 $\times$ 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		23.89 (22.44)	46820 (43988)

ゾーン 2

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	2.5 × 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y10	2.5 × 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 × 2.73 2.5 × 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		44.59 (44.59)	87396 (87396)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	0.5 × 0.91 2.5 × 1.37	0.46 (0.46) 3.41 (3.87)	892 (892) 6689 (7580)
X6	2.5 × 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X7	2.5 × 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X8	4.5 × 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 × 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)

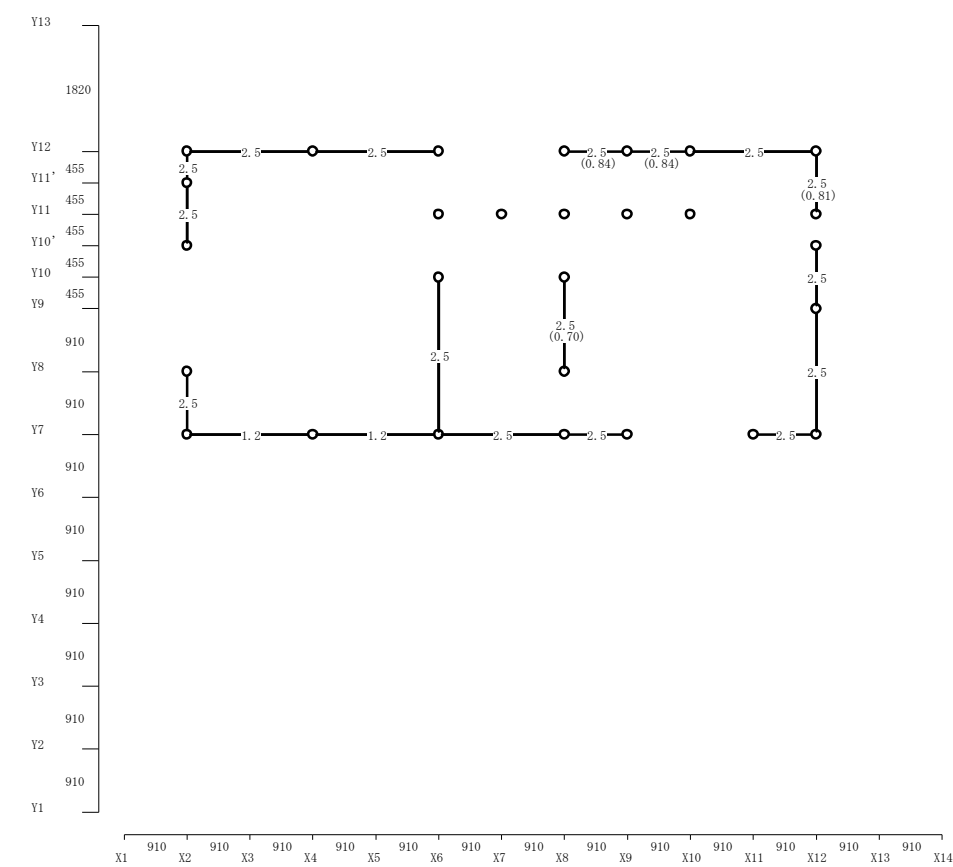
ゾーン2

通り	α ili			L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X12	2.5	$\times$	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	4.0	$\times$	1.37	5.46 (10.01)	10702 (19620)
計				36.17 (36.17)	70898 (70898)

ゾーン 2

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	1.2 × 3.64 2.5 × 3.64	4.55 (4.55) 9.10 (13.65)	8918 (8918) 17836 (26754)
Y12	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		31.85 (31.13)	62426 (61017)

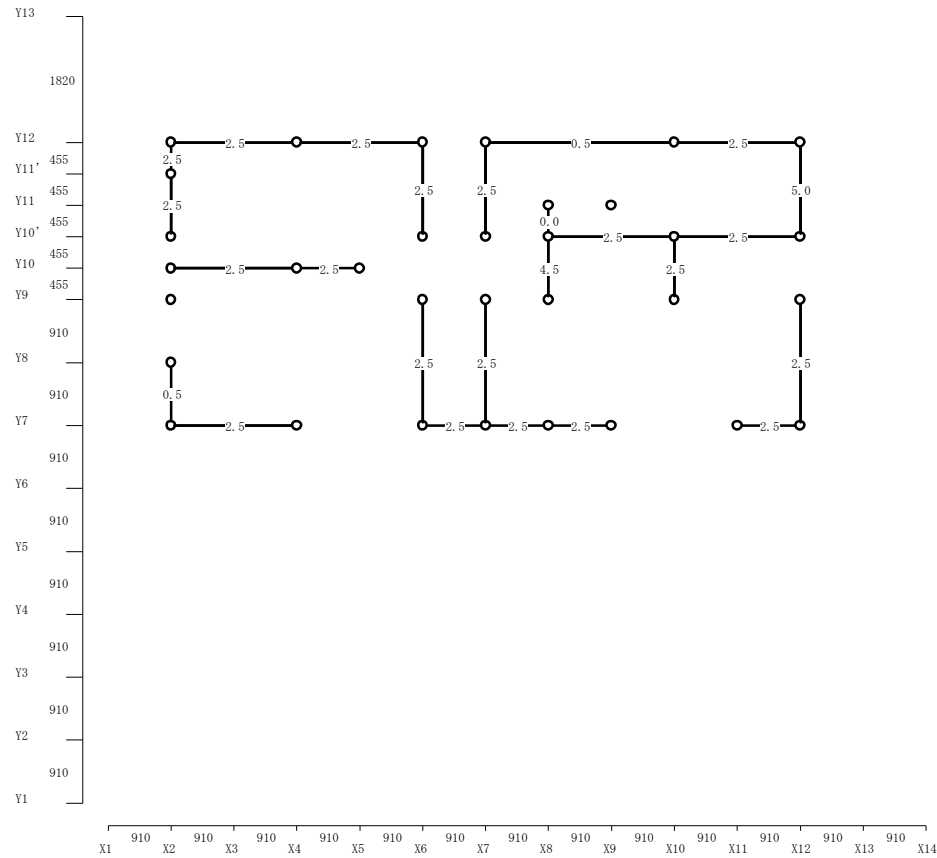
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X6	2.5 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X8	2.5 × 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		23.89 (22.44)	46820 (43988)

ゾーン 2

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y7	2.5 $\times$ 5.46	13.65 (13.65)	26754 (26754)
Y10	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 $\times$ 2.73 2.5 $\times$ 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	2675 (2675) 26754 (29429)
計		44.59 (44.59)	87396 (87396)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	0.5 $\times$ 0.91 2.5 $\times$ 1.37	0.46 (0.46) 3.41 (3.87)	892 (892) 6689 (7580)
X6	2.5 $\times$ 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X7	2.5 $\times$ 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)

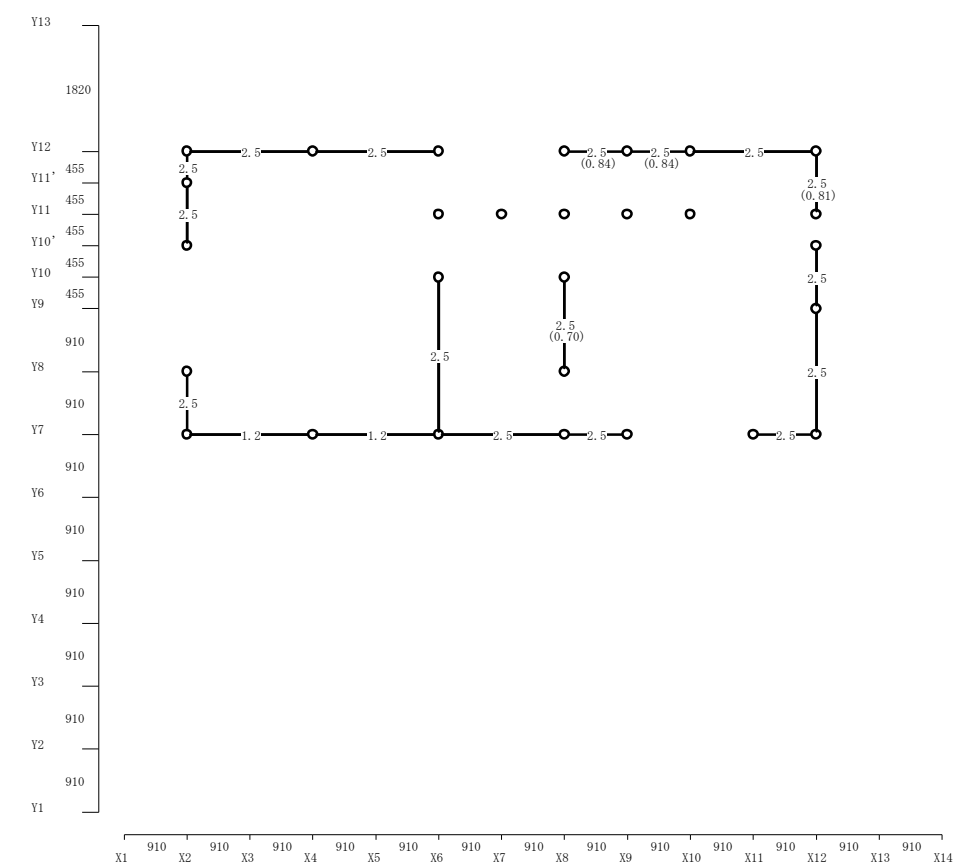
ゾーン2

通り	α ili			L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)		
X12	2.5	$\times$	1.82	4.55 (4.55)	8918	(	8918)
	5.0	$\times$	1.37	6.83 (11.38)	13377	(	22295)
計				37.54 (37.54)	73574	(	73574)

ゾーン 2

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
Y7	1.2 × 3.64	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	2.5 × 3.64	9.10 (13.65)	17836 (26754)
Y12	2.5 × 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		31.85 (31.13)	62426 (61017)

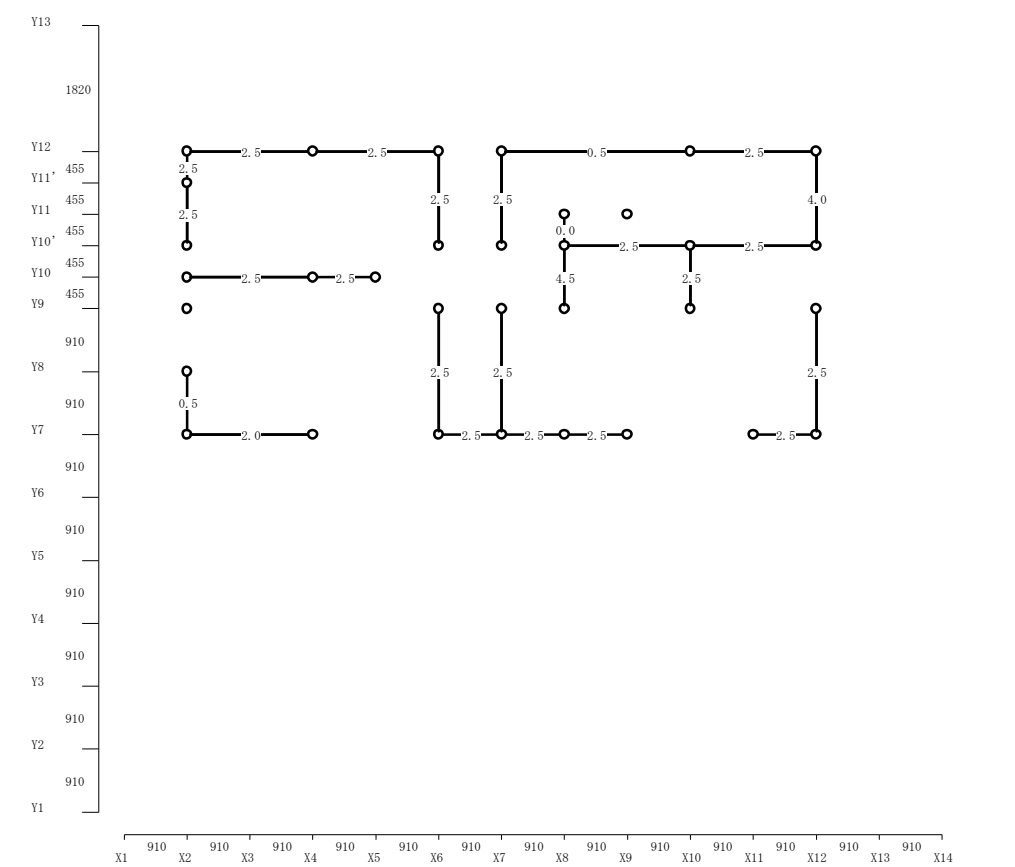
2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili	L d ($\Sigma \alpha ili$)	P i ($\alpha ili \times 1960$)
X2	2.5 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X6	2.5 × 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X8	2.5 × 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 × 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		23.89 (22.44)	46820 (43988)

ゾーン 2

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			L d ($\Sigma \alpha ili$)		P i ($\alpha ili \times 1960$)	
Y7	2.0	×	1.82	3.64	(3.64)	7134	(7134)
	2.5	×	3.64	9.10	(12.74)	17836	(24970)
Y10	2.5	×	2.73	6.83	(6.83)	13377	(13377)
Y10'	2.5	×	3.64	9.10	(9.10)	17836	(17836)
Y12	0.5	×	2.73	1.37	(1.37)	2675	(2675)
	2.5	×	5.46	13.65	(15.02)	26754	(29429)
計				43.68	(43.68)	85613	(85613)

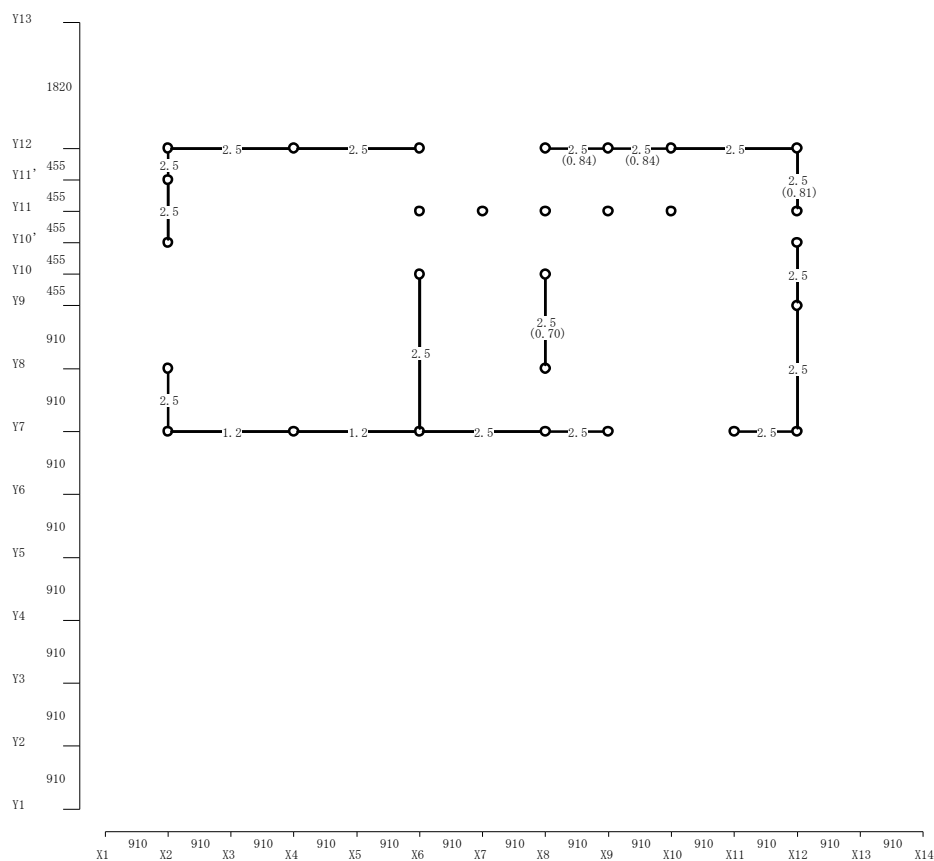
1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	αili			L d ($\Sigma \alpha ili$)		P i ($\alpha ili \times 1960$)	
X2	0.5	×	0.91	0.46	(0.46)	892	(892)
	2.5	×	1.37	3.41	(3.87)	6689	(7580)
X6	2.5	×	3.18	7.96	(7.96)	15606	(15606)
X7	2.5	×	3.18	7.96	(7.96)	15606	(15606)
X8	4.5	×	0.91	4.10	(4.10)	8026	(8026)
X10	2.5	×	0.91	2.28	(2.28)	4459	(4459)

ゾーン2

通り	α ili			L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X12	2.5	$\times$	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	4.0	$\times$	1.37	5.46 (10.01)	10702 (19620)
計				36.17 (36.17)	70898 (70898)

2 階



2階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

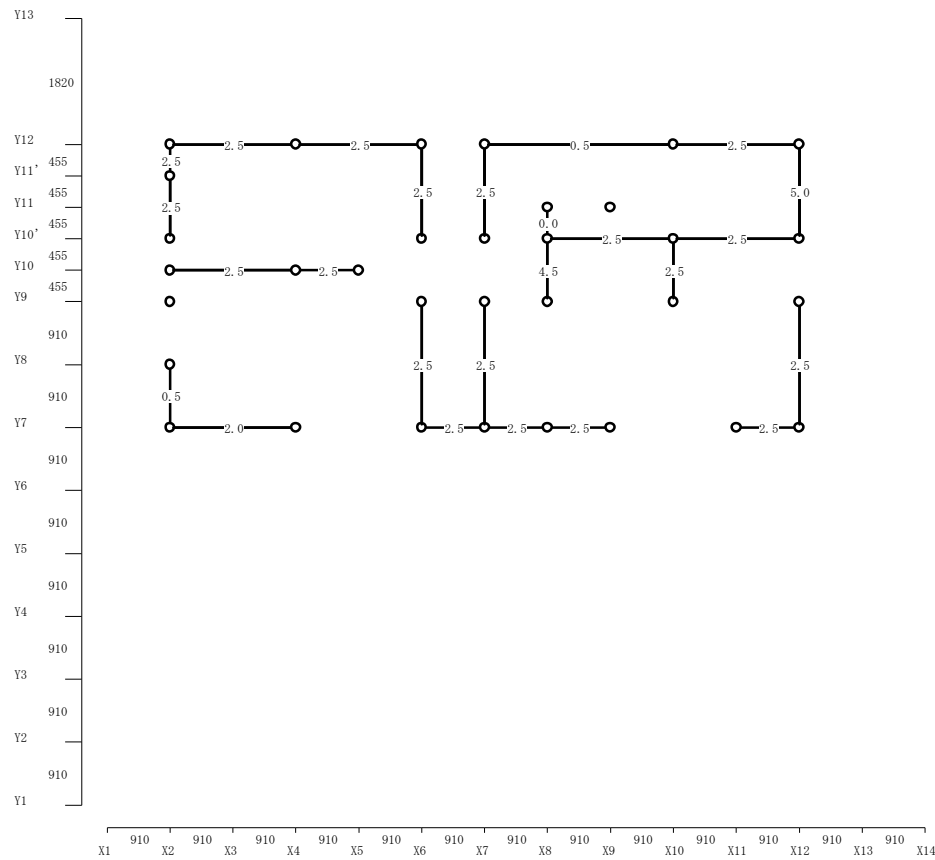
通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times 1960$)
Y7	1.2 $\times$ 3.64 2.5 $\times$ 3.64	4.55 (4.55) 9.10 (13.65)	8918 (8918) 17836 (26754)
Y12	2.5 $\times$ 7.28	18.20 (18.20)	35672 (35672)
計		31.85 (31.13)	62426 (61017)

2階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	2.5 $\times$ 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X6	2.5 $\times$ 2.28	5.69 (5.69)	11148 (11148)
X8	2.5 $\times$ 1.37	3.41 (3.41)	6689 (6689)
X12	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
計		23.89 (22.44)	46820 (43988)

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



1階 X方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
Y7	2.0 $\times$ 1.82	3.64 (3.64)	7134 (7134)
	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (12.74)	17836 (24970)
Y10	2.5 $\times$ 2.73	6.83 (6.83)	13377 (13377)
Y10'	2.5 $\times$ 3.64	9.10 (9.10)	17836 (17836)
Y12	0.5 $\times$ 2.73	1.37 (1.37)	2675 (2675)
	2.5 $\times$ 5.46	13.65 (15.02)	26754 (29429)
計		43.68 (43.68)	85613 (85613)

1階 Y方向 ()内の数値は通り内の累計値、計の()内の数値は剛性低減を考慮時の数値

通り	α ili	L d ($\Sigma \alpha$ ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X2	0.5 $\times$ 0.91	0.46 (0.46)	892 (892)
	2.5 $\times$ 1.37	3.41 (3.87)	6689 (7580)
X6	2.5 $\times$ 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X7	2.5 $\times$ 3.18	7.96 (7.96)	15606 (15606)
X8	4.5 $\times$ 0.91	4.10 (4.10)	8026 (8026)
X10	2.5 $\times$ 0.91	2.28 (2.28)	4459 (4459)

ゾーン2

通り	α ili			L d (Σ α ili)	P i (α ili $\times$ 1960)
X12	2.5	$\times$	1.82	4.55 (4.55)	8918 (8918)
	5.0	$\times$	1.37	6.83 (11.38)	13377 (22295)
計				37.54 (37.54)	73574 (73574)

ゾーン2

2.2 令46条に定める壁量の算定

2.2.1 地震力に対する必要壁長の表
軽い屋根として設計

階	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡)	必要壁長 (m)
2	37.26	0.40	14.98
1	37.26	0.49	18.11

2.2.2 風圧力に対するLnの表
X方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	5.73	5.73	2.87	37.26	0.08
1	11.06	16.79	8.39	37.26	0.23

Y方向の壁長

階	各階見付面積 Aw (㎡)	ΣAw (㎡)	必要壁長(m) ΣAw × 0.50	床面積 (㎡)	単位壁長 (m/㎡) (風圧時)
2	12.74	12.74	6.37	37.26	0.17
1	24.57	37.31	18.66	37.26	0.50

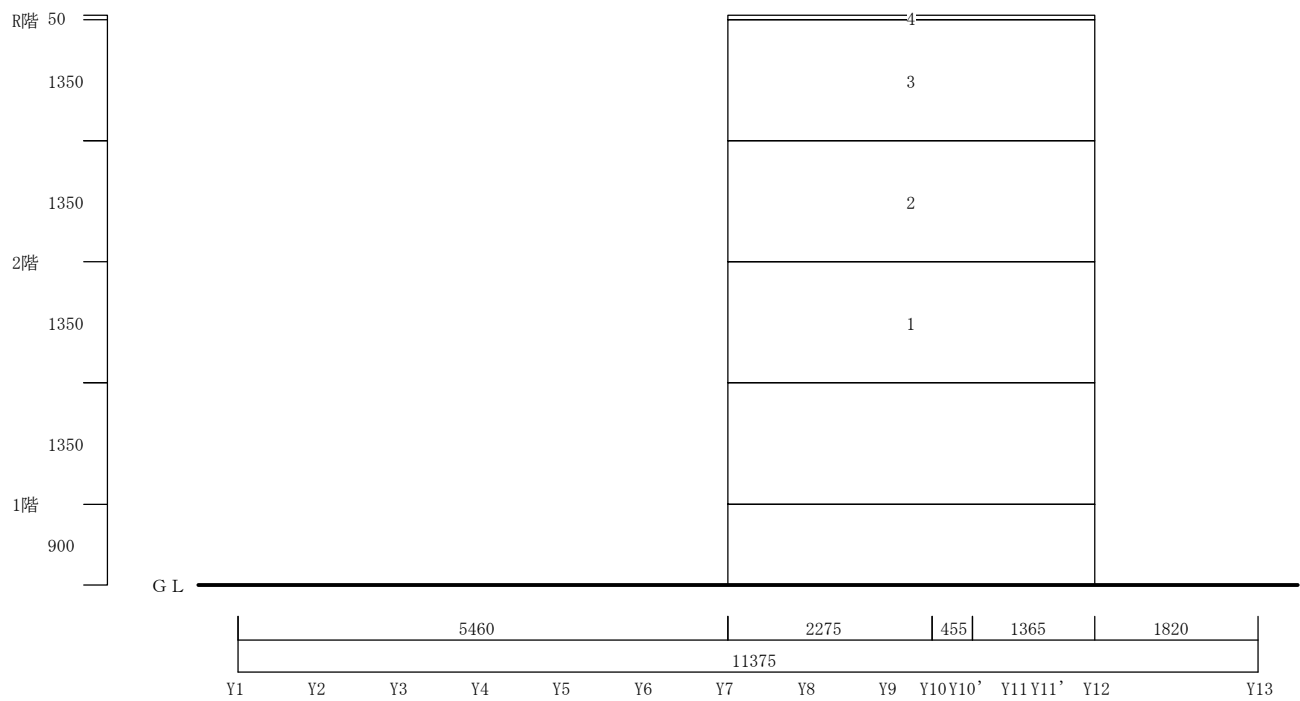
2.2.3 Ld / Ln の比率の表 (存在壁量/必要壁量)

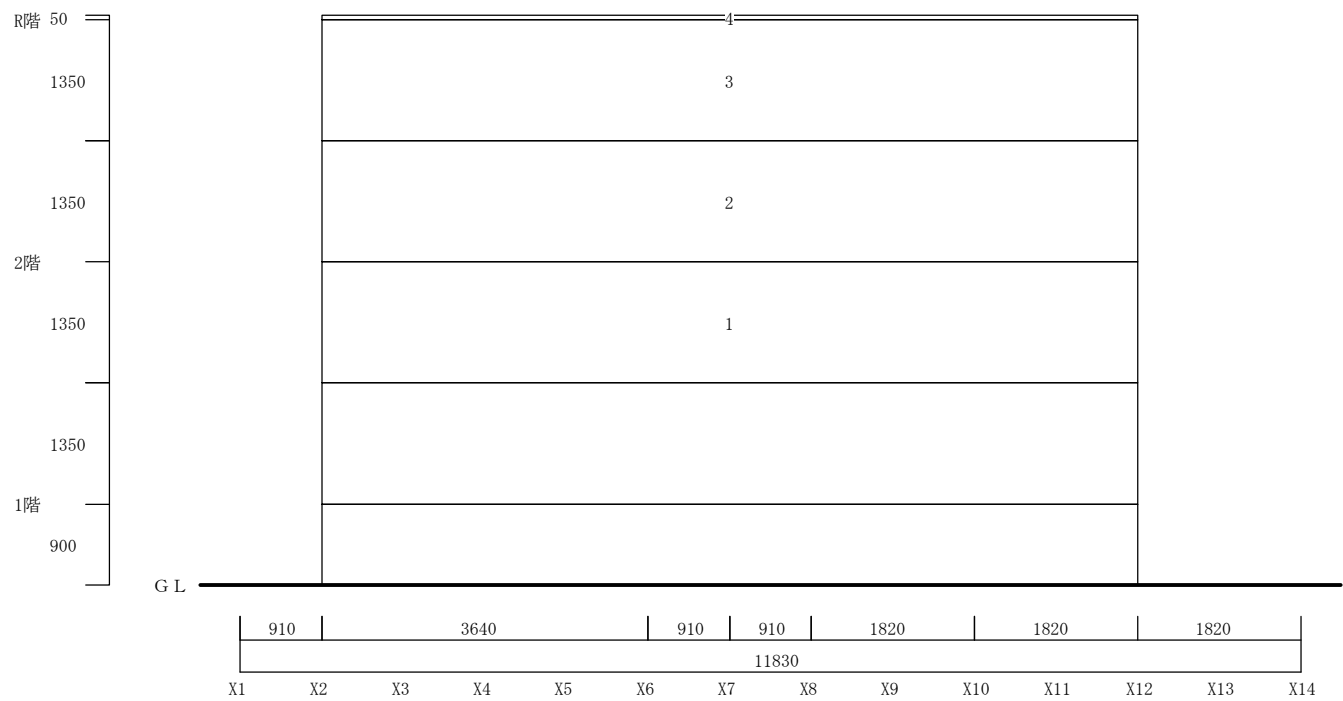
階		風 力 に 対 し て				地 震 力 に 対 し て			
		X 方向		Y 方向		X 方向		Y 方向	
		壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln	壁長(m)	Ld/Ln
2	Ld	31.85	11.11	23.89	3.75	31.85	2.13	23.89	1.59
	Ln	2.87		6.37		14.98		14.98	
1	Ld	44.13	5.26	36.85	1.98	44.13	2.44	36.85	2.04
	Ln	8.39		18.66		18.11		18.11	

※各階各方向の存在壁量(Ld)の集計は、壁倍率5.0を超える壁は令46条の規定により5.0として計算

ゾーン?
2.2.4 見付面積（鉛直投影面積）略図

X方向見付面積図





ゾーン2
見付面積計算表

■ X方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	4.095×1.350	5.52825
2	4.095×1.350	5.52825
3	4.095×1.350	5.52825
4	4.095×0.050	0.20475

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4	0.20475	0.20475
2階上	3	5.52825	5.73300
2階下	2	5.52825	11.26125
1階上	1	5.52825	16.78950

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	0.20475	0.20475
2階上	5.52825	5.73300
2階下	5.52825	11.26125
1階上	5.52825	16.78950

■ Y方向

区画	計算式	面積 (㎡)
1	9.100×1.350	12.28500
2	9.100×1.350	12.28500
3	9.100×1.350	12.28500
4	9.100×0.050	0.45500

階	計算式	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	4	0.45500	0.45500
2階上	3	12.28500	12.74000
2階下	2	12.28500	25.02500
1階上	1	12.28500	37.31000

計算に用いる見付面積

階	各階見付面積 (㎡)	累加見付面積 (㎡)
屋根	0.45500	0.45500
2階上	12.28500	12.74000
2階下	12.28500	25.02500
1階上	12.28500	37.31000

ゾーン2

2.3 水平力に対する耐力壁の算定

建物重量の算定

多雪地域

単位重量 地震用設計荷重+積雪設計荷重×積雪地震時低減率 (0.35)
() 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪長期時低減率 (0.70)
< > 柱・梁設計荷重+積雪設計荷重×積雪短期組み合わせ長期低減率 (0.35)

階	項 目	単位重量	面積または長さ	W0 (kN)	Wi (kN)	Σ Wi (kN)
2	屋根	1930 (3400) <1930>	45.54	87.90 (154.84) < 87.90>		
	外壁 2階	990	22.75 × 1.35	30.41		
	内壁 2階	400	12.74 × 1.35	6.88		
					125.18 (192.35) < 125.41>	125.18 (192.35) < 125.41>
1	外壁 2階	990	22.75 × 1.35	30.41		
	内壁 2階	400	12.74 × 1.35	6.88		
	床	1250 (1950)	37.26	46.58 (72.67)		
	外壁 1階	990	22.75 × 1.35	30.41		
	内壁 1階	400	19.11 × 1.35	10.32		
					124.59 (150.68)	249.77 (343.03)
F	外壁 1階	990	22.75 × 1.35	30.41		
	内壁 1階	400	19.11 × 1.35	10.32		
					40.72 (40.72)	290.50 (383.75)

ゾーン?
2.3.1 地震力の算定 C i下の()内の数値は各階のC' i
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	125. 18	125. 18	0. 501	1. 220	0. 244 (0. 244)	30. 55	X	61. 02	0. 500	OK
							Y	43. 99	0. 694	OK
1	124. 59	249. 77	1. 000	1. 000	0. 200 (0. 156)	49. 95	X	87. 40	0. 571	OK
							Y	70. 90	0. 704	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	125. 18	125. 18	0. 501	1. 220	0. 244 (0. 244)	30. 55	X	61. 02	0. 500	OK
							Y	43. 99	0. 694	OK
1	124. 59	249. 77	1. 000	1. 000	0. 200 (0. 156)	49. 95	X	87. 40	0. 571	OK
							Y	73. 57	0. 678	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	125. 18	125. 18	0. 501	1. 220	0. 244 (0. 244)	30. 55	X	61. 02	0. 500	OK
							Y	43. 99	0. 694	OK
1	124. 59	249. 77	1. 000	1. 000	0. 200 (0. 156)	49. 95	X	85. 61	0. 583	OK
							Y	70. 90	0. 704	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	α i	A i	C i	Σ eQi (kN)	Σ Pi (kN)		Σ eQi / Σ Pi	判定
2	125. 18	125. 18	0. 501	1. 220	0. 244 (0. 244)	30. 55	X	61. 02	0. 500	OK
							Y	43. 99	0. 694	OK
1	124. 59	249. 77	1. 000	1. 000	0. 200 (0. 156)	49. 95	X	85. 61	0. 583	OK
							Y	73. 57	0. 678	OK

2つのゾーンの地震力に対する検定比の値が同程度であるかの確認
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方 向	Σ eQi / Σ Pi		小 / 大	判定 (≧3/4)
		ゾーン 1	ゾーン 2		
2	X	0. 748	0. 500	0. 669	NG
	Y	0. 569	0. 694	0. 819	OK
1	X	0. 636	0. 577	0. 907	OK
	Y	0. 573	0. 691	0. 828	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方 向	Σ eQi / Σ Pi		小 / 大	判定 (≧3/4)
		ゾーン 1	ゾーン 2		
2	X	0. 748	0. 500	0. 669	NG
	Y	0. 569	0. 694	0. 819	OK
1	X	0. 636	0. 577	0. 907	OK
	Y	0. 573	0. 691	0. 828	OK

ゾーン2
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方 向	$\Sigma eQi / \Sigma Pi$		小 / 大	判定 (≥3/4)
		ゾーン1	ゾーン2		
2	X	0.748	0.500	0.669	NG
	Y	0.569	0.694	0.819	OK
1	X	0.636	0.577	0.907	OK
	Y	0.573	0.691	0.828	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方 向	$\Sigma eQi / \Sigma Pi$		小 / 大	判定 (≥3/4)
		ゾーン1	ゾーン2		
2	X	0.748	0.500	0.669	NG
	Y	0.569	0.694	0.819	OK
1	X	0.636	0.577	0.907	OK
	Y	0.573	0.691	0.828	OK

ゾーン2
2.3.2 風圧力の算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (㎡)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	6.30	632	1.20	0.20	0.16	4.35	4.35	61.02	0.071	OK
		4.95	632	1.20	5.53	4.19					
	1	4.95	632	1.20	5.53	4.19	8.39	12.74	87.40	0.145	OK
		2.25	632	1.20	5.53	4.19					
Y	2	6.30	632	1.20	0.45	0.35	9.67	9.67	43.99	0.219	OK
		4.95	632	1.20	12.29	9.32					
	1	4.95	632	1.20	12.29	9.32	18.64	28.31	70.90	0.399	OK
		2.25	632	1.20	12.29	9.32					

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (㎡)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	6.30	632	1.20	0.20	0.16	4.35	4.35	61.02	0.071	OK
		4.95	632	1.20	5.53	4.19					
	1	4.95	632	1.20	5.53	4.19	8.39	12.74	87.40	0.145	OK
		2.25	632	1.20	5.53	4.19					
Y	2	6.30	632	1.20	0.45	0.35	9.67	9.67	43.99	0.219	OK
		4.95	632	1.20	12.29	9.32					
	1	4.95	632	1.20	12.29	9.32	18.64	28.31	73.57	0.384	OK
		2.25	632	1.20	12.29	9.32					

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	H'	0.6EV0 ²	ΣC	Aw (㎡)	wQ (kN)	wQi (kN)	ΣwQi (kN)	ΣPi (kN)	ΣwQi/ΣPi	判定
X	2	6.30	632	1.20	0.20	0.16	4.35	4.35	61.02	0.071	OK
		4.95	632	1.20	5.53	4.19					
	1	4.95	632	1.20	5.53	4.19	8.39	12.74	85.61	0.148	OK
		2.25	632	1.20	5.53	4.19					
Y	2	6.30	632	1.20	0.45	0.35	9.67	9.67	43.99	0.219	OK
		4.95	632	1.20	12.29	9.32					
	1	4.95	632	1.20	12.29	9.32	18.64	28.31	70.90	0.399	OK
		2.25	632	1.20	12.29	9.32					

ゾーン2
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	H'	0.6E ₀ ²	ΣC	A _w (㎡)	wQ (kN)	wQ _i (kN)	ΣwQ _i (kN)	ΣP _i (kN)	ΣwQ _i /ΣP _i	判定
X	2	6.30	632	1.20	0.20	0.16	4.35	4.35	61.02	0.071	OK
		4.95	632	1.20	5.53	4.19					
	1	4.95	632	1.20	5.53	4.19	8.39	12.74	85.61	0.148	OK
		2.25	632	1.20	5.53	4.19					
Y	2	6.30	632	1.20	0.45	0.35	9.67	9.67	43.99	0.219	OK
		4.95	632	1.20	12.29	9.32					
	1	4.95	632	1.20	12.29	9.32	18.64	28.31	73.57	0.384	OK
		2.25	632	1.20	12.29	9.32					

ゾーン 2
2.3.3 耐力壁の耐力算定

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	61.02	30.55	0.500	4.35	0.071	0.500	OK
	Y	43.99		0.694	9.67	0.219	0.694	OK
1	X	87.40	49.95	0.571	12.74	0.145	0.571	OK
	Y	70.90		0.704	28.31	0.399	0.704	OK

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	61.02	30.55	0.500	4.35	0.071	0.500	OK
	Y	43.99		0.694	9.67	0.219	0.694	OK
1	X	87.40	49.95	0.571	12.74	0.145	0.571	OK
	Y	73.57		0.678	28.31	0.384	0.678	OK

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	61.02	30.55	0.500	4.35	0.071	0.500	OK
	Y	43.99		0.694	9.67	0.219	0.694	OK
1	X	85.61	49.95	0.583	12.74	0.148	0.583	OK
	Y	70.90		0.704	28.31	0.399	0.704	OK

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	方向	ΣP_i	Σe_{Qi} (kN)	$\Sigma e_{Qi} / \Sigma P_i$	Σw_{Qi} (kN)	$\Sigma w_{Qi} / \Sigma P_i$	$\Sigma Q_i / \Sigma P_i$	判定
2	X	61.02	30.55	0.500	4.35	0.071	0.500	OK
	Y	43.99		0.694	9.67	0.219	0.694	OK
1	X	85.61	49.95	0.583	12.74	0.148	0.583	OK
	Y	73.57		0.678	28.31	0.384	0.678	OK

ゾーン?
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots$ (2.5.7.15)式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots$ (2.5.7.15)式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \times A2 \times L \times L)/(E \times d \times d \times d)) \dots$ (2.5.7.15)式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

ゾーン?
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

梁上に載る耐力壁の剛性低減係数の算出

以下の耐力壁については、 $C_k=1/(1+(4.7 \cdot A_2 \cdot L \cdot L)/(E \cdot d \cdot d \cdot d)) \dots (2.5.7.15)$ 式に従って剛性を低減した
Ck：耐力壁の剛性低減係数
d：耐力壁の載る横架材の梁せい[mm]
L：耐力壁の載る横架材のスパン[mm]
A2：梁上の耐力壁の壁倍率。複数の耐力壁の場合は、柱をはさんで左右の壁倍率の差の最大値をとる。
E：耐力壁の載る横架材のヤング係数[kN/mm²]
4.7：[kN/mm]

階	通 り	位 置	壁倍率	A2	d	L	E	Ck
2	Y12	X8 - X9	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	Y12	X9 - X10	2.500	2.500	360.0	2730.0	10.000	0.842
2	X8	Y8 - Y10	2.500	2.500	210.0	1820.0	10.000	0.704
2	X12	Y11 - Y12	2.500	2.500	210.0	1365.0	10.000	0.809

ゾーン 2

2.4 2次設計

G_x : 重心 (原点からのX方向重心位置) (m)
 G_y : (原点からのY方向重心位置) (m)

K_x : 剛心 (原点からのX方向剛心位置) (m)
 K_y : (原点からのY方向剛心位置) (m)

e_x : 偏心距離 (X方向) (m)
 e_y : (Y方向) (m)

$$e_x = |K_x - G_x|$$

$$e_y = |K_y - G_y|$$

J_x + J_y : 剛心まわりのねじり剛性

$$J_x = \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times L_y^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{ix} \times K_y^2$$

$$J_y = \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times L_x^2 - \sum \alpha_i \cdot l_{iy} \times K_x^2$$

$\sum \alpha_i \cdot l_{ix}$: X方向壁剛性

$\sum \alpha_i \cdot l_{iy}$: Y方向壁剛性

L_x : 原点からのX方向距離 (m)
 L_y : 原点からのY方向距離 (m)

r_{ex} : 弾力半径 (X方向) (m)
 r_{ey} : (Y方向) (m)

$$r_{ex} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{ix})}$$

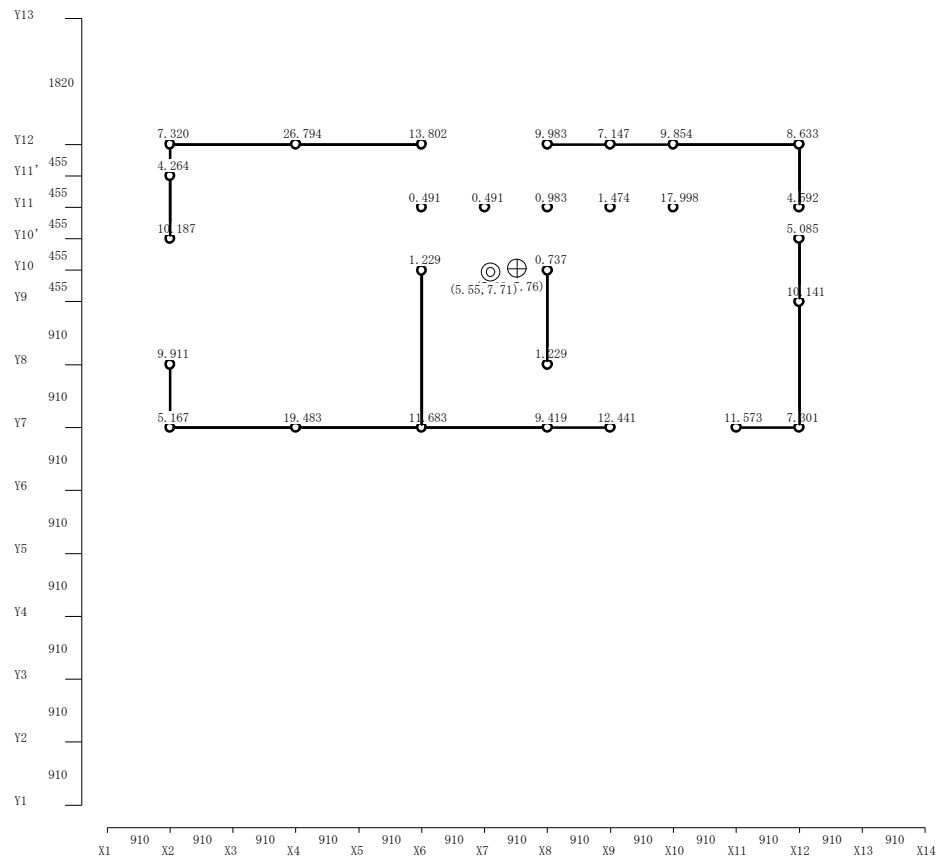
$$r_{ey} = \sqrt{((J_x + J_y) / \sum \alpha_i \cdot l_{iy})}$$

R_{ex} : 偏心率 (X方向) (m)
 R_{ey} : (Y方向) (m)
 F_e : F_{es}算出用の係数

ゾーン？
2.4.1 重心の計算

2 階

○ = 重心 + = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



2階 X方向

通り	W i (kN)	L x i (m)	W i ・ L x i (kN ・ m)
X2	36.849	0.910	33.533
X4	46.277	2.730	126.337
X6	27.205	4.550	123.781
X7	0.491	5.460	2.683
X8	22.350	6.370	142.371
X9	21.062	7.280	153.328
X10	27.852	8.190	228.110
X11	11.573	9.100	105.317
X12	35.752	10.010	357.873
計	229.412		1273.333

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 1273.333 / 229.412 = 5.550 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	W i (kN)	L y i (m)	W i ・ L y i (kN ・ m)
----	----------	-----------	----------------------

ゾーン 2

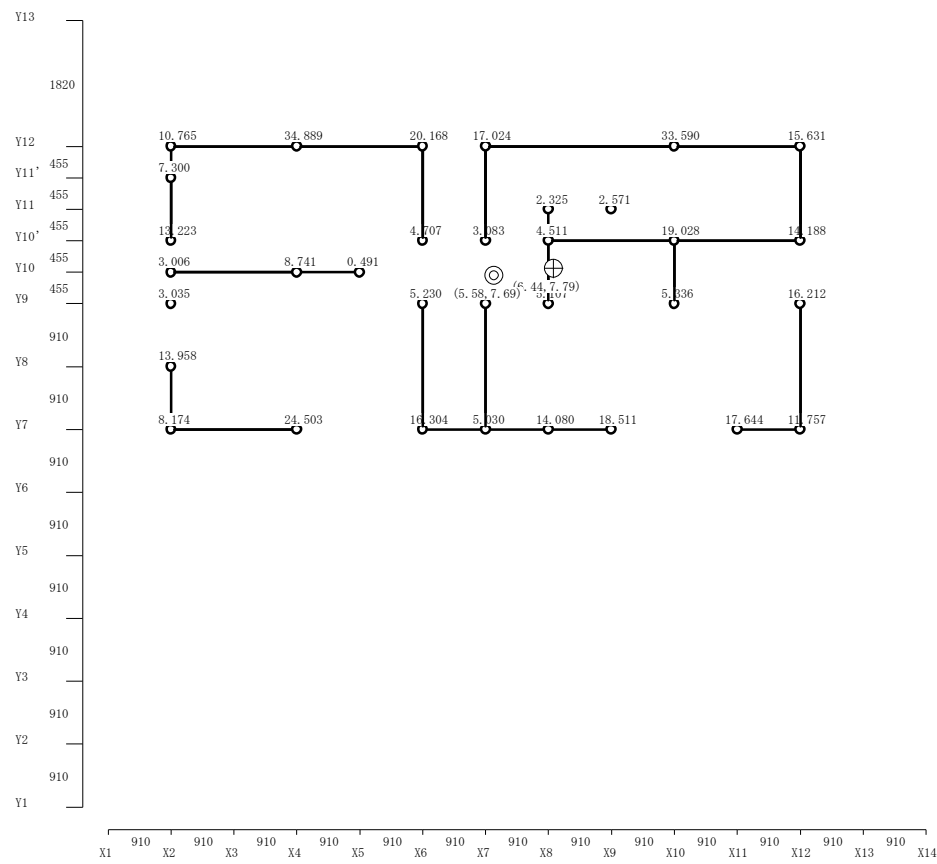
2階 Y方向

通り	W i (kN)	L yi (m)	Wi ・ L yi (kN ・ m)
Y7	77.066	5.460	420.781
Y8	11.139	6.370	70.956
Y9	10.141	7.280	73.825
Y10	1.966	7.735	15.204
Y10'	15.272	8.190	125.080
Y11	26.030	8.645	225.030
Y11'	4.264	9.100	38.804
Y12	83.534	9.555	798.165
計	229.412		1767.844

$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 1767.844 / 229.412 = 7.706 \text{ (m)}$

1 階

○ = 重心 + = 剛心 柱下の数字は柱の長期軸力(kN)



1階 X方向

通り	W i (kN)	L xi (m)	Wi ・ L xi (kN ・ m)
X2	59.460	0.910	54.109
X4	68.132	2.730	186.002
X5	0.491	3.640	1.789
X6	46.409	4.550	211.161
X7	28.542	5.460	155.839
X8	26.024	6.370	165.773
X9	21.083	7.280	153.481
X10	57.954	8.190	474.640
X11	17.644	9.100	160.562
X12	57.788	10.010	578.459
計	383.527		2141.812

$G_x = \Sigma (W_i \cdot L_{xi}) / \Sigma W_i = 2141.812 / 383.527 = 5.585 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	W i (kN)	L yi (m)	Wi ・ L yi (kN ・ m)
----	----------	----------	--------------------

ゾーン2
1階 Y方向

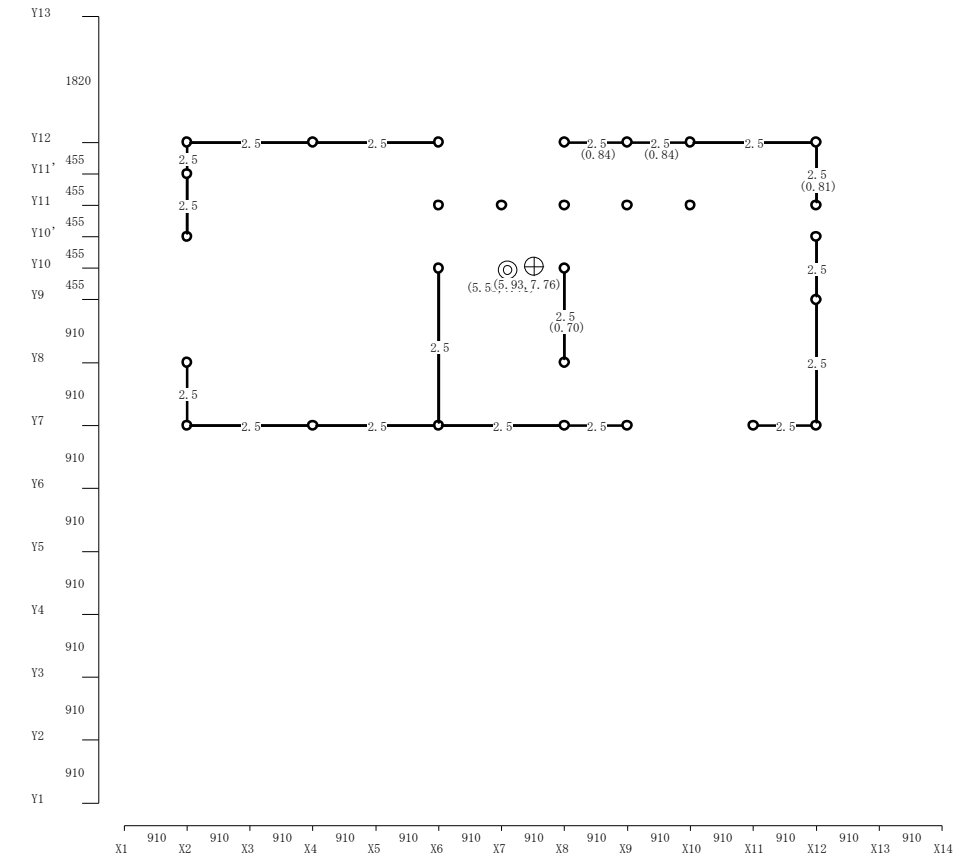
通り	W i (kN)	L y i (m)	W i ・ L y i (kN ・ m)
Y7	116.003	5.460	633.375
Y8	13.958	6.370	88.911
Y9	38.326	7.280	279.010
Y10	12.239	7.735	94.665
Y10'	58.739	8.190	481.077
Y11	4.897	8.645	42.331
Y11'	7.300	9.100	66.426
Y12	132.067	9.555	1261.897
計	383.527		2947.693

$G_y = \Sigma (W_i \cdot L_{yi}) / \Sigma W_i = 2947.693 / 383.527 = 7.686 \text{ (m)}$

ゾーン 2
2.4.2 剛心の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階
○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

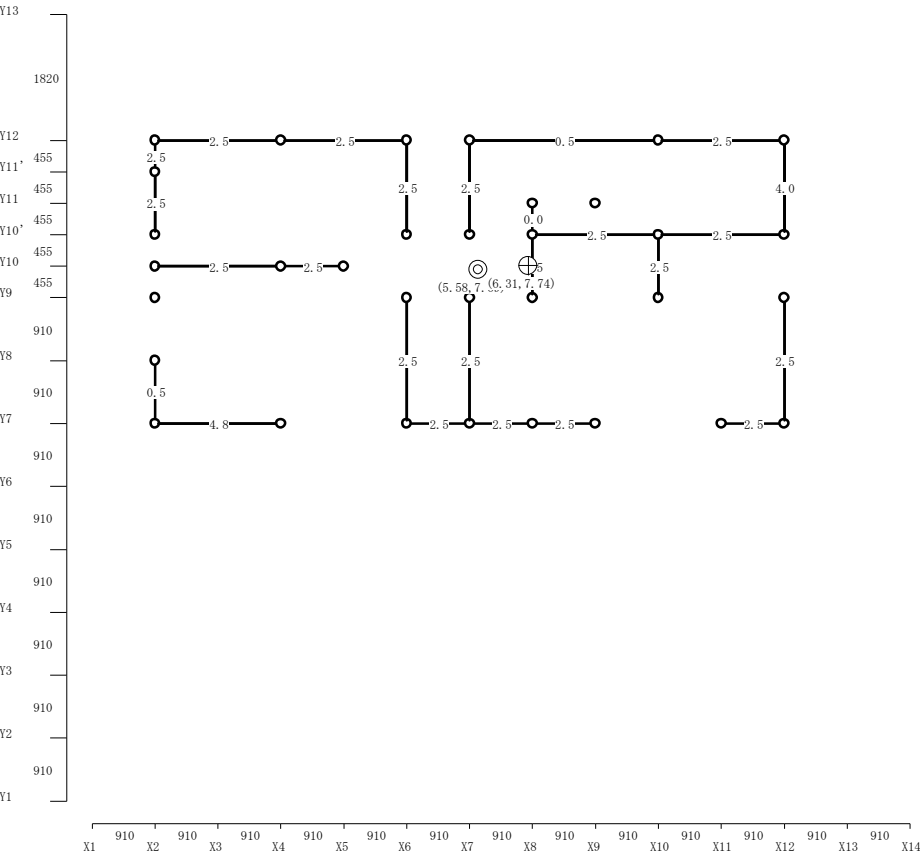
$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$$

ゾーン 2

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	36.172		228.142	1727.185

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341

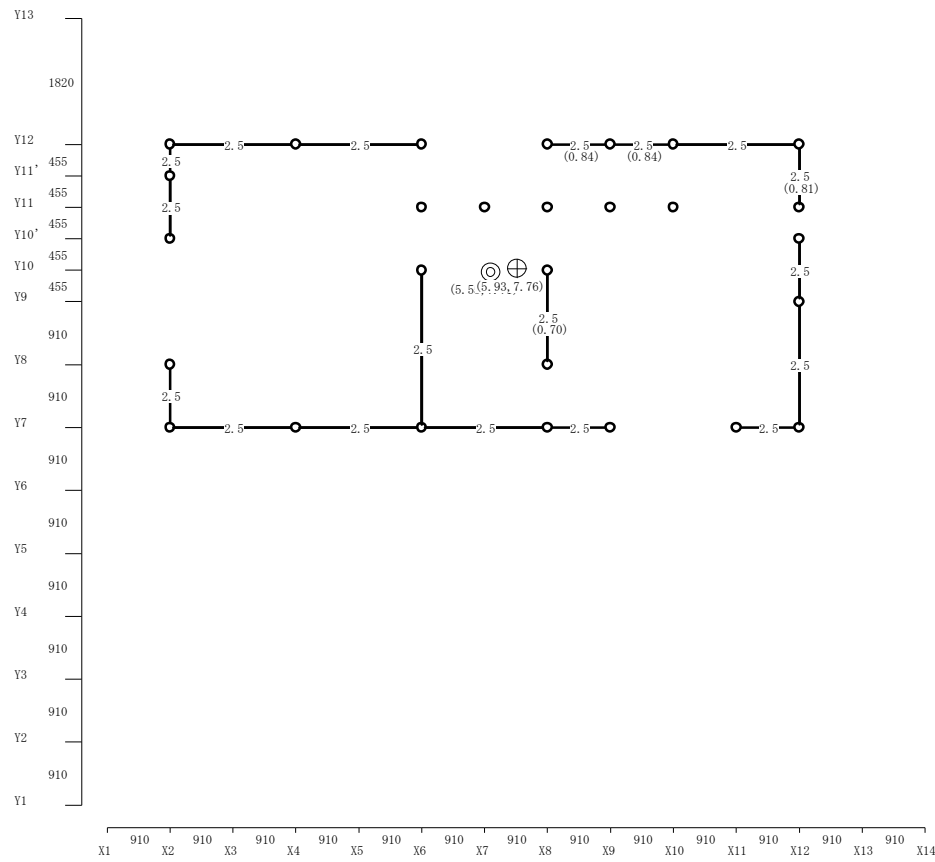
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	44.590		345.318	2796.502

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$

2階 Y方向

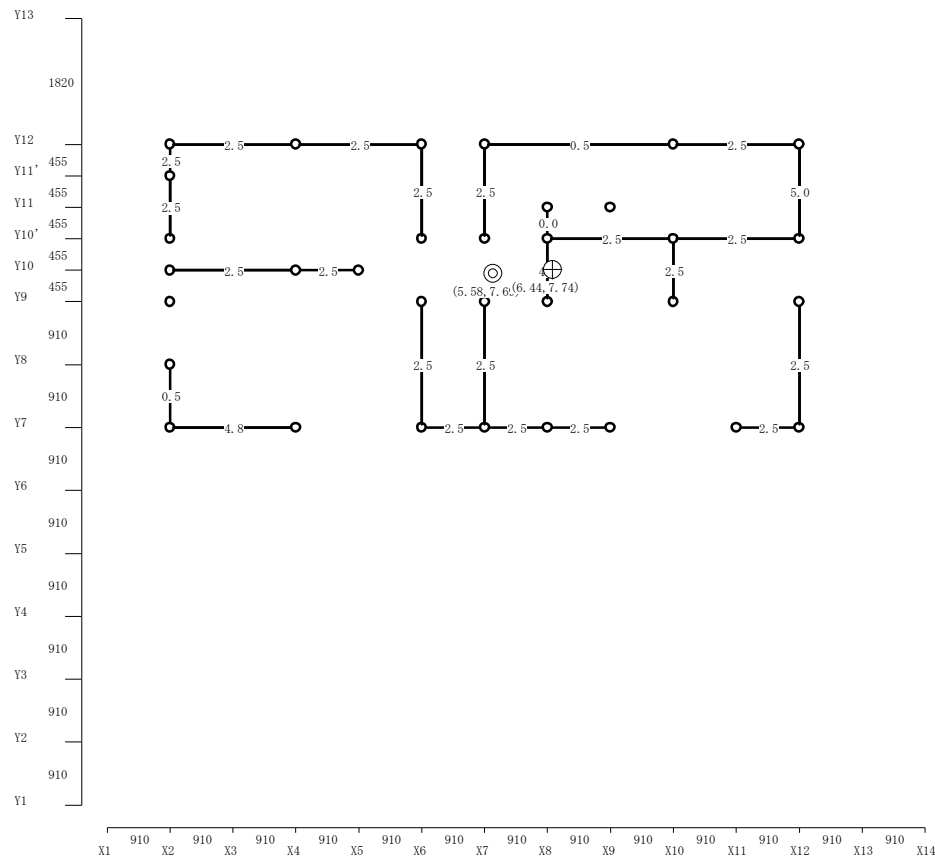
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	37.537		241.805	1863.958

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.805 / 37.537 = 6.442 \text{ (m)}$

1階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341

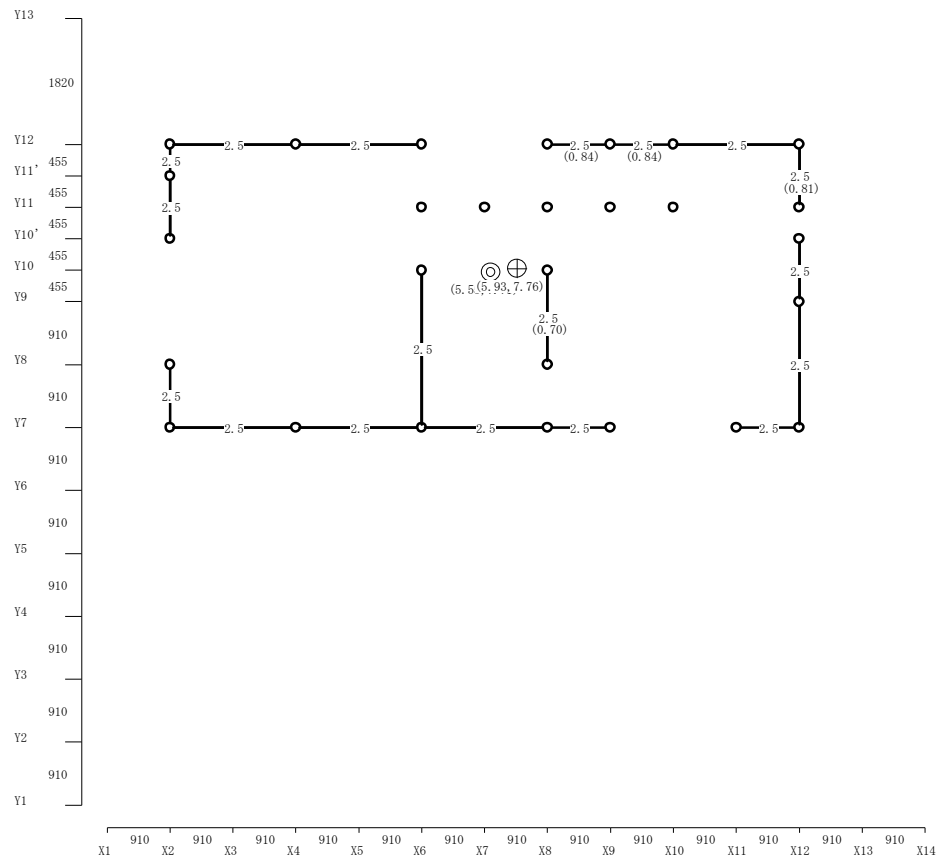
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	44.590		345.318	2796.502

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744 \text{ (m)}$

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



2階 X方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$

2階 Y方向

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

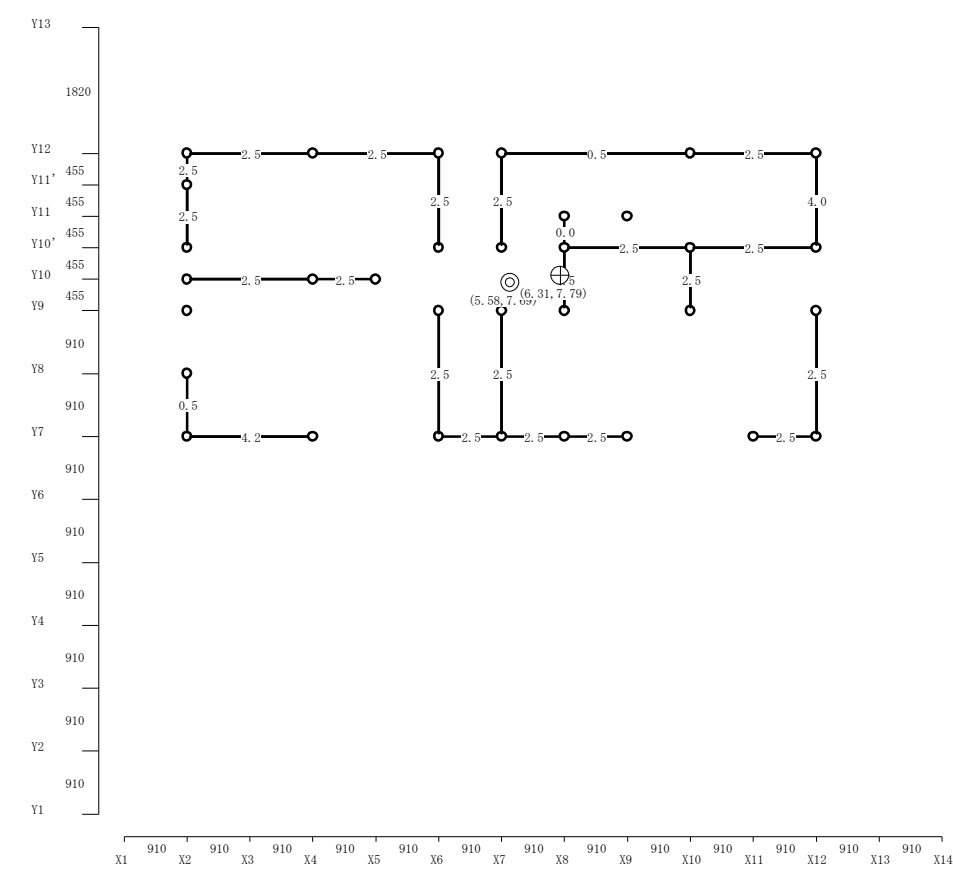
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$

ゾーン 2

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向				
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	36.172		228.142	1727.185

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307 \text{ (m)}$

1階 Y方向				
通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	43.680		340.349	2769.373

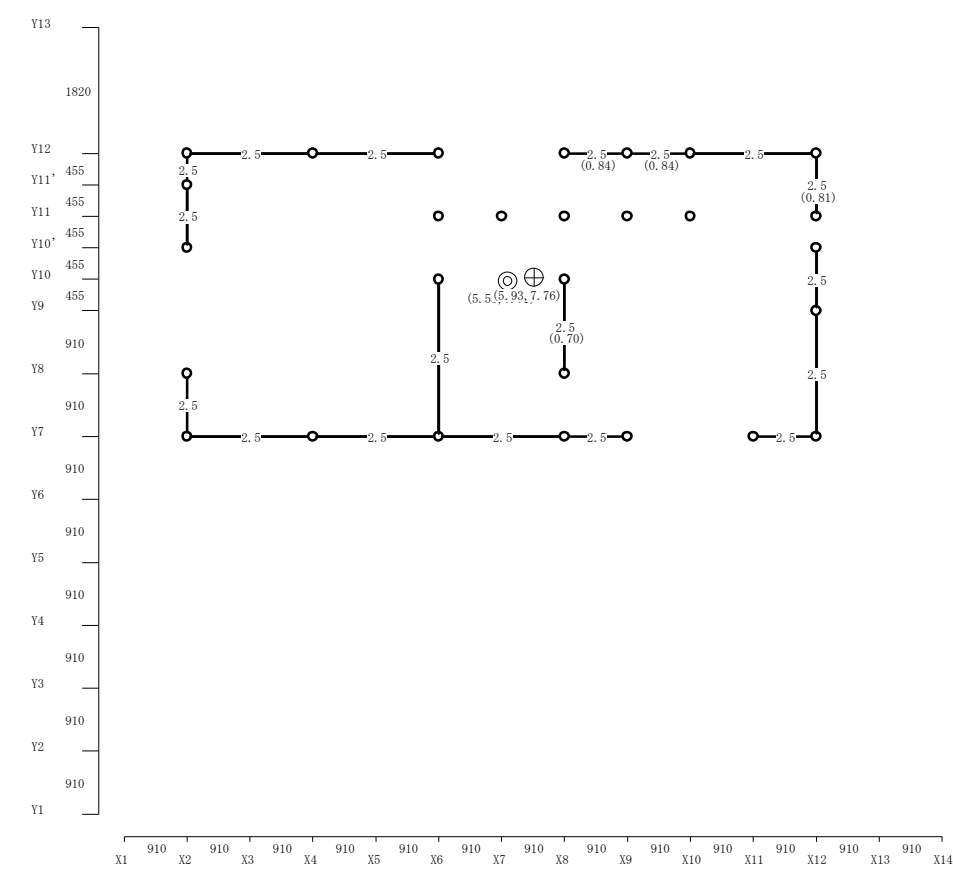
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792 \text{ (m)}$

ゾーン 2

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

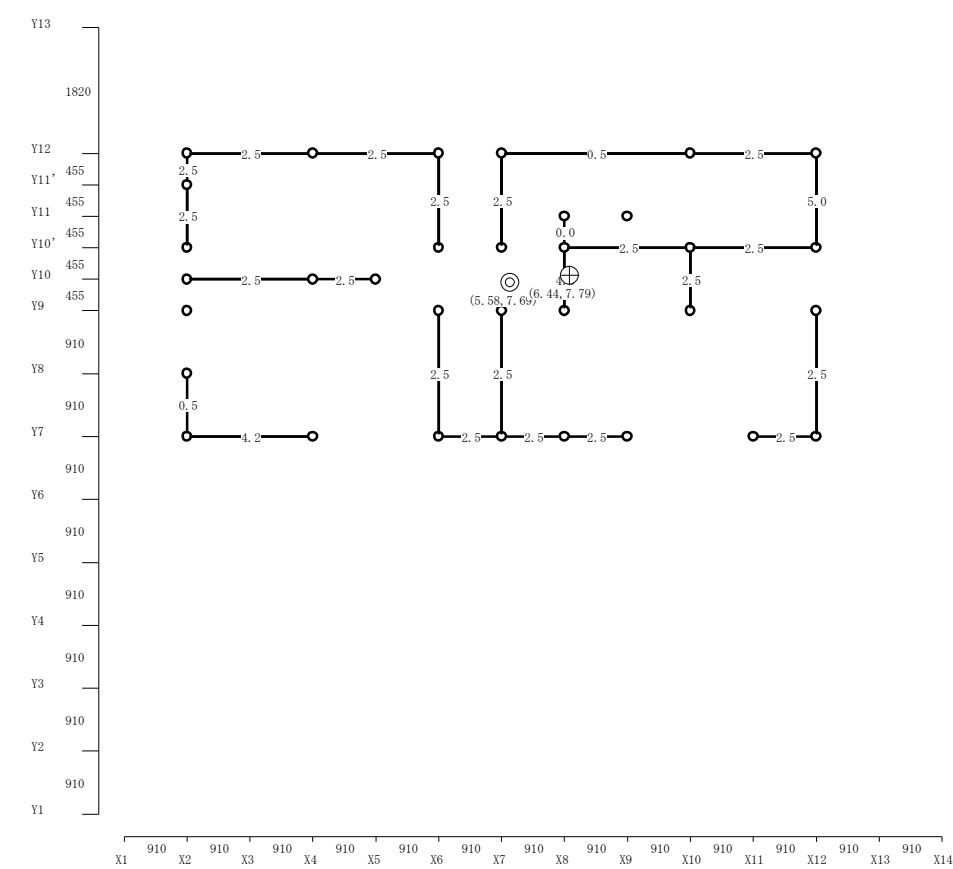
$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$

ゾーン 2

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階

○ = 重心 + = 剛心 壁の数字は壁倍率()がある場合はその剛性低減係数



1階 X方向				
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	37.537		241.805	1863.958

$K_x = \Sigma (\alpha_{li} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{li} = 241.805 / 37.537 = 6.442 \text{ (m)}$

1階 Y方向				
通り	$\Sigma \alpha_{li}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{li} \cdot L_{yi}^2$
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	43.680		340.349	2769.373

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792 \text{ (m)}$

ゾーン 2

2.4.3 偏心率の計算

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	7.706	7.759	0.053	427.398	3.705	0.014	OK	1.000
1	7.686	7.744	0.059	410.549	3.034	0.019	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	5.550	5.930	0.380	427.398	4.364	0.087	OK	1.000
1	5.585	6.307	0.723	410.549	3.369	0.214	OK	1.215

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	7.706	7.759	0.053	427.398	3.705	0.014	OK	1.000
1	7.686	7.744	0.059	428.585	3.100	0.018	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	5.550	5.930	0.380	427.398	4.364	0.087	OK	1.000
1	5.585	6.442	0.857	428.585	3.379	0.253	OK	1.346

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	7.706	7.759	0.053	427.398	3.705	0.014	OK	1.000
1	7.686	7.792	0.106	405.702	3.048	0.034	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	5.550	5.930	0.380	427.398	4.364	0.087	OK	1.000
1	5.585	6.307	0.723	405.702	3.349	0.215	OK	1.219

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

X方向 地震時

階	G _y (m)	K _y (m)	e _y (m)	J _x + J _y	r _{ex} (m)	R _{ex}	判定(≦0.3)	F _e
2	7.706	7.759	0.053	427.398	3.705	0.014	OK	1.000
1	7.686	7.792	0.106	423.738	3.115	0.034	OK	1.000

Y方向 地震時

階	G _x (m)	K _x (m)	e _x (m)	J _x + J _y	r _{ey} (m)	R _{ey}	判定(≦0.3)	F _e
2	5.550	5.930	0.380	427.398	4.364	0.087	OK	1.000
1	5.585	6.442	0.857	423.738	3.360	0.255	OK	1.350

ゾーン 2

2.4.4 ねじれ補正値と鉛直構面の検討

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.009
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.993
計	31.131		241.559	2002.904	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.014 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	13.397	13.397	26.754	0.501 (OK)
Y12	1.000	17.157	17.157	34.263	0.501 (OK)
計		30.554	30.554	61.017	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	5.688	0.910	5.176	4.710	1.100
X6	5.688	4.550	25.878	117.745	1.028
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.991
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.919
計	22.443		133.096	1088.186	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.087 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X6	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X8	1.000	3.271	3.271	4.709	0.695 (OK)
X12	1.000	11.797	11.797	16.983	0.695 (OK)
計		30.554	30.554	43.988	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.015
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.000
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.997
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.988
計	44.590		345.318	2796.502	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744 \text{ (m)}$$

ゾーン 2

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない
 偏心率 $0.019 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa (≤ 1.0)
Y7	1.000	15.292	15.292	26.754	0.572 (OK)
Y10	1.000	7.646	7.646	13.377	0.572 (OK)
Y10'	1.000	10.195	10.195	17.836	0.572 (OK)
Y12	1.000	16.821	16.821	29.429	0.572 (OK)
計		49.954	49.954	87.396	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$	ねじれ補正係数
X2	3.867	0.910	3.519	3.203	1.344
X6	7.963	4.550	36.229	164.844	1.112
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	1.054
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.996
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.880
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003	0.764
計	36.172		228.142	1727.185	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa (≤ 1.0)
X2	1.000	5.341	5.341	7.580	0.705 (OK)
X6	1.000	10.996	10.996	15.607	0.705 (OK)
X7	1.000	10.996	10.996	15.607	0.705 (OK)
X8	1.000	5.655	5.655	8.026	0.705 (OK)
X10	1.000	3.142	3.142	4.459	0.705 (OK)
X12	1.000	13.824	13.824	19.620	0.705 (OK)
計		49.954	49.954	70.898	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly _i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly_i^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759 \text{ (m)}$$

ゾーン 2

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤1.0)
Y7	1.000	1.907	1.907	26.754	0.071 (OK)
Y12	1.000	2.443	2.443	34.263	0.071 (OK)
計		4.350	4.350	61.017	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤1.0)
X2	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X6	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X8	1.000	1.035	1.035	4.709	0.220 (OK)
X12	1.000	3.732	3.732	16.983	0.220 (OK)
計		9.666	9.666	43.988	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lyj (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lyj$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lyj^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	44.590		345.318	2796.502

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≤1.0)
Y7	1.000	3.900	3.900	26.754	0.146 (OK)
Y10	1.000	1.950	1.950	13.377	0.146 (OK)
Y10'	1.000	2.600	2.600	17.836	0.146 (OK)

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
Y12	1.000	4.290	4.290	29.429	0.146 (OK)
計		12.739	12.739	87.396	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Lxi (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Lxi^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	36.172		228.142	1727.185

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Lx) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
X2	1.000	3.027	3.027	7.580	0.399 (OK)
X6	1.000	6.231	6.231	15.607	0.399 (OK)
X7	1.000	6.231	6.231	15.607	0.399 (OK)
X8	1.000	3.205	3.205	8.026	0.399 (OK)
X10	1.000	1.780	1.780	4.459	0.399 (OK)
X12	1.000	7.834	7.834	19.620	0.399 (OK)
計		28.309	28.309	70.898	

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	Ly i (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly i$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot Ly i^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.009
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.993
計	31.131		241.559	2002.904	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot Ly) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない
偏心率 $0.014 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Qw(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 Qw/Pa(≦1.0)
Y7	1.000	13.397	13.397	26.754	0.501 (OK)
Y12	1.000	17.157	17.157	34.263	0.501 (OK)
計		30.554	30.554	61.017	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	5.688	0.910	5.176	4.710	1.100
X6	5.688	4.550	25.878	117.745	1.028
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.991
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.919
計	22.443		133.096	1088.186	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.087 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X6	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X8	1.000	3.271	3.271	4.709	0.695 (OK)
X12	1.000	11.797	11.797	16.983	0.695 (OK)
計		30.554	30.554	43.988	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.014
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.000
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.997
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.989
計	44.590		345.318	2796.502	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.018 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	15.292	15.292	26.754	0.572 (OK)
Y10	1.000	7.646	7.646	13.377	0.572 (OK)
Y10'	1.000	10.195	10.195	17.836	0.572 (OK)
Y12	1.000	16.821	16.821	29.429	0.572 (OK)
計		49.954	49.954	87.396	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	3.867	0.910	3.519	3.203	1.415
X6	7.963	4.550	36.229	164.844	1.142
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	1.074
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	1.005
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.869
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776	0.732
計	37.537		241.805	1863.958	

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.805 / 37.537 = 6.442$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	5.147	5.147	7.580	0.679 (OK)
X6	1.000	10.596	10.596	15.607	0.679 (OK)
X7	1.000	10.596	10.596	15.607	0.679 (OK)
X8	1.000	5.450	5.450	8.026	0.679 (OK)
X10	1.000	3.028	3.028	4.459	0.679 (OK)
X12	1.000	15.138	15.138	22.295	0.679 (OK)
計		49.954	49.954	73.574	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	1.907	1.907	26.754	0.071 (OK)
Y12	1.000	2.443	2.443	34.263	0.071 (OK)
計		4.350	4.350	61.017	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X6	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X8	1.000	1.035	1.035	4.709	0.220 (OK)
X12	1.000	3.732	3.732	16.983	0.220 (OK)
計		9.666	9.666	43.988	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	44.590		345.318	2796.502

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 345.318 / 44.590 = 7.744$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y7	1.000	3.900	3.900	26.754	0.146 (OK)
Y10	1.000	1.950	1.950	13.377	0.146 (OK)
Y10'	1.000	2.600	2.600	17.836	0.146 (OK)
Y12	1.000	4.290	4.290	29.429	0.146 (OK)
計		12.739	12.739	87.396	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	37.537		241.805	1863.958

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.805 / 37.537 = 6.442$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.917	2.917	7.580	0.385 (OK)
X6	1.000	6.005	6.005	15.607	0.385 (OK)
X7	1.000	6.005	6.005	15.607	0.385 (OK)
X8	1.000	3.088	3.088	8.026	0.385 (OK)
X10	1.000	1.716	1.716	4.459	0.385 (OK)
X12	1.000	8.578	8.578	22.295	0.385 (OK)
計		28.309	28.309	73.574	

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.009
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.993
計	31.131		241.559	2002.904	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない
偏心率 $0.014 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y7	1.000	13.397	13.397	26.754	0.501 (OK)
Y12	1.000	17.157	17.157	34.263	0.501 (OK)
計		30.554	30.554	61.017	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	5.688	0.910	5.176	4.710	1.100
X6	5.688	4.550	25.878	117.745	1.028
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.991
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.919
計	22.443		133.096	1088.186	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
偏心率 $0.087 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X6	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X8	1.000	3.271	3.271	4.709	0.695 (OK)
X12	1.000	11.797	11.797	16.983	0.695 (OK)
計		30.554	30.554	43.988	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800	1.027
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.001
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.995
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.980
計	43.680		340.349	2769.373	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない
偏心率 $0.034 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	14.570	14.570	24.970	0.583 (OK)
Y10	1.000	7.805	7.805	13.377	0.583 (OK)
Y10'	1.000	10.407	10.407	17.836	0.583 (OK)
Y12	1.000	17.172	17.172	29.429	0.583 (OK)
計		49.954	49.954	85.613	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	3.867	0.910	3.519	3.203	1.348
X6	7.963	4.550	36.229	164.844	1.113
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	1.055
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	0.996
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.879
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003	0.761
計	36.172		228.142	1727.185	

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	5.341	5.341	7.580	0.705 (OK)
X6	1.000	10.996	10.996	15.607	0.705 (OK)
X7	1.000	10.996	10.996	15.607	0.705 (OK)
X8	1.000	5.655	5.655	8.026	0.705 (OK)
X10	1.000	3.142	3.142	4.459	0.705 (OK)
X12	1.000	13.824	13.824	19.620	0.705 (OK)
計		49.954	49.954	70.898	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	1.907	1.907	26.754	0.071 (OK)
Y12	1.000	2.443	2.443	34.263	0.071 (OK)
計		4.350	4.350	61.017	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X6	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X8	1.000	1.035	1.035	4.709	0.220 (OK)
X12	1.000	3.732	3.732	16.983	0.220 (OK)
計		9.666	9.666	43.988	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	43.680		340.349	2769.373

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y7	1.000	3.716	3.716	24.970	0.149 (OK)
Y10	1.000	1.990	1.990	13.377	0.149 (OK)
Y10'	1.000	2.654	2.654	17.836	0.149 (OK)
Y12	1.000	4.379	4.379	29.429	0.149 (OK)
計		12.739	12.739	85.613	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	10.010	10.010	100.200	1003.003
計	36.172		228.142	1727.185

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 228.142 / 36.172 = 6.307$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
X2	1.000	3.027	3.027	7.580	0.399 (OK)
X6	1.000	6.231	6.231	15.607	0.399 (OK)
X7	1.000	6.231	6.231	15.607	0.399 (OK)
X8	1.000	3.205	3.205	8.026	0.399 (OK)
X10	1.000	1.780	1.780	4.459	0.399 (OK)
X12	1.000	7.834	7.834	19.620	0.399 (OK)
計		28.309	28.309	70.898	

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928	1.009
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976	0.993
計	31.131		241.559	2002.904	

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない
偏心率 $0.014 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/Pa (\leq 1.0)$
Y7	1.000	13.397	13.397	26.754	0.501 (OK)
Y12	1.000	17.157	17.157	34.263	0.501 (OK)
計		30.554	30.554	61.017	

2階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	5.688	0.910	5.176	4.710	1.100
X6	5.688	4.550	25.878	117.745	1.028
X8	2.403	6.370	15.305	97.495	0.991
X12	8.665	10.010	86.737	868.236	0.919
計	22.443		133.096	1088.186	

$$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.087 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X6	1.000	7.743	7.743	11.147	0.695 (OK)
X8	1.000	3.271	3.271	4.709	0.695 (OK)
X12	1.000	11.797	11.797	16.983	0.695 (OK)
計		30.554	30.554	43.988	

1階 X方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$	ねじれ補正係数
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800	1.026
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341	1.001
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392	0.996
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840	0.981
計	43.680		340.349	2769.373	

$$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792 \text{ (m)}$$

ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

偏心率 $0.034 \leq 0.15$ より、ねじれ補正係数は 1.0

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	14.570	14.570	24.970	0.583 (OK)
Y10	1.000	7.805	7.805	13.377	0.583 (OK)
Y10'	1.000	10.407	10.407	17.836	0.583 (OK)
Y12	1.000	17.172	17.172	29.429	0.583 (OK)
計		49.954	49.954	85.613	

1階 Y方向 地震時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$	ねじれ補正係数
X2	3.867	0.910	3.519	3.203	1.420
X6	7.963	4.550	36.229	164.844	1.144
X7	7.963	5.460	43.475	237.375	1.075
X8	4.095	6.370	26.085	166.162	1.005
X10	2.275	8.190	18.632	152.598	0.867
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776	0.729
計	37.537		241.805	1863.958	

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.805 / 37.537 = 6.442$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担地震力(kN) (補正前)	負担地震力(kN) Q_w (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	5.147	5.147	7.580	0.679 (OK)
X6	1.000	10.596	10.596	15.607	0.679 (OK)
X7	1.000	10.596	10.596	15.607	0.679 (OK)
X8	1.000	5.450	5.450	8.026	0.679 (OK)
X10	1.000	3.028	3.028	4.459	0.679 (OK)
X12	1.000	15.138	15.138	22.295	0.679 (OK)
計		49.954	49.954	73.574	

2階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	13.650	5.460	74.529	406.928
Y12	17.481	9.555	167.030	1595.976
計	31.131		241.559	2002.904

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.559 / 31.131 = 7.759$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行わない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) Q_{EiW} (補正後)	許容耐力(kN) P_a	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	1.907	1.907	26.754	0.071 (OK)
Y12	1.000	2.443	2.443	34.263	0.071 (OK)
計		4.350	4.350	61.017	

2階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	5.688	0.910	5.176	4.710
X6	5.688	4.550	25.878	117.745
X8	2.403	6.370	15.305	97.495
X12	8.665	10.010	86.737	868.236
計	22.443		133.096	1088.186

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 133.096 / 22.443 = 5.930$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X6	1.000	2.450	2.450	11.147	0.220 (OK)
X8	1.000	1.035	1.035	4.709	0.220 (OK)
X12	1.000	3.732	3.732	16.983	0.220 (OK)
計		9.666	9.666	43.988	

1階 X方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{yi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{yi}^2$
Y7	12.740	5.460	69.560	379.800
Y10	6.825	7.735	52.791	408.341
Y10'	9.100	8.190	74.529	610.392
Y12	15.015	9.555	143.468	1370.840
計	43.680		340.349	2769.373

$K_y = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_y) / \Sigma \alpha_{ili} = 340.349 / 43.680 = 7.792$ (m)
ねじれ補正の計算指定: ねじれ補正を行なわない

通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
Y7	1.000	3.716	3.716	24.970	0.149 (OK)
Y10	1.000	1.990	1.990	13.377	0.149 (OK)
Y10'	1.000	2.654	2.654	17.836	0.149 (OK)
Y12	1.000	4.379	4.379	29.429	0.149 (OK)
計		12.739	12.739	85.613	

1階 Y方向 風圧時

通り	$\Sigma \alpha_{ili}$	L_{xi} (m)	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}$	$\Sigma \alpha_{ili} \cdot L_{xi}^2$
X2	3.867	0.910	3.519	3.203
X6	7.963	4.550	36.229	164.844
X7	7.963	5.460	43.475	237.375
X8	4.095	6.370	26.085	166.162
X10	2.275	8.190	18.632	152.598
X12	11.375	10.010	113.864	1139.776
計	37.537		241.805	1863.958

$K_x = \Sigma (\alpha_{ili} \cdot L_x) / \Sigma \alpha_{ili} = 241.805 / 37.537 = 6.442 \text{ (m)}$
ねじれ補正の計算指定： ねじれ補正を行なわない

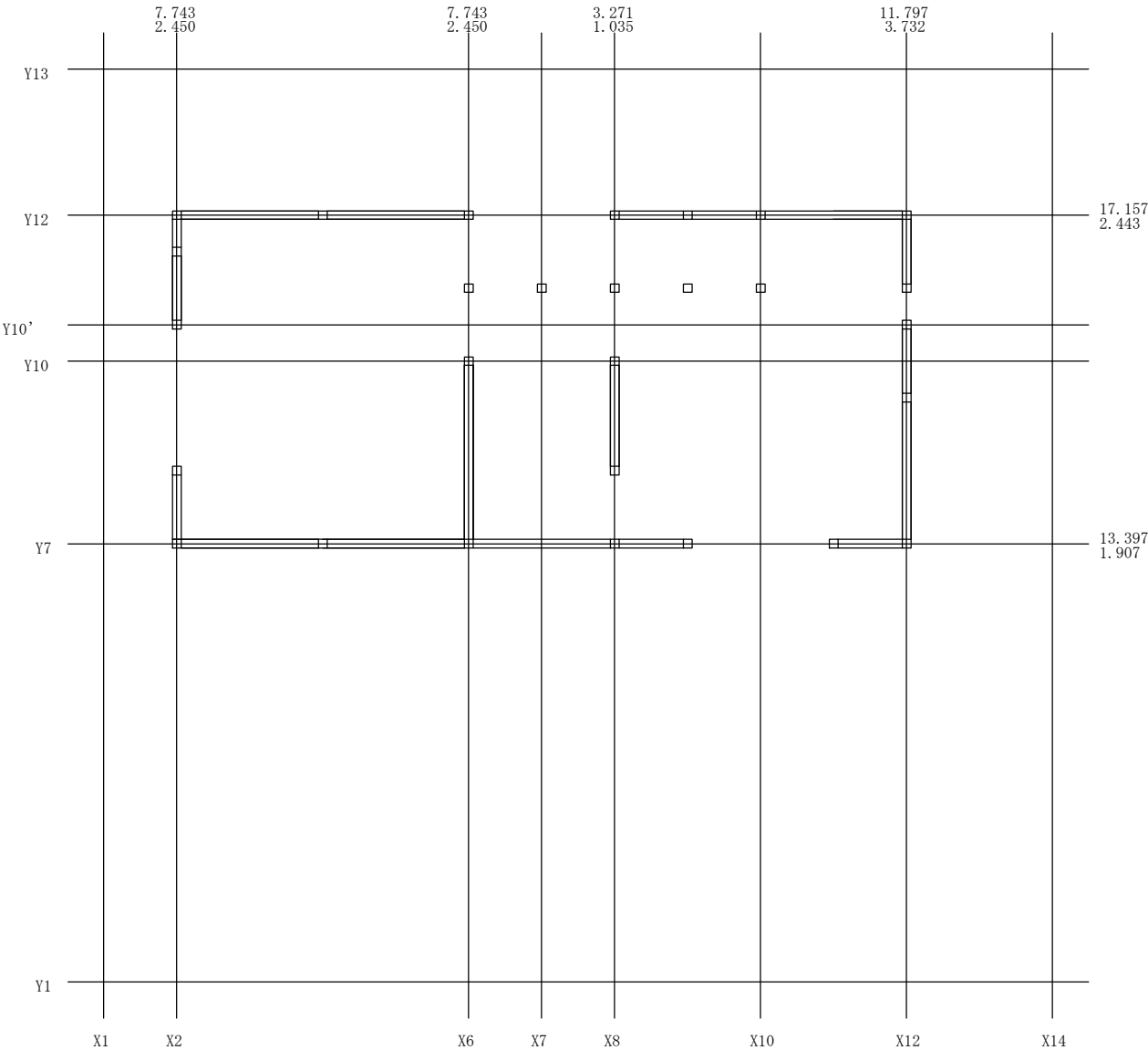
通り	計算に使用した ねじれ補正係数	負担風圧力(kN) (補正前)	負担風圧力(kN) QEiW(補正後)	許容耐力(kN) Pa	判 定 $Q_w/P_a (\leq 1.0)$
X2	1.000	2.917	2.917	7.580	0.385 (OK)
X6	1.000	6.005	6.005	15.607	0.385 (OK)
X7	1.000	6.005	6.005	15.607	0.385 (OK)
X8	1.000	3.088	3.088	8.026	0.385 (OK)
X10	1.000	1.716	1.716	4.459	0.385 (OK)
X12	1.000	8.578	8.578	22.295	0.385 (OK)
計		28.309	28.309	73.574	

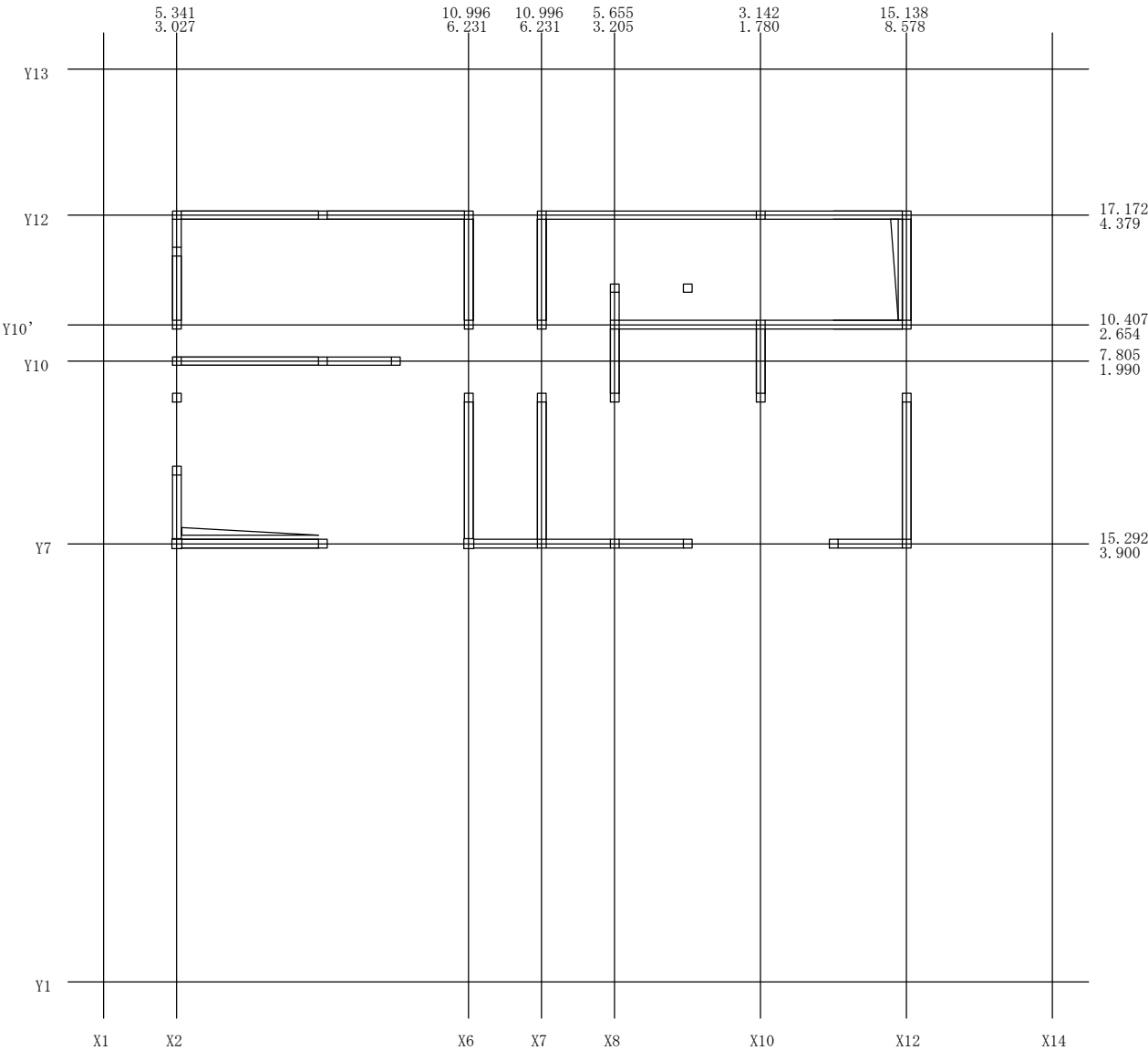
ゾーン?

2.4.5 鉛直構面の短期荷重時断面応力図

2 階（ 屋根 ）

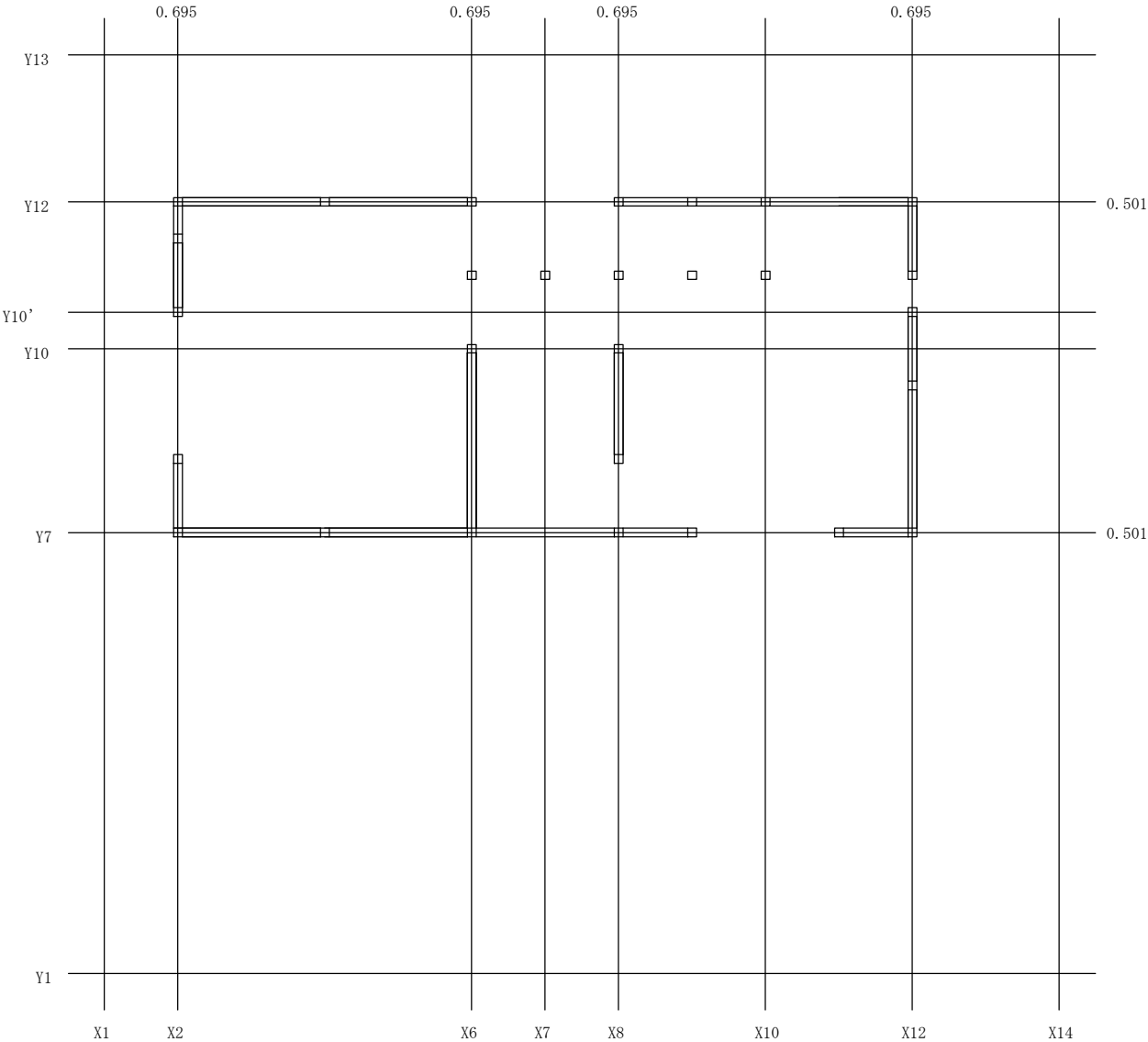
上段:地震力(kN) 下段:風圧力(kN)

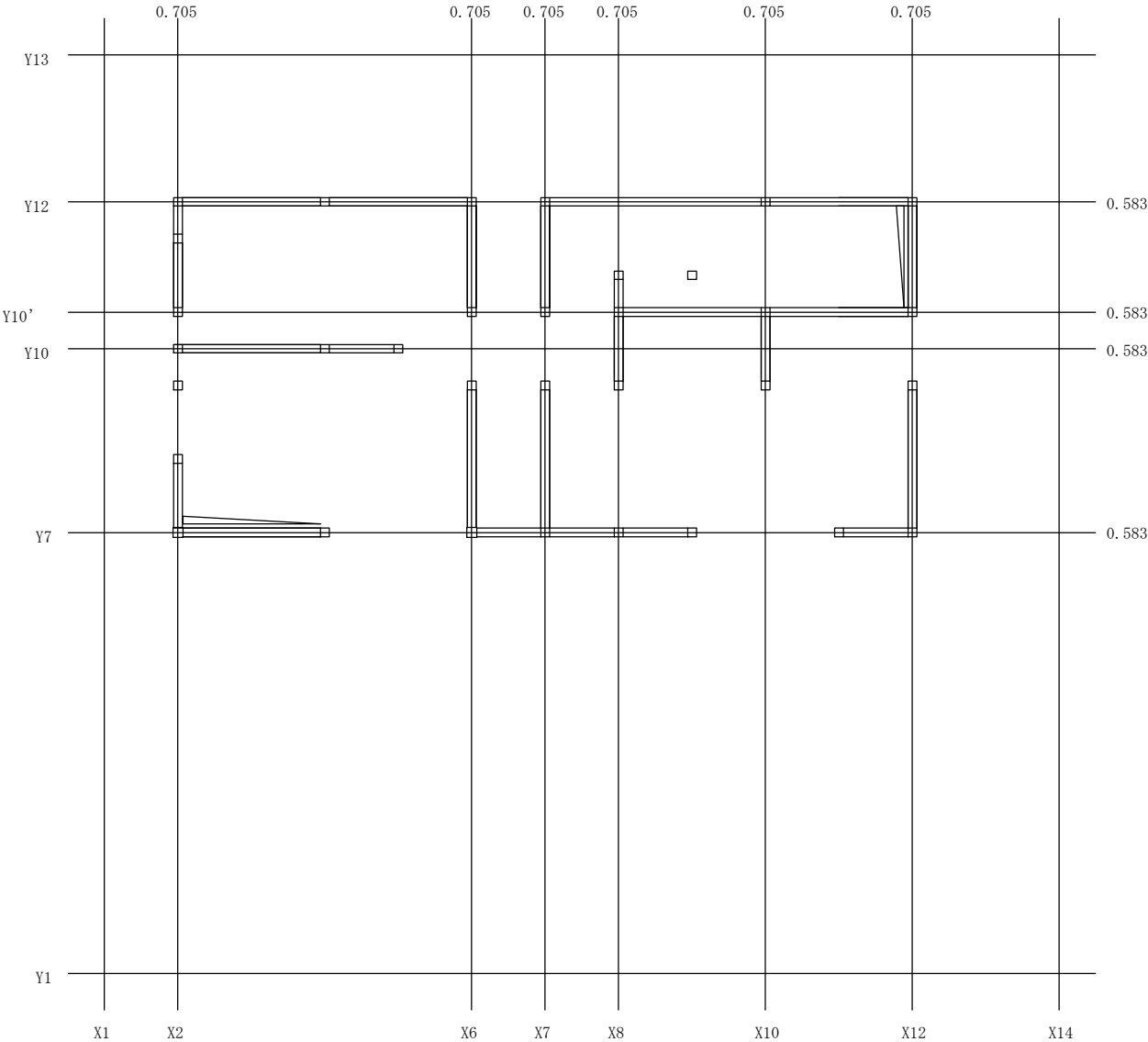




ゾーン?
2.4.6 鉛直構面の短期荷重時断面検定比図

2 階（屋根）



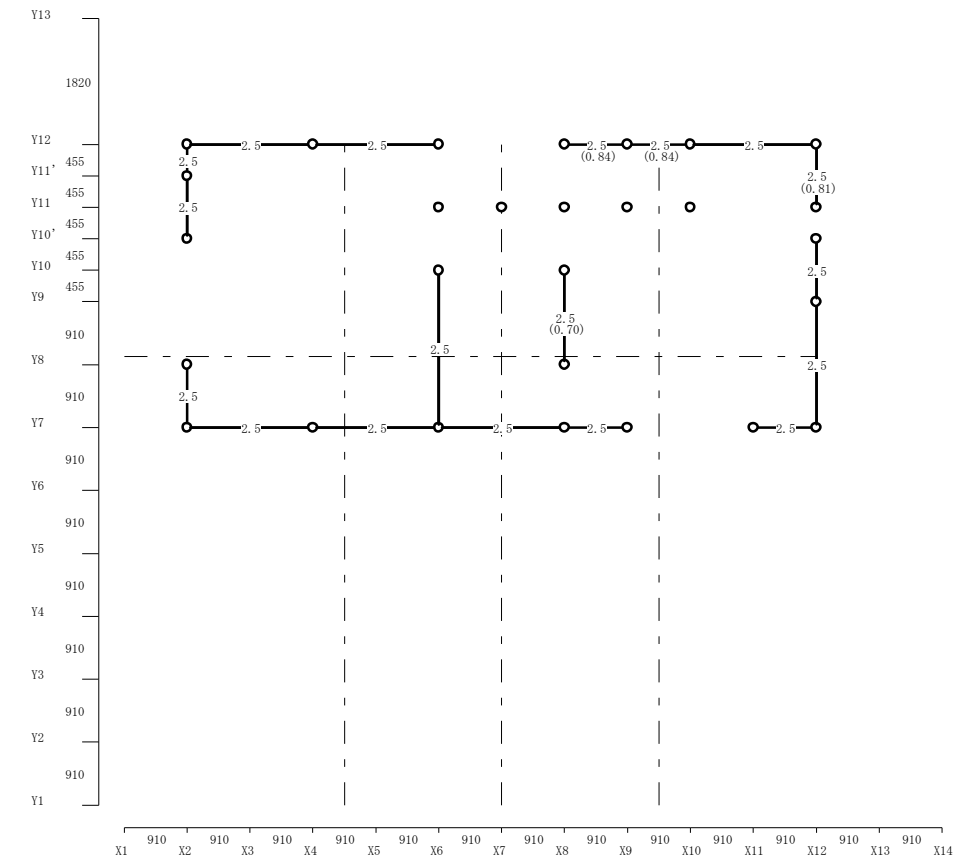


ゾーン2

2.5 壁量充足率の検討

2.5.1 存在壁量と壁量充足率（地震力による）

2 階



2階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.40 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	$3.75 = 9.316 \times 0.402$	2.5×7.28	18.20 (18.20)	4.86
上側1/4	$3.75 = 9.316 \times 0.402$	2.5×7.28	18.20 (18.20)	4.86

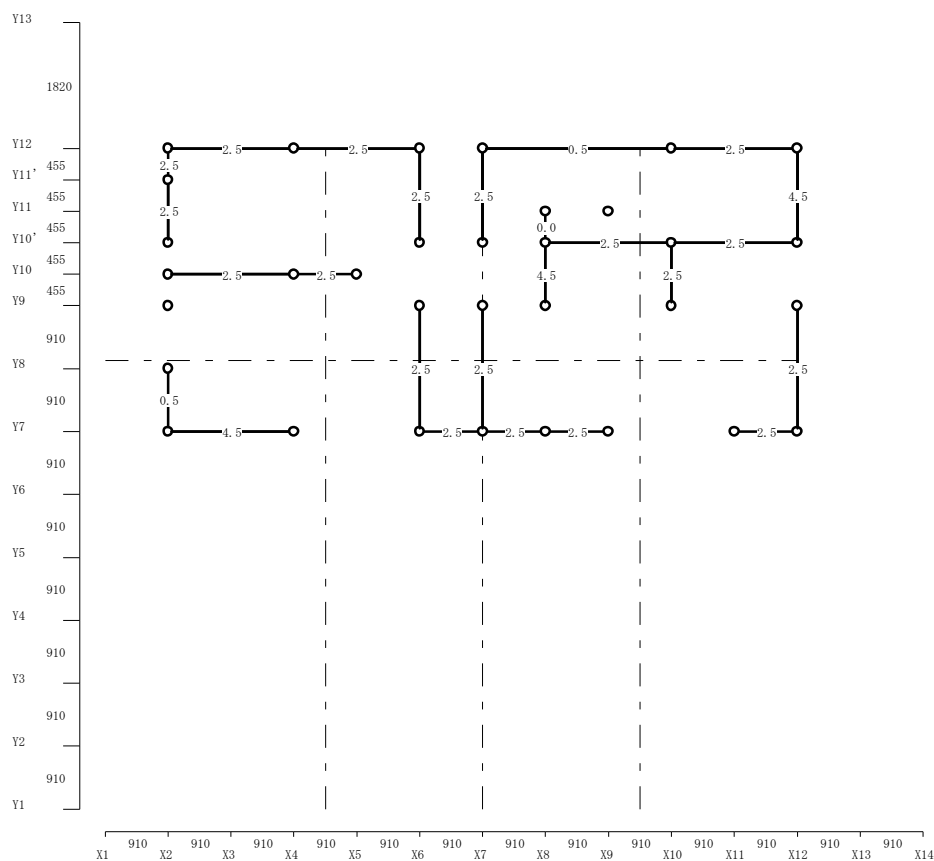
壁量充足率比 $4.86 / 4.86 = 1.00 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

2階 Y方向 (----) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.40 (m/m²)

	必要壁量 (m)	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	$3.75 = 9.316 \times 0.402$	2.5×2.28	5.69 (5.69)	1.52
右側1/4	$3.75 = 9.316 \times 0.402$	2.5×3.64	9.10 (9.10)	2.43

壁量充足率比 $1.52 / 2.43 = 0.62 \geq 0.5$ OK (左、右充足率 ≥ 1.0 のため)

1 階



1階 X方向 (— — —) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	$4.53 = 9.316 \times 0.486$	2.5×3.64 4.5×1.82	$9.10 \quad (\quad 9.10)$ $8.19 \quad (\quad 17.29)$	3.82
上側1/4	$4.53 = 9.316 \times 0.486$	0.5×2.73 2.5×5.46	$1.37 \quad (\quad 1.37)$ $13.65 \quad (\quad 15.02)$	3.32

壁量充足率比 $3.32 / 3.82 = 0.87 \geq 0.5$ OK (上、下充足率 ≥ 1.0 のため)

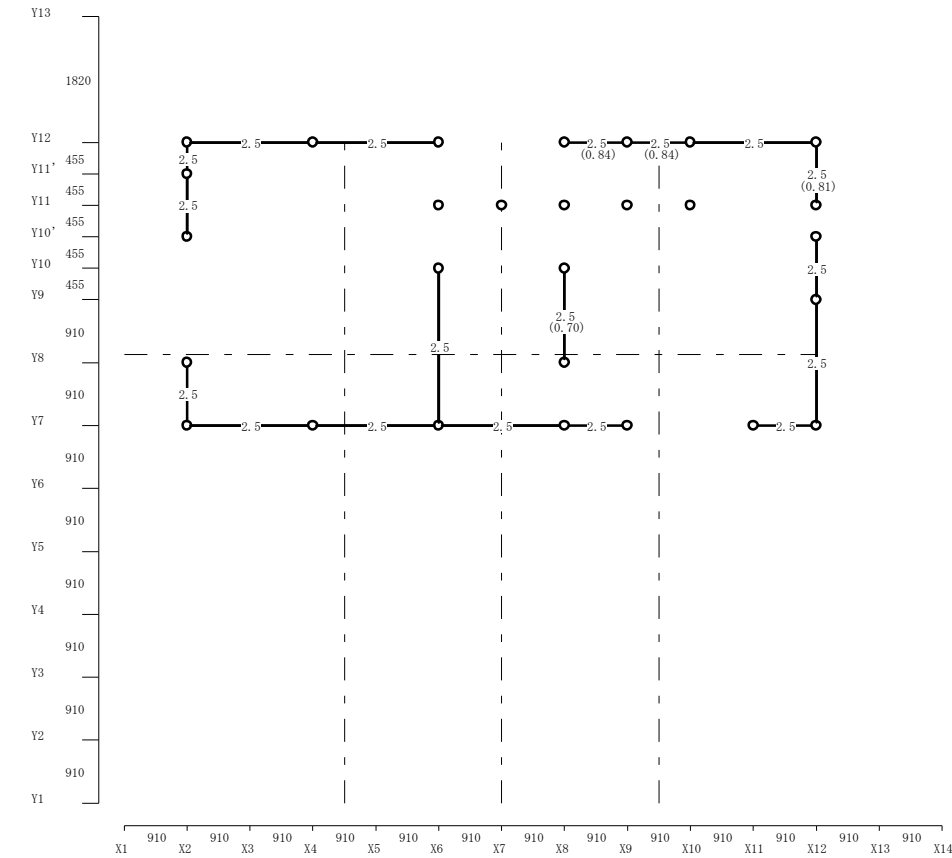
1階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.49 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	$4.53 = 9.316 \times 0.486$	0.5×0.91 2.5×1.37	$0.46 \quad (\quad 0.46)$ $3.41 \quad (\quad 3.87)$	0.85
右側1/4	$4.53 = 9.316 \times 0.486$	2.5×2.73 4.5×1.37	$6.83 \quad (\quad 6.83)$ $6.14 \quad (\quad 12.97)$	2.86

壁量充足率比 $0.85 / 2.86 = 0.30 < 0.5$ NG

ゾーン2
2.5.2 存在壁量と壁量充足率（風圧力による）

2 階



2階 X方向（――）（）内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.08（m／㎡）

	必要壁量（m）	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
下側1/4	$0.72 = 9.316 \times 0.077$	2.5×7.28	18.20（18.20）	25.40
上側1/4	$0.72 = 9.316 \times 0.077$	2.5×7.28	18.20（18.20）	25.40

壁量充足率比 $25.40 / 25.40 = 1.00 \geq 0.5$ OK（上、下充足率 ≥ 1.0 のため）

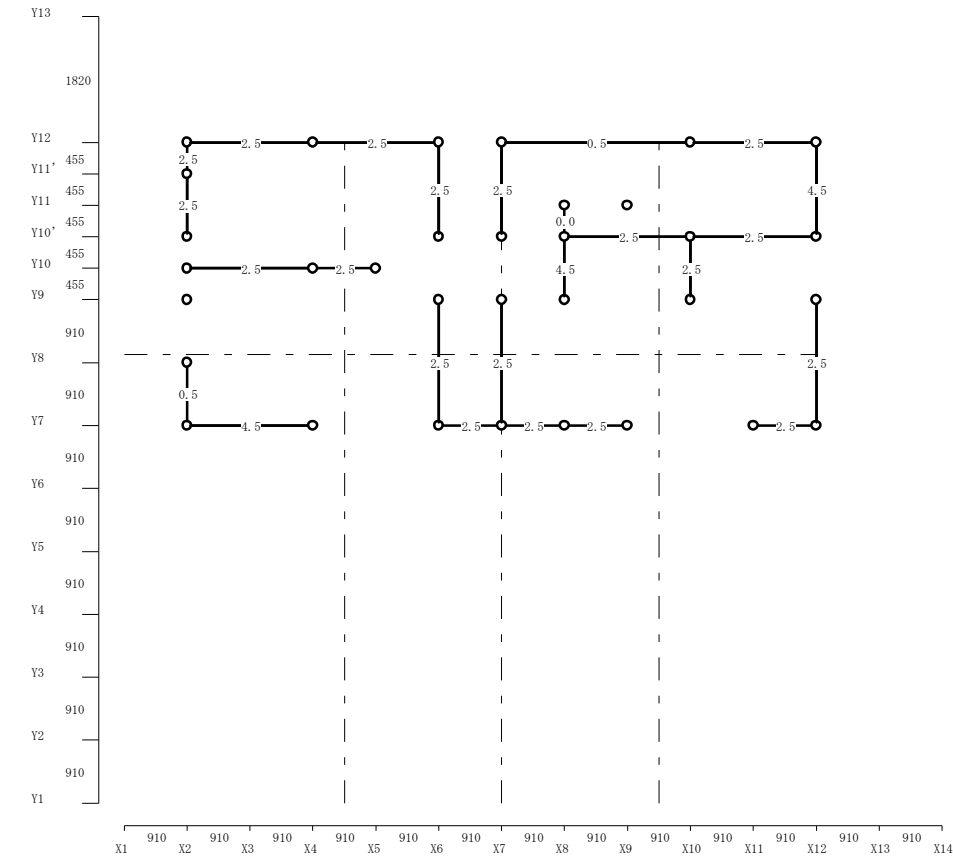
2階 Y方向（――）（）内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.17（m／㎡）

	必要壁量（m）	αili	$\Sigma \alpha ili$	壁量充足率
左側1/4	$1.59 = 9.316 \times 0.171$	2.5×2.28	5.69（5.69）	3.57
右側1/4	$1.59 = 9.316 \times 0.171$	2.5×3.64	9.10（9.10）	5.71

壁量充足率比 $3.57 / 5.71 = 0.62 \geq 0.5$ OK（左、右充足率 ≥ 1.0 のため）

ゾーン 2

1 階



1階 X方向 (――) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.23 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
下側1/4	2.10 = 9.316 × 0.225	2.5 × 3.64 4.5 × 1.82	9.10 (9.10) 8.19 (17.29)	8.24
上側1/4	2.10 = 9.316 × 0.225	0.5 × 2.73 2.5 × 5.46	1.37 (1.37) 13.65 (15.02)	7.15

壁量充足率比 7.15 / 8.24 = 0.87 ≥ 0.5 OK (上、下充足率≥1.0のため)

1階 Y方向 (---) ()内の数値は1/4内の累計値 単位壁長 0.50 (m/m²)

	必要壁量 (m)	α ili	$\Sigma \alpha$ ili	壁量充足率
左側1/4	4.66 = 9.316 × 0.501	0.5 × 0.91 2.5 × 1.37	0.46 (0.46) 3.41 (3.87)	0.83
右側1/4	4.66 = 9.316 × 0.501	2.5 × 2.73 4.5 × 1.37	6.83 (6.83) 6.14 (12.97)	2.78

壁量充足率比 0.83 / 2.78 = 0.30 < 0.5 NG

3. 各部の設計

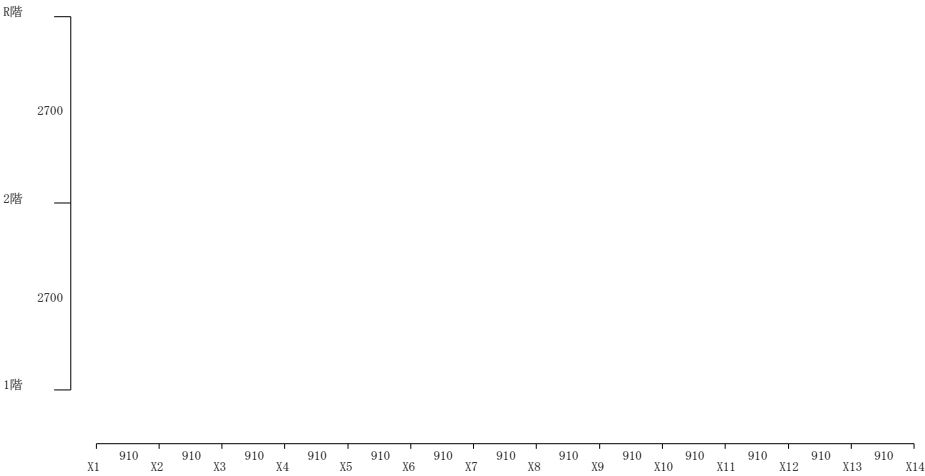
3.1 軸力

3.1.1 耐力壁の許容耐力・軸力

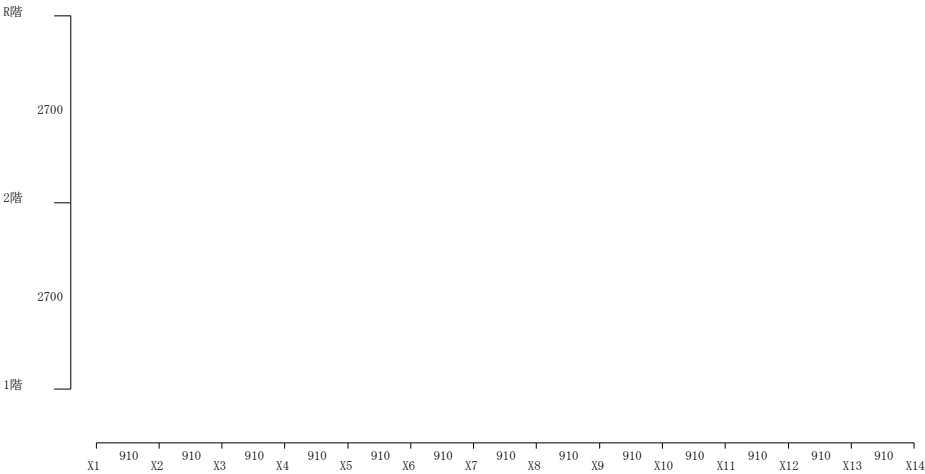
上段：壁倍率 中段：許容せん断耐力(kN) 下段：水平時軸力(kN)

<<< 正加力時 >>>

X方向 Y1 通り

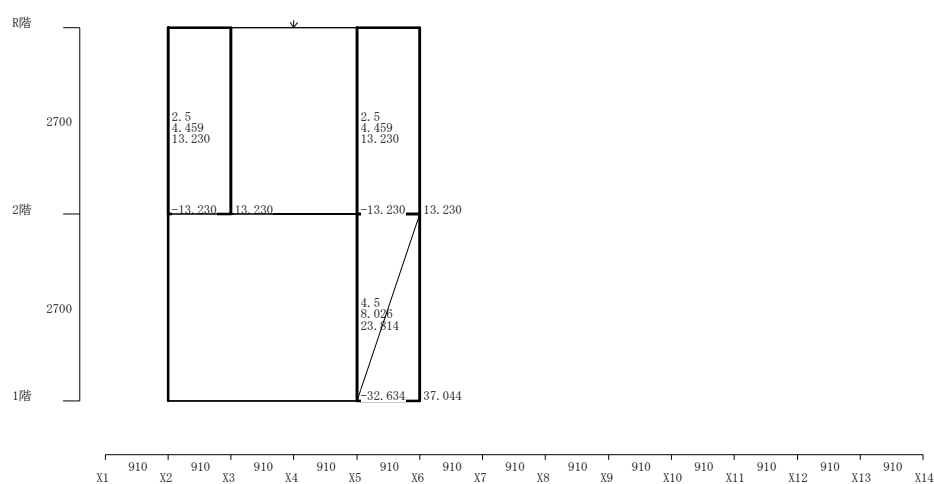


X方向 Y2 通り

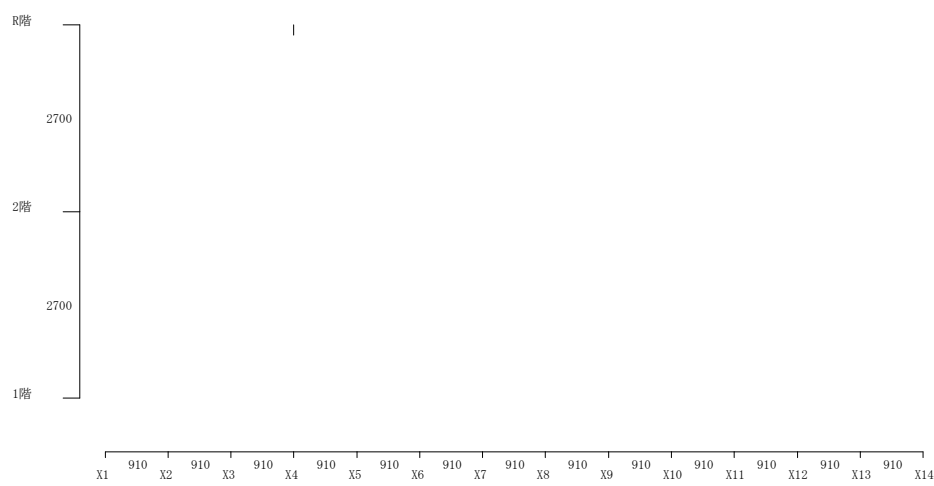


<<< 正加力時 >>>

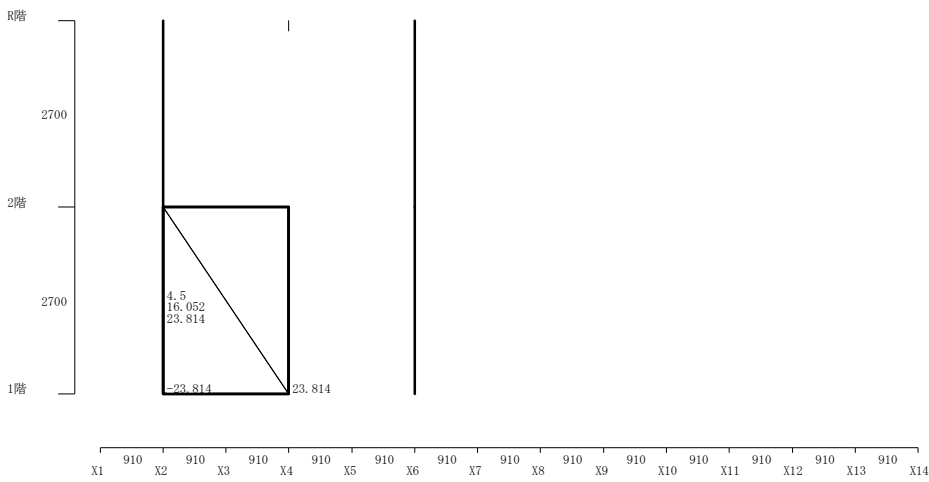
X方向 Y3 通り



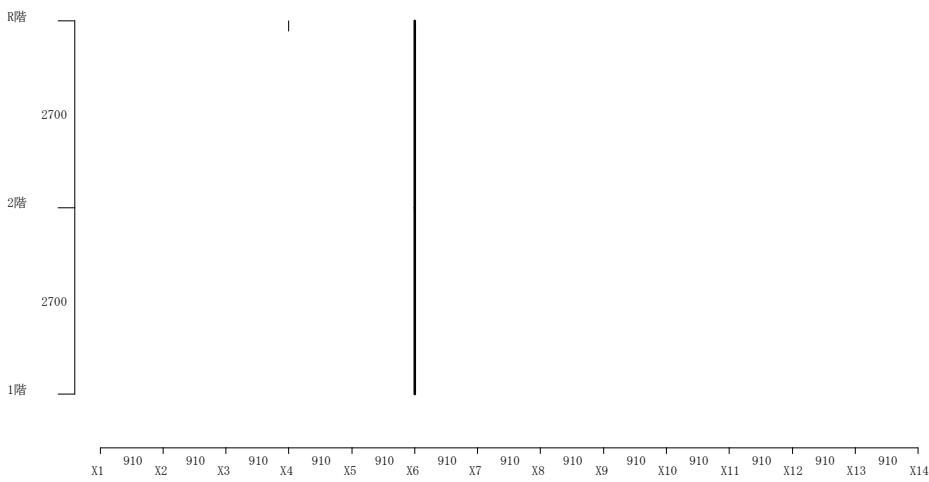
X方向 Y4 通り



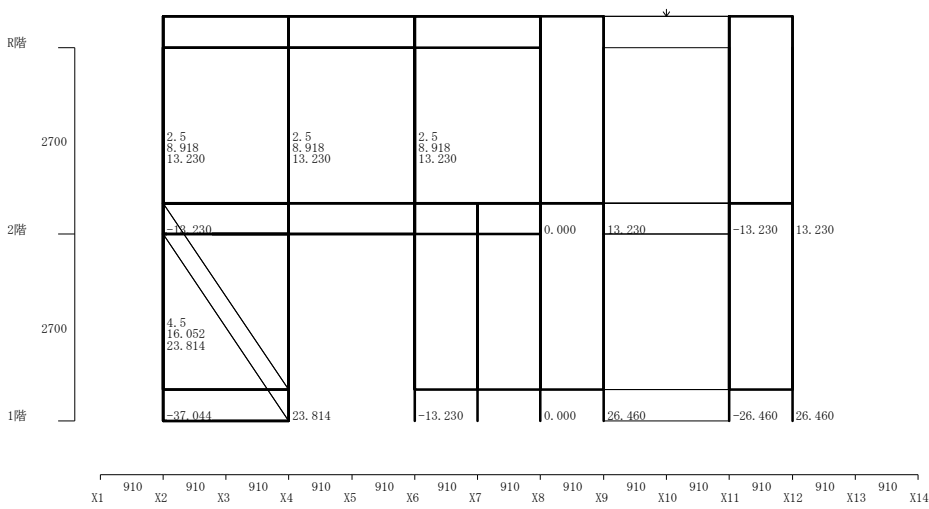
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y5 通り



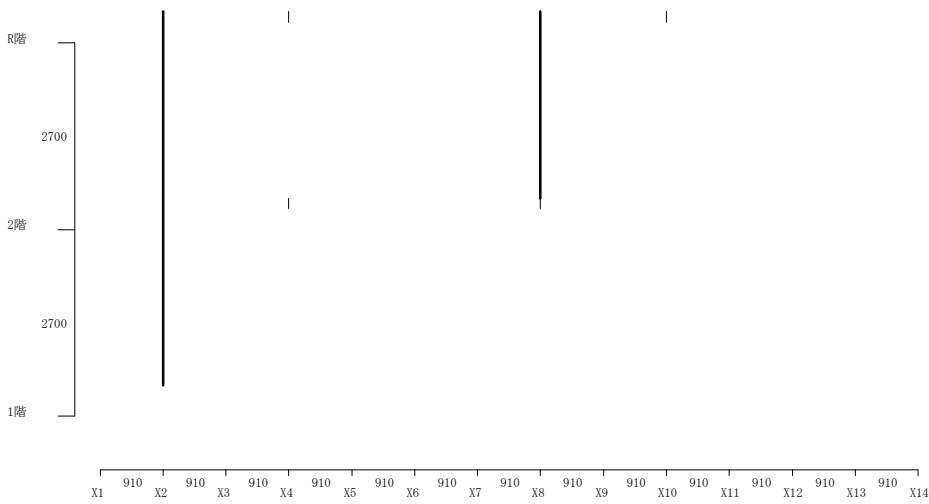
X方向 Y6 通り



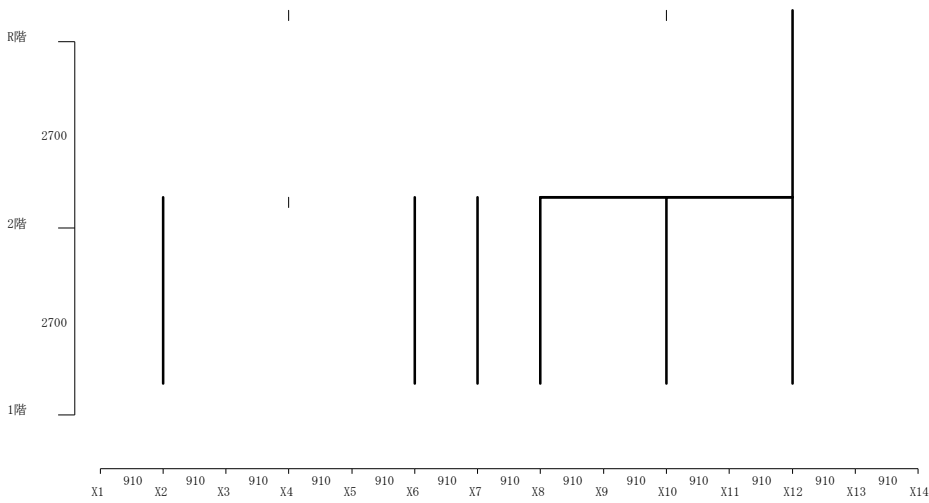
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y7 通り



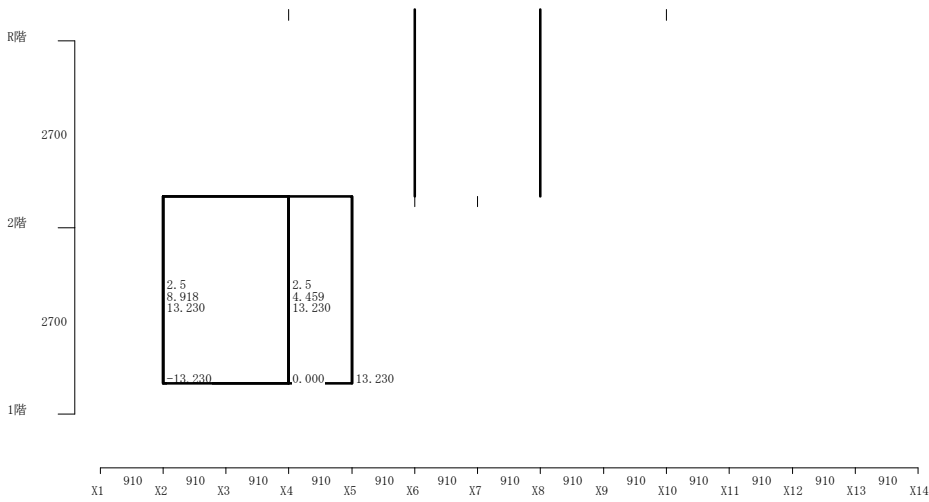
X方向 Y8 通り



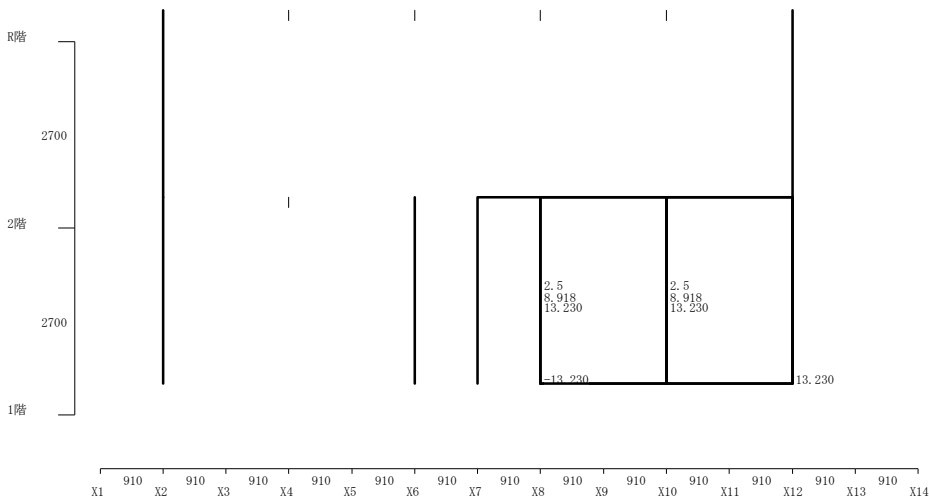
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y9 通り



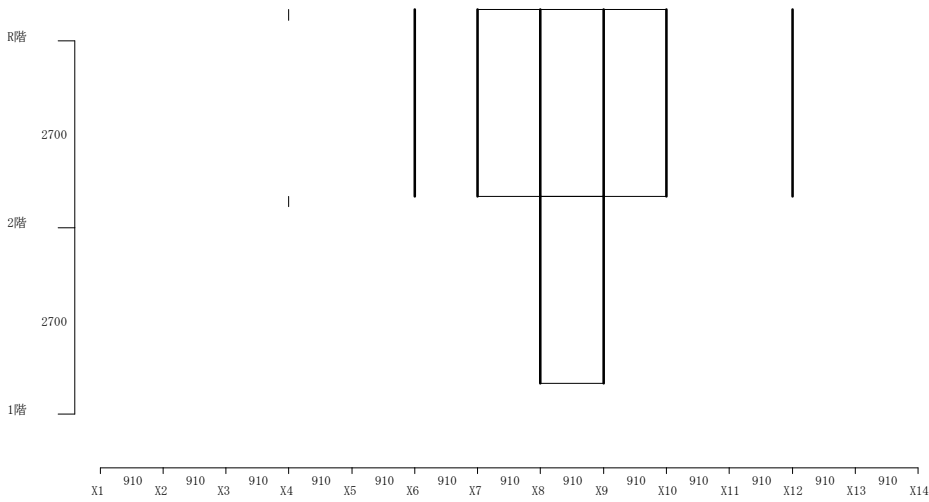
X方向 Y10 通り



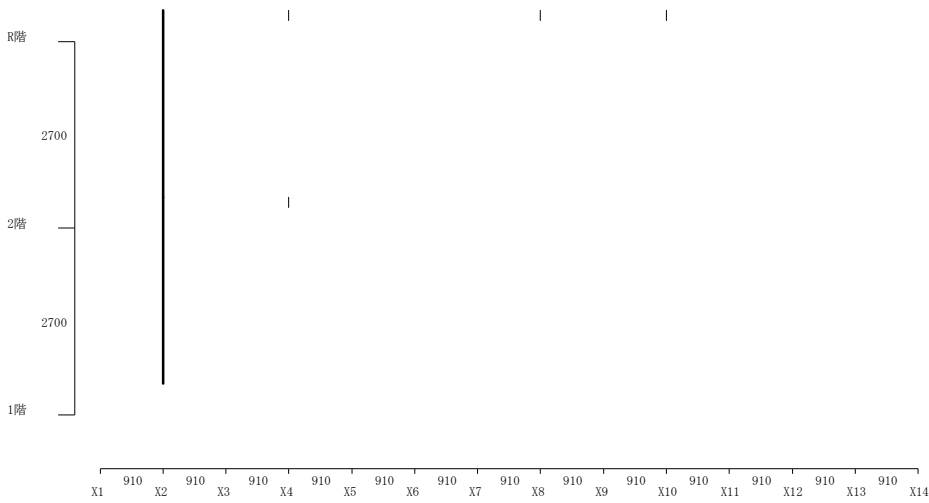
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y10' 通り



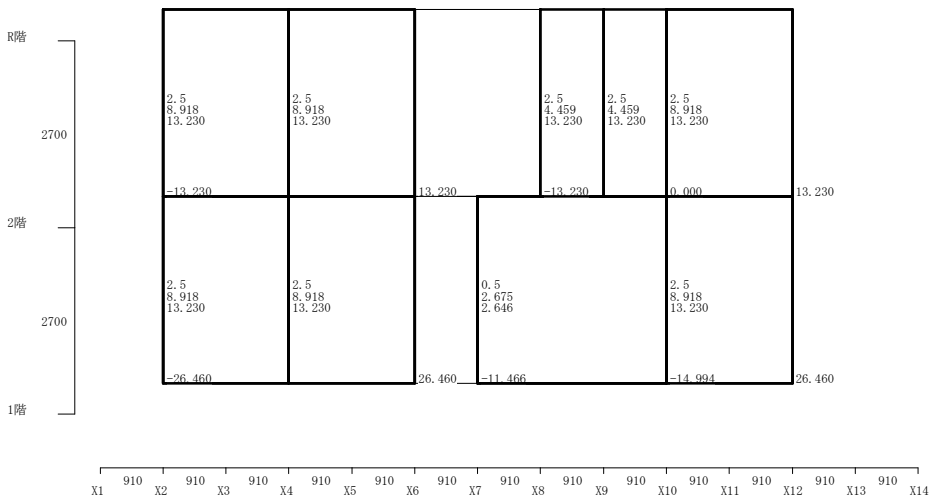
X方向 Y11 通り



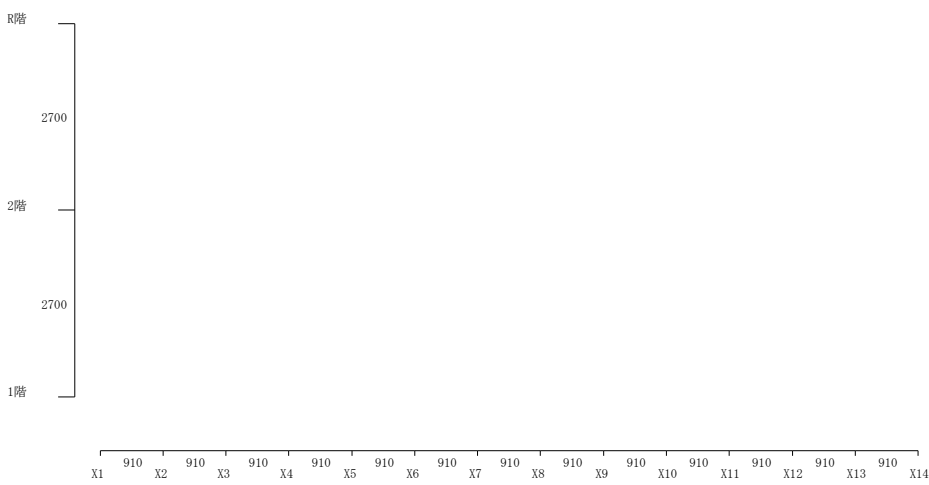
<<< 正加力時 >>>
X方向 Y11' 通り



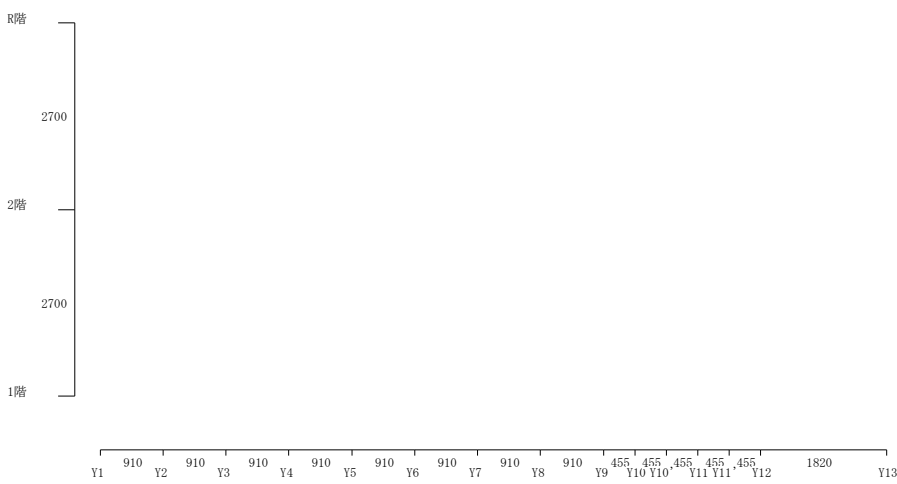
X方向 Y12 通り



<<< 正加力時 >>>
X方向 Y13 通り

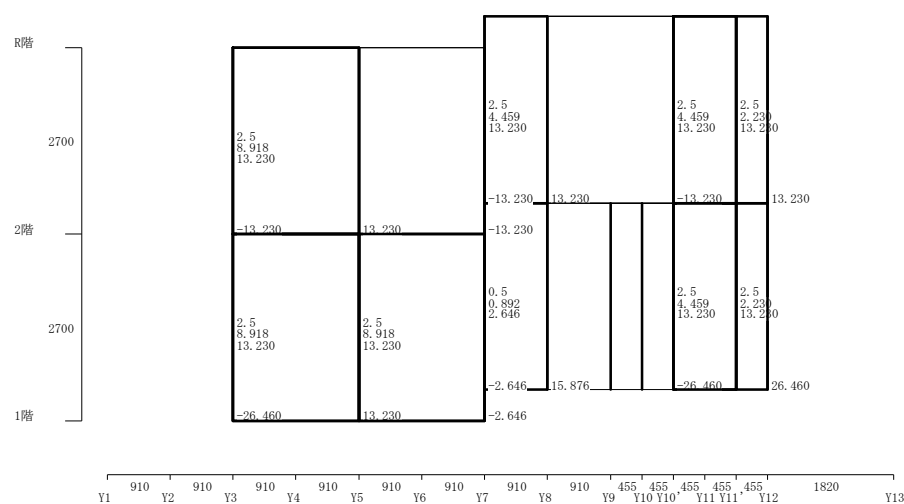


Y方向 X1 通り

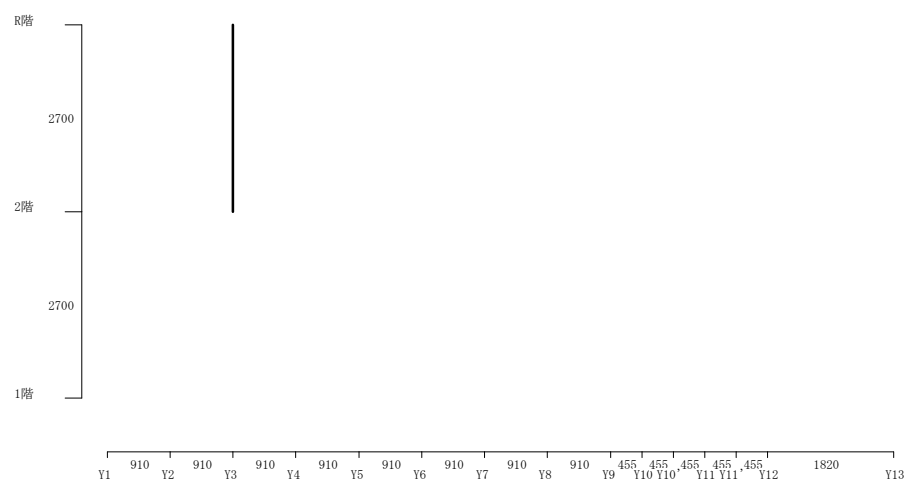


<<< 正加力時 >>>

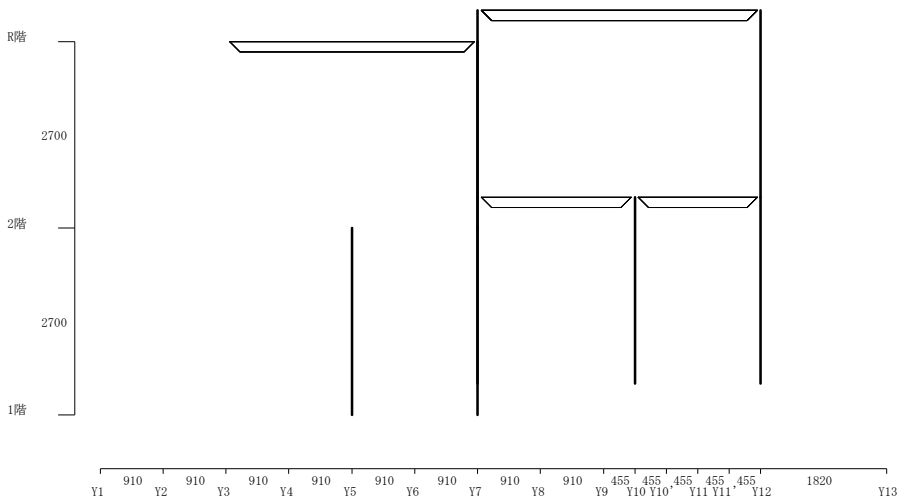
Y方向 X2 通り



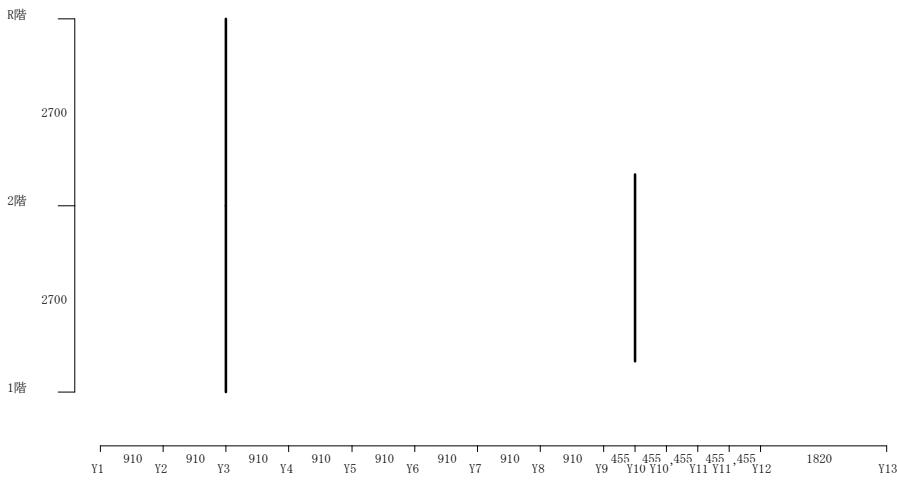
Y方向 X3 通り



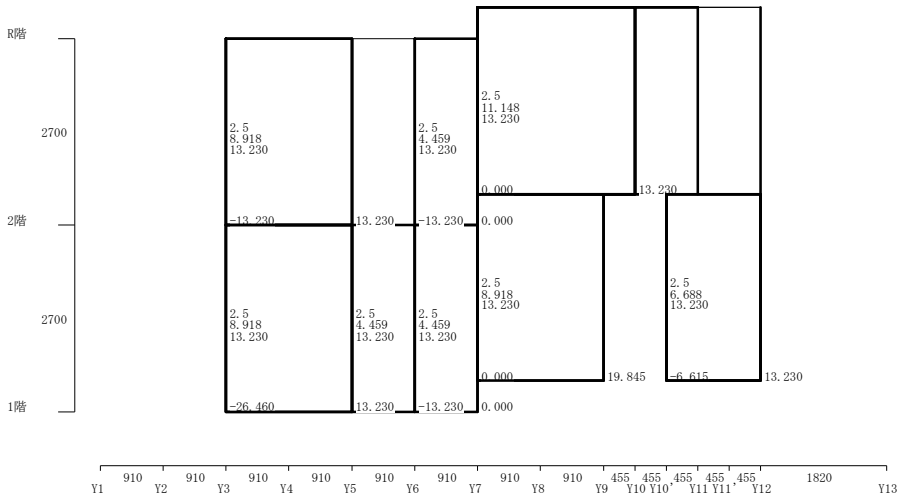
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X4 通り



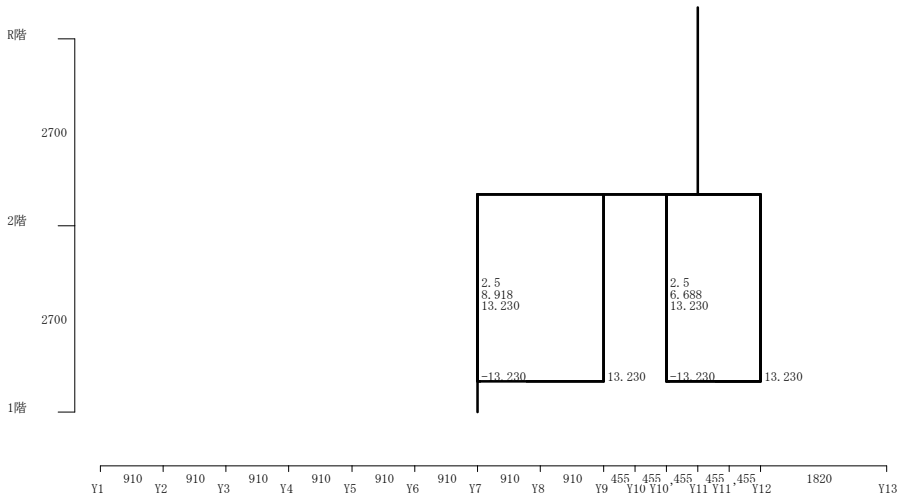
Y方向 X5 通り



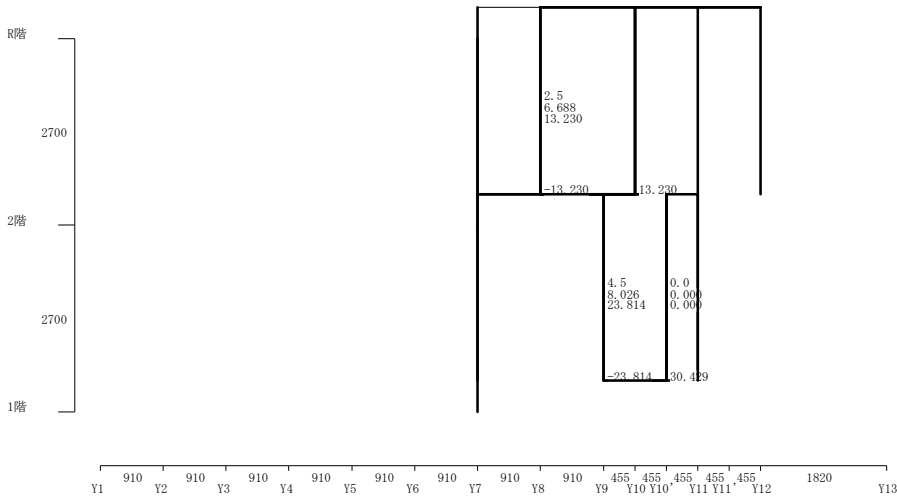
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X6 通り



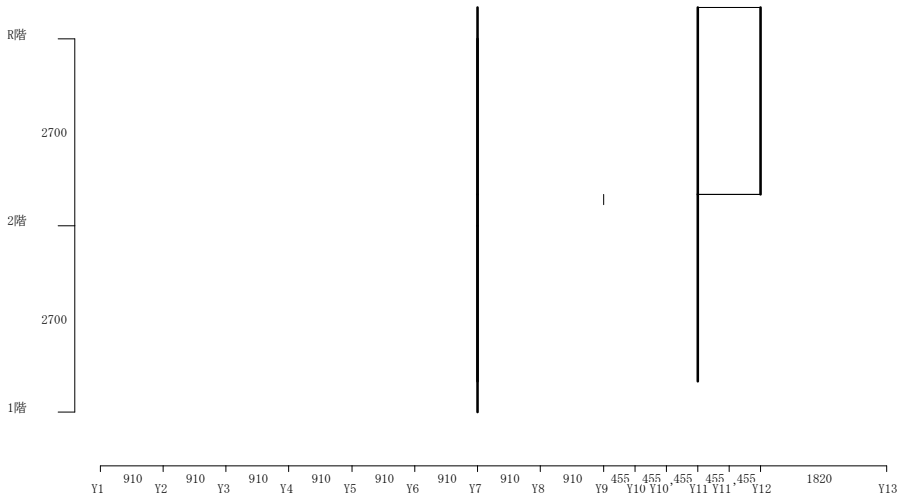
Y方向 X7 通り



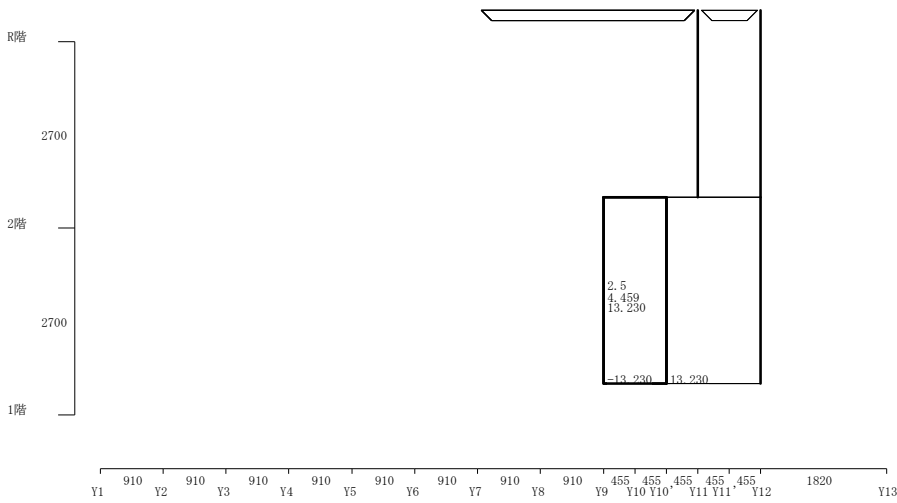
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X8 通り



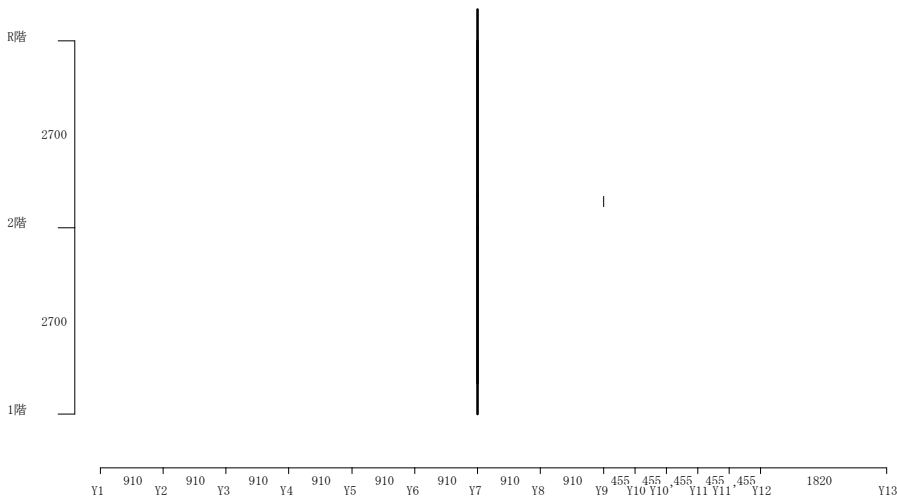
Y方向 X9 通り



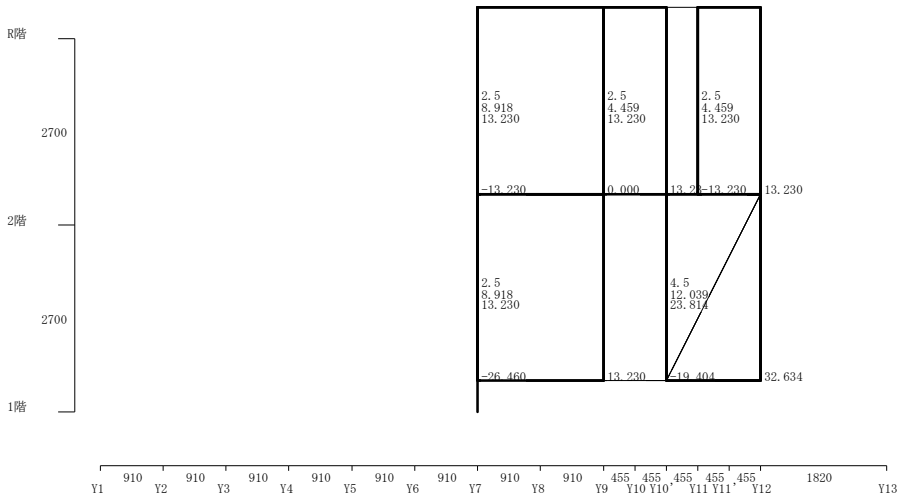
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X10 通り



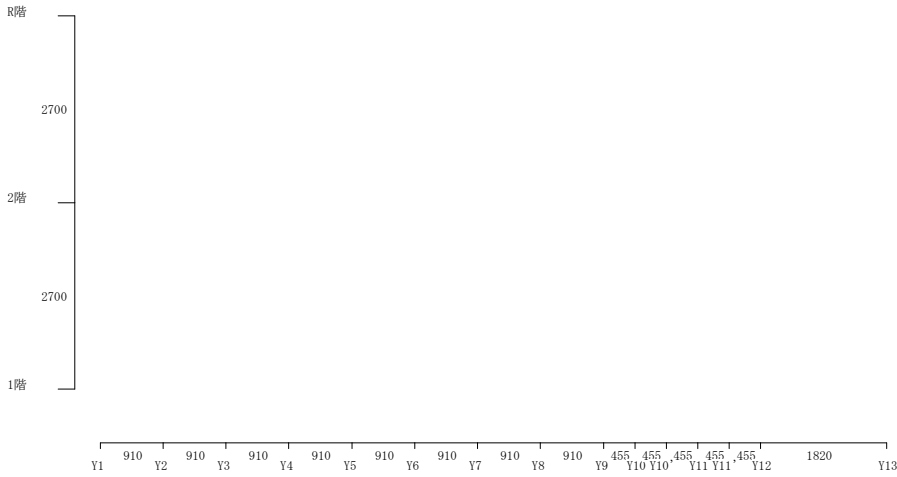
Y方向 X11 通り



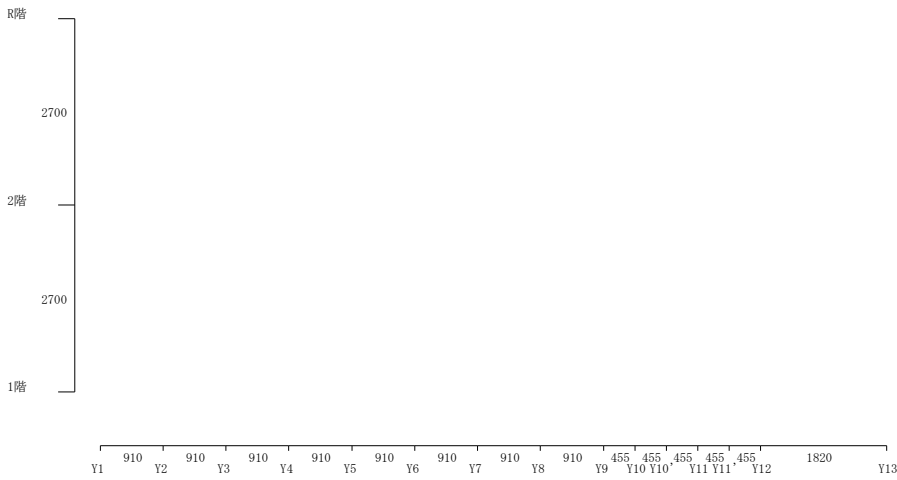
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X12 通り



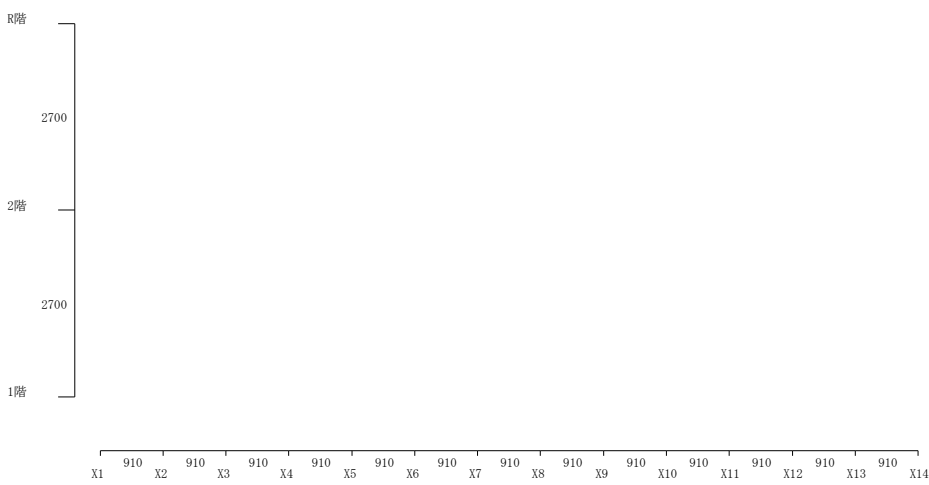
Y方向 X13 通り



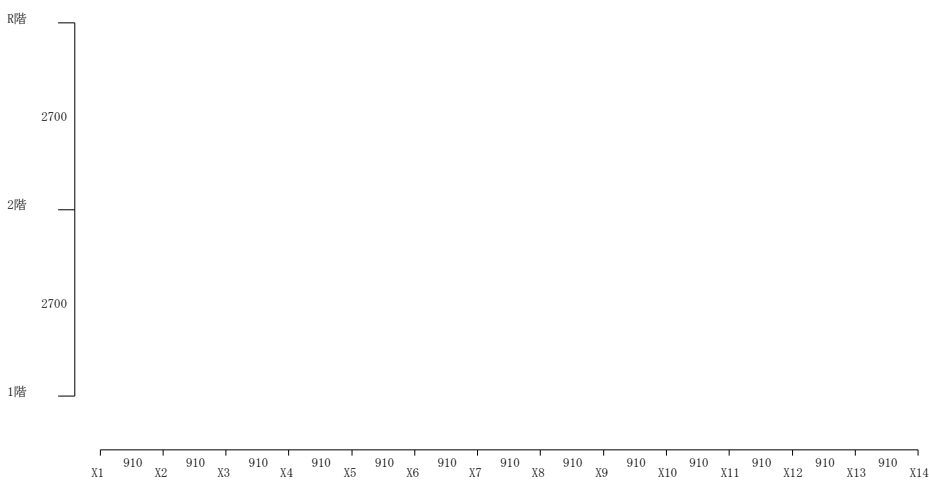
<<< 正加力時 >>>
Y方向 X14 通り



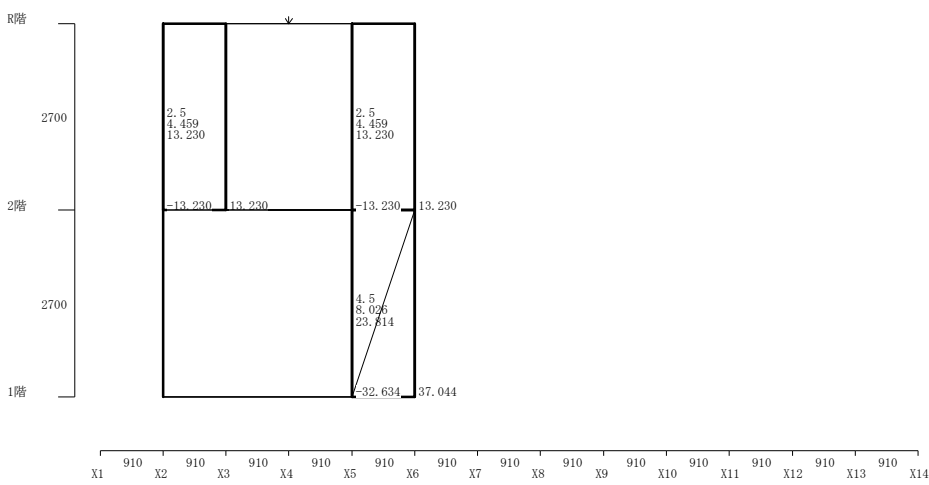
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y1 通り



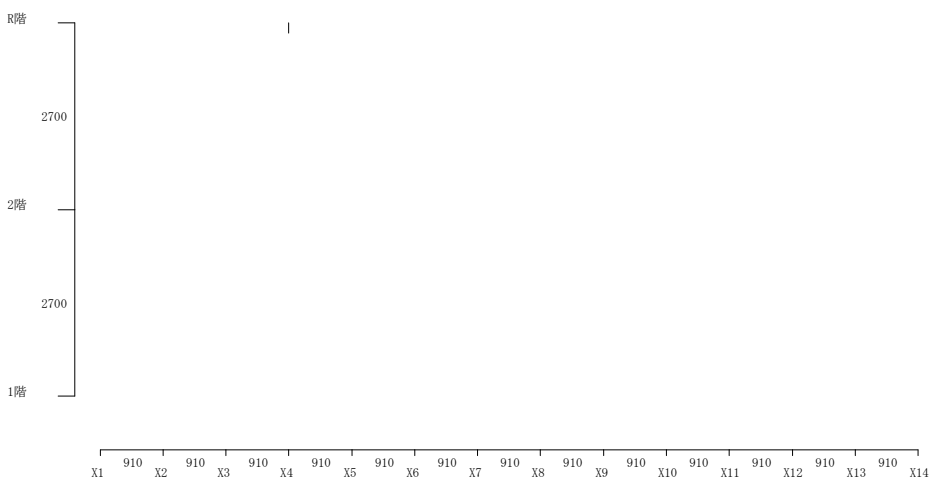
X方向 Y2 通り



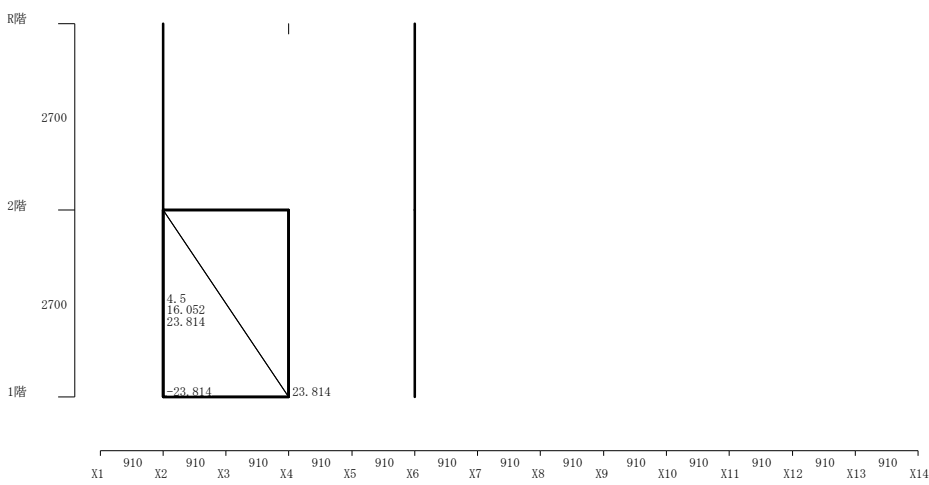
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y3 通り



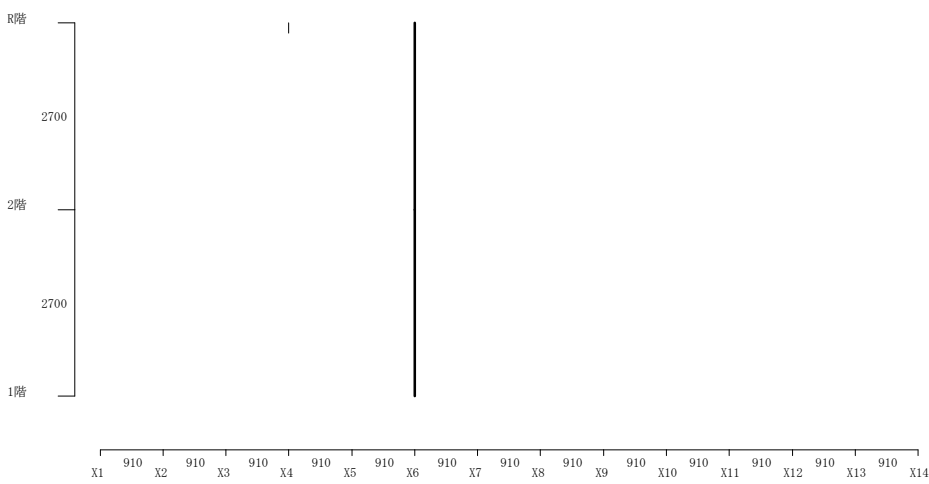
X方向 Y4 通り



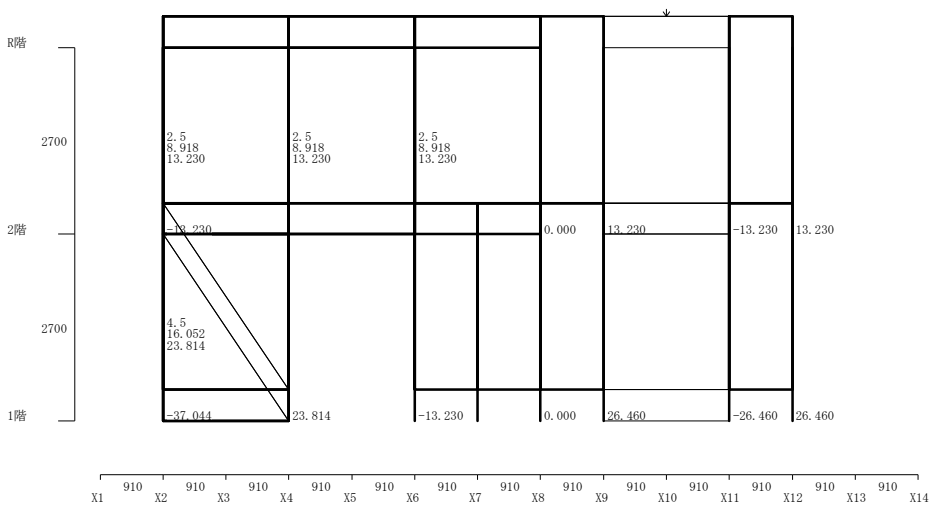
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y5 通り



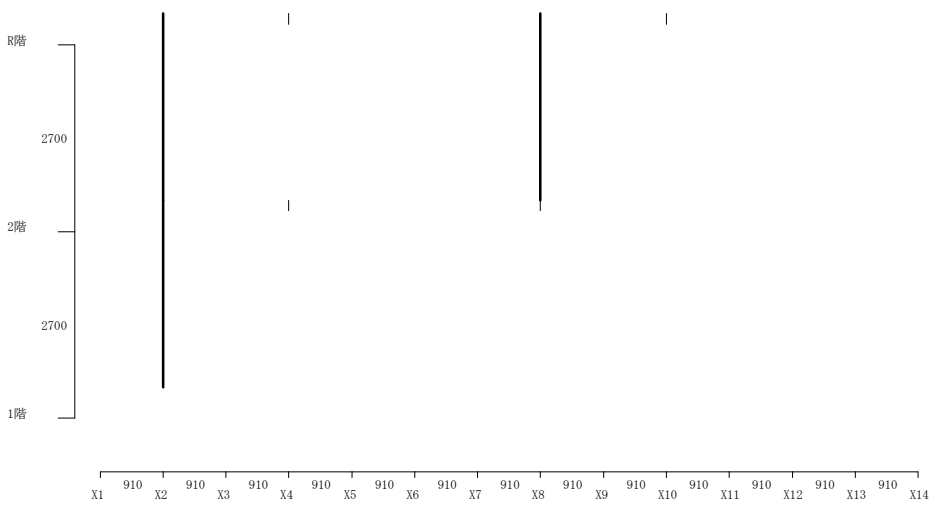
X方向 Y6 通り



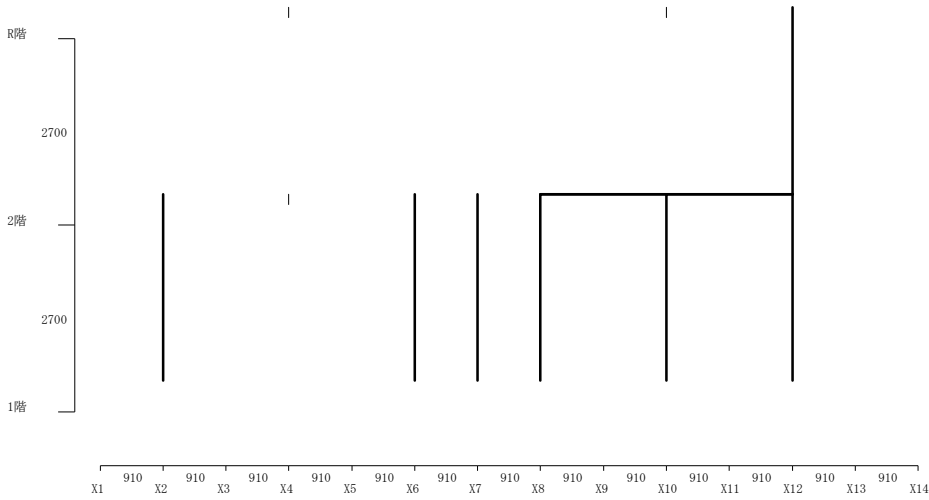
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y7 通り



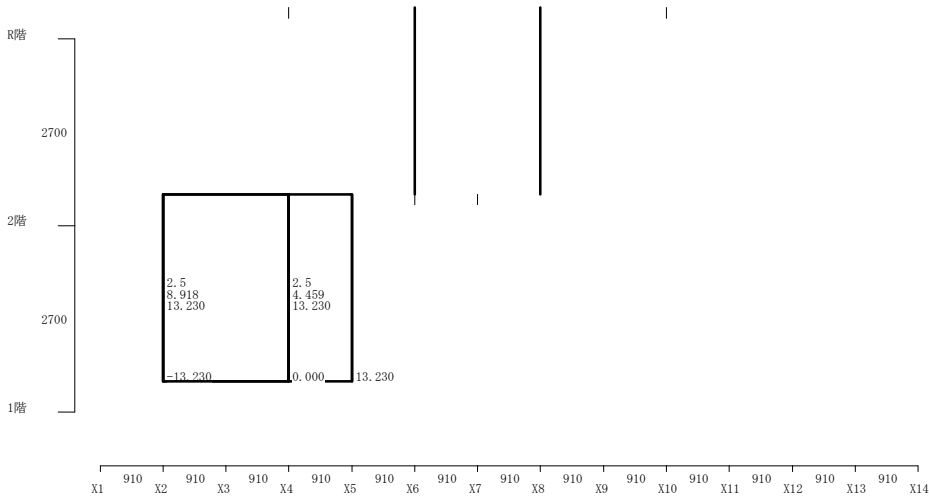
X方向 Y8 通り



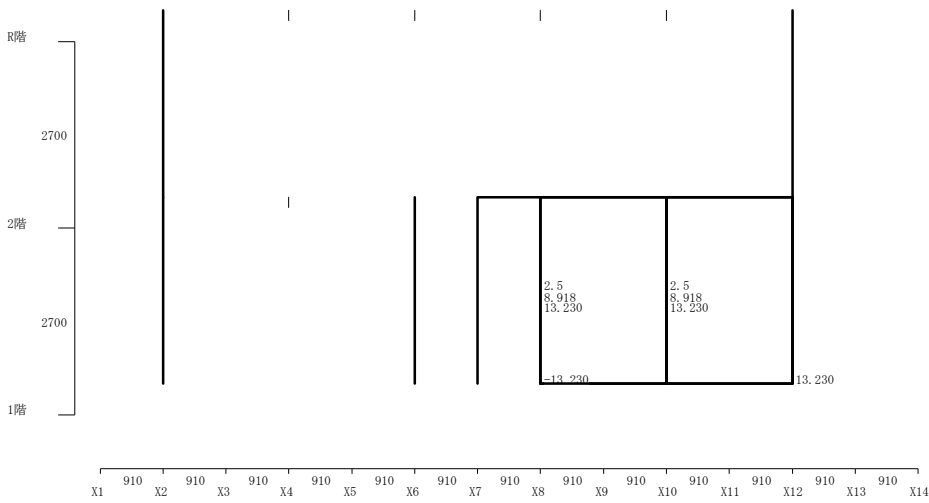
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y9 通り



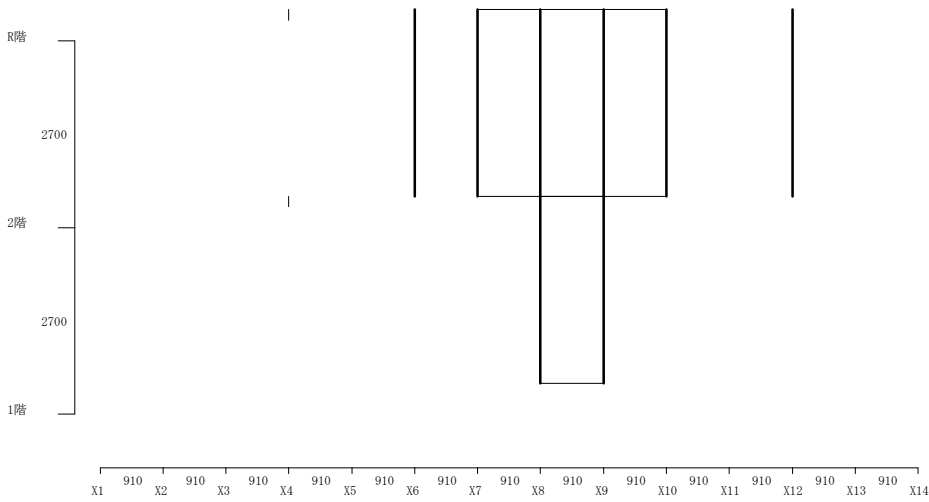
X方向 Y10 通り



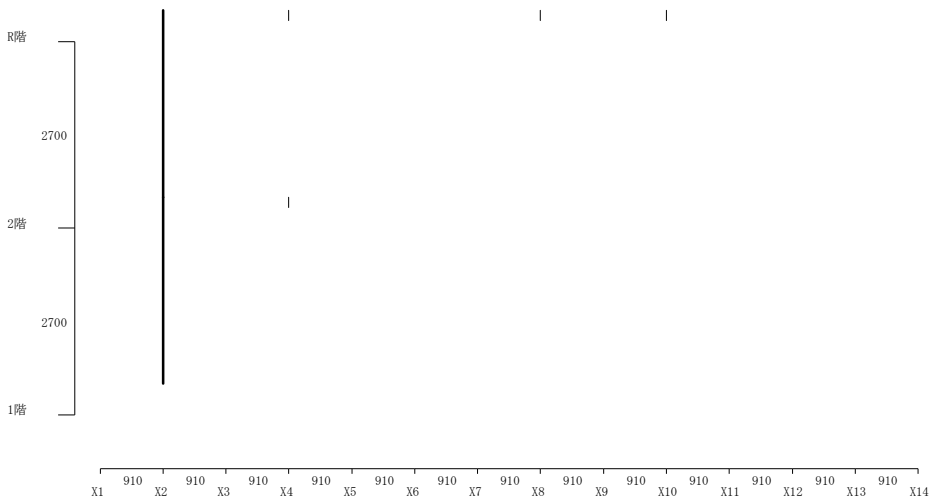
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y10' 通り



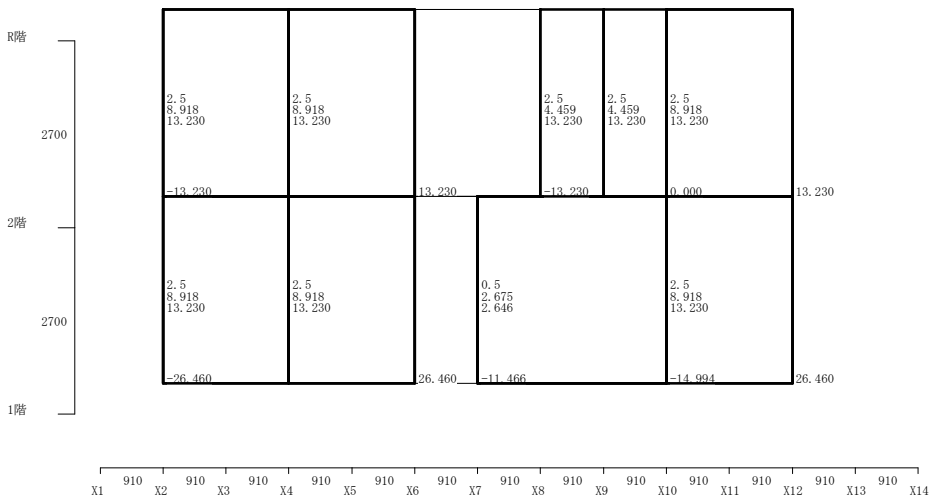
X方向 Y11 通り



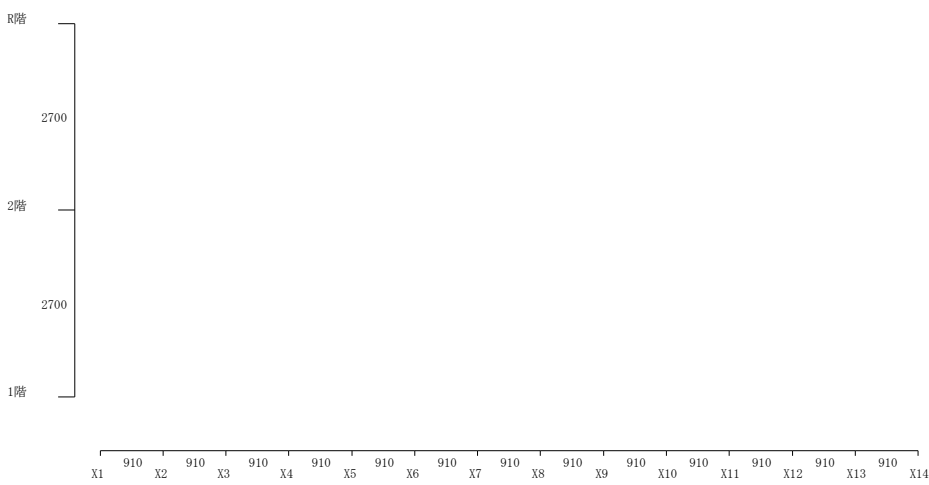
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y11' 通り



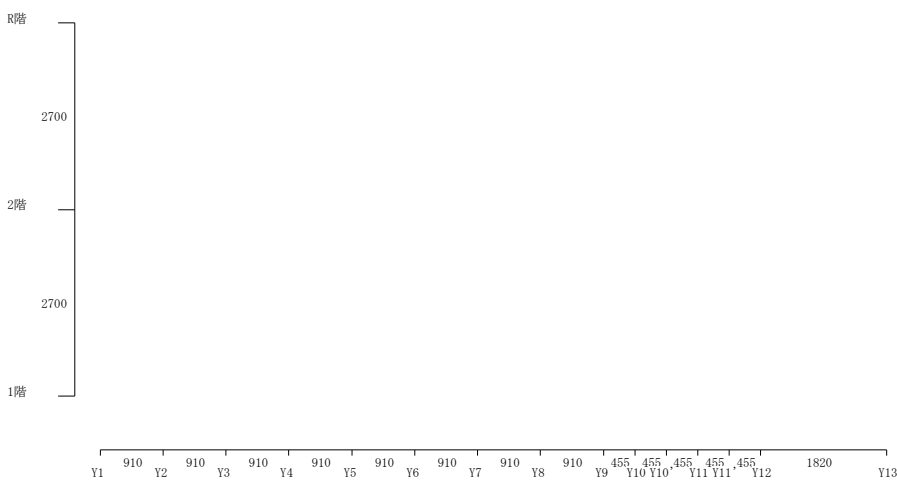
X方向 Y12 通り



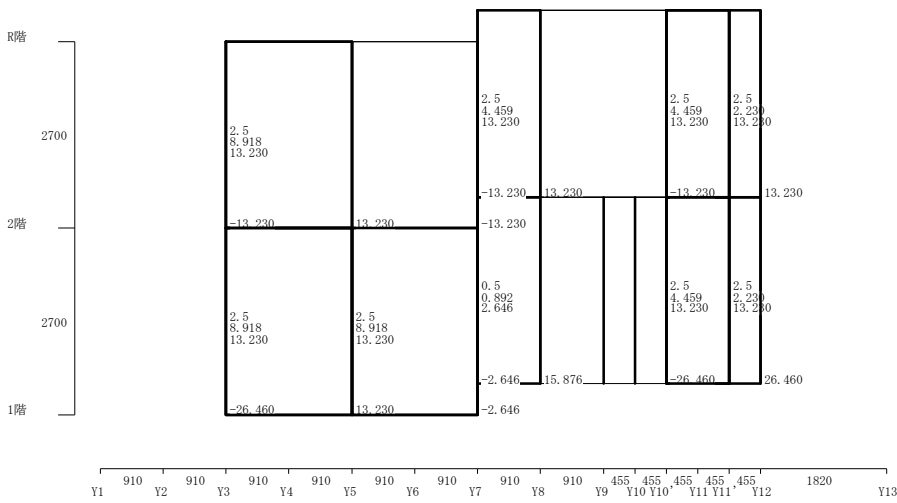
<<< 負加力時 >>>
X方向 Y13 通り



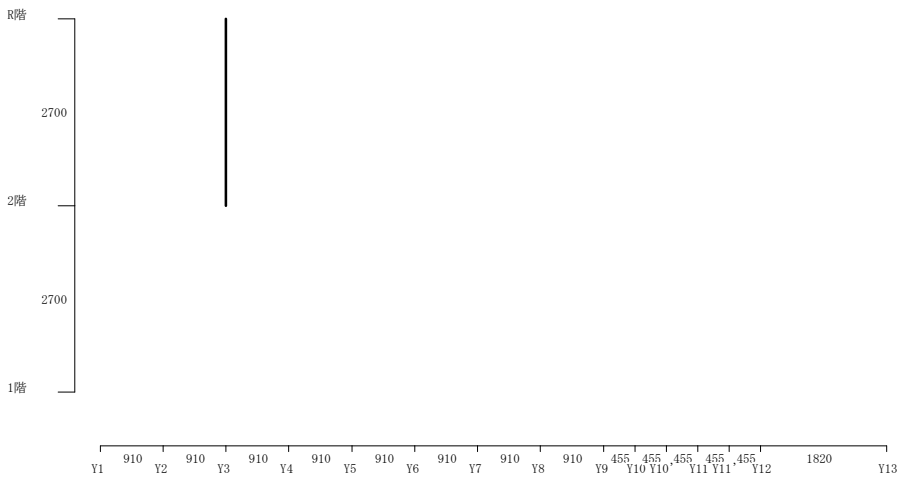
Y方向 X1 通り



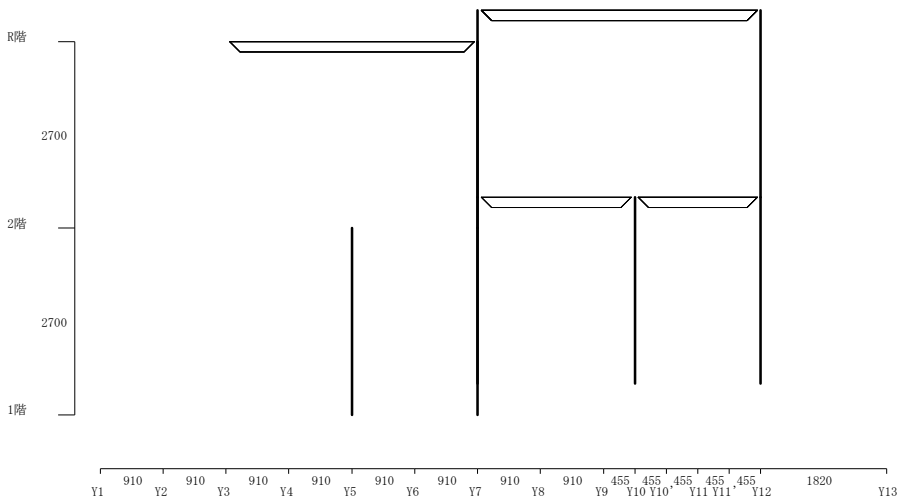
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X2 通り



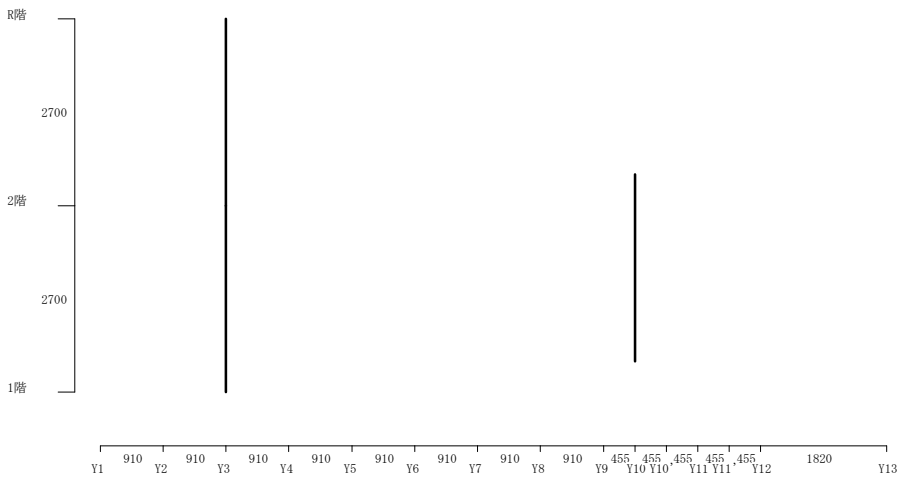
Y方向 X3 通り



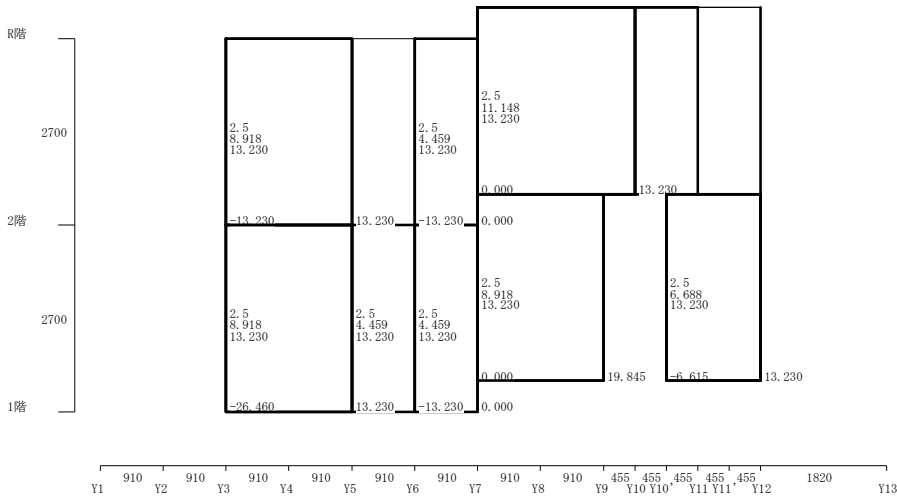
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X4 通り



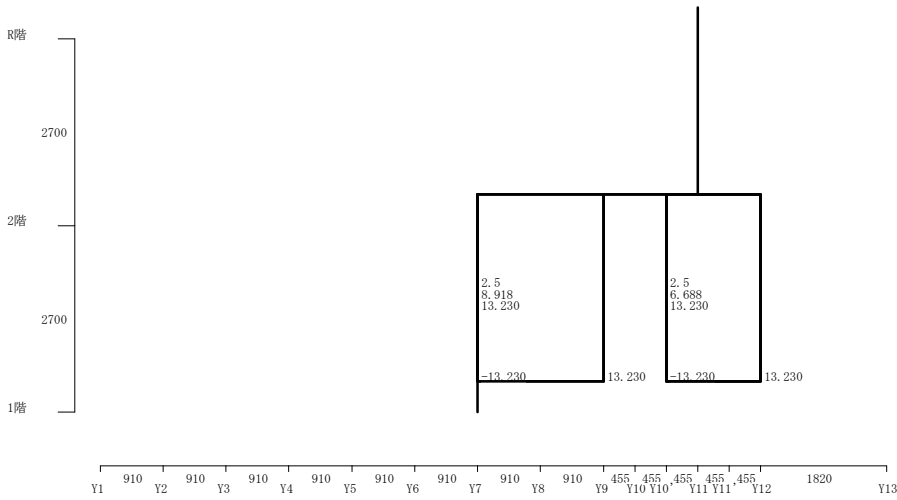
Y方向 X5 通り



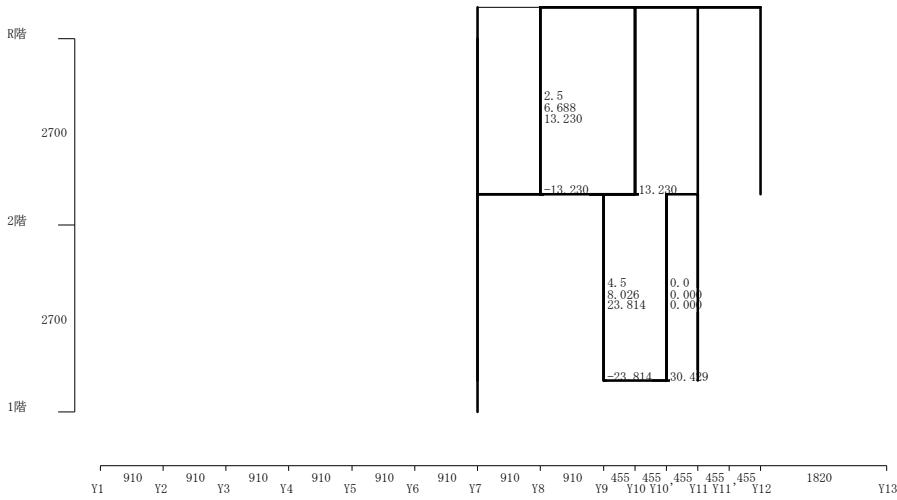
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X6 通り



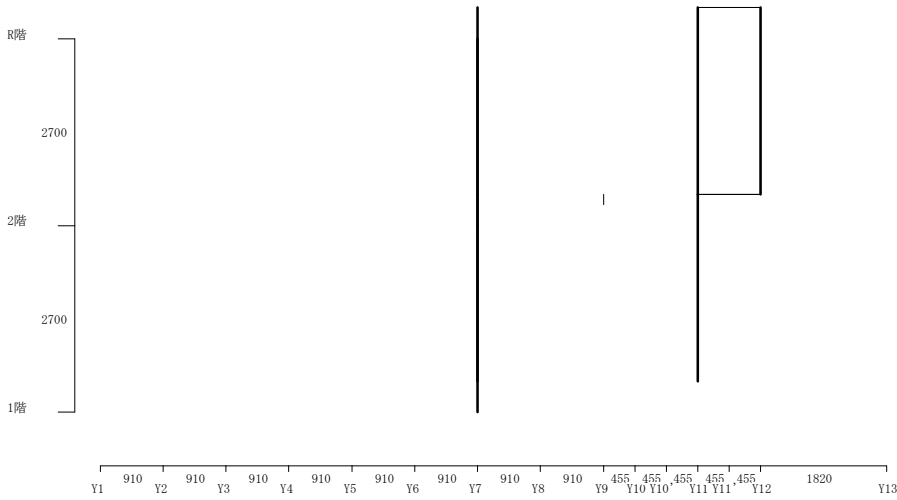
Y方向 X7 通り



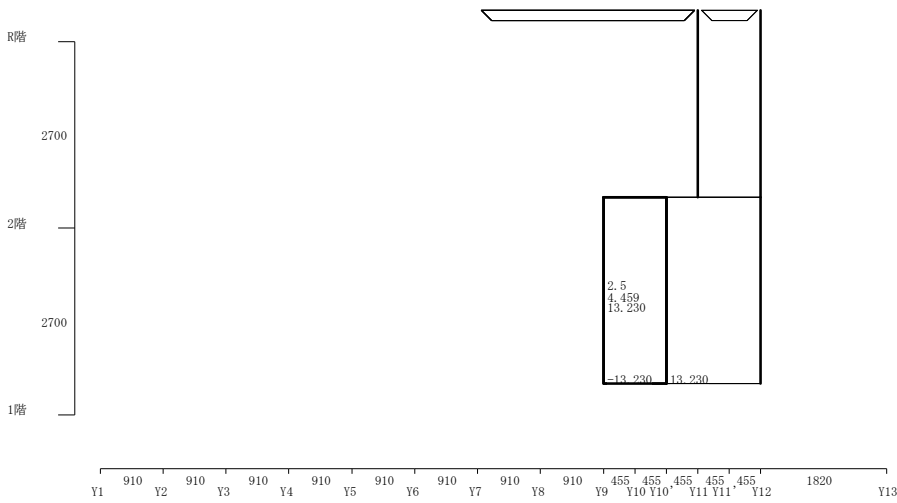
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X8 通り



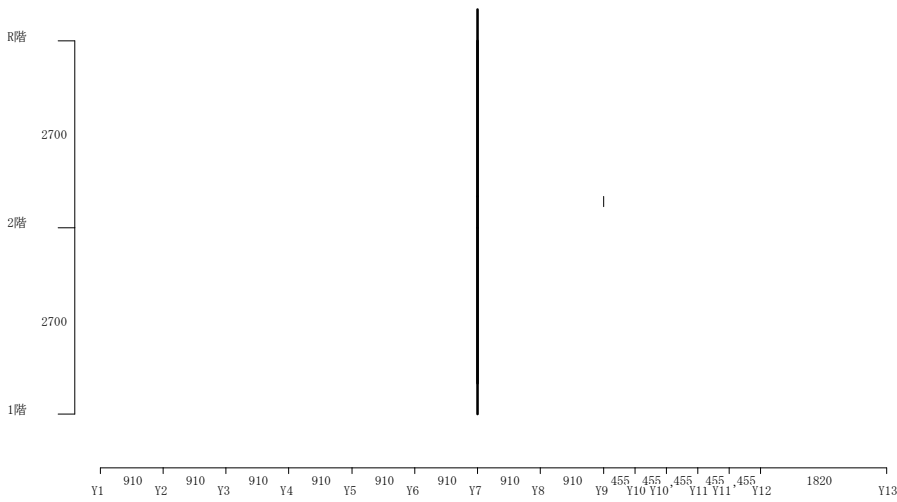
Y方向 X9 通り



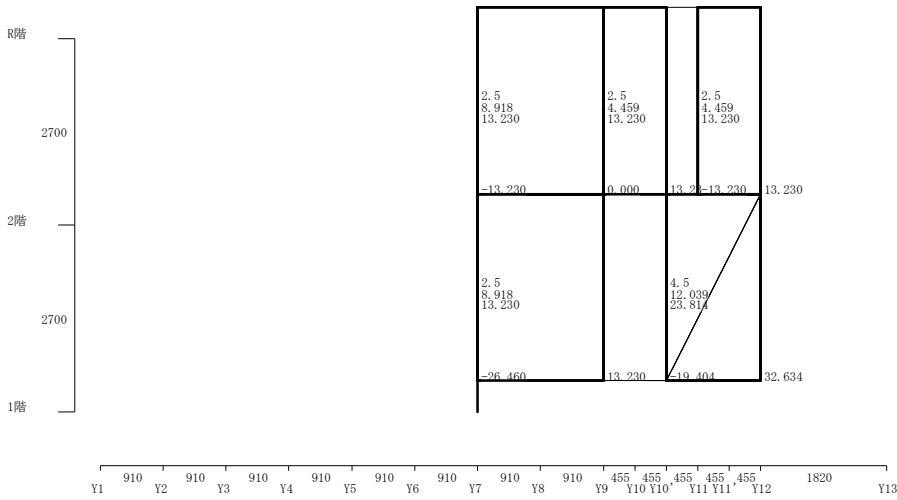
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X10 通り



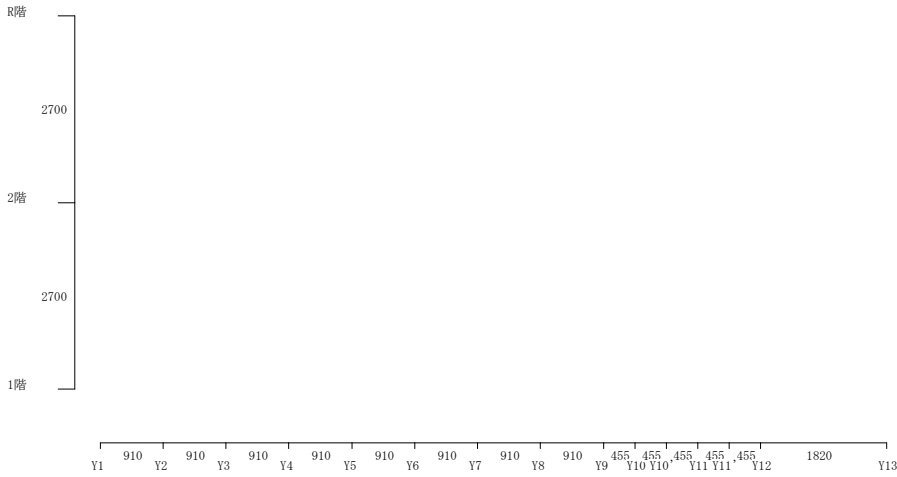
Y方向 X11 通り



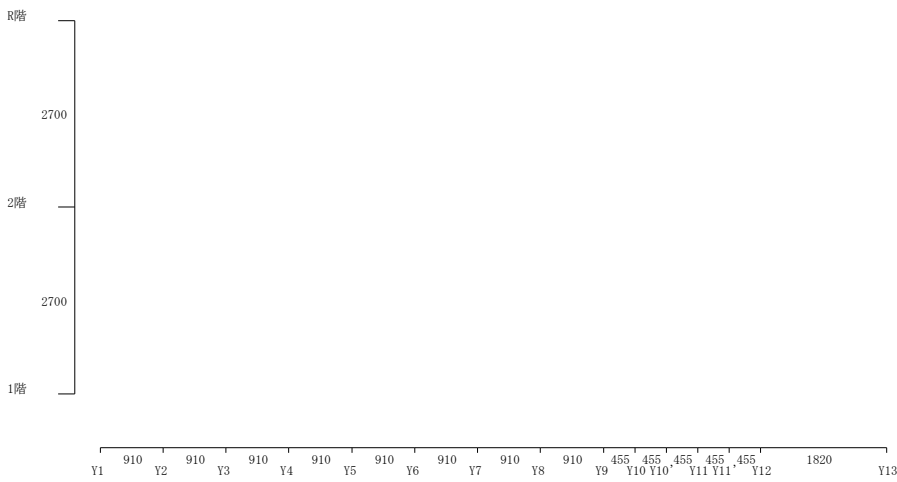
<<< 負加力時 >>>
Y方向 X12 通り



Y方向 X13 通り



<<< 負加力時 >>>
Y方向 X14 通り



3.1.2 柱の軸力

3.1.2.1 柱の長期軸力

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P 0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y3 X2	2	屋根 外壁	0.460 × 1.518 0.990 × 1.365 × 2.700	0.698 3.649	4.347	4.347
	1	床 外壁 Y3 X3 より	1.950 × 1.656 0.990 × 2.275 × 2.700	3.230 6.081 3.088	12.399	16.746
Y3 X3	2	屋根 外壁	0.460 × 2.139 0.990 × 1.365 × 2.700	0.984 3.649	4.633 Y3 X2 へ Y3 X5 へ	4.633 3.088 1.544
	1	外壁 Y3 X3 より	0.990 × 1.820 × 2.700	4.865 1.544	6.409	11.042
Y3 X6	2	屋根 外壁	0.460 × 1.518 0.990 × 1.365 × 2.700	0.698 3.649	4.347	4.347
	1	床 外壁	1.950 × 1.656 0.990 × 1.365 × 2.700	3.230 3.649	6.878	11.225
Y5 X2	2	屋根 外壁	0.460 × 3.036 0.990 × 1.820 × 2.700	1.397 4.865	6.262	6.262
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 3.312 0.990 × 1.820 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	6.459 4.865 0.983	12.307	18.568
Y5 X4	1	内壁	0.400 × 0.910 × 2.700	0.983	0.983	0.983
Y5 X6	2	屋根 外壁	0.460 × 2.415 0.990 × 1.365 × 2.700	1.111 3.649	4.760	4.760
	1	床 外壁	1.950 × 2.484 0.990 × 1.365 × 2.700	4.844 3.649	8.493	13.253
Y6 X6	2	屋根 外壁	0.460 × 1.225 0.990 × 0.910 × 2.700	0.563 2.432	2.996	2.996
	1	床 外壁	1.950 × 1.656 0.990 × 0.910 × 2.700	3.230 2.432	5.662	8.658
Y7 X2	2	屋根 外壁 内壁	0.460 × 2.391 0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	1.100 3.649 0.983	5.731	5.731
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 2.070 0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	4.037 3.649 0.983	8.668	14.400
Y7 X4	2	屋根 内壁	0.460 × 7.360 0.400 × 1.820 × 2.700	3.386 1.966	5.351	5.351
	1	床 内壁	1.950 × 2.070 0.400 × 0.910 × 2.700	4.037 0.983	5.020	10.371
Y7 X6	2	屋根 外壁 内壁	0.460 × 2.967 0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 2.048 × 2.700	1.365 3.649 2.211	7.225	7.225
	1	床 外壁 内壁	1.950 × 2.070 0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	4.037 2.432 0.983	7.452	14.677
Y7 X7	1	床 外壁 内壁	1.950 × 0.828 0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	1.615 2.432 0.983	5.030	5.030
Y7 X8	2	屋根 外壁 内壁	0.460 × 1.570 0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700	0.722 3.649 0.491	4.862	4.862
	1	床	1.950 × 0.828	1.615	4.661	9.524

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P 0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y7 X8 Y7 X8	1 1	外壁 Y8 X8 より	0.990 × 0.910 × 2.700	2.432 0.614	4.661	9.524
Y7 X9	2	屋根 外壁	0.460 × 2.586 0.990 × 1.365 × 2.700	1.189 3.649	4.838	4.838
	1	床 外壁	1.950 × 1.242 0.990 × 1.365 × 2.700	2.422 3.649	6.071	10.909
Y7 X11	2	屋根 外壁	0.460 × 2.331 0.990 × 1.365 × 2.700	1.072 3.649	4.721	4.721
	1	床 外壁	1.950 × 1.242 0.990 × 1.365 × 2.700	2.422 3.649	6.071	10.792
Y7 X12	2	屋根 外壁	0.460 × 1.074 0.990 × 1.365 × 2.700	0.494 3.649	4.143	4.143
	1	床 外壁	1.950 × 0.414 0.990 × 1.365 × 2.700	0.807 3.649	4.456	8.599
Y8 X2	2	屋根 外壁	0.460 × 1.842 0.990 × 1.365 × 2.700	0.847 3.649	4.496	4.496
	1	床 外壁	1.950 × 0.828 0.990 × 0.910 × 2.700	1.615 2.432	4.047	8.543
Y8 X8 Y8 X8 Y8 X8	2 2 2	内壁	0.400 × 1.137 × 2.700	1.229	Y7 X8 1.229 Y9 X8 〓	1.229 0.614 0.614
Y9 X2	1	床 外壁	1.950 × 0.621 0.990 × 0.683 × 2.700	1.211 1.824	3.035	3.035
Y9 X6	1	床 内壁 Y10 X6 より	1.950 × 1.863 0.400 × 0.910 × 2.700	3.633 0.983 0.614	5.230	5.230
Y9 X7	1	床 内壁	1.950 × 1.242 0.400 × 0.910 × 2.700	2.422 0.983	3.405	3.405
Y9 X8	1	床 内壁 Y8 X8 より Y10 X8 より	1.950 × 1.863 0.400 × 0.455 × 2.700	3.633 0.491 0.614 0.369	5.107	5.107
Y9 X10	1	床 内壁	1.950 × 2.484 0.400 × 0.455 × 2.700	4.844 0.491	5.336	5.336
Y9 X12	2	屋根 外壁	0.460 × 1.909 0.990 × 1.365 × 2.700	0.878 3.649	4.527	4.527
	1	床 外壁	1.950 × 1.242 0.990 × 1.365 × 2.700	2.422 3.649	6.071	10.598
Y10 X2	1	床 外壁 内壁	1.950 × 0.414 0.990 × 0.455 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	0.807 1.216 0.983	3.006	3.006
Y10 X4	1	床 内壁	1.950 × 3.726 0.400 × 1.365 × 2.700	7.267 1.474	8.741	8.741
Y10 X5	1	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491	0.491
Y10 X6 Y10 X6 Y10 X6	2 2 2	内壁	0.400 × 1.137 × 2.700	1.229	Y9 X6 1.229 Y10' X6 〓	1.229 0.614 0.614
Y10 X8 Y10 X8 Y10 X8	2 2 2	内壁	0.400 × 0.682 × 2.700	0.737	Y9 X8 0.737 Y10' X8 〓	0.737 0.369 0.369

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y10' X2	2	屋根 外壁	0.460 × 1.923 0.990 × 1.365 × 2.700	0.885 3.649	4.533	4.533
	1	床 外壁	1.950 × 0.621 0.990 × 0.683 × 2.700	1.211 1.824	3.035	7.569
Y10' X6	1	床 内壁 Y10 X6 より Y11 X6 より	1.950 × 1.553 0.400 × 0.682 × 2.700	3.028 0.737 0.614 0.328	4.707	4.707
Y10' X7	1	床 内壁 Y11 X7 より	1.950 × 1.035 0.400 × 0.682 × 2.700	2.018 0.737 0.328	3.083	3.083
Y10' X8	1	床 内壁 Y10 X8 より	1.950 × 1.242 0.400 × 1.592 × 2.700	2.422 1.720 0.369	4.511	4.511
Y10' X10	1	床 内壁 Y11 X10 より	1.950 × 1.967 0.400 × 2.958 × 2.700	3.835 3.194 1.907	8.936	8.936
Y10' X12	2	屋根 外壁	0.460 × 0.959 0.990 × 0.683 × 2.700	0.441 1.824	2.266	2.266
	1	床 外壁 内壁 Y11 X12 より	1.950 × 1.035 0.990 × 1.138 × 2.700 0.400 × 0.910 × 2.700	2.018 3.041 0.983 1.466	7.508	9.773
Y11 X6 Y11 X6 Y11 X6	2 2 2	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491 Y10' X6 へ Y12 X6 へ	0.491 0.328 0.164
Y11 X7 Y11 X7 Y11 X7	2 2 2	内壁	0.400 × 0.455 × 2.700	0.491	0.491 Y10' X7 へ Y12 X7 へ	0.491 0.328 0.164
Y11 X8	2	内壁	0.400 × 0.910 × 2.700	0.983	0.983	0.983
	1	床 内壁	1.950 × 0.311 0.400 × 0.682 × 2.700	0.606 0.737	1.343	2.325
Y11 X9	2	内壁	0.400 × 1.365 × 2.700	1.474	1.474	1.474
	1	床 内壁	1.950 × 0.311 0.400 × 0.455 × 2.700	0.606 0.491	1.097	2.571
Y11 X10	2	屋根 内壁	0.460 × 5.149 0.400 × 0.455 × 2.700	2.369 0.491	2.860 Y10' X10 へ Y12 X10 へ	2.860 1.907 0.953
Y11 X12	2	屋根 外壁	0.460 × 0.814 0.990 × 0.683 × 2.700	0.374 1.824	2.199 Y10' X12 へ Y12 X12 へ	2.199 1.466 0.733
Y11' X2	2	屋根 外壁	0.460 × 0.718 0.990 × 0.683 × 2.700	0.330 1.824	2.154	2.154
	1	床 外壁	1.950 × 0.621 0.990 × 0.683 × 2.700	1.211 1.824	3.035	5.190
Y12 X2	2	屋根 外壁	0.460 × 1.259 0.990 × 1.138 × 2.700	0.579 3.041	3.620	3.620
	1	床 外壁	1.950 × 0.207 0.990 × 1.138 × 2.700	0.404 3.041	3.444	7.064
Y12 X4	2	屋根	0.460 × 6.450	2.967	7.832	7.832

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P 0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y12 X4	2	外壁	0.990 × 1.820 × 2.700	4.865	7.832	7.832
	1	床 外壁	1.950 × 1.656 0.990 × 1.820 × 2.700	3.230 4.865	8.094	15.926
Y12 X6	2	屋根 外壁 内壁	0.460 × 2.484 0.990 × 1.820 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700	1.143 4.865 0.491	6.499	6.499
	1	床 外壁 内壁 Y11 X6 より	1.950 × 0.932 0.990 × 1.365 × 2.700 0.400 × 0.682 × 2.700	1.817 3.649 0.737 0.164	6.366	12.865
Y12 X7	1	床 外壁 内壁 Y11 X7 より Y12 X8 より Y12 X9 より	1.950 × 1.139 0.990 × 1.820 × 2.700 0.400 × 0.682 × 2.700	2.220 4.865 0.737 0.164 3.004 1.165	12.155	12.155
Y12 X8	2	屋根 外壁	0.460 × 1.863 0.990 × 1.365 × 2.700	0.857 3.649	4.506 Y12 X7 へ Y12 X10 へ	4.506 3.004 1.502
Y12 X9	2	屋根 外壁 内壁	0.460 × 1.242 0.990 × 0.910 × 2.700 0.400 × 0.455 × 2.700	0.571 2.432 0.491	3.495 Y12 X7 へ Y12 X10 へ	3.495 1.165 2.330
Y12 X10	2	屋根 外壁	0.460 × 1.825 0.990 × 1.365 × 2.700	0.840 3.649	4.488	4.488
	1	床 外壁 内壁 Y11 X10 より Y12 X8 より Y12 X9 より	1.950 × 1.449 0.990 × 2.275 × 2.700 0.400 × 0.682 × 2.700	2.826 6.081 0.737 0.953 1.502 2.330	14.429	18.918
Y12 X12	2	屋根 外壁	0.460 × 1.466 0.990 × 1.365 × 2.700	0.674 3.649	4.323	4.323
	1	床 外壁 Y11 X12 より	1.950 × 0.621 0.990 × 1.592 × 2.700	1.211 4.257 0.733	6.201	10.524

3.1.2.2 柱の積雪時軸力

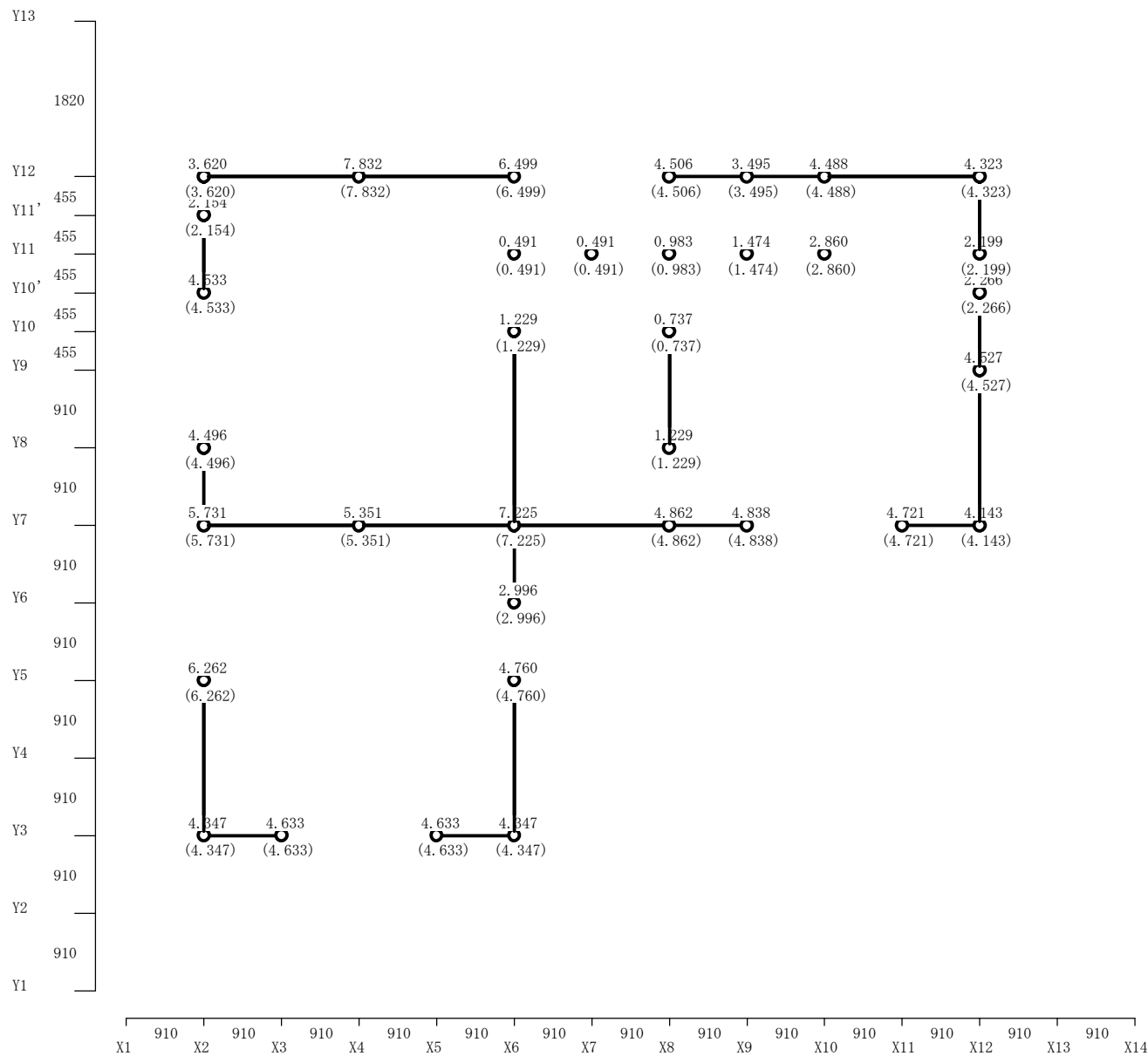
位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P 0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y3 X2	2	屋根	4.200 × 1.518	6.376	6.376	6.376
	1	Y3 X3 より		5.989	5.989	12.366
Y3 X3	2	屋根	4.200 × 2.139	8.984	8.984 Y3 X2 へ Y3 X5 へ	8.984 5.989 2.995
	1	Y3 X3 より		2.995	2.995	11.979
Y3 X5	2	屋根	4.200 × 2.139	8.984	8.984	8.984
	1	Y3 X3 より		2.995	2.995	11.979
Y3 X6	2	屋根	4.200 × 1.518	6.376	6.376	6.376
	1					6.376
Y5 X2	2	屋根	4.200 × 3.036	12.752	12.752	12.752
	1					12.752
Y5 X6	2	屋根	4.200 × 2.415	10.144	10.144	10.144
	1					10.144
Y6 X6	2	屋根	4.200 × 1.225	5.144	5.144	5.144
	1					5.144
Y7 X2	2	屋根	4.200 × 2.391	10.043	10.043	10.043
	1					10.043
Y7 X4	2	屋根	4.200 × 7.360	30.913	30.913	30.913
	1					30.913
Y7 X6	2	屋根	4.200 × 2.967	12.463	12.463	12.463
	1					12.463
Y7 X8	2	屋根	4.200 × 1.570	6.593	6.593	6.593
	1					6.593
Y7 X9	2	屋根	4.200 × 2.586	10.861	10.861	10.861
	1					10.861
Y7 X11	2	屋根	4.200 × 2.331	9.789	9.789	9.789
	1					9.789
Y7 X12	2	屋根	4.200 × 1.074	4.511	4.511	4.511
	1					4.511
Y8 X2	2	屋根	4.200 × 1.842	7.735	7.735	7.735
	1					7.735
Y9 X12	2	屋根	4.200 × 1.909	8.020	8.020	8.020
	1					8.020
Y10' X2	2	屋根	4.200 × 1.923	8.077	8.077	8.077
	1					8.077
Y10' X10	1	Y11 X10 より		14.417	14.417	14.417
Y10' X12	2	屋根	4.200 × 0.959	4.028	4.028	4.028

位 置	階	項 目	単位重量×長さ・面積	P 0 (kN)	P (kN)	Σ P (kN)
Y10' X12	1	Y11 X12 より		2.279	2.279	6.308
Y11 X10	2	屋根	4.200 × 5.149	21.626	21.626 Y10' X10 へ Y12 X10 へ	21.626 14.417 7.209
Y11 X12	2	屋根	4.200 × 0.814	3.419	3.419 Y10' X12 へ Y12 X12 へ	3.419 2.279 1.140
Y11' X2	2	屋根	4.200 × 0.718	3.014	3.014	3.014
	1					3.014
Y12 X2	2	屋根	4.200 × 1.259	5.287	5.287	5.287
	1					5.287
Y12 X4	2	屋根	4.200 × 6.450	27.089	27.089	27.089
	1					27.089
Y12 X6	2	屋根	4.200 × 2.484	10.433	10.433	10.433
	1					10.433
Y12 X7	1	Y12 X8 より Y12 X9 より		5.217 1.739	6.955	6.955
Y12 X8	2	屋根	4.200 × 1.863	7.825	7.825 Y12 X7 へ Y12 X10 へ	7.825 5.217 2.608
Y12 X9	2	屋根	4.200 × 1.242	5.217	5.217 Y12 X7 へ Y12 X10 へ	5.217 1.739 3.478
Y12 X10	2	屋根	4.200 × 1.825	7.666	7.666	7.666
	1	Y11 X10 より Y12 X8 より Y12 X9 より		7.209 2.608 3.478	13.295	20.960
Y12 X12	2	屋根	4.200 × 1.466	6.157	6.157	6.157
	1	Y11 X12 より		1.140	1.140	7.297

3.1.3 長期鉛直軸力伏図(積雪無し)

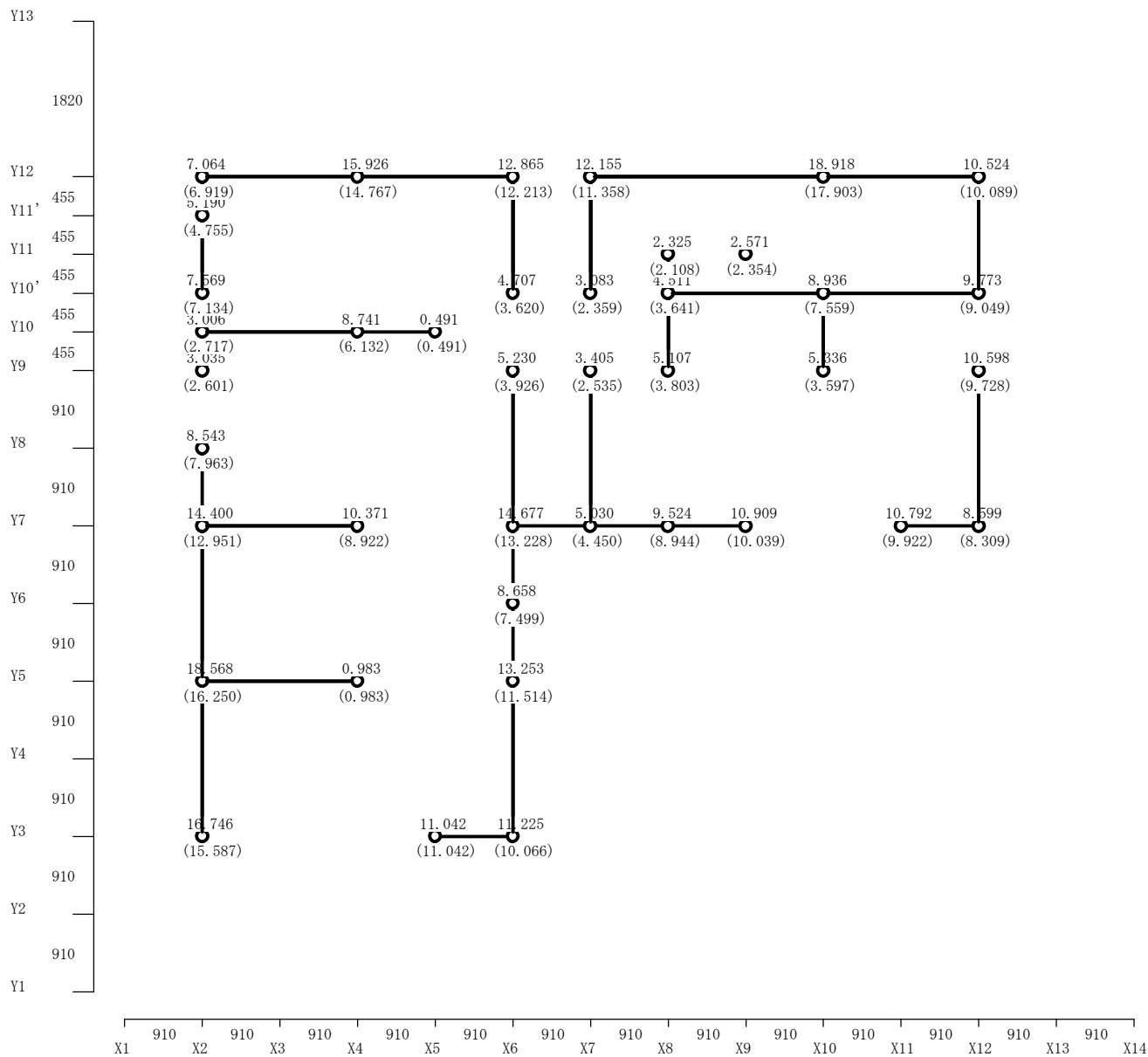
2 階 [積雪無し:G+P] ()内の数値は地震用荷重

鉛直軸力合計 133.279 (kN)



1 階 [積雪無し:G+P] ()内の数値は地震用荷重

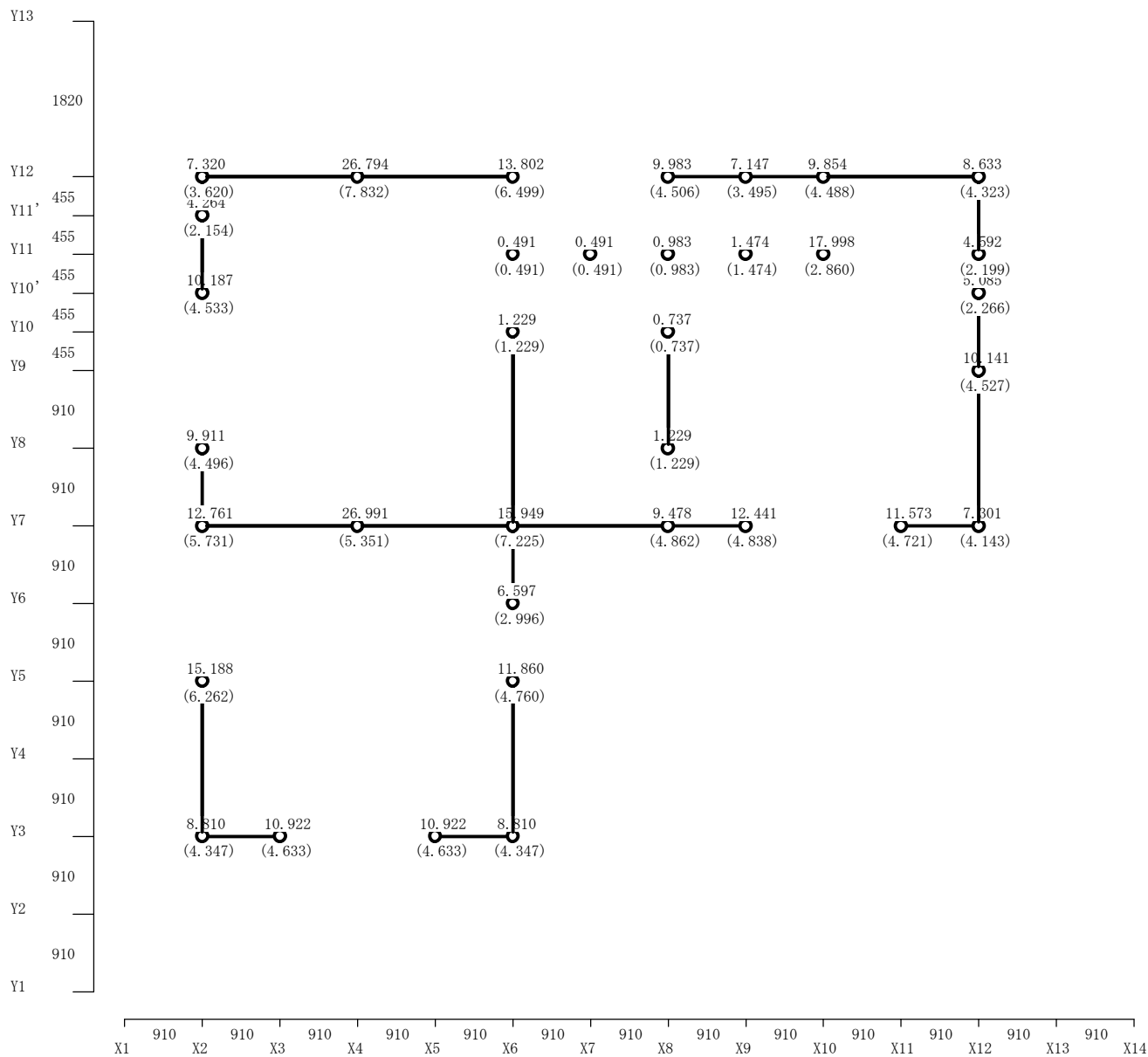
鉛直軸力合計 344.386(kN)



長期鉛直軸力伏図(積雪含む)

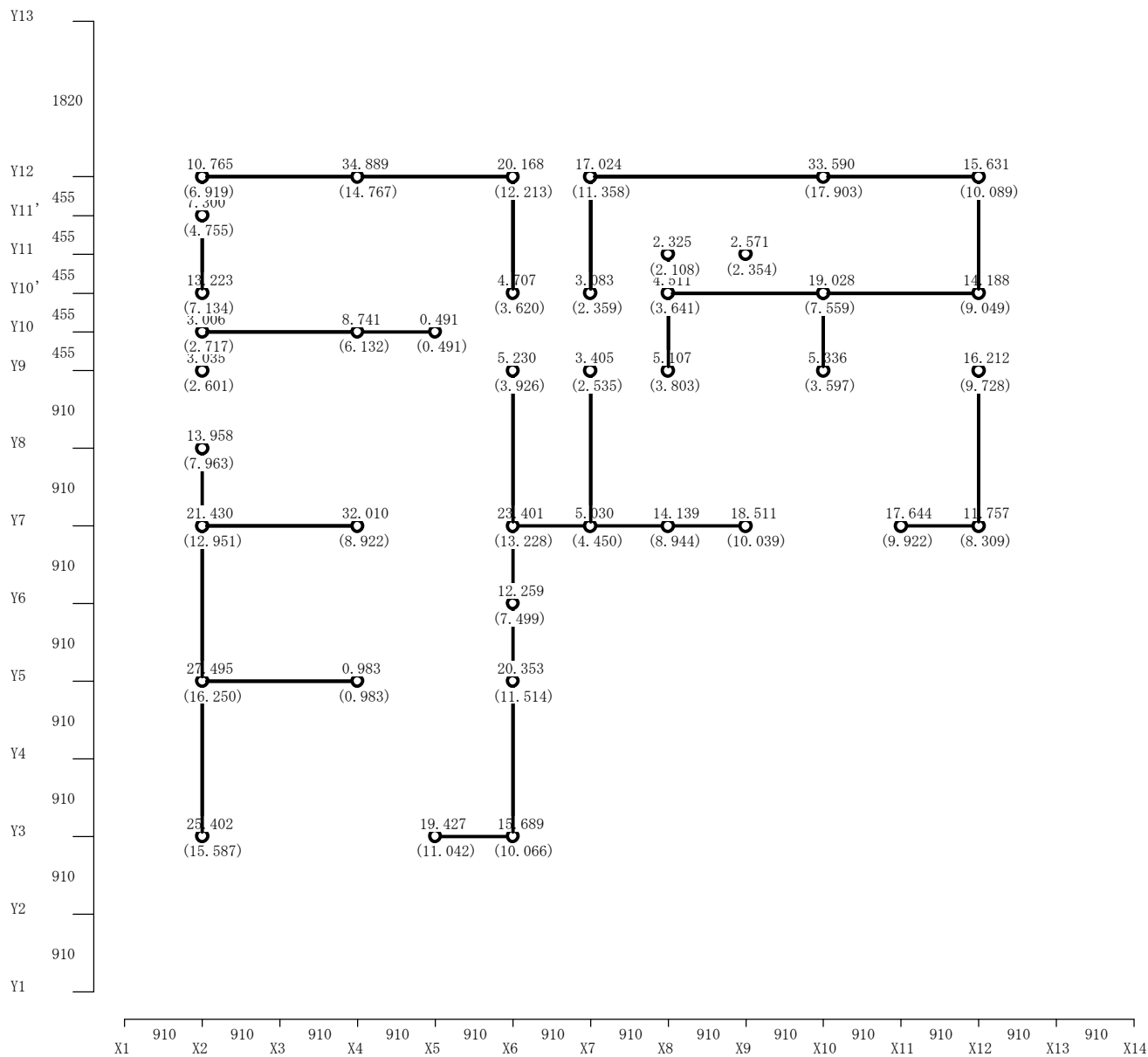
2 階 [積雪含む:G+P+0.7S] ()内の数値は地震用荷重で積雪を含まない

鉛直軸力合計 321.948(kN)



1 階 [積雪含む:G+P+0.7S] ()内の数値は地震用荷重で積雪を含まない

鉛直軸力合計 533.055 (kN)

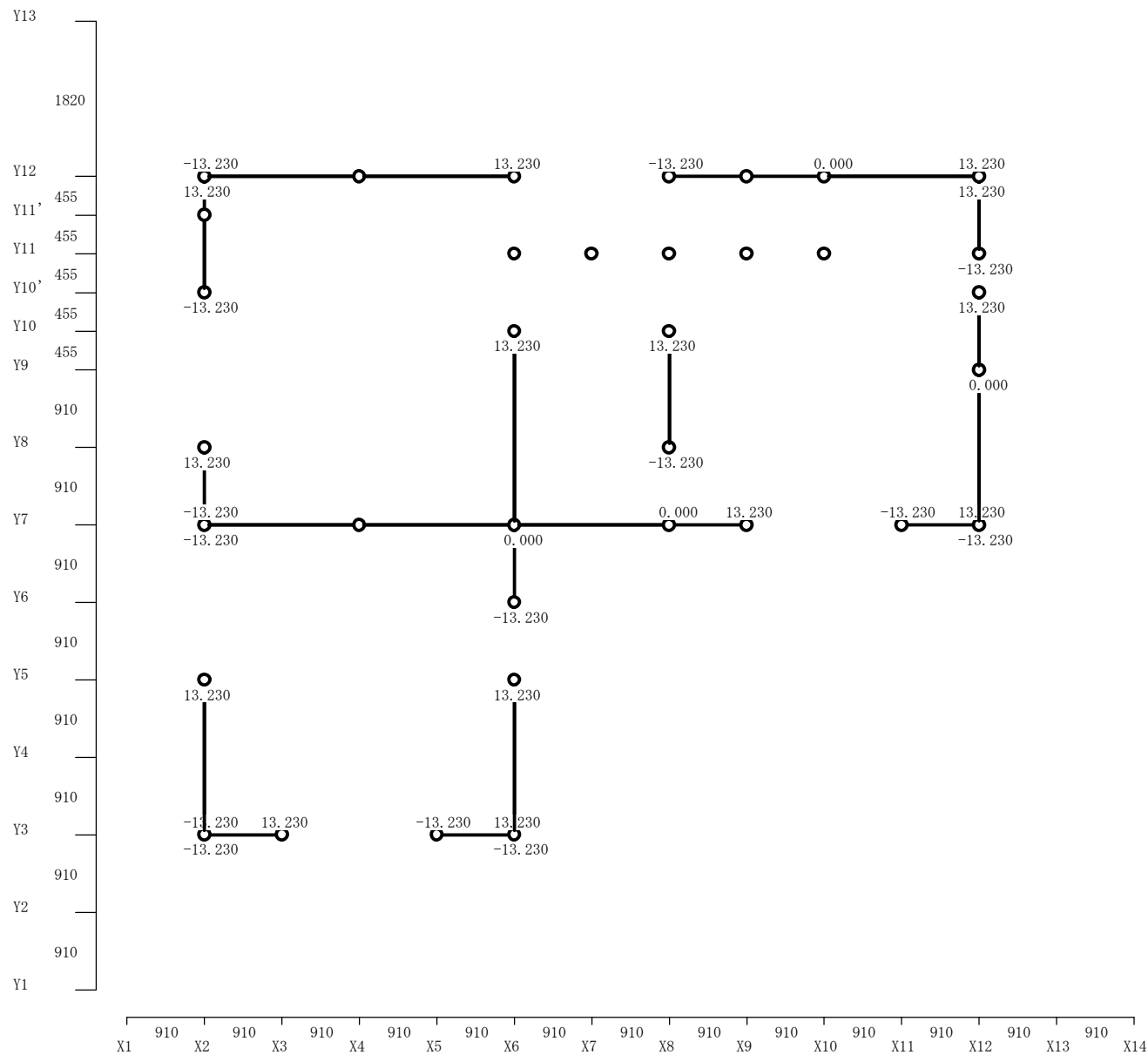


3.1.4 水平力による軸力・引抜き伏図

3.1.4.1 水平力による軸力伏図

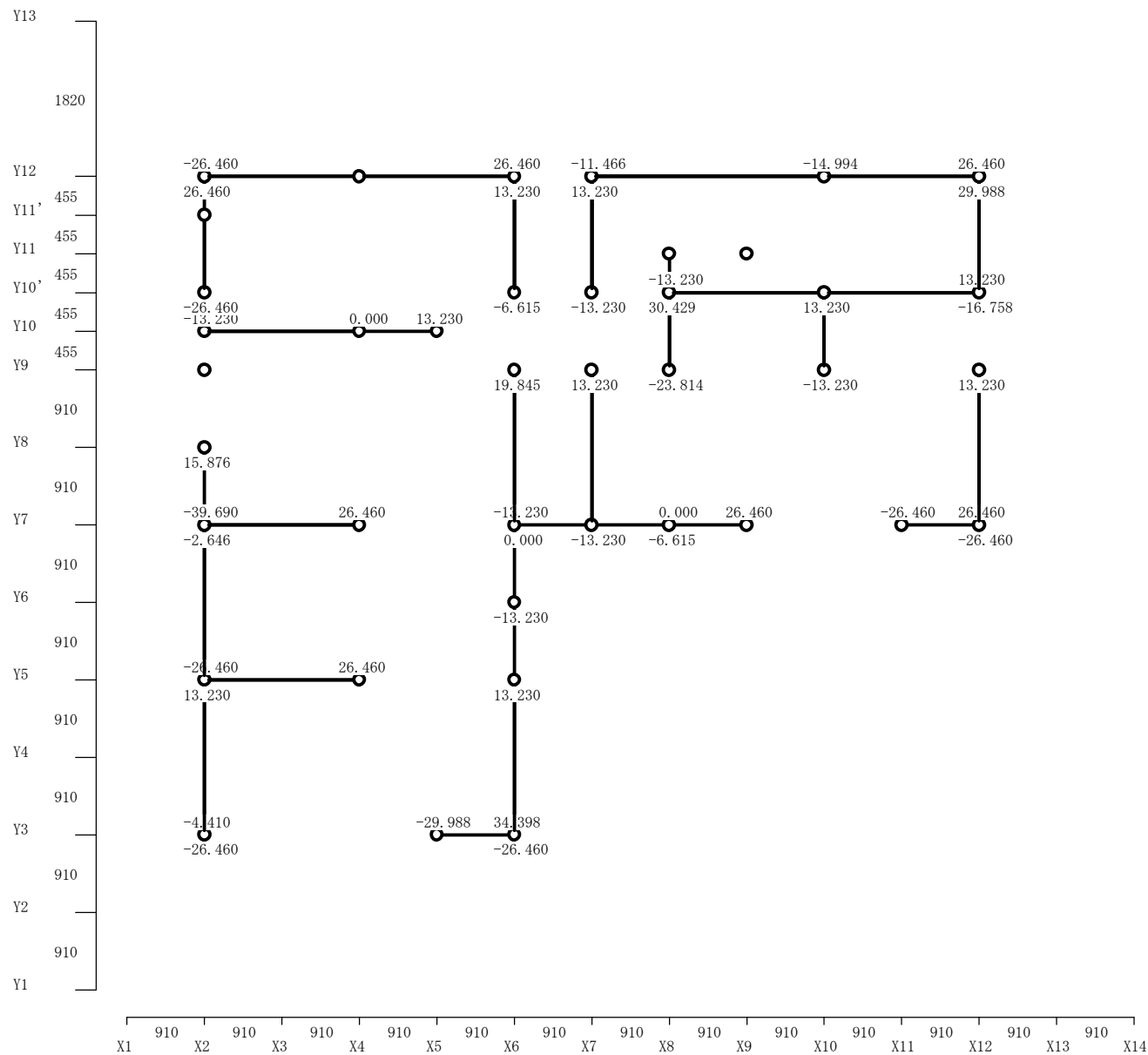
上段：X方向軸力(kN) 下段：Y方向軸力(kN)
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



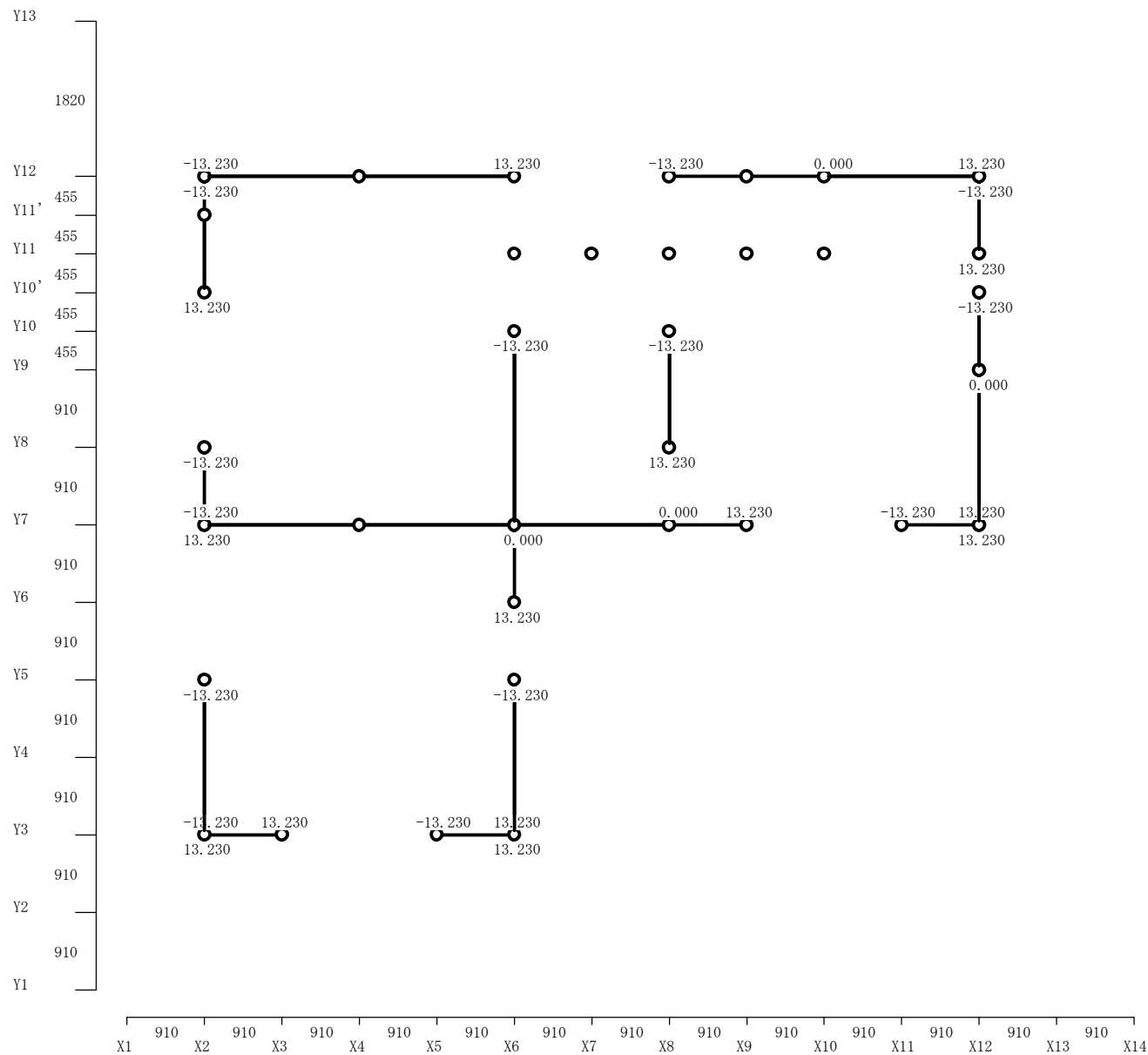
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



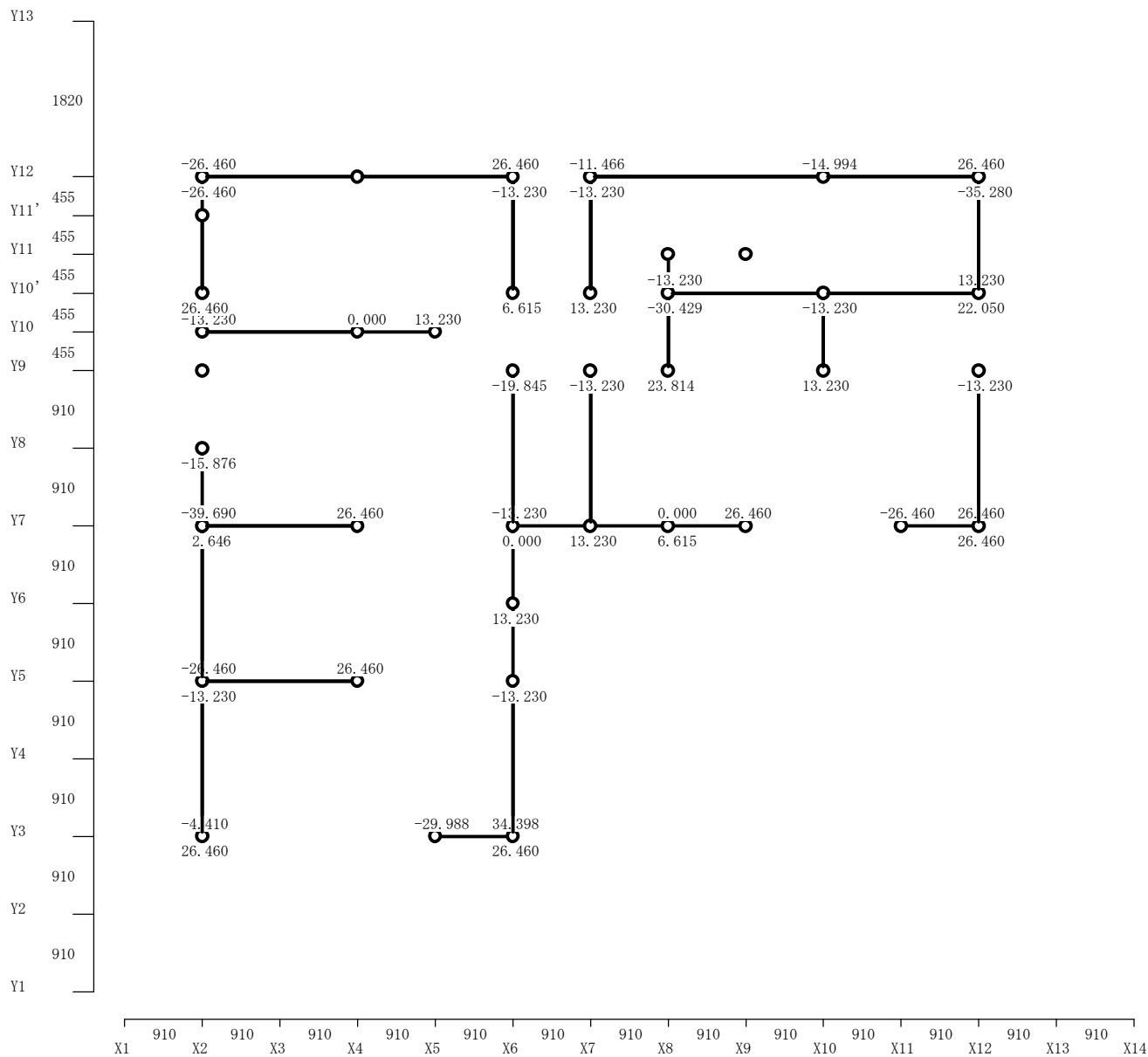
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



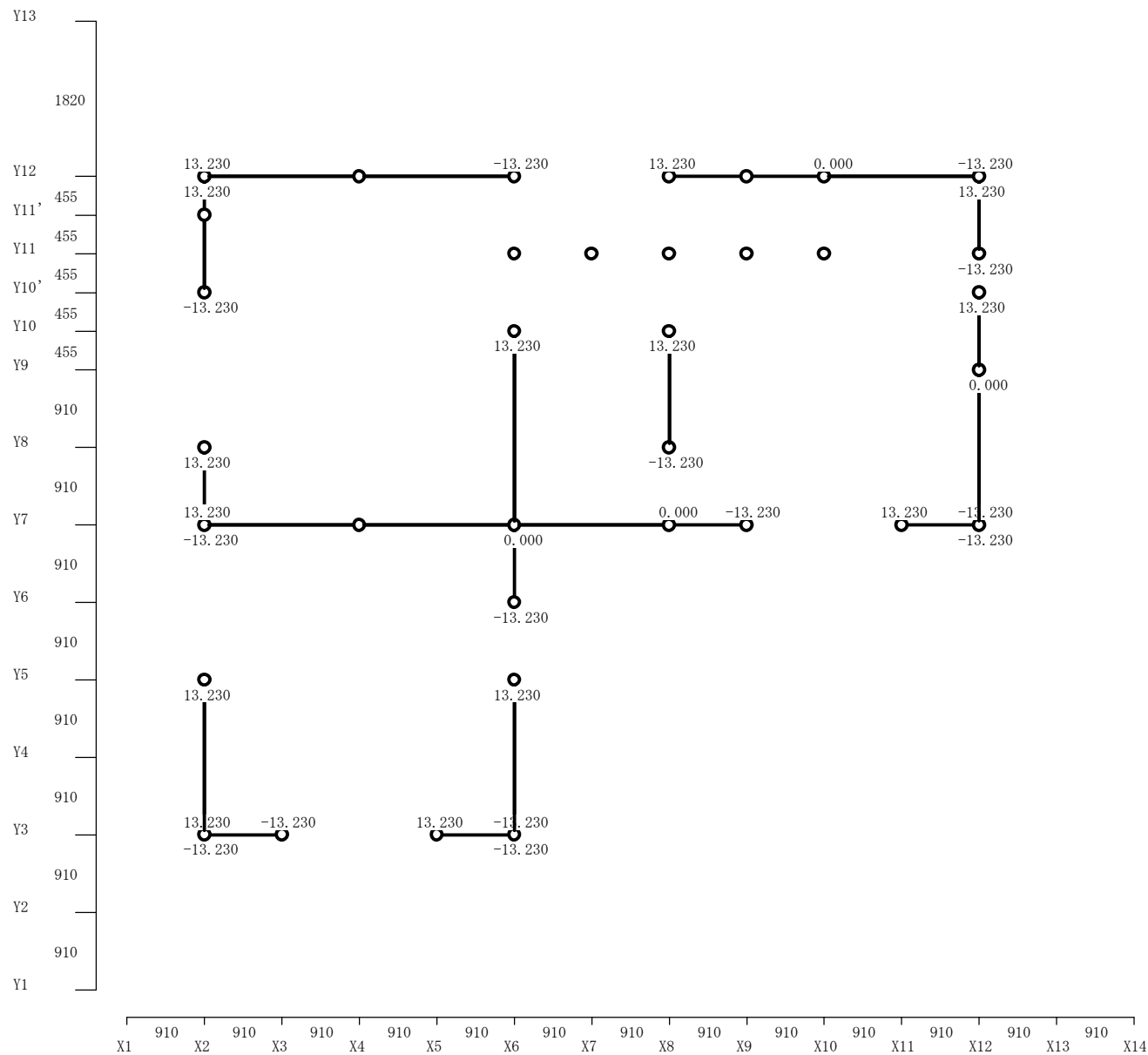
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



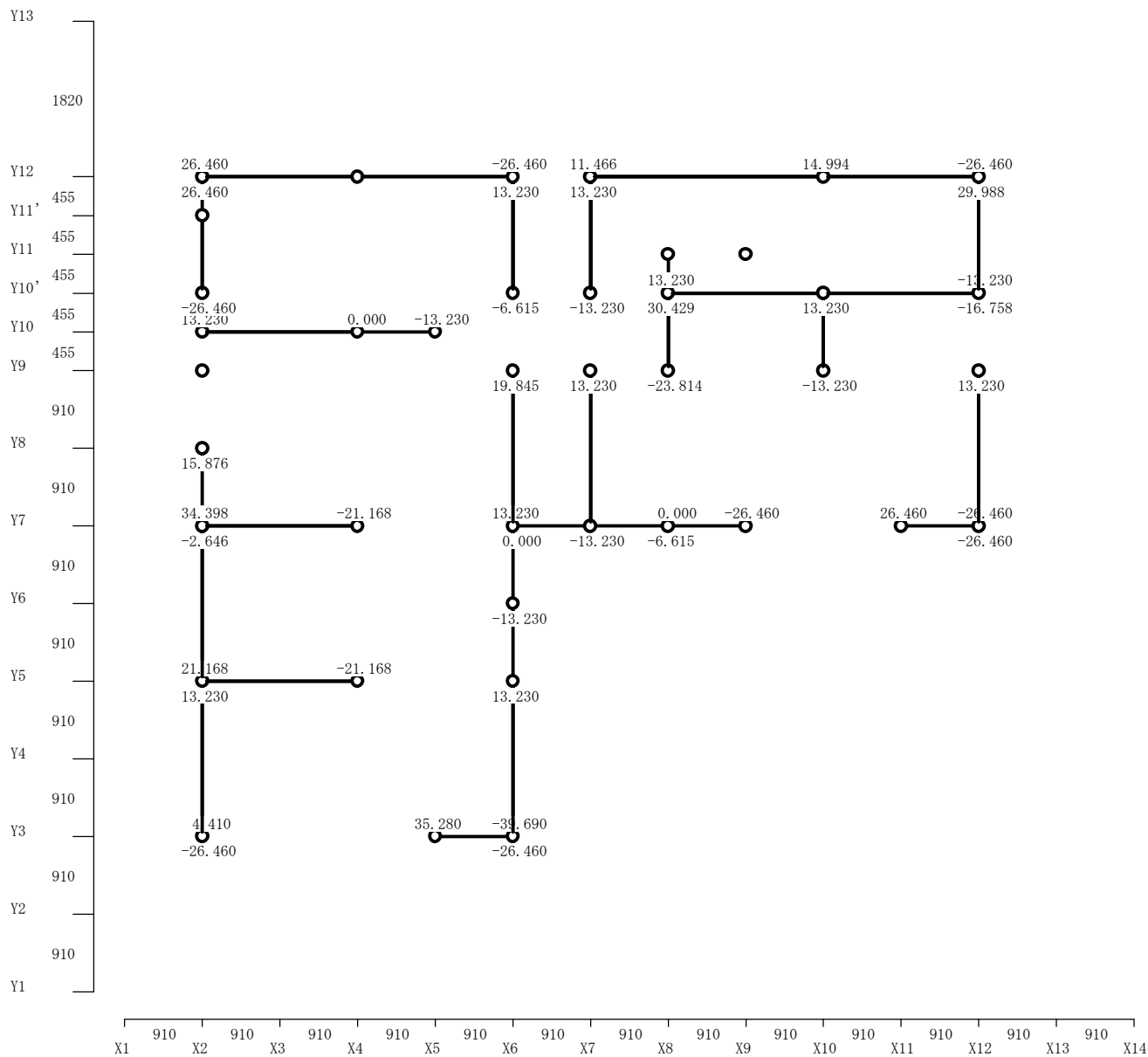
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



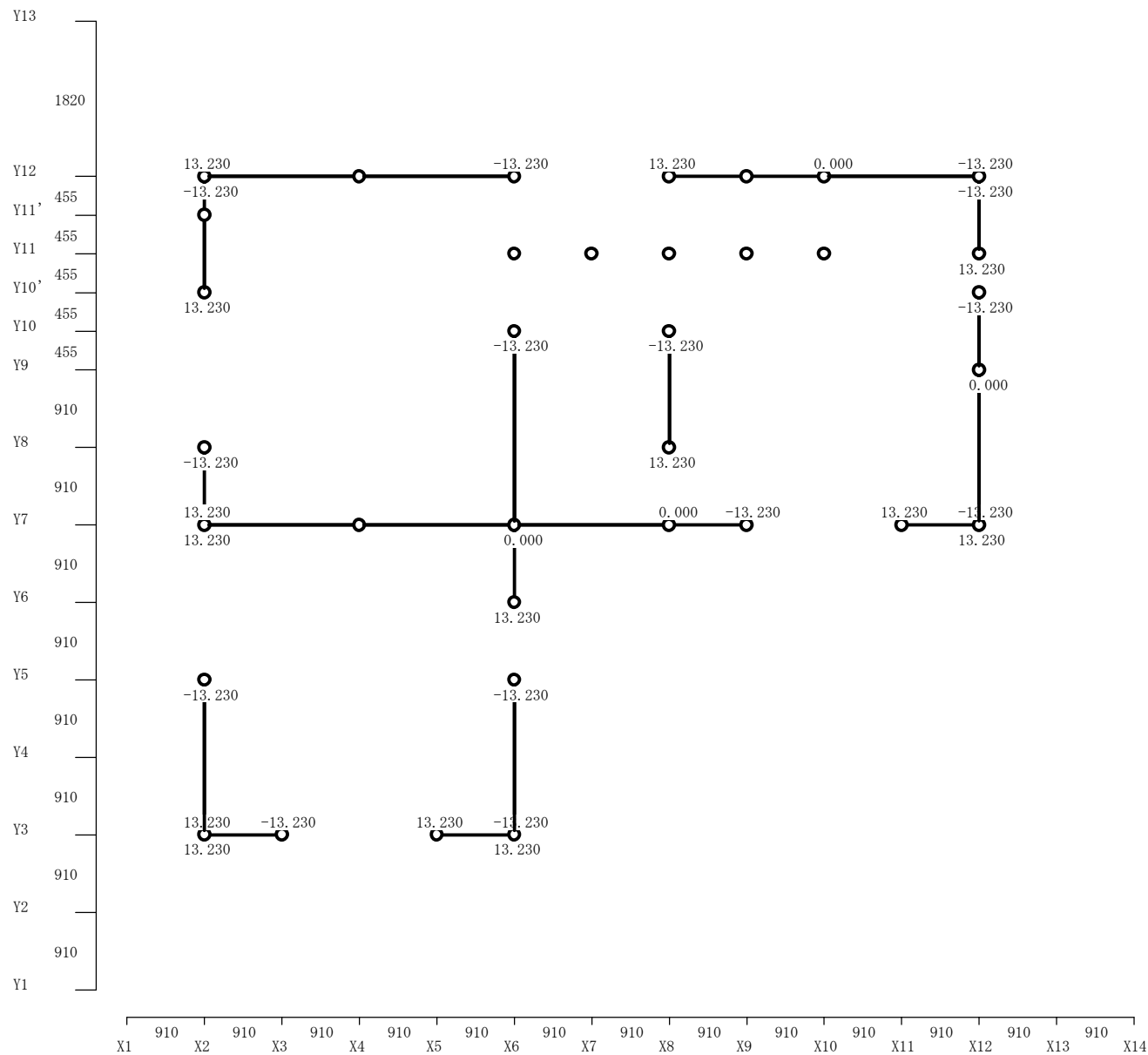
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階

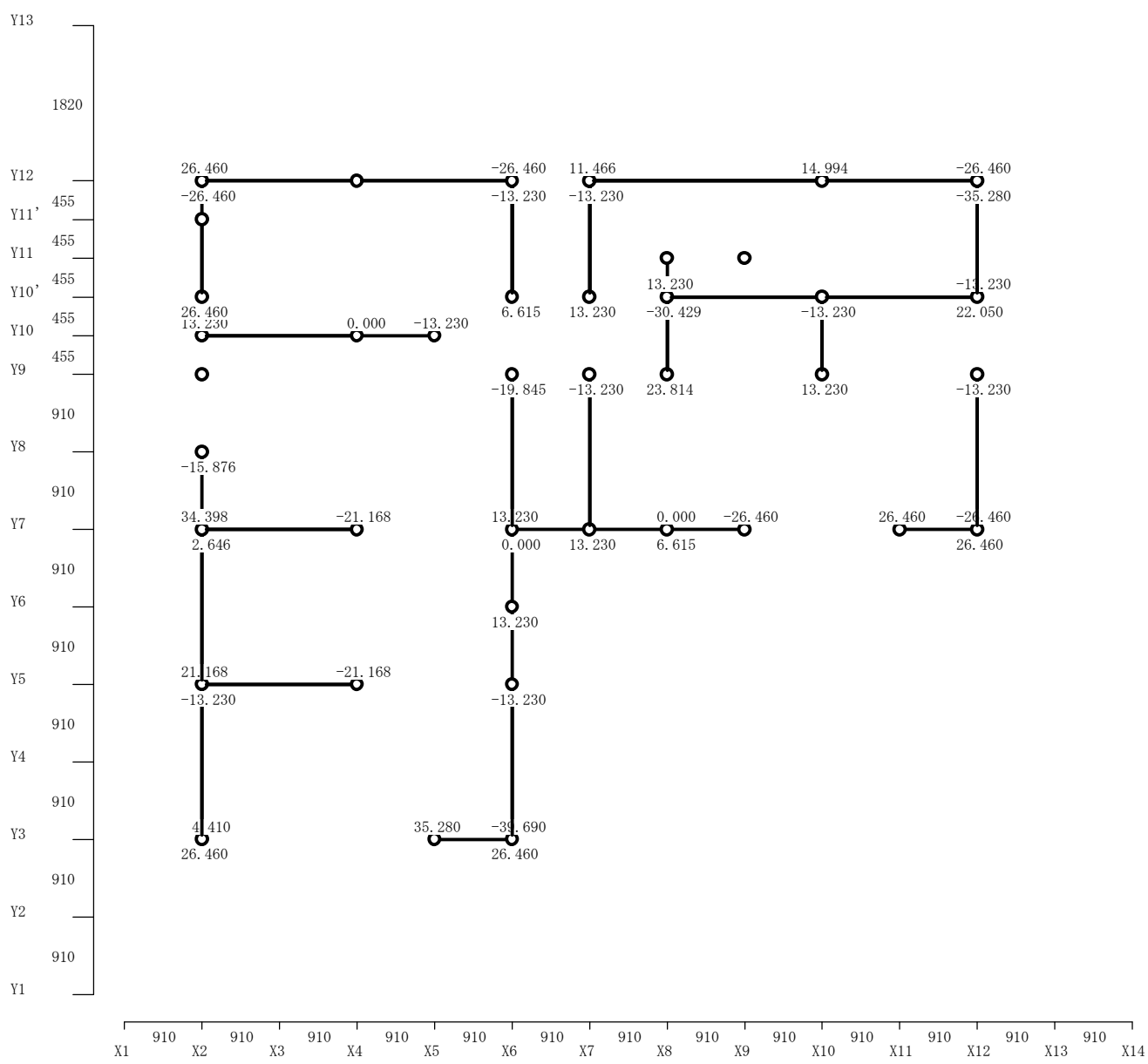


<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



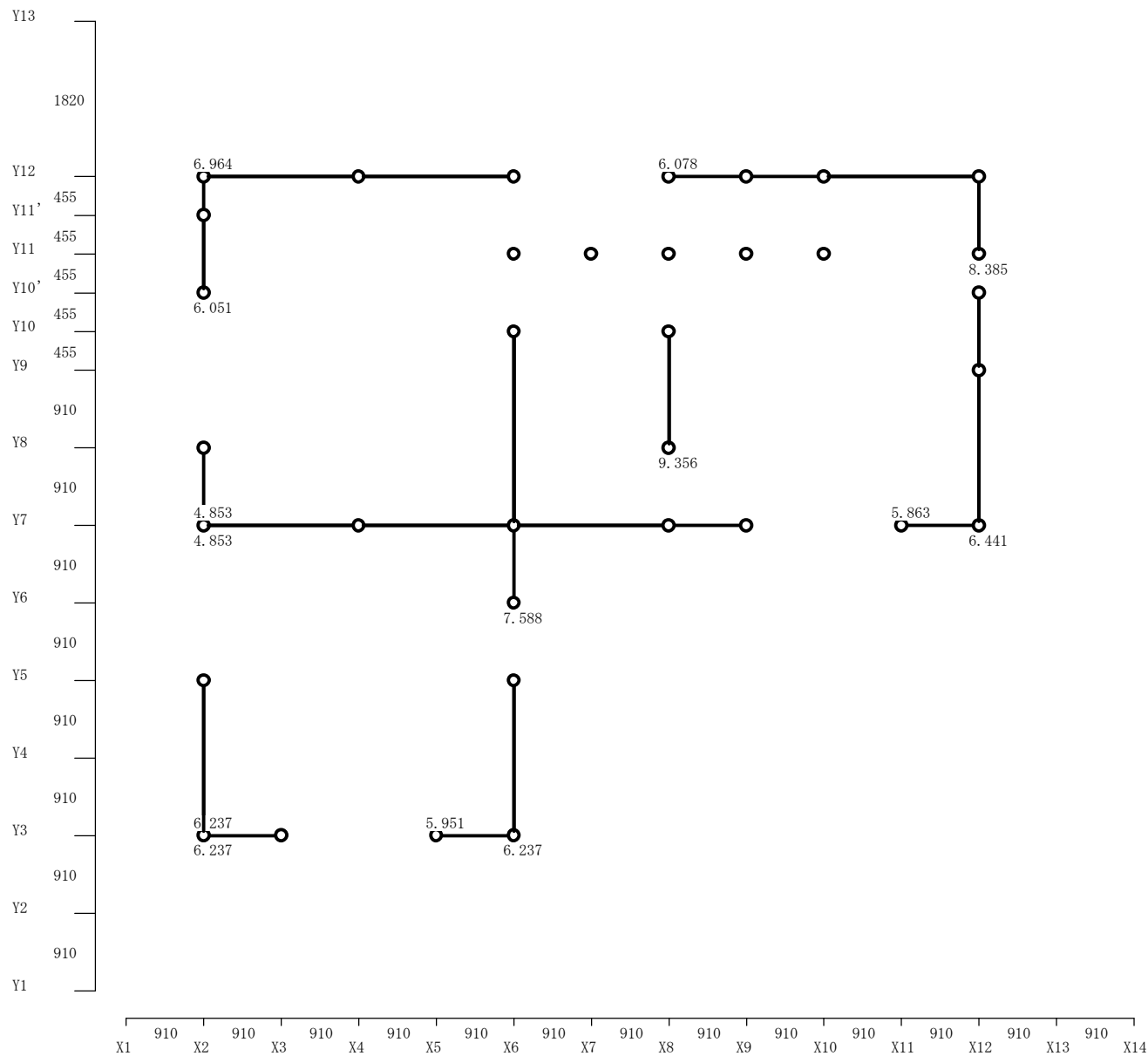
1 階



3.1.4.2 水平力による引抜き伏図

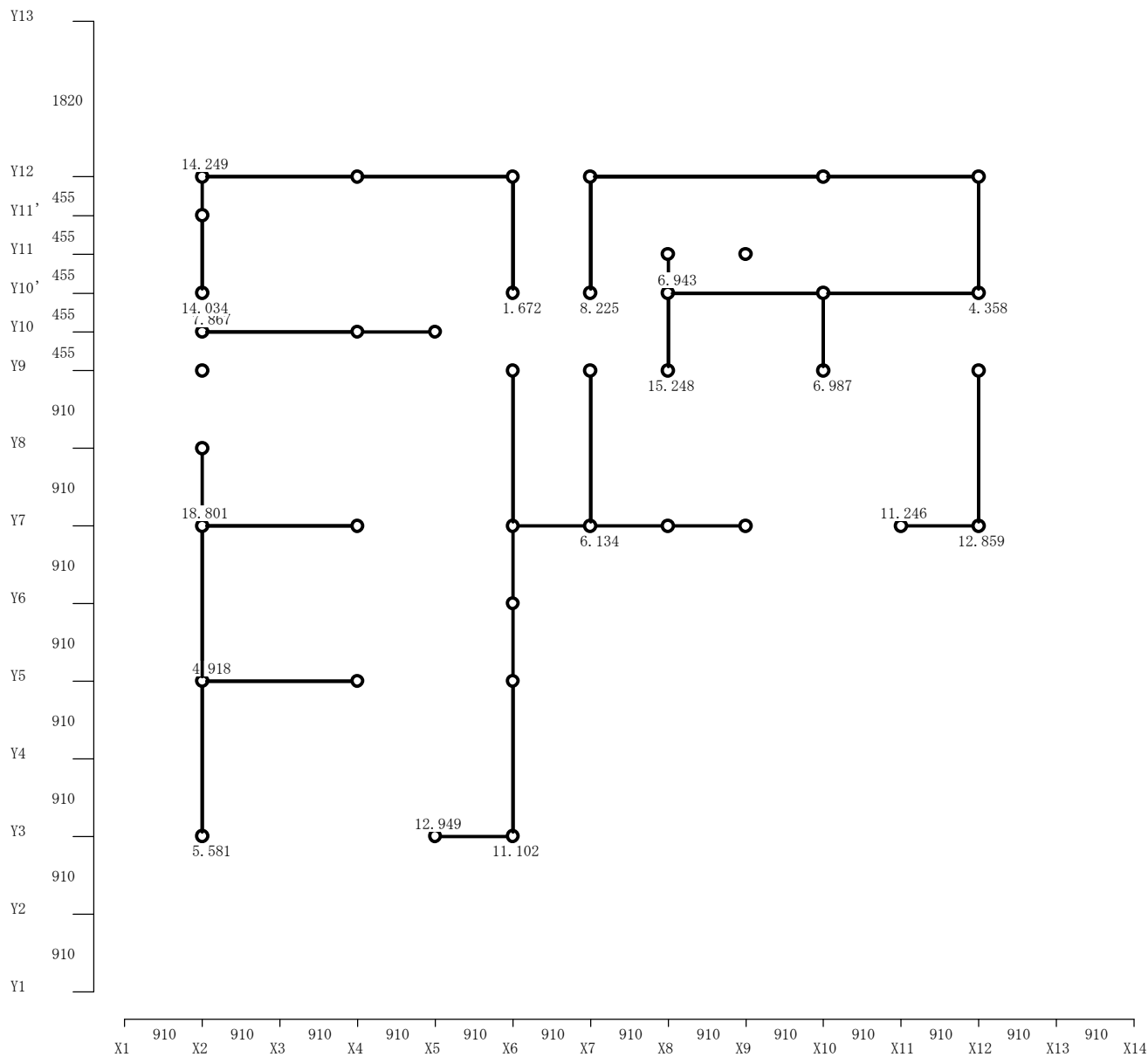
上段：X方向引抜き(kN) 下段：Y方向引抜き(kN)
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



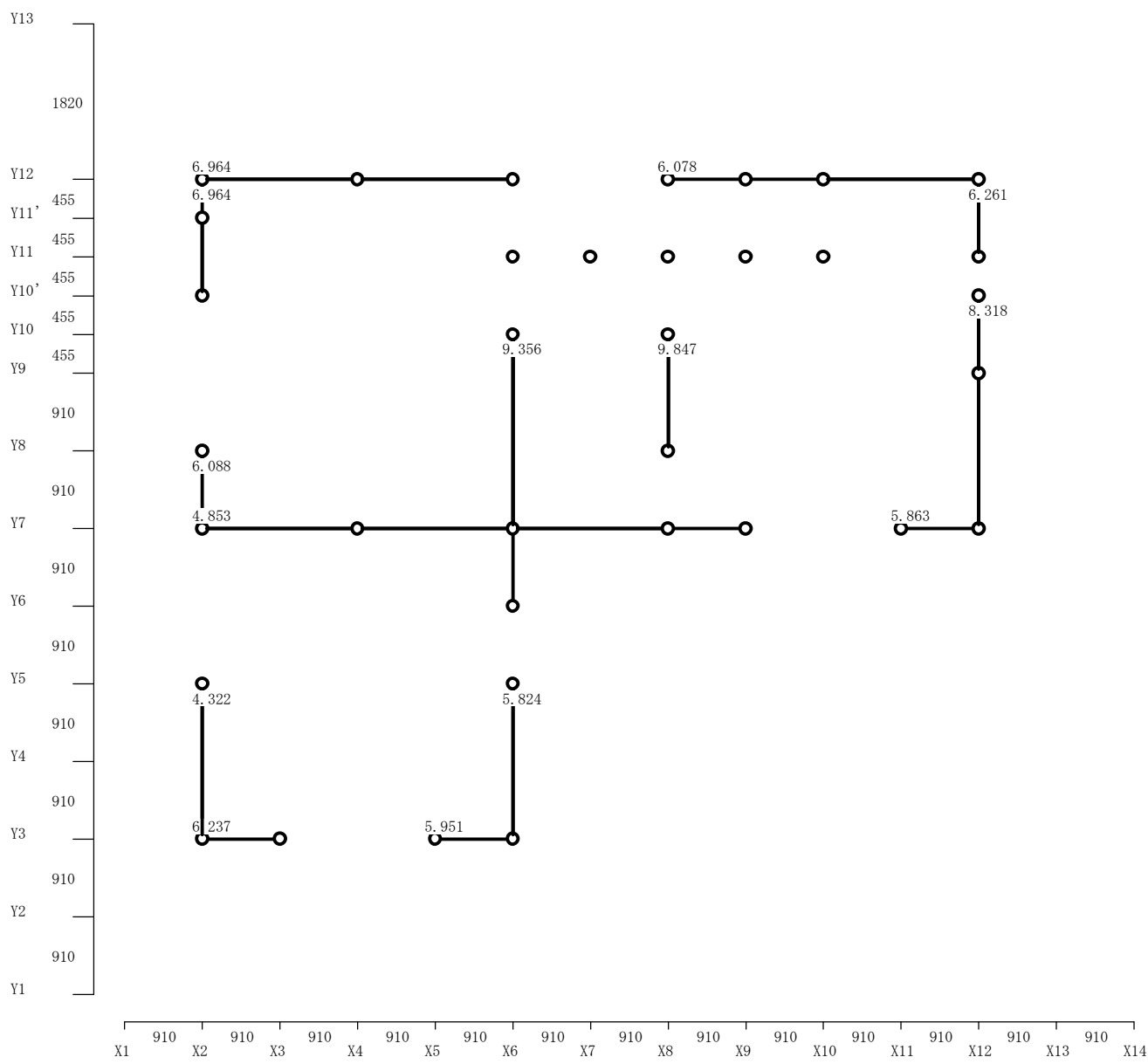
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



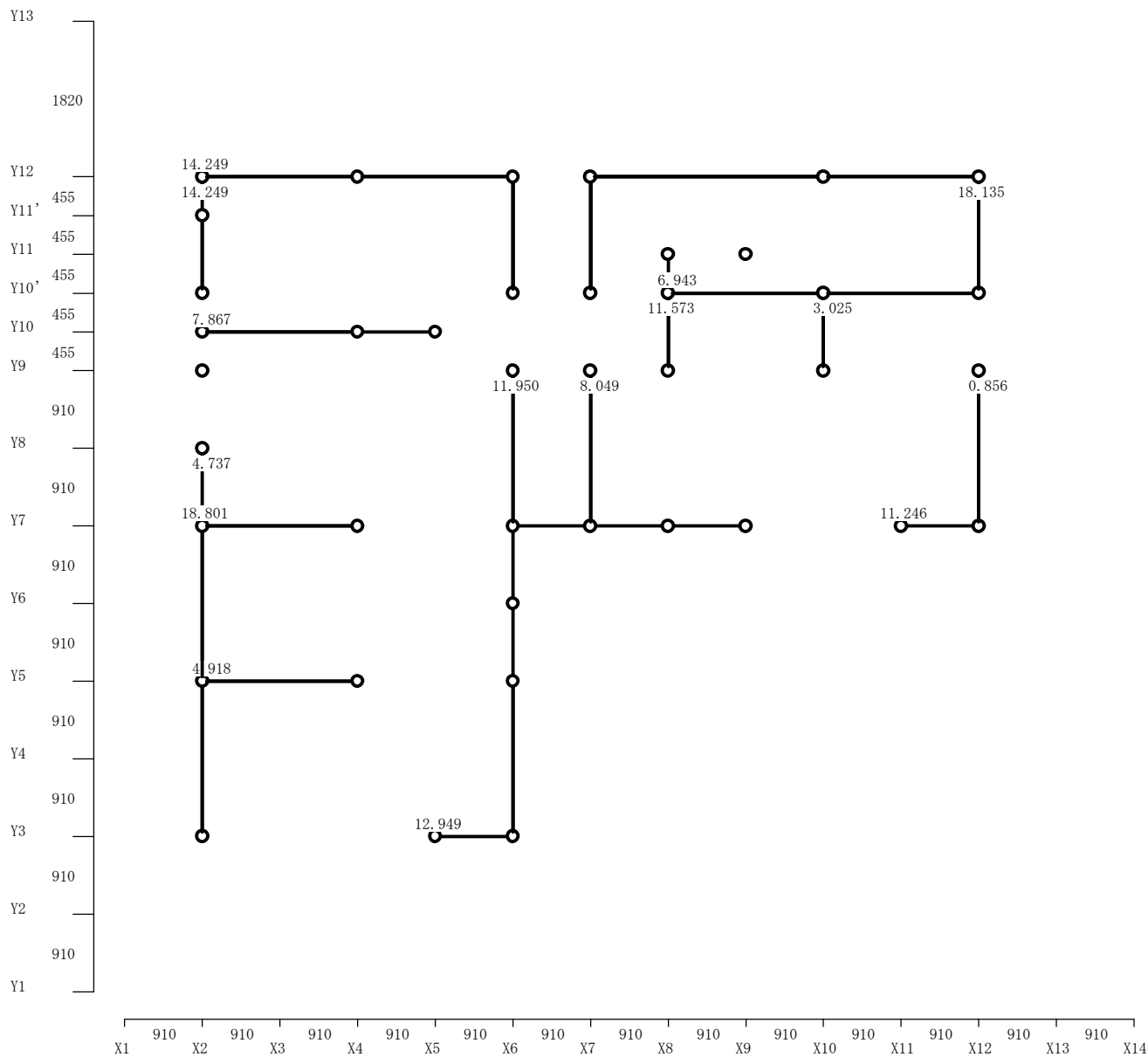
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



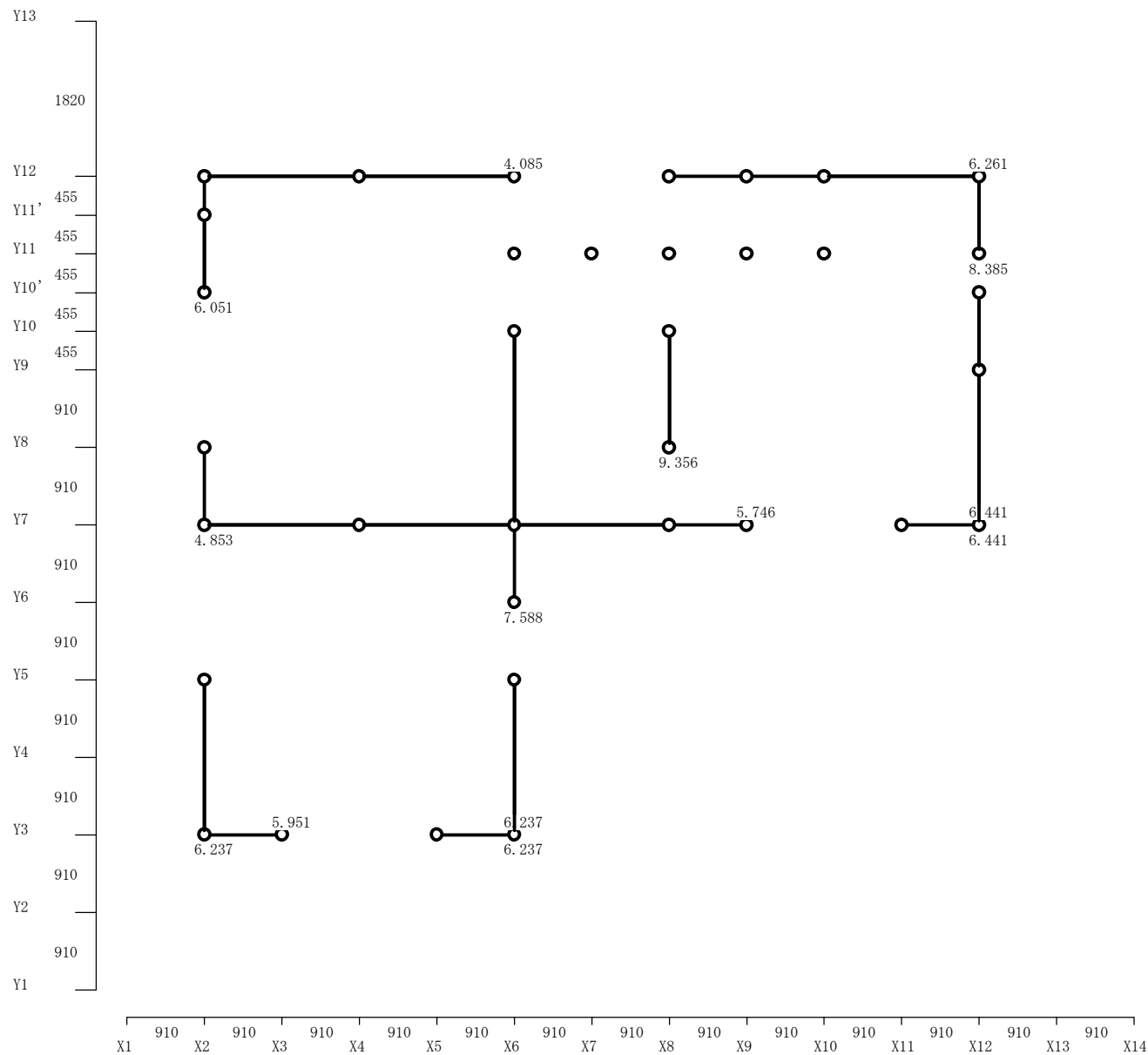
<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



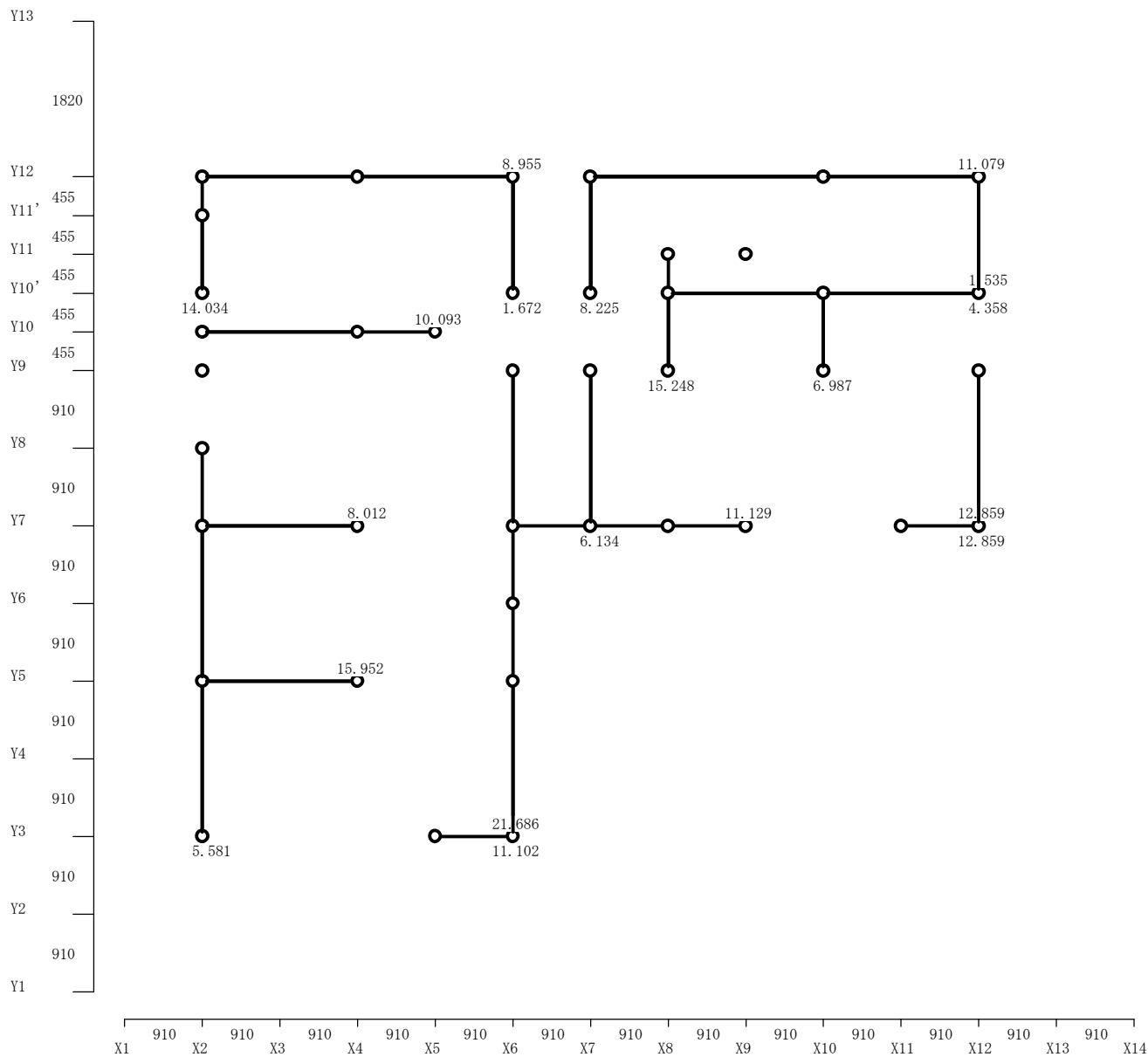
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

2 階



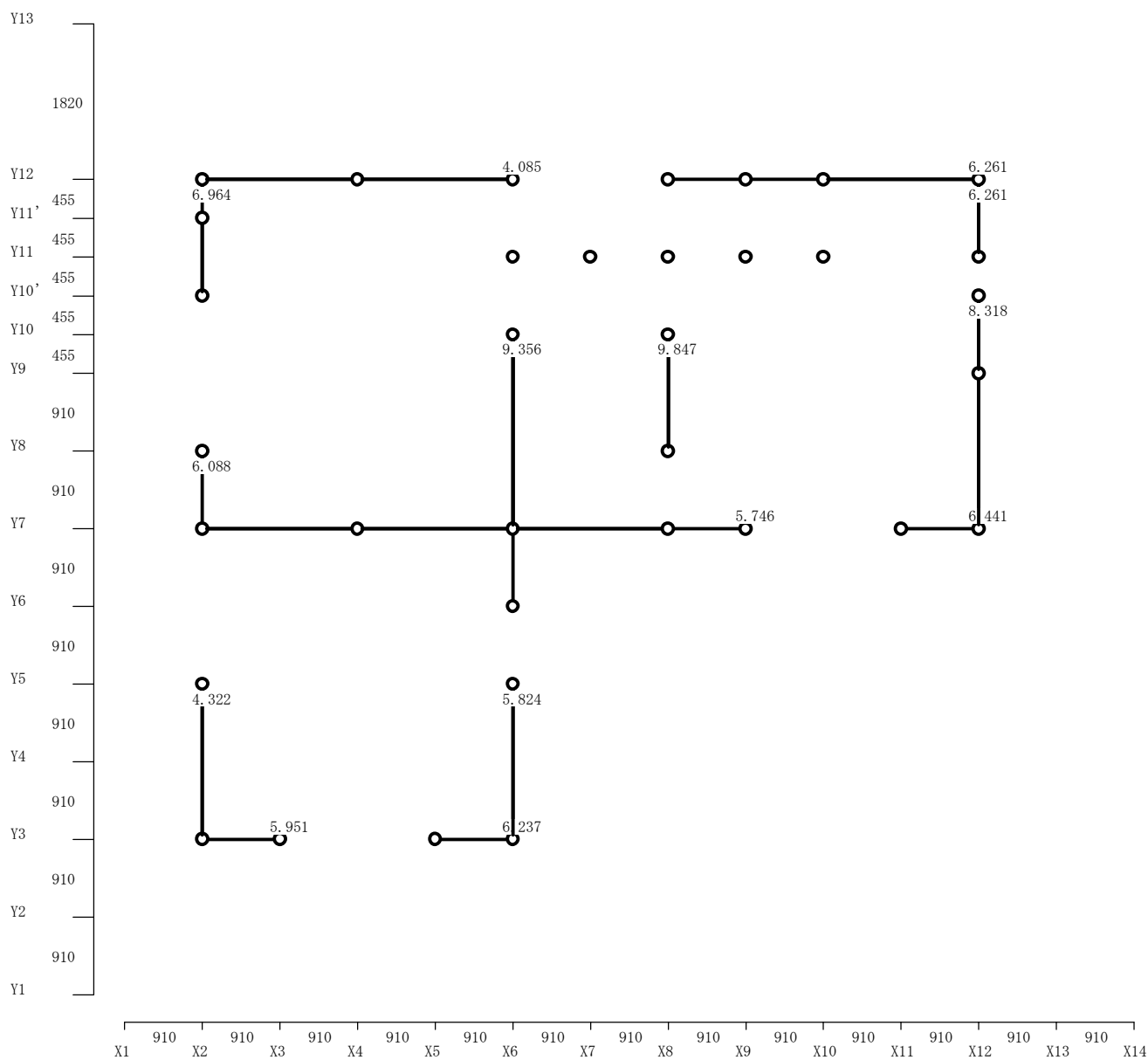
<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

1 階



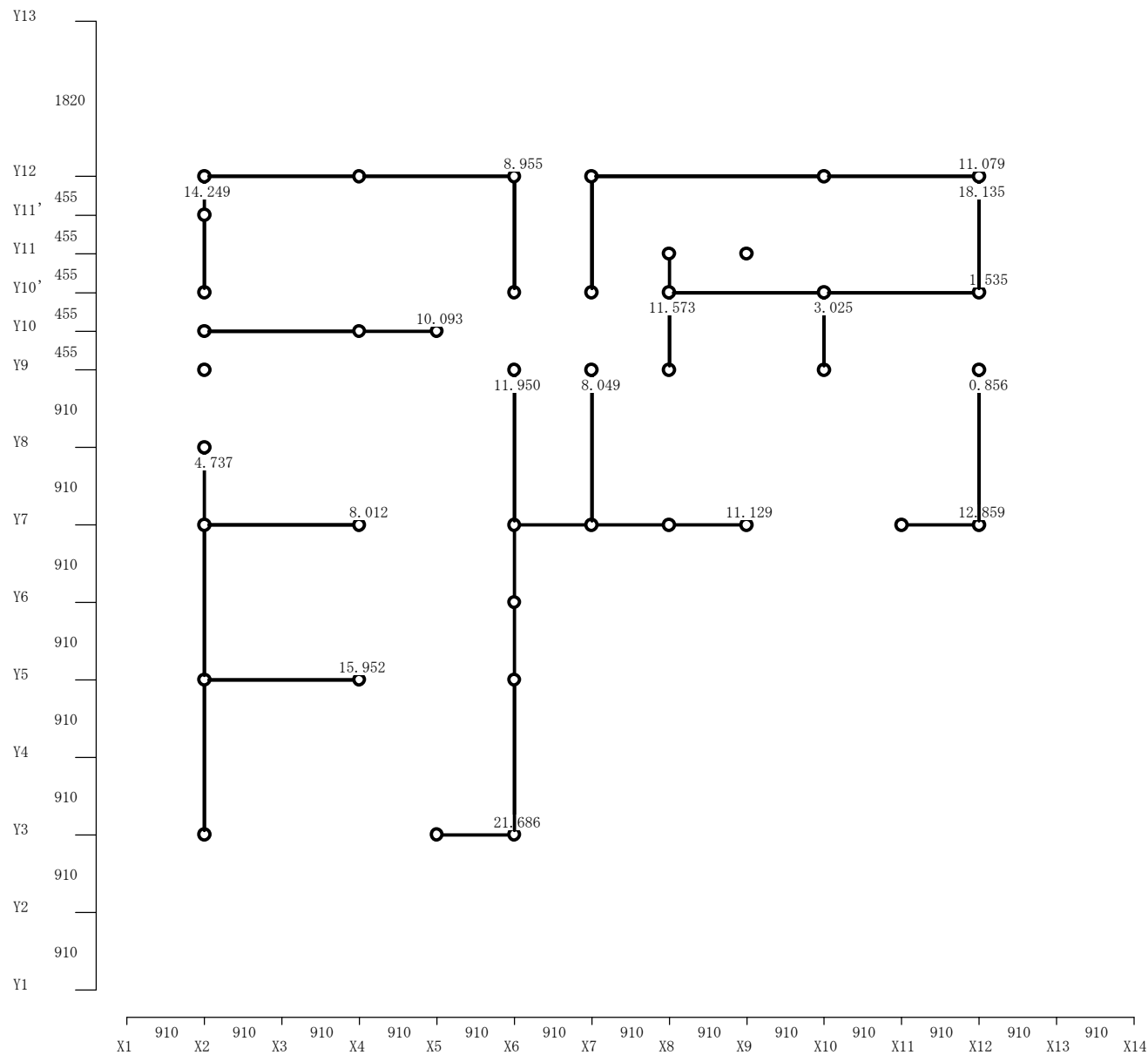
<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

2 階



<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

1 階



3.2 柱の設計

3.2.1 柱断面算定表

2 階

(多雪地域の場合 NL、Ns は雪を含む)

位置	符号	材 種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y3 X2	2C1	1 種	8.81	22.04	0.19	0.26	風上	41.43	20.71	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.38	
Y3 X3	2C1	1 種	10.92	24.15	0.24	0.29	風上	0.00	62.14	0.34	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.36	
Y3 X5	2C1	1 種	10.92	24.15	0.24	0.29	風上	0.00	62.14	0.34	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.36	
Y3 X6	2C1	1 種	8.81	22.04	0.19	0.26	風上	41.43	20.71	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.38	
Y5 X2	2C1	1 種	15.19	28.42	0.34	0.34	風上	82.86	0.00	0.46	OK
		10.5× 10.5					風下	33.14	0.00	0.43	
Y5 X6	2C1	1 種	11.86	25.09	0.26	0.30	風上	62.14	0.00	0.35	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.38	
Y6 X6	2C1	1 種	6.60	19.83	0.14	0.23	風上	41.43	0.00	0.21	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	0.00	0.30	
Y7 X2	2C1	1 種	12.76	25.99	0.28	0.31	風上	62.14	0.00	0.17	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.46	
Y7 X4	2C1	1 種	26.99	26.99	0.60	0.32	風上	0.00	0.00	0.41	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.41	
Y7 X6	2C1	1 種	15.95	15.95	0.35	0.19	風上	20.71	41.43	0.35	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	16.57	0.29	
Y7 X8	2C1	1 種	9.48	9.48	0.21	0.11	風上	0.00	62.14	0.31	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.21	
Y7 X9	2C1	1 種	12.44	25.67	0.27	0.30	風上	0.00	62.14	0.36	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.39	
Y7 X11	2C1	1 種	11.57	24.80	0.26	0.29	風上	0.00	62.14	0.35	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.37	
Y7 X12	2C1	1 種	7.30	20.53	0.16	0.24	風上	41.43	20.71	0.16	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.35	
Y8 X2	2C1	1 種	9.91	23.14	0.22	0.27	風上	62.14	0.00	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.35	
Y8 X8	2C1	1 種	1.23	14.46	0.03	0.17	風上	0.00	0.00	0.09	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.17	
Y9 X12	2C1	1 種	10.14	10.14	0.22	0.12	風上	62.14	0.00	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.22	
Y10 X6	2C1	1 種	1.23	14.46	0.03	0.17	風上	0.00	0.00	0.09	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.17	

位置	符号	材 種	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y10 X8	2C1	1 種	0.74	13.97	0.02	0.16	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.17	
Y10' X2	2C1	1 種	10.19	23.42	0.22	0.28	風上	62.14	0.00	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.35	
Y10' X12	2C1	1 種	5.09	18.32	0.11	0.22	風上	31.07	0.00	0.16	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.28	
Y11 X6	2C1	1 種	0.49	0.49	0.01	0.00	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.01	
Y11 X7	2C1	1 種	0.49	0.49	0.01	0.00	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.01	
Y11 X8	2C1	1 種	0.98	0.98	0.02	0.01	風上	0.00	0.00	0.01	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.01	
Y11 X9	2C1	1 種	1.47	1.47	0.04	0.01	風上	0.00	0.00	0.02	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.02	
Y11 X10	2C1	1 種	18.00	18.00	0.40	0.21	風上	0.00	0.00	0.27	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.27	
Y11 X12	2C1	1 種	4.59	17.82	0.10	0.21	風上	31.07	0.00	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.27	
Y11' X2	2C1	1 種	4.26	4.26	0.09	0.05	風上	31.07	0.00	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.10	
Y12 X2	2C1	1 種	7.32	20.55	0.16	0.24	風上	10.36	41.43	0.16	OK
		10.5× 10.5					風下	4.14	16.57	0.35	
Y12 X4	2C1	1 種	26.79	26.79	0.60	0.32	風上	0.00	82.86	0.63	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.49	
Y12 X6	2C1	1 種	13.80	27.03	0.31	0.32	風上	0.00	82.86	0.44	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.41	
Y12 X8	2C1	1 種	9.98	23.21	0.22	0.27	風上	0.00	62.14	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.35	
Y12 X9	2C1	1 種	7.15	7.15	0.16	0.08	風上	0.00	41.43	0.22	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	16.57	0.15	
Y12 X10	2C1	1 種	9.85	9.85	0.22	0.11	風上	0.00	62.14	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.22	
Y12 X12	2C1	1 種	8.63	21.86	0.19	0.26	風上	20.71	41.43	0.15	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	16.57	0.37	

1 階

(多雪地域の場合 NL、Nsは雪を含む)

位置	符号	材 種	NL (kN)	Ns (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y3 X2	1C1	1 種	25.40	51.86	0.57	0.62	風上	41.43	62.14	0.43	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	24.86	0.85	
Y3 X5	1C1	1 種	19.43	54.71	0.43	0.65	風上	0.00	82.86	0.52	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.82	
Y3 X6	1C1	1 種	15.69	55.38	0.35	0.66	風上	41.43	20.71	0.30	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.88	
Y5 X2	1C1	1 種	27.50	53.96	0.61	0.64	風上	82.86	0.00	0.24	OK
		10.5× 10.5					風下	33.14	0.00	0.90	
Y5 X4	1C1	1 種	0.98	27.44	0.02	0.33	風上	0.00	0.00	0.20	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.33	
Y5 X6	1C1	1 種	20.35	33.58	0.45	0.40	風上	62.14	0.00	0.48	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.51	
Y6 X6	1C1	1 種	12.26	25.49	0.27	0.30	風上	41.43	0.00	0.30	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	0.00	0.38	
Y7 X2	1C2	1 種	21.43	61.12	0.31	0.36	風上	62.14	0.00	0.18	OK
		13.0× 13.0					風下	24.86	0.00	0.50	
Y7 X4	1C1	1 種	32.01	58.47	0.72	0.70	風上	0.00	0.00	0.48	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.88	
Y7 X6	1C2	1 種	23.40	36.63	0.34	0.22	風上	20.71	20.71	0.21	OK
		13.0× 13.0					風下	8.29	8.29	0.29	
Y7 X7	1C1	1 種	5.03	18.26	0.14	0.21	風上	0.00	41.43	0.18	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	16.57	0.27	
Y7 X8	1C1	1 種	14.14	20.75	0.31	0.24	風上	0.00	41.43	0.23	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	16.57	0.36	
Y7 X9	1C1	1 種	18.51	44.97	0.41	0.54	風上	0.00	62.14	0.45	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.68	
Y7 X11	1C1	1 種	17.64	44.10	0.39	0.53	風上	0.00	62.14	0.44	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.66	
Y7 X12	1C1	1 種	11.76	38.22	0.26	0.46	風上	41.43	20.71	0.23	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	8.29	0.62	
Y8 X2	1C1	1 種	13.96	29.83	0.31	0.35	風上	41.43	0.00	0.32	OK
		10.5× 10.5					風下	16.57	0.00	0.45	
Y9 X2	1C1	1 種	3.04	3.04	0.08	0.03	風上	31.07	0.00	0.12	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.07	
Y9 X6	1C1	1 種	5.23	25.08	0.15	0.30	風上	0.00	0.00	0.11	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.30	
Y9 X7	1C1	1 種	3.40	16.63	0.09	0.20	風上	0.00	0.00	0.08	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.20	

位置	符号	材 種	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y9 X8	1C1	1 種	5.11	28.92	0.14	0.34	風上	0.00	0.00	0.14	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.35	
Y9 X10	1C1	1 種	5.34	18.57	0.15	0.22	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.22	
Y9 X12	1C1	1 種	16.21	29.44	0.36	0.35	風上	62.14	0.00	0.42	OK
		10.5× 10.5					風下	24.86	0.00	0.44	
Y10 X2	1C1	1 種	3.01	16.24	0.08	0.19	風上	20.71	0.00	0.14	OK
		10.5× 10.5					風下	8.29	0.00	0.22	
Y10 X4	1C1	1 種	8.74	8.74	0.25	0.10	風上	0.00	0.00	0.11	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.11	
Y10 X5	1C1	1 種	0.49	13.72	0.01	0.16	風上	0.00	0.00	0.10	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.17	
Y10' X2	1C1	1 種	13.22	39.68	0.29	0.47	風上	31.07	0.00	0.28	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.60	
Y10' X6	1C1	1 種	4.71	11.32	0.13	0.13	風上	0.00	0.00	0.06	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.14	
Y10' X7	1C1	1 種	3.08	16.31	0.09	0.19	風上	0.00	0.00	0.08	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.20	
Y10' X8	1C1	1 種	4.51	34.94	0.13	0.42	風上	0.00	0.00	0.20	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.42	
Y10' X10	1C1	1 種	19.03	32.26	0.42	0.38	風上	0.00	0.00	0.29	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.49	
Y10' X12	1C1	1 種	14.19	36.24	0.31	0.43	風上	51.78	0.00	0.16	OK
		10.5× 10.5					風下	20.71	0.00	0.55	
Y11 X8	1C1	1 種	2.33	2.33	0.06	0.02	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.03	
Y11 X9	1C1	1 種	2.57	2.57	0.07	0.03	風上	0.00	0.00	0.03	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	0.00	0.03	
Y11' X2	1C1	1 種	7.30	7.30	0.16	0.08	風上	31.07	0.00	0.20	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	0.00	0.14	
Y12 X2	1C1	1 種	10.76	37.22	0.24	0.44	風上	10.36	41.43	0.23	OK
		10.5× 10.5					風下	4.14	16.57	0.61	
Y12 X4	1C1	1 種	34.89	34.89	0.78	0.41	風上	0.00	82.86	0.75	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.62	
Y12 X6	1C1	1 種	20.17	46.63	0.45	0.56	風上	0.00	62.14	0.28	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	24.86	0.70	

位置	符号	材 種	N L (kN)	N s (kN)	長期 軸力 比	短期 軸力 比	Mw (kN・cm)			軸力 + 曲げ	判 定
		寸 法						X	Y		
Y12 X7	1C1	1 種	17.02	30.25	0.38	0.36	風上	0.00	82.86	0.29	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	33.14	0.55	
Y12 X10	1C1	1 種	33.59	48.58	0.75	0.58	風上	0.00	103.57	0.79	OK
		10.5× 10.5					風下	0.00	41.43	0.73	
Y12 X12	1C1	1 種	15.63	50.91	0.35	0.61	風上	31.07	41.43	0.27	OK
		10.5× 10.5					風下	12.43	16.57	0.81	

柱断面検定 凡例

lk	:	座屈長さ	(m)
A	:	断面積	(cm ²)
Ae	:	有効断面積 (A - ほぞ断面積)	(cm ²)
Z	:	断面係数	(cm ³)
i	:	断面 2 次半径	(cm)
λ	:	有効細長比	
fc	:	圧縮許容応力度	(N/mm ²)
fb	:	曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fm	:	めり込み許容応力度	(N/mm ²)
ft	:	引張り許容応力度	(N/mm ²)
fk	:	座屈許容応力度	(N/mm ²)
ω	:	風圧時等分布荷重 (外柱)	(N/m)
Mw	:	風圧時曲げモーメント (外柱)	(kN・cm)
Lfk	:	座屈許容応力度 長期	(N/mm ²)
sLfk	:	座屈許容応力度 長期 (積雪時)	(N/mm ²)
Lfb	:	曲げ許容応力度 長期	(N/mm ²)
Lfm	:	めり込み許容応力度 長期	(N/mm ²)
sLfm	:	めり込み許容応力度 長期 (積雪時)	(N/mm ²)
Lft	:	引張り許容応力度 長期	(N/mm ²)
sfk	:	座屈許容応力度 短期	(N/mm ²)
ssf	:	座屈許容応力度 短期 (積雪時)	(N/mm ²)
sfb	:	曲げ許容応力度 短期	(N/mm ²)
sfm	:	めり込み許容応力度 短期	(N/mm ²)
ssf	:	めり込み許容応力度 短期 (積雪時)	(N/mm ²)
sft	:	引張り許容応力度 短期	(N/mm ²)
NL	:	長期軸力 (常時)	(N)
NsL	:	長期軸力 (積雪時)	(N)
Nss	:	短期軸力 (積雪時)	(N)
Ns	:	短期軸力 (水平力)	(N)
NkX	:	短期軸力 (地震時 X 方向)	(N)
NkY	:	短期軸力 (地震時 Y 方向)	(N)
NwX	:	短期軸力 (風圧時 X 方向)	(N)
NwY	:	短期軸力 (風圧時 Y 方向)	(N)

3.2.2 柱断面検定結果

階、通り、位置、グループ番号: 2階柱 Y12-X4 2C1 [外 Y]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.40(m), 材種: 1種, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=79.1, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台: 1種
 fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

 $30.0 < \lambda \leq 100.0 : f_k = (1.3 - 0.01\lambda) \times f_c$

軸力	[長期, 積雪]	7831.79(N)	27089.39(N)		
地震時軸力	[X, Y]	0.00(N)	0.00(N)		
風圧時軸力	[X, Y]	0.00(N)	0.00(N)		
短期(地震)	[NkX]	7831.8 + 0.35 × 27089.4 +	0.0 =	17313.1(N)	
		7831.8 + 0.35 × 27089.4 -	0.0 =	17313.1(N)	
	[NkY]	7831.8 + 0.35 × 27089.4 +	0.0 =	17313.1(N)	
		7831.8 + 0.35 × 27089.4 -	0.0 =	17313.1(N)	
短期(風圧)	[NwX]	7831.8 + 0.70 × 27089.4 +	0.0 =	26794.4(N)	
		7831.8 + 0.70 × 27089.4 -	0.0 =	26794.4(N)	
	[NwY]	7831.8 + 0.70 × 27089.4 +	0.0 =	26794.4(N)	
		7831.8 + 0.70 × 27089.4 -	0.0 =	26794.4(N)	

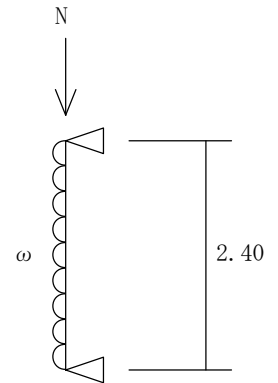
短期(積雪) [Nss] 7831.8 + 1.00 × 27089.4 = 34921.2(N)

長期軸力(常時)NL = 7831.8(N), 短期軸力Ns = 26794.4(N)

長期軸力(積雪)NsL = 7831.8 + 0.70 × 27089.4 = 26794.4(N)

座屈許容応力度	Lfk =	4.12(N/mm ²)	sfk =	7.54(N/mm ²)	
座屈許容応力度(積雪)	sLfk =	5.36(N/mm ²)	ssfk =	6.03(N/mm ²)	
曲げ許容応力度	Lfb =	10.30(N/mm ²)	sfb =	18.80(N/mm ²)	
めり込み許容応力度	Lfm =	3.10(N/mm ²)	sfm =	5.60(N/mm ²)	
めり込み許容応力度(積雪)	sLfm =	4.03(N/mm ²)	ssfm =	4.48(N/mm ²)	
引張り許容応力度	Lft =	6.50(N/mm ²)	sft =	11.80(N/mm ²)	
風上X	ω = 632.29 × 1.00 × 0.000 =	0.00(N/m)	Mw =	0.00(kN・cm)	
風上Y	ω = 632.29 × 1.00 × 1.820 =	1150.76(N/m)	Mw =	82.86(kN・cm)	
風下X	ω = 632.29 × 0.40 × 0.000 =	0.00(N/m)	Mw =	0.00(kN・cm)	
風下Y	ω = 632.29 × 0.40 × 1.820 =	460.31(N/m)	Mw =	33.14(kN・cm)	

座屈 (常時)	NL/(A×Lfk)	=	7831.8 / (110.2 × 412.41)	=	0.17	<	1.0	OK
座屈 (雪長期)	NsL/(A×sLfk)	=	26794.4 / (110.2 × 536.13)	=	0.45	<	1.0	OK
座屈 (雪短期)	Nss/(A×ssfk)	=	34921.2 / (110.2 × 602.83)	=	0.52	<	1.0	OK
座屈 (水平力)	Ns/(A×sfk)	=	26794.4 / (110.2 × 753.53)	=	0.32	<	1.0	OK
風上Nw/(A ×sfk)+Mw/(Z×sfb)	=	26794.4/(110.2× 602.8)+82855.0/(192.9×1880.0)	=	0.63	<	1.0	OK	
風下Nw/(A ×sfk)+Mw/(Z×sfb)	=	26794.4/(110.2× 602.8)+33142.0/(192.9×1880.0)	=	0.49	<	1.0	OK	
めり込み(常時)	NL/(Ae×Lfm)	=	7831.8 / (110.2 × 310.00)	=	0.22	<	1.0	OK
めり込み(雪長期)	NsL/(Ae×sLfm)	=	26794.4 / (110.2 × 403.00)	=	0.60	<	1.0	OK
めり込み(雪短期)	Nss/(Ae×ssfm)	=	34921.2 / (110.2 × 448.00)	=	0.70			
めり込み(水平力)	Ns/(Ae×sfm)	=	26794.4 / (110.2 × 560.00)	=	0.43			



階、通り、位置、グループ番号: 1階柱 Y5-X2 1C1 [外 X]

柱サイズ 10.5×10.5(cm), lk=2.40(m), 材種: 1種, A=110.2(cm²), Ae=110.2(cm²)
 Z=192.9(cm³), i=3.0(cm), λ=79.1, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台: 1種
 fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

 $30.0 < \lambda \leq 100.0 : f_k = (1.3 - 0.01\lambda) \times f_c$

軸力	[長期, 積雪]	18568.40(N)	12752.46(N)		
地震時軸力	[X, Y]	26460.00(N)	13230.00(N)		
風圧時軸力	[X, Y]	26460.00(N)	13230.00(N)		
短期(地震)	[NkX]	18568.4 + 0.35 × 12752.5 + 26460.0 =	49491.8(N)		
		18568.4 + 0.35 × 12752.5 - 26460.0 =	-3428.2(N)		
	[NkY]	18568.4 + 0.35 × 12752.5 + 13230.0 =	36261.8(N)		
		18568.4 + 0.35 × 12752.5 - 13230.0 =	9801.8(N)		
短期(風圧)	[NwX]	18568.4 + 0.70 × 12752.5 + 26460.0 =	53955.1(N)		
		18568.4 + 0.70 × 12752.5 - 26460.0 =	1035.1(N)		
	[NwY]	18568.4 + 0.70 × 12752.5 + 13230.0 =	40725.1(N)		
		18568.4 + 0.70 × 12752.5 - 13230.0 =	14265.1(N)		

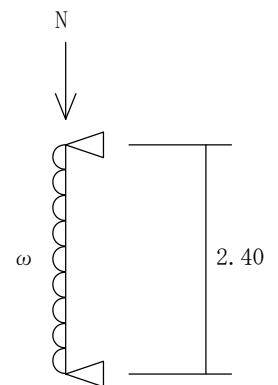
短期(積雪) [Nss] 18568.4 + 1.00 × 12752.5 = 31320.9(N)

長期軸力(常時)NL = 18568.4(N), 短期軸力Ns = 53955.1(N)

長期軸力(積雪)NsL = 18568.4 + 0.70 × 12752.5 = 27495.1(N)

座屈許容応力度	Lfk =	4.12(N/mm ²)	sfk =	7.54(N/mm ²)	
座屈許容応力度(積雪)	sLfk =	5.36(N/mm ²)	ssfk =	6.03(N/mm ²)	
曲げ許容応力度	Lfb =	10.30(N/mm ²)	sfb =	18.80(N/mm ²)	
めり込み許容応力度	Lfm =	3.10(N/mm ²)	sfm =	5.60(N/mm ²)	
めり込み許容応力度(積雪)	sLfm =	4.03(N/mm ²)	ssfm =	4.48(N/mm ²)	
引張り許容応力度	Lft =	6.50(N/mm ²)	sft =	11.80(N/mm ²)	
風上X	ω = 632.29 × 1.00 × 1.820 =	1150.76(N/m)	Mw =	82.86(kN・cm)	
風上Y	ω = 632.29 × 1.00 × 0.000 =	0.00(N/m)	Mw =	0.00(kN・cm)	
風下X	ω = 632.29 × 0.40 × 1.820 =	460.31(N/m)	Mw =	33.14(kN・cm)	
風下Y	ω = 632.29 × 0.40 × 0.000 =	0.00(N/m)	Mw =	0.00(kN・cm)	

座屈 (常時)	NL/(A×Lfk)	=	18568.4 / (110.2 × 412.41)	=	0.40	<	1.0	OK
座屈 (雪長期)	NsL/(A×sLfk)	=	27495.1 / (110.2 × 536.13)	=	0.46	<	1.0	OK
座屈 (雪短期)	Nss/(A×ssfk)	=	31320.9 / (110.2 × 602.83)	=	0.47	<	1.0	OK
座屈 (水平力)	Ns/(A×sfk)	=	53955.1 / (110.2 × 753.53)	=	0.64	<	1.0	OK
風上Nw/(A ×sfk)+Mw/(Z×sfb)	=	1035.1/(110.2× 602.8)+82855.0/(192.9×1880.0)	=	0.24	<	1.0	OK	
風下Nw/(A ×sfk)+Mw/(Z×sfb)	=	53955.1/(110.2× 602.8)+33142.0/(192.9×1880.0)	=	0.90	<	1.0	OK	
めり込み(常時)	NL/(Ae×Lfm)	=	18568.4 / (110.2 × 310.00)	=	0.54	<	1.0	OK
めり込み(雪長期)	NsL/(Ae×sLfm)	=	27495.1 / (110.2 × 403.00)	=	0.61	<	1.0	OK
めり込み(雪短期)	Nss/(Ae×ssfm)	=	31320.9 / (110.2 × 448.00)	=	0.63			
めり込み(水平力)	Ns/(Ae×sfm)	=	53955.1 / (110.2 × 560.00)	=	0.87			



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号: 1階柱 Y7-X2 1C2 [外 X]

柱サイズ 13.0×13.0(cm), lk=2.40(m), 材種: 1種, A=169.0(cm²), Ae=169.0(cm²)
 Z=366.2(cm³), i=3.8(cm), λ=63.9, ほぞサイズ0.0×0.0(cm), 土台: 1種
 fc=8.10(N/mm²), fb=10.30(N/mm²), fm=3.10(N/mm²), ft=6.50(N/mm²)

 $30.0 < \lambda \leq 100.0 : f_k = (1.3 - 0.01\lambda) \times f_c$

軸力 [長期, 積雪] 14399.81(N) 10042.84(N)
 地震時軸力 [X, Y] 39690.00(N) 2646.00(N)
 風圧時軸力 [X, Y] 39690.00(N) 2646.00(N)
 短期(地震) [NkX] $14399.8 + 0.35 \times 10042.8 + 39690.0 = 57604.8(N)$
 $14399.8 + 0.35 \times 10042.8 - 39690.0 = -21775.2(N)$
 [NkY] $14399.8 + 0.35 \times 10042.8 + 2646.0 = 20560.8(N)$
 $14399.8 + 0.35 \times 10042.8 - 2646.0 = 15268.8(N)$
 短期(風圧) [NwX] $14399.8 + 0.70 \times 10042.8 + 39690.0 = 61119.8(N)$
 $14399.8 + 0.70 \times 10042.8 - 39690.0 = -18260.2(N)$
 [NwY] $14399.8 + 0.70 \times 10042.8 + 2646.0 = 24075.8(N)$
 $14399.8 + 0.70 \times 10042.8 - 2646.0 = 18783.8(N)$

短期(積雪) [Nss] $14399.8 + 1.00 \times 10042.8 = 24442.6(N)$

長期軸力(常時)NL = 14399.8(N), 短期軸力Ns = 61119.8(N)

長期軸力(積雪)NsL = $14399.8 + 0.70 \times 10042.8 = 21429.8(N)$

座屈許容応力度 Lfk = 5.36(N/mm²) sfk = 9.79(N/mm²)

座屈許容応力度(積雪) sLfk = 6.96(N/mm²) ssfk = 7.83(N/mm²)

曲げ許容応力度 Lfb = 10.30(N/mm²) sfb = 18.80(N/mm²)

めり込み許容応力度 Lfm = 3.10(N/mm²) sfm = 5.60(N/mm²)

めり込み許容応力度(積雪) sLfm = 4.03(N/mm²) ssfm = 4.48(N/mm²)

引張り許容応力度 Lft = 6.50(N/mm²) sft = 11.80(N/mm²)

風上X $\omega = 632.29 \times 1.00 \times 1.365 = 863.07(N/m)$ Mw = 62.14(kN・cm)

風上Y $\omega = 632.29 \times 1.00 \times 0.000 = 0.00(N/m)$ Mw = 0.00(kN・cm)

風下X $\omega = 632.29 \times 0.40 \times 1.365 = 345.23(N/m)$ Mw = 24.86(kN・cm)

風下Y $\omega = 632.29 \times 0.40 \times 0.000 = 0.00(N/m)$ Mw = 0.00(kN・cm)

座屈 (常時) $NL / (A \times Lfk) = 14399.8 / (169.0 \times 5.35.60) = 0.15 < 1.0$ OK

座屈 (雪長期) $NsL / (A \times sLfk) = 21429.8 / (169.0 \times 6.96.28) = 0.18 < 1.0$ OK

座屈 (雪短期) $Nss / (A \times ssfk) = 24442.6 / (169.0 \times 7.82.90) = 0.18 < 1.0$ OK

座屈 (水平力) $Ns / (A \times sfk) = 61119.8 / (169.0 \times 9.78.62) = 0.36 < 1.0$ OK

風上Nw/(Ae×sft)+Mw/(Z×sfb) = $18260.2 / (169.0 \times 11.80.0) + 62141.3 / (366.2 \times 18.80.0) = 0.18 < 1.0$ OK

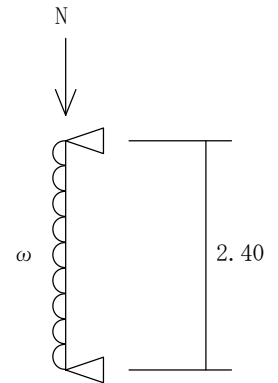
風下Nw/(A×sfk)+Mw/(Z×sfb) = $61119.8 / (169.0 \times 7.82.9) + 24856.5 / (366.2 \times 18.80.0) = 0.49 < 1.0$ OK

めり込み(常時) $NL / (Ae \times Lfm) = 14399.8 / (169.0 \times 3.10.00) = 0.27 < 1.0$ OK

めり込み(雪長期) $NsL / (Ae \times sLfm) = 21429.8 / (169.0 \times 4.03.00) = 0.31 < 1.0$ OK

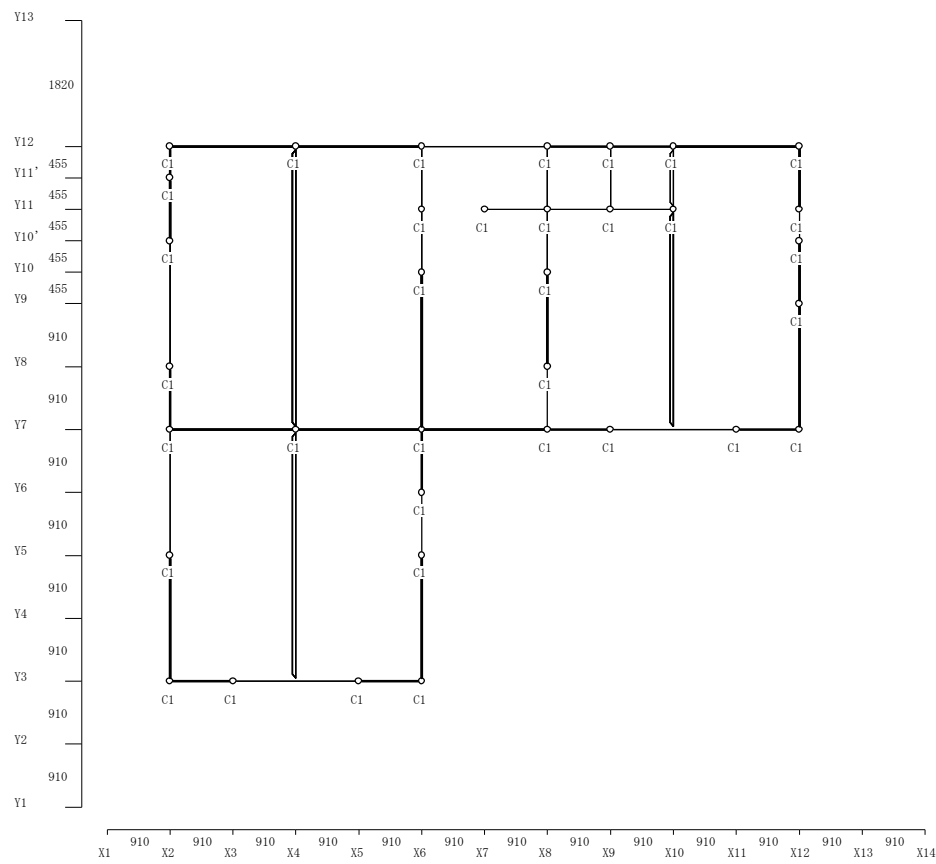
めり込み(雪短期) $Nss / (Ae \times ssfm) = 24442.6 / (169.0 \times 4.48.00) = 0.32$

めり込み(水平力) $Ns / (Ae \times sfm) = 61119.8 / (169.0 \times 5.60.00) = 0.64$



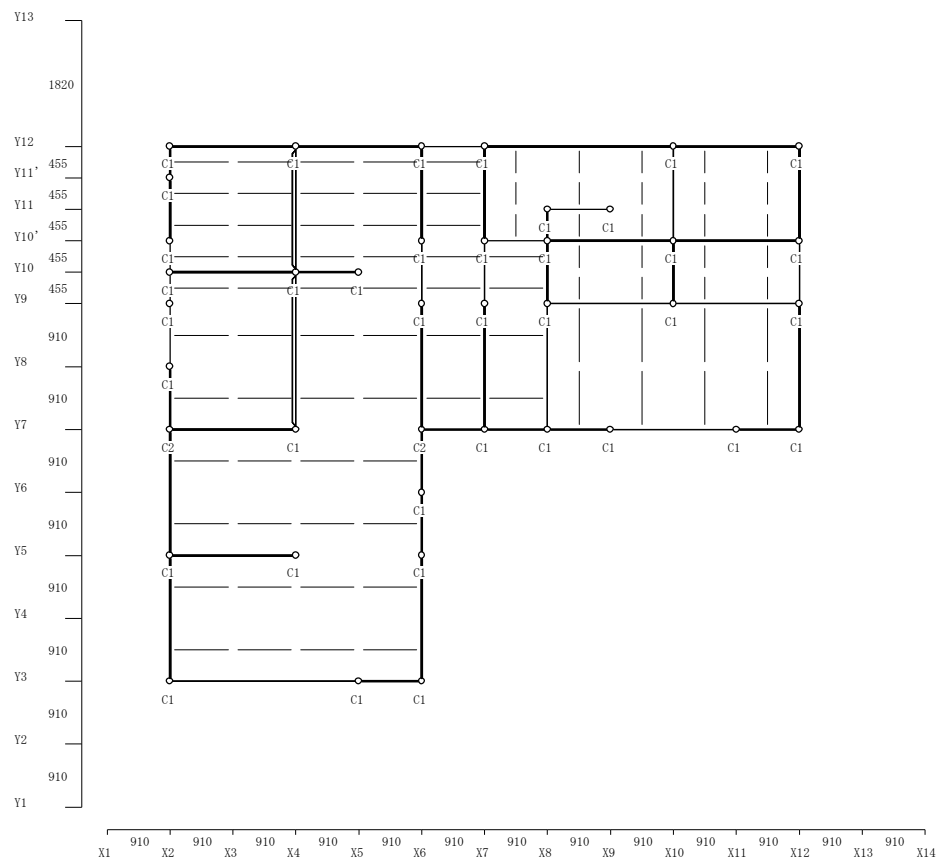
3.2.3 柱断面伏図 (柱グルーピング結果)

2 階



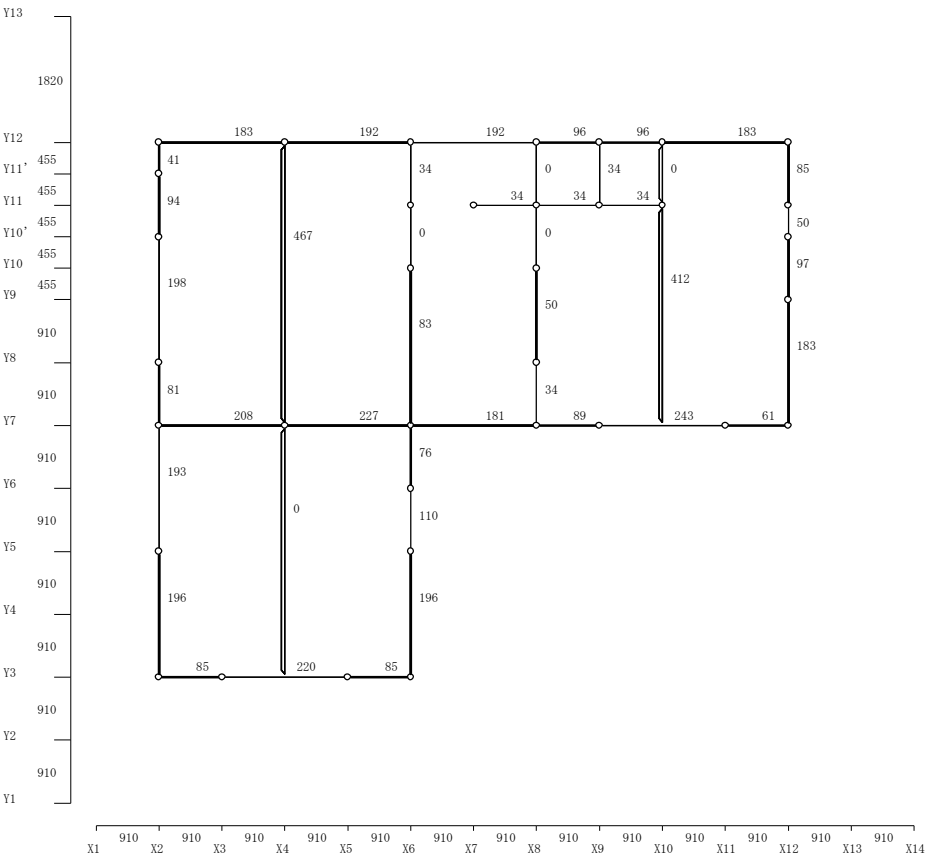
C1 : 10.5 × 10.5

1 階



C1 : 10.5 × 10.5
C2 : 13.0 × 13.0

3.3 梁・桁・胴差の設計
3.3.1 梁・桁・胴差算定伏図
小屋梁





3.3.2 梁断面検定比表

屋根階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
Y3	X2 - X3 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.25 0.29	0.33 0.38	OK
Y3	X3 - X5 壁	1 種 RG4	10.50	24.00	0.34 0.41	0.42 0.49	OK
Y3	X5 - X6 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.25 0.29	0.33 0.38	OK
Y7	X2 - X4 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.33 0.40	0.48 0.58	OK
Y7	X4 - X6 耐力壁	1 種 RG4	10.50	24.00	0.34 0.42	0.44 0.53	OK
Y7	X6 - X8 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.28 0.33	0.37 0.44	OK
Y7	X8 - X9 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.27 0.32	0.36 0.42	OK
Y7	X9 - X11 壁	1 種 RG5	10.50	27.00	0.37 0.44	0.40 0.48	OK
Y7	X11 - X12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.15 0.16	0.17 0.19	OK
Y11	X7 - X8 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y11	X8 - X9 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y11	X9 - X10 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y12	X2 - X4 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.29 0.33	0.38 0.45	OK
Y12	X4 - X6 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
Y12	X6 - X8 壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
Y12	X8 - X9 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
Y12	X9 - X10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
Y12	X10 - X12 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.29 0.33	0.38 0.45	OK
X2	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.32 0.38	0.44 0.51	OK
X2	Y5 - Y7 壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
X2	Y7 - Y8 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.23 0.26	0.30 0.34	OK
X2	Y8 - Y10' 壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.33 0.39	0.44 0.53	OK
X2	Y10' - Y11' 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.30 0.35	0.40 0.47	OK
X2	Y11' - Y12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.11 0.13	0.07 0.08	OK
X4	Y3 - Y7 大梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK

屋根階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
X4	Y7 - Y12 大梁	1 種 RG7	10.50	51.00	0.29 0.36	0.41 0.50	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.32 0.38	0.44 0.51	OK
X6	Y5 - Y6 壁	1 種 RG2	10.50	12.00	0.34 0.41	0.42 0.50	OK
X6	Y6 - Y7 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.21 0.24	0.27 0.31	OK
X6	Y7 - Y10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.17 0.09	OK
X6	Y10 - Y11 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X6	Y11 - Y12 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X8	Y7 - Y8 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X8	Y8 - Y10 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.05 0.03	0.06 0.03	OK
X8	Y10 - Y11 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X8	Y11 - Y12 小梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X9	Y11 - Y12 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X10	Y7 - Y11 大梁	1 種 RG6	10.50	42.00	0.35 0.44	0.47 0.57	OK
X10	Y11 - Y12 大梁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.00 0.00	0.00 0.00	OK
X12	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 RG3	10.50	21.00	0.28 0.33	0.38 0.45	OK
X12	Y9 - Y10' 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.31 0.37	0.42 0.50	OK
X12	Y10' - Y11 壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.16 0.19	0.11 0.13	OK
X12	Y11 - Y12 耐力壁	1 種 RG1	10.50	10.50	0.25 0.29	0.33 0.38	OK

2階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
Y3	X2 - X5 壁	1 種 2G8	10.50	33.00	0.37 0.63	0.32 0.56	OK
Y3	X5 - X6 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y5	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
Y7	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.14 0.08	0.22 0.12	OK
Y7	X6 - X7 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y7	X7 - X8 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y7	X8 - X9 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
Y7	X9 - X11 壁	1 種 2G4	10.50	13.50	0.47 0.26	0.56 0.30	OK
Y7	X11 - X12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
Y9	X8 - X10 小梁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.32 0.18	0.42 0.23	OK
Y9	X10 - X12 小梁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.32 0.18	0.42 0.23	OK
Y10	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.07 0.04	0.11 0.06	OK
Y10	X4 - X5 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
Y10'	X7 - X8 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.09 0.05	0.06 0.03	OK
Y10'	X8 - X10 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.33 0.18	0.43 0.24	OK
Y10'	X10 - X12 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.33 0.18	0.43 0.24	OK
Y11	X8 - X9 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.16 0.09	0.12 0.06	OK
Y12	X2 - X4 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.32 0.18	0.42 0.23	OK
Y12	X4 - X6 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.32 0.18	0.42 0.23	OK
Y12	X6 - X7 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK
Y12	X7 - X10 耐力壁	1 種 2G9	10.50	36.00	0.46 0.69	0.36 0.55	OK
Y12	X10 - X12 耐力壁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.44 0.25	0.54 0.29	OK
X2	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 2G5	10.50	17.00	0.52 0.29	0.49 0.27	OK
X2	Y5 - Y7 耐力壁	1 種 2G5	10.50	17.00	0.52 0.29	0.49 0.27	OK
X2	Y7 - Y8 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK

2階

上段：長期

下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
X2	Y8 - Y9 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
X2	Y9 - Y10 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.05 0.03	OK
X2	Y10 - Y10' 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.05 0.03	OK
X2	Y10' - Y11' 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.30 0.17	0.23 0.12	OK
X2	Y11' - Y12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.15 0.08	0.05 0.03	OK
X4	Y7 - Y10 大梁	1 種 2G5	10.50	17.00	0.37 0.21	0.44 0.24	OK
X4	Y10 - Y12 大梁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.39 0.22	0.48 0.26	OK
X6	Y3 - Y5 耐力壁	1 種 2G5	10.50	17.00	0.52 0.29	0.49 0.27	OK
X6	Y5 - Y6 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.42 0.24	0.32 0.17	OK
X6	Y6 - Y7 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.42 0.24	0.32 0.17	OK
X6	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G3	10.50	13.00	0.41 0.23	0.50 0.27	OK
X6	Y9 - Y10' 小梁	1 種 2G4	10.50	13.50	0.22 0.56	0.17 0.59	OK
X6	Y10' - Y12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.40 0.22	0.46 0.25	OK
X7	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.27 0.15	0.36 0.20	OK
X7	Y9 - Y10' 小梁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.12 0.06	0.09 0.05	OK
X7	Y10' - Y12 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.19 0.11	0.22 0.12	OK
X8	Y7 - Y9 小梁	1 種 2G6	10.50	21.00	0.12 0.35	0.13 0.48	OK
X8	Y9 - Y10' 耐力壁	1 種 2G4	10.50	13.50	0.13 0.51	0.10 0.55	OK
X8	Y10' - Y11 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.01 0.01	0.00 0.00	OK
X10	Y9 - Y10' 耐力壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.03 0.02	0.02 0.01	OK
X10	Y10' - Y12 壁	1 種 2G7	10.50	24.00	0.62 0.77	0.41 0.49	OK
X12	Y7 - Y9 耐力壁	1 種 2G2	10.50	12.00	0.32 0.18	0.42 0.23	OK
X12	Y9 - Y10' 壁	1 種 2G1	10.50	10.50	0.18 0.10	0.13 0.07	OK

2階

上段：長期 下段：短期

通り	符 号 梁種別	材 種 梁グループ	梁幅 (cm)	梁せい (cm)	せん断 検定比	曲げ 検定比	判 定
X12	Y10' - Y12 耐力壁	1 種 2G6	10.50	21.00	0.25 0.70	0.17 0.50	OK

梁・桁・胴差断面検定 凡例

w	:	等分布荷重(追加含む)	(N/cm)
P	:	集中荷重	(N)
I	:	断面2次モーメント	(cm ⁴)
Z	:	有効断面係数 $b \times (h - \text{欠込み高})^2 / 6$ 圧縮側に欠込みがある場合 正味断面係数 引張側に欠込みがある場合 正味断面係数の0.6倍	(cm ³)
Ae	:	有効断面積	(cm ²)
fbL	:	長期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fbS	:	短期曲げ許容応力度	(N/mm ²)
fsL	:	長期せん断許容応力度	(N/mm ²)
fsS	:	短期せん断許容応力度	(N/mm ²)
E	:	ヤング係数	(N/mm ²)
E0	:	有効ヤング係数	(N/mm ²)
fs0	:	長期有効せん断許容応力度	(N/mm ²)
Mmax	:	簡易出力時最大曲げモーメント	(kN・cm)
Md中央	:	詳細出力時中央曲げモーメント	(kN・cm)
Md1～	:	詳細出力時集中荷重位置の曲げモーメント	(kN・cm)
Md	:	詳細出力時片持梁端部曲げモーメント	(kN・cm)
Qa	:	左側のせん断力	(N)
Qb	:	右側のせん断力	(N)
δ	:	たわみ	(cm)

3.3.2 梁・桁・胴差断面検定結果

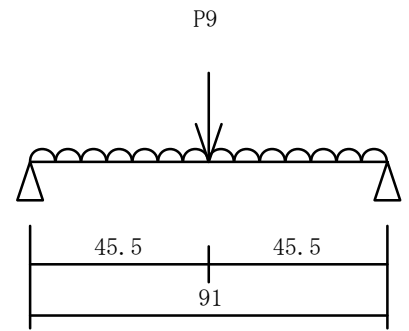
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X2-X3 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 427.78 \quad 3905.85 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 71.9 \quad 1580.9 \quad 1580.9 \quad 0.05$
 合計 $85.8 \quad 2189.0 \quad 2189.0 \quad 0.06$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 85.77 / (192.94 \times 1.34) = 0.33 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2189.05) / (110.25 \times 117.00) = 0.25 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.061 \times 1 = 0.061 \text{ (cm)} = 1 / 1497.0 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 98.6 \quad 2166.8 \quad 2166.8 \quad 0.07$
 合計 $112.4 \quad 2774.9 \quad 2774.9 \quad 0.08$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 112.42 / (192.94 \times 1.50) = 0.38 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2774.92) / (110.25 \times 128.00) = 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.079 \text{ (cm)} = 1 / 1152.6$



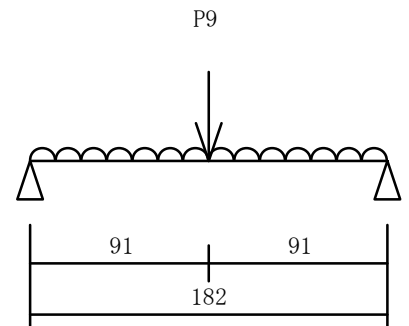
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X3-X5 RG4

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1523.64 \quad 13911.47 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 24.0 \text{ (cm)}$
 $I = 12096.00 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 1008.00 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 252.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 512.4 \quad 5630.8 \quad 5630.8 \quad 0.12$
 合計 $567.7 \quad 6847.0 \quad 6847.0 \quad 0.13$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 567.74 / (1008.00 \times 1.34) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 6847.05) / (252.00 \times 117.00) = 0.34 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.133 \times 1 = 0.133 \text{ (cm)} = 1 / 1371.3 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 702.3 \quad 7717.6 \quad 7717.6 \quad 0.16$
 合計 $757.6 \quad 8933.8 \quad 8933.8 \quad 0.18$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 757.64 / (1008.00 \times 1.50) = 0.49 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 8933.77) / (252.00 \times 128.00) = 0.41 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.176 \text{ (cm)} = 1 / 1033.8$



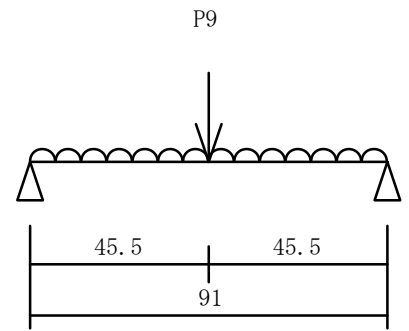
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y3通り X5-X6 RG1

w = $0.099 \times 135.0 = 13.365$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 429.23 3919.04 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)
fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
E = 10000 (N/mm²)
fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 72.2 1586.3 1586.3 0.05
合計 86.0 2194.4 2194.4 0.06
Mmax/(Z×fbL) = $86.01 / (192.94 \times 1.34) = 0.33 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2194.38) / (110.25 \times 117.00) = 0.25 < 1.0$ OK
δ×変形増大係数 = $0.061 \times 1 = 0.061$ (cm) = 1 / 1492.9 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 98.9 2174.1 2174.1 0.07
合計 112.8 2782.2 2782.2 0.08
Mmax/(Z×fbS) = $112.76 / (192.94 \times 1.50) = 0.38 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2782.24) / (110.25 \times 128.00) = 0.29 < 1.0$ OK
δ = 0.079 (cm) = 1 / 1149.3



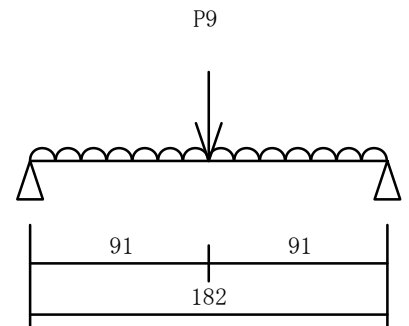
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X2-X4 RG3

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 1424.21 13003.63 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
I = 8103.38 (cm⁴) Z = 771.75 (cm³) Ae = 220.50 (cm²)
fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
E = 10000 (N/mm²)
fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 22.4 491.4 491.4 0.01
P9 479.0 5263.4 5263.4 0.16
合計 501.3 5754.8 5754.8 0.17
Mmax/(Z×fbL) = $501.33 / (771.75 \times 1.34) = 0.48 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 5754.78) / (220.50 \times 117.00) = 0.33 < 1.0$ OK
δ×変形増大係数 = $0.173 \times 1 = 0.173$ (cm) = 1 / 1054.0 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 22.4 491.4 491.4 0.01
P9 656.5 7213.9 7213.9 0.22
合計 678.8 7705.3 7705.3 0.23
Mmax/(Z×fbS) = $678.83 / (771.75 \times 1.50) = 0.58 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 7705.32) / (220.50 \times 128.00) = 0.40 < 1.0$ OK
δ = 0.233 (cm) = 1 / 780.6

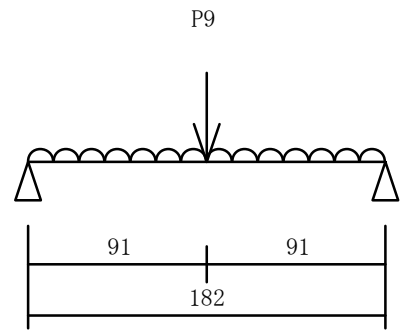


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X4-X6 RG4
 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1714.95 \quad 15658.22 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 24.0 \text{ (cm)}$
 $I = 12096.00 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 1008.00 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 252.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 22.4 \quad 491.4 \quad 491.4 \quad 0.01$
 $P9 \quad 576.7 \quad 6337.9 \quad 6337.9 \quad 0.13$
 合計 $599.1 \quad 6829.3 \quad 6829.3 \quad 0.14$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 599.10 / (1008.00 \times 1.34) = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 6829.25) / (252.00 \times 117.00) = 0.34 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.138 \times 1 = 0.138 \text{ (cm)} = 1 / 1318.9 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 22.4 \quad 491.4 \quad 491.4 \quad 0.01$
 $P9 \quad 790.5 \quad 8686.6 \quad 8686.6 \quad 0.18$
 合計 $812.8 \quad 9178.0 \quad 9178.0 \quad 0.19$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 812.84 / (1008.00 \times 1.50) = 0.53 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 9177.98) / (252.00 \times 128.00) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.187 \text{ (cm)} = 1 / 974.5$

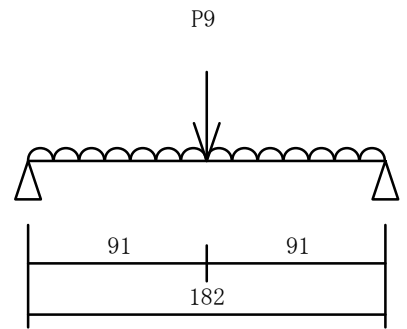


階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X6-X8 RG3
 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1000.72 \quad 9136.98 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 21.0 \text{ (cm)}$
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 336.5 \quad 3698.3 \quad 3698.3 \quad 0.11$
 合計 $391.9 \quad 4914.5 \quad 4914.5 \quad 0.14$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 391.88 / (771.75 \times 1.34) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 4914.52) / (220.50 \times 117.00) = 0.28 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.138 \times 1 = 0.138 \text{ (cm)} = 1 / 1316.9 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 461.3 \quad 5068.9 \quad 5068.9 \quad 0.16$
 合計 $516.6 \quad 6285.1 \quad 6285.1 \quad 0.18$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 516.60 / (771.75 \times 1.50) = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 6285.07) / (220.50 \times 128.00) = 0.33 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.181 \text{ (cm)} = 1 / 1007.3$



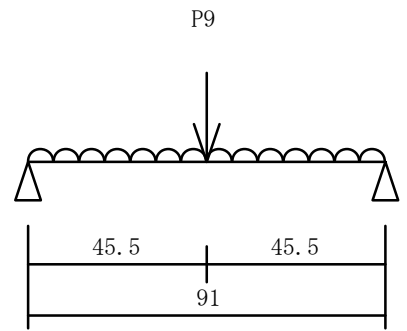
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X8-X9 RG1

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 475.31 4339.74 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
I = 1012.92(cm⁴) Z = 192.94(cm³) Ae = 110.25(cm²)
fbL = 1.30×10.30 = 13.39(N/mm²) fsL = 1.30×0.90 = 1.17(N/mm²)
fbS = 0.80×18.80 = 15.04(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
E = 10000(N/mm²)
fs0 = 1.0×fsL = 1.170(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 79.9 1756.6 1756.6 0.05
合計 93.8 2364.7 2364.7 0.07
Mmax/(Z×fbL) = 93.76 / (192.94 × 1.34) = 0.36 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×2364.67)/(110.25×117.00) = 0.27 < 1.0 OK
δ×変形増大係数 = 0.066 × 1 = 0.066 (cm) = 1 / 1374.0 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 109.5 2407.5 2407.5 0.07
合計 123.4 3015.6 3015.6 0.09
Mmax/(Z×fbS) = 123.38 / (192.94 × 1.50) = 0.42 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×3015.63)/(110.25×128.00) = 0.32 < 1.0 OK
δ = 0.086 (cm) = 1 / 1053.1



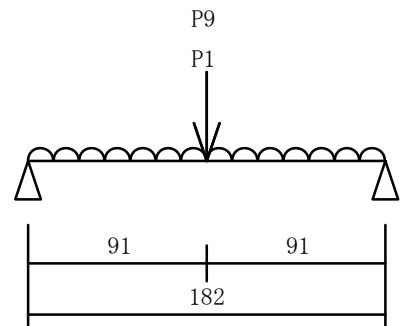
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X9-X11 RG5

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 949.50 8669.38 0.00 0.00 0.00 0.00
P1 = 947.25 8648.81 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (壁上) 1種 10.5×27.0 (cm)
I = 17222.62(cm⁴) Z = 1275.75(cm³) Ae = 283.50(cm²)
fbL = 1.30×10.30 = 13.39(N/mm²) fsL = 1.30×0.90 = 1.17(N/mm²)
fbS = 0.80×18.80 = 15.04(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
E = 10000(N/mm²)
fs0 = 1.0×fsL = 1.170(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.01
P9 319.3 3509.0 3509.0 0.05
P1 318.6 3500.7 3500.7 0.05
合計 693.2 8226.0 8226.0 0.11
Mmax/(Z×fbL) = 693.22 / (1275.75 × 1.34) = 0.40 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×8225.96)/(283.50×117.00) = 0.37 < 1.0 OK
δ×変形増大係数 = 0.113 × 1 = 0.113 (cm) = 1 / 1606.0 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.01
P9 437.7 4809.4 4809.4 0.07
P1 436.6 4798.0 4798.0 0.07
合計 929.6 10823.7 10823.7 0.15
Mmax/(Z×fbS) = 929.62 / (1275.75 × 1.50) = 0.48 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×10823.69)/(283.50×128.00) = 0.44 < 1.0 OK
δ = 0.151 (cm) = 1 / 1203.6



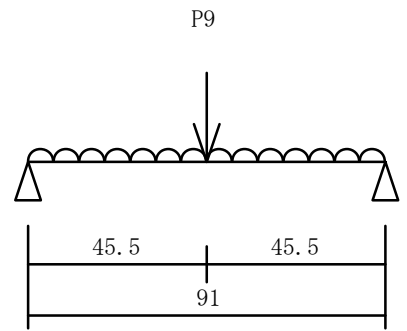
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y7通り X11-X12 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 190.72 \quad 1741.39 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 32.1 \quad 704.9 \quad 704.9 \quad 0.02$
 合計 $45.9 \quad 1313.0 \quad 1313.0 \quad 0.03$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 45.91 / (192.94 \times 1.34) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 1312.96) / (110.25 \times 117.00) = 0.15 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.034 \times 1 = 0.034 \text{ (cm)} = 1 / 2705.9 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 44.0 \quad 966.1 \quad 966.1 \quad 0.03$
 合計 $57.8 \quad 1574.2 \quad 1574.2 \quad 0.04$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 57.79 / (192.94 \times 1.50) = 0.19 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 1574.17) / (110.25 \times 128.00) = 0.16 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.042 \text{ (cm)} = 1 / 2180.8$



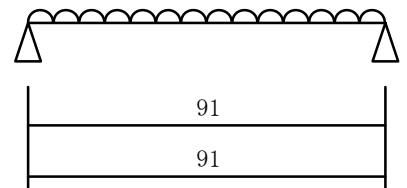
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y11通り X7-X8 RG1

 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)

梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 5.6 \quad 245.7 \quad 245.7 \quad 0.00$
 合計 $5.6 \quad 245.7 \quad 245.7 \quad 0.00$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.005 \times 2 = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9558.5 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 5.6 \quad 245.7 \quad 245.7 \quad 0.00$
 合計 $5.6 \quad 245.7 \quad 245.7 \quad 0.00$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.005 \text{ (cm)} = 1 / 19117.0$



階、通り、位置、ケループ番号： 小屋梁 Y11通り X8-X9 RG1

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 0.900$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

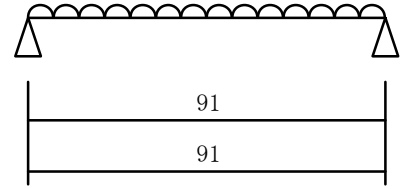
合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbL) = $5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.005 \times 2 = 0.010$ (cm) = 1 / 9558.5 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbS) = $5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OKδ = 0.005 (cm) = 1 / 19117.0

階、通り、位置、ケループ番号： 小屋梁 Y11通り X9-X10 RG1

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 0.900$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

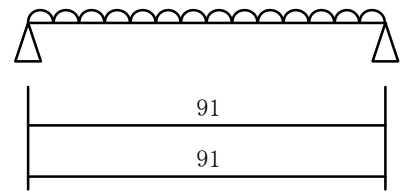
合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbL) = $5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.005 \times 2 = 0.010$ (cm) = 1 / 9558.5 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbS) = $5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OKδ = 0.005 (cm) = 1 / 19117.0

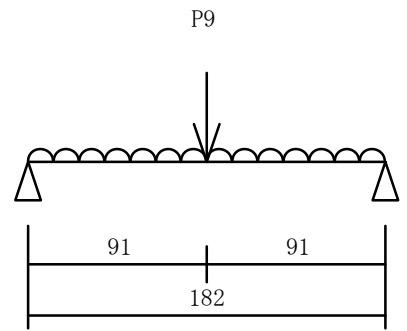
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y12通り X2-X4 RG3

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1021.08$ 9322.91 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 $P9$ 343.4 3773.6 3773.6 0.12
 合計 398.7 4989.8 4989.8 0.14
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 398.73 / (771.75 \times 1.34) = 0.38 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 4989.77) / (220.50 \times 117.00) = 0.29 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.141 \times 1 = 0.141 \text{ (cm)} = 1 / 1295.0$ OK

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 $P9$ 470.7 5172.0 5172.0 0.16
 合計 526.0 6388.2 6388.2 0.18
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 525.99 / (771.75 \times 1.50) = 0.45 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 6388.21) / (220.50 \times 128.00) = 0.33 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.184 \text{ (cm)} = 1 / 989.7$



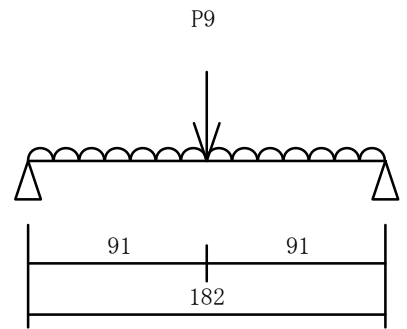
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y12通り X4-X6 RG3

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1142.59$ 10432.32 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 $P9$ 384.3 4222.6 4222.6 0.13
 合計 439.6 5438.8 5438.8 0.15
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 439.59 / (771.75 \times 1.34) = 0.42 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 5438.82) / (220.50 \times 117.00) = 0.31 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.154 \times 1 = 0.154 \text{ (cm)} = 1 / 1178.3$ OK

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 $P9$ 526.7 5787.5 5787.5 0.18
 合計 582.0 7003.7 7003.7 0.20
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 582.00 / (771.75 \times 1.50) = 0.50 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 7003.67) / (220.50 \times 128.00) = 0.37 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.203 \text{ (cm)} = 1 / 896.7$



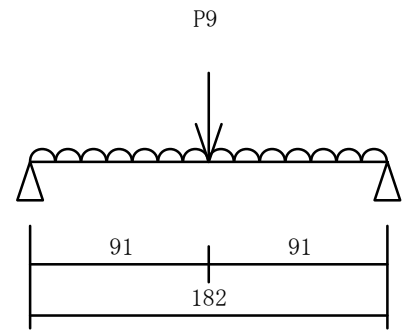
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y12通り X6-X8 RG3

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1142.65 \quad 10432.88 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 21.0 \text{ (cm)}$
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 384.3 \quad 4222.8 \quad 4222.8 \quad 0.13$
 合計 $439.6 \quad 5439.0 \quad 5439.0 \quad 0.15$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 439.62 / (771.75 \times 1.34) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 5439.05) / (220.50 \times 117.00) = 0.31 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.154 \times 1 = 0.154 \text{ (cm)} = 1 / 1178.3 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 526.7 \quad 5787.8 \quad 5787.8 \quad 0.18$
 合計 $582.0 \quad 7004.0 \quad 7004.0 \quad 0.20$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 582.02 / (771.75 \times 1.50) = 0.50 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 7003.98) / (220.50 \times 128.00) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.203 \text{ (cm)} = 1 / 896.7$



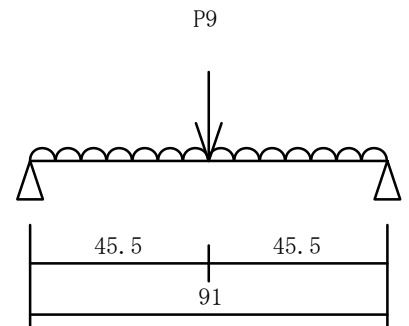
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 Y12通り X8-X9 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 571.32 \quad 5216.43 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 96.1 \quad 2111.4 \quad 2111.4 \quad 0.07$
 合計 $109.9 \quad 2719.5 \quad 2719.5 \quad 0.08$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 109.90 / (192.94 \times 1.34) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2719.52) / (110.25 \times 117.00) = 0.31 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.077 \times 1 = 0.077 \text{ (cm)} = 1 / 1178.3 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 131.7 \quad 2893.9 \quad 2893.9 \quad 0.09$
 合計 $145.5 \quad 3502.0 \quad 3502.0 \quad 0.10$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 145.51 / (192.94 \times 1.50) = 0.50 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 3501.99) / (110.25 \times 128.00) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.101 \text{ (cm)} = 1 / 896.7$



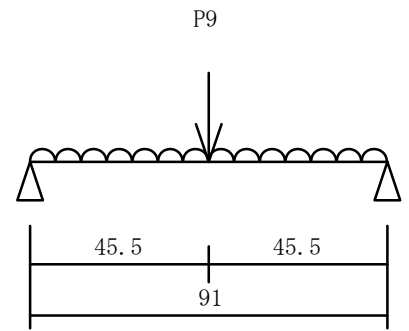
階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 Y12通り X9-X10 RG1

w = $0.099 \times 135.0 = 13.365$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 571.26 5215.87 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)
fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
E = 10000 (N/mm²)
fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 96.1 2111.2 2111.2 0.07
合計 109.9 2719.3 2719.3 0.08
Mmax/(Z×fbL) = $109.89 / (192.94 \times 1.34) = 0.42 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2719.29) / (110.25 \times 117.00) = 0.31 < 1.0$ OK
δ×変形増大係数 = $0.077 \times 1 = 0.077$ (cm) = 1 / 1178.4 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 131.7 2893.6 2893.6 0.09
合計 145.5 3501.7 3501.7 0.10
Mmax/(Z×fbS) = $145.49 / (192.94 \times 1.50) = 0.50 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 3501.67) / (110.25 \times 128.00) = 0.37 < 1.0$ OK
δ = 0.101 (cm) = 1 / 896.8



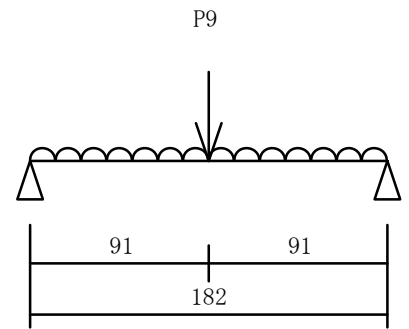
階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 Y12通り X10-X12 RG3

w = $0.099 \times 135.0 = 13.365$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 1022.71 9337.80 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
I = 8103.38 (cm⁴) Z = 771.75 (cm³) Ae = 220.50 (cm²)
fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
E = 10000 (N/mm²)
fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
P9 343.9 3779.6 3779.6 0.12
合計 399.3 4995.8 4995.8 0.14
Mmax/(Z×fbL) = $399.28 / (771.75 \times 1.34) = 0.38 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 4995.80) / (220.50 \times 117.00) = 0.29 < 1.0$ OK
δ×変形増大係数 = $0.141 \times 1 = 0.141$ (cm) = 1 / 1293.3 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
P9 471.4 5180.3 5180.3 0.16
合計 526.7 6396.5 6396.5 0.18
Mmax/(Z×fbS) = $526.74 / (771.75 \times 1.50) = 0.45 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 6396.47) / (220.50 \times 128.00) = 0.34 < 1.0$ OK
δ = 0.184 (cm) = 1 / 988.4



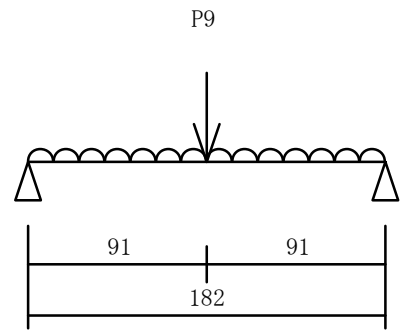
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X2通り Y3-Y5 RG3

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1188.88 \quad 10855.04 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 21.0 \text{ (cm)}$
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 399.8 \quad 4393.7 \quad 4393.7 \quad 0.14$
 合計 $455.2 \quad 5609.9 \quad 5609.9 \quad 0.16$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 455.16 / (771.75 \times 1.34) = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 5609.92) / (220.50 \times 117.00) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.160 \times 1 = 0.160 \text{ (cm)} = 1 / 1139.2 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 548.0 \quad 6022.0 \quad 6022.0 \quad 0.19$
 合計 $603.3 \quad 7238.2 \quad 7238.2 \quad 0.21$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 603.34 / (771.75 \times 1.50) = 0.51 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 7238.18) / (220.50 \times 128.00) = 0.38 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.210 \text{ (cm)} = 1 / 865.7$



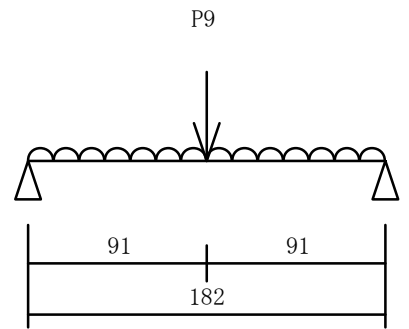
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X2通り Y5-Y7 RG3

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1144.22 \quad 10447.25 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 21.0 \text{ (cm)}$
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 771.75 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 220.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 384.8 \quad 4228.6 \quad 4228.6 \quad 0.13$
 合計 $440.1 \quad 5444.9 \quad 5444.9 \quad 0.15$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 440.14 / (771.75 \times 1.34) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 5444.86) / (220.50 \times 117.00) = 0.31 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.155 \times 1 = 0.155 \text{ (cm)} = 1 / 1176.9 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 55.3 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$
 $P9 \quad 527.4 \quad 5795.7 \quad 5795.7 \quad 0.18$
 合計 $582.7 \quad 7012.0 \quad 7012.0 \quad 0.20$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 582.75 / (771.75 \times 1.50) = 0.50 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 7011.95) / (220.50 \times 128.00) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.203 \text{ (cm)} = 1 / 895.6$



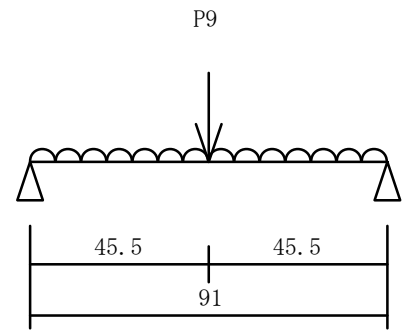
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X2通り Y7-Y8 RG1

w = $0.099 \times 135.0 = 13.365$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 P9 = 380.12 3470.69 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)
 fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
 fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
 E = 10000 (N/mm²)
 fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 13.8 608.1 608.1 0.01
 P9 63.9 1404.8 1404.8 0.04
 合計 77.8 2012.9 2012.9 0.06
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 77.75 / (192.94 \times 1.34) = 0.30 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2012.91) / (110.25 \times 117.00) = 0.23 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.055 \times 1 = 0.055$ (cm) = 1 / 1644.7 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 13.8 608.1 608.1 0.01
 P9 87.6 1925.4 1925.4 0.06
 合計 101.4 2533.5 2533.5 0.07
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 101.44 / (192.94 \times 1.50) = 0.34 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2533.51) / (110.25 \times 128.00) = 0.26 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.071$ (cm) = 1 / 1273.3



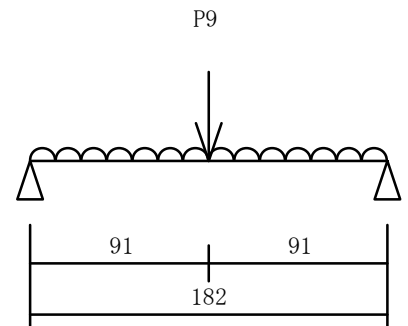
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X2通り Y8-Y10' RG3

w = $0.099 \times 135.0 = 13.365$ (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 P9 = 1217.56 11116.84 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
 I = 8103.38 (cm⁴) Z = 771.75 (cm³) Ae = 220.50 (cm²)
 fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)
 fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)
 E = 10000 (N/mm²)
 fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 P9 409.5 4499.7 4499.7 0.14
 合計 464.8 5715.9 5715.9 0.16
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 464.81 / (771.75 \times 1.34) = 0.44 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 5715.89) / (220.50 \times 117.00) = 0.33 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.163 \times 1 = 0.163$ (cm) = 1 / 1116.3 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 P9 561.2 6167.2 6167.2 0.19
 合計 616.6 7383.4 7383.4 0.21
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 616.55 / (771.75 \times 1.50) = 0.53 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 7383.41) / (220.50 \times 128.00) = 0.39 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.215$ (cm) = 1 / 847.6

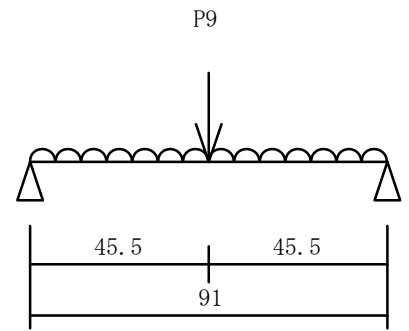


階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 X2通り Y10' -Y11' RG1
 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 543.16 \quad 4959.26 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 91.3 \quad 2007.3 \quad 2007.3 \quad 0.06$
 合計 $105.2 \quad 2615.4 \quad 2615.4 \quad 0.07$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 105.17 / (192.94 \times 1.34) = 0.40 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2615.43) / (110.25 \times 117.00) = 0.30 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.074 \times 1 = 0.074 \text{ (cm)} = 1 / 1229.7 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 125.2 \quad 2751.2 \quad 2751.2 \quad 0.09$
 合計 $139.0 \quad 3359.3 \quad 3359.3 \quad 0.10$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 139.01 / (192.94 \times 1.50) = 0.47 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 3359.32) / (110.25 \times 128.00) = 0.35 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.097 \text{ (cm)} = 1 / 937.5$

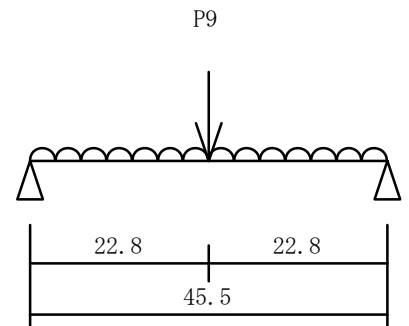


階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 X2通り Y11' -Y12 RG1
 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 190.84 \quad 1742.46 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 3.5 \quad 304.1 \quad 304.1 \quad 0.00$
 $P9 \quad 16.0 \quad 705.3 \quad 705.3 \quad 0.00$
 合計 $19.5 \quad 1009.3 \quad 1009.3 \quad 0.00$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 19.50 / (192.94 \times 1.34) = 0.07 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1009.33) / (110.25 \times 117.00) = 0.11 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.003 \times 1 = 0.003 \text{ (cm)} = 1 / 13115.6 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)
 $w \quad 3.5 \quad 304.1 \quad 304.1 \quad 0.00$
 $P9 \quad 22.0 \quad 966.6 \quad 966.6 \quad 0.00$
 合計 $25.4 \quad 1270.7 \quad 1270.7 \quad 0.00$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 25.45 / (192.94 \times 1.50) = 0.08 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1270.70) / (110.25 \times 128.00) = 0.13 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.004 \text{ (cm)} = 1 / 10152.0$



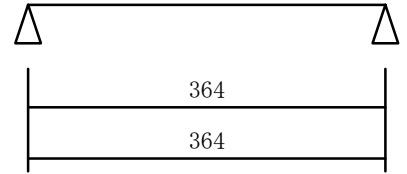
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X4通り Y3-Y7 RG1

大 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 0.00 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 90.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 0.00 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 160.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X4通り Y7-Y12 RG7

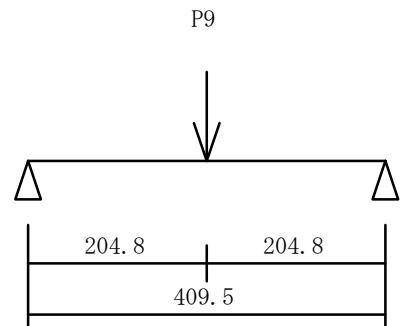
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 P9 = 3315.00 30267.44 0.00 0.00 0.00 0.00

大 梁 1種 10.5×51.0 (cm)

$I = 116069.62 (\text{cm}^4)$ $Z = 4551.75 (\text{cm}^3)$ $A_e = 535.50 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 (\text{N/mm}^2)$
 $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 P9 2508.4 12251.1 12251.1 0.30
 合計 2508.4 12251.1 12251.1 0.30
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 2508.41 / (4551.75 \times 1.34) = 0.41 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 12251.11) / (535.50 \times 117.00) = 0.29 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.302 \times 1 = 0.302 (\text{cm}) = 1 / 1356.0$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 P9 3438.0 16791.2 16791.2 0.41
 合計 3438.0 16791.2 16791.2 0.41
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 3438.00 / (4551.75 \times 1.50) = 0.50 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 16791.22) / (535.50 \times 128.00) = 0.36 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.414 (\text{cm}) = 1 / 989.3$



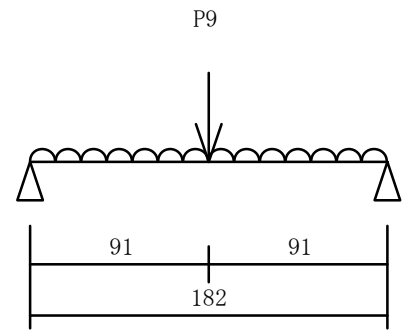
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y3-Y5 RG3

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 1188.88 10854.96 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
I = 8103.38(cm⁴) Z = 771.75(cm³) Ae = 220.50(cm²)
fbL = 1.30×10.30 = 13.39(N/mm²) fsL = 1.30×0.90 = 1.17(N/mm²)
fbS = 0.80×18.80 = 15.04(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
E = 10000(N/mm²)
fs0 = 1.0×fsL = 1.170(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
P9 399.8 4393.7 4393.7 0.14
合計 455.2 5609.9 5609.9 0.16
Mmax/(Z×fbL) = 455.16 / (771.75 × 1.34) = 0.44 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×5609.89)/(220.50×117.00) = 0.32 < 1.0 OK
δ×変形増大係数 = 0.160 × 1 = 0.160 (cm) = 1 / 1139.2 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
P9 548.0 6021.9 6021.9 0.19
合計 603.3 7238.1 7238.1 0.21
Mmax/(Z×fbS) = 603.33 / (771.75 × 1.50) = 0.51 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×7238.14)/(220.50×128.00) = 0.38 < 1.0 OK
δ = 0.210 (cm) = 1 / 865.7



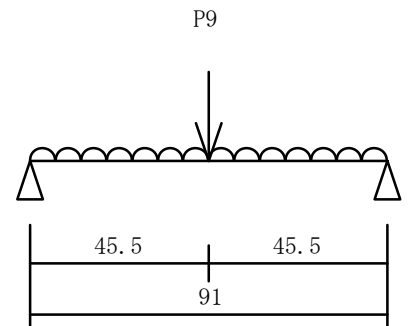
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y5-Y6 RG2

w = 0.099 × 135.0 = 13.365(N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
P9 = 762.60 6962.91 0.00 0.00 0.00 0.00
梁 (壁上) 1種 10.5×12.0 (cm)
I = 1512.00(cm⁴) Z = 252.00(cm³) Ae = 126.00(cm²)
fbL = 1.30×10.30 = 13.39(N/mm²) fsL = 1.30×0.90 = 1.17(N/mm²)
fbS = 0.80×18.80 = 15.04(N/mm²) fsS = 0.80×1.60 = 1.28(N/mm²)
E = 10000(N/mm²)
fs0 = 1.0×fsL = 1.170(N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000(N/mm²)

長期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 128.2 2818.3 2818.3 0.06
合計 142.1 3426.4 3426.4 0.07
Mmax/(Z×fbL) = 142.07 / (252.00 × 1.34) = 0.42 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×3426.43)/(126.00×117.00) = 0.34 < 1.0 OK
δ×変形増大係数 = 0.066 × 1 = 0.066 (cm) = 1 / 1370.1 OK

短期 Mmax(kN・cm) Qa(N) Qb(N) δ(cm)
w 13.8 608.1 608.1 0.01
P9 175.8 3862.8 3862.8 0.08
合計 189.6 4470.9 4470.9 0.09
Mmax/(Z×fbS) = 189.59 / (252.00 × 1.50) = 0.50 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0) = (1.50×4470.86)/(126.00×128.00) = 0.41 < 1.0 OK
δ = 0.088 (cm) = 1 / 1032.8



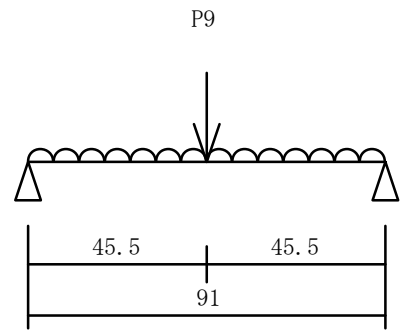
階、通り、位置、ケル-フ° 番号： 小屋梁 X6通り Y6-Y7 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 334.00 \quad 3049.54 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 56.2 \quad 1234.3 \quad 1234.3 \quad 0.04$
 合計 $70.0 \quad 1842.4 \quad 1842.4 \quad 0.05$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 70.00 / (192.94 \times 1.34) = 0.27 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1842.45) / (110.25 \times 117.00) = 0.21 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.050 \times 1 = 0.050 \text{ (cm)} = 1 / 1818.4 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 77.0 \quad 1691.8 \quad 1691.8 \quad 0.05$
 合計 $90.8 \quad 2299.9 \quad 2299.9 \quad 0.06$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 90.81 / (192.94 \times 1.50) = 0.31 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2299.88) / (110.25 \times 128.00) = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.064 \text{ (cm)} = 1 / 1416.9$



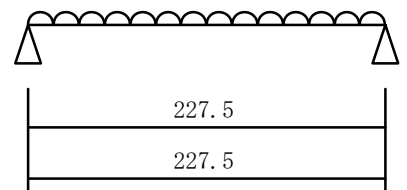
階、通り、位置、ケル-フ° 番号： 小屋梁 X6通り Y7-Y10 RG1

 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)

梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 34.9 \quad 614.2 \quad 614.2 \quad 0.19$
 合計 $34.9 \quad 614.2 \quad 614.2 \quad 0.19$
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 34.94 / (192.94 \times 1.03) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 614.25) / (110.25 \times 90.00) = 0.09 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.186 \times 2 = 0.372 \text{ (cm)} = 1 / 611.7 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 34.9 \quad 614.2 \quad 614.2 \quad 0.19$
 合計 $34.9 \quad 614.2 \quad 614.2 \quad 0.19$
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 34.94 / (192.94 \times 1.88) = 0.09 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 614.25) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.186 \text{ (cm)} = 1 / 1223.5$



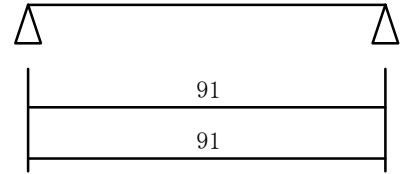
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y10-Y11 RG1

小 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 0.00 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 90.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 0.00 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 160.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X6通り Y11-Y12 RG1

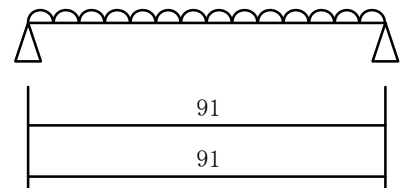
w = 0.040 × 135.0 = 5.400 (N/cm) (長期)

梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 w 5.6 245.7 245.7 0.00
 合計 5.6 245.7 245.7 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.005 \times 2 = 0.010 (\text{cm}) = 1 / 9558.5$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 w 5.6 245.7 245.7 0.00
 合計 5.6 245.7 245.7 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.005 (\text{cm}) = 1 / 19117.0$



階、通り、位置、ケループ番号： 小屋梁 X8通り Y7-Y8 RG1

w = 0.040 × 135.0 = 5.400 (N/cm) (長期)

梁 (壁上) 1種 10.5 × 10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = 1.0 × fsL = 0.900 (N/mm²) E0 = 1.0 × E = 10000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax / (Z × fbL) = 5.59 / (192.94 × 1.03) = 0.02 < 1.0 OK

α × Qmax / (Ae × fs0) = (1.50 × 245.70) / (110.25 × 90.00) = 0.03 < 1.0 OK

δ × 変形増大係数 = 0.005 × 2 = 0.010 (cm) = 1 / 9558.5 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

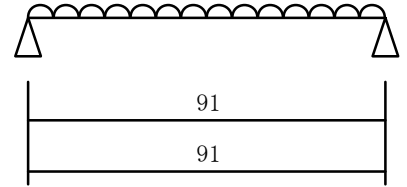
w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax / (Z × fbS) = 5.59 / (192.94 × 1.88) = 0.01 < 1.0 OK

α × Qmax / (Ae × fs0) = (1.50 × 245.70) / (110.25 × 160.00) = 0.02 < 1.0 OK

δ = 0.005 (cm) = 1 / 19117.0



階、通り、位置、ケループ番号： 小屋梁 X8通り Y8-Y10 RG1

w = 0.040 × 135.0 = 5.400 (N/cm) (長期)

梁 (耐力壁上) 1種 10.5 × 10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = 1.0 × fsL = 0.900 (N/mm²) E0 = 1.0 × E = 10000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 12.6 368.6 368.6 0.02

合計 12.6 368.6 368.6 0.02

Mmax / (Z × fbL) = 12.58 / (192.94 × 1.03) = 0.06 < 1.0 OK

α × Qmax / (Ae × fs0) = (1.50 × 368.55) / (110.25 × 90.00) = 0.05 < 1.0 OK

δ × 変形増大係数 = 0.024 × 2 = 0.048 (cm) = 1 / 2832.1 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

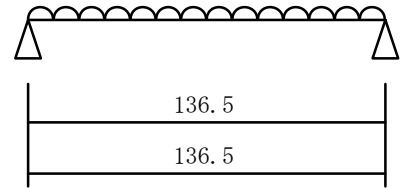
w 12.6 368.6 368.6 0.02

合計 12.6 368.6 368.6 0.02

Mmax / (Z × fbS) = 12.58 / (192.94 × 1.88) = 0.03 < 1.0 OK

α × Qmax / (Ae × fs0) = (1.50 × 368.55) / (110.25 × 160.00) = 0.03 < 1.0 OK

δ = 0.024 (cm) = 1 / 5664.3



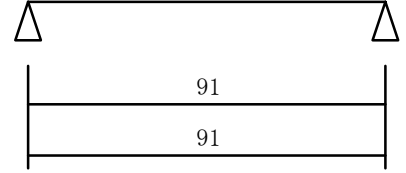
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X8通り Y10-Y11 RG1

小 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 0.00 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 90.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 0.00 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 160.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$



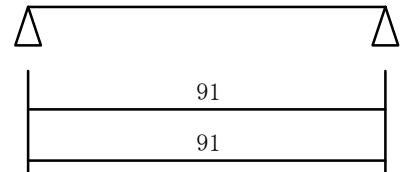
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X8通り Y11-Y12 RG1

小 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 0.00 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 90.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 0.00 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max} / (A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 160.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$



階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X9通り Y11-Y12 RG1

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 0.900$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

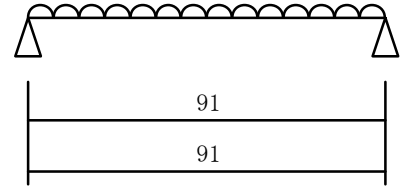
合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbL) = $5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.005 \times 2 = 0.010$ (cm) = $1 / 9558.5$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbS) = $5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OKδ = 0.005 (cm) = $1 / 19117.0$ 

階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X10通り Y7-Y11 RG6

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)

P9 = 3315.81 30274.76 0.00 0.00 0.00 0.00 大梁 1種 10.5×42.0 (cm)I = 64827.00 (cm⁴) Z = 3087.00 (cm³) Ae = 441.00 (cm²)fbL = $1.30 \times 10.30 = 13.39$ (N/mm²) fsL = $1.30 \times 0.90 = 1.17$ (N/mm²)fbS = $0.80 \times 18.80 = 15.04$ (N/mm²) fsS = $0.80 \times 1.60 = 1.28$ (N/mm²)E = 10000 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 1.170$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

P9 1951.5 12254.1 12254.1 0.25

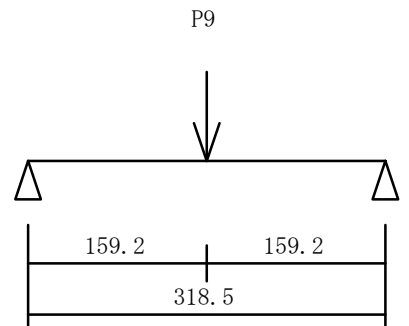
合計 1951.5 12254.1 12254.1 0.25

Mmax/(Z×fbL) = $1951.46 / (3087.00 \times 1.34) = 0.47 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 12254.07) / (441.00 \times 117.00) = 0.35 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.254 \times 1 = 0.254$ (cm) = $1 / 1251.6$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

P9 2674.6 16795.3 16795.3 0.35

合計 2674.6 16795.3 16795.3 0.35

Mmax/(Z×fbS) = $2674.65 / (3087.00 \times 1.50) = 0.57 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 16795.28) / (441.00 \times 128.00) = 0.44 < 1.0$ OKδ = 0.349 (cm) = $1 / 913.2$ 

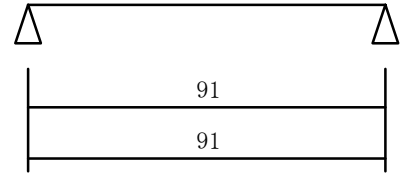
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X10通り Y11-Y12 RG1

大 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

$I = 1012.92 (\text{cm}^4)$ $Z = 192.94 (\text{cm}^3)$ $A_e = 110.25 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 10.30 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 (\text{N/mm}^2)$ $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 0.00 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 90.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 合計 0.0 0.0 0.0 0.00
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 0.00 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 0.00) / (110.25 \times 160.00) = 0.00 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.000 (\text{cm}) = 1 / 999999.9$



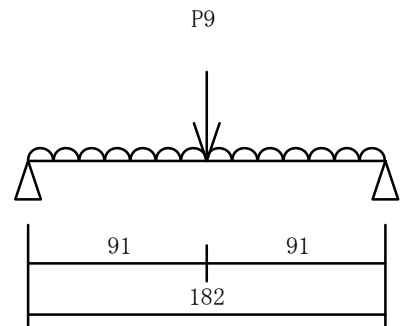
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X12通り Y7-Y9 RG3

w = 0.099 × 135.0 = 13.365 (N/cm) (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 1019.08$ 9304.68 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×21.0 (cm)
 $I = 8103.38 (\text{cm}^4)$ $Z = 771.75 (\text{cm}^3)$ $A_e = 220.50 (\text{cm}^2)$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 (\text{N/mm}^2)$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 (\text{N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 (\text{N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 (\text{N/mm}^2)$
 $E = 10000 (\text{N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 (\text{N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 (\text{N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 P9 342.7 3766.2 3766.2 0.12
 合計 398.1 4982.4 4982.4 0.14
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 398.06 / (771.75 \times 1.34) = 0.38 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 4982.40) / (220.50 \times 117.00) = 0.28 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.140 \times 1 = 0.140 (\text{cm}) = 1 / 1297.1$ OK

短期 $M_{\max} (\text{kN} \cdot \text{cm})$ $Q_a (\text{N})$ $Q_b (\text{N})$ $\delta (\text{cm})$
 w 55.3 1216.2 1216.2 0.02
 P9 469.7 5161.9 5161.9 0.16
 合計 525.1 6378.1 6378.1 0.18
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 525.07 / (771.75 \times 1.50) = 0.45 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 6378.10) / (220.50 \times 128.00) = 0.33 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.184 (\text{cm}) = 1 / 991.4$



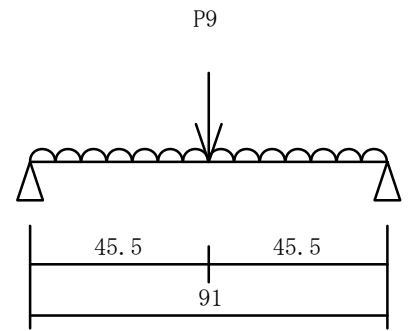
階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 X12通り Y9-Y10' RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 577.93 \quad 5276.71 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 97.2 \quad 2135.8 \quad 2135.8 \quad 0.07$
 合計 $111.0 \quad 2743.9 \quad 2743.9 \quad 0.08$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 111.01 / (192.94 \times 1.34) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2743.92) / (110.25 \times 117.00) = 0.31 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.078 \times 1 = 0.078 \text{ (cm)} = 1 / 1166.8 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 133.2 \quad 2927.3 \quad 2927.3 \quad 0.09$
 合計 $147.0 \quad 3535.4 \quad 3535.4 \quad 0.10$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 147.03 / (192.94 \times 1.50) = 0.50 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 3535.43) / (110.25 \times 128.00) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.103 \text{ (cm)} = 1 / 887.6$



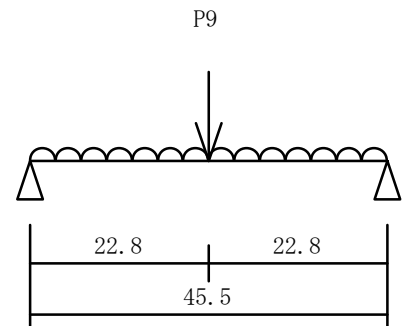
階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 小屋梁 X12通り Y10' -Y11 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 304.68 \quad 2781.85 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 3.5 \quad 304.1 \quad 304.1 \quad 0.00$
 $P9 \quad 25.6 \quad 1126.0 \quad 1126.0 \quad 0.00$
 合計 $29.1 \quad 1430.0 \quad 1430.0 \quad 0.01$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 29.07 / (192.94 \times 1.34) = 0.11 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1430.04) / (110.25 \times 117.00) = 0.16 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.005 \times 1 = 0.005 \text{ (cm)} = 1 / 8922.8 \quad \text{OK}$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 3.5 \quad 304.1 \quad 304.1 \quad 0.00$
 $P9 \quad 35.1 \quad 1543.3 \quad 1543.3 \quad 0.01$
 合計 $38.6 \quad 1847.3 \quad 1847.3 \quad 0.01$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 38.57 / (192.94 \times 1.50) = 0.13 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1847.32) / (110.25 \times 128.00) = 0.19 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.007 \text{ (cm)} = 1 / 6774.7$



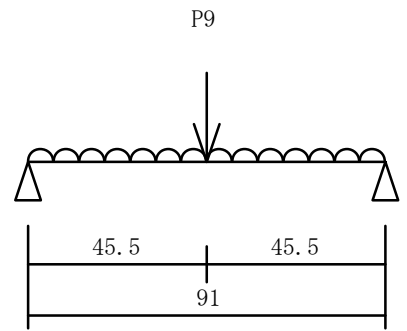
階、通り、位置、グループ番号： 小屋梁 X12通り Y11-Y12 RG1

 $w = 0.099 \times 135.0 = 13.365 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P9 = 429.23 \quad 3919.04 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 72.2 \quad 1586.3 \quad 1586.3 \quad 0.05$
 合計 $86.0 \quad 2194.4 \quad 2194.4 \quad 0.06$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 86.01 / (192.94 \times 1.34) = 0.33 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2194.38) / (110.25 \times 117.00) = 0.25 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.061 \times 1 = 0.061 \text{ (cm)} = 1 / 1492.9 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 13.8 \quad 608.1 \quad 608.1 \quad 0.01$
 $P9 \quad 98.9 \quad 2174.1 \quad 2174.1 \quad 0.07$
 合計 $112.8 \quad 2782.2 \quad 2782.2 \quad 0.08$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 112.76 / (192.94 \times 1.50) = 0.38 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2782.24) / (110.25 \times 128.00) = 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.079 \text{ (cm)} = 1 / 1149.3$



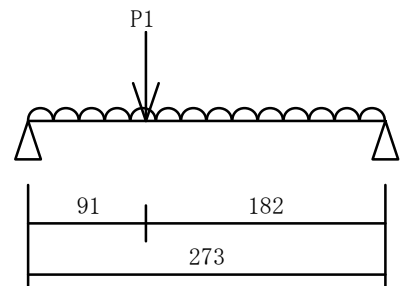
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y3通り X2-X5 2G8

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 67.5 = 20.048 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 4632.62 \quad 8984.13 \quad 13230.00 \quad 0.00 \quad 13230.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 33.0 \text{ (cm)}$
 $I = 31444.88 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 1905.75 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 346.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 166.0 \quad 2736.5 \quad 2736.5 \quad 0.05$
 $P1 \quad 662.6 \quad 7281.0 \quad 3640.5 \quad 0.13$
 合計 $828.6 \quad 10017.5 \quad 6377.0 \quad 0.17$
 $M_{\max} / (Z \times fbL) = 828.59 / (1905.75 \times 1.34) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 10017.49) / (346.50 \times 117.00) = 0.37 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.173 \times 1 = 0.173 \text{ (cm)} = 1 / 1580.3 \quad \text{OK}$

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 166.0 \quad 2736.5 \quad 2736.5 \quad 0.05$
 $P1 \quad 1465.2 \quad 16101.0 \quad 8050.5 \quad 0.28$
 合計 $1631.2 \quad 18837.5 \quad 10787.0 \quad 0.33$
 $M_{\max} / (Z \times fbS) = 1631.21 / (1905.75 \times 1.50) = 0.56 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\alpha \times Q_{\max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 18837.49) / (346.50 \times 128.00) = 0.63 < 1.0 \quad \text{OK}$
 $\delta = 0.326 \text{ (cm)} = 1 / 837.0$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 Y3通り X5-X6 2G1

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

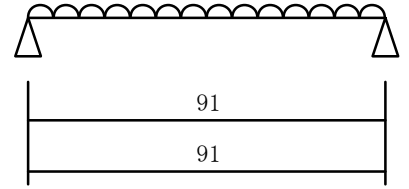
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 27.67 / (192.94 \times 1.03) = 0.13 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 90.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 1931.0$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 27.67 / (192.94 \times 1.88) = 0.07 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK $\delta = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3862.0$ 

階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 Y5通り X2-X4 2G1

 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)

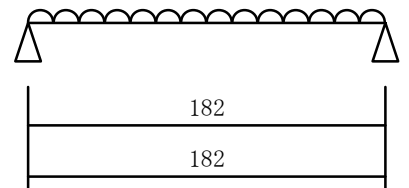
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 22.4 491.4 491.4 0.08

合計 22.4 491.4 491.4 0.08

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 22.36 / (192.94 \times 1.03) = 0.11 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 491.40) / (110.25 \times 90.00) = 0.07 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.076 \times 2 = 0.152 \text{ (cm)} = 1 / 1194.8$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 22.4 491.4 491.4 0.08

合計 22.4 491.4 491.4 0.08

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 22.36 / (192.94 \times 1.88) = 0.06 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 491.40) / (110.25 \times 160.00) = 0.04 < 1.0$ OK $\delta = 0.076 \text{ (cm)} = 1 / 2389.6$ 

階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 Y7通り X2-X4 2G1

 $w = 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 135.0 = 10.800 \text{ (N/cm)}$ (長期)

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = 1.0×fsL = 0.900 (N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 44.7 982.8 982.8 0.15

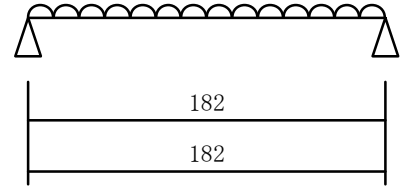
合計 44.7 982.8 982.8 0.15

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 44.72 / (192.94 \times 1.03) = 0.22 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 982.80) / (110.25 \times 90.00) = 0.14 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.152 \times 2 = 0.305 \text{ (cm)} = 1 / 597.4$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 44.7 982.8 982.8 0.15

合計 44.7 982.8 982.8 0.15

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 44.72 / (192.94 \times 1.88) = 0.12 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 982.80) / (110.25 \times 160.00) = 0.08 < 1.0$ OK $\delta = 0.152 \text{ (cm)} = 1 / 1194.8$ 

階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 Y7通り X6-X7 2G1

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = 1.0×fsL = 0.900 (N/mm²) E0 = 1.0×E = 10000 (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

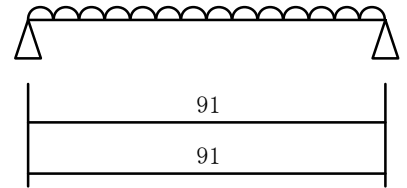
合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 27.67 / (192.94 \times 1.03) = 0.13 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 90.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 1931.0$ OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 27.67 / (192.94 \times 1.88) = 0.07 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK $\delta = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3862.0$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X7-X8 2G1

$$w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 27.7 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$$

$$\text{合計} = 27.7 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 27.67 / (192.94 \times 1.03) = 0.13 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 90.00) = 0.18 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 1931.0 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

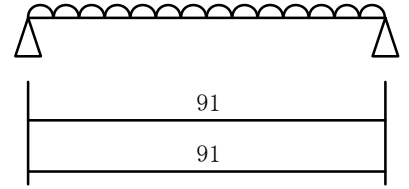
$$w = 27.7 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$$

$$\text{合計} = 27.7 \quad 1216.2 \quad 1216.2 \quad 0.02$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 27.67 / (192.94 \times 1.88) = 0.07 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3862.0$$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y7通り X8-X9 2G1

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$\text{合計} = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 46.04 / (192.94 \times 1.03) = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2023.61) / (110.25 \times 90.00) = 0.30 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.039 \times 2 = 0.078 \text{ (cm)} = 1 / 1160.6 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

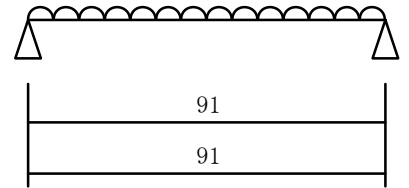
$$w = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$\text{合計} = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 46.04 / (192.94 \times 1.88) = 0.12 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2023.61) / (110.25 \times 160.00) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.039 \text{ (cm)} = 1 / 2321.1$$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号: 2階梁 Y7通り X9-X11 2G4

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

梁 (壁上) 1種 10.5×13.5 (cm)

$$I = 2152.83 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 318.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 141.75 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 184.1 \quad 4047.2 \quad 4047.2 \quad 0.30$$

$$\text{合計} = 184.1 \quad 4047.2 \quad 4047.2 \quad 0.30$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 184.15 / (318.94 \times 1.03) = 0.56 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 4047.23) / (141.75 \times 90.00) = 0.47 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.295 \times 2 = 0.590 \text{ (cm)} = 1 / 308.3 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

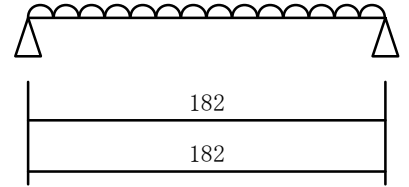
$$w = 184.1 \quad 4047.2 \quad 4047.2 \quad 0.30$$

$$\text{合計} = 184.1 \quad 4047.2 \quad 4047.2 \quad 0.30$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 184.15 / (318.94 \times 1.88) = 0.30 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 4047.23) / (141.75 \times 160.00) = 0.26 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.295 \text{ (cm)} = 1 / 616.7$$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号: 2階梁 Y7通り X11-X12 2G1

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$\text{合計} = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 46.04 / (192.94 \times 1.03) = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2023.61) / (110.25 \times 90.00) = 0.30 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.039 \times 2 = 0.078 \text{ (cm)} = 1 / 1160.6 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

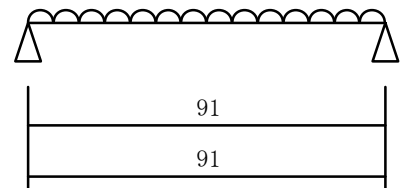
$$w = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$\text{合計} = 46.0 \quad 2023.6 \quad 2023.6 \quad 0.04$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 46.04 / (192.94 \times 1.88) = 0.12 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2023.61) / (110.25 \times 160.00) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.039 \text{ (cm)} = 1 / 2321.1$$



階、通り、位置、ケルプ° 番号 : 2階梁 Y9通り X8-X10 2G2

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 = 26.618 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

小 梁 1種 10.5×12.0 (cm)

$$\begin{aligned} I &= 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)} & Z &= 252.00 \text{ (cm}^3\text{)} & A_e &= 126.00 \text{ (cm}^2\text{)} \\ f_{bL} &= 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sL} &= 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E &= 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{bS} &= 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sS} &= 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{s0} &= 1.0 \times f_{sL} = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E_0 &= 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$\text{合計} \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bL}) = 110.21 / (252.00 \times 1.03) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 2422.19) / (126.00 \times 90.00) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.252 \times 2 = 0.503 \text{ (cm)} = 1 / 361.8 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

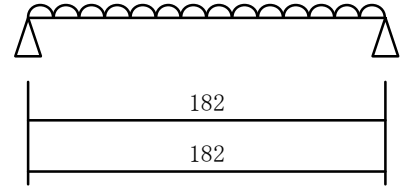
$$w \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$\text{合計} \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bS}) = 110.21 / (252.00 \times 1.88) = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 2422.19) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.252 \text{ (cm)} = 1 / 723.7$$



階、通り、位置、ケルプ° 番号 : 2階梁 Y9通り X10-X12 2G2

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 = 26.618 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

小 梁 1種 10.5×12.0 (cm)

$$\begin{aligned} I &= 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)} & Z &= 252.00 \text{ (cm}^3\text{)} & A_e &= 126.00 \text{ (cm}^2\text{)} \\ f_{bL} &= 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sL} &= 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E &= 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{bS} &= 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sS} &= 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{s0} &= 1.0 \times f_{sL} = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E_0 &= 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$\text{合計} \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bL}) = 110.21 / (252.00 \times 1.03) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 2422.19) / (126.00 \times 90.00) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.252 \times 2 = 0.503 \text{ (cm)} = 1 / 361.8 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

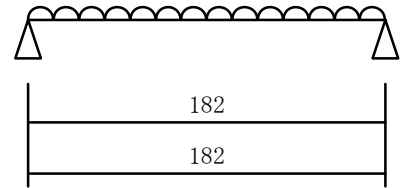
$$w \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$\text{合計} \quad 110.2 \quad 2422.2 \quad 2422.2 \quad 0.25$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bS}) = 110.21 / (252.00 \times 1.88) = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 2422.19) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.252 \text{ (cm)} = 1 / 723.7$$



階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 Y10通り X2-X4 2G1

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 0.900$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 22.4 491.4 491.4 0.08

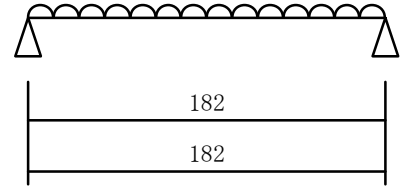
合計 22.4 491.4 491.4 0.08

Mmax/(Z×fbL) = $22.36 / (192.94 \times 1.03) = 0.11 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 491.40) / (110.25 \times 90.00) = 0.07 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.076 \times 2 = 0.152$ (cm) = 1 / 1194.8 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 22.4 491.4 491.4 0.08

合計 22.4 491.4 491.4 0.08

Mmax/(Z×fbS) = $22.36 / (192.94 \times 1.88) = 0.06 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 491.40) / (110.25 \times 160.00) = 0.04 < 1.0$ OKδ = 0.076 (cm) = 1 / 2389.6

階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 Y10通り X4-X5 2G1

w = $0.040 \times 135.0 = 5.400$ (N/cm) (長期)梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)I = 1012.92 (cm⁴) Z = 192.94 (cm³) Ae = 110.25 (cm²)fbL = 10.30 (N/mm²) fsL = 0.90 (N/mm²) E = 10000 (N/mm²)fbS = 18.80 (N/mm²) fsS = 1.60 (N/mm²)fs0 = $1.0 \times fsL = 0.900$ (N/mm²) E0 = $1.0 \times E = 10000$ (N/mm²)

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

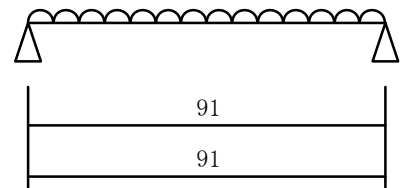
合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbL) = $5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OKδ × 変形増大係数 = $0.005 \times 2 = 0.010$ (cm) = 1 / 9558.5 OK

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

Mmax/(Z×fbS) = $5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{max} / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OKδ = 0.005 (cm) = 1 / 19117.0

階、通り、位置、ケルプ°番号： 2階梁 Y10' 通り X7-X8 2G1

 $w = 0.195 \times 68.2 = 13.309 \text{ (N/cm)}$ (長期)

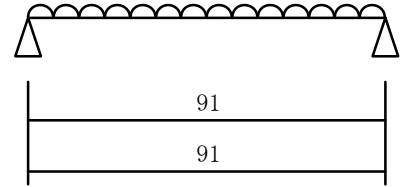
小 梁 1種 10.5×10.5 (cm)

 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 13.8 605.5 605.5 0.01

合計 13.8 605.5 605.5 0.01

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 13.78 / (192.94 \times 1.03) = 0.06 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 605.55) / (110.25 \times 90.00) = 0.09 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.012 \times 2 = 0.023 \text{ (cm)} = 1 / 3878.3$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 13.8 605.5 605.5 0.01

合計 13.8 605.5 605.5 0.01

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 13.78 / (192.94 \times 1.88) = 0.03 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 605.55) / (110.25 \times 160.00) = 0.05 < 1.0$ OK $\delta = 0.012 \text{ (cm)} = 1 / 7756.7$ 

階、通り、位置、ケルプ°番号： 2階梁 Y10' 通り X8-X10 2G2

 $w = 0.195 \times 45.5 + 0.195 \times 68.2 + 0.040 \times 135.0 = 27.581 \text{ (N/cm)}$ (長期)

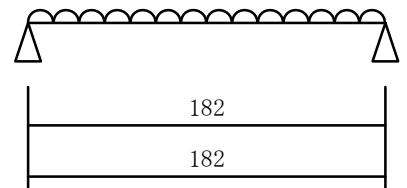
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×12.0 (cm)

 $I = 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 114.2 2509.9 2509.9 0.26

合計 114.2 2509.9 2509.9 0.26

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 114.20 / (252.00 \times 1.03) = 0.44 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2509.89) / (126.00 \times 90.00) = 0.33 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.261 \times 2 = 0.521 \text{ (cm)} = 1 / 349.2$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm) w 114.2 2509.9 2509.9 0.26

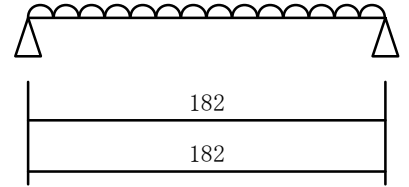
合計 114.2 2509.9 2509.9 0.26

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 114.20 / (252.00 \times 1.88) = 0.24 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2509.89) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta = 0.261 \text{ (cm)} = 1 / 698.4$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y10' 通り X10-X12 2G2
 $w = 0.195 \times 45.5 + 0.195 \times 68.2 + 0.040 \times 135.0 = 27.581 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 12.0 \text{ (cm)}$
 $I = 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	114.2	2509.9	2509.9	0.26
合計	114.2	2509.9	2509.9	0.26
Mmax/(Z×fbL)	$= 114.20 / (252.00 \times 1.03)$			$= 0.44 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max} / (A_e \times fs0) =$	$(1.50 \times 2509.89) / (126.00 \times 90.00)$			$= 0.33 < 1.0$ OK
$\delta \times$ 変形増大係数	$= 0.261 \times 2 = 0.521 \text{ (cm)}$			$= 1 / 349.2$ OK

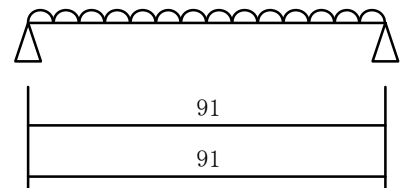
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	114.2	2509.9	2509.9	0.26
合計	114.2	2509.9	2509.9	0.26
Mmax/(Z×fbS)	$= 114.20 / (252.00 \times 1.88)$			$= 0.24 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max} / (A_e \times fs0) =$	$(1.50 \times 2509.89) / (126.00 \times 160.00)$			$= 0.18 < 1.0$ OK
δ	$= 0.261 \text{ (cm)}$			$= 1 / 698.4$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y11通り X8-X9 2G1
 $w = 0.195 \times 22.8 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 135.0 = 24.109 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	25.0	1096.9	1096.9	0.02
合計	25.0	1096.9	1096.9	0.02
Mmax/(Z×fbL)	$= 24.96 / (192.94 \times 1.03)$			$= 0.12 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max} / (A_e \times fs0) =$	$(1.50 \times 1096.95) / (110.25 \times 90.00)$			$= 0.16 < 1.0$ OK
$\delta \times$ 変形増大係数	$= 0.021 \times 2 = 0.043 \text{ (cm)}$			$= 1 / 2141.0$ OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	25.0	1096.9	1096.9	0.02
合計	25.0	1096.9	1096.9	0.02
Mmax/(Z×fbS)	$= 24.96 / (192.94 \times 1.88)$			$= 0.06 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max} / (A_e \times fs0) =$	$(1.50 \times 1096.95) / (110.25 \times 160.00)$			$= 0.09 < 1.0$ OK
δ	$= 0.021 \text{ (cm)}$			$= 1 / 4281.9$



階、通り、位置、ケルプ° 番号： 2階梁 Y12通り X2-X4 2G2

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

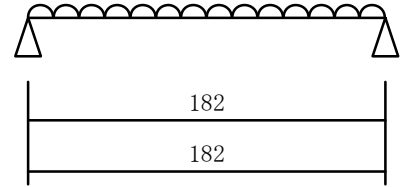
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×12.0 (cm)

 $I = 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 110.7 2432.4 2432.4 0.25

合計 110.7 2432.4 2432.4 0.25

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 110.68 / (252.00 \times 1.03) = 0.42 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 90.00) = 0.32 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.253 \times 2 = 0.505 \text{ (cm)} = 1 / 360.3$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 110.7 2432.4 2432.4 0.25

合計 110.7 2432.4 2432.4 0.25

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 110.68 / (252.00 \times 1.88) = 0.23 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta = 0.253 \text{ (cm)} = 1 / 720.6$ 

階、通り、位置、ケルプ° 番号： 2階梁 Y12通り X4-X6 2G2

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

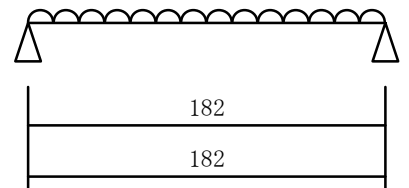
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×12.0 (cm)

 $I = 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 110.7 2432.4 2432.4 0.25

合計 110.7 2432.4 2432.4 0.25

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 110.68 / (252.00 \times 1.03) = 0.42 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 90.00) = 0.32 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.253 \times 2 = 0.505 \text{ (cm)} = 1 / 360.3$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 110.7 2432.4 2432.4 0.25

合計 110.7 2432.4 2432.4 0.25

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 110.68 / (252.00 \times 1.88) = 0.23 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta = 0.253 \text{ (cm)} = 1 / 720.6$ 

階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号: 2階梁 Y12通り X6-X7 2G1

 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

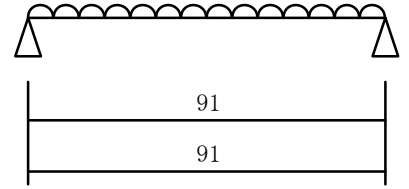
梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 27.67 / (192.94 \times 1.03) = 0.13 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 90.00) = 0.18 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 1931.0$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 27.7 1216.2 1216.2 0.02

合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 27.67 / (192.94 \times 1.88) = 0.07 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK $\delta = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3862.0$ 

階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号: 2階梁 Y12通り X7-X10 2G9

 $w = 0.195 \times 68.2 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 67.5 = 33.356 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)

 $P1 = 4505.64$ 7824.76 13230.00 0.00 13230.00 0.00 $P2 = 3495.17$ 5216.56 0.00 0.00 0.00 0.00

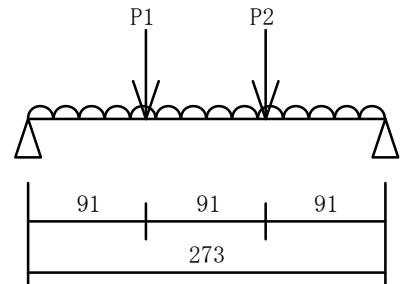
梁 (耐力壁上) 1種 10.5×36.0 (cm)

 $I = 40824.00 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 2268.00 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 378.00 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 276.2 4553.1 4553.1 0.06 $P1$ 605.6 6655.3 3327.7 0.09 $P2$ 216.8 2382.3 4764.5 0.06

合計 1098.6 13590.7 12645.3 0.21

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 1098.64 / (2268.00 \times 1.34) = 0.36 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 13590.70) / (378.00 \times 117.00) = 0.46 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.212 \times 1 = 0.212 \text{ (cm)} = 1 / 1287.2$ OK短期 $M_{\max}$ (kN・cm) Q_a (N) Q_b (N) δ (cm) w 276.2 4553.1 4553.1 0.06 $P1$ 1408.3 15475.3 7737.7 0.21 $P2$ 216.8 2382.3 4764.5 0.06

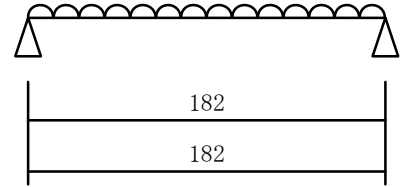
合計 1901.3 22410.7 17055.3 0.33

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 1901.26 / (2268.00 \times 1.50) = 0.55 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 22410.70) / (378.00 \times 128.00) = 0.69 < 1.0$ OK $\delta = 0.330 \text{ (cm)} = 1 / 826.6$ 

階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 Y12通り X10-X12 2G3
 $w = 0.195 \times 68.2 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 40.039 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×13.0 (cm)
 $I = 1922.38 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 295.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 136.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	165.8	3643.5	3643.5	0.30
合計	165.8	3643.5	3643.5	0.30
Mmax/(Z×fbL)	$= 165.78 / (295.75 \times 1.03)$			$= 0.54 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0)$	$= (1.50 \times 3643.53) / (136.50 \times 90.00)$			$= 0.44 < 1.0$ OK
$\delta \times$ 変形増大係数	$= 0.298 \times 2 = 0.595 \text{ (cm)}$			$= 1 / 305.8$ OK

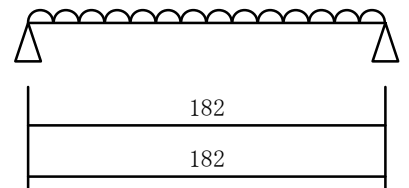
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	165.8	3643.5	3643.5	0.30
合計	165.8	3643.5	3643.5	0.30
Mmax/(Z×fbS)	$= 165.78 / (295.75 \times 1.88)$			$= 0.29 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0)$	$= (1.50 \times 3643.53) / (136.50 \times 160.00)$			$= 0.25 < 1.0$ OK
δ	$= 0.298 \text{ (cm)}$			$= 1 / 611.7$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y3-Y5 2G5
 $w = 0.195 \times 182.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 62.220 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×17.0 (cm)
 $I = 4298.88 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 505.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $Ae = 178.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	257.6	5662.0	5662.0	0.21
合計	257.6	5662.0	5662.0	0.21
Mmax/(Z×fbL)	$= 257.62 / (505.75 \times 1.03)$			$= 0.49 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0)$	$= (1.50 \times 5662.02) / (178.50 \times 90.00)$			$= 0.52 < 1.0$ OK
$\delta \times$ 変形増大係数	$= 0.207 \times 2 = 0.414 \text{ (cm)}$			$= 1 / 440.1$ OK

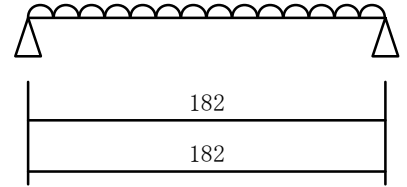
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	257.6	5662.0	5662.0	0.21
合計	257.6	5662.0	5662.0	0.21
Mmax/(Z×fbS)	$= 257.62 / (505.75 \times 1.88)$			$= 0.27 < 1.0$ OK
$\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0)$	$= (1.50 \times 5662.02) / (178.50 \times 160.00)$			$= 0.29 < 1.0$ OK
δ	$= 0.207 \text{ (cm)}$			$= 1 / 880.2$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y5-Y7 2G5
 $w = 0.195 \times 182.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 62.220 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×17.0 (cm)
 $I = 4298.88 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 505.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 178.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	257.6	5662.0	5662.0	0.21
合計	257.6	5662.0	5662.0	0.21
Mmax/(Z×fbL)	= 257.62 / (505.75 × 1.03)			= 0.49 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 5662.02) / (178.50 × 90.00)			= 0.52 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.207 × 2 = 0.414 (cm) = 1 / 440.1			OK

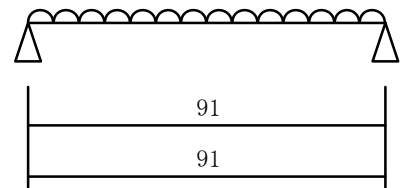
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	257.6	5662.0	5662.0	0.21
合計	257.6	5662.0	5662.0	0.21
Mmax/(Z×fbS)	= 257.62 / (505.75 × 1.88)			= 0.27 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 5662.02) / (178.50 × 160.00)			= 0.29 < 1.0 OK
δ	= 0.207 (cm) = 1 / 880.2			



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y7-Y8 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbL)	= 46.04 / (192.94 × 1.03)			= 0.23 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 90.00)			= 0.30 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.078 (cm) = 1 / 1160.6			OK

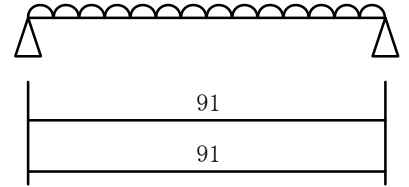
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbS)	= 46.04 / (192.94 × 1.88)			= 0.12 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 160.00)			= 0.17 < 1.0 OK
δ	= 0.039 (cm) = 1 / 2321.1			



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y8-Y9 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbL)	= 46.04 / (192.94 × 1.03)			= 0.23 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 90.00)			= 0.30 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.078 (cm)			= 1 / 1160.6 OK

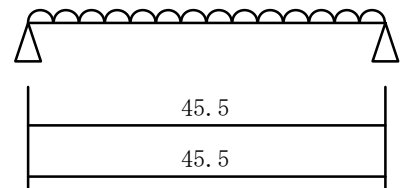
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbS)	= 46.04 / (192.94 × 1.88)			= 0.12 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 160.00)			= 0.17 < 1.0 OK
δ	= 0.039 (cm)			= 1 / 2321.1



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X2通り Y9-Y10 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbL)	= 11.51 / (192.94 × 1.03)			= 0.05 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 90.00)			= 0.15 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.002 × 2 = 0.005 (cm)			= 1 / 9284.5 OK

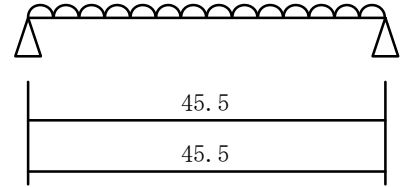
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbS)	= 11.51 / (192.94 × 1.88)			= 0.03 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 160.00)			= 0.08 < 1.0 OK
δ	= 0.002 (cm)			= 1 / 18568.9



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X2通り Y10-Y10' 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbL)	= 11.51 / (192.94 × 1.03)			= 0.05 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 90.00)			= 0.15 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.002 × 2 = 0.005 (cm)			= 1 / 9284.5 OK

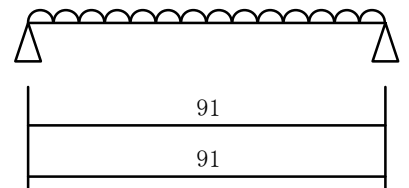
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbS)	= 11.51 / (192.94 × 1.88)			= 0.03 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 160.00)			= 0.08 < 1.0 OK
δ	= 0.002 (cm)			= 1 / 18568.9



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X2通り Y10' -Y11' 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbL)	= 46.04 / (192.94 × 1.03)			= 0.23 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 90.00)			= 0.30 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.078 (cm)			= 1 / 1160.6 OK

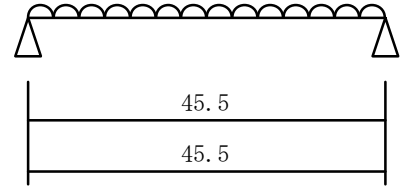
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	46.0	2023.6	2023.6	0.04
合計	46.0	2023.6	2023.6	0.04
Mmax/(Z×fbS)	= 46.04 / (192.94 × 1.88)			= 0.12 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 2023.61) / (110.25 × 160.00)			= 0.17 < 1.0 OK
δ	= 0.039 (cm)			= 1 / 2321.1



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X2通り Y11'-Y12 2G1
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 44.475 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbL)	= 11.51 / (192.94 × 1.03)			= 0.05 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 90.00)			= 0.15 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.002 × 2 = 0.005 (cm)			= 1 / 9284.5 OK

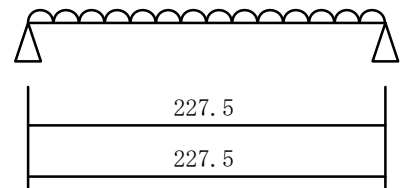
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	11.5	1011.8	1011.8	0.00
合計	11.5	1011.8	1011.8	0.00
Mmax/(Z×fbS)	= 11.51 / (192.94 × 1.88)			= 0.03 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 1011.81) / (110.25 × 160.00)			= 0.08 < 1.0 OK
δ	= 0.002 (cm)			= 1 / 18568.9



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X4通り Y7-Y10 2G5
 $w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 91.0 = 35.490 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 大梁 1種 10.5×17.0 (cm)
 $I = 4298.88 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 505.75 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 178.50 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	229.6	4037.0	4037.0	0.29
合計	229.6	4037.0	4037.0	0.29
Mmax/(Z×fbL)	= 229.60 / (505.75 × 1.03)			= 0.44 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 4036.99) / (178.50 × 90.00)			= 0.37 < 1.0 OK
$\delta \times$ 変形増大係数	= 0.288 × 2 = 0.576 (cm)			= 1 / 395.0 OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	229.6	4037.0	4037.0	0.29
合計	229.6	4037.0	4037.0	0.29
Mmax/(Z×fbS)	= 229.60 / (505.75 × 1.88)			= 0.24 < 1.0 OK
$\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0)$	= (1.50 × 4036.99) / (178.50 × 160.00)			= 0.21 < 1.0 OK
δ	= 0.288 (cm)			= 1 / 790.1



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X4通り Y10-Y12 2G3

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 91.0 = 35.490 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

大 梁 1 種 10.5×13.0 (cm)

$$\begin{aligned} I &= 1922.38 \text{ (cm}^4\text{)} & Z &= 295.75 \text{ (cm}^3\text{)} & A_e &= 136.50 \text{ (cm}^2\text{)} \\ f_{bL} &= 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sL} &= 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E &= 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{bS} &= 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sS} &= 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{s0} &= 1.0 \times f_{sL} = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E_0 &= 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 146.9 \quad 3229.6 \quad 3229.6 \quad 0.26$$

$$\text{合計} \quad 146.9 \quad 3229.6 \quad 3229.6 \quad 0.26$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bL}) = 146.95 / (295.75 \times 1.03) = 0.48 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 3229.59) / (136.50 \times 90.00) = 0.39 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.264 \times 2 = 0.527 \text{ (cm)} = 1 / 345.0 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

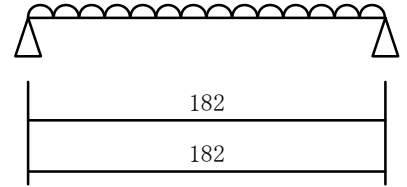
$$w \quad 146.9 \quad 3229.6 \quad 3229.6 \quad 0.26$$

$$\text{合計} \quad 146.9 \quad 3229.6 \quad 3229.6 \quad 0.26$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bS}) = 146.95 / (295.75 \times 1.88) = 0.26 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 3229.59) / (136.50 \times 160.00) = 0.22 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.264 \text{ (cm)} = 1 / 690.0$$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X6通り Y3-Y5 2G5

$$w = 0.195 \times 182.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 62.220 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

梁 (耐力壁上) 1 種 10.5×17.0 (cm)

$$\begin{aligned} I &= 4298.88 \text{ (cm}^4\text{)} & Z &= 505.75 \text{ (cm}^3\text{)} & A_e &= 178.50 \text{ (cm}^2\text{)} \\ f_{bL} &= 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sL} &= 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E &= 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{bS} &= 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sS} &= 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{s0} &= 1.0 \times f_{sL} = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E_0 &= 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w \quad 257.6 \quad 5662.0 \quad 5662.0 \quad 0.21$$

$$\text{合計} \quad 257.6 \quad 5662.0 \quad 5662.0 \quad 0.21$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bL}) = 257.62 / (505.75 \times 1.03) = 0.49 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 5662.02) / (178.50 \times 90.00) = 0.52 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.207 \times 2 = 0.414 \text{ (cm)} = 1 / 440.1 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

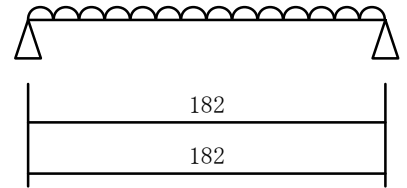
$$w \quad 257.6 \quad 5662.0 \quad 5662.0 \quad 0.21$$

$$\text{合計} \quad 257.6 \quad 5662.0 \quad 5662.0 \quad 0.21$$

$$M_{\max}/(Z \times f_{bS}) = 257.62 / (505.75 \times 1.88) = 0.27 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times f_{s0}) = (1.50 \times 5662.02) / (178.50 \times 160.00) = 0.29 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.207 \text{ (cm)} = 1 / 880.2$$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X6通り Y5-Y6 2G1

$$w = 0.195 \times 182.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 62.220 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$\text{合計} = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 64.41 / (192.94 \times 1.03) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2831.01) / (110.25 \times 90.00) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.055 \times 2 = 0.110 \text{ (cm)} = 1 / 829.6 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

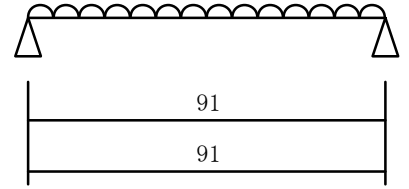
$$w = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$\text{合計} = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 64.41 / (192.94 \times 1.88) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2831.01) / (110.25 \times 160.00) = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.055 \text{ (cm)} = 1 / 1659.1$$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X6通り Y6-Y7 2G1

$$w = 0.195 \times 182.0 + 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 62.220 \text{ (N/cm)} \quad (\text{長期})$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)

$$I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

長期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

$$w = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$\text{合計} = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$Mmax / (Z \times fbL) = 64.41 / (192.94 \times 1.03) = 0.32 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2831.01) / (110.25 \times 90.00) = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta \times \text{変形増大係数} = 0.055 \times 2 = 0.110 \text{ (cm)} = 1 / 829.6 \quad \text{OK}$$

短期 Mmax (kN・cm) Qa (N) Qb (N) δ (cm)

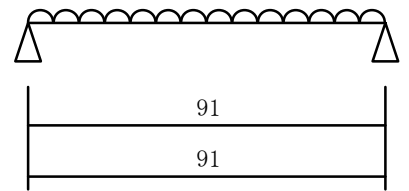
$$w = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$\text{合計} = 64.4 \quad 2831.0 \quad 2831.0 \quad 0.05$$

$$Mmax / (Z \times fbS) = 64.41 / (192.94 \times 1.88) = 0.17 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\alpha \times Qmax / (Ae \times fs0) = (1.50 \times 2831.01) / (110.25 \times 160.00) = 0.24 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = 0.055 \text{ (cm)} = 1 / 1659.1$$



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X6通り Y7-Y9 2G3

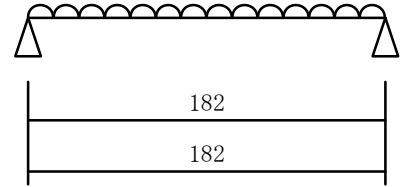
$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 135.0 = 37.417 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

梁 (耐力壁上) 1種 10.5×13.0 (cm)

$$\begin{aligned} I &= 1922.38 \text{ (cm}^4\text{)} & Z &= 295.75 \text{ (cm}^3\text{)} & A_e &= 136.50 \text{ (cm}^2\text{)} \\ f_{bL} &= 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sL} &= 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E &= 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{bS} &= 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} & f_{sS} &= 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ f_{s0} &= 1.0 \times f_{sL} = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} & E_0 &= 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	154.9	3405.0	3405.0	0.28
合計	154.9	3405.0	3405.0	0.28
Mmax/(Z×fbL)	= 154.93 / (295.75 × 1.03)			= 0.50 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50 × 3404.99) / (136.50 × 90.00)			= 0.41 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.278 × 2 = 0.556 (cm) = 1 / 327.3			OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	154.9	3405.0	3405.0	0.28
合計	154.9	3405.0	3405.0	0.28
Mmax/(Z×fbS)	= 154.93 / (295.75 × 1.88)			= 0.27 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50 × 3404.99) / (136.50 × 160.00)			= 0.23 < 1.0 OK
δ	= 0.278 (cm) = 1 / 654.5			



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X6通り Y9-Y10' 2G4

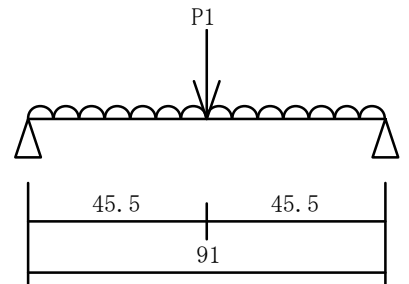
$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 67.5 = 29.317 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)

P1 =	1228.50	0.00	13230.00	0.00	13230.00	0.00
小 梁	1種	10.5×13.5 (cm)				
I =	2152.83 (cm ⁴)	Z =	318.94 (cm ³)	Ae =	141.75 (cm ²)	
fbL =	10.30 (N/mm ²)	fsL =	0.90 (N/mm ²)	E =	10000 (N/mm ²)	
fbS =	18.80 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fs0 =	1.0×fsL = 0.900 (N/mm ²)	E0 =	1.0×E = 10000 (N/mm ²)			

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	30.3	1333.9	1333.9	0.01
P1	27.9	614.2	614.2	0.01
合計	58.3	1948.2	1948.2	0.02
Mmax/(Z×fbL)	= 58.30 / (318.94 × 1.03)			= 0.17 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50 × 1948.20) / (141.75 × 90.00)			= 0.22 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.021 × 2 = 0.042 (cm) = 1 / 2154.5			OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	30.3	1333.9	1333.9	0.01
P1	328.9	7229.2	7229.2	0.11
合計	359.3	8563.2	8563.2	0.12
Mmax/(Z×fbS)	= 359.28 / (318.94 × 1.88)			= 0.59 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50 × 8563.20) / (141.75 × 160.00)			= 0.56 < 1.0 OK
δ	= 0.118 (cm) = 1 / 773.8			



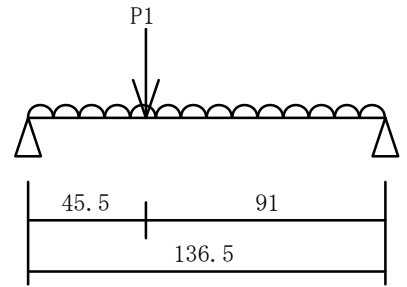
階、通り、位置、ケルブ番号： 2階梁 X6通り Y10'-Y12 2G1

$$w = 0.195 \times 91.0 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 67.5 = 34.717 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
P1 =	491.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上)	1種	10.5×10.5 (cm)				
I =	1012.92 (cm ⁴)	Z =	192.94 (cm ³)	Ae =	110.25 (cm ²)	
fbL =	10.30 (N/mm ²)	fsL =	0.90 (N/mm ²)	E =	10000 (N/mm ²)	
fbS =	18.80 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fs0 =	1.0×fsL =	0.900 (N/mm ²)	E0 =	1.0×E =	10000 (N/mm ²)	

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	80.9	2369.5	2369.5	0.15
P1	11.2	327.6	163.8	0.02
合計	92.0	2697.1	2533.3	0.18
Mmax/(Z×fbL)	= 92.04 / (192.94 × 1.03)			= 0.46 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50×2697.07)/(110.25×90.00)			= 0.40 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.177 × 2 = 0.354 (cm) = 1 / 385.5			OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	80.9	2369.5	2369.5	0.15
P1	11.2	327.6	163.8	0.02
合計	92.0	2697.1	2533.3	0.18
Mmax/(Z×fbS)	= 92.04 / (192.94 × 1.88)			= 0.25 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50×2697.07)/(110.25×160.00)			= 0.22 < 1.0 OK
δ	= 0.177 (cm) = 1 / 771.0			



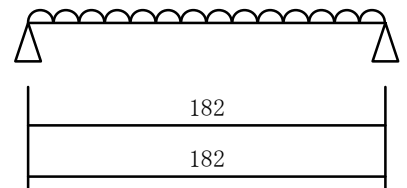
階、通り、位置、ケルブ番号： 2階梁 X7通り Y7-Y9 2G2

$$w = 0.195 \times 45.5 + 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 = 23.145 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
P1 =	491.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
梁 (耐力壁上)	1種	10.5×12.0 (cm)				
I =	1512.00 (cm ⁴)	Z =	252.00 (cm ³)	Ae =	126.00 (cm ²)	
fbL =	10.30 (N/mm ²)	fsL =	0.90 (N/mm ²)	E =	10000 (N/mm ²)	
fbS =	18.80 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fs0 =	1.0×fsL =	0.900 (N/mm ²)	E0 =	1.0×E =	10000 (N/mm ²)	

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	95.8	2106.2	2106.2	0.22
合計	95.8	2106.2	2106.2	0.22
Mmax/(Z×fbL)	= 95.83 / (252.00 × 1.03)			= 0.36 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50×2106.20)/(126.00×90.00)			= 0.27 < 1.0 OK
δ×変形増大係数	= 0.219 × 2 = 0.437 (cm) = 1 / 416.1			OK

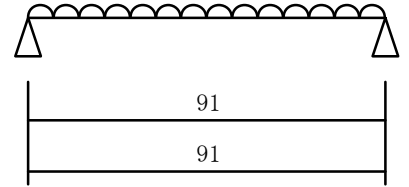
短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	95.8	2106.2	2106.2	0.22
合計	95.8	2106.2	2106.2	0.22
Mmax/(Z×fbS)	= 95.83 / (252.00 × 1.88)			= 0.20 < 1.0 OK
α×Qmax/(Ae×fs0)	= (1.50×2106.20)/(126.00×160.00)			= 0.15 < 1.0 OK
δ	= 0.219 (cm) = 1 / 832.2			



階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X7通り Y9-Y10' 2G1
 $w = 0.195 \times 45.5 + 0.195 \times 45.5 = 17.745 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 小 梁 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 18.4 807.4 807.4 0.02
 合計 18.4 807.4 807.4 0.02
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 18.37 / (192.94 \times 1.03) = 0.09 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 807.40) / (110.25 \times 90.00) = 0.12 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.016 \times 2 = 0.031 \text{ (cm)} = 1 / 2908.8$ OK

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 18.4 807.4 807.4 0.02
 合計 18.4 807.4 807.4 0.02
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 18.37 / (192.94 \times 1.88) = 0.05 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 807.40) / (110.25 \times 160.00) = 0.06 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.016 \text{ (cm)} = 1 / 5817.5$

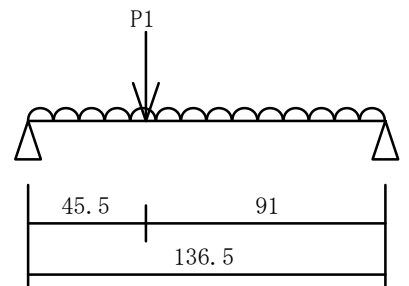


階、通り、位置、ｸﾞﾙｰﾌﾟ 番号： 2階梁 X7通り Y10' -Y12 2G1
 $w = 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 = 14.273 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 491.40$ 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 10.5×10.5 (cm)
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 29.5 974.1 974.1 0.06
 $P1$ 14.9 327.6 163.8 0.02
 合計 44.5 1301.7 1137.9 0.09
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 44.45 / (192.94 \times 1.03) = 0.22 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1301.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.19 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.086 \times 2 = 0.172 \text{ (cm)} = 1 / 795.4$ OK

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 29.5 974.1 974.1 0.06
 $P1$ 14.9 327.6 163.8 0.02
 合計 44.5 1301.7 1137.9 0.09
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 44.45 / (192.94 \times 1.88) = 0.12 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1301.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.11 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.086 \text{ (cm)} = 1 / 1590.8$



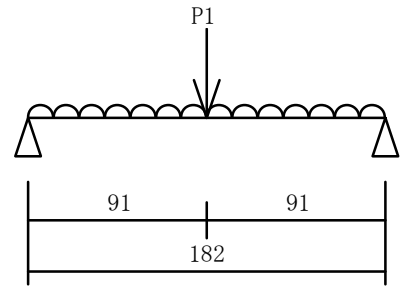
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X8通り Y7-Y9 2G6

$$w = 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 67.5 = 11.573 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
P1 =	1228.50	0.00	13230.00	0.00	13230.00	0.00
小 梁	1 種	10.5 × 21.0 (cm)				
I =	8103.38 (cm ⁴)	Z =	771.75 (cm ³)	Ae =	220.50 (cm ²)	
fbL =	10.30 (N/mm ²)	fsL =	0.90 (N/mm ²)	E =	10000 (N/mm ²)	
fbS =	18.80 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fs0 =	1.0 × fsL =	0.900 (N/mm ²)	E0 =	1.0 × E =	10000 (N/mm ²)	

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	47.9	1053.1	1053.1	0.02
P1	55.9	614.2	614.2	0.02
合計	103.8	1667.3	1667.3	0.04
Mmax/(Z × fbL)	= 103.81 / (771.75 × 1.03)			= 0.13 < 1.0 OK
α × Qmax/(Ae × fs0)	= (1.50 × 1667.35) / (220.50 × 90.00)			= 0.12 < 1.0 OK
δ × 変形増大係数	= 0.039 × 2 = 0.079 (cm) = 1 / 2307.1			OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	47.9	1053.1	1053.1	0.02
P1	657.9	7229.2	7229.2	0.22
合計	705.8	8282.3	8282.3	0.24
Mmax/(Z × fbS)	= 705.78 / (771.75 × 1.88)			= 0.48 < 1.0 OK
α × Qmax/(Ae × fs0)	= (1.50 × 8282.35) / (220.50 × 160.00)			= 0.35 < 1.0 OK
δ	= 0.244 (cm) = 1 / 744.4			



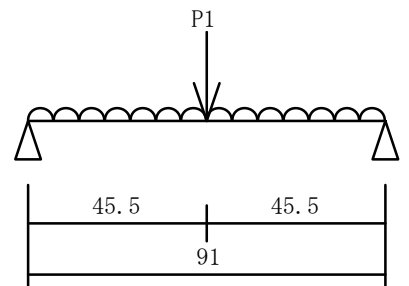
階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X8通り Y9-Y10' 2G4

$$w = 0.195 \times 45.5 + 0.040 \times 135.0 + 0.040 \times 67.5 = 16.972 \text{ (N/cm)} \text{ (長期)}$$

	(長期)	(積雪)	(地震水平)	(地震直交)	(風圧水平)	(風圧直交) (N)
P1 =	737.10	0.00	13230.00	0.00	13230.00	0.00
梁 (耐力壁上)	1 種	10.5 × 13.5 (cm)				
I =	2152.83 (cm ⁴)	Z =	318.94 (cm ³)	Ae =	141.75 (cm ²)	
fbL =	10.30 (N/mm ²)	fsL =	0.90 (N/mm ²)	E =	10000 (N/mm ²)	
fbS =	18.80 (N/mm ²)	fsS =	1.60 (N/mm ²)			
fs0 =	1.0 × fsL =	0.900 (N/mm ²)	E0 =	1.0 × E =	10000 (N/mm ²)	

長期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	17.6	772.2	772.2	0.01
P1	16.8	368.5	368.5	0.01
合計	34.3	1140.8	1140.8	0.01
Mmax/(Z × fbL)	= 34.34 / (318.94 × 1.03)			= 0.10 < 1.0 OK
α × Qmax/(Ae × fs0)	= (1.50 × 1140.80) / (141.75 × 90.00)			= 0.13 < 1.0 OK
δ × 変形増大係数	= 0.012 × 2 = 0.025 (cm) = 1 / 3665.0			OK

短期	Mmax (kN・cm)	Qa (N)	Qb (N)	δ (cm)
w	17.6	772.2	772.2	0.01
P1	317.8	6983.5	6983.5	0.10
合計	335.3	7755.8	7755.8	0.11
Mmax/(Z × fbS)	= 335.32 / (318.94 × 1.88)			= 0.55 < 1.0 OK
α × Qmax/(Ae × fs0)	= (1.50 × 7755.80) / (141.75 × 160.00)			= 0.51 < 1.0 OK
δ	= 0.109 (cm) = 1 / 835.7			



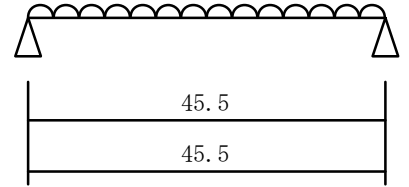
階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 X8通り Y10'-Y11 2G1

 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$ $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$ w 1.4 122.8 122.8 0.00

合計 1.4 122.8 122.8 0.00

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 1.40 / (192.94 \times 1.03) = 0.00 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 122.85) / (110.25 \times 90.00) = 0.01 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.000 \times 2 = 0.001 \text{ (cm)} = 1 / 76467.9$ OK短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$ w 1.4 122.8 122.8 0.00

合計 1.4 122.8 122.8 0.00

 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 1.40 / (192.94 \times 1.88) = 0.00 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 122.85) / (110.25 \times 160.00) = 0.01 < 1.0$ OK $\delta = 0.000 \text{ (cm)} = 1 / 152935.8$ 

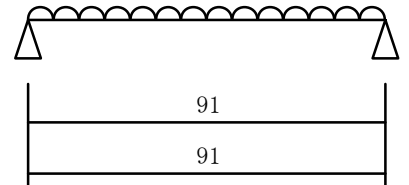
階、通り、位置、ケループ番号： 2階梁 X10通り Y9-Y10' 2G1

 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$ $I = 1012.92 \text{ (cm}^4\text{)}$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3\text{)}$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2\text{)}$ $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$ w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 5.59 / (192.94 \times 1.03) = 0.02 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 90.00) = 0.03 < 1.0$ OK $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.005 \times 2 = 0.010 \text{ (cm)} = 1 / 9558.5$ OK短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$ w 5.6 245.7 245.7 0.00

合計 5.6 245.7 245.7 0.00

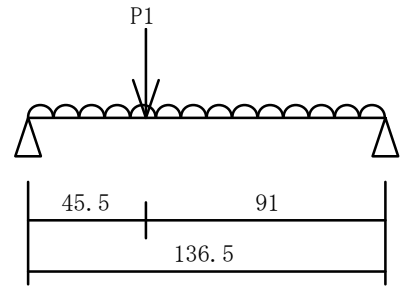
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 5.59 / (192.94 \times 1.88) = 0.01 < 1.0$ OK $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 245.70) / (110.25 \times 160.00) = 0.02 < 1.0$ OK $\delta = 0.005 \text{ (cm)} = 1 / 19117.0$ 

階、通り、位置、ケルブ°番号： 2階梁 X10通り Y10'-Y12 2G7
 $w = 0.040 \times 135.0 = 5.400 \text{ (N/cm)}$ (長期)

(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 2859.96 \quad 21625.95 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 24.0 \text{ (cm)}$
 $I = 12096.00 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 1008.00 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 252.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 11.2 \quad 368.6 \quad 368.6 \quad 0.00$
 $P1 \quad 545.9 \quad 11998.7 \quad 5999.4 \quad 0.07$
 合計 $557.1 \quad 12367.3 \quad 6367.9 \quad 0.07$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 557.12 / (1008.00 \times 1.34) = 0.41 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 12367.30) / (252.00 \times 117.00) = 0.62 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.070 \times 1 = 0.070 \text{ (cm)} = 1 / 1954.6 \quad OK$

短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 11.2 \quad 368.6 \quad 368.6 \quad 0.00$
 $P1 \quad 742.7 \quad 16323.9 \quad 8162.0 \quad 0.09$
 合計 $753.9 \quad 16692.5 \quad 8530.5 \quad 0.09$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 753.92 / (1008.00 \times 1.50) = 0.49 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 16692.49) / (252.00 \times 128.00) = 0.77 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.094 \text{ (cm)} = 1 / 1447.8$

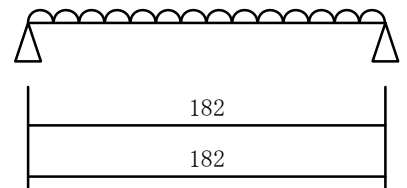


階、通り、位置、ケルブ°番号： 2階梁 X12通り Y7-Y9 2G2
 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)

梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 12.0 \text{ (cm)}$
 $I = 1512.00 \text{ (cm}^4\text{)} \quad Z = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)} \quad Ae = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

長期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 110.7 \quad 2432.4 \quad 2432.4 \quad 0.25$
 合計 $110.7 \quad 2432.4 \quad 2432.4 \quad 0.25$
 $M_{max}/(Z \times fbL) = 110.68 / (252.00 \times 1.03) = 0.42 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 90.00) = 0.32 < 1.0 \quad OK$
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.253 \times 2 = 0.505 \text{ (cm)} = 1 / 360.3 \quad OK$

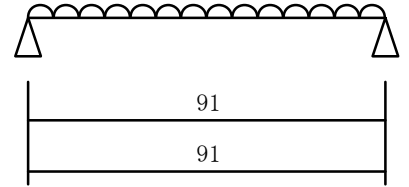
短期 $M_{max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Qa \text{ (N)}$ $Qb \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 $w \quad 110.7 \quad 2432.4 \quad 2432.4 \quad 0.25$
 合計 $110.7 \quad 2432.4 \quad 2432.4 \quad 0.25$
 $M_{max}/(Z \times fbS) = 110.68 / (252.00 \times 1.88) = 0.23 < 1.0 \quad OK$
 $\alpha \times Q_{max}/(Ae \times fs0) = (1.50 \times 2432.43) / (126.00 \times 160.00) = 0.18 < 1.0 \quad OK$
 $\delta = 0.253 \text{ (cm)} = 1 / 720.6$



階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X12通り Y9-Y10' 2G1
 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 135.0 = 26.730 \text{ (N/cm)}$ (長期)
 梁 (壁上) 1種 $10.5 \times 10.5 \text{ (cm)}$
 $I = 1012.92 \text{ (cm}^4)$ $Z = 192.94 \text{ (cm}^3)$ $A_e = 110.25 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 10.30 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$ $E = 10000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 18.80 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 1.60 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 0.900 \text{ (N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 27.7 1216.2 1216.2 0.02
 合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 27.67 / (192.94 \times 1.03) = 0.13 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 90.00) = 0.18 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.024 \times 2 = 0.047 \text{ (cm)} = 1 / 1931.0$ OK

短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 27.7 1216.2 1216.2 0.02
 合計 27.7 1216.2 1216.2 0.02
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 27.67 / (192.94 \times 1.88) = 0.07 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 1216.21) / (110.25 \times 160.00) = 0.10 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.024 \text{ (cm)} = 1 / 3862.0$

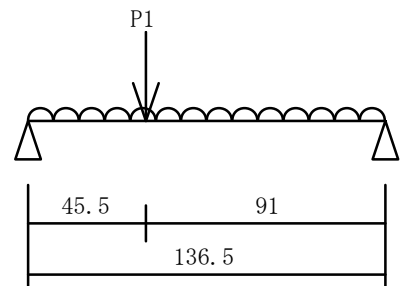


階、通り、位置、グループ番号： 2階梁 X12通り Y10' -Y12 2G6
 $w = 0.099 \times 135.0 + 0.099 \times 67.5 = 20.048 \text{ (N/cm)}$ (長期)

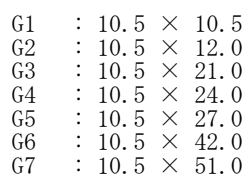
(長期) (積雪) (地震水平) (地震直交) (風圧水平) (風圧直交) (N)
 $P1 = 2198.79$ 3419.02 13230.00 0.00 13230.00 0.00
 梁 (耐力壁上) 1種 $10.5 \times 21.0 \text{ (cm)}$
 $I = 8103.38 \text{ (cm}^4)$ $Z = 771.75 \text{ (cm}^3)$ $A_e = 220.50 \text{ (cm}^2)$
 $fbL = 1.30 \times 10.30 = 13.39 \text{ (N/mm}^2)$ $fsL = 1.30 \times 0.90 = 1.17 \text{ (N/mm}^2)$
 $fbS = 0.80 \times 18.80 = 15.04 \text{ (N/mm}^2)$ $fsS = 0.80 \times 1.60 = 1.28 \text{ (N/mm}^2)$
 $E = 10000 \text{ (N/mm}^2)$
 $fs0 = 1.0 \times fsL = 1.170 \text{ (N/mm}^2)$ $E0 = 1.0 \times E = 10000 \text{ (N/mm}^2)$

長期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 41.5 1368.2 1368.2 0.01
 $P1$ 139.3 3061.4 1530.7 0.03
 合計 180.8 4429.6 2898.9 0.04
 $M_{\max}/(Z \times fbL) = 180.80 / (771.75 \times 1.34) = 0.17 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 4429.64) / (220.50 \times 117.00) = 0.25 < 1.0$ OK
 $\delta \times \text{変形増大係数} = 0.037 \times 1 = 0.037 \text{ (cm)} = 1 / 3688.1$ OK

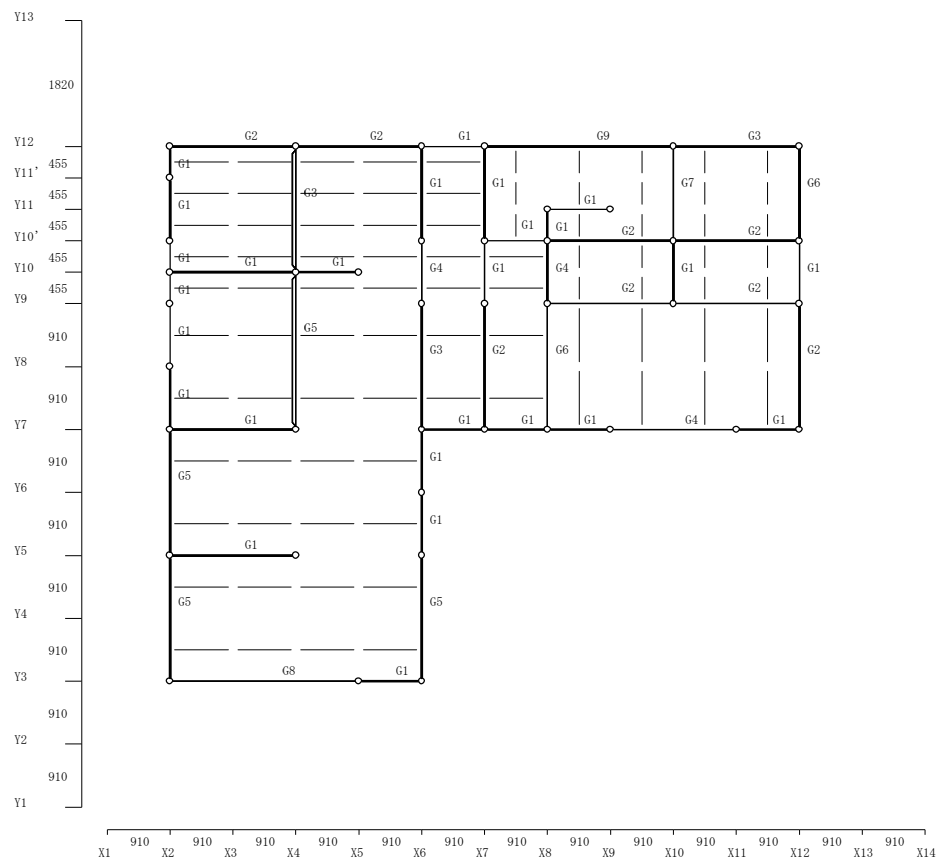
短期 $M_{\max} \text{ (kN} \cdot \text{cm)}$ $Q_a \text{ (N)}$ $Q_b \text{ (N)}$ $\delta \text{ (cm)}$
 w 41.5 1368.2 1368.2 0.01
 $P1$ 540.6 11881.4 5940.7 0.10
 合計 582.1 13249.6 7308.9 0.11
 $M_{\max}/(Z \times fbS) = 582.11 / (771.75 \times 1.50) = 0.50 < 1.0$ OK
 $\alpha \times Q_{\max}/(A_e \times fs0) = (1.50 \times 13249.64) / (220.50 \times 128.00) = 0.70 < 1.0$ OK
 $\delta = 0.111 \text{ (cm)} = 1 / 1225.1$



小屋梁



2 階梁



- G1 : 10.5 × 10.5
- G2 : 10.5 × 12.0
- G3 : 10.5 × 13.0
- G4 : 10.5 × 13.5
- G5 : 10.5 × 17.0
- G6 : 10.5 × 21.0
- G7 : 10.5 × 24.0
- G8 : 10.5 × 33.0
- G9 : 10.5 × 36.0

3.4 たる木・母屋他の設計

No.1 棟木

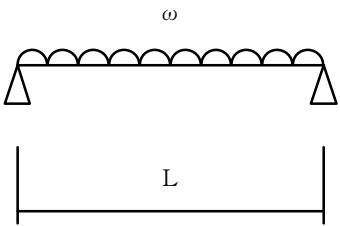
材幅	b	4.5 (cm)
材せい	D	10.5 (cm)
スパン	L	182.0 (cm)
負担幅		45.5 (cm)
ヤング係数の低減率	α	100.0 (%)
固定荷重	wg	650.0 (N/m2)
積載荷重	wl	300.0 (N/m2)
長期組合せ積雪荷重	lWs	210.0 (N/m2)
短期組合せ積雪荷重	sWs	105.0 (N/m2)

材種	1種	(長期)	(短期)
曲げ許容応力度	fb	10.30	18.80 (N/mm2)
せん断許容応力度	fs	0.90	1.60 (N/mm2)
ヤング係数	E	10000	(N/mm2)
$E0 = 1.00 \times E = 10000$ (N/mm2)			

断面積	A	47.2 (cm2)		
断面係数	Z	82.7 (cm3)		
断面2次モーメント	I	434.1 (cm4)		
長期荷重	ωg	432.25 (N/m)		
長期積雪荷重	$l\omega s$	95.55 (N/m)	短期積雪荷重	$s\omega s$ 47.78 (N/m)
長期設計荷重	ωl	527.80 (N/m)	短期設計荷重	ωs 480.02 (N/m)

最大曲げモーメント	M	21.85 (kN・cm)
せん断力	Q	480.30 (N)

曲げ応力度	$\sigma = M / Z$	=	2.64	$\leq$	10.30(fb)	OK
せん断応力度	$\tau = 1.5 \times (Q / A)$	=	0.15	$\leq$	0.90(fs)	OK
たわみ	$\delta = (5 \times \omega \times L^4) / (384 \times E0 \times I)$					
		=	0.17(cm)	$\leq$	0.91(=1/200)	



3.5 接合部の設計

3.5.1 柱頭・柱脚接合部の計算

倍率左(右) : 柱の左(右)に取り付く軸組の壁倍率

: 筋かい左上がり / : 筋かい右上がり X : 両方向筋かい II : 柱

当該階補正值 : A 1 の値の補正に用いる、左右の軸組みの取り付け形状による補正值

上階分補正值 : A 2 の値の補正に用いる、上階の左右の軸組みの取り付け形状による補正值

階	柱位置		方向	倍率			当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N 値	仕様 (*1)	判 定	通し 柱
	X 軸	Y 軸		左	右												
2 階	X2	Y3	X Y	0.0 0.0	II II	2.5 2.5	0.0 0.0		2.5 2.5	0.8 0.8			0.4 0.4	1.60 1.60	(ほ) 1.60	1.60≤1.60 OK	
	X3	Y3	X Y	2.5 0.0	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X5	Y3	X Y	0.0 0.0	II II	2.5 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X6	Y3	X Y	2.5 0.0	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		2.5 2.5	0.8 0.8			0.4 0.4	1.60 1.60	(ほ) 1.60	1.60≤1.60 OK	
	X2	Y5	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(ろ) 0.65	0.65≤0.65 OK	
	X6	Y5	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X6	Y6	X Y	0.0 0.0	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X2	Y7	X Y	0.0 0.0	II II	2.5 2.5	0.0 0.0		2.5 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X4	Y7	X Y	2.5 0.0	II II	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(こ) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X6	Y7	X Y	2.5 2.5	II II	2.5 2.5	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(こ) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X8	Y7	X Y	2.5 0.0	II II	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(こ) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X9	Y7	X Y	2.5 0.0	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X11	Y7	X Y	0.0 0.0	II II	2.5 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X12	Y7	X Y	2.5 0.0	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		2.5 2.5	0.8 0.8			0.4 0.4	1.60 1.60	(ほ) 1.60	1.60≤1.60 OK	
	X2	Y8	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X8	Y8	X Y	0.0 0.0	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X12	Y9	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(こ) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X6	Y10	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X8	Y10	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X2	Y10'	X Y	0.0 0.0	II II	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X12	Y10'	X Y	0.0 2.5	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(こ) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X6	Y11	X Y	0.0 0.0	II II	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(こ) 1.40	-0.60≤1.40 OK	

1. 通し柱に該当する部位 (○付きの柱) については 2 階の出力は柱頭部、1 階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
2. 上階に柱が 1 m 以内でずれている場合※印が表示されます。

階	柱位置		方 向	倍率			当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N値	仕様 (*1)	判 定	通 し 柱
	X 軸	Y 軸		左	右												
2 階	X7	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X8	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X9	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X10	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X12	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 0.65	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X2	Y11'	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X2	Y12	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		2.5 2.5	0.8 0.8			0.4 0.4	1.60 1.60	(ほ) 1.60	1.60≤1.60 OK	
	X4	Y12	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X6	Y12	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X8	Y12	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	0.65 -0.60	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X9	Y12	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X10	Y12	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			0.6 0.6	-0.60 -0.60	(に) 1.40	-0.60≤1.40 OK	
	X12	Y12	X Y	2.5 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		2.5 2.5	0.8 0.8			0.4 0.4	1.60 1.60	(ほ) 1.60	1.60≤1.60 OK	
1 階	X2	Y3	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.8 0.8	2.5 2.5	0.8 0.8	1.0 1.0	1.00 3.00	(り) 4.70	3.00≤4.70 OK	
	X5	Y3	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	4.5 0.0	-0.5 0.0	0.0 0.0	4.0 0.0	0.5 0.5	2.5 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	1.65 -1.60	(り) 4.70	1.65≤4.70 OK	
	X6	Y3	X Y	4.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.5 0.0	0.0 0.0	5.0 2.5	0.8 0.8	2.5 2.5	0.8 0.8	1.0 1.0	5.00 3.00	(ぬ) 5.60	5.00≤5.60 OK	
	X2	Y5	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	4.5 2.5	0.5 0.0	0.0 0.0	5.0 0.0	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	0.90 -0.35	(は) 1.00	0.90≤1.00 OK	
	X4	Y5	X Y	4.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	-0.5 0.0		4.0 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	0.40 -1.60	(ろ) 0.65	0.40≤0.65 OK	
	X6	Y5	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X6	Y6	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X2	Y7	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	4.5 0.5	0.5 0.0	0.0 0.0	5.0 2.0	0.5 0.5	2.5 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	2.15 0.65	(と) 2.80	2.15≤2.80 OK	
	X4	Y7	X Y	4.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	-0.5 0.0	0.0 0.0	4.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	0.40 -1.60	(ろ) 0.65	0.40≤0.65 OK	

1. 通し柱に該当する部位 (○付きの柱) については 2 階の出力は柱頭部、1 階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
2. 上階に柱が 1 m 以内でずれている場合※印が表示されます。

階	柱位置		方 向	倍率			当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N値	仕様 (*1)	判 定	通し 柱
	X軸	Y軸		左		右											
1 階	X6	Y7	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	2.5 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.35 -1.60	(い) 0.00	-0.35≤0.00 OK	
	X7	Y7	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	
	X8	Y7	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60≤1.40 OK	
	X9	Y7	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 0.0	0.5 0.5	2.5 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	0.90 -1.60	(は) 1.00	0.90≤1.00 OK	
	X11	Y7	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 0.0	0.5 0.5	2.5 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	0.90 -1.60	(は) 1.00	0.90≤1.00 OK	
	X12	Y7	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 2.5	0.8 0.8	2.5 2.5	0.8 0.8	1.0 1.0	3.00 3.00	(ぬ) 5.60	3.00≤5.60 OK	
	X2	Y8	X Y	0.0 0.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.5	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.10	(に) 1.40	0.65≤1.40 OK	
	X2	Y9	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60≤1.40 OK	
	X6	Y9	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	2.5 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 0.90	(に) 1.40	0.90≤1.40 OK	※
	X7	Y9	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	
	X8	Y9	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 4.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 4.5	0.5 0.5	2.5 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 1.90	(と) 2.80	1.90≤2.80 OK	※
	X10	Y9	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0		0.0 2.5	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	
	X12	Y9	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.35	(ぬ) 5.60	-0.35≤5.60 OK	
	X2	Y10	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		2.5 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-0.35 -1.60	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	
	X4	Y10	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0		0.0 0.0	0.5 0.5			1.6 1.6	-1.60 -1.60	(に) 1.40	-1.60≤1.40 OK	
	X5	Y10	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.35 -1.60	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	※
	X2	Y10'	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 0.90	(に) 1.40	0.90≤1.40 OK	
	X6	Y10'	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	2.5 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 0.90	(に) 1.40	0.90≤1.40 OK	※
	X7	Y10'	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	※
	X8	Y10'	X Y	0.0 4.5	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 4.5	0.5 0.5	2.5 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.35 1.90	(と) 2.80	1.90≤2.80 OK	※
	X10	Y10'	X Y	2.5 2.5	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 2.5	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -0.35	(に) 1.40	-0.35≤1.40 OK	※
	X12	Y10'	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 4.5	0.0 -0.5	0.0 0.0	2.5 4.0	0.5 0.5	0.0 2.5	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.35 1.65	(ぬ) 5.60	1.65≤5.60 OK	

1. 通し柱に該当する部位（○付きの柱）については2階の出力は柱頭部、1階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
2. 上階に柱が1 m以内でずれている場合※印が表示されます。

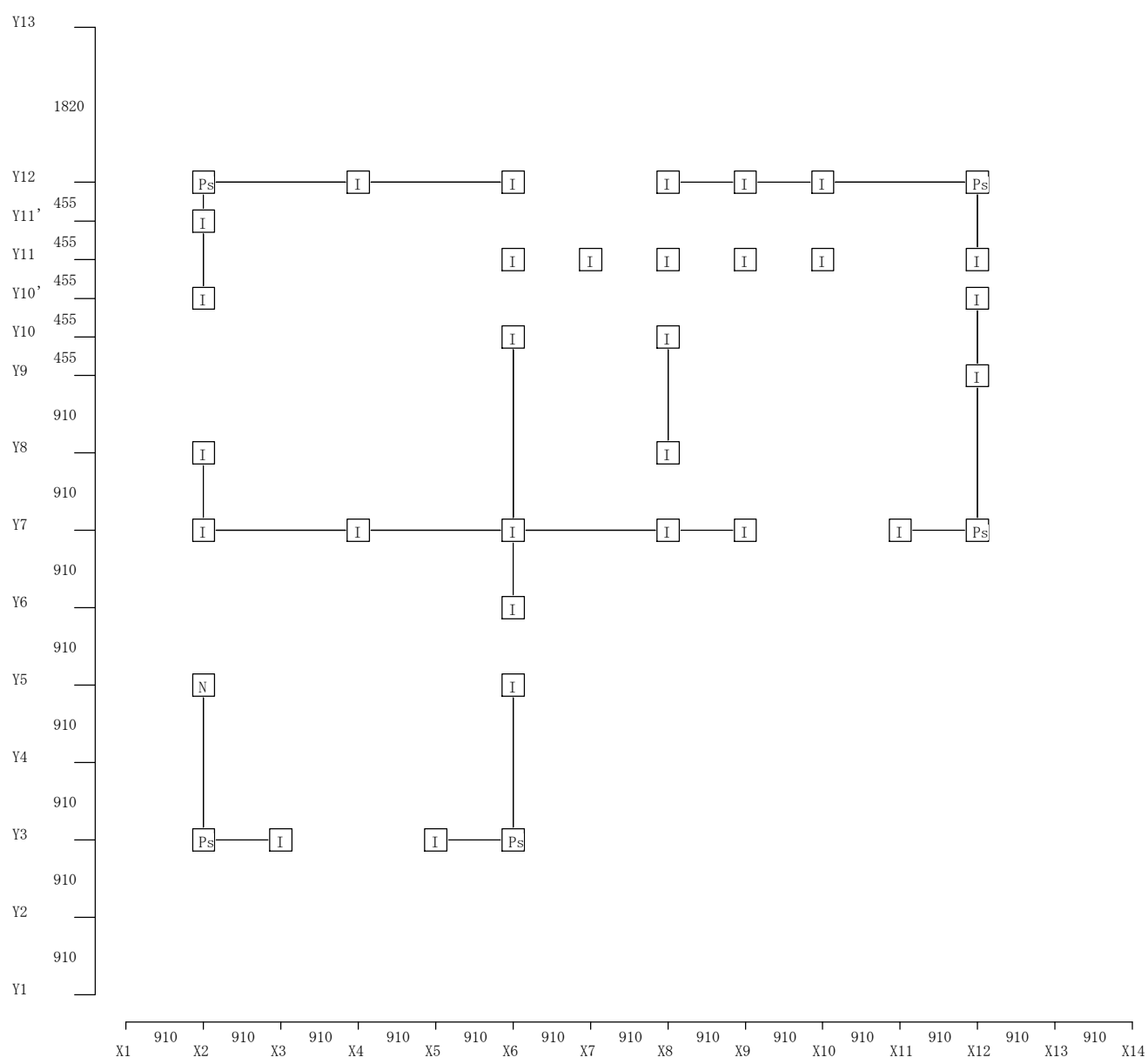
階	柱位置		方 向	倍率			当補 該正 階値	上補 階正 分値	A 1	B 1	A 2	B 2	L	N値	仕様 (*1)	判 定	通し 柱
	X軸	Y軸		左		右											
1階	X8	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(い) 0.00	-1.60≦0.00 OK	
	X9	Y11	X Y	0.0 0.0	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(い) 0.00	-1.60≦0.00 OK	
	X2	Y11'	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 2.5	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(こ) 1.40	-1.60≦1.40 OK	
	X2	Y12	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 2.5	0.8 0.8	2.5 2.5	0.8 0.8	1.0 1.0	3.00 3.00	(り) 4.70	3.00≦4.70 OK	
	X4	Y12	X Y	2.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-1.60 -1.60	(こ) 1.40	-1.60≦1.40 OK	
	X6	Y12	X Y	2.5 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.5 2.5	0.5 0.5	2.5 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	0.90 -0.35	(こ) 1.40	0.90≦1.40 OK	
	X7	Y12	X Y	0.0 2.5	Ⅱ Ⅱ	0.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.5 2.5	0.5 0.5	2.5 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.10 -0.35	(こ) 1.40	-0.10≦1.40 OK	※
	X10	Y12	X Y	0.5 0.0	Ⅱ Ⅱ	2.5 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	2.0 0.0	0.5 0.5	0.0 0.0	0.5 0.5	1.6 1.6	-0.60 -1.60	(こ) 1.40	-0.60≦1.40 OK	
	X12	Y12	X Y	2.5 4.5	Ⅱ ／Ⅱ	0.0 0.0	0.0 0.5	0.0 0.0	2.5 5.0	0.8 0.8	2.5 2.5	0.8 0.8	1.0 1.0	3.00 5.00	(ぬ) 5.60	5.00≦5.60 OK	

1. 通し柱に該当する部位（○付きの柱）については 2 階の出力は柱頭部、 1 階の出力は柱脚部の接合部仕様を示す
2. 上階に柱が 1 m 以内でずれている場合※印が表示されます。

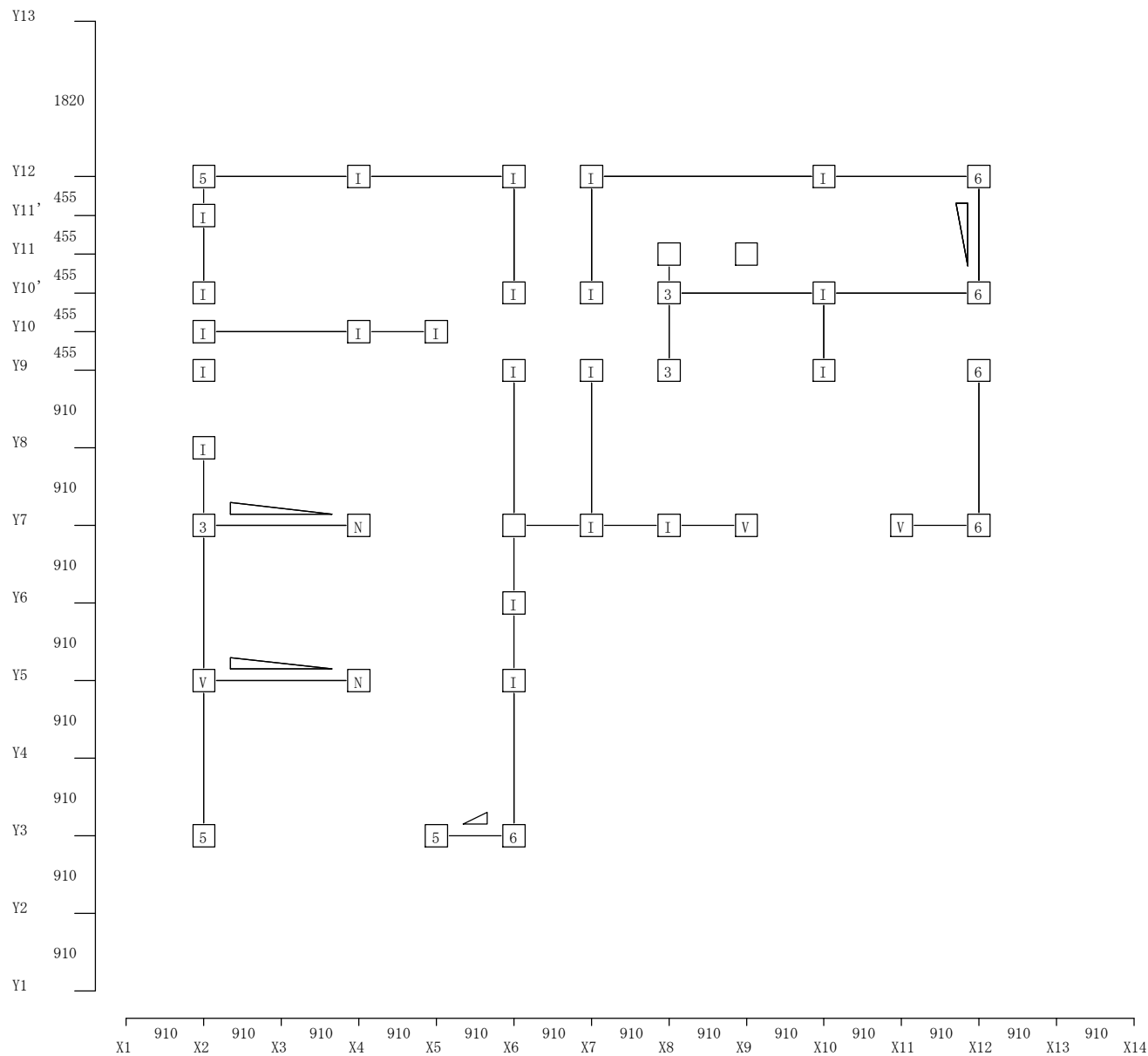
接合部伏図凡例

①部位	②記号	③仕様		④接合部倍率
柱頭・柱脚	N	短	短ほぞ差し	0.00
	L	長	長ほぞ差し込み栓	0.65
	V	C	C PーL	0.65
	T	山	山型プレート	1.00
	P	T	T字かど金物	1.00
	I	羽	羽子板ボルト	1.40
	Ps	短	短冊金物	1.40
	Is	ス	スクリュー釘 5 0+羽子板ボルト	1.60
	2	ス	スクリュー釘 5 0+短冊金物	1.60
	3	1	1 0 KN引き寄せ金物	1.80
	4	1	1 5 KN引き寄せ金物	2.80
	5	2	2 0 KN引き寄せ金物	3.70
	6	2	2 5 KN引き寄せ金物	4.70
	*	1	1 5 KN引き寄せ金物 X 2	5.60
		(ぬ)	(ぬ) を超える	

2 階 (○は通し柱を示す)



1 階 （ ○は通し柱を示す ）



土台の曲げ応力の検定

- ・土台の短期許容曲げ応力度＝18.80 (N/mm2)
- ・土台寸法＝105mm×120mm

柱位置		曲げ応力度 (N/mm2)	判定
Y通り	X通り		
Y5	X2	10.53	OK
	X6	10.53	OK
Y6	X6	10.53	OK
Y7	X7	10.53	OK
	X8	10.53	OK
	X9	10.53	OK
	X11	10.53	OK
Y8	X2	10.53	OK
Y10	X2	10.53	OK
Y10'	X2	10.53	OK
	X6	10.53	OK
	X7	10.53	OK
	X10	10.53	OK
Y12	X6	10.53	OK
	X7	10.53	OK
	X10	10.53	OK

アンカーボルトの引張耐力検定

柱位置		接合部必要耐力 (kN)	アンカー ボルト 径	短期許容引張耐力 (kN)	判定
Y通り	X通り				
Y5	X2	5.07	M12	8.96	OK
	X6	7.50	M12	16.33	OK
Y6	X6	7.50	M12	16.33	OK
Y7	X7	7.50	M12	16.33	OK
	X8	7.50	M12	16.33	OK
	X9	5.07	M12	8.96	OK
	X11	5.07	M12	8.96	OK
Y8	X2	7.50	M12	16.33	OK
Y10	X2	7.50	M12	16.33	OK
Y10'	X2	7.50	M12	16.33	OK
	X6	7.50	M12	16.33	OK
	X7	7.50	M12	16.33	OK
	X10	7.50	M12	16.33	OK
Y12	X6	7.50	M12	16.33	OK
	X7	7.50	M12	16.33	OK
	X10	7.50	M12	16.33	OK

アンカーボルトのせん断に対する検定

X方向

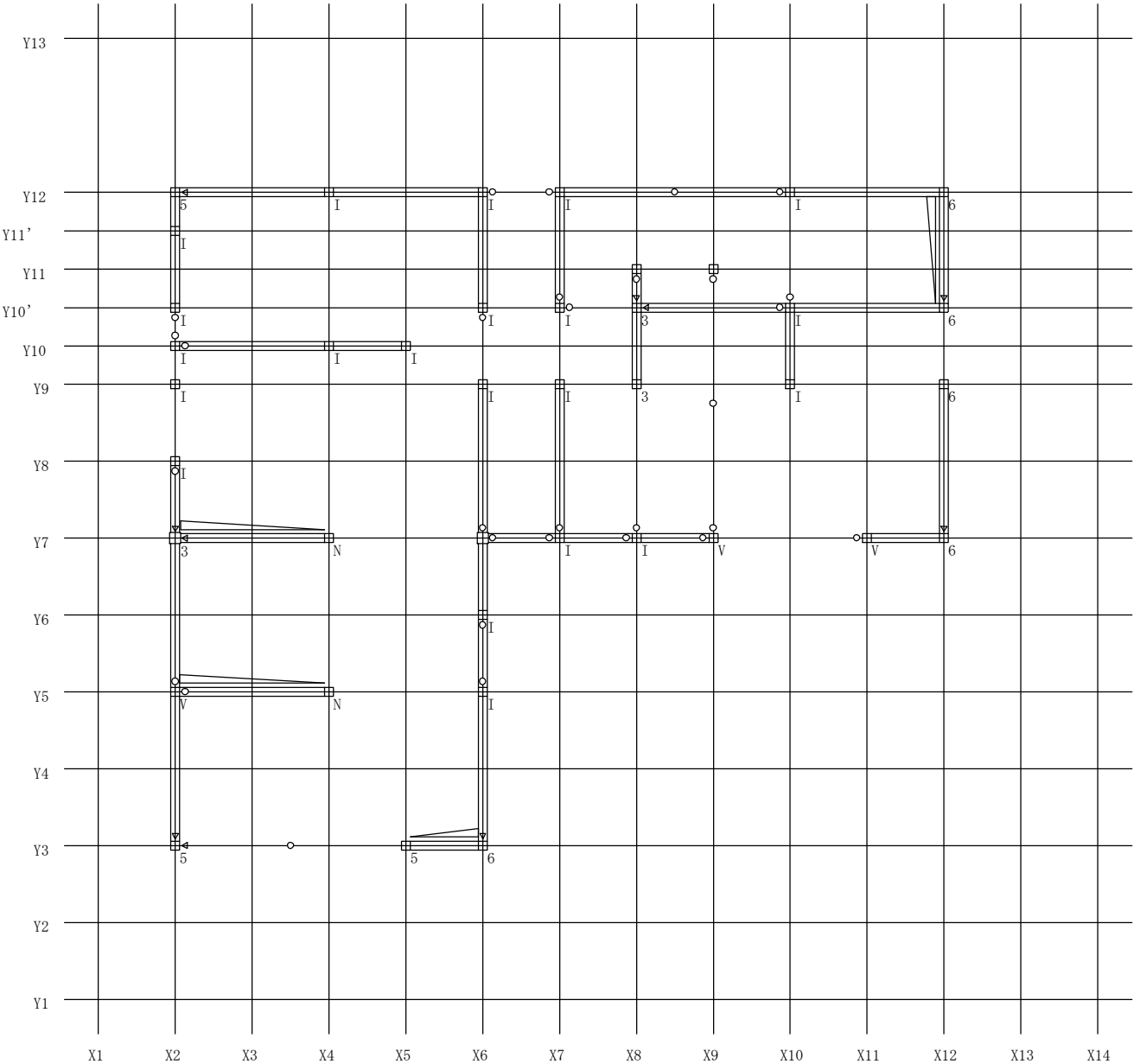
通り	1階鉛直構面の 短期許容せん断耐力 (kN)	アンカーボルト短期許容せん断耐力			検定比	検定	備考
		M12 本数	M16 本数	許容耐力 (kN)			
Y3	4.55	1	1	24.23	0.19	OK	
Y5	9.10	1	0	8.72	1.04	NG	
Y7	18.20	5	1	59.11	0.31	OK	
Y10	6.82	1	0	8.72	0.78	OK	
Y10'	9.10	2	1	32.95	0.28	OK	
Y12	15.02	4	1	50.39	0.30	OK	

Y方向

通り	1階鉛直構面の 短期許容せん断耐力 (kN)	アンカーボルト短期許容せん断耐力			検定比	検定	備考
		M12 本数	M16 本数	許容耐力 (kN)			
X2	12.97	4	2	65.90	0.20	OK	
X6	17.06	4	1	50.39	0.34	OK	
X7	7.96	2	0	17.44	0.46	OK	
X8	4.10	2	1	32.95	0.12	OK	
X10	2.28	1	0	8.72	0.26	OK	
X12	11.38	0	2	31.02	0.37	OK	

※アンカーボルト1本あたりの短期許容せん断耐力 M16:15.51kN、M12:8.72kN

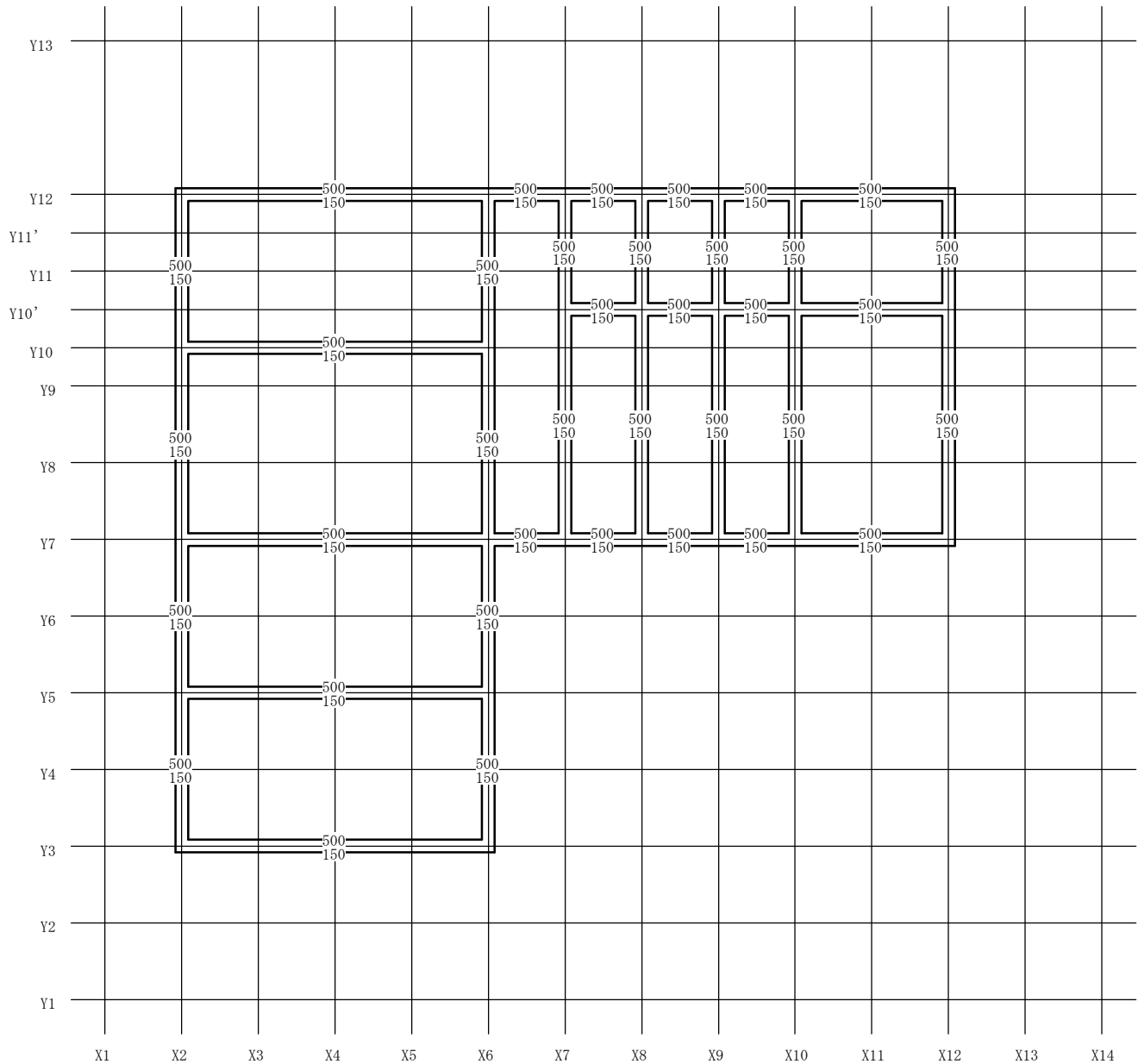
柱脚金物とアンカーボルト位置 ○ : M12アンカーボルト △ : M16アンカーボルト 柱右下 : 接合部記号



3.6 基礎の設計
基礎梁配置図及び条件リスト

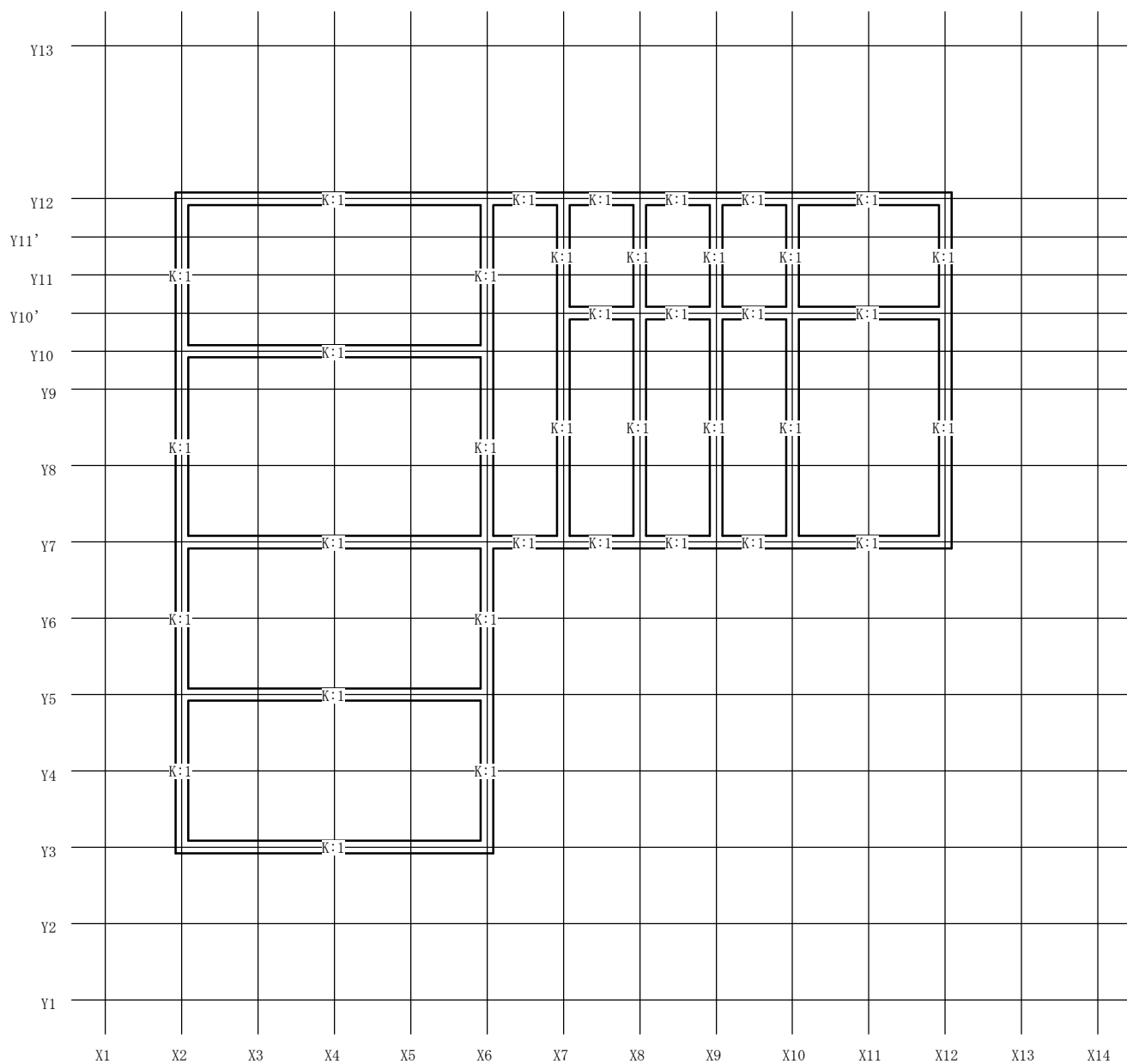
基礎形状

- ・基礎梁位置 上:地盤上の立上がり高さ(mm) 下:立上がり幅(mm)
- ・床位置 底盤厚(mm)

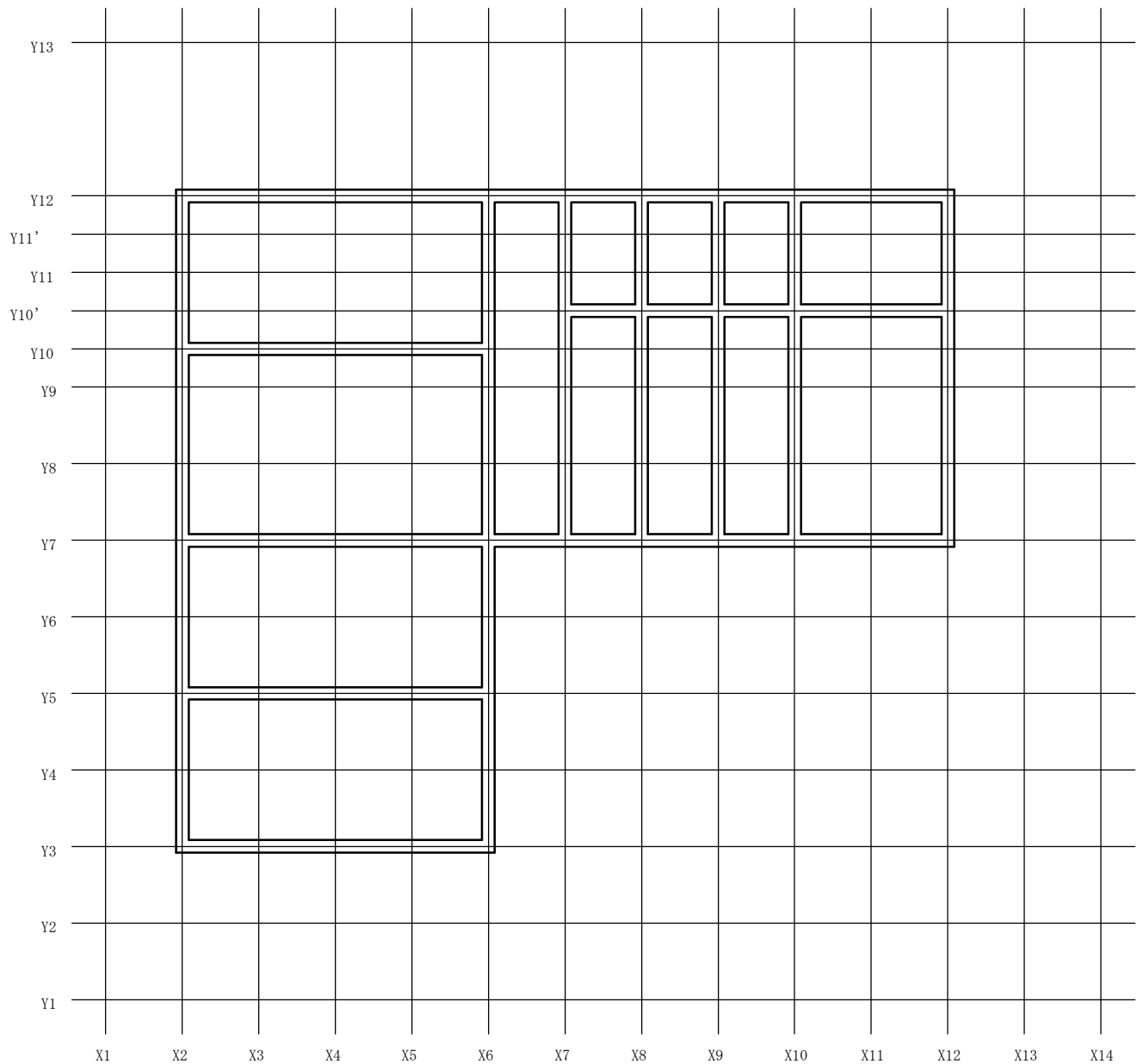


配筋リスト

K:基礎梁配筋リストNo. J:人通路下配筋リストNo. (J:K(基礎梁配筋リストを使用))
T:底盤部分配筋(基礎梁配筋リストNo.) 矢印:配筋方向



人通口 上:開口高さ(mm) 中:開口幅(mm) 下:直交する部材との交点(下・左)からの距離(mm)



■基礎配筋リスト 単位(mm)

No.	主筋										立ち上がり部補強筋					底盤補強筋		
	材質	上端筋 1		上端筋 2		下端筋 1		下端筋 2		重心 位置 dt	材質	径	@	本	フック	材質	径	@
		径	本	径	本	径	本	径	本									
1	SD295A	D13	1			D13	1			70	SD295A	D13	200	1	無	SD295A	D13	200

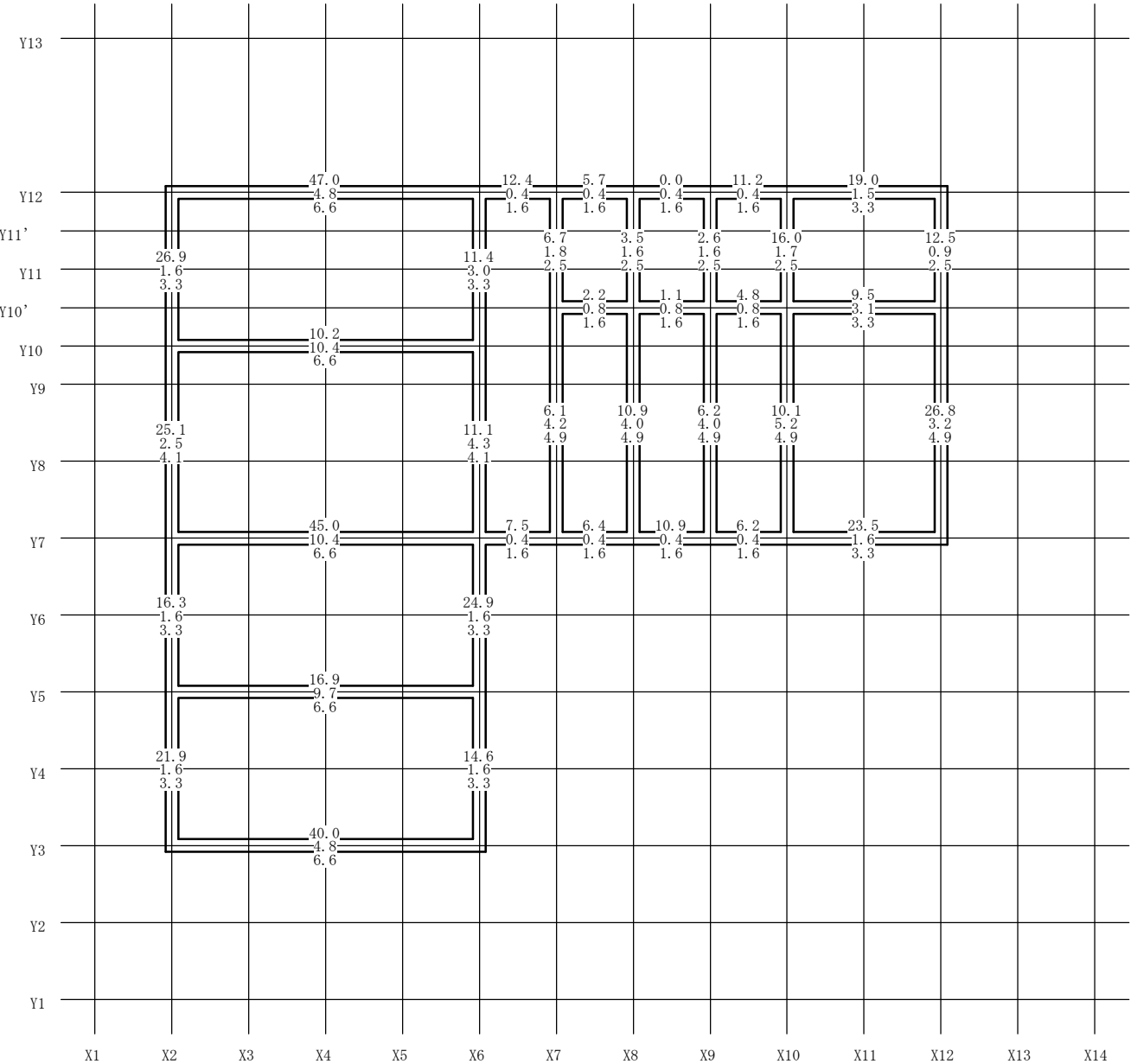
3.6 基礎の設計

3.6.1 基礎反力図

基礎梁負担荷重図(詳細)

上段:柱軸力集計(kN) 中段:当該階床荷重等(kN) 下段:立ち上がり部重量(kN)

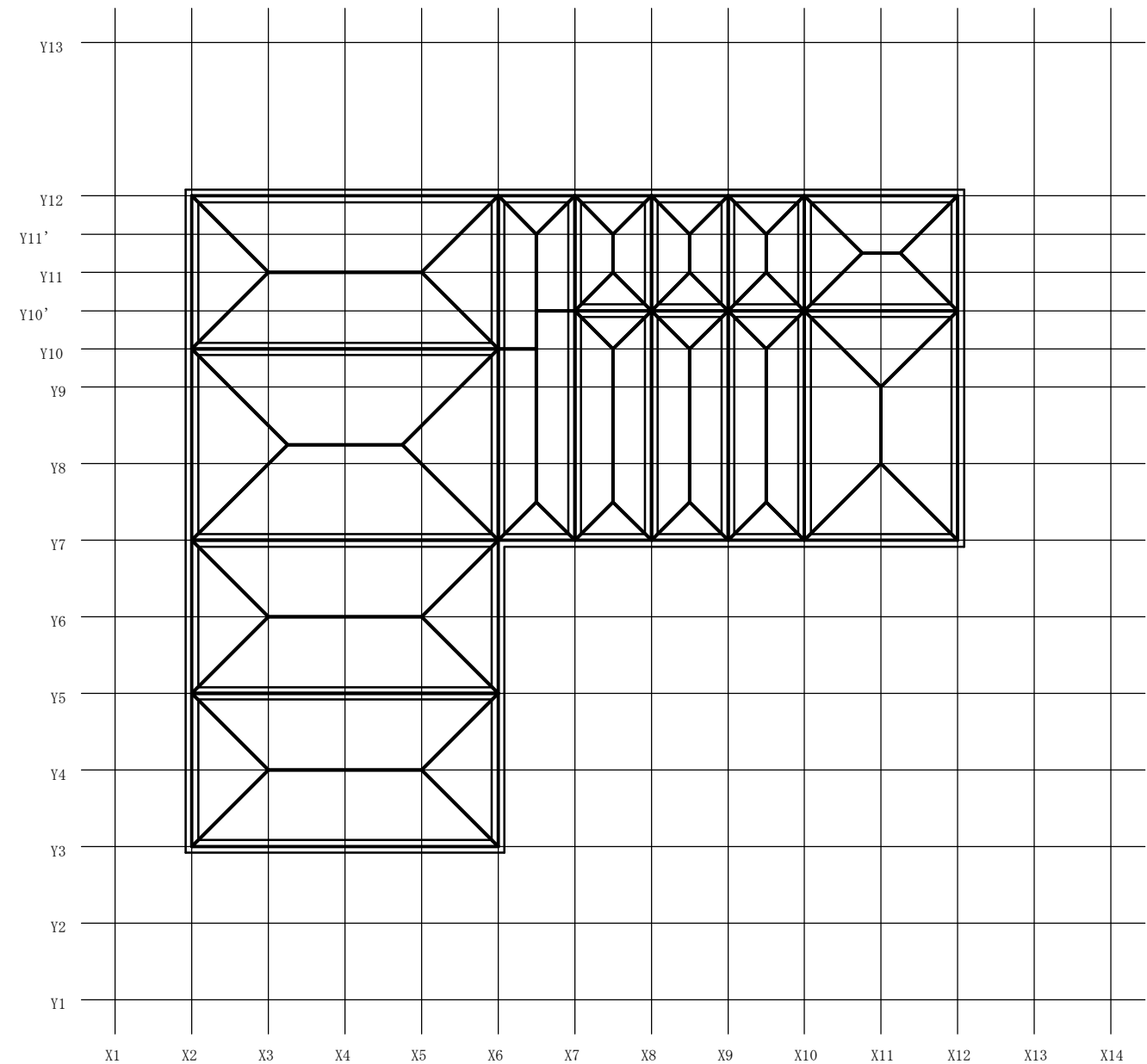
鉛直荷重合計 756.9(kN)



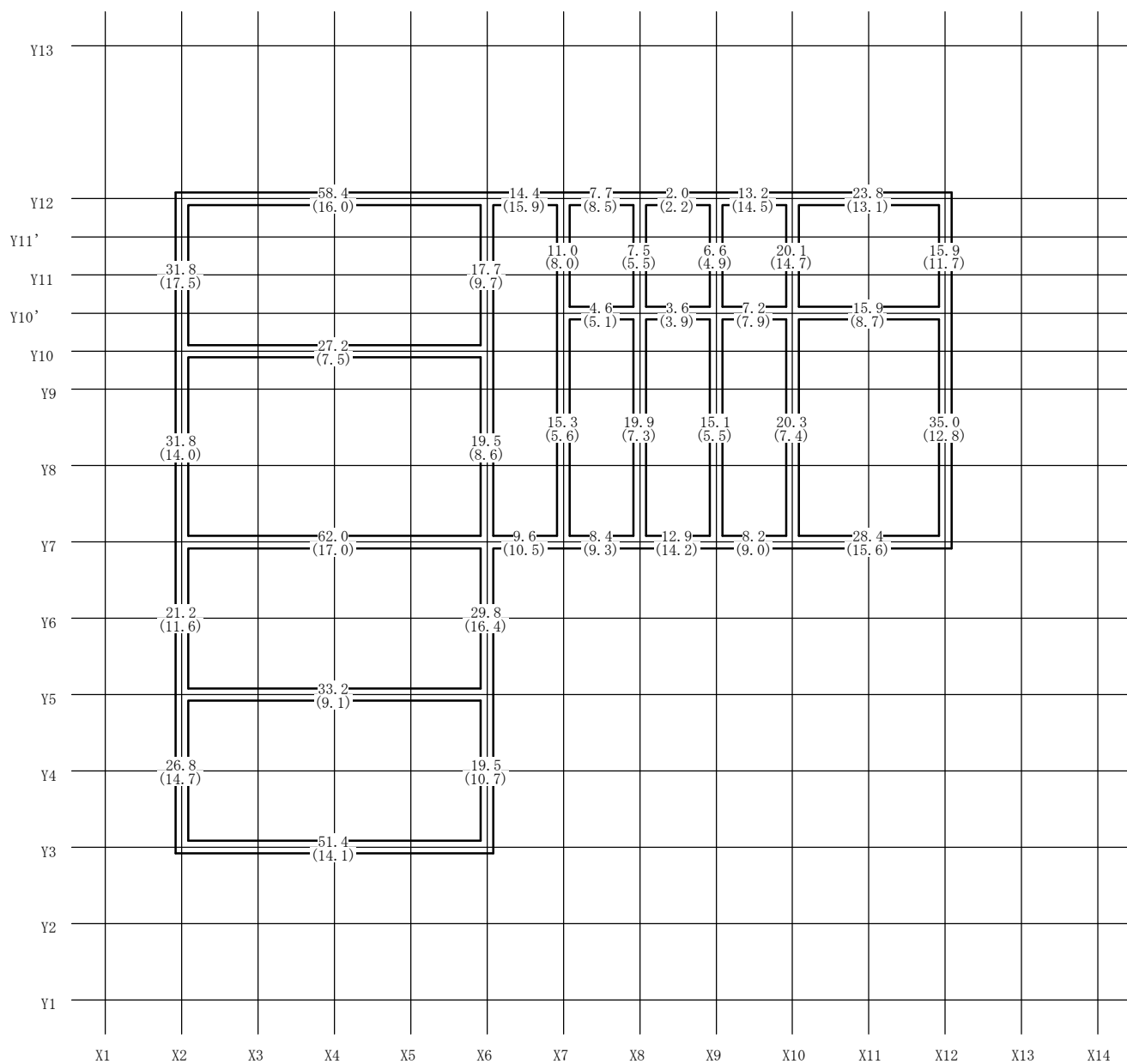
基礎梁負担荷重図(床荷重等)

上段:追加等分布荷重(kN/m) 中段:追加荷重(kN) 下段:床荷重負担幅(m)

1階床 柱・梁・基礎用設計荷重=1.950(kN/m2)



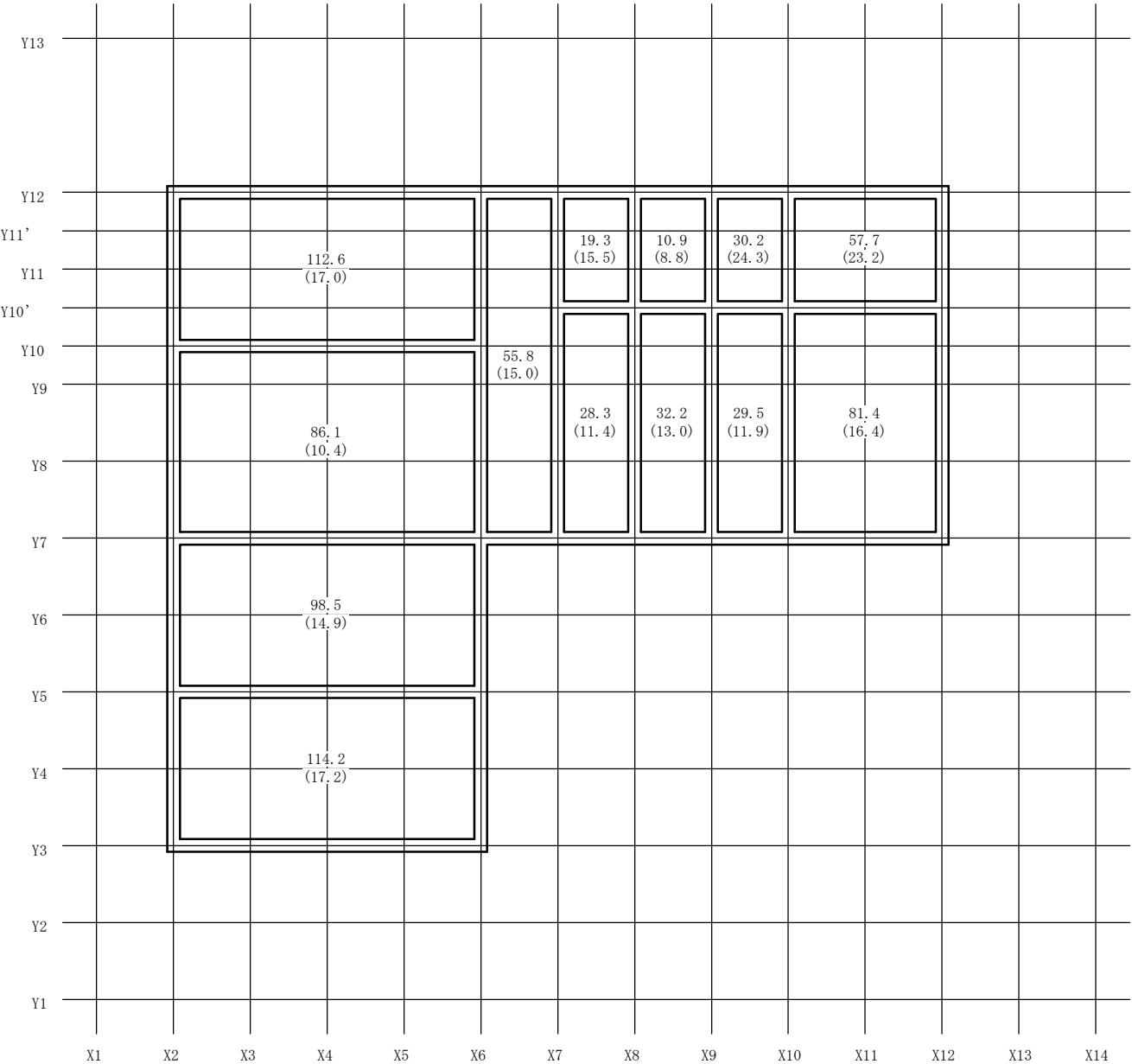
下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)



基礎反力図

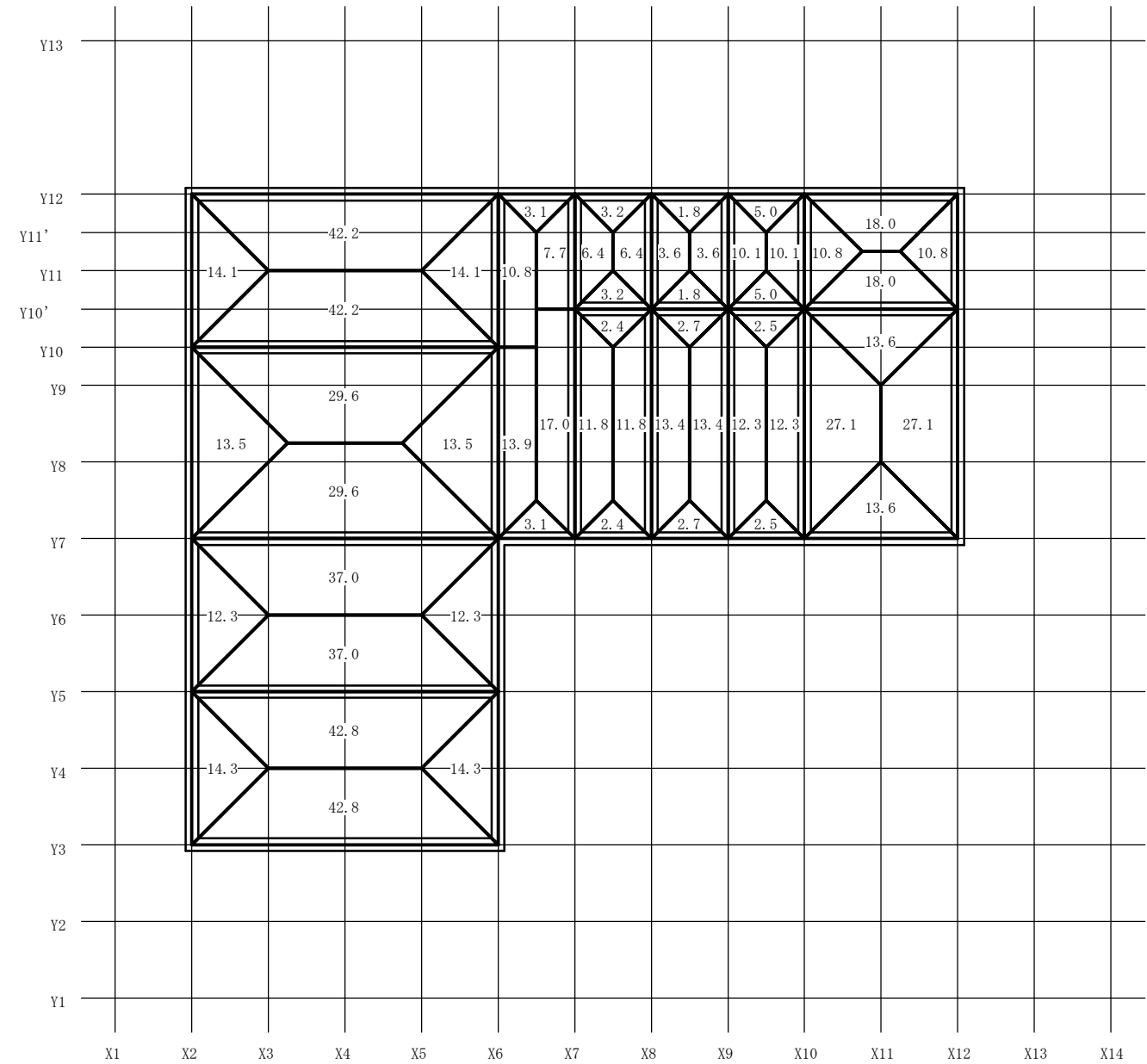
上段:長期基礎反力(kN) 下段:長期接地圧(kN/㎡)

鉛直荷重合計 756.9(kN)



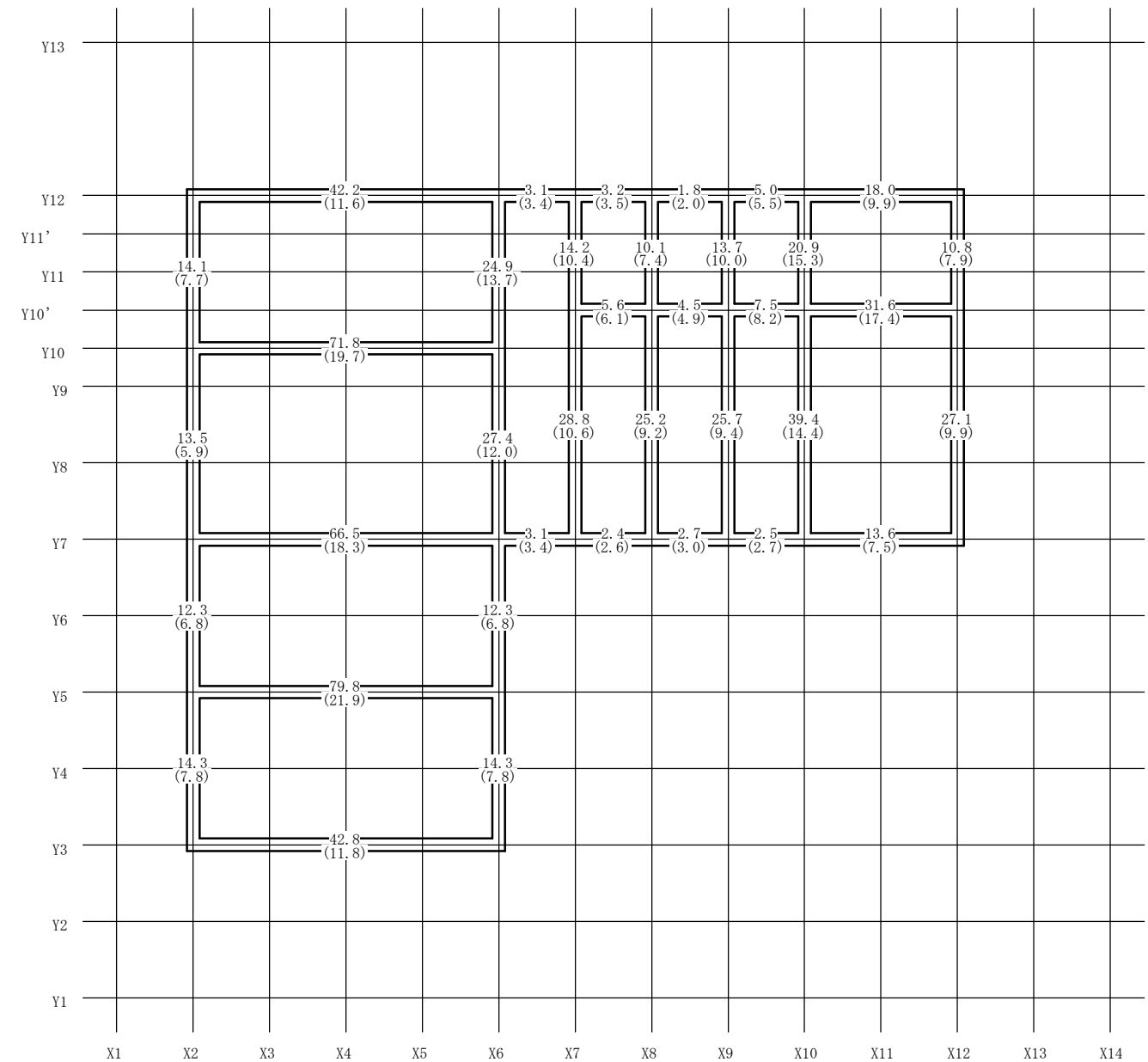
荷重分割図

亀甲分割した負担荷重(kN)



荷重分割図 2

上段:基礎梁が負担する荷重(kN) 下段:単位長さあたりの荷重(kN/m)



■べた基礎の接地圧の検定 (最も接地圧が大きい基礎区画)

●基礎区画 (X9~X10, Y10' ~Y12)

長期許容地耐力 $q_a = 50.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 、底盤厚さ $d = 0.15 \text{ (m)}$ 長期有効地耐力 $= q_a - 24 \times d = 50.0 - 24 \times 0.15 = 46.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ 長期基礎反力 $W = 30.2 \text{ kN}$ 、基礎区画面積 $a = 1.24 \text{ (m}^2\text{)}$ 接地圧 $= W/a = 30.2/1.24 = 24.3 \leq 46.4 \text{ OK}$

■べた基礎の底盤の検定

●基礎区画 (X2~X6, Y3~Y5)

短辺 $L_x = 1.82 \text{ (m)}$ 、長辺 $L_y = 3.64 \text{ (m)}$ 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$ $0.150 > 1.820/30.0 = 0.061 \text{ (m)}$ L_x の1/30超 OK応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 \text{ (mm)}$ 接地圧 $\sigma_e = 17.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 3.64^4 / (1.82^4 + 3.64^4) \times 17.24 = 16.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (3辺ピン端 (L_x 方向固定)) L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8 = 16.23 \times 1.82^2 / 8 = 6.72$ L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8 = 16.23 \times 1.82^2 / 8 = 6.72$ L_y 方向端部 $M_{y1} = 0.00$ L_y 方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 17.24 \times 1.82^2 / 27 = 2.12$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

 L_x, L_y 方向 $at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$ Max端部、中央部 $= at_x \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$ May端部、中央部 $= at_y \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$

・底盤スラブの検定

 L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.8 \leq 1 \text{ OK}$ L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.8 \leq 1 \text{ OK}$ L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.0 \leq 1 \text{ OK}$ L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.2 \leq 1 \text{ OK}$

●基礎区画 (X2~X6, Y5~Y7)

短辺 $L_x = 1.82 \text{ (m)}$ 、長辺 $L_y = 3.64 \text{ (m)}$ 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$ $0.150 > 1.820/30.0 = 0.061 \text{ (m)}$ L_x の1/30超 OK応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 \text{ (mm)}$ 接地圧 $\sigma_e = 14.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 3.64^4 / (1.82^4 + 3.64^4) \times 14.88 = 14.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (2対辺ピン端 (L_x 方向固定)) L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12 = 14.00 \times 1.82^2 / 12 = 3.86$ L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 14.00 \times 1.82^2 / 18 = 2.58$ L_y 方向端部 $M_{y1} = 0.00$ L_y 方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 14.88 \times 1.82^2 / 27 = 1.82$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

 L_x, L_y 方向 $at_x = at_y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$ Max端部、中央部 $= at_x \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$ May端部、中央部 $= at_y \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N}\cdot\text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$

・底盤スラブの検定

 L_x 方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.4 \leq 1 \text{ OK}$ L_x 方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.3 \leq 1 \text{ OK}$ L_y 方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.0 \leq 1 \text{ OK}$ L_y 方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.2 \leq 1 \text{ OK}$

●基礎区画 (X2~X6, Y7~Y10)

短辺 $L_x = 2.28 \text{ (m)}$ 、長辺 $L_y = 3.64 \text{ (m)}$ 長期許容引張応力度 $Lft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$ $0.150 > 2.275/30.0 = 0.076 \text{ (m)}$ L_x の1/30超 OK応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 \text{ (mm)}$ 接地圧 $\sigma_e = 10.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 3.64^4 / (2.28^4 + 3.64^4) \times 10.39 = 9.02 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(1辺ピン端)

 L_x 方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 9.02 \times 2.28^2 / 9 = 5.19$ L_x 方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 9.02 \times 2.28^2 / 18 = 2.59$

Ly方向端部 $M_{y1} = \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 10.39 \times 2.28^2 / 14 = 3.84$
 Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 10.39 \times 2.28^2 / 36 = 1.49$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $a_t = 127.0 (\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $a_t x = a_t y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 (\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $= a_t x \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$
 May端部、中央部 $= a_t y \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.6 \leq 1$ OK
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.3 \leq 1$ OK
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.4 \leq 1$ OK
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.2 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X6~X7, Y7~Y12)

短辺 $L_x = 0.91 (\text{m})$ 、長辺 $L_y = 4.09 (\text{m})$

長期許容引張応力度 $L_{ft} = 195.00 (\text{N} / \text{mm}^2)$

底盤厚さ $d = 150 (\text{mm})$ $0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030 (\text{m})$ Lxの1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 (\text{mm})$

接地圧 $\sigma_e = 14.96 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 4.09^4 / (0.91^4 + 4.09^4) \times 14.96 = 14.92 (\text{kN} / \text{m}^2)$

(2対辺ピン端 (Lx方向固定))

Lx方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12 = 14.92 \times 0.91^2 / 12 = 1.03$

Lx方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 14.92 \times 0.91^2 / 18 = 0.69$

Ly方向端部 $M_{y1} = 0.00$

Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 27 = 14.96 \times 0.91^2 / 27 = 0.46$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $a_t = 127.0 (\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $a_t x = a_t y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 (\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $= a_t x \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$

May端部、中央部 $= a_t y \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.1 \leq 1$ OK
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.1 \leq 1$ OK
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.0 \leq 1$ OK
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.1 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X7~X8, Y7~Y10')

短辺 $L_x = 0.91 (\text{m})$ 、長辺 $L_y = 2.73 (\text{m})$

長期許容引張応力度 $L_{ft} = 195.00 (\text{N} / \text{mm}^2)$

底盤厚さ $d = 150 (\text{mm})$ $0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030 (\text{m})$ Lxの1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 (\text{mm})$

接地圧 $\sigma_e = 11.40 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 2.73^4 / (0.91^4 + 2.73^4) \times 11.40 = 11.26 (\text{kN} / \text{m}^2)$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 11.26 \times 0.91^2 / 9 = 1.04$

Lx方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 11.26 \times 0.91^2 / 18 = 0.52$

Ly方向端部 $M_{y1} = \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 11.40 \times 0.91^2 / 14 = 0.67$

Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 11.40 \times 0.91^2 / 36 = 0.26$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $a_t = 127.0 (\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $a_t x = a_t y = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 (\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $= a_t x \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$

May端部、中央部 $= a_t y \times L_{ft} \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \rightarrow 8.67 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m})$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.1 \leq 1$ OK
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.1 \leq 1$ OK
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.1 \leq 1$ OK
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.0 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X8~X9, Y7~Y10')

短辺 $L_x = 0.91 (\text{m})$ 、長辺 $L_y = 2.73 (\text{m})$

長期許容引張応力度 $L_{ft} = 195.00 (\text{N} / \text{mm}^2)$

底盤厚さ $d = 150 (\text{mm})$ $0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030 (\text{m})$ Lxの1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 (\text{mm})$

接地圧 $\sigma_e = 12.97 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 2.73^4 / (0.91^4 + 2.73^4) \times 12.97 = 12.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 12.81 \times 0.91^2 / 9 = 1.18$

Lx方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 12.81 \times 0.91^2 / 18 = 0.59$

Ly方向端部 $M_{y1} = \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 12.97 \times 0.91^2 / 14 = 0.77$

Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 12.97 \times 0.91^2 / 36 = 0.30$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$

Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.0 \leq 1 \text{ OK}$

●基礎区画 (X9~X10, Y7~Y10')

短辺 $L_x = 0.91 \text{ (m)}$ 、長辺 $L_y = 2.73 \text{ (m)}$

長期許容引張応力度 $Lft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$ $0.150 > 0.910 / 30.0 = 0.030 \text{ (m)}$ L_x の1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 \text{ (mm)}$

接地圧 $\sigma_e = 11.88 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 2.73^4 / (0.91^4 + 2.73^4) \times 11.88 = 11.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9 = 11.73 \times 0.91^2 / 9 = 1.08$

Lx方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 11.73 \times 0.91^2 / 18 = 0.54$

Ly方向端部 $M_{y1} = \sigma_e \times L_x^2 / 14 = 11.88 \times 0.91^2 / 14 = 0.70$

Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 11.88 \times 0.91^2 / 36 = 0.27$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$

Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.1 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.0 \leq 1 \text{ OK}$

●基礎区画 (X10~X12, Y7~Y10')

短辺 $L_x = 1.82 \text{ (m)}$ 、長辺 $L_y = 2.73 \text{ (m)}$

長期許容引張応力度 $Lft = 195.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底盤厚さ $d = 150 \text{ (mm)}$ $0.150 > 1.820 / 30.0 = 0.061 \text{ (m)}$ L_x の1/30超 OK

応力中心距離 $j = (150 - 70) \times 7/8 = 70.00 \text{ (mm)}$

接地圧 $\sigma_e = 16.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)) \cdot \sigma_e = 2.73^4 / (1.82^4 + 2.73^4) \times 16.39 = 13.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

(2隣辺ピン端)

Lx方向端部 $M_{x1} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8 = 13.69 \times 1.82^2 / 8 = 5.67$

Lx方向中央部 $M_{x2} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18 = 13.69 \times 1.82^2 / 18 = 2.52$

Ly方向端部 $M_{y1} = \sigma_e \times L_x^2 / 12 = 16.39 \times 1.82^2 / 12 = 4.52$

Ly方向中央部 $M_{y2} = \sigma_e \times L_x^2 / 36 = 16.39 \times 1.82^2 / 36 = 1.51$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx = aty = 127.0 \times 1000 / 200 = 635.00 \text{ (mm}^2\text{)}$

Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \rightarrow 8.67 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

- ・底盤スラブの検定
Lx方向端部: $M_{x1} / \text{Max端部} = 0.7 \leq 1 \text{ OK}$
Lx方向中央部: $M_{x2} / \text{Max中央部} = 0.3 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向端部: $M_{y1} / \text{May端部} = 0.5 \leq 1 \text{ OK}$
Ly方向中央部: $M_{y2} / \text{May中央部} = 0.2 \leq 1 \text{ OK}$

●基礎区画 (X2~X6, Y10~Y12)

短辺 $L_x=1.82(\text{m})$ 、長辺 $L_y=3.64(\text{m})$
 長期許容引張応力度 $Lft=195.00(\text{N/mm}^2)$
 底盤厚さ $d=150(\text{mm})$ $0.150 > 1.820/30.0=0.061(\text{m})$ L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j=(150-70) \times 7/8=70.00(\text{mm})$
 接地圧 $\sigma_e=17.00(\text{kN/m}^2)$
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex}=(L_y^4/(L_x^4+L_y^4)) \cdot \sigma_e=3.64^4/(1.82^4+3.64^4) \times 17.00=16.00(\text{kN/m}^2)$

(2隣辺ピン端)

L_x 方向端部 $Mx1=\sigma_{ex} \times L_x^2/8=16.00 \times 1.82^2/8=6.63$
 L_x 方向中央部 $Mx2=\sigma_{ex} \times L_x^2/18=16.00 \times 1.82^2/18=2.94$
 L_y 方向端部 $My1=\sigma_e \times L_x^2/12=17.00 \times 1.82^2/12=4.69$
 L_y 方向中央部 $My2=\sigma_e \times L_x^2/36=17.00 \times 1.82^2/36=1.56$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at=127.0(\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $atx=aty=127.0 \times 1000/200=635.00(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $=atx \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 May端部、中央部 $=aty \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

- ・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $Mx1/\text{Max端部}=0.8 \leq 1$ OK
 L_x 方向中央部: $Mx2/\text{Max中央部}=0.3 \leq 1$ OK
 L_y 方向端部: $My1/\text{May端部}=0.5 \leq 1$ OK
 L_y 方向中央部: $My2/\text{May中央部}=0.2 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X7~X8, Y10' ~Y12)

短辺 $L_x=0.91(\text{m})$ 、長辺 $L_y=1.37(\text{m})$
 長期許容引張応力度 $Lft=195.00(\text{N/mm}^2)$
 底盤厚さ $d=150(\text{mm})$ $0.150 > 0.910/30.0=0.030(\text{m})$ L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j=(150-70) \times 7/8=70.00(\text{mm})$
 接地圧 $\sigma_e=15.51(\text{kN/m}^2)$
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex}=(L_y^4/(L_x^4+L_y^4)) \cdot \sigma_e=1.37^4/(0.91^4+1.37^4) \times 15.51=12.95(\text{kN/m}^2)$

(1辺ピン端)

L_x 方向端部 $Mx1=\sigma_{ex} \times L_x^2/9=12.95 \times 0.91^2/9=1.19$
 L_x 方向中央部 $Mx2=\sigma_{ex} \times L_x^2/18=12.95 \times 0.91^2/18=0.60$
 L_y 方向端部 $My1=\sigma_e \times L_x^2/14=15.51 \times 0.91^2/14=0.92$
 L_y 方向中央部 $My2=\sigma_e \times L_x^2/36=15.51 \times 0.91^2/36=0.36$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at=127.0(\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $atx=aty=127.0 \times 1000/200=635.00(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $=atx \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 May端部、中央部 $=aty \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

- ・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $Mx1/\text{Max端部}=0.1 \leq 1$ OK
 L_x 方向中央部: $Mx2/\text{Max中央部}=0.1 \leq 1$ OK
 L_y 方向端部: $My1/\text{May端部}=0.1 \leq 1$ OK
 L_y 方向中央部: $My2/\text{May中央部}=0.0 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X8~X9, Y10' ~Y12)

短辺 $L_x=0.91(\text{m})$ 、長辺 $L_y=1.37(\text{m})$
 長期許容引張応力度 $Lft=195.00(\text{N/mm}^2)$
 底盤厚さ $d=150(\text{mm})$ $0.150 > 0.910/30.0=0.030(\text{m})$ L_x の1/30超 OK
 応力中心距離 $j=(150-70) \times 7/8=70.00(\text{mm})$
 接地圧 $\sigma_e=8.78(\text{kN/m}^2)$
 L_x 方向用接地圧 $\sigma_{ex}=(L_y^4/(L_x^4+L_y^4)) \cdot \sigma_e=1.37^4/(0.91^4+1.37^4) \times 8.78=7.34(\text{kN/m}^2)$

(1辺ピン端)

L_x 方向端部 $Mx1=\sigma_{ex} \times L_x^2/9=7.34 \times 0.91^2/9=0.67$
 L_x 方向中央部 $Mx2=\sigma_{ex} \times L_x^2/18=7.34 \times 0.91^2/18=0.34$
 L_y 方向端部 $My1=\sigma_e \times L_x^2/14=8.78 \times 0.91^2/14=0.52$
 L_y 方向中央部 $My2=\sigma_e \times L_x^2/36=8.78 \times 0.91^2/36=0.20$

- ・長期許容曲げモーメント
SD295A D13@200、シングル、 $at=127.0(\text{mm}^2)$

鉄筋断面積

L_x, L_y 方向 $atx=aty=127.0 \times 1000/200=635.00(\text{mm}^2)$

Max端部、中央部 $=atx \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$
 May端部、中央部 $=aty \times Lft \times j=635.00 \times 195.00 \times 70.00=8667750(\text{N} \cdot \text{mm/m}) \rightarrow 8.67(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

- ・底盤スラブの検定

L_x 方向端部: $Mx1/\text{Max端部}=0.1 \leq 1$ OK

Lx方向中央部 : $Mx2/Max中央部 = 0.0 \leq 1$ OK
 Ly方向端部 : $My1/Max端部 = 0.1 \leq 1$ OK
 Ly方向中央部 : $My2/Max中央部 = 0.0 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X9~X10, Y10' ~Y12)

短辺 $Lx=0.91(m)$ 、長辺 $Ly=1.37(m)$

長期許容引張応力度 $Lft=195.00(N/mm^2)$

底盤厚さ $d=150(mm)$ $0.150 > 0.910/30.0 = 0.030(m)$ Lx の1/30超 OK

応力中心距離 $j=(150-70) \times 7/8 = 70.00(mm)$

接地圧 $\sigma_e = 24.33(kN/m^2)$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4)) \cdot \sigma_e = 1.37^4 / (0.91^4 + 1.37^4) \times 24.33 = 20.32(kN/m^2)$

(1辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = \sigma_{ex} \times Lx^2 / 9 = 20.32 \times 0.91^2 / 9 = 1.87$

Lx方向中央部 $Mx2 = \sigma_{ex} \times Lx^2 / 18 = 20.32 \times 0.91^2 / 18 = 0.93$

Ly方向端部 $My1 = \sigma_e \times Lx^2 / 14 = 24.33 \times 0.91^2 / 14 = 1.44$

Ly方向中央部 $My2 = \sigma_e \times Lx^2 / 36 = 24.33 \times 0.91^2 / 36 = 0.56$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、 $at=127.0(mm^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx=aty=127.0 \times 1000 / 200 = 635.00(mm^2)$

Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750(N \cdot mm/m) \rightarrow 8.67(kN \cdot m/m)$

May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750(N \cdot mm/m) \rightarrow 8.67(kN \cdot m/m)$

・底盤スラブの検定

Lx方向端部 : $Mx1/Max端部 = 0.2 \leq 1$ OK

Lx方向中央部 : $Mx2/Max中央部 = 0.1 \leq 1$ OK

Ly方向端部 : $My1/Max端部 = 0.2 \leq 1$ OK

Ly方向中央部 : $My2/Max中央部 = 0.1 \leq 1$ OK

●基礎区画 (X10~X12, Y10' ~Y12)

短辺 $Lx=1.37(m)$ 、長辺 $Ly=1.82(m)$

長期許容引張応力度 $Lft=195.00(N/mm^2)$

底盤厚さ $d=150(mm)$ $0.150 > 1.365/30.0 = 0.046(m)$ Lx の1/30超 OK

応力中心距離 $j=(150-70) \times 7/8 = 70.00(mm)$

接地圧 $\sigma_e = 23.23(kN/m^2)$

Lx方向用接地圧 $\sigma_{ex} = (Ly^4 / (Lx^4 + Ly^4)) \cdot \sigma_e = 1.82^4 / (1.37^4 + 1.82^4) \times 23.23 = 17.65(kN/m^2)$

(2隣辺ピン端)

Lx方向端部 $Mx1 = \sigma_{ex} \times Lx^2 / 8 = 17.65 \times 1.37^2 / 8 = 4.11$

Lx方向中央部 $Mx2 = \sigma_{ex} \times Lx^2 / 18 = 17.65 \times 1.37^2 / 18 = 1.83$

Ly方向端部 $My1 = \sigma_e \times Lx^2 / 12 = 23.23 \times 1.37^2 / 12 = 3.61$

Ly方向中央部 $My2 = \sigma_e \times Lx^2 / 36 = 23.23 \times 1.37^2 / 36 = 1.20$

・長期許容曲げモーメント

SD295A D13@200、シングル、 $at=127.0(mm^2)$

鉄筋断面積

Lx, Ly方向 $atx=aty=127.0 \times 1000 / 200 = 635.00(mm^2)$

Max端部、中央部 $= atx \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750(N \cdot mm/m) \rightarrow 8.67(kN \cdot m/m)$

May端部、中央部 $= aty \times Lft \times j = 635.00 \times 195.00 \times 70.00 = 8667750(N \cdot mm/m) \rightarrow 8.67(kN \cdot m/m)$

・底盤スラブの検定

Lx方向端部 : $Mx1/Max端部 = 0.5 \leq 1$ OK

Lx方向中央部 : $Mx2/Max中央部 = 0.2 \leq 1$ OK

Ly方向端部 : $My1/Max端部 = 0.4 \leq 1$ OK

Ly方向中央部 : $My2/Max中央部 = 0.1 \leq 1$ OK

■基礎梁の検定 (X方向正加力・Y方向正加力時)

●Y3通り (X2～X6)

《 長 期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

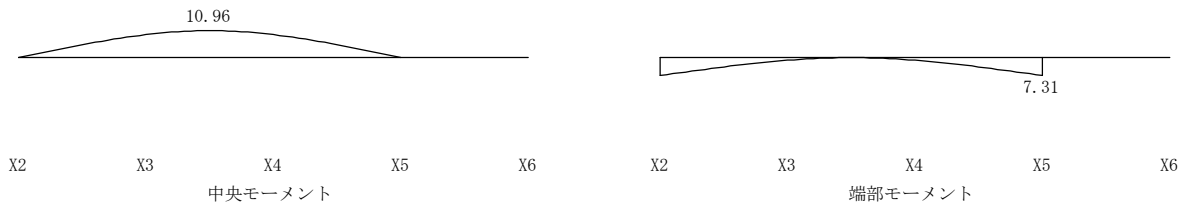
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重：w=11.77(kN/m)、長さ l=2.73(m) (X2～X5)

長期許容モーメント：lMa_上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
 : lMa_下=lMa_上

長期モーメント(kN・m)：



$$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 11.77 \times 2.73^2 / 8.0 = 10.96$$

$$lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 11.77 \times 2.73^2 / 12.0 = 7.31$$

検定比：

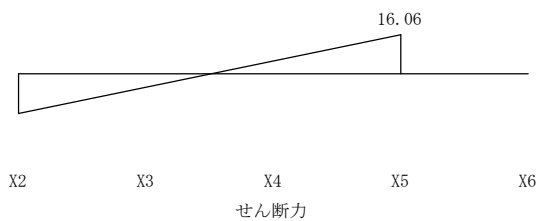
$$lM_{上} / lMa_{上} = 10.96 / 22.32 = 0.49 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 7.31 / 22.32 = 0.33 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力：lQa=b・j・lFs=150×901×0.60=81.11(kN)

長期せん断力(kN・m)：



$$lQ = w l / 2.0 = 16.06$$

検定比：

$$lQ / lQa = 16.06 / 81.11 = 0.20 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

・主筋

SD295A

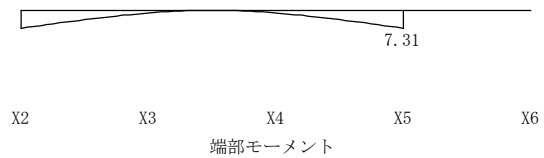
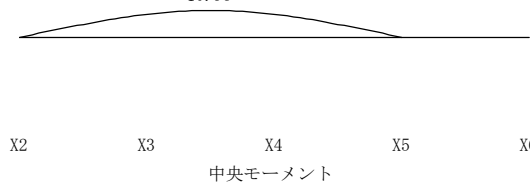
D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

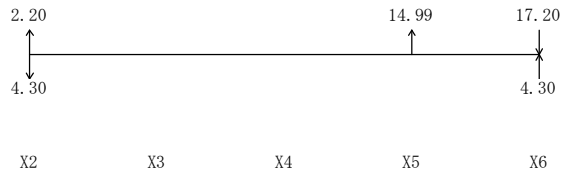
等分布荷重：w=11.77(kN/m)、長さ l=2.73(m) (X2～X5)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X2～X5)



$$\begin{aligned} \text{端部} : w_l^2 / 12 &= 11.77 \times 2.73^2 / 12 = 7.31 \\ \text{中央} : w_l^2 / 8 &= 11.77 \times 2.73^2 / 8 = 10.96 \end{aligned}$$

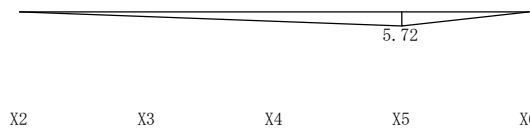
水平時脚部軸力(kN) :



$$\begin{aligned} X2 : 2.20 \\ X5 : 14.99 \\ X6 : -17.20 \end{aligned}$$

水平力時支点反力(kN) :
 $15.65 / 3.64 = 4.30$

水平力時モーメント(kN・m) :



$$X5 : 5.72$$

短期許容モーメント :
 $sMa_{\text{上}} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{\text{下}} = sMa_{\text{上}}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

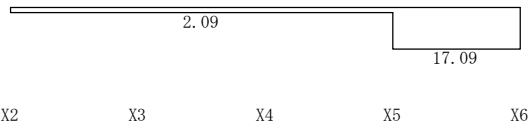
$$\begin{aligned} sM_{\text{上}} &= 5.72 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ sM_{\text{下}} &= sM_{\text{max}} + 1M = 5.72 + 7.31 = 13.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

検定比 :
 $sM_{\text{上}} / sMa_{\text{上}} = 5.72 / 33.77 = 0.17 \leq 1.0$ OK
 $sM_{\text{下}} / sMa_{\text{下}} = 13.03 / 33.77 = 0.39 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
等分布荷重 : $w = 11.77 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 2.730 \text{ (m)}$ (X2~X5)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X2~X5)
 $w_l / 2 = 11.77 \times 2.73 / 2 = 16.06 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X2～X5 : 2.09
X5～X6 : 17.09

短期許容せん断耐力 : $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 17.09 + 16.06 = 33.15 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 33.15 / 121.67 = 0.27 \leq 1.0$ OK

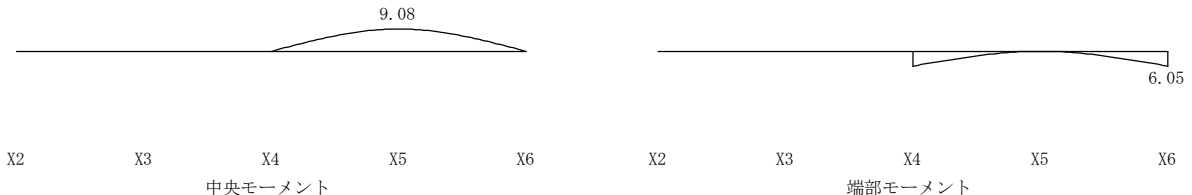
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●Y5通り (X2～X6)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 $D13 \quad a_t = 127 \text{ (mm)}$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}, 1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}, sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}, 1F_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 21.92 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.82 \text{ (m)}$ (X4～X6)
 長期許容モーメント : $1Ma_{上} = a_t \cdot 1F_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 : $1Ma_{下} = 1Ma_{上}$

長期モーメント (kN・m) :



$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 21.92 \times 1.82^2 / 8.0 = 9.08$$

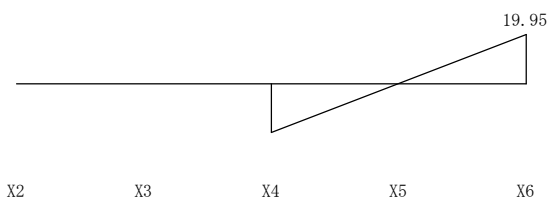
$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 21.92 \times 1.82^2 / 12.0 = 6.05$$

検定比 :
 $1M_{上} / 1Ma_{上} = 9.08 / 22.32 = 0.41 \leq 1.0$ OK
 $1M_{下} / 1Ma_{下} = 6.05 / 22.32 = 0.27 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : $1Q_a = b \cdot j \cdot 1F_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



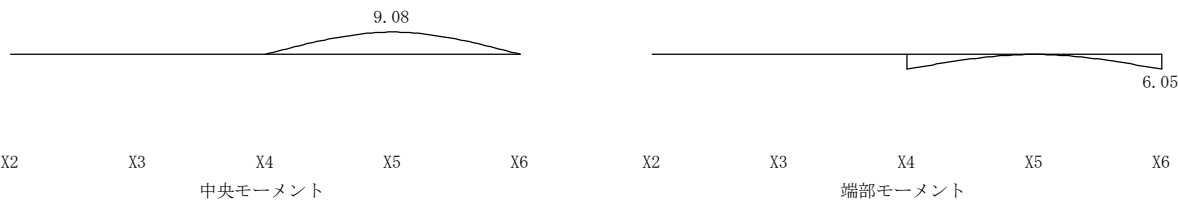
$$1Q = w l / 2.0 = 19.95$$

検定比 :
 $1Q / 1Q_a = 19.95 / 81.11 = 0.25 \leq 1.0$ OK

《 短期 》

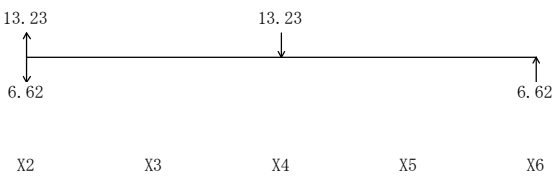
・主筋
SD295A
D13 at=127(mm)
Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=21.92(kN/m)、長さ l=1.82(m) (X4～X6)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X4～X6)



端部： $wl^2/12=21.92 \times 1.82^2/12=6.05$
中央： $wl^2/8=21.92 \times 1.82^2/8=9.08$

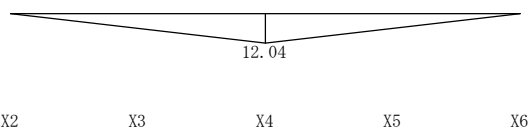
水平時脚部軸力(kN)：



X2：13.23
X4：-13.23
X6：0.00

水平力時支点反力(kN)：
 $24.08/3.64=6.62$

水平力時モーメント(kN・m)：



X4：12.04

短期許容モーメント：
 $sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下}=sMa_{上}$

短期最大モーメント：
sMmax：最大モーメント、1M：鉛直荷重時端部モーメント

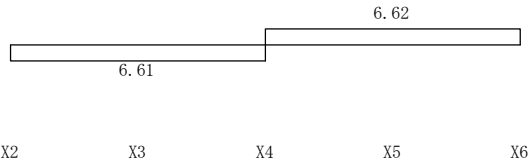
$sM_{上}=12.04 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下}=sM_{max}+1M=12.04+6.05=18.09 \text{ (kN・m)}$

検定比：
 $sM_{上}/sMa_{上}=12.04/33.77=0.36 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下}/sMa_{下}=18.09/33.77=0.54 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
 $Fc=18\text{N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90(\text{N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$
等分布荷重： $w=21.92(\text{kN/m})$ 、長さ $l=1.820(\text{m})$ (X4~X6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X4~X6)
 $wl/2=21.92\times 1.82/2=19.95(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN)：



X2~X4 : 6.61
X4~X6 : -6.62

短期許容せん断耐力： $sQa=b\cdot j\cdot sFs=150\times 901\times 0.90=121.67(\text{kN})$
短期最大せん断力： $sQ=6.62+19.95=26.56(\text{kN})$
検定比： $sQ/sQa=26.56/121.67=0.22\leq 1.0$ OK

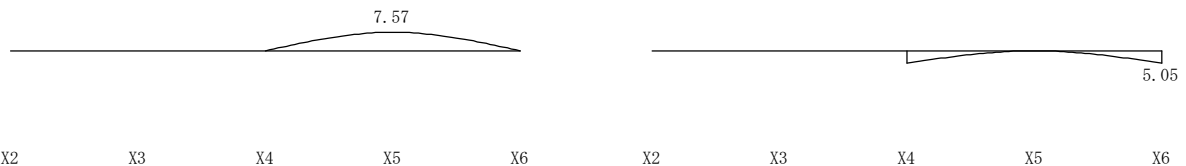
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比： $127.0/(150\times 200)=0.42\%\geq 0.2\%$ OK

●Y7通り (X2~X6)

《 長期 》

- 主筋
SD295A
D13 $at=127(\text{mm}^2)$
 $Ft=295(\text{N/mm}^2)$ 、 $lFt=195(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
コンクリート： $Fc=18(\text{N/mm}^2)$ 、 $lFs=0.60(\text{N/mm}^2)$
底盤幅： $B=0(\text{mm})$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$
等分布荷重： $w=18.28(\text{kN/m})$ 、長さ $l=1.82(\text{m})$ (X4~X6)
長期許容モーメント： $lMa_{上}=at\cdot lFt\cdot j=127\times 195\times 901=22.32(\text{kN}\cdot\text{m})$
： $lMa_{下}=lMa_{上}$

長期モーメント(kN・m)：

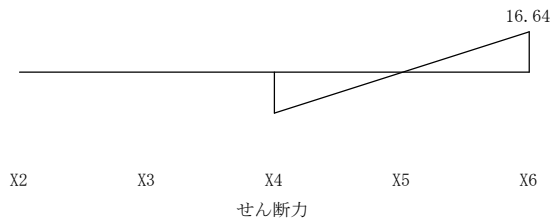


中央モーメント
 $lM_{上}=wl^2/8.0=18.28\times 1.82^2/8.0=7.57$
 $lM_{下}=wl^2/12.0=18.28\times 1.82^2/12.0=5.05$

検定比：
 $lM_{上}/lMa_{上}=7.57/22.32=0.34\leq 1.0$ OK
 $lM_{下}/lMa_{下}=5.05/22.32=0.23\leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力： $lQa=b\cdot j\cdot lFs=150\times 901\times 0.60=81.11(\text{kN})$

長期せん断力(kN・m)：



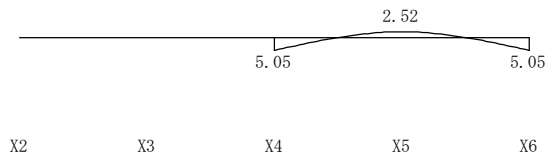
$1Q = w_1 / 2.0 = 16.64$

検定比：
 $1Q / 1Q_a = 16.64 / 81.11 = 0.21 \leq 1.0$ OK

《 短期 》

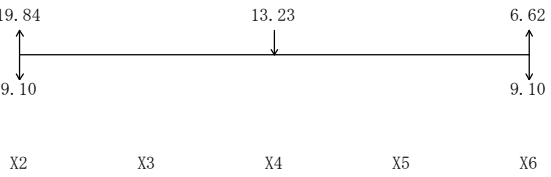
・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=18.28(kN/m)、長さ l=1.82(m) (X4～X6)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X4～X6)



端部： $w_1^2 / 12 = 18.28 \times 1.82^2 / 12 = 5.05$
中央： $w_1^2 / 24 = 18.28 \times 1.82^2 / 24 = 2.52$

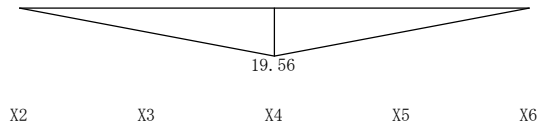
水平時脚部軸力(kN)：



X2 : 19.84
X4 : -13.23
X6 : 6.62

水平力時支点反力(kN)：
 $33.11 / 3.64 = 9.10$

水平力時モーメント(kN・m)：



X4 : 19.56

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、 1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 19.56 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 19.56 + 5.05 = 24.61 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 19.56 / 33.77 = 0.58 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 24.61 / 33.77 = 0.73 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm2)、sFt=295(N/mm2)

Fc=18N/mm2、sFs=0.90(N/mm2)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

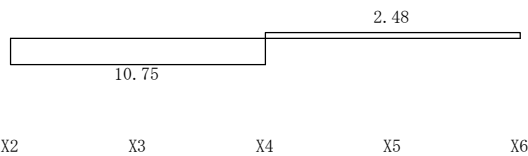
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重 : w=18.28(kN/m)、長さ l=1.820(m) (X4~X6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X4~X6)

$$wl/2 = 18.28 \times 1.82 / 2 = 16.64 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



$$X2 \sim X4 : 10.75$$

$$X4 \sim X6 : -2.48$$

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 10.75 + 16.64 = 27.39 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 27.39 / 121.67 = 0.23 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y7通り (X6~X7)

《 短 期 》

・主筋

SD295A

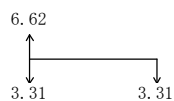
D13 at=127(mm2)

Ft=295(N/mm2)、lFt=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN) :



$$X6 : 6.62$$

$$X7 : 0.00$$

水平力時支点反力(kN) :

$$3.01/0.91=3.31$$

水平力時モーメント(kN・m) :

X6

X7

短期許容モーメント :

$$sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下}=sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上}/sMa_{上}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下}/sMa_{下}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

$$\text{SD295A D13@200 } at=127.0 \text{ (mm}^2\text{)}, sFt=295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Fc=18 \text{ N/mm}^2, sFs=0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{基礎梁: 幅 } b=150 \text{ (mm)}, \text{せい } d=1100 \text{ (mm)}, \text{主筋重心位置 } dt=70 \text{ (mm)}$$

$$\text{応力中心距離 } j=(d-dt) \times 7/8=901 \text{ (mm)}$$

水平力時せん断力(kN) :

$$3.31$$

X6

X7

X6~X7 : 3.31

$$\text{短期許容せん断耐力: } sQa=b \cdot j \cdot sFs=150 \times 901 \times 0.90=121.67 \text{ (kN)}$$

$$\text{短期最大せん断力: } sQ=3.31 \text{ (kN)}$$

$$\text{検定比: } sQ/sQa=3.31/121.67=0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比: } 127.0/(150 \times 200)=0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

●Y7通り (X7~X8)

《 短 期 》

・主筋

SD295A

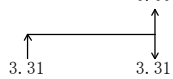
$$\text{D13 } at=127 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$Ft=295 \text{ (N/mm}^2\text{)}, 1Ft=195 \text{ (N/mm}^2\text{)}, sFt=295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{底盤幅: } B=0 \text{ (mm)}$$

$$\text{基礎梁: せい } d=1100 \text{ (mm)}, \text{主筋重心位置 } dt=70 \text{ (mm)}, \text{応力中心距離 } j=(d-dt) \times 7/8=901 \text{ (mm)}$$

水平時脚部軸力(kN) :



X7

X8

X7 : 0.00

X8 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $3.01 / 0.91 = 3.31$

水平力時モーメント(kN・m) :

X7

X8

短期許容モーメント :

$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

$sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :

$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm2)、sFt=295(N/mm2)

Fc=18N/mm2、sFs=0.90(N/mm2)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN) :

3.31

X7

X8

X7~X8 : 3.31

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 3.31 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 3.31 / 121.67 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y7通り (X8~X9)

《 短期 》

・主筋

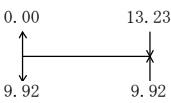
SD295A

D13 at=127(mm2)

Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

底盤幅 : $B=0$ (mm)
基礎梁 : せい $d=1100$ (mm)、主筋重心位置 $dt=70$ (mm)、応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901$ (mm)

水平時脚部軸力 (kN) :

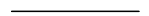


X8 X9

X8 : 0.00
X9 : -13.23

水平力時支点反力 (kN) :
 $9.03 / 0.91 = 9.92$

水平力時モーメント (kN・m) :



X8 X9

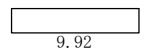
短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77$ (kN・m)
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00$ (kN・m)
 $sM_{下} = 0.00$ (kN・m)

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋 (フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0$ (mm²)、 $sFt=295$ (N/mm²)
 $Fc=18$ N/mm²、 $sFs=0.90$ (N/mm²)
基礎梁 : 幅 $b=150$ (mm)、せい $d=1100$ (mm)、主筋重心位置 $dt=70$ (mm)
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901$ (mm)

水平力時せん断力 (kN) :



X8 X9

X8～X9 : 9.92

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67$ (kN)
短期最大せん断力 : $sQ = 9.92$ (kN)
検定比 : $sQ / sQa = 9.92 / 121.67 = 0.08 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●Y7通り (X9～X10)

《 長 期 》

・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=2.70(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X9～X10)

長期許容モーメント：lMa上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
：lMa下=lMa上

長期モーメント(kN・m)：

0.28
0.19

X9 X10 X9 X10
中央モーメント 端部モーメント

lM上=w²l²/8.0=2.70×0.91²/8.0=0.28
lM下=w²l²/12.0=2.70×0.91²/12.0=0.19

検定比：

lM上/lMa上=0.28/22.32=0.01 ≤ 1.0 OK
lM下/lMa下=0.19/22.32=0.01 ≤ 1.0 OK

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力：lQa=b・j・lFs=150×901×0.60=81.11(kN)

長期せん断力(kN・m)：

1.23

X9 X10
せん断力
lQ=w²l/2.0=1.23

検定比：

lQ/lQa=1.23/81.11=0.02 ≤ 1.0 OK

●Y7通り (X10～X12)

《 長 期 》

・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=7.46(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X10～X11)

長期許容モーメント：lMa上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
：lMa下=lMa上

長期モーメント(kN・m)：



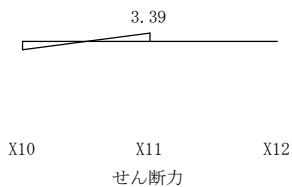
$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 7.46 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.77$$
$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 7.46 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.51$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.77 / 22.32 = 0.03 \leq 1.0 \quad OK$$
$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.51 / 22.32 = 0.02 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力： $1Q_a = b \cdot j \cdot 1F_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m)：



$$1Q = w l / 2.0 = 3.39$$

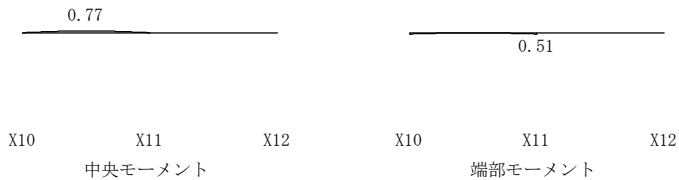
検定比：

$$1Q / 1Q_a = 3.39 / 81.11 = 0.04 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

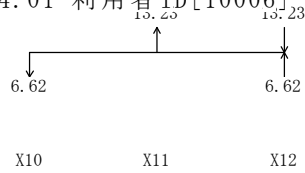
・主筋
SD295A
D13 at = 127 (mm)
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底盤幅：B = 0 (mm)
基礎梁：せい d = 1100 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)、応力中心距離 j = (d - dt) × 7/8 = 901 (mm)
等分布荷重：w = 7.46 (kN/m)、長さ l = 0.91 (m) (X10～X11)

鉛直荷重時モーメント (kN・m) (X10～X11)



端部： $w l^2 / 12 = 7.46 \times 0.91^2 / 12 = 0.51$
中央： $w l^2 / 8 = 7.46 \times 0.91^2 / 8 = 0.77$

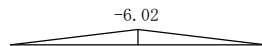
水平時脚部軸力 (kN)：



X10 : 0.00
 X11 : 13.23
 X12 : -13.23

水平力時支点反力(kN) :
 $12.04 / 1.82 = 6.62$

水平力時モーメント(kN・m) :



X10 X11 X12

X11 : -6.02

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

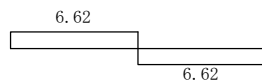
$sM_{上} = 6.02 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 6.02 + 0.51 = 6.53 \text{ (kN・m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 6.02 / 33.77 = 0.18 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下} / sMa_{下} = 6.53 / 33.77 = 0.19 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 7.46 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (X10~X11)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X10~X11)
 $wl/2 = 7.46 \times 0.91 / 2 = 3.39 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



X10 X11 X12

X10~X11 : -6.62
 X11~X12 : 6.62

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 6.62 + 3.39 = 10.01 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 10.01 / 121.67 = 0.08 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y10通り (X2～X6)

《 長 期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

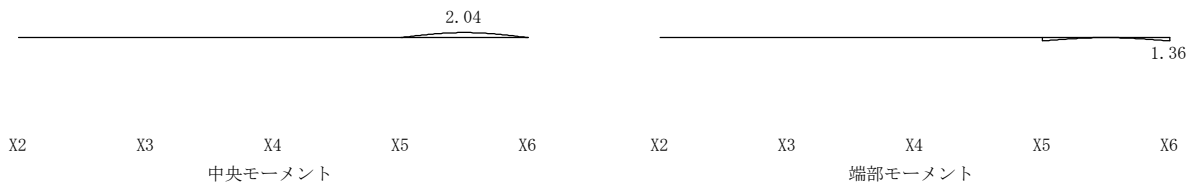
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重：w=19.73(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X5～X6)

長期許容モーメント：lMa_上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
 : lMa_下=lMa_上

長期モーメント(kN・m)：



$$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 19.73 \times 0.91^2 / 8.0 = 2.04$$

$$lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 19.73 \times 0.91^2 / 12.0 = 1.36$$

検定比：

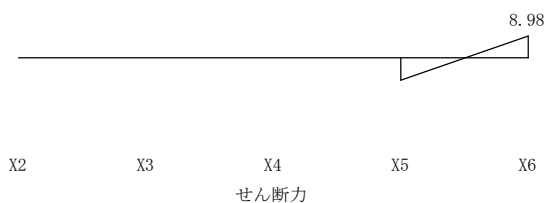
$$lM_{上} / lMa_{上} = 2.04 / 22.32 = 0.09 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 1.36 / 22.32 = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力：lQa=b・j・lFs=150×901×0.60=81.11(kN)

長期せん断力(kN・m)：



$$lQ = w l / 2.0 = 8.98$$

検定比：

$$lQ / lQa = 8.98 / 81.11 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

・主筋

SD295A

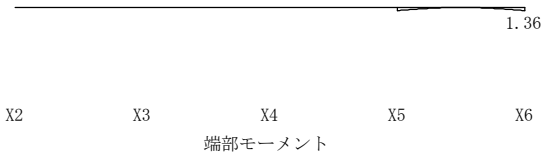
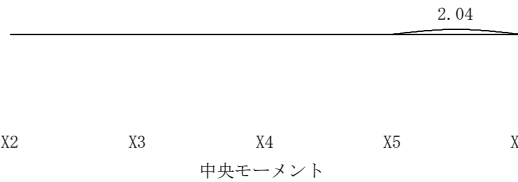
D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

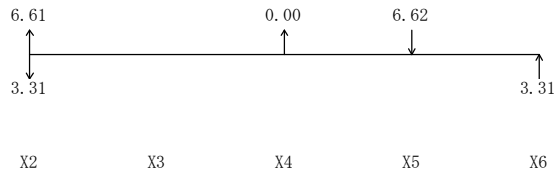
等分布荷重：w=19.73(kN/m)、長さ l=0.91(m) (X5～X6)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (X5～X6)



端部： $wl^2/12 = 19.73 \times 0.91^2 / 12 = 1.36$
 中央： $wl^2/8 = 19.73 \times 0.91^2 / 8 = 2.04$

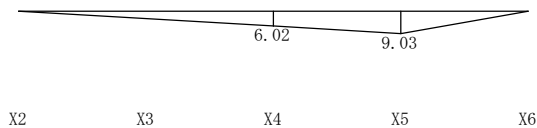
水平時脚部軸力(kN)：



X2 : 6.61
 X4 : 0.00
 X5 : -6.62
 X6 : 0.00

水平力時支点反力(kN)：
 $12.04 / 3.64 = 3.31$

水平力時モーメント(kN・m)：



X4 : 6.02
 X5 : 9.03

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、 $1M$ ：鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 9.03 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 9.03 + 1.36 = 10.39 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：
 $sM_{上} / sMa_{上} = 9.03 / 33.77 = 0.27 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 10.39 / 33.77 = 0.31 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重： $w = 19.73 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.910 \text{ (m)}$ (X5～X6)

鉛直荷重時せん断力(kN) (X5～X6)
 $wl/2 = 19.73 \times 0.91 / 2 = 8.98 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN)：



X2 X3 X4 X5 X6

X2~X4 : 3.31
X4~X5 : 3.31
X5~X6 : -3.31

短期許容せん断耐力 : $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
短期最大せん断力 : $sQ = 3.31 + 8.98 = 12.29 \text{ (kN)}$
検定比 : $sQ / sQ_a = 12.29 / 121.67 = 0.10 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●Y10' 通り (X7~X8)

《 長 期 》

・主筋
SD295A
D13 $a_t = 127 \text{ (mm}^2)$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_t = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$
コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$
底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
等分布荷重 : $w = 6.12 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (X7~X8)

長期許容モーメント : $lMa_{上} = a_t \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
: $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント (kN・m) :



X7 X8 X7 X8
中央モーメント 端部モーメント

$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 6.12 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.63$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 6.12 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.42$

検定比 :
 $lM_{上} / lMa_{上} = 0.63 / 22.32 = 0.03 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lMa_{下} = 0.42 / 22.32 = 0.02 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力 : $lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



X7 X8
 $lQ = w l / 2.0 = 2.79$

検定比：

$$1Q/1Qa = 2.79/81.11 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●Y10' 通り (X8～X9)

《 短期 》

・主筋

SD295A

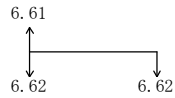
D13 $a_t = 127$ (mm²)

$F_t = 295$ (N/mm²)、 $1F_t = 195$ (N/mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

底盤幅：B=0 (mm)

基礎梁：せい d=1100 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901 (mm)

水平時脚部軸力 (kN)：



X8

X9

X8 : 6.61

X9 : 0.00

水平力時支点反力 (kN)：

$$6.02/0.91 = 6.62$$

水平力時モーメント (kN・m)：

X8

X9

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = a_t \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上}/sMa_{上} = 0.00/33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下}/sMa_{下} = 0.00/33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 $a_t = 127.0$ (mm²)、 $sF_t = 295$ (N/mm²)

$F_c = 18$ N/mm²、 $sF_s = 0.90$ (N/mm²)

基礎梁：幅 b=150 (mm)、せい d=1100 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901 (mm)

水平力時せん断力 (kN)：

 0.00

X8

X9

X8～X9 : 0.00

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 0.00 / 121.67 = 0.00 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

● Y10' 通り (X9～X10)

《 短 期 》

- 主筋
SD295A
D13 at=127 (mm²)
Ft=295 (N/mm²)、lFt=195 (N/mm²)、sFt=295 (N/mm²)
 底盤幅 : B=0 (mm)
 基礎梁 : せい d=1100 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901 (mm)

水平時脚部軸力 (kN) :

 0.00 0.00

X9

X10

X9 : 0.00
 X10 : 0.00

水平力時支点反力 (kN) :
 0.00 / 0.91 = 0.00

水平力時モーメント (kN・m) :

X9

X10

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋 (フックなし)
SD295A D13@200 at=127.0 (mm²)、sFt=295 (N/mm²)
 Fc=18N/mm²、sFs=0.90 (N/mm²)
 基礎梁 : 幅 b=150 (mm)、せい d=1100 (mm)、主筋重心位置 dt=70 (mm)

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

水平力時せん断力(kN) :

$$\frac{0.00}{}$$

X9 X10

X9～X10 : 0.00

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
検定比 : $sQ / sQa = 0.00 / 121.67 = 0.00 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●Y10' 通り (X10～X12)

《 短 期 》

・主筋
SD295A
D13 at = 127 (mm²)
Ft = 295 (N/mm²)、lFt = 195 (N/mm²)、sFt = 295 (N/mm²)
底盤幅 : B = 0 (mm)
基礎梁 : せい d = 1100 (mm)、主筋重心位置 dt = 70 (mm)、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力(kN) :



X10 X11 X12

X10 : 0.00
X12 : -6.61

水平力時支点反力(kN) :
 $6.02 / 1.82 = 3.31$

水平力時モーメント(kN・m) :

$$\frac{0.00}{}$$

X10 X11 X12

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

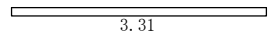
短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN・m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK

$sM_{\text{下}}/sMa_{\text{下}}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sF_t=295(\text{N}/\text{mm}^2)$
 $F_c=18\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sF_s=0.90(\text{N}/\text{mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN)：



X10 X11 X12

X10～X12：3.31

短期許容せん断耐力： $sQ_a=b \cdot j \cdot sF_s=150 \times 901 \times 0.90=121.67(\text{kN})$
短期最大せん断力： $sQ=3.31(\text{kN})$
検定比： $sQ/sQ_a=3.31/121.67=0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比： $127.0/(150 \times 200)=0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●Y12通り (X2～X6)

《 短 期 》

・主筋
SD295A
D13 $at=127(\text{mm}^2)$
 $F_t=295(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $1F_t=195(\text{N}/\text{mm}^2)$ 、 $sF_t=295(\text{N}/\text{mm}^2)$
底盤幅： $B=0(\text{mm})$
基礎梁：せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



X2 X3 X4 X5 X6

X2：13.23
X6：-13.23

水平力時支点反力(kN)：
 $24.08/3.64=6.62$

水平力時モーメント(kN・m)：



X2 X3 X4 X5 X6

短期許容モーメント：
 $sMa_{\text{上}}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77(\text{kN} \cdot \text{m})$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋(フックなし)

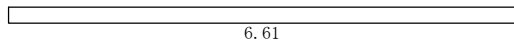
$$\text{SD295A D13@200 } at = 127.0 \text{ (mm}^2\text{)}, sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$Fc = 18 \text{ N/mm}^2, sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{基礎梁：幅 } b = 150 \text{ (mm)、せい } d = 1100 \text{ (mm)、主筋重心位置 } dt = 70 \text{ (mm)}$$

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$$

水平力時せん断力(kN)：



X2 X3 X4 X5 X6

X4～X6：6.61

$$\text{短期許容せん断耐力： } sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$$

$$\text{短期最大せん断力： } sQ = 6.61 \text{ (kN)}$$

$$\text{検定比： } sQ / sQa = 6.61 / 121.67 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比： } 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

●Y12通り (X6～X7)

《 長 期 》

- 主筋

$$\text{SD295A}$$

$$\text{D13 } at = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$Ft = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}, lFt = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}, sFt = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{コンクリート： } Fc = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}, lFs = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{底盤幅： } B = 0 \text{ (mm)}$$

$$\text{基礎梁：幅 } b = 150 \text{ (mm)、せい } d = 1100 \text{ (mm)、主筋重心位置 } dt = 70 \text{ (mm)}$$

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$$

$$\text{等分布荷重： } w = 3.40 \text{ (kN/m)、長さ } l = 0.91 \text{ (m) (X6～X7)}$$

$$\text{長期許容モーメント： } lMa_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$lMa_{下} = lMa_{上}$$

長期モーメント(kN・m)：



X6 X7 X6 X7

$$\begin{aligned} \text{中央モーメント } lM_{上} &= w l^2 / 8.0 = 3.40 \times 0.91^2 / 8.0 = 0.35 \\ lM_{下} &= w l^2 / 12.0 = 3.40 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.23 \end{aligned}$$

検定比：

$$lM_{上} / lMa_{上} = 0.35 / 22.32 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 0.23 / 22.32 = 0.01 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力 : $1Q_a = b \cdot j \cdot 1F_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



X6 X7
せん断力

$$1Q = w1 / 2.0 = 1.55$$

検定比 :

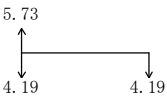
$$1Q / 1Q_a = 1.55 / 81.11 = 0.02 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●Y12通り (X7～X8)

《 短 期 》

・主筋
SD295A
D13 $a_t = 127 \text{ (mm)}$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
基礎梁 : せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力 (kN) :



X7 X8

X7 : 5.73
X8 : 0.00

水平力時支点反力 (kN) :

$$3.81 / 0.91 = 4.19$$

水平力時モーメント (kN・m) :



X7 X8

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = a_t \cdot \text{本数(上)} \cdot sF_t \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$$
$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN・m)}$$
$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN・m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$
$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)
Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN)：

1.54

X7

X8

X7～X8：1.54

短期許容せん断耐力：sQa=b・j・sFs=150×901×0.90=121.67(kN)
短期最大せん断力：sQ=1.54(kN)
検定比：sQ/sQa=1.54/121.67=0.01 ≤ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比：127.0/(150×200)=0.42% ≥ 0.2% OK

●Y12通り (X8～X9)

《 短期 》

- 主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN)：

0.00 0.00

X8

X9

X8：0.00
X9：0.00

水平力時支点反力(kN)：
0.00/0.91=0.00

水平力時モーメント(kN・m)：

X8

X9

短期許容モーメント：
sMa上=at・本数(上)・sFt・j=127×1×295×901=33.77(kN・m)
sMa下=sMa上

短期最大モーメント：

$$sM_{上}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上}/sMa_{上}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下}/sMa_{下}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN)：

0.00

X8

X9

X8～X9：0.00

短期許容せん断耐力：sQa=b・j・sFs=150×901×0.90=121.67(kN)

検定比：sQ/sQa=0.00/121.67=0.00 ≤ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0/(150×200)=0.42% ≥ 0.2% OK

●Y12通り (X9～X10)

《 短 期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、1Ft=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



X9

X10

X9：0.00

X10：7.50

水平力時支点反力(kN)：

$$8.23/0.91=9.04$$

水平力時モーメント(kN・m)：

X9

X10

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

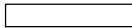
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN)：

9.04



X9

X10

X9～X10：-9.04

短期許容せん断耐力：sQa=b・j・sFs=150×901×0.90=121.67(kN)

短期最大せん断力：sQ=9.04(kN)

検定比：sQ/sQa=9.04/121.67=0.07 ≤ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比：127.0/(150×200)=0.42% ≥ 0.2% OK

●Y12通り (X10～X12)

《 短 期 》

・主筋

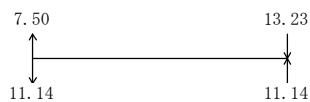
SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



X10

X11

X12

X10：7.50

X12：-13.23

水平力時支点反力(kN) :
 $20.27/1.82=11.14$

水平力時モーメント(kN・m) :

X10

X11

X12

短期許容モーメント :
 $sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sMa_{下}=sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$
 $sM_{下}=0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上}/sMa_{上}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$
 $sM_{下}/sMa_{下}=0.00/33.77=0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)
Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)
基礎梁:幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN) :

3.64

X10

X11

X12

X10～X12 : 3.64

短期許容せん断耐力 : $sQa=b \cdot j \cdot sFs=150 \times 901 \times 0.90=121.67 \text{ (kN)}$
短期最大せん断力 : $sQ=3.64 \text{ (kN)}$
検定比 : $sQ/sQa=3.64/121.67=0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

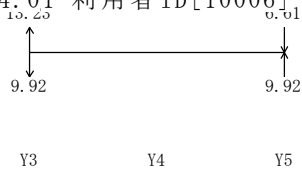
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0/(150 \times 200)=0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●X2通り (Y3～Y5)

《 短 期 》

- 主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅 : B=0(mm)
基礎梁:せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN) :



Y3 : 13.23

Y5 : -6.61

水平力時支点反力(kN) :
 $18.06 / 1.82 = 9.92$

水平力時モーメント(kN・m) :



短期許容モーメント :

 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :

 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$ $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :

 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$ $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

・せん断補強筋(フックなし)

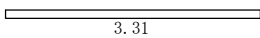
SD295A D13@200 at=127.0(mm2)、sFt=295(N/mm2)

Fc=18N/mm2、sFs=0.90(N/mm2)

基礎梁: 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y3～Y5 : 3.31

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$

短期最大せん断力 : $sQ = 3.31 \text{ (kN)}$

検定比 : $sQ / sQa = 3.31 / 121.67 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●X2通り (Y5～Y7)

《 短期 》

・主筋

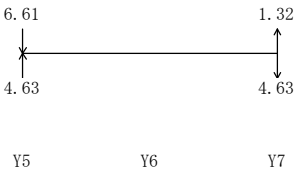
SD295A

D13 at=127(mm2)

Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)

底盤幅 : $B=0(\text{mm})$
基礎梁 : せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN) :



Y5 : -6.61
Y7 : 1.32

水平力時支点反力(kN) :
 $8.43 / 1.82 = 4.63$

水平力時モーメント(kN・m) :



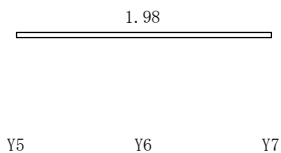
短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$
 $sM_{下} = 0.00(\text{kN} \cdot \text{m})$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N}/\text{mm}^2)$
 $Fc=18\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $sFs=0.90(\text{N}/\text{mm}^2)$
基礎梁 : 幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901(\text{mm})$

水平力時せん断力(kN) :



Y5~Y7 : -1.98

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67(\text{kN})$
短期最大せん断力 : $sQ = 1.98(\text{kN})$
検定比 : $sQ / sQa = 1.98 / 121.67 = 0.02 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X2通り (Y7～Y10)

《 長 期 》

・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=5.91(kN/m)、長さ l=1.37(m) (Y8～Y10)

長期許容モーメント：lMa上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
：lMa下=lMa上

長期モーメント(kN・m)：



$$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 5.91 \times 1.37^2 / 8.0 = 1.38$$

$$lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 5.91 \times 1.37^2 / 12.0 = 0.92$$

検定比：

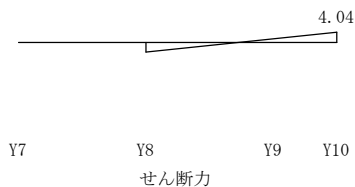
$$lM_{上} / lMa_{上} = 1.38 / 22.32 = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 0.92 / 22.32 = 0.04 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力：lQa=b・j・lFs=150×901×0.60=81.11(kN)

長期せん断力(kN・m)：



$$lQ = w l / 2.0 = 4.04$$

検定比：

$$lQ / lQa = 4.04 / 81.11 = 0.05 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

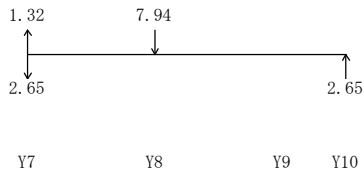
・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=5.91(kN/m)、長さ l=1.37(m) (Y8～Y10)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y8～Y10)



$$\begin{aligned} \text{端部} : w l^2 / 12 &= 5.91 \times 1.37^2 / 12 = 0.92 \\ \text{中央} : w l^2 / 8 &= 5.91 \times 1.37^2 / 8 = 1.38 \end{aligned}$$

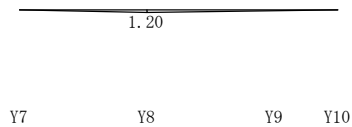
水平時脚部軸力(kN) :



$$\begin{aligned} Y7 : 1.32 \\ Y8 : -7.94 \\ Y10 : 0.00 \end{aligned}$$

水平力時支点反力(kN) :
 $6.02 / 2.28 = 2.65$

水平力時モーメント(kN・m) :



$$Y8 : 1.20$$

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

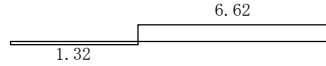
$$\begin{aligned} sM_{上} &= 1.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\ sM_{下} &= sM_{max} + 1M = 1.20 + 0.92 = 2.12 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 1.20 / 33.77 = 0.04 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 2.12 / 33.77 = 0.06 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
等分布荷重 : $w = 5.91 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.365 \text{ (m)}$ (Y8~Y10)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y8~Y10)
 $w l / 2 = 5.91 \times 1.37 / 2 = 4.04 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y7 Y8 Y9 Y10

Y7～Y8 : 1.32
Y9～Y10 : -6.62

短期許容せん断耐力 : $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 6.62 + 4.04 = 10.65 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 10.65 / 121.67 = 0.09 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X2通り (Y10～Y12)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 $D13 \quad a_t = 127 \text{ (mm}^2)$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_t = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 7.74 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.46 \text{ (m)}$ (Y10～Y10')
 長期許容モーメント : $lMa_{上} = a_t \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 : $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント (kN・m) :

0.20

0.13

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12 Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
 中央モーメント 端部モーメント

$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 7.74 \times 0.46^2 / 8.0 = 0.20$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 7.74 \times 0.46^2 / 12.0 = 0.13$

検定比 :
 $lM_{上} / lMa_{上} = 0.20 / 22.32 = 0.01 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lMa_{下} = 0.13 / 22.32 = 0.01 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力 : $lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :

1.76

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

$lQ = w l / 2.0 = 1.76$

検定比 :
 $lQ / lQ_a = 1.76 / 81.11 = 0.02 \leq 1.0$ OK

《 短 期 》

・主筋
SD295A
D13 at=127(mm2)
Ft=295(N/mm2)、1Ft=195(N/mm2)、sFt=295(N/mm2)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=7.74(kN/m)、長さ l=0.46(m) (Y10～Y10')

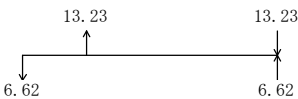
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10～Y10')



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12 Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
中央モーメント 端部モーメント

端部： $wl^2/12 = 7.74 \times 0.46^2 / 12 = 0.13$
中央： $wl^2/8 = 7.74 \times 0.46^2 / 8 = 0.20$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10：0.00
Y10'：13.23
Y12：-13.23

水平力時支点反力(kN)：
 $12.04 / 1.82 = 6.62$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10'：-3.01

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：
sMmax：最大モーメント、1M：鉛直荷重時端部モーメント

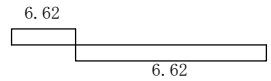
$sM_{上} = 3.01 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 3.01 + 0.13 = 3.14 \text{ (kN・m)}$

検定比：
 $sM_{上} / sMa_{上} = 3.01 / 33.77 = 0.09 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 3.14 / 33.77 = 0.09 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
 $Fc=18\text{N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90(\text{N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$
等分布荷重： $w=7.74(\text{kN/m})$ 、長さ $l=0.455(\text{m})$ (Y10～Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10～Y10')
 $wl/2=7.74\times 0.46/2=1.76(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN)：



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10～Y10' : -6.62
Y11' ～Y12 : 6.62

短期許容せん断耐力： $sQa=b\cdot j\cdot sFs=150\times 901\times 0.90=121.67(\text{kN})$
短期最大せん断力： $sQ=6.62+1.76=8.38(\text{kN})$
検定比： $sQ/sQa=8.38/121.67=0.07\leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比： $127.0/(150\times 200)=0.42\%\geq 0.2\%$ OK

●X6通り (Y3～Y5)

《 短期 》

・主筋
SD295A
D13 $at=127(\text{mm}^2)$
 $Ft=295(\text{N/mm}^2)$ 、 $lFt=195(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
底盤幅： $B=0(\text{mm})$
基礎梁：せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y3 Y4 Y5

Y3 : 13.23
Y5 : -6.61

水平力時支点反力(kN)：
 $21.07/1.82=11.58$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y3 Y4 Y5

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)

Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$$

水平力時せん断力(kN)：

$$\overline{\overline{1.65}}$$

Y3

Y4

Y5

$$Y3 \sim Y5 : 1.65$$

$$\text{短期許容せん断耐力} : sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$$

$$\text{短期最大せん断力} : sQ = 1.65 \text{ (kN)}$$

$$\text{検定比} : sQ / sQa = 1.65 / 121.67 = 0.01 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

●X6通り (Y5～Y7)

《 短 期 》

・主筋

SD295A

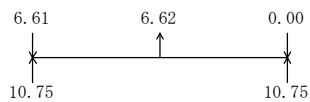
D13 at=127(mm²)

Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平時脚部軸力(kN)：



Y5

Y6

Y7

$$Y5 : -6.61$$

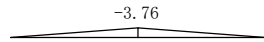
$$Y6 : 6.62$$

$$Y7 : 0.00$$

水平力時支点反力(kN)：

$$19.56 / 1.82 = 10.75$$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y5 Y6 Y7

Y6 : -3.76

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

$$sM_{上} = 3.76 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 3.76 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

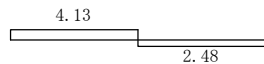
$$sM_{上} / sMa_{上} = 3.76 / 33.77 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 3.76 / 33.77 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)基礎梁: 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

水平力時せん断力(kN) :



Y5 Y6 Y7

Y5~Y6 : -4.13

Y6~Y7 : 2.48

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$ 短期最大せん断力 : $sQ = 4.13 \text{ (kN)}$ 検定比 : $sQ / sQa = 4.13 / 121.67 = 0.03 \leq 1.0 \quad \text{OK}$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$

●X6通り (Y7~Y10)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート : Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重 : w=12.04(kN/m)、長さ l=0.46(m) (Y9~Y10)

長期許容モーメント : $lMa_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$: $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント(kN・m) :



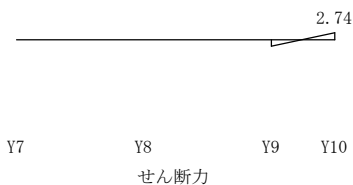
$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 12.04 \times 0.46^2 / 8.0 = 0.31$$
$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 12.04 \times 0.46^2 / 12.0 = 0.21$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 0.31 / 22.32 = 0.01 \leq 1.0 \quad OK$$
$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 0.21 / 22.32 = 0.01 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力： $1Q_a = b \cdot j \cdot 1F_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m)：



$$1Q = w l / 2.0 = 2.74$$

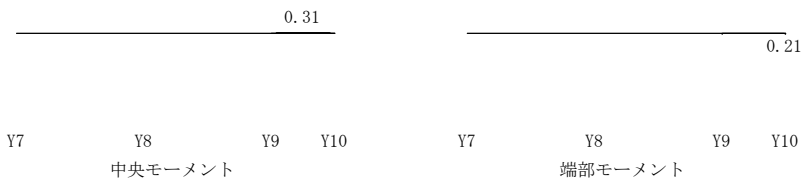
検定比：

$$1Q / 1Q_a = 2.74 / 81.11 = 0.03 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短期 》

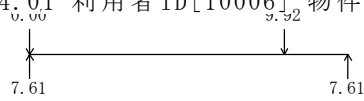
・主筋
SD295A
D13 at=127(mm)
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=12.04(kN/m)、長さ l=0.46(m) (Y9～Y10)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y9～Y10)



端部： $w l^2 / 12 = 12.04 \times 0.46^2 / 12 = 0.21$
中央： $w l^2 / 8 = 12.04 \times 0.46^2 / 8 = 0.31$

水平時脚部軸力(kN)：

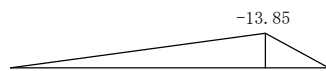


Y7 Y8 Y9 Y10

Y7 : 0.00
Y9 : -9.92
Y10 : 0.00

水平力時支点反力(kN) :
 $17.31 / 2.28 = 7.61$

水平力時モーメント(kN・m) :



Y7 Y8 Y9 Y10

Y9 : -13.85

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 sM_{max} : 最大モーメント、 $1M$: 鉛直荷重時端部モーメント

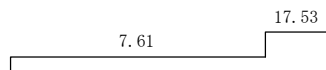
$sM_{上} = 13.85 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + 1M = 13.85 + 0.21 = 14.05 \text{ (kN・m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 13.85 / 33.77 = 0.41 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 14.05 / 33.77 = 0.42 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc = 18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs = 0.90 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
等分布荷重 : $w = 12.04 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.455 \text{ (m)}$ (Y9~Y10)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9~Y10)
 $wl/2 = 12.04 \times 0.46 / 2 = 2.74 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN) :



Y7 Y8 Y9 Y10

Y7~Y9 : -7.61
Y9~Y10 : -17.53

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
短期最大せん断力 : $sQ = 17.53 + 2.74 = 20.27 \text{ (kN)}$
検定比 : $sQ / sQa = 20.27 / 121.67 = 0.17 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X6通り (Y10～Y12)

《 長 期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重：w=13.69(kN/m)、長さ l=0.46(m) (Y10～Y10')

長期許容モーメント：lMa_上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
 : lMa_下=lMa_上

長期モーメント(kN・m)：

0.35

0.24

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12 Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
 中央モーメント 端部モーメント

$$lM_{上}=wl^2/8.0=13.69 \times 0.46^2/8.0=0.35$$

$$lM_{下}=wl^2/12.0=13.69 \times 0.46^2/12.0=0.24$$

検定比：

$$lM_{上}/lMa_{上}=0.35/22.32=0.02 \leq 1.0 \quad OK$$

$$lM_{下}/lMa_{下}=0.24/22.32=0.01 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力：lQa=b・j・lFs=150×901×0.60=81.11(kN)

長期せん断力(kN・m)：

3.12

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
 せん断力

$$lQ=wl/2.0=3.12$$

検定比：

$$lQ/lQa=3.12/81.11=0.04 \leq 1.0 \quad OK$$

《 短 期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重：w=13.69(kN/m)、長さ l=0.46(m) (Y10～Y10')

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y10～Y10')

0.35

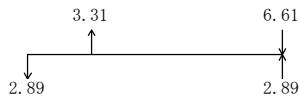
0.24

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
中央モーメント

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12
端部モーメント

端部： $wl^2/12=13.69 \times 0.46^2/12=0.24$
中央： $wl^2/8=13.69 \times 0.46^2/8=0.35$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10 : 0.00
Y10' : 3.31
Y12 : -6.61

水平力時支点反力(kN)：
 $5.27/1.82=2.89$

水平力時モーメント(kN・m)：

-1.32

Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' : -1.32

短期許容モーメント：
 $sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下}=sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、 $1M$ ：鉛直荷重時端部モーメント

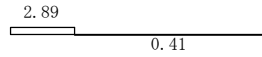
$sM_{上}=1.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下}=sM_{max}+1M=1.32+0.24=1.55 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：
 $sM_{上}/sMa_{上}=1.32/33.77=0.04 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下}/sMa_{下}=1.55/33.77=0.05 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt=295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc=18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150 \text{ (mm)}$ 、せい $d=1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt=70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901 \text{ (mm)}$
等分布荷重： $w=13.69 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l=0.455 \text{ (m)}$ (Y10～Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y10～Y10')
 $wl/2=13.69 \times 0.46/2=3.12 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN)：



Y10 Y10' Y11 Y11' Y12

Y10~Y10' : -2.89
Y10' ~Y12 : 0.41

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 2.89 + 3.12 = 6.01 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 6.01 / 121.67 = 0.05 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X7通り (Y7~Y10')

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 $D13 \quad at = 127 \text{ (mm}^2)$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lFt = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート : $Fc = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lFs = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 10.56 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 0.91 \text{ (m)}$ (Y9~Y10')
 長期許容モーメント : $lMa_{上} = at \cdot lFt \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 : $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント (kN・m) :



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10' Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'
 中央モーメント 端部モーメント

$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 10.56 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.09$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 10.56 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.73$

検定比 :
 $lM_{上} / lMa_{上} = 1.09 / 22.32 = 0.05 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lMa_{下} = 0.73 / 22.32 = 0.03 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力 : $lQa = b \cdot j \cdot lFs = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

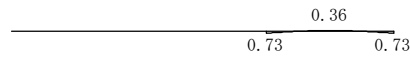
$lQ = w l / 2.0 = 4.81$

検定比 :
 $lQ / lQa = 4.81 / 81.11 = 0.06 \leq 1.0$ OK

《 短期 》

・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=10.56(kN/m)、長さ l=0.91(m) (Y9～Y10')

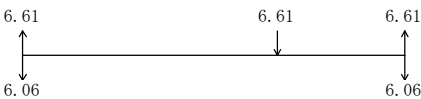
鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y9～Y10')



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

端部： $wl^2/12 = 10.56 \times 0.91^2 / 12 = 0.73$
中央： $wl^2/24 = 10.56 \times 0.91^2 / 24 = 0.36$

水平時脚部軸力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7：6.61
Y9：-6.61
Y10'：6.61

水平力時支点反力(kN)：
 $16.55/2.73 = 6.06$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y9：1.00

短期許容モーメント：
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN・m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント：
sMmax：最大モーメント、lM：鉛直荷重時端部モーメント

$sM_{上} = 1.00 \text{ (kN・m)}$
 $sM_{下} = sM_{max} + lM = 1.00 + 0.73 = 1.73 \text{ (kN・m)}$

検定比：
 $sM_{上} / sMa_{上} = 1.00 / 33.77 = 0.03 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 1.73 / 33.77 = 0.05 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0(\text{mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
 $Fc=18\text{N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90(\text{N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150(\text{mm})$ 、せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$
応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$
等分布荷重： $w=10.56(\text{kN/m})$ 、長さ $l=0.910(\text{m})$ (Y9～Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9～Y10')
 $wl/2=10.56\times 0.91/2=4.81(\text{kN})$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7～Y9：0.55
 Y9～Y10'：-6.06

短期許容せん断耐力： $sQa=b\cdot j\cdot sFs=150\times 901\times 0.90=121.67(\text{kN})$
 短期最大せん断力： $sQ=6.06+4.81=10.87(\text{kN})$
 検定比： $sQ/sQa=10.87/121.67=0.09 \leq 1.0$ OK

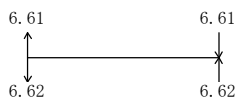
せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比： $127.0/(150\times 200)=0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X7通り (Y10' ～Y12)

《 短期 》

- 主筋
SD295A
D13 $at=127(\text{mm}^2)$
 $Ft=295(\text{N/mm}^2)$ 、 $lFt=195(\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt=295(\text{N/mm}^2)$
底盤幅： $B=0(\text{mm})$
基礎梁：せい $d=1100(\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt=70(\text{mm})$ 、応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901(\text{mm})$

水平時脚部軸力(kN)：



Y10' Y11 Y11' Y12

Y10'：6.61
 Y12：-6.61

水平力時支点反力(kN)：
 $9.03/1.37=6.62$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y10' Y11 Y11' Y12

短期許容モーメント：

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント：

$$sM_{上} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = 0.00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比：

$$sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$$

水平力時せん断力(kN)：

$$0.00$$

Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' ~Y12 : 0.00

短期許容せん断耐力：sQa=b・j・sFs=150×901×0.90=121.67(kN)

$$\text{検定比} : sQ / sQa = 0.00 / 121.67 = 0.00 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

$$\text{検定比} : 127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\% \quad \text{OK}$$

●X8通り (Y7~Y10')

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

$$\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$$

等分布荷重：w=9.24(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y7~Y9)

長期許容モーメント：lMa_上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)

$$: lMa_{下} = lMa_{上}$$

長期モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10' Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

中央モーメント

$$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 9.24 \times 1.82^2 / 8.0 = 3.83$$

$$lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 9.24 \times 1.82^2 / 12.0 = 2.55$$

端部モーメント

検定比：

$$lM_{上} / lMa_{上} = 3.83 / 22.32 = 0.17 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{下} / lMa_{下} = 2.55 / 22.32 = 0.11 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- ・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力： $lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

せん断力

$$lQ = w l / 2.0 = 8.41$$

検定比：

$$lQ / lQ_a = 8.41 / 81.11 = 0.10 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

- ・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)

$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $lF_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底盤幅：B=0(mm)

基礎梁：せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)、応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重：w=9.24(kN/m)、長さ l=1.82(m) (Y7～Y9)

鉛直荷重時モーメント(kN・m) (Y7～Y9)



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

中央モーメント



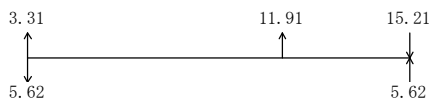
Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

端部モーメント

$$\text{端部：} w l^2 / 12 = 9.24 \times 1.82^2 / 12 = 2.55$$

$$\text{中央：} w l^2 / 8 = 9.24 \times 1.82^2 / 8 = 3.83$$

水平時脚部軸力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7：3.31

Y9：11.91

Y10'：-15.21

水平力時支点反力(kN)：

$$15.35 / 2.73 = 5.62$$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y9 : 4.21

短期許容モーメント :

$$sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sMa_{下} = sMa_{上}$$

短期最大モーメント :

sMmax : 最大モーメント、1M : 鉛直荷重時端部モーメント

$$sM_{上} = 4.21 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$sM_{下} = sM_{max} + 1M = 4.21 + 2.55 = 6.76 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

検定比 :

$$sM_{上} / sMa_{上} = 4.21 / 33.77 = 0.12 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$sM_{下} / sMa_{下} = 6.76 / 33.77 = 0.20 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

SD295A D13@200 at=127.0(mm²)、sFt=295(N/mm²)Fc=18N/mm²、sFs=0.90(N/mm²)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重 : w=9.24(kN/m)、長さ l=1.820(m) (Y7~Y9)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y7~Y9)

$$w l / 2 = 9.24 \times 1.82 / 2 = 8.41 \text{ (kN)}$$

水平力時せん断力(kN) :



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7~Y9 : 2.32

Y9~Y10' : 14.22

短期許容せん断耐力 : sQa=b・j・sFs=150×901×0.90=121.67(kN)

短期最大せん断力 : sQ=14.22+8.41=22.63(kN)

検定比 : sQ/sQa=22.63/121.67=0.19 ≤ 1.0 OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比 : 127.0/(150×200)=0.42% ≥ 0.2% OK

●X8通り (Y10' ~Y12)

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 at=127(mm²)Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)コンクリート : Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)

底盤幅 : B=0(mm)

基礎梁 : 幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)

応力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)

等分布荷重 : w=7.37(kN/m)、長さ l=1.37(m) (Y10' ~Y12)

長期許容モーメント : lMa_上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)

$$lMa_{下} = lMa_{上}$$

長期モーメント(kN・m) :



Y10' Y11 Y11' Y12 Y10' Y11 Y11' Y12
中央モーメント 端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 7.37 \times 1.37^2 / 8.0 = 1.72$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 7.37 \times 1.37^2 / 12.0 = 1.14$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 1.72 / 22.32 = 0.08 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 1.14 / 22.32 = 0.05 \leq 1.0 \quad OK$$

・せん断補強筋(フックなし)

$$長期許容せん断耐力：1Q_a = b \cdot j \cdot 1F_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m)：



Y10' Y11 Y11' Y12
せん断力

$$1Q = w l / 2.0 = 5.03$$

検定比：

$$1Q / 1Q_a = 5.03 / 81.11 = 0.06 \leq 1.0 \quad OK$$

●X9通り (Y7～Y10')

《 長 期 》

・主筋

SD295A

D13 $a_t = 127 \text{ (mm)}$

$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$

コンクリート： $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1F_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$

底盤幅： $B = 0 \text{ (mm)}$

基礎梁：幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

等分布荷重： $w = 9.42 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 2.73 \text{ (m)}$ (Y7～Y10')

$$長期許容モーメント：1Ma_{上} = a_t \cdot 1F_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$：1Ma_{下} = 1Ma_{上}$$

長期モーメント (kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10' Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'
中央モーメント 端部モーメント

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 9.42 \times 2.73^2 / 8.0 = 8.78$$

$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 9.42 \times 2.73^2 / 12.0 = 5.85$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 8.78 / 22.32 = 0.39 \leq 1.0 \quad OK$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 5.85 / 22.32 = 0.26 \leq 1.0 \quad OK$$

- ・せん断補強筋(フックなし)

$$\text{長期許容せん断耐力: } lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m) :



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'
せん断力

$$lQ = w l / 2.0 = 12.86$$

検定比 :

$$lQ / lQ_a = 12.86 / 81.11 = 0.16 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X9通り (Y10' ~Y12)

《 長 期 》

- ・主筋

SD295A

D13 $at = 127 \text{ (mm}^2\text{)}$

$F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $lF_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、 $lF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$

基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$

応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

等分布荷重 : $w = 10.05 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.37 \text{ (m)}$ (Y10' ~Y12)

$$\begin{aligned} \text{長期許容モーメント : } lMa_{\text{上}} &= at \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ &: lMa_{\text{下}} = lMa_{\text{上}} \end{aligned}$$

長期モーメント (kN・m) :



Y10' Y11 Y11' Y12 Y10' Y11 Y11' Y12
中央モーメント 端部モーメント

$$lM_{\text{上}} = w l^2 / 8.0 = 10.05 \times 1.37^2 / 8.0 = 2.34$$

$$lM_{\text{下}} = w l^2 / 12.0 = 10.05 \times 1.37^2 / 12.0 = 1.56$$

検定比 :

$$lM_{\text{上}} / lMa_{\text{上}} = 2.34 / 22.32 = 0.10 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$lM_{\text{下}} / lMa_{\text{下}} = 1.56 / 22.32 = 0.07 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

- ・せん断補強筋(フックなし)

$$\text{長期許容せん断耐力: } lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$$

長期せん断力 (kN・m) :



Y10' Y11 Y11' Y12
せん断力
 $lQ = w l / 2.0 = 6.86$

検定比：

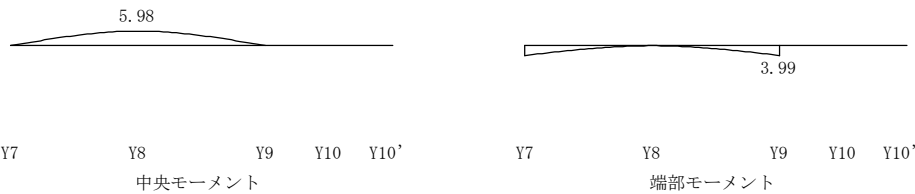
$$1Q/1Qa = 6.86/81.11 = 0.08 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

●X10通り (Y7～Y10')

《 長期 》

・主筋

SD295A

D13 $at = 127 (\text{mm}^2)$ $Ft = 295 (\text{N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 (\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 (\text{N/mm}^2)$ コンクリート： $Fc = 18 (\text{N/mm}^2)$ 、 $1Fs = 0.60 (\text{N/mm}^2)$ 底盤幅： $B = 0 (\text{mm})$ 基礎梁：幅 $b = 150 (\text{mm})$ 、せい $d = 1100 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$ 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 (\text{mm})$ 等分布荷重： $w = 14.45 (\text{kN/m})$ 、長さ $l = 1.82 (\text{m})$ (Y7～Y9)長期許容モーメント： $1Ma_{上} = at \cdot 1Ft \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 (\text{kN} \cdot \text{m})$ ： $1Ma_{下} = 1Ma_{上}$ 長期モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

$$1M_{上} = w l^2 / 8.0 = 14.45 \times 1.82^2 / 8.0 = 5.98$$

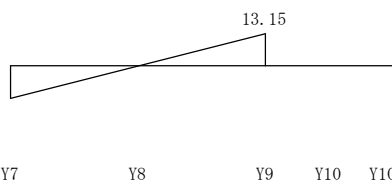
$$1M_{下} = w l^2 / 12.0 = 14.45 \times 1.82^2 / 12.0 = 3.99$$

検定比：

$$1M_{上} / 1Ma_{上} = 5.98 / 22.32 = 0.27 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$1M_{下} / 1Ma_{下} = 3.99 / 22.32 = 0.18 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

・せん断補強筋(フックなし)

長期許容せん断耐力： $1Qa = b \cdot j \cdot 1Fs = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 (\text{kN})$ 長期せん断力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)：

$$1Q = w l / 2.0 = 13.15$$

検定比：

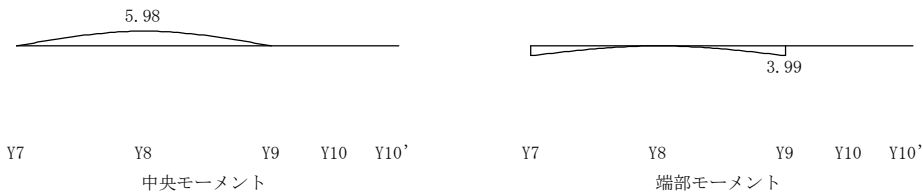
$$1Q/1Qa = 13.15/81.11 = 0.16 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短期 》

・主筋

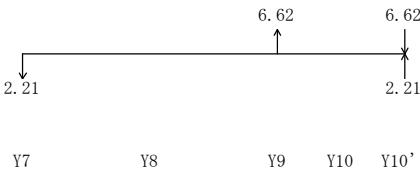
SD295A

D13 $at = 127 (\text{mm}^2)$ $Ft = 295 (\text{N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 (\text{N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 (\text{N/mm}^2)$ 底盤幅： $B = 0 (\text{mm})$ 基礎梁：せい $d = 1100 (\text{mm})$ 、主筋重心位置 $dt = 70 (\text{mm})$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 (\text{mm})$ 等分布荷重： $w = 14.45 (\text{kN/m})$ 、長さ $l = 1.82 (\text{m})$ (Y7～Y9)鉛直荷重時モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (Y7～Y9)



端部： $wl^2/12=14.45 \times 1.82^2/12=3.99$
中央： $wl^2/8=14.45 \times 1.82^2/8=5.98$

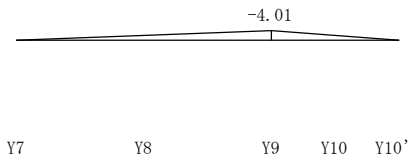
水平時脚部軸力(kN)：



Y7：0.00
Y9：6.62
Y10'：-6.62

水平力時支点反力(kN)：
 $6.02/2.73=2.21$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y9：-4.01

短期許容モーメント：
 $sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下}=sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、 $1M$ ：鉛直荷重時端部モーメント

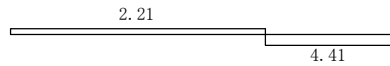
$sM_{上}=4.01 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下}=sM_{max}+1M=4.01+3.99=8.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：
 $sM_{上}/sMa_{上}=4.01/33.77=0.12 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下}/sMa_{下}=8.00/33.77=0.24 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
SD295A D13@200 $at=127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt=295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc=18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90 \text{ (N/mm}^2)$
基礎梁：幅 $b=150 \text{ (mm)}$ 、せい $d=1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt=70 \text{ (mm)}$
応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901 \text{ (mm)}$
等分布荷重： $w=14.45 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l=1.820 \text{ (m)}$ (Y7～Y9)

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y7～Y9)
 $wl/2=14.45 \times 1.82/2=13.15 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7~Y9 : -2.21
Y9~Y10' : 4.41

短期許容せん断耐力 : $sQ_a = b \cdot j \cdot sF_s = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 4.41 + 13.15 = 17.56 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQ_a = 17.56 / 121.67 = 0.14 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X10通り (Y10' ~Y12)

《 長期 》

・主筋
 SD295A
 $D13 \quad a_t = 127 \text{ (mm}^2)$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_t = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 コンクリート : $F_c = 18 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $lF_s = 0.60 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : 幅 $b = 150 \text{ (mm)}$ 、せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重 : $w = 15.31 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l = 1.37 \text{ (m)}$ (Y10' ~Y12)
 長期許容モーメント : $lMa_{上} = a_t \cdot lF_t \cdot j = 127 \times 195 \times 901 = 22.32 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 : $lMa_{下} = lMa_{上}$

長期モーメント (kN・m) :



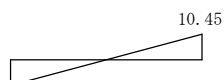
Y10' Y11 Y11' Y12 Y10' Y11 Y11' Y12
 中央モーメント 端部モーメント

$lM_{上} = w l^2 / 8.0 = 15.31 \times 1.37^2 / 8.0 = 3.57$
 $lM_{下} = w l^2 / 12.0 = 15.31 \times 1.37^2 / 12.0 = 2.38$

検定比 :
 $lM_{上} / lMa_{上} = 3.57 / 22.32 = 0.16 \leq 1.0$ OK
 $lM_{下} / lMa_{下} = 2.38 / 22.32 = 0.11 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
 長期許容せん断耐力 : $lQ_a = b \cdot j \cdot lF_s = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力 (kN・m) :



Y10' Y11 Y11' Y12

$lQ = w l / 2.0 = 10.45$

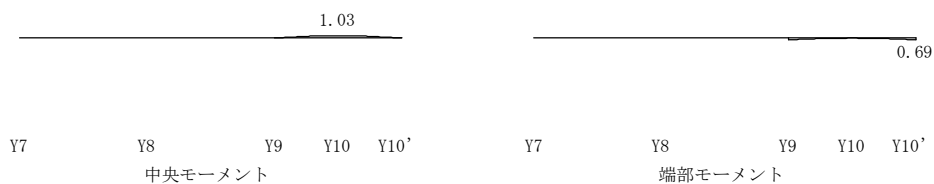
検定比 :
 $lQ / lQ_a = 10.45 / 81.11 = 0.13 \leq 1.0$ OK

●X12通り (Y7~Y10')

《 長 期 》

- ・主筋
SD295A
D13 at=127(mm²)
Ft=295(N/mm²)、lFt=195(N/mm²)、sFt=295(N/mm²)
コンクリート：Fc=18(N/mm²)、lFs=0.60(N/mm²)
底盤幅：B=0(mm)
基礎梁：幅 b=150(mm)、せい d=1100(mm)、主筋重心位置 dt=70(mm)
心力中心距離 j=(d-dt)×7/8=901(mm)
等分布荷重：w=9.94(kN/m)、長さ l=0.91(m) (Y9～Y10’)
長期許容モーメント：lMa上=at・lFt・j=127×195×901=22.32(kN・m)
：lMa下=lMa上

長期モーメント (kN・m) :



$$\frac{1}{M_{\text{上}}} = w_1^2 / 8.0 = 9.94 \times 0.91^2 / 8.0 = 1.03$$

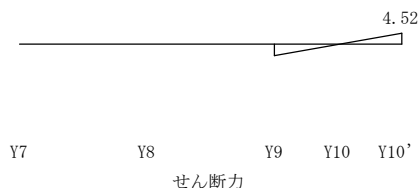
$$\frac{1}{M_{\text{下}}} = w_1^2 / 12.0 = 9.94 \times 0.91^2 / 12.0 = 0.69$$

検定比：

$$\begin{aligned} 1M_{上}/1M_{a上} &= 1.03/22.32 = 0.05 \leq 1.0 & OK \\ 1M_{下}/1M_{a下} &= 0.69/22.32 = 0.03 \leq 1.0 & OK \end{aligned}$$

- ・せん断補強筋(フックなし)
長期許容せん断耐力: $1Qa = b \cdot j \cdot 1Fs = 150 \times 901 \times 0.60 = 81.11 \text{ (kN)}$

長期せん断力(kN・m)：



$$1Q=w1/2.0=4.52$$

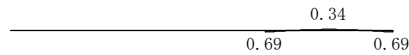
検定比：

$$1Q/1Q_a = 4.52/81.11 = 0.06 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

《 短 期 》

- 主筋
 SD295A
 $d_{13} = 127 \text{ (mm)}$
 $F_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}、1F_t = 195 \text{ (N/mm}^2\text{)}、sF_t = 295 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 底盤幅: $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁: $\text{せい } d = 1100 \text{ (mm)}、\text{主筋重心位置 } dt = 70 \text{ (mm)}、\text{応力中心距離 } j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重: $w = 9.94 \text{ (kN/m)}、\text{長さ } l = 0.91 \text{ (m)} \text{ (Y9} \sim \text{Y10')}$

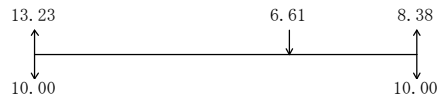
鉛直荷重時モーメント (kN・m) (Y9~Y10')



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

端部： $wl^2/12=9.94 \times 0.91^2/12=0.69$
 中央： $wl^2/24=9.94 \times 0.91^2/24=0.34$

水平時脚部軸力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7：13.23
 Y9：-6.61
 Y10'：8.38

水平力時支点反力(kN)：
 $27.29/2.73=10.00$

水平力時モーメント(kN・m)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y9：5.89

短期許容モーメント：
 $sMa_{上}=at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j=127 \times 1 \times 295 \times 901=33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下}=sMa_{上}$

短期最大モーメント：
 sM_{max} ：最大モーメント、 $1M$ ：鉛直荷重時端部モーメント

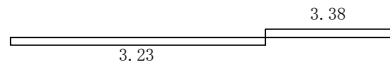
$sM_{上}=5.89 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下}=sM_{max}+1M=5.89+0.69=6.57 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比：
 $sM_{上}/sMa_{上}=5.89/33.77=0.17 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下}/sMa_{下}=6.57/33.77=0.19 \leq 1.0$ OK

- せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 $at=127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt=295 \text{ (N/mm}^2)$
 $Fc=18 \text{ N/mm}^2$ 、 $sFs=0.90 \text{ (N/mm}^2)$
 基礎梁：幅 $b=150 \text{ (mm)}$ 、せい $d=1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt=70 \text{ (mm)}$
 応力中心距離 $j=(d-dt) \times 7/8=901 \text{ (mm)}$
 等分布荷重： $w=9.94 \text{ (kN/m)}$ 、長さ $l=0.910 \text{ (m)}$ (Y9～Y10')

鉛直荷重時せん断力(kN) (Y9～Y10')
 $wl/2=9.94 \times 0.91/2=4.52 \text{ (kN)}$

水平力時せん断力(kN)：



Y7 Y8 Y9 Y10 Y10'

Y7～Y9 : 3.23
 Y9～Y10' : -3.38

短期許容せん断耐力 : $sQa = b \cdot j \cdot sFs = 150 \times 901 \times 0.90 = 121.67 \text{ (kN)}$
 短期最大せん断力 : $sQ = 3.38 + 4.52 = 7.91 \text{ (kN)}$
 検定比 : $sQ / sQa = 7.91 / 121.67 = 0.06 \leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比
 検定比 : $127.0 / (150 \times 200) = 0.42\% \geq 0.2\%$ OK

●X12通り (Y10' ～Y12)

《 短 期 》

・主筋
 SD295A
 $D13 \quad at = 127 \text{ (mm}^2)$
 $Ft = 295 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $1Ft = 195 \text{ (N/mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$
 底盤幅 : $B = 0 \text{ (mm)}$
 基礎梁 : せい $d = 1100 \text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt = 70 \text{ (mm)}$ 、応力中心距離 $j = (d - dt) \times 7/8 = 901 \text{ (mm)}$

水平時脚部軸力(kN) :



Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' : 8.38
 Y12 : -14.99

水平力時支点反力(kN) :
 $15.45 / 1.37 = 11.32$

水平力時モーメント(kN・m) :

Y10' Y11 Y11' Y12

短期許容モーメント :
 $sMa_{上} = at \cdot \text{本数(上)} \cdot sFt \cdot j = 127 \times 1 \times 295 \times 901 = 33.77 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sMa_{下} = sMa_{上}$

短期最大モーメント :
 $sM_{上} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
 $sM_{下} = 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

検定比 :
 $sM_{上} / sMa_{上} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK
 $sM_{下} / sMa_{下} = 0.00 / 33.77 = 0.00 \leq 1.0$ OK

・せん断補強筋(フックなし)
 SD295A D13@200 $at = 127.0 \text{ (mm}^2)$ 、 $sFt = 295 \text{ (N/mm}^2)$

$F_c=18\text{N/mm}^2$ 、 $sF_s=0.90\text{ (N/mm}^2\text{)}$

基礎梁：幅 $b=150\text{ (mm)}$ 、せい、 $d=1100\text{ (mm)}$ 、主筋重心位置 $dt=70\text{ (mm)}$

応力中心距離 $j=(d-dt)\times 7/8=901\text{ (mm)}$

水平力時せん断力(kN)：

2.94

Y10' Y11 Y11' Y12

Y10' ～Y12：2.94

短期許容せん断耐力： $sQ_a=b\cdot j\cdot sF_s=150\times 901\times 0.90=121.67\text{ (kN)}$

短期最大せん断力： $sQ=2.94\text{ (kN)}$

検定比： $sQ/sQ_a=2.94/121.67=0.02\leq 1.0$ OK

せん断補強筋 D13@200の鉄筋比

検定比： $127.0/(150\times 200)=0.42\%\geq 0.2\%$ OK

3.6.2 有効地耐力

$$f_e' = f_e - 20.0 \times D_f = 50.0 - 20.0 \times 0.80 \\ = 34.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

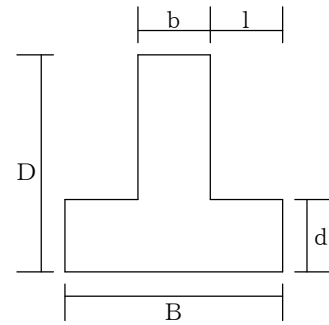
3.6.3 基礎幅(B)の検討

$$B = \Sigma w / (f_e' \times \Sigma L) \times \alpha = (556.20 + 10.00) / (34.00 \times 25.00) \times 1.2 \\ = 79.9 \rightarrow 90 \text{ (cm)}$$

個別基礎幅、基礎配筋の検討

布基礎

地耐力	f_e	50.00 (kN/m ²)
建物総重量	Σw	556.20 (kN)
立ち上がり部重量		10.00 (kN)
根入れ	D_f	80.00 (cm)
基礎全長	ΣL	25.00 (m)
かぶり厚	dt	6.00 (cm)
安全率	α	1.20
基礎の形状	b	12.00 (cm)
基礎の形状	d	15.00 (cm)
基礎の形状	D	80.00 (cm)



FC18	コンクリートせん断許容応力度	$Lfs =$	0.60 (N/mm ²)
SR235	鉄筋引張許容応力度	$Lft =$	155 (N/mm ²)
No.1	通り名称	X2	

$$\text{合計軸力 } W = 50.00 \text{ (kN)}$$

$$\text{基礎長さ } L = 3.60 \text{ (m)}$$

$$\text{基礎幅 } B = W / (f_e' \times L) \times \alpha \\ = 50.00 / (34.0 \times 3.60) \times 1.20 \\ = 49.0 \rightarrow 60 \text{ (cm)}$$

$$\begin{array}{ll} \text{有効せい } d' = 9.0 \text{ (cm)} & \text{応力中心間距離 } j = 7.88 \text{ (cm)} \\ \text{出の長さ } l = 24.0 \text{ (cm)} & \text{地反力 } \omega = 34.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{曲げモーメント } M = \omega \times l \times l / 2 = & 0.98 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ \text{せん断力 } Q = \omega \times l = & 8.16 \text{ (kN)} \\ \text{必要鉄筋断面積 } at = M / (Lft \times j) = & 0.80 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{せん断応力度 } \tau = Q / (j \times 100) = & 0.10 \leq 0.60 \text{ OK} \end{array}$$

3.6.5 土台

No.1 隅角部

材種 1種

短期せん断許容応力度 sfs 1.60 (N/mm2)

曲げ許容応力度 sfb 18.80 (N/mm2)

土台有効幅 b 10.5 (cm)

土台有効せい D 12.0 (cm)

引き抜き力 VT 100.00 (kN)

アンカーボルト間距離 ll 30.00 (cm)

有効断面積 $A_o = b \times D = 126.00 \text{ (cm}^2\text{)}$

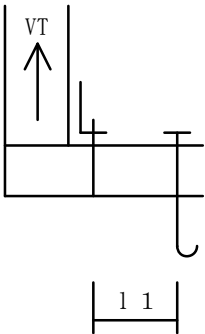
有効断面係数 $Z_o = b \times D \times D / 6 = 252.00 \text{ (cm}^3\text{)}$

引抜き力 $Q = VT = 100.00 \text{ (kN)}$

引抜きによる曲げ $M = Q \times ll = 3000.00 \text{ (kN}\cdot\text{cm)}$

せん断応力度 $\tau = ((1.5 \times Q \times 1000) / A_o) / 100$
 $= 11.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} > 1.60 \text{ (sfs)} \text{ NG!!}$

曲げ応力度 $\sigma = ((M \times 1000) / Z_o) / 100$
 $= 119.04 \text{ (N/mm}^2\text{)} > 18.80 \text{ (sfb)} \text{ NG!!}$



3.7 屋根葺き材等の検討

4. ルート2の計算他

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

 γsi : 層間変形角の逆数 hi : 構造階高 δi : 変位 Qi : 当該階 (又は壁) に作用する水平力 (kN) Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)2階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y7	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y12	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK

2階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X6	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X8	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X12	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK

1階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y5	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y7	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y10	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y10'	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y12	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK

1階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X6	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X7	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X8	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X10	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X12	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (h_i / 120) \times (Q_i / P_i)$$

$$\gamma_{si} = h_i / \delta i$$

 γ_{si} : 層間変形角の逆数 h_i : 構造階高 δi : 変位 Q_i : 当該階 (又は壁) に作用する水平力 (kN) P_i : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)2階 X方向 $h_i=2.70$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
Y3	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y7	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y12	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK

2階 Y方向 $h_i=2.70$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
X2	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X6	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X8	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X12	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK

1階 X方向 $h_i=2.70$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
Y3	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y5	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y7	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y10	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y10'	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
Y12	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK

1階 Y方向 $h_i=2.70$ (m)

通り	Q_i/P_i (地震時)	δi (cm)	γ_{si}	判定
X2	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X6	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X7	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X8	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X10	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X12	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

γsi : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

δi : 変位

Qi : 当該階 (又は壁) に作用する水平力 (kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

2階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y7	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y12	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK

2階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X6	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X8	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X12	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK

1階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y5	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y7	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y10	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y10'	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y12	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK

1階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X6	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X7	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X8	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X10	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG
X12	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

4.2 通り別 層間変形角の検討

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

γsi : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

δi : 変位

Qi : 当該階（又は壁）に作用する水平力 (kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

2階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y7	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
Y12	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK

2階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X6	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X8	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK
X12	0.642	1.44	187.00	≥ 150 OK

1階 X方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
Y3	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y5	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y7	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y10	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y10'	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK
Y12	0.599	1.35	200.42	≥ 200 OK

1階 Y方向 $hi=2.70(m)$

通り	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
X2	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X6	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X7	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X8	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X10	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG
X12	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG

層間変形角 (令 1 0 9 条の 2)

$$\delta i = (hi / 120) \times (Qi / Pi)$$

$$\gamma si = hi / \delta i$$

γsi : 層間変形角の逆数

hi : 構造階高

δi : 変位

Qi : 当該階 (又は壁) に作用する水平力 (kN)

Pi : 当該階の耐力壁の許容耐力 (kN)

<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
2	2.70	X	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
		Y	0.641	1.44	187.00	≥ 150 OK
1	2.70	X	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
		Y	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
2	2.70	X	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
		Y	0.641	1.44	187.00	≥ 150 OK
1	2.70	X	0.572	1.29	209.67	≥ 200 OK
		Y	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
2	2.70	X	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
		Y	0.641	1.44	187.00	≥ 150 OK
1	2.70	X	0.598	1.35	200.42	≥ 200 OK
		Y	0.651	1.47	184.24	≥ 200 NG

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

階	hi (m)	方向	Qi/Pi (地震時)	δi (cm)	γsi	判定
2	2.70	X	0.545	1.23	220.00	≥ 150 OK
		Y	0.641	1.44	187.00	≥ 150 OK
1	2.70	X	0.598	1.35	200.42	≥ 200 OK
		Y	0.635	1.43	188.86	≥ 200 NG

4.3 剛性率 F s : Fes算出用の係数
<<< X方向正加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F s
X	2	220.01	425.06	212.53	1.04	OK	1.00
	1	205.05			0.96	OK	1.00
Y	2	187.01	373.56	186.78	1.00	OK	1.00
	1	186.55			1.00	OK	1.00

<<< X方向正加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F s
X	2	220.01	429.69	214.84	1.02	OK	1.00
	1	209.68			0.98	OK	1.00
Y	2	187.01	371.25	185.62	1.01	OK	1.00
	1	184.24			0.99	OK	1.00

<<< X方向負加力・Y方向正加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F s
X	2	220.01	429.69	214.84	1.02	OK	1.00
	1	209.68			0.98	OK	1.00
Y	2	187.01	375.87	187.94	1.00	OK	1.00
	1	188.87			1.00	OK	1.00

<<< X方向負加力・Y方向負加力時 >>>

方向	階	γ_{si}	$\Sigma \gamma_{si}$	平均 γ_s	$R_s > 0.6$	判定	F s
X	2	220.01	420.44	210.22	1.05	OK	1.00
	1	200.43			0.95	OK	1.00
Y	2	187.01	371.25	185.62	1.01	OK	1.00
	1	184.24			0.99	OK	1.00

4.4 転倒の検討
Σ_w : 全重量
L : 建物長さ
Mo : 転倒モーメント

方向	Σ _w /2 (kN)	L (m)	地震時モーメント Mo (kN・m)	(Σ _w × L) /(2 × Mo)	判定
X	386.69	8.19	42.53×6.45+26.88×3.75= 375.13	8.44	OK
Y	386.69	8.19	42.53×6.45+26.88×3.75= 375.13	8.44	OK

方向	Σ _w /2 (kN)	L (m)	風圧時モーメント Mo (kN・m)	(Σ _w × L) /(2 × Mo)	判定
X	386.69	8.19	3.72×6.45+8.39×5.10+ 8.39×5.10+8.39×2.40= 129.72	24.41	OK
Y	386.69	8.19	3.72×6.45+8.39×5.10+ 8.39×5.10+8.39×2.40= 129.72	24.41	OK

4.5 直下率

	壁直下率	柱直下率
2→1階	85.3 % OK	71.4 % OK