

第3章 構造耐震指標 I_s の算定

3.1 第1次診断法

第1次診断法における構造耐震指標 I_s は、建築物の各階の梁間及び桁行方向それぞれについて、(3.1.1)式により算定する。

$$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T \quad (3.1.1)$$

ここで、 E_o ：保有性能基本指標で(3.1.2)式による。

$$E_o = \frac{1}{A_i} C_w \cdot F \quad (3.1.2)$$

C_w ：対象としている階の検討方向のWPC造耐力壁の強度指標で、(3.1.3)式による。

$$C_w = \frac{\sum(t_{wj} \cdot A_{wj})}{\sum W} \cdot b_c \quad (3.1.3)$$

t_{wj} ：対象としている階の検討方向における j 番目のWPC造耐力壁の終局時平均せん断強度 (N/mm²) で、(3.1.4)式による。

$$t_{wj} = t_{wo} \cdot a_j \cdot g_j \quad \text{かつ} \quad t_{wj} \leq 2.5 \quad (3.1.4)$$

A_{wj} ：対象としている階の検討方向における j 番目のWPC造耐力壁の水平断面積(mm²)で、当該耐力壁の厚さに長さを乗じた数値。なお、耐力壁内の小開口を無視して算定する。

t_{wo} ：長方形断面の無開口耐力壁の終局時平均せん断強度で、1.0 N/mm² とする。

a_j ：直交壁による終局時平均せん断強度の割増係数で、鉛直接合部のせん断耐力が十分大きい場合は、(3.1.5)式による数値とすることができる。

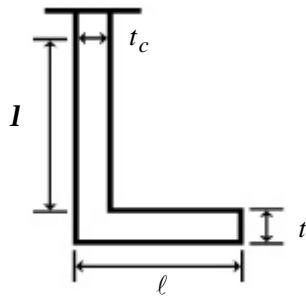
$$a_j = \frac{\Sigma A}{\ell \cdot t} \quad (3.1.5)$$

ΣA ：対象としている階の検討方向における j 番目のWPC造耐力壁の水平断面積 A_{wj} に、当該耐力壁の終局時平均せん断強度に有効な範囲内の直交壁の水平断面積を加算した全断面積(mm²)。ここで、有効な直交壁の範囲は、片側につき直交壁厚の6倍または相隣合う耐力壁までの内のり長さの1/2ならびに直交壁の長さのうちの最少の長さとする(図3.1.1参照)。

ℓ ：耐力壁長さ(mm) (図3.1.1参照)

t ：耐力壁厚さ(mm) (図3.1.1参照)

g_j ：耐力壁の小開口に対する低減係数で、次式による g_1 と g_2 のうち、小さい方の数値とする。



[注] l : 有効な直交壁の範囲

t_c : 直交壁の厚さ

$$\Sigma A = t \cdot l + t_c \cdot l$$

図 3.1.1 耐力壁の終局時平均せん断強度に有効な直交壁の範囲

$$g_1 = 1 - l_o / l \quad \text{かつ} \quad l_o / l \leq 0.4$$

$$g_2 = 1 - \sqrt{(h_o \cdot l_o) / (h \cdot l)} \quad \text{かつ} \quad \sqrt{(h_o \cdot l_o) / (h \cdot l)} \leq 0.4$$

l_o : 耐力壁の小開口の内り長さ (mm)

h_o : 耐力壁の小開口の内り高さ (mm)

h : 耐力壁の高さ (mm)

ΣW : 対象としている階より上の地震力算定用重量 (N) で、建築基準法施行令第 86 条第 2 項ただし書の規定によって特定行政庁が指定する多雪区域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。

b_c : W P C 造耐力壁のコンクリートの圧縮強度に応じた強度補正係数で、(3.1.6)式による。

$$b_c = \sqrt{(s_B / 20)} \quad (3.1.6)$$

s_B : W P C 造耐力壁のコンクリートの圧縮強度 (N/mm²) で、通常の場合 27 (N/mm²) としてよい。特別に調査を行った場合は、調査結果より圧縮強度を定めてよい。

F : 靱性指標で、1.0 とする。

A_i : 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数で、

$$\frac{(n+i)}{(n+1)} \quad \text{としてもよい。また、昭和 55 年建設省告示第 1793 号によってもよい。}$$

n : 建築物の地上階数

i : 対象としている階。1 階を 1 とし、最上階を n とする。

S_D : 形状指標

T : 経年指標

【解説】

(1) 第1次診断法における診断方針

第1次診断法においては、耐力壁以外の主要耐震部材である壁梁や基礎梁の耐力が十分に大きく、かつ耐力壁のせん断耐力により建築物の保有水平耐力が決定されるものとして耐震診断を行う。耐力壁のせん断強度は、直交壁の影響を考慮してコンクリート壁水平断面積より算定する。

WPC造耐力壁にあっては、水平接合部や鉛直接合部が存在するが、水平接合部のせん断強度は摩擦係数を0.7として算定しており、少なくとも耐力壁の軸方向力の0.7倍以上のせん断強度を有していること、および鉛直接合部は短期荷重時の2.5倍以上のせん断応力度に対して終局強度設計するとともに上階の鉛直接合部は十分なせん断強度上の余力を有していること、ならびに付-3に示すWPC造実大5層立体耐震実験結果より当該接合部が終局時(耐力壁の平均せん断応力度にして1.68N/mm²)まで一体的に挙動していたことを考慮し、当該接合部は十分な強度を有していると考えられることから、第1次診断法においては当該接合部の検討は省略してよいこととしている。

(2) WPC造耐力壁の強度指標 C_w

WPC造耐力壁の強度指標 C_w を求める(3.1.3)式は、文献1)に記載の(7)式の第3項に準拠したものである。このとき文献1)と同様に、コンクリートの圧縮強度 s_B の数値が20N/mm² 以上の場合の強度補正係数 b_c を考慮している。

(3) WPC造耐力壁のコンクリートの圧縮強度 s_B と圧縮強度に応じた強度補正係数 b_c

WPC造耐力壁はプレキャスト壁板と鉛直接合部から構成され、両者の設計基準強度が同一の場合においても、実際の圧縮強度としてはプレキャスト壁板の圧縮強度の方が充てんコンクリートの圧縮強度よりも高くなっているのが一般的である。これは、プレキャスト壁板の製作工程上、コンクリートを打設後、蒸気養生等を行い、翌日には脱型して立て起こす必要があるため、脱型時の圧縮強度として10 N/mm² 以上を確保する必要があるためである。これにより、4週圧縮強度としては一般に27~30 N/mm² 程度の数値が確実に得られている。

充てんコンクリートの圧縮強度は設計基準強度に比してそれほど高くはないが、壁板の水平断面積に比して充填コンクリート部の断面積の占める比率が小さいこと、および実験によれば鉛直接合部は実験終了まで一体的に挙動していたこと²⁾等を考慮し、プレキャスト壁板の圧縮強度を用いてよいこととした。また、WPC造耐力壁のコンクリートの圧縮強度 s_B としては、実際のプレキャスト壁板の圧縮強度の最小値と考えられる数値である27 N/mm² を採用してよいこととした。

(4) 耐力壁の強度指標算定における終局時平均せん断強度 t_{wj}

WPC造耐力壁の終局時平均せん断強度である(3.1.4)式は、小開口のない長方形断面のWPC造耐力壁の終局時平均せん断強度に、直交壁の効果による強度増加と小開口による強度低下を考慮したものである。

(5) 直交壁による終局時平均せん断強度の割増係数 a_j

直交壁が取り付くことによる耐力壁の終局時平均せん断強度の割増係数 a_j は、現場打ち壁式鉄筋コンクリート造のせん断強度に関する文献3)および4)を考慮したものである。この場合、直交壁による当該耐力壁の終局せん断耐力の上昇を割増係数の形で考慮していることから、WPC造耐力壁にあっては、直交壁付耐力壁が終局せん断耐力に達するまで直交壁との鉛直接合部が破壊しないことを確かめるか、もしくは直交壁

との鉛直接合部が終局せん断耐力に達する時の耐力から割増係数を算定する必要があるが、既往の実験結果²⁾によれば、鉛直接合部は実験終了まで周辺の壁板と一体的に挙動していたことを考慮し、ここでは鉛直接合部の検討は考慮しなくてよいこととしている。

なお、文献4)においては直交壁による終局せん断強度の割増係数として上限値1.5を採用しているが、ここでは文献2)の実験結果との比較による検討結果(付-3参照)を考慮し、上限値は設けてはいない。

(6) 耐力壁の小開口に対する低減係数 g_j

耐力壁のせん断強度式中における小開口に対する低減係数 g_j は、文献5)によっている。

(7) 無開口長方形断面耐力壁の終局時平均せん断強度 t_{wo}

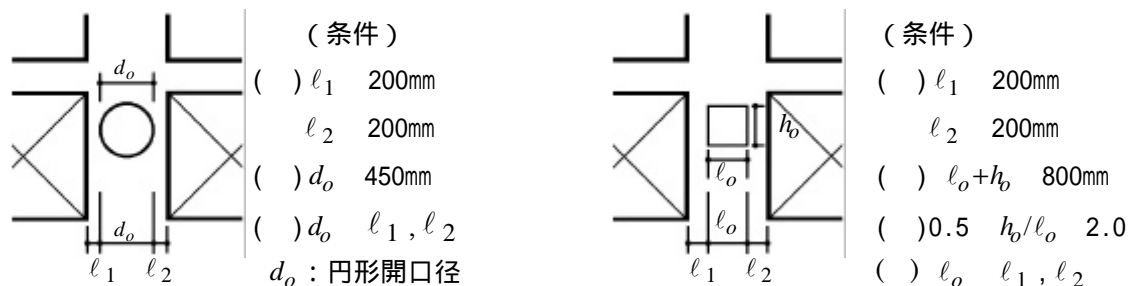
無開口長方形断面耐力壁の終局時平均せん断強度 t_{wo} の数値 1N/mm^2 は、文献1)に記載の柱なし壁の数値と同じである。

(8) 耐力壁の長さ l

耐力壁として算入できるものは、長さが450mm以上のWPC造壁とする(建築基準法施行例第78条の2)。また、耐力壁に小開口を有する場合で、図3.1.2に示すすべての条件を満たし、かつ小開口周囲を適切に補強した場合(文献6)参照)は、耐力壁の長さ l の算定において小開口を無視してよい⁶⁾。これ以外の場合、小開口両側の壁各々を耐力壁(ただし、450mm以上の場合に限る)の長さとして算入する。

(9) 形状指標及び経年指標

形状指標 S_d および経年指標 T については、WPC造、WRC造とも鉄筋コンクリート造と同様の構造種別であることから、「RC診断基準」¹⁾の関連部分を参照して設定する。



(a) 円形開口の場合

(b) 長方形開口の場合

図3.1.2 耐力壁の断面積算定上無視してよい小開口の大きさ⁶⁾

3.2 第2次診断法

第2次診断法における構造耐震指標 I_s は、建築物の各階の梁間及び桁行方向それぞれについて、(3.2.1)式により算定する。

$$I_s = E_o \cdot S_D \cdot T \quad (3.2.1)$$

ここで、 E_o ：保有性能基本指標で(3.2.2)式または、(3.2.3)式から求まる値のうち大きいものとしてとることができる。

$$E_o = \frac{1}{A_i} \sqrt{(C_1 \cdot F_1)^2 + (C_2 \cdot F_2)^2 + (C_3 \cdot F_3)^2} \quad (3.2.2)$$

$$E_o = \frac{1}{A_i} (C_1 + a_1 C_2 + a_2 C_3) \cdot F_1 \quad (3.2.3)$$

C_1 、 C_2 、 C_3 ：それぞれのグループの強度指標の総和(= $(\Sigma Q_u)/(\Sigma W)$)で、

$Q_u = \min(Q_{mu}, Q_{su}, Q_{hu})$ とする。すなわち、各耐力壁の強度 Q_u は、曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} 、終局せん断強度 Q_{su} 、水平接合部破壊時のせん断力 Q_{hu} の最小の値として算出する。最も低い強度として算出されるのが Q_{mu} のものを曲げ壁、 Q_{su} のものをせん断壁、 Q_{hu} のものを水平接合部破壊壁とする。

Q_{mu} ：(3.2.4)式で求められる曲げ降伏時のせん断力。

Q_{su} ：(3.2.8)式で求められる終局せん断強度。

Q_{hu} ：(3.2.10)式で求められる水平接合部の終局せん断耐力。

F_1 、 F_2 、 F_3 ：それぞれのグループの靱性指標で、

曲げ壁のF値は2.0(両端に直交壁のない場合は $F=1.5$)(なお、これは、 Q_{su}/Q_{mu} 1.3の場合に限る。1.0 $Q_{su}/Q_{mu} < 1.3$ の場合には、1.0と2.0(もしくは1.5)を直線補間した値とする)

せん断壁のF値は1.0、

水平接合部破壊壁のF値は、接合部破壊しないものとして算定されるF値と等しいものとする。

a_1 、 a_2 ：強度寄与係数で、いずれも1.0とする。

A_i ：建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表す係数で、

$\frac{(n+i)}{(n+1)}$ としてもよい。また、昭和55年建設省告示第1793号によってもよい。

n ：建築物の地上階数。

i ：対象としている階。1階を1とし、最上階を n とする。

S_D ：形状指標。

T ：経年指標。

連層耐力壁の当該階の曲げ降伏時のせん断力 Q_{mu} は、(3.2.4)式による。

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{y_o \cdot H} + (k_B + k_S) \cdot (N_0 + N_e) \cdot Z_0 \quad (3.2.4)$$

ここで、 M_u ：連層耐力壁の当該階の壁脚の終局曲げモーメントで、(3.2.7)式による。

H ：壁脚から建物頂部までの高さ。

y_o ：反曲点高さ比で、2/3 とする。

k_B ：壁梁の曲戻しによって耐力壁の保有水平耐力が増加する効果による係数で、壁梁がない独立耐震壁では $k_B = 0$ 、同一構面内に複数の連層耐力壁があり、当該耐力壁が壁梁により連続している場合には、(3.2.5)式によって求める。

ただし、 k_B は上限値を 0.6 とする。

$$k_B = \frac{2n_f - 1}{2n_f} \cdot a_s \cdot a_b \cdot a_\ell \cdot a_r \cdot k_0 \quad 0.6 \quad (3.2.5)$$

k_S ：壁梁のせん断力による耐力壁の鉛直方向の拘束によって保有水平耐力が増加する効果による係数で、壁梁がない独立耐震壁では $k_S = 0$ 、同一構面内の曲げ引張側で当該耐力壁により連続している場合は(3.2.6)式によって求める。ただし、 k_S は上限値は 0.6 とする。

$$k_S = \frac{\ell_w}{\ell_s} \cdot \frac{2n_f - 1}{2n_f} \cdot a_s \cdot a_b \cdot a_\ell \cdot a_r \cdot k_0 \quad 0.6 \quad (3.2.6)$$

$\frac{2n_f - 1}{2n_f}$ ：階数による補正係数。 n_f は、当該階が支持する床数。

a_s ：スラブ筋の梁への協力効果により生じる強度増加率で、1.5 とする。

a_b ：腰壁の効果による強度増加率で、 $1 + \frac{n_{SB}}{n_{WB}}$ としてよい。 n_{SB} は、当該階より上の腰壁（両側が耐力壁に連続するものに限る）の総数、 n_{WB} は壁梁の総数とする。

a_ℓ ：水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として、鉛直荷重に対する設計により生じる余裕率で、1.1 とする。

a_r ：水平荷重に対する応力に必要な強度を基準として配筋調整によって生じる余裕率で、1.3 とする。

N_0 ：耐力壁の負担軸力(N)。

N_e ：直交壁の負担軸力(N)。直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣合う耐力壁がある場合は、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

k_0 ：当該建物の設計時に用いられた当該階の短期許容応力度設計用の震度（= 0.2）

Z_0 ：当該建物の設計時の地震力算出に用いられた地域係数 Z_0

$$Z_0 = Z \cdot Z_i$$

Z ：昭和 55 年度建設省告示第 1793 号で定めている地域係数。

Z_i ：地域で定めている割増係数。

ℓ_w ：耐力壁の有効せい(mm)で、 0.9ℓ とする。

ℓ ：耐力壁の全長(mm)。

ℓ_s ：耐力壁の曲げ引張りとなる側の壁梁の内法長さ(mm)。

$$M_u = \Sigma a_t \cdot s_y \cdot \ell_w + 0.5 \Sigma a_w \cdot s_{wy} \cdot \ell_w + 0.5 N_0 \cdot \ell_w + \Sigma N_e \cdot e \quad (3.2.7)$$

ここで、 a_t : 引張り側の有効な曲げ補強筋の全断面積(mm²)で、引張り縁から 0.2ℓ または 200mm 以内の範囲にあるものを算入する。

s_y : 引張り側の曲げ補強筋の材料強度(N/mm²)

ℓ_w : 耐力壁の有効せい(mm)で、 0.9ℓ とする。

ℓ : 耐力壁の全長(mm)

a_w : 耐力壁の有効な縦筋の全断面積(mm²)

s_{wy} : 耐力壁の縦筋の材料強度(N/mm²)

N_0 : 耐力壁の負担軸力(N)

ΣN_e : 直交壁の負担軸力(N)。直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣合う耐力壁がある場合は、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

e : 耐力壁の圧縮縁から直交壁までの距離から 0.1ℓ を引いた数値 (mm)

耐力壁の当該階の終局せん断強度 Q_{su} は、(3.2.8)式による。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \ell_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{P_{we} \cdot s_{wy}} + 0.1 s_o \right\} (g_j \cdot t_e \cdot j) \quad (3.2.8)$$

p_{te} : 引張鉄筋比(%)。壁端部から 0.2ℓ または 200mm の範囲内の鉛直方向の鉄筋を含める。

ℓ : 耐力壁の全長(mm)

F_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

$M / (Q \ell_w)$: 部材の端部のモーメントのせん断力に対する比。ただし、 $1 \leq M / (Q \ell_w) \leq 3$ とする。

p_{we} : 部材のせん断補強筋比(縦せん断補強筋比と横せん断補強筋比の平均値とする)

s_{wy} : せん断補強筋の材料強度(N/mm²)

s_o : 平均軸方向応力度 = $N_0 / (\ell \cdot t)$ (N/mm²)

N_0 : 耐力壁の負担軸力(N)

g_j : 耐力壁の小開口に対する低減係数で、「3.1 第1次診断法」の g_j と同様に定めて良い。

t_e : 耐力壁の有効厚さ(mm)で(3.2.9)式によって求める。

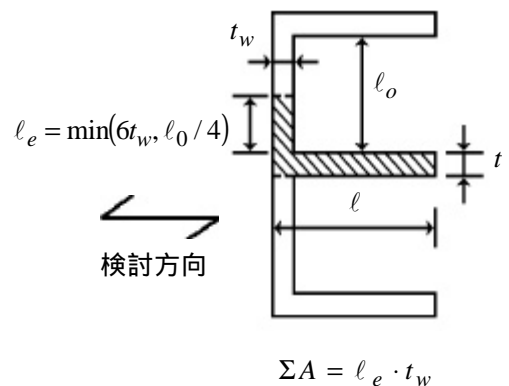
$$t_e = t + \frac{\Sigma A}{\ell} \quad (3.2.9)$$

ΣA : 有効な範囲内の直交壁の断面積(mm²)。ここで、有効な直交壁の範囲は、片側につき直交壁厚の6倍または直交壁の内法長さの 1/4 のうちの最小長さとする。なお、鉛直接合部の検討が必要な場合がある。

t : 耐力壁厚さ(mm)

j : 応力中心距離(mm)で、 $(7/8) \ell_w$ とする。

ℓ_w : 壁の有効せい(mm)で、 0.9ℓ とする。



耐力壁の水平接合部の終局せん断耐力 Q_{hu} は、(3.2.10)式による。

$$Q_{hu} = 0.7(\Sigma a_h \cdot s_y + N_0 + N_e) \quad (3.2.10)$$

ここで、 s_y : 耐力壁の水平接合部を横切る縦筋の材料強度(N/mm²)

a_h : 水平接合部の有効な接合筋の断面積(mm²)

N_0 : 耐力壁の負担軸力(N)

N_e : 直交壁の負担軸力(N)。直交壁として考慮できる部分は、耐力壁に直交する全ての壁で、相隣合う耐力壁がある場合は、直交壁の負担軸力の 1/2 とする。

【解説】

(1) 第2次診断法における診断方針

本節における診断方法は、主として壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の基・規準に適合する集合住宅建築物を対象とする。壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造特有の破壊として接合部の破壊がある。第2次診断方法においては、水平接合部の破壊を定量的に考慮する。

ここに示されている(3.2.4)式の曲げ壁の負担せん断力の評価方法は、1階から最上階まで連続した連層耐力壁に適用することを想定したものになっていることに注意しなければならない。すなわち、(3.2.4)式は、耐力壁が1階から最上階まで連続し、鉛直接合部が一体で挙動することを考慮して算出されている。

不整形な耐力壁配置の場合には、(3.2.4)式の簡略な評価方法は正確ではないので、より詳細な解析によって架構の水平耐力を評価する必要がある。

(2) 壁式構造の立体解析の取り扱い

建築研究所で実施された桁行方向の架構の水平加力実験結果²⁾によれば、壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の実大試験体は、最大耐力時には壁脚の曲げ降伏と梁端部の曲げ降伏による全体降伏メカニズムを示し、この機構を仮定して算定した保有水平耐力の計算値は、実験値の58%程度であった。さらに文献²⁾では、立体効果など計算で考慮されていない要因が、計算値と実験値の食い違いの理由として述べられている。

立体効果には a) 耐力壁の強度を上昇させる直交壁の補強筋の効果、b) 直交壁を介して耐力壁に作用する軸力の効果、c) 壁梁とスラブの連成による強度上昇、および、d) 壁梁とその直上に連続する開口下の腰壁の合成効果による強度上昇がある。ここに提案する第2次診断法では、立体効果の影響を耐力壁の軸力と直交壁の効果として考慮することを推奨している。これらの効果を無視した場合には、結果は安全側となるが、一般に実際より低い I_s 値が得られるものと考えられる。

立体効果を考慮する場合、同一面内で鉛直接合部により接合され水平方向に連続した耐力壁をどこまで1枚の耐力壁として考えるかが、モデル化において課題となる。せいが大きい耐力壁の曲げ強度は極めて大きくなる。ただし耐力壁の長さが大きくなるほど、鉛直接合部の負担せん断力が大きくなる。そのため、鉛直接合部の破壊が起こる可能性が増大するので鉛直接合部の検討が必要である。耐力壁の全長 l に対する連層壁の全高さ H の比が1程度を目安としてこれを上回る場合は、検討を省略できる。

(3) 構造耐震指標 I_s の算定

耐力壁の負担水平力は、耐力壁の曲げ降伏時のせん断力(3.2.4)式、耐力壁の終局せん断耐力(3.2.8)式、水平接合部の終局せん断耐力(3.2.10)式のうちの最も小さい値とする。また、破壊モードはそれぞれ、曲げ壁、せん断壁、および水平接合部破壊壁とする。

靱性指標 F 値は、せん断破壊する耐力壁では1.0とする。曲げ壁においては、「RC診断基準」¹⁾が、耐力壁の F 値を2.0(両側柱付壁でない場合は1.5)としているのになら、壁の両端に直交壁がある場合は2.0、その他の場合は1.5とした。建築研究所で実施された桁行方向の架構の実大水平加力実験結果²⁾によれば層間変形角 $1/250$ で最大耐力に達した後耐力低下は見られるものの、層間変形角 $1/80$ でも最大耐力の78%を保持している良好な性能を示していることが確かめられている。

水平接合部破壊壁では、水平接合部破壊をしないとしてせん断壁となる場合には F 値を1.0、曲げ壁となる場合には、その曲げ壁の F 値の値とする。これは、接合部破壊壁では、接合部のずれ変形の分だけさらに変形能力が増大することを安全側に評価して定めたものである。

F 値の異なる2グループ以上の強度の評価にあたっては、強度寄与係数 a_1 および a_2 は、いずれも1.0と

してよいものとした。これは、文献 2)によれば、架構が耐力に達する変形が平均層間変形角で 1/250 以下と通常の鉄筋コンクリート造より小さく、しかも大変形においても耐力低下が少ないことから、強度寄与係数による曲げ壁や水平接合部破壊壁の強度低減は必要ないものと考えたものである。

通常、第 2 次診断法では、安全と判定するためには、構造耐震指標 I_s が構造耐震判定指標 I_{so} を上回る他に、構造物の終局限界における累積強度指標 C_{TU} も一定以上の値であること（通常は、 $C_{TU} \cdot S_D$ が 0.3 以上）を確かめなければならないとされている。壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造は、強度抵抗型で設計されるため、 $C_{TU} \cdot S_D$ の条件は自動的に満足されるので、 C_{TU} の算定を省略することができる。

(4) 崩壊機構形成時の耐力壁のモデル化

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の桁行方向の耐力壁は、柱としてではなく連層壁として算定すべきである。建築研究所で実施された桁行方向の実験の破壊モードを見ると、桁行方向の耐力壁が各階の壁脚と壁頭付近で曲げ降伏しているとは考えにくい²⁾。そこで、ここでは、独立連層耐力壁の強度に壁梁の効果による強度上昇を加算する略算的な方法を(3.2.4)式に提案している。

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造では、既往の基・規準の構造規定により各層に必ず壁梁が設けられることになっている。この点に着目し、耐力壁の負担強度を壁脚と壁梁が曲げ降伏する全体降伏機構を考慮して算出する。

(3.2.4)式の第 1 項は、壁梁のない独立耐力壁の壁脚の曲げ降伏時の耐力壁のせん断力 $\frac{M_u}{y_0 \cdot H}$ である。

第 2 項は、壁梁が曲げ降伏したときの壁梁の水平抵抗力への寄与分 $((k_B + k_S)(N_0 + N_e))$ である。

壁梁の水平抵抗力への寄与分は、次の仮定から略算的に求めることとした。壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の壁梁の設計は、既往の基・規準の規定により、設計せん断力 $k_0 \cdot Z \cdot W$ 相当の地震力に対する短期許容応力度設計により行われる。その場合、壁梁の設計用応力は、地震力によって生じる壁頭・壁脚のモーメントを梁に振り分けて求めている。このような従来の壁式鉄筋コンクリート造壁梁の設計用曲げ応力算定方法を考慮して、断面算定がその応力に基づいた場合、水平力分担に寄与する a)壁脚の曲げと、b)壁梁の曲げ応力のうち b)による寄与が全体の水平力に占める割合を略算的に求めたものが(3.2.5)式と(3.2.6)式の係数 $\frac{2n_f - 1}{2n_f}$ である。よって、壁梁が設計用応力ぎりぎりに配筋されている場合には、連層耐力壁の当

該階より上に接続する壁梁の曲げ戻しによる水平抵抗力への寄与は、水平地震力に換算し $\frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 \cdot Z \cdot W$

となる。それぞれの耐力壁ごとに評価するために、当該耐力壁の軸力 $(N_0 + N_e)$ を W に置き換えることとする。さらにこれらの仮定により、各々の耐力壁について、当該階より上に接続する壁梁の端部の曲げモーメントの総和は、 $\frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 \cdot Z(N_0 + N_e)(y_0 \cdot H)$ となる。

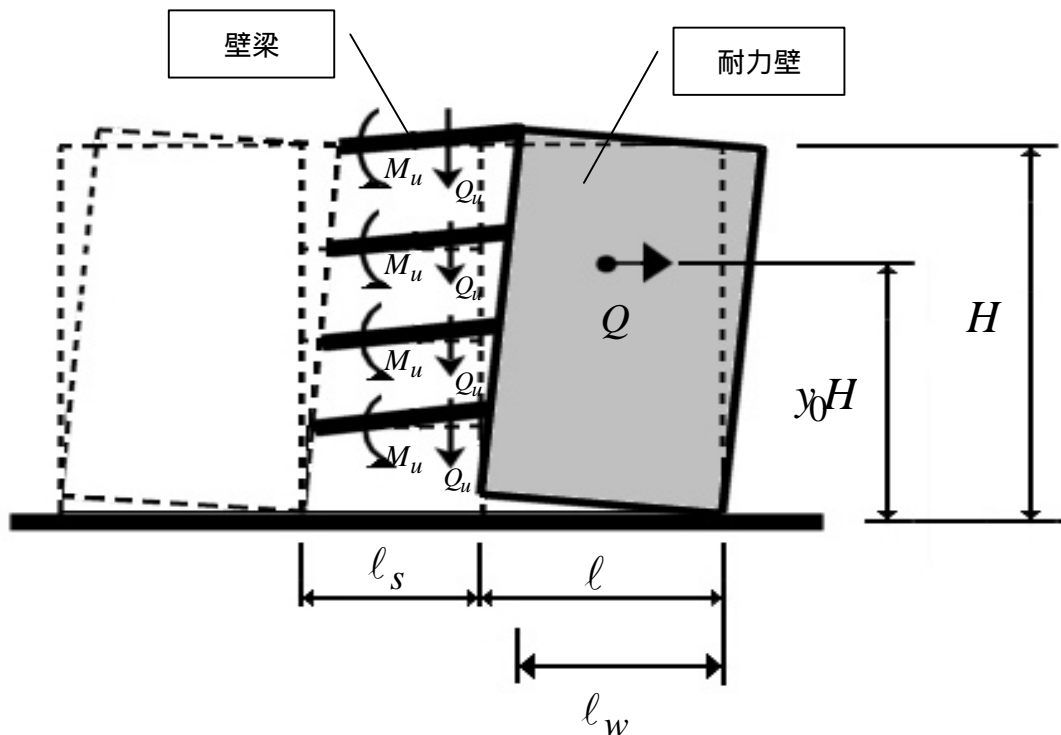
ところが実際には、終局強度時には、壁梁の曲げ戻しによる水平抵抗力への寄与だけでなく図 3.2.1 に示すように耐力壁の曲げ引張り側の鉛直上向きの変位を壁梁が拘束する効果による水平抵抗力への寄与も有効になる。そこで、本第 2 次診断法では、壁梁による耐力壁上昇の要因として、上述の a)壁梁の曲げ戻しによる寄与に、b)壁梁のせん断力による鉛直方向の拘束による寄与も加算して考える。

壁梁のせん断力による寄与は、次のように仮定して算定できる。耐力壁の曲げ引張り側に作用する壁梁のモーメントの総和は耐力壁1枚あたりの壁梁の端部の曲げモーメントの総和の1/2、壁梁の反曲点は壁梁の内法スパン長さ ℓ_s の1/2であるものと仮定すれば、壁梁に生じるせん断力の総和は、

$$\frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 \cdot Z_0 \cdot W(y_0 \cdot H) \cdot \frac{1}{\ell_s} \text{ となる。これを耐力壁の水平せん断力に換算するためにさらに、} \frac{\ell_w}{y_0 \cdot H} \text{ を乗}$$

ずれば、水平抵抗力に対する寄与分は、 $\frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 \cdot Z \cdot W \cdot \frac{\ell_w}{\ell_s}$ として得られる。

さらに、壁梁には設計用応力で決まる鉄筋量より多くの配筋がされていることが普通で、さまざまな要因によって曲げ耐力の上昇があることが予想される。そこで、本第2次診断法では、略算的に壁梁の曲げモーメントの増大を係数 a_s 、 a_b 、 a_ℓ 、 a_r を乗じて考慮する。各係数の趣旨は、次のとおりである。 a_s は、壁梁がスラブと一体となって曲げに抵抗し、スラブ筋全幅の降伏によって生じる曲げ耐力の上昇を考慮したもので、1.5倍程度になると略算的に仮定してよい。 a_b は、従来の設計慣行による許容応力度設計では水平抵抗上腰壁の強度が算入されてこなかったため、腰壁の数が多い程、壁梁に余力があることを考慮するものである。ここでは、腰壁の断面寸法と配筋を壁梁と同じと考え、耐力壁間で連続する腰壁の本数に応じて最大2.0倍まで壁梁の寄与分を増大させるものとした。壁梁と腰壁が有効に接合されていれば、さらに a_b は上昇させて良いと考えられるが、ここではその合成効果は無視して安全側にすることとしている。



$$\Sigma M_u = \frac{1}{2} \cdot \frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 Z W(y_0 H) : \text{耐力壁の曲げ引張り側に接続する壁梁のモーメントの総和}$$

$$\Sigma Q_u = \frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 Z W(y_0 H) \cdot \frac{1}{\ell_s} : \text{耐力壁の曲げ引張り側に接続する壁梁のせん断力の総和}$$

$$Q = \frac{2n_f - 1}{2n_f} k_0 Z W \cdot \frac{\ell_w}{\ell_s} : \text{壁梁せん断力の拘束による耐力壁水平抵抗力への寄与分}$$

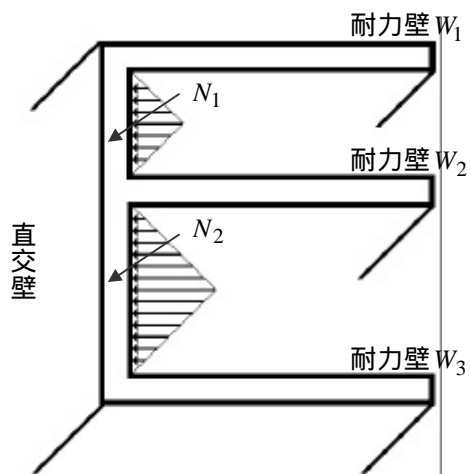
図 3.2.1 壁梁のせん断力の拘束による耐力壁水平抵抗力への寄与分

a_ℓ の値を 1.1 と a_r 値を 1.3 とする根拠とした設計例を以下に示す。壁式プレキャストコンクリート造のセンター指針 2003 年版と 1983 年版にある壁式プレキャストコンクリート 5 階建の設計例において a_ℓ と a_r を計算すると、 a_ℓ はそれぞれ 1.13、1.04 となり a_r は、それぞれ 1.74、1.86 となっている。このように a_ℓ と a_r は実際より概ね低く設定されている。

一方、壁梁の効果による負担水平力の増分 k_s および k_b は、せん断力係数に換算すると、係数 ($a_s \times a_b \times a_\ell \times a_r$) は、 $k_0 = 0.2$ の場合は最小で 0.432、最大で 0.864 となる。ところが、これらの仮定においては、壁梁はせん断破壊しないこと、壁梁とスラブの接合部は破壊しないことなどを仮定しているため、 k_s および k_b は 0.6 を超えないものとする制限を設けた。

(5) 耐力壁の曲げ終局モーメントの算定

断面の曲げ終局モーメントの算定にあたっては、以下の項目を考慮する。



直交壁の軸方向力のうち、耐力壁の曲げ強度、水平接合部の終局せん断耐力算定に考慮する軸方向力は次のように算定する。ここに、 N_1 、 N_2 は、直交壁の長期軸方向力である。

耐力壁 W_1 に対して、 $0.5N_1$

耐力壁 W_2 に対して、 $0.5(N_1 + N_2)$

耐力壁 W_3 に対して、 $0.5N_2$

図 3.2.2 直交壁の軸力による偏心モーメント

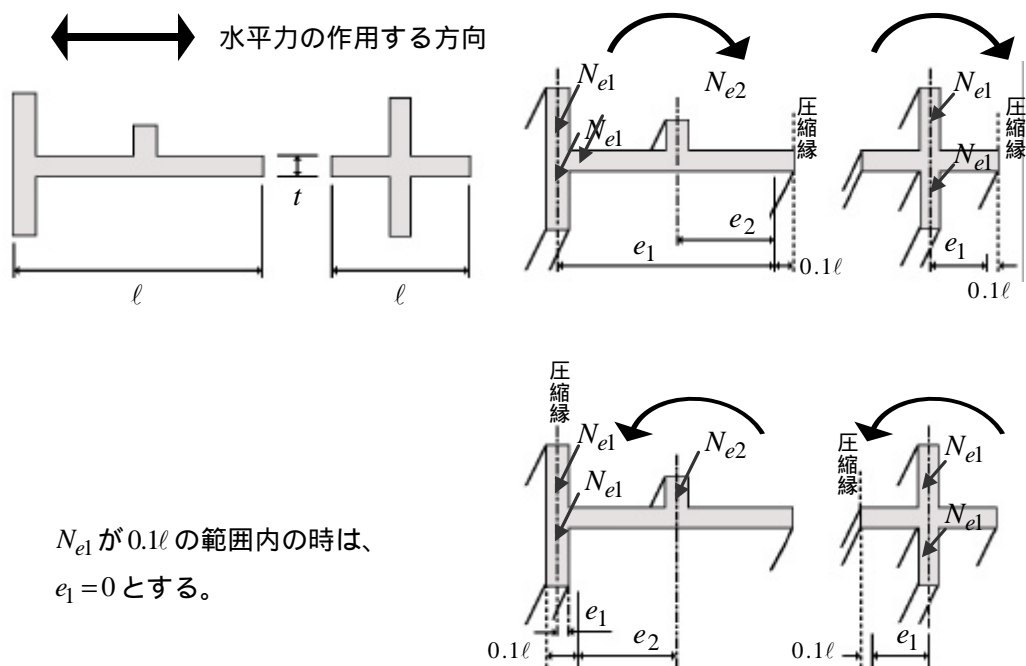


図 3.2.3 直交壁の軸力の偏心距離 e の算定方法

- ・引張り側の曲げ補強筋および、壁の縦筋には、当該水平断面を横切る鉄筋を考慮する。したがって、鉛直接合部内の縦筋も考慮してよい。
- ・すべての連続する有効な範囲内の直交壁内の縦筋も、引張り側の曲げ補強筋もしくは中間部縦筋として考慮してよい。
- ・直交壁および直交梁の負担軸力によるすべての偏心モーメントを考慮してよい。
- ・直交壁の負担軸力を算出する場合に、直交壁として考慮される部分は、図 3.2.2 に示すように、耐力壁に直交する全ての壁で、隣り合う耐力壁がある場合は、直交壁の負担軸力の 1/2 の数値としてよい。

水平接合部の形式によっては、図 3.2.4 のように水平接合筋の方向が水平接合部面に直交せず、鉛直方向よりだけ傾いている場合がある。この場合には傾きを考慮して引張りに有効な曲げ補強筋の断面積 a_w は接合部 1ヶ所の $\sum a_j \cdot \cos q$ とする。(図 3.2.4 参照)ここに、 a_j は接合筋の断面積。

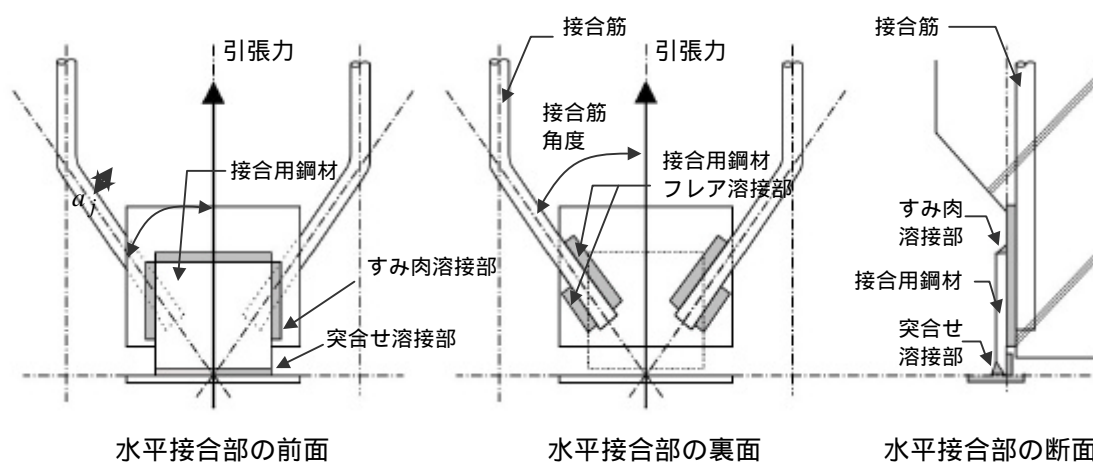


図 3.2.4 セッティングベースの接合詳細

(6) 耐力壁の終局せん断強度の算定

耐力壁の終局せん断強度は、プレキャストコンクリートパネル内の端部補強筋を除いた鉄筋を有効とみなして算出する。直交壁は、せん断有効断面積を考慮し、一部が終局せん断耐力に寄与するものとする。

- ・引張り側に直交壁が接続する時、(3.2.8)式中の p_{te} に直交壁内の鉛直方向に連続した鉄筋の影響を考慮してよい。
- ・開口壁では、開口率による耐力の低減をする(第1次診断法に準じる)

(7) 水平接合部の終局せん断耐力の算定

耐力壁の水平接合部の終局せん断耐力で考慮する直交壁の軸力 N_e には、曲げ耐力の時と同様に、直交壁が負担する軸力も含める。

この際、(5)の曲げ終局モーメントの算定の時と同様に図 3.2.4 のように水平接合筋の方向が水平接合面に直交しない場合には、傾きを考慮して有効な接合面の断面積 a_h は $a_j \cdot \cos q$ とする。

参考文献

- 1) (財)日本建築防災協会:2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説,2001.10.
- 2) 広澤雅也:5.2 公団型中層プレハブ,コンクリートジャーナル, pp.42~56, Vol.11, No.11, Nov.1973.11.
- 3) 後藤哲郎, 広澤雅也:低層壁式鉄筋コンクリート造の構造性能に関する研究,日本建築学会大会講演梗概集,1986.8.
- 4) (社)日本建築学会:壁式鉄筋コンクリート造計算規準・同解説, pp.195~198, 2000.3.

- 5) (社)日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造計算規準・同解説，pp.172～178，2000.3.
- 6) (社)日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造計算規準・同解説，pp.140～146，2000.3.

第4章 耐震性の判定

4.1 基本方針

(1) 建築物の耐震性の判定は、構造体、非構造部材のそれぞれについて行い、これらを総合的に考慮して判定する。

(2) 構造体の耐震性の判定は、(4.1.1)式により算定する。

$$I_s \geq I_{so} \quad (4.1.1)$$

ここに、 I_s ：構造耐震指標

I_{so} ：構造耐震判定指標

(4.1.1)式を満足する場合は「安全(想定する地震動に対して所要の耐震性を確保している)」とし、そうでなければ耐震性に「疑問あり」とする。

(3) 建築物を支持している地盤の地震時安定性については、別途検討する。

(4) 非構造部材の耐震性の判定は、別に定める判定基準に基づいて行う。

(5) 判定に際しては、診断結果の各指標とその算出根拠、および判定指標と判定結果、これらに対する所見などを記した診断表を作成する。

【解説】

(1) 第1次診断法における診断方針

建築物の耐震性の判定は、人命および財産の保護の立場より、建築物を構成するあらゆる要因を考慮して総合的に行うことが基本である。この時、考慮すべき要因は建築物を支持している地盤、基礎構造、建築物の構造体、構造体以外の仕上げ材、設備配管などの非構造部材、建築物内に収納されている家具・什器等である。建築物内に収納されている家具・什器類が転倒・移動し、人に危害を及ぼした例は過去に実際に起きており、構造体、非構造部材の安全性だけでなく、この点についても別途検討の必要がある。

(2) WPC造の耐震性の判定

WPC造の構造体の保有する耐震性能は「RC診断基準」¹⁾に準じ、構造耐震指標 I_s 、対応する判定値を構造耐震判定指標 I_{so} として表し、これらを用いて(4.1.1)式で構造体の耐震性を判定するものとした。

$I_s \geq I_{so}$ であれば、「安全」、即ち「想定する地震動に対して所要の耐震性能を有している」と判定される。安全と評価される場合でも構造体が全く無傷というわけではなく、壁版、壁梁のせん断ひび割れ、WPC造の場合接合部の損傷、カバーコンクリートの剥離、など局所的な損傷を生じることが想定される。 $I_s < I_{so}$ であれば構造体としての耐震性は「疑問あり」とされるが、壁式RC造においては必要壁量を満足している場合、第2種構造要素となる部材が少ないため、局所的な大きな損傷が生じても床が下がるなどの建築物の大破、倒壊を意味するものではない。壁式RC造における構造体の受ける被害の程度と I_s / I_{so} の値との関連性について今後研究する必要がある。

(3) 地盤の地震時安定性

壁式RC造はその構造上、耐震性は高いものであると想定されるが、建築物を支持している地盤、基礎構造の変形に伴い、上部構造に被害を生じている例が報告されている。本指針では地盤の液状化、崖崩れなどによる地盤の地震時安定についての判定法を定めておらず、別途検討を行う必要がある。液状化の判定については、「2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針 適用の手引」²⁾

が参考になろう。

4.2 構造耐震判定指標 I_{so}

(1) 構造耐震判定指標 I_{so} は階の位置にかかわらず(4.2.1)式により求める。

$$I_{so} = E_s \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (4.2.1)$$

ここで、 E_s ：耐震判定基本指標で、方向にかかわらず次の値を基準とする。

第1次診断用 $E_s = 0.8$

第2次診断用 $E_s = 0.6$

Z ：地域係数で、昭和55年建設省告示第1793号で定める値

G ：地域指標で、表層地盤の増幅特性、地形効果、地盤と建築物の相互作用などによる補正係数。

U ：用途指標で、建築物の用途などによる補正係数。

(2) 第2次診断法にあつて(4.1.1)式を適用して「安全」と判定する場合には、(4.2.2)式を満足することを条件とする。

$$C_{TU} \cdot S_D \geq 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (4.2.2)$$

C_{TU} ：構造物の終局限界における累積強度指標。

S_D ：形状指標。

ただし、 E_o 指標の算定において「RC診断基準」¹⁾(6)式による補正を行った場合は C_{TU} についても同様の補正を行ってもよい。

【解説】

(1) 構造耐震判定指標 I_{so} の考え方

構造耐震指標 I_{so} は「RC診断基準」¹⁾に準拠して定めた。壁式RC造の建築物は一般のRC造ラーメン構造に比較し、固有周期が短く、耐力が高い事が特徴となっている。 I_{so} は地盤と建築物の相互作用、復元力、減衰の要因を含め(4.2.1)式に示すように耐震判定指標 E_s を定め、上記の影響を考慮して Z 、 G 、 U で補正することにした。

(2) 耐震判定基本指標 E_s

耐震判定基本指標 E_s は(4.2.1)式において補正係数 Z 、 G 、 U を全て1.0とすれば、構造耐震判定指標 I_{so} となるので、この値を満足する建築物が昭和56年6月に改正された現行の建築基準法・同施行令により設計される建築物とほぼ同程度の耐震性能を持つという判断のもとに設定された(「RC診断基準」¹⁾P178～P185参照)

参考文献

- (財)日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説、2001.10.
- (財)日本建築防災協会：2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針適用の手引 2001.10.

