「かんたん壁式構造」 計算理論

この文書は「かんたん壁式構造」の計算理論について説明するものです。操作方法についてはヘルプファイルをご覧ください。

1. プログラムの概要

1.1 構造計算の内容

これは壁式鉄筋コンクリート造(WRC 造)の構造計算を行うものです。
ここで対象としているのは計算ルート 1 に該当する構造計算(準備計算・応力計算・断面計算)で、層間変形角や保有水平耐力の計算は行いません。ここでは、対象となる建築物が平成 13 年国土交通省告示第 1026 号に定める以下のような条件を満足しているかどうかを確認します。

- 壁量(単位面積あたりの壁長さ)が規定値以上であること
- 計算ルート 1 の壁量を満足していること
- 壁厚や配筋量が規定値以上であること

対象とする荷重は「常時」「積雪時」「地震時」で、応力計算は以下の方法を採用しています。なお、積雪荷重が「多雪区域」に分類される場合は、法令にしたがい、積雪荷重の一部が常時または地震時の荷重に組み込まれます。

- 常時および積雪時の応力 : 梁の荷重項をそのまま設計応力とする
- 地震時の応力 : 平均せん断応力度法

具体的な計算方法については、日本建築センター「壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針」、ならびに日本建築学会の「壁式構造関係設計規準集・同解説」を参照しています。
なお、断面計算を行うためには、小社発売の断面計算プログラム「RC チャート 8」(またはこれを含むセット製品「RC+S チャート 8」「ストラクチャー・スイート 2」)のプロテクトキーが必要です。

1.2 基本的な考え方

(1) 耐力壁の認識

鉛直荷重は「耐力壁」により支持され、基礎に伝達されます。「耐力壁」とは、建物を構成している壁のうちのある一定の条件を満たしているものを指します。
ユーザーはプログラム内でたんに「壁」を配置するだけで、それが「耐力壁」になるかどうかの判定はプログラム内で自動的に行われます。

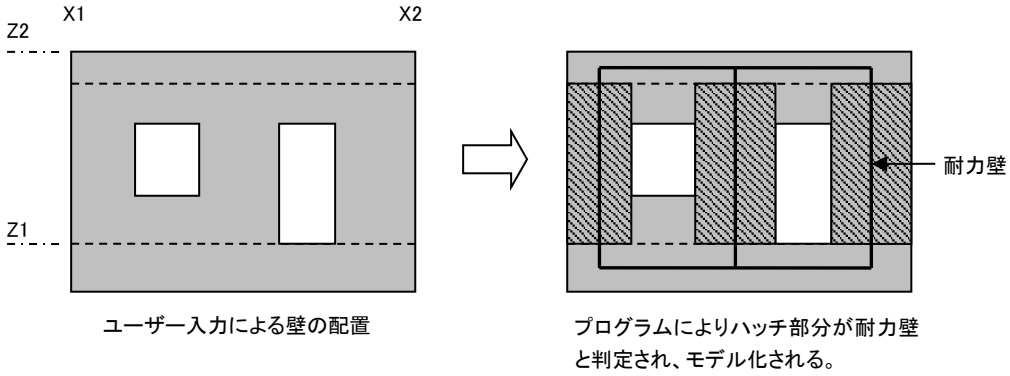


図 1.2-1 耐力壁の判定

建物の各階の床荷重は梁に伝達され、その梁の荷重は耐力壁に伝達されます(床荷重の一部は直接耐力壁に伝達される)。耐力壁に伝達された軸力は、その下に接続される下階の耐力壁に順次伝達され、最終的に最下階の「基礎」に到達します。

(2) 壁梁の認識

大梁についてはユーザーが断面リストを定義し、それを建物の軸上に配置していきますが、その大梁と、実際の応力計算に使用される梁の認識は必ずしも一致しません。プログラム内で前項のようにして耐力壁が認識されると同時に、耐力壁周辺の

梁の配置も自動的に決定されるからです。
以下、両者を区別するために、ユーザーが配置したものを「大梁」、プログラム内で自動的に配置されたものを「壁梁」と呼ぶことにします。
壁梁は以下のような部分に配置されます(図 1.2-2)。

- 下階の壁の開口の上部
- 下階に壁がないか、もしくは耐力壁にならない壁がある場合の、その上部

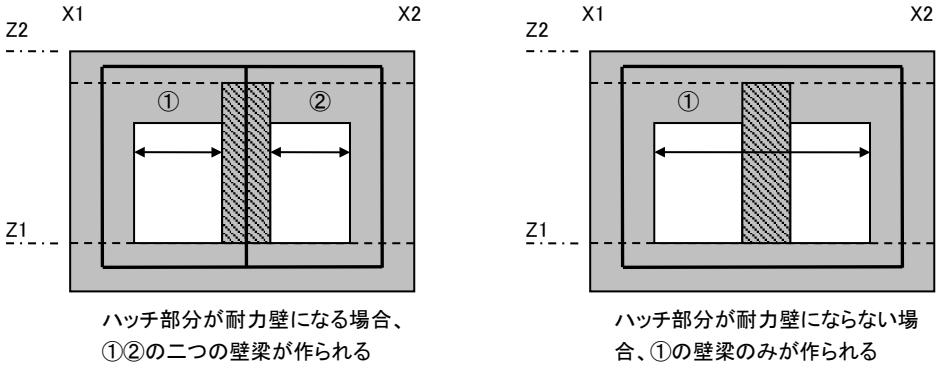


図 1.2-2 壁梁の配置

壁梁の荷重の伝達

図 1.2-3 に壁梁の荷重の伝達方法を示しています。
梁が負担する荷重は、一般に、その下部にある耐力壁に伝達されます。しかし建物によっては、梁端の下部に耐力壁が存在しないケースもあります。そのような場合、プログラムでは梁端の下部に存在する「直交方向の耐力壁」を検索します。それがある場合は梁端部の荷重をその壁に伝達させます(下図左 G1 梁)。
もし直交方向にも有効な耐力壁が存在しない場合、梁の荷重は直交方向の梁に作用することになります(下図右 G1 梁)が、この処理はプログラムで自動的には行なわれません。警告メッセージが出力されますますので、この荷重を直交方向の梁に追加荷重として入力する等の処置をとってください。

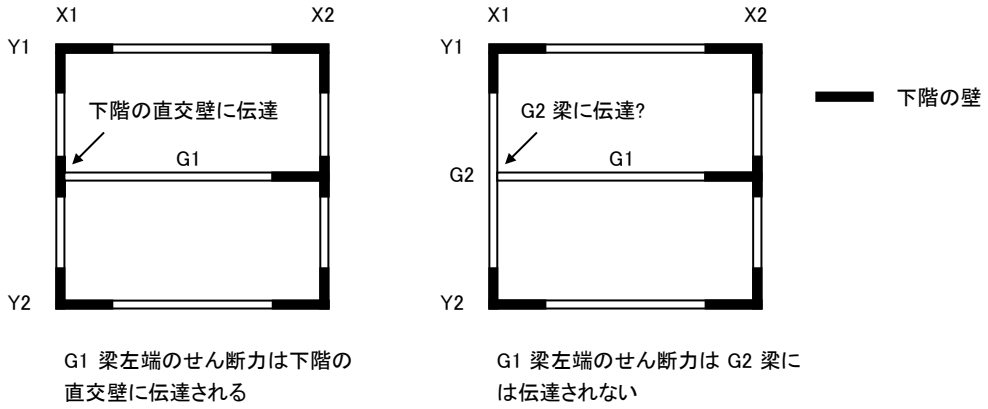


図 1.2-3 直交する壁または梁への荷重の伝達

壁梁の範囲

壁梁の配置は「その梁の下部に接続する壁」の存在により決定され、「その梁の上部に接続する壁」には影響されません。したがって、壁梁の有効長さ(スパン長)は「下部に接続する耐力壁の間隔」になります(ただし最下階の梁については「上部」を「下部」と読み替える)。図 1.2-4 を参照してください。

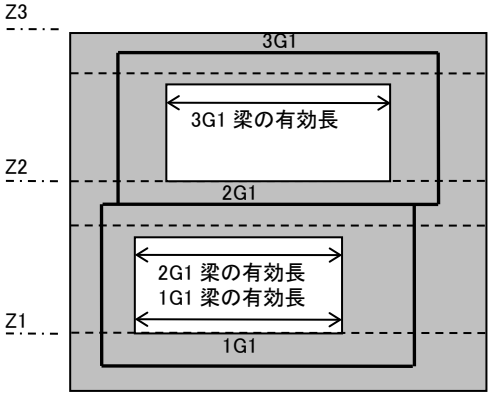
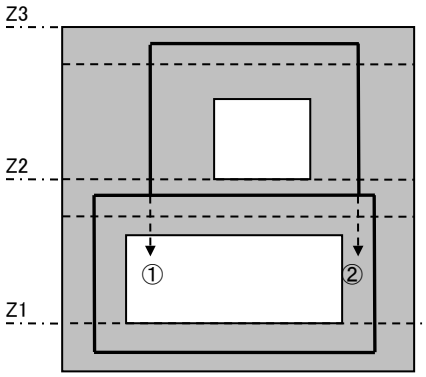


図 1.2-4 壁梁の有効スパン

(3) 下階の壁抜け

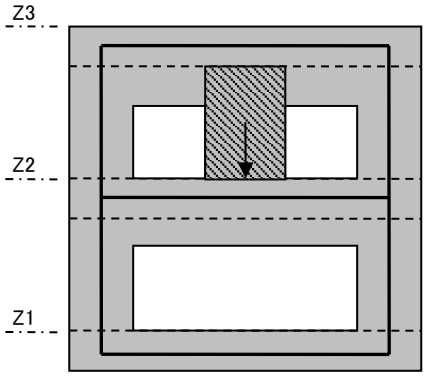
前述のとおり、壁式構造における荷重は壁梁をかいして耐力壁に伝達されます。そして、耐力壁に伝達された荷重は、その下部に接続する耐力壁に順次伝達されて最終的に基礎に到達します。しかし、耐力壁の下にその荷重を伝達する適切な耐力壁が存在しないケースがあります。いわゆる「下階の壁抜け」状態ですが、プログラムでは「下階の壁抜け」の定義を、図 1.2-5 に示すように、「上階の耐力壁の断面の中心線が下階の耐力壁の断面内にない場合」としています。



①上階柱の断面の中心線が下階柱の断面外になるので「下階の壁抜け」とみなす。
②上階柱の断面の中心線が下階柱の断面内なので「下階の壁抜け」とみなさない。

図 1.2-5 「下階の壁抜け」の定義

プログラムでは「下階の壁抜け」状態でも通常の耐力壁として扱います。この壁の重量は下の梁に伝達されます(図 1.2-6)。ただし、地震時にこの壁の下端に生じる曲げモーメントや軸力は下階の梁には伝達されませんので注意してください。



ハッチ部分は「下階の壁抜け」状態になるが、荷重は下の梁に伝達されるただし地震時の応力は伝達されない

図 1.2-6 「下階の壁抜け」の荷重伝達

1.3 建物の規模の制限

プログラムで取り扱いが可能な建物の規模は以下のとおりです。

地下階を含めた最大階数 3 (ただし地下階は最下階のみ)
X および Y 方向の最大スパン数 10

2. 構造計算の方法

2.1 建物のモデル化

(1) 耐力壁と壁梁

大梁上に配置された壁のうち、その開口を除いた部分が一定の条件を満たしている時、それを**耐力壁**と呼びます。
耐力壁は、建物の重量を支え、それを基礎まで伝達させる機能を持ちます。
耐力壁の上下には必ず大梁が存在しますが、この結果、大梁には「その下部に耐力壁がある部分」と「その下部に耐力壁がない部分」に分類されます。後者は「梁に変形が生じる可撓部分」ですが、これをとくに**壁梁**と呼びます。
なお、一般階においては大梁の「下部」に接する壁の情報により壁梁の配置が決定されますが、最下階の梁(基礎梁)についてはこれを「上部」と読み替えます。

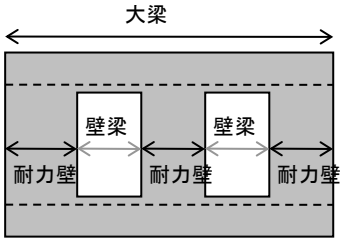
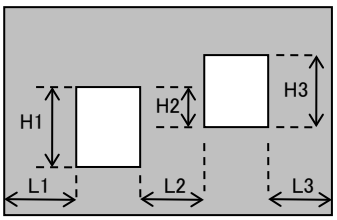


図 2.1-1 耐力壁と壁梁

耐力壁となる条件は以下の通りです。

- 長さが 450mm であること
- 長さが、同一長さを有する部分の高さの 30%以上であること



Li : 耐力壁の長さ
Hi : 同一長さを有する部分の高さ

耐力壁となるための条件
Li ≧ 450
Li / Hi ≧ 0.3

図 2.1-2 耐力壁となるための条件

(2) 地震時応力計算用のモデル

地震時応力計算用の建物モデルは、図 2.1-3 に太線で示したような、「耐力壁と壁梁を、その断面中心軸を通る線材に置換して相互に結んだもの」です。

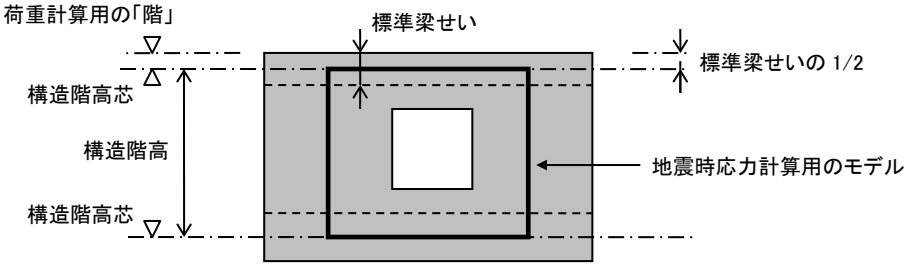


図 2.1-3 応力計算用モデル

この応力計算モデルの梁のレベルは、荷重計算用の階のレベルからその階の平均的な梁せい(**標準梁せい**) の 1/2 だけ離れた距離にあることになります。このレベルを**構造階高芯**、上下の構造階高芯間の距離を**構造階高**と呼びます。

この標準梁せいは各フレームの各階ごとに下式で計算されますが、ユーザーが直接入力することも可能です。

ある階の標準梁せい = Σ(その階の個々の梁の長さ × 梁せい) / その階の梁の総長さ

2.2 準備計算

2.2.1 荷重計算の概要

このプログラムで行っている建物の荷重計算の内容は以下のように分類されます。

① 床組の重量を計算し、大梁または耐力壁に伝達する。
② 大梁と壁の部材重量を計算し、大梁または耐力壁に伝達する。
③ 建物全体の重量を各階ごとに集計する(**建物重量**)。

上記の①および②の荷重は、大梁の荷重項または耐力壁の軸力として常時の応力になります。
③の値は地震力の計算に用いられますが、この「各階ごとに集計される建物重量」とは、Zn 階の床位置から Zn+1 階の床位置までの距離の 1/2 の点と、Zn 階の床位置から Zn-1 階の床位置までの距離の 1/2 の点の範囲内にある荷重を Zn 階の床位置に集計したものになります(図 2.2-1)。
個々の部材の荷重計算においては、これらのケースで異なる部分はありませんが、ただし、床組の荷重計算時の積載荷重の値として、①の場合には「大梁用」、③の場合は「地震力用」の値が使われます。

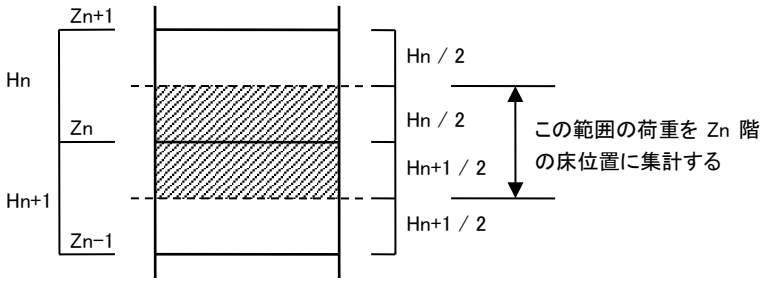


図 2.2-1 建物重量の集計範囲

2.2.2 部材の重量

(1) 床スラブの重量

床スラブの荷重（固定荷重・積載荷重）は周辺の大梁または小梁に伝達されます。小梁に伝達された荷重は、さらにそれが取り付く大梁に伝達されますので、最終的にはすべての荷重が大梁に伝達されることになります。
大梁は下部に直接耐力壁が接しているか、あるいは耐力壁に接しない「壁梁」になるか、そのいずれかの状態をとります。耐力壁に接している部分に作用する荷重はそのまま下部の耐力壁の軸力になり、壁梁になる部分に作用する荷重は梁の荷重項になります。荷重項のせん断力は両端に取付く耐力壁の軸力として加算されますので、最終的には、すべての床荷重は耐力壁の軸力になります(図 2.2-2)。

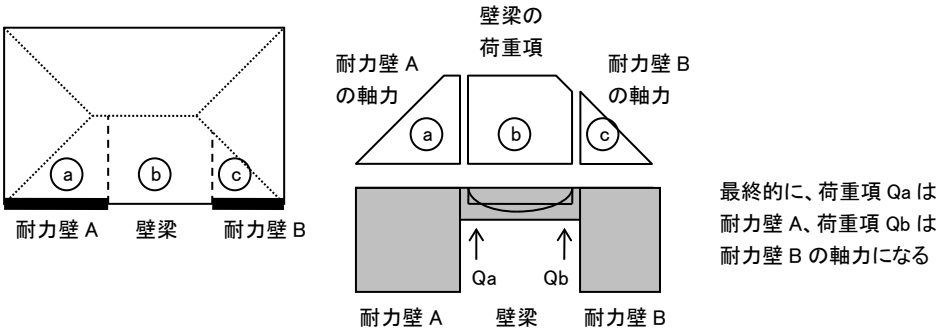


図 2.2-2 大梁に作用する床荷重の伝達

(2) 梁の重量

梁(大梁・小梁)の単位長さ当りの重量は、下式で計算される部材自重に仕上げ材の重量を加えたものになります。

部材自重(kN/m) = 部材の断面積(m^2)×材料の単位重量(kN/m^3)

鉄筋コンクリートの単位重量の初期設定は 24(kN/m^3)です。

仕上げ材の重量はユーザーが指定した単位面積あたりの仕上げ重量(kN/m^2)にもとづいて計算します。仕上げ形式は図 2.2-3 に示すとおりです。

部材断面積は、その梁の上部に何らかのスラブが取り付いている場合には、自重算出時の梁せいとしてスラブ厚分を差し引いたものを用います。これは、そのスラブ厚分の荷重はスラブの荷重として算入されるためです。このスラブ厚を**標準スラブ厚**と呼んでいます(図 2.2-4)。

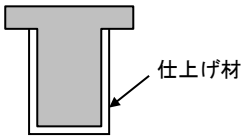


図 2.2-3 梁の仕上げ形式

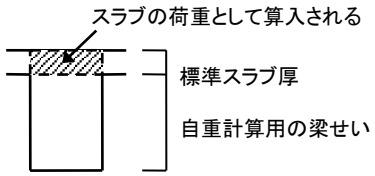


図 2.2-4 自重計算用の梁せい

各階の標準スラブ厚はプログラム内で「その階で最も使用頻度の大きいスラブの厚さ」として自動設定されますが、ユーザーが直接入力することもできます。

梁の全自重は、前記の単位長さ当りの重量に梁の全長を乗じたものになります。梁の全長は、梁が存在する始端軸と終端軸の間隔、つまりスパン長そのものです。

大梁の自重は、下部に接する耐力壁の軸力または壁梁の荷重項になりますが、その仕組みは前項の床スラブの荷重伝達と同様です。

(3) 壁の重量

壁の単位面積当たりの重量は、部材自重と仕上げ重量の和になります。部材自重は壁の厚さに鉄筋コンクリートの単位重量を乗じたもの、仕上げ重量はユーザー指定値です。

壁の重量として算入されるのは、下階の梁の上端から上階の梁の下端までの範囲です。

それが耐力壁である場合は、その範囲の全荷重が耐力壁の常時の軸力になります。非耐力壁の場合は、その荷重を下階の大梁に作用させます。また、開口の上下にある壁は、それぞれの荷重を上階または下階の大梁に作用させます。大梁に作用している荷重が耐力壁の軸力または壁梁の荷重項となる仕組みは「(1)床スラブ」と同様です。

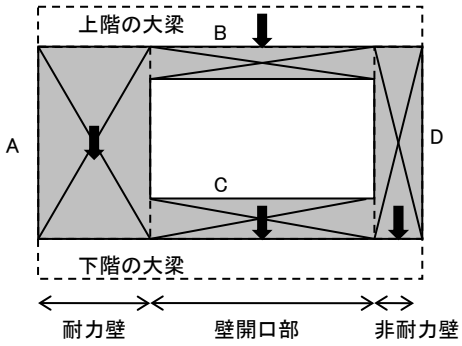
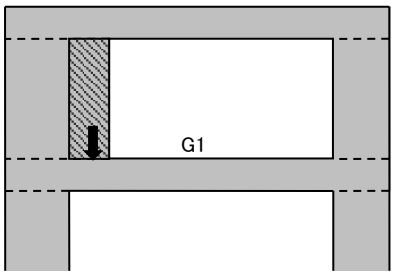


図 2.2-5 壁重量の伝達

耐力壁の長さがその下部に接続する耐力の長さよりも大きく、その一部が下階の梁に直接接するような場合は、その範囲の壁重量を下階の梁に直接作用させます(図 2.2-6)。



耐力壁の長さが、下部に取付く下階の耐力壁より長い場合は、その幅（左図ハッチ部分）の壁の重量を下部の梁（左図 G1）に伝達する。

図 2.2-6 耐力壁の長さが下階の耐力壁の長さよりも長い場合

地震力算定のための建物重量を計算する場合は、階高の 1/2 の点で壁を上下に切断し、それぞれの形状に相当する荷重を上下の階の床位置における重量として算入します。

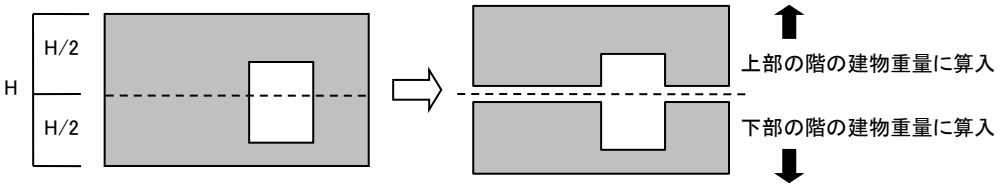


図 2.2-7 壁の建物重量への算入

2.2.3 設計地震力

前項に述べた方法によって得られた各階の建物重量 W をもとに、施行令 88 条及び昭 56 建告第 1101 号に基づいて設計地震力 Q を計算します。
地上部分の設計せん断力は下式で得られます(標準層せん断力係数 C0 は 0.2、振動特性係数 Rt は 1.0 とする)。

$$Q_i = C_i \cdot \Sigma W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C0$$
$$A_i = 1 + (1 / \sqrt{\alpha_i} - \alpha_i) \cdot \{ 2T / (1 + 3T) \}$$

α_i ： i層より上の建物重量の地上部分の建物重量の合計に対する比
T ： 建物の設計用一次固有周期 T＝0.02･h (h は建物の高さ m)

地下部分の設計せん断力は震度 K を 0.1 として計算します。

2.2.4 壁量

(1) 壁厚の検証

平成 13 年国土交通省告示第 1026 号第 6 にある規定にしたがい、各階の耐力壁の壁厚が表 2.2-1 の値（告示本文では単位が cm になっているが、これを mm に書き改めている）以上になっているかどうかを検証します。この値を下回る壁がある場合は警告メッセージが出力されます。

表 2.2-1 耐力壁の厚さ

階			耐力壁の厚さ (mm)
地上階	地階を除く階数が 1 の建築物		120
	地階を除く階数が 2 の建築物		150
	地階を除く階数が 3 以上の建築物	最上階	150
		その他の階	180
地階			180

(2) 壁量の検証(壁の「長さ」によるもの)

平成 13 年国土交通省告示第 1026 号第 6 にある規定にしたがい、各階各方向の壁量を以下の式により検証します。

$L_w \geqq L_{w0} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot Z$ かつ $L_w \geqq L_{w0} - 50$

L_w ： 各階各方向の耐力壁の総長さを、その耐力壁が支持しているる直上階の床面積で除した値 (mm/m^2)。

L_{w0} ： 表 2.2.6-2 にある必要壁量の値 (mm/m^2)。

α ： 耐力壁の厚さを表 2.2.6-1 に掲げる値以上にした場合の低減係数で、下式により計算される。

$\alpha = t_0 \cdot \Sigma l_w / \Sigma (t \cdot l_w)$

t_0： 表 2.2.6-1 に定める耐力壁の厚さ (mm)

l_w： 耐力壁の長さ (mm)

t ： 耐力壁の厚さ (mm)

β ： 耐力壁のコンクリート強度 F_c (N/mm^2)により下式で定められる値。

$\beta = \sqrt{}(18 / F_c)$ ただし $\geqq 1/\sqrt{}2$

Z ： 地域係数

壁量の分母となる「床面積」の値は自動計算または直接入力によります。

必要壁量 L_{w0} の値は告示に定められていますが、表 2.2-2 のとおりです(告示本文では単位が cm になっているが、これを mm に書き改めている)。

2.2-2 必要壁量

階		必要壁量 (mm/m^2)
地上階	最上階から数えた階数が 4 及び 5 の階	150
	その他の階	120
地階		200

(3) 壁量の検証(壁の「断面積」によるもの)

平成 13 年国土交通省告示第 1026 号第 6 にある規定にしたがい、各階各方向の壁量を以下の式により検証します。

$2.5 \Sigma A_w \geqq Z \cdot W \cdot A_i \cdot \beta$

A_w ： 各階各方向の耐力壁の断面積(mm^2)

W ： その階を含め、その階より上部の階の建物重量の和 (N)

A_i ： 層せん断力の分布係数

β ： 耐力壁のコンクリート強度により下式で定められる値(前項の説明を参照)。

Z ： 地域係数

2.2.5 基礎反力の計算

基礎形式が連続基礎(布基礎)の場合、その地反力により生じる基礎梁の応力を計算することができます。

この場合、最下階に存在するすべての耐力壁と壁梁の下に一定の幅をもつ基礎が配置されているものと仮定します。

まず、常時荷重により各々の耐力壁に生じている軸力(kN)をその支配長さ(m)で割ることにより、「耐力壁の単位長さあたりに作用している地反力(kN/m)」を計算します。この「支配長さ」とは、耐力壁の長さに隣接する壁梁の長さの 1/2 を加えたものです(図 2.2-8)。

このようにして各耐力壁の「単位長さあたりの地反力」をもとめた後、下式により「壁梁に作用している地反力(kN/m)」を計算します。

$w = (w_1 + w_2) / 2$

上式において、w_1 および w_2 は、それぞれ、壁梁左右の上部に存在している耐力壁の単位長さあたりの地反力です。左右

の一方にしか耐力壁が存在しない場合は、その耐力壁の地反力そのものの値とします。
ここから得られる等分布荷重が上向きに作用しているものとして壁梁の荷重項をもとめます。

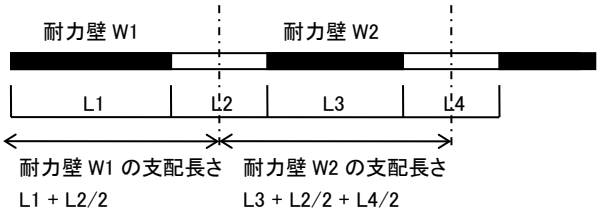


図 2.2-8 耐力壁の荷重支配長さ

2.3 応力計算

2.3.1 常時の応力

常時ならびに積雪時の壁梁の応力は、両端固定とし、両端の曲げモーメントは荷重項として計算された固定端モーメントをそのまま用います。
ただし、その一端あるいは両端が下部にある面内の耐力壁に接続していない場合は端部の固定度が低下するため、以下の値を端部の曲げモーメントとします(C はそれぞれの側における固定端モーメントをあらわす)。

一端のみが耐力壁に接する場合
耐力壁に接していない側の端部曲げ ： 0.6C
耐力壁に接している側の端部曲げ： 1.2C

両端が耐力壁に接していない場合 ： 0.6C

中央部の曲げモーメントは、上記の端部曲げモーメントと、荷重項として計算済みの M0(単純梁の中央曲げ)の値からもとめます。左右端のせん断力は、荷重項の値をそのまま用います。
耐力壁の軸力は、「2.2 準備計算」の各項で計算された各階の値を順次上の階から加算していくことによりもとめます。
耐力壁の曲げモーメント・せん断力についてはとくに計算しません。

2.3.2 地震荷重時の応力

地震荷重時の応力計算は「平均せん断応力度」にもとづいていますが、以下、その手順にしたがって記します。

① 平均せん断応力度の計算
各階・各方向ごとに、下式により平均せん断応力度 τ_{av} (kN/mm²)をもとめる。

$$\tau_{av} = Q / \Sigma A_w$$

Q ： その階・方向の設計地震力 (kN)
ΣA_w ： その階・方向の耐力壁の断面積の総和 (mm²)

② 耐力壁の負担せん断力の計算
各耐力壁ごとに、前項で得られた τ_{av} から下式により負担せん断力 Q_E (kN)をもとめる。

$$Q_E = \tau_{av} \cdot A_w$$

A_w ： 耐力壁の断面積(mm²)。基準軸に対して傾斜しているものについては断面積に $\cos^2\theta$ (θ は傾斜角)を乗じる。

③ 耐力壁の曲げモーメントの計算
前項で得られた Q_E から下式により曲げモーメント M_E (kN・m)をもとめる。

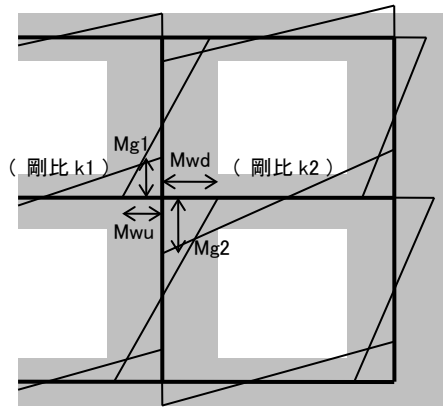
壁の脚部 $M_E = Q_E \cdot h \cdot y_0$
壁の頂部 $M_E = Q_E \cdot h \cdot (1 - y_0)$

h　　：構造階高(m)

y_0　：反曲点高比 ＝0.5

④ 壁梁の曲げモーメントの計算

耐力壁の脚部および頂部の曲げモーメントを、その耐力壁に接続する梁に剛比に応じて分配する(図 2.3-1)。



梁の曲げモーメント

Mg1 = (Mwd + Mwu)・k1 / (k1 + k2)

Mg2 = (Mwd + Mwu)・k2 / (k1 + k2)

図 2.3-1 壁梁の曲げモーメント

梁の剛比 k は下式で得られる「剛度」を基準化してあらわしたものになる。

k = I / L

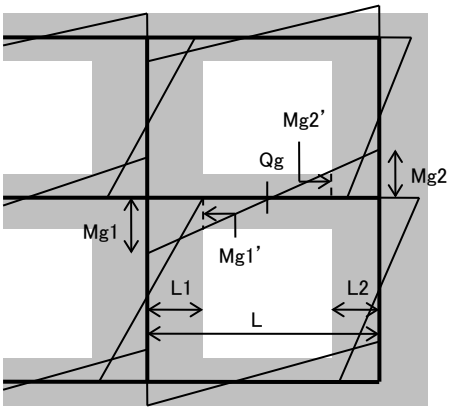
I ： 梁の断面 2 次モーメント

L ： 梁の長さ

⑤ 壁梁のせん断力・耐力壁の軸力の計算

前項で得られた梁両端の曲げモーメントの和をスパン長(耐力壁の軸芯間の距離)で除することにより梁のせん断力が得られる。さらに、これを耐力壁に作用させたもの(および上階からの累計)が耐力壁の軸力になる。

また、前項で得られた梁の曲げモーメントは耐力壁の軸芯位置におけるものなので、これを耐力壁のフェース位置の値に幾何学的に変換し、これを壁梁の地震時曲げモーメントとする(図 2.3-2)。



梁のせん断力

Qg = (M1 + M2) / L

耐力壁フェース位置の梁の曲げモーメント

Mg1' = Mg1 − Qg・L1

Mg2' = Mg2 − Qg・L2

図 2.3-2 壁梁のせん断力

2.3.3 建物の偏心を考慮した地震荷重時応力の補正

このプログラムで行っている地震時の応力計算は、建物を構成する各通りを個別に取り出して計算する、いわゆる「平面骨組」です。したがって、剛性要素の平面的な偏在(偏心)による影響を考慮した補正係数を以下の手順で求め、断面計算時には、地震時応力にこの補正係数を乗じたものをもちいます(ただしユーザーの指定により補正を行わないこともできる)。

① 重心位置の計算

各階の重心位置の X 座標 g_x と Y 座標 g_y をもとめる。

$$g_x = \Sigma(N_L \cdot x) / \Sigma N_L$$
$$g_y = \Sigma(N_L \cdot y) / \Sigma N_L$$

N_L ： 耐力壁の常時の軸力

x, y ： 耐力壁の断面中心の原点位置からの X および Y 方向の距離

② 剛心位置の計算

各階の剛心位置の X 座標 l_x と Y 座標 l_y をもとめる。なお、前述のとおり、ここでは「耐力壁の剛性はその断面積に比例する」という仮定に基づいているため、以下にある「耐力壁の剛性」はすべて「耐力壁の断面積（基準軸に対して傾斜している場合はそれを考慮したもの）」と読み替える。

$$l_x = \Sigma(K_y \cdot x) / \Sigma K_y$$
$$l_y = \Sigma(K_x \cdot y) / \Sigma K_x$$

K_x ： X 方向の耐力壁の剛性

K_y ： Y 方向の耐力壁の剛性

③ 剛心回りのねじり剛性の計算

各階の剛心回りのねじり剛性の計算 K_R をもとめる。

$$K_R = \Sigma(K_y \cdot (x - l_x)^2) + \Sigma(K_x \cdot (y - l_y)^2)$$

④ 補正係数の計算

X 方向の各耐力壁の補正係数 α_x と Y 方向の各耐力壁の補正係数 α_y が下式により得られる。

$$\alpha_x = 1 + \Sigma K_x \cdot (l_y - g_y) \cdot (l_y - y) / K_R$$
$$\alpha_y = 1 + \Sigma K_y \cdot (l_x - g_x) \cdot (l_x - x) / K_R$$

2.4 断面計算

2.4.1 耐力壁

耐力壁は、地震時の曲げモーメントとせん断力に関する短期の検定を行います（常時の応力に対する長期の検定は行わない）。いずれの場合も、設計応力を許容耐力で除した値（検定比）が 1.0 以下になるかどうかにより適否を判断しています。

(1) 設計曲げモーメント

耐力壁の地震時の曲げモーメントは各階の構造階高芯位置で計算され、通常はこの値をそのまま設計曲げモーメントとしますが、ユーザーの指定により、これを壁梁のフェース位置の値とすることもできます。

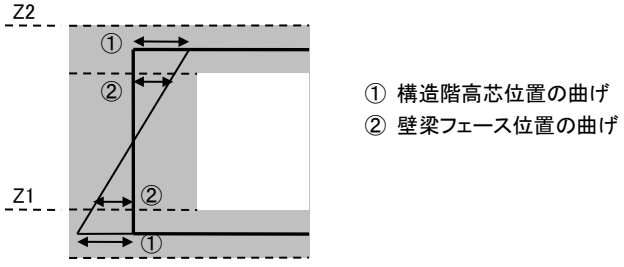


図 2.4-1 耐力壁の設計曲げモーメント

(2) 曲げモーメントに関する検定

壁の脚部および頂部に関してそれぞれ検定します。

許容曲げモーメント M_A(N・mm)は、日本建築学会の規準にしたがい、下式によりもとめます。

$$M_A = \min (C_1, C_2) \cdot t \cdot l^2$$

$$C_1 = \{ (40/3) \cdot (1 - 1.2 \cdot N_s \cdot p_t / (t \cdot l \cdot f_c)) + (1/15) \cdot (1 + 1.2 \cdot N_s / (t \cdot l \cdot f_c)) \} \cdot f_c$$

$$C_2 = \{ 0.8 \cdot p_t + 0.37 \cdot N_s / (t \cdot l \cdot f_t) \} \cdot f_t$$

t ： 耐力壁の厚さ (mm)
l ： 耐力壁の長さ (mm)
p_t ： 引張鉄筋比(曲げ補強筋の全断面積を耐力壁の断面積で除した値)
N_s ： 短期の軸力(N)
f_c ： コンクリートの短期許容圧縮応力度(N/mm²)
f_t ： 鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

ただし上記の規準によれば、上式が適用できるのは軸力が一定の範囲内にある場合に限る、とされていますので、以下の制限を満足しない場合は警告メッセージを出力します。

$$N_s / (t \cdot l \cdot f_c) < 0.4$$

(3) せん断力に関する検定

設計せん断力 Q_D (N)は、地震時せん断力の割増しにより、下式でもとめます。
割増率の値は、日本建築学会の規準により 2.0 とします。

$$Q_D = n \cdot Q_E$$

Q_E ： 地震時せん断力 (N)
n ： 割増率

許容せん断力 Q_A(N) は日本建築学会の規準にしたがい、下式によりもとめます。

$$Q_A = t \cdot j \cdot f_s$$

t ： 耐力壁の厚さ (mm)
j ： 耐力壁の応力中心間距離(mm)で、下式による。
$j = 0.9 \cdot l \cdot (7/8)$ l (mm)は耐力壁の長さ
f_s ： コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

(4) 計算外規定

平成 13 年国土交通省告示第 1026 号第 6 にある規定にしたがい、各階の耐力壁のせん断補強筋比が表 2.4-1 の値以上になっているかどうかを検証します。この値を下回る壁がある場合は警告メッセージを出力します。

表 2.4-1 耐力壁のせん断補強筋比

階			鉄筋比 (%)
地上階	地階を除く階数が 1 の建築物		0.15
	地階を除く階数が 2 以上の建築物	最上階	0.15
		最上階から数えた階数が 2 の階	0.20
		その他の階	0.25
地階			0.25

「壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針」にある記述(P.44)にしたがい、各階の耐力壁の曲げ補強筋の量(鉄筋の全断面積)が表 2.4-2 の値以上になっているかどうかを検証します。この値を下回る壁がある場合は警告メッセージを出力します。

表 2.4-2 耐力壁の曲げ補強筋

階	曲げ補強筋	
	h_0 ≦ 1m	h_0 ＞ 1m
平屋建	1-D13	1-D13
2 階建の各階 3, 4, 5 階建の最上階	1-D13	2-D13
3, 4, 5 階建の最上階から数えて 2 つ目の階	2-D13	2-D13
平屋建, 2 階建の地下階 3 階建の 1 階および地下階 4 階建の 2 階, 1 階および地下階 5 階建の 3 階および 2 階	2-D13	2-D16
5 階建の 1 階および地下階	2-D16	2-D19

h_0 ： 耐力壁に接している開口部の高さ

2.4.2 壁梁

壁梁については、常時の曲げモーメント・せん断力に関する長期の検定、および積雪時と地震時の曲げモーメント・せん断力に関する短期の検定を行います。いずれの場合も、設計応力を許容耐力で除した値（検定比）が 1.0 以下になるかどうかにより適否を判断しています。

(1) 設計曲げモーメント

壁梁の設計位置は耐力壁のフェースになります。
地震時の曲げモーメントは耐力壁の断面中心で計算していますが、これを壁フェース位置の値に変換します。その具体的な方法については「2.3.2 地震荷重時応力」を参照してください。

(2) 曲げモーメントに関する検定

両端部と中央部の計 3 箇所について検定します。
長期および短期の許容曲げモーメント M_A (N・mm)は、日本建築学会の規準にしたがい、下式によりもとめます。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

a_t ： 引張鉄筋の全断面積 (mm^2)
f_t ： 鉄筋の長期または短期許容引張応力度(N/mm^2)
j ： 応力中心間距離 (mm)
$j = (7/8)\,d$　　d (mm)は壁梁の有効せい

なお、上式における梁の有効せい d の値は、鉄筋のかぶり厚・スタラップの径・主筋径の値から精算にて求めています。

(3) せん断力に関する検定

部材の両端部の計 2 箇所について検定します。
地震時の設計せん断力 Q_D (N)は、地震時せん断力の割増しにより、下式でもとめます。
割増率の値は、日本建築学会の規準により 2.0 とします。

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E$$

Q_L ： 常時のせん断力 (N)
Q_E ： 地震時せん断力 (N)
n ： 割増率

長期の許容せん断力 Q_{AL} および短期の許容せん断力 Q_{AS} (N)は、日本建築学会の規準にしたがい、下式により求めま

す。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$
$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{\alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_wf_t (p_w - 0.002)\}$$

b ： 壁梁の幅 (mm)
j ： 壁梁の応力中心間距離(mm)。前項参照
f_s ： コンクリートの長期または短期許容せん断応力度(N/mm²)
${}_wf_t$ ： せん断補強筋のせん断補強用の短期許容引張応力度(N/mm²)
p_w ： せん断補強筋の鉄筋比で、0.002 を下回る場合は 0.002 とする
α ： つねに 1 とする

(4) たわみの計算

建設省告示「平 12 第 1459 号」にもとづき、梁の中央部（片持ち梁の場合は先端）の長期たわみ量が以下の式を満足することを確認します。

$$\alpha \cdot \delta / L \leqq 1/250$$

α ： 変形増大係数で 8 とします
δ ： 梁中央部の長期たわみ量
L ： 梁のスパン

梁の中央部の長期たわみ量 δ は、梁に作用する全荷重を等分布荷重にならし、以下の式によりもとめます（下式右辺の第一項は単純梁のたわみ量、第二項は両端曲げによる曲げ戻しのたわみ量をあらわします）。

$$\delta = 5 \cdot w \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I) - (M_1 + M_2) \cdot L^2 / (16 \cdot E \cdot I)$$

w ： $= (Q_1+Q_2) / L$ 梁に作用する等分布荷重
L ： スパン長
M_1, M_2 ： 左および右端の長期設計モーメント
Q_1, Q_2 ： 左および右端の長期設計せん断力
E ： ヤング係数
I ： 梁（長方形断面）の断面 2 次モーメント

片持ち梁の先端の長期たわみ量 δ は、梁に作用する全荷重を先端に作用する集中荷重におきかえ、以下の式によりもとめます。

$$\delta = P \cdot L^3 / (3 \cdot E \cdot I)$$

P ： 先端に作用する集中荷重（片持ち梁に作用する全荷重）

(5) 計算外規定

平成 13 年国土交通省告示第 1026 号第 6 にある規定にしたがい、下記の条件を満たしていないものについては警告メッセージを出力します。

- 梁せいが 450mm 以上であること
- 主筋径が D13 以上、かつ本数が 2 以上であること