

Footing Designer

技術資料

第2版

2026年4月

目 次

	頁
1. 検討内容	1
1. 1 ベた基礎	1
1. 2 布基礎	1
2. スラブの検討	2
2. 1 長期接地圧の検討	2
2. 2 転倒の検討	2
2. 3 短期接地圧の検討	2
2. 4 スラブ筋の検討	3
3. ベースの検討	6
3. 1 長期接地圧の検討	6
3. 2 短期接地圧の検討	6
3. 3 ベース筋の検討	7
4. 基礎梁の検討	8
4. 1 ベた基礎の長期設計荷重	8
4. 2 布基礎の長期設計荷重	8
4. 3 応力算定	9
4. 4 偏心基礎の検討	11
4. 5 断面算定	14
5. 人通口の検討	15
6. 参考書籍	16

1. 検討内容

1. 1 ベタ基礎

べた基礎では下記項目について検討を行います。

①スラブの検討

- ・長期接地圧 $\leq$ 長期地耐力
- ・転倒の検討
- ・短期接地圧 $\leq$ 短期地耐力
- ・スラブ筋鉄筋量 $\geq$ 接地圧から算定した必要鉄筋量

②基礎梁の検討

- ・主筋鉄筋量 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋量
- ・スターラップ鉄筋量 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋量

1. 2 布基礎

布基礎では下記項目について検討を行います。

①ベースの検討

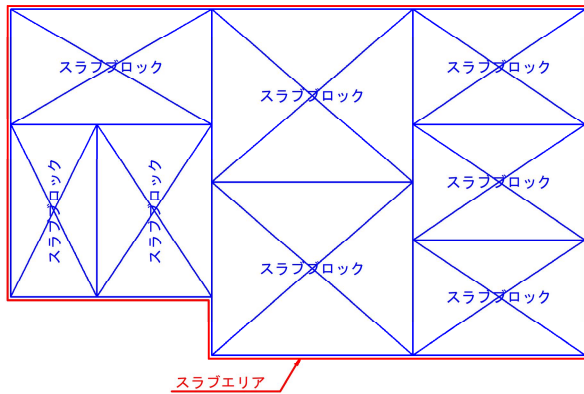
- ・長期接地圧 $\leq$ 長期地耐力
- ・短期接地圧 $\leq$ 短期地耐力
- ・ベース筋鉄筋量 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋量
- ・ベース筋周長 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋周長

②基礎梁の検討

- ・主筋鉄筋量 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋量
- ・スターラップ鉄筋量 $\geq$ 長期及び短期の最大応力から算定した必要鉄筋量
- ・偏心基礎のねじり応力による断面検定

2. スラブの検討（べた基礎）

スラブは原則として1枚の多角形（以下スラブエリア）として入力します。荷重が場所によって大きく異なるようなケースでは必要に応じて複数のスラブエリアとして下さい。基礎梁で囲まれた矩形エリアをスラブ筋算定の単位ブロック（以下スラブブロック）として入力します。スラブエリアは1つまたは複数のスラブブロックを内包する形となります。



2. 1 長期接地圧の検討

スラブエリアの長期接地圧は下式により算定し、長期地耐力以下であることを確認します。

$$\sigma_L = (\sum W_s + \sum W_f + \sum N_l + \sum W_y) / A_s \leq f_e$$

σ_L : 長期接地圧(kN/m²), f_e : 長期地耐力(kN/m²)

$\sum W_s$: スラブ重量(kN), $\sum W_f$: 基礎梁重量(kN), $\sum N_l$: 1階長期軸力(kN), $\sum W_y$: 1階床荷重(kN), A_s : スラブ面積(m²)

2. 2 転倒の検討

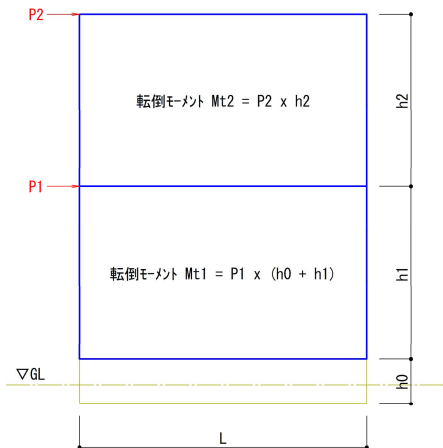
スラブエリアの短辺方向の転倒モーメントから算定した偏心距離が短辺長さの1/2以下であることを確認します。

$$M_t = 2 \text{階以上の転倒モーメント} + 1 \text{階の転倒モーメント} = \sum (P_i \times H_i) + \sum \{P_1 \times (H_0 + H_1)\}$$

M_t : スラブ底面の転倒モーメント(kN・m), P_i : i層の地震力または風圧力(kN), H_i : i層の階高(m), H_0 : 基礎梁の梁せい(m)

$$e = M_t / (\sum W_s + \sum W_f + \sum N_l + \sum W_y) \leq L / 2$$

e : 偏心距離(m), L : 短辺長さ(m)



2. 3 短期接地圧の検討

スラブエリアの短辺方向の転倒により生ずる短期接地圧が短期地耐力（長期の2倍）以下であることを確認します。

$$\sigma_S = \alpha \times (\sum W_s + \sum W_f + \sum N_l + \sum W_y) / A_s \leq 2 \times f_e$$

σ_S : 短期接地圧(kN/m²), f_e : 長期地耐力(kN/m²)

$\sum W_s$: スラブ重量(kN), $\sum W_f$: 基礎梁重量(kN), $\sum N_l$: 1階長期軸力(kN), $\sum W_y$: 1階床荷重(kN), A_s : スラブ面積(m²)

$$\alpha = 1 \pm 6 \times e / L \quad e / L \leq 1 / 6 \text{ の場合}$$

$$= 2 / \{3 \times (0.5 - e / L)\} \quad e / L > 1 / 6 \text{ の場合}$$

e : 偏心距離(m), L : 短辺長さ(m)

2. 4 スラブ筋の検討

スラブ筋の検討はスラブエリアの接地圧から算定した設計用地反力を使用してスラブブロックごとに行います。

$$\sigma' = \sigma - (\sum W_s + \sum W_f) / A_s$$

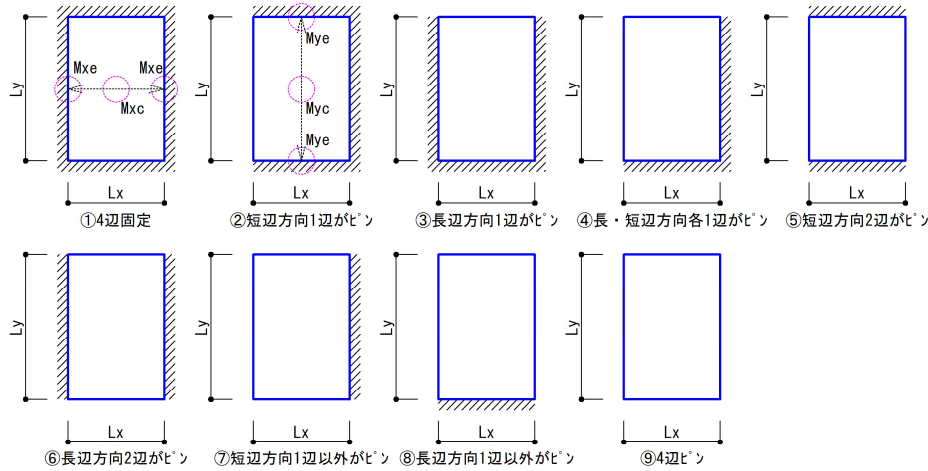
σ' : 長辺方向の設計用地反力(kN/m²), σ : 接地圧(kN/m²)

$\sum W_s$: スラブ重量(kN), $\sum W_f$: 基礎梁重量(kN), A_s : スラブ面積(m²)

$$\sigma_{ex} = \sigma' \times L_y^4 / (L_x^4 + L_y^4)$$

σ_{ex} : 短辺方向の設計用地反力(kN/m²), L_x : 短辺方向のスラブブロック長さ, L_y : 長辺方向のスラブブロック長さ

上記で求めた設計用地反力を使用し、スラブブロックの4辺の固定状態に応じて応力算定を行います(下記)。



①4辺固定の場合

短辺方向 両端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 24$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 36$

②短辺方向1辺がピンの場合

短辺方向 固定端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 9$, ピン端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 14$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 36$

③長辺方向1辺がピンの場合

短辺方向 両端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 24$, ピン端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 36$

④長・短辺方向各1辺がピンの場合

短辺方向 固定端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$, ピン端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18$

長辺方向 固定端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 12$, ピン端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 36$

⑤短辺方向2辺がピンの場合

短辺方向 両端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 14$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 36$

⑥長辺方向2辺がピンの場合

短辺方向 両端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 12$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 18$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 27$

⑦短辺方向1辺以外がピンの場合

短辺方向 固定端部 $M_{xe} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$, ピン端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 27$

⑧長辺方向1辺以外がピンの場合

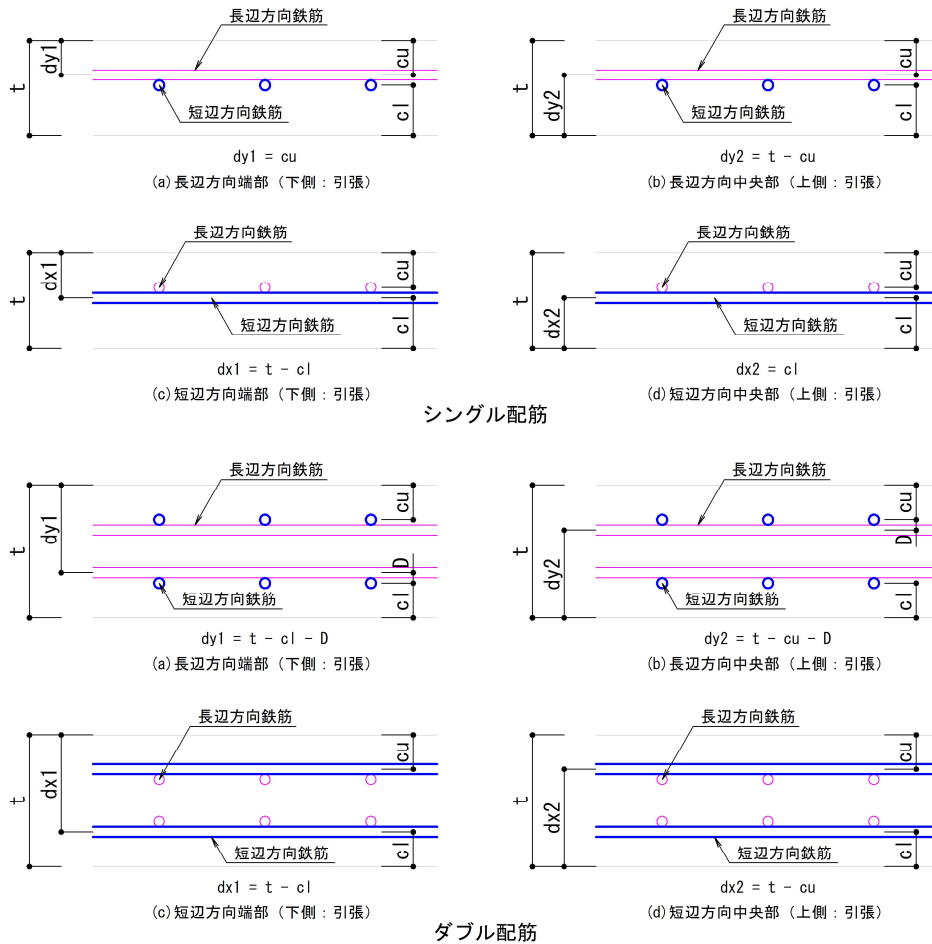
短辺方向 両端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$

長辺方向 固定端部 $M_{ye} = \sigma' \times L_x^2 / 12$, ピン端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 27$

⑨4辺ピンの場合

短辺方向 両端部 $M_{xe} = 0$, 中央部 $M_{xc} = \sigma_{ex} \times L_x^2 / 8$

長辺方向 両端部 $M_{ye} = 0$, 中央部 $M_{yc} = \sigma' \times L_x^2 / 27$



下端筋中心～スラブ下端を cl 、上端筋中心～スラブ天端を cu 、スラブ筋最外径を D 、圧縮側最外縁までの距離を $dx^* \cdot dy^*$ 、鉄筋の許容引張応力度を ft とすると、部位ごとの主筋中心から応力中心間距離 j (mm) 及び必要鉄筋量 at (mm²) は下記の通りとなります。

(a) 長辺方向端部

$$j = (7 / 8) \times dy1 = (7 / 8) \times cu \cdots \text{シングル配筋}$$

$$= (7 / 8) \times (t - cl - D) \cdots \text{ダブル配筋}$$

$$at = Mye / (ft \times j) \quad \text{※} Mye : \text{長辺方向端部の曲げモーメント (N} \cdot \text{mm)}$$

(b) 長辺方向中央部

$$j = (7 / 8) \times dy2 = (7 / 8) \times (t - cu) \cdots \text{シングル配筋}$$

$$= (7 / 8) \times (t - cu - D) \cdots \text{ダブル配筋}$$

$$at = Myc / (ft \times j) \quad \text{※} Myc : \text{長辺方向中央部の曲げモーメント (N} \cdot \text{mm)}$$

(c) 短辺方向端部

$$j = (7 / 8) \times dx1 = (7 / 8) \times (t - cl) \cdots \text{シングル配筋・ダブル配筋}$$

$$at = Mxe / (ft \times j) \quad \text{※} Mxe : \text{短辺方向端部の曲げモーメント (N} \cdot \text{mm)}$$

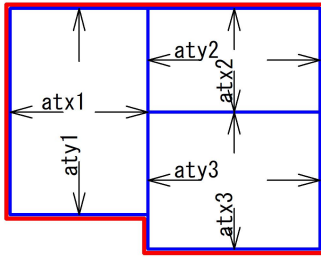
(d) 短辺方向中央部

$$j = (7 / 8) \times dx2 = (7 / 8) \times cl \cdots \text{シングル配筋}$$

$$= (7 / 8) \times (t - cu) \cdots \text{ダブル配筋}$$

$$at = Mxc / (ft \times j) \quad \text{※} Mxc : \text{短辺方向中央部の曲げモーメント (N} \cdot \text{mm)}$$

全てのスラブブロックについて(a)～(d)の計算を行い、各方向の必要鉄筋量を求め、その中で最も大きな必要鉄筋量でスラブエリアの横筋、縦筋のピッチを決定します。下記の場合、横筋の必要鉄筋量は $atx1$, $aty2$, $aty3$ の最大値となり、縦筋の必要鉄筋量は $aty1$, $atx2$, $atx3$ の最大値となります。



横筋 $at = \text{Max}(atx1, aty2, aty3)$

縦筋 $at = \text{Max}(aty1, atx2, atx3)$

縦横の必要鉄筋量が求まったら、下式によりスラブ筋のピッチを算定します。

$$p = 1000 \times a / at$$

p : スラブ筋ピッチ(mm), a : スラブ筋 1 本の断面積(mm^2), at : 必要鉄筋量(mm^2)

※スラブの検討が NG となった場合、基礎梁の検討は正しく行われませんのでご注意ください。

3. ベースの検討（布基礎）

3. 1 長期接地圧の検討

布基礎ベースの長期接地圧は下式により算定し、長期地耐力以下であることを確認します。

$$\sigma L = (\sum N_L + \sum W_y + \sum W_f + \sum W_d) / A_f \leq f_e$$

σL : 長期接地圧(kN/m²), f_e : 長期地耐力(kN/m²)

$\sum N_L$: 1階長期軸力(kN), $\sum W_y$: 1階床荷重(kN), $\sum W_f$: 基礎梁重量(kN), $\sum W_d$: 埋戻し重量(kN), A_f : ベース底面積(m²)

基礎梁の自動算定機能を利用した場合、基礎梁メニューで設定したB(初期値)、Bの増分からベース幅を自動算定します。B(初期値)でベースの接地圧を上式で算定し、地耐力を超えていたらBの増分だけベース幅を広げ、再度接地圧を計算します。接地圧が地耐力以下となった時点でベース幅が決定します。

3. 2 短期接地圧の検討

基礎配置の短辺方向の転倒により生ずる短期接地圧が短期地耐力（長期の2倍）以下であることを確認します。転倒モーメントの算定方法はべた基礎と同様です。

$$\sigma S = \sigma L + \Delta \sigma \leq 2 \times f_e$$

σS : 短期接地圧(kN/m²), $\Delta \sigma$: 接地圧増分(kN/m²), f_e : 長期地耐力(kN/m²)

転倒による接地圧増分は下式により求めます。

$$\Delta \sigma = M_t / Z$$

$\Delta \sigma$: 接地圧増分(kN/m²), M_t : 転倒モーメント(kN・m), Z : 基礎配置断面係数(m³)

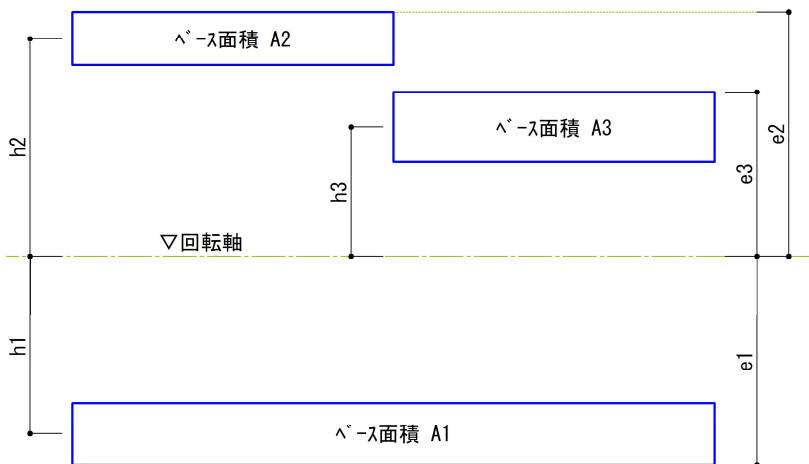
基礎配置断面係数は下式により求めます。

$$Z = I / e$$

I : 布基礎ベースの断面二次モーメント(m⁴) = $\sum (A_i \times h_i^2)$

A_i : 布基礎ベースの面積(m²), h_i : 回転軸～布基礎ベース芯(m)

e : 回転軸～布基礎ベース外端(m)



布基礎の平面配置

上図の場合、各布基礎の接地圧増分 $\Delta \sigma_1 \sim \Delta \sigma_3$ は次の通りとなります。

$$I = A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2$$

$$Z_1 = I / e = (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2) / e_1$$

$$Z_2 = I / e = (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2) / e_2$$

$$Z_3 = I / e = (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2) / e_3$$

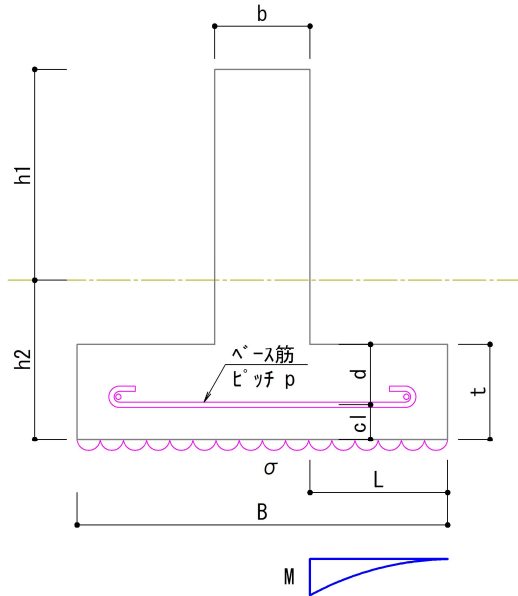
$$\Delta \sigma_1 = M_t / Z_1 = M_t \times e_1 / (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2)$$

$$\Delta \sigma_2 = M_t / Z_2 = M_t \times e_2 / (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2)$$

$$\Delta \sigma_3 = M_t / Z_3 = M_t \times e_3 / (A_1 \times h_1^2 + A_2 \times h_2^2 + A_3 \times h_3^2)$$

3. 3 ベース筋の検討

ベースの跳ね出し部分は、地反力による等分布荷重が加わった片持ち梁として応力算定を行います（下図）。



長期及び短期の応力は下記の通りです。

$$ML = \sigma L \times L^2 / 2$$

$$MS = \sigma S \times L^2 / 2$$

$$QL = \sigma L \times L$$

$$QS = \sigma S \times L$$

ML：長期曲げモーメント(kN・m)，MS：短期曲げモーメント(kN・m)，QL：長期せん断力(kN)，QS：短期せん断力(kN)

σL ：長期接地圧(kN/m²)， σS ：短期接地圧(kN/m²)，L：跳ね出し長さ(m)

ベース筋の鉄筋量及び周長が曲げモーメントから求まる必要鉄筋量とせん断力から求まる必要周長以上となる事を確認します。必要鉄筋量及び必要周長は下式により求めます。

$$atL = ML / (ftl \times j) \leq at$$

$$atS = MS / (fts \times j) \leq at$$

$$cll = QL / (fal \times j) \leq cl$$

$$cls = QS / (fas \times j) \leq cl$$

atL：長期曲げモーメントから求まる必要鉄筋量(mm²)，atS：短期曲げモーメントから求まる必要鉄筋量(mm²)

cll：長期せん断力から求まる必要周長(mm)，cls：短期せん断力から求まる必要周長(mm)

ftl：鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²)，fts：鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

fal：鉄筋の長期許容付着応力度(N/mm²)，fas：鉄筋の短期許容付着応力度(N/mm²)

j：応力中心間距離(mm) = (7 / 8) × d = (7 / 8) × (t - cl)

ベース筋の断面積を a(mm²)，周長を l(mm)，ピッチを p(mm) とすると鉄筋量及び周長は下式で表されます。

$$at = 1000 \times a / p$$

$$cl = 1000 \times l / p$$

※ベースの検討がNG となった場合、基礎梁の検討は正しく行われませんのでご注意ください。

4. 基礎梁の検討

応力算定に使用する長期設計荷重はべた基礎と布基礎で異なります。

4. 1 べた基礎の長期設計荷重

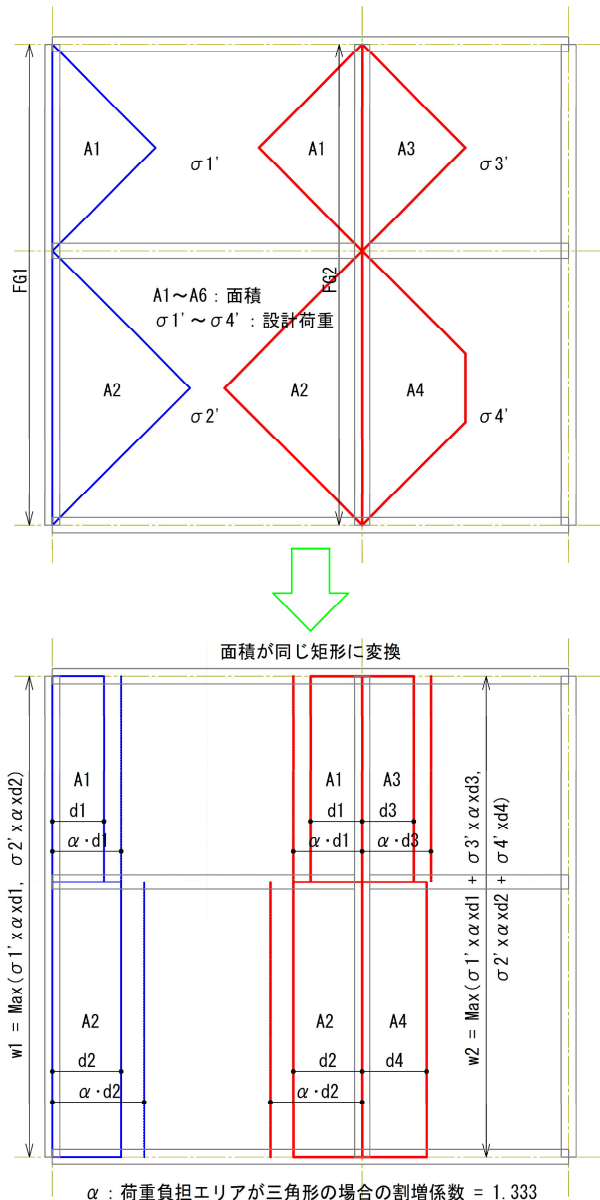
べた基礎の基礎梁設計荷重はスラブブロック長辺方向の設計用地反力 σ' に荷重負担幅を乗じて求めます。下図のFG1のようにスラブブロックが片側にしかない場合は、設計用地反力 $\times$ 荷重負担幅が最も大きいものを使用して設計荷重を求めます。一方、FG2のように両側にスラブブロックがある場合は、両側の荷重を足し合わせた中で最も大きいものを使用します。

本アプリケーションではスラブブロックを亀甲割りして得られた台形または三角形の面積と同等の矩形を仮定し、矩形の高さを荷重負担幅としています。但し、三角形については荷重負担幅の割増係数1.333を乗じた数値を荷重負担幅としています。下記の例ではFG1とFG2の設計荷重は次の通りとなります。

$$w1 = \text{Max}(\sigma'1' \times \alpha \times d1, \sigma'2' \times \alpha \times d2)$$

$$w2 = \text{Max}(\sigma'1' \times \alpha \times d1 + \sigma'3' \times \alpha \times d3, \sigma'2' \times \alpha \times d2 + \sigma'4' \times d4)$$

α : 荷重負担幅割増係数 = 1.333



4. 2 布基礎の長期設計荷重

布基礎の設計荷重は接地圧にベース面積を乗じた数値を使用します。

$$w = \sigma \times B$$

σ : 長期接地圧 $\div$ 長期地耐力(kN/m^2), B : ベース幅(m)

4. 3 応力算定

4. 3. 1 壁構造の場合

基礎梁の応力は開口部範囲で算定します。長期については上述の設計荷重を使用し、開口端部及び中央部の応力を算定します。水平荷重時については、壁端の短期軸力から算定した転倒モーメントを使用して開口端部の応力を算定します。

長期の開口端部曲げモーメントは両端固定として、開口中央部曲げモーメントは両端ピンとして求めます。

$$ML \text{ 左(右)} = (1 / 12) \times w \times L^2$$

$$ML \text{ 中} = (1 / 8) \times w \times L^2$$

$$QL = (1 / 2) \times w \times L$$

M_e : 開口端長期曲げモーメント(kN・m), M_c : 開口中央部長期曲げモーメント(kN・m), Q_L : 開口部長期せん断力(kN)

w : 長期設計荷重(kN/m²), L : 開口寸法(m)

水平荷重時の壁芯の曲げモーメントは壁端の短期軸力の大きい方の数値に壁長を乗じて求めます。

$$MH' \text{ 左} = \max(NS1L, NS1R) \times L1, MH' \text{ 右} = \max(NS2L, NS2R) \times L2$$

$$MH \text{ 左} = MH' \text{ 左} \times \{1 + D / (2 \times H \times R)\}, MH \text{ 右} = MH' \text{ 右} \times \{1 + D / (2 \times H \times R)\}$$

$$QH = (MH \text{ 右} - MH \text{ 左}) / (L1 / 2 + \text{Span} / 2 + L2 / 2)$$

MH' : 壁脚部の水平荷重時曲げモーメント(kN・m), MH : 基礎梁中心の水平荷重時曲げモーメント(kN・m)

QH : 水平荷重時せん断力(kN), D : 梁せい(mm), H : 壁高さ(mm), R : 反曲点高比

$NS1L$: 左壁左端の短期軸力(kN), $NS1R$: 左壁右端の短期軸力(kN)

$NS2L$: 右壁左端の短期軸力(kN), $NS2R$: 右壁右端の短期軸力(kN)

$L1$: 左壁の壁長(m), $L2$: 右壁の壁長(m), Span : 開口長(m)

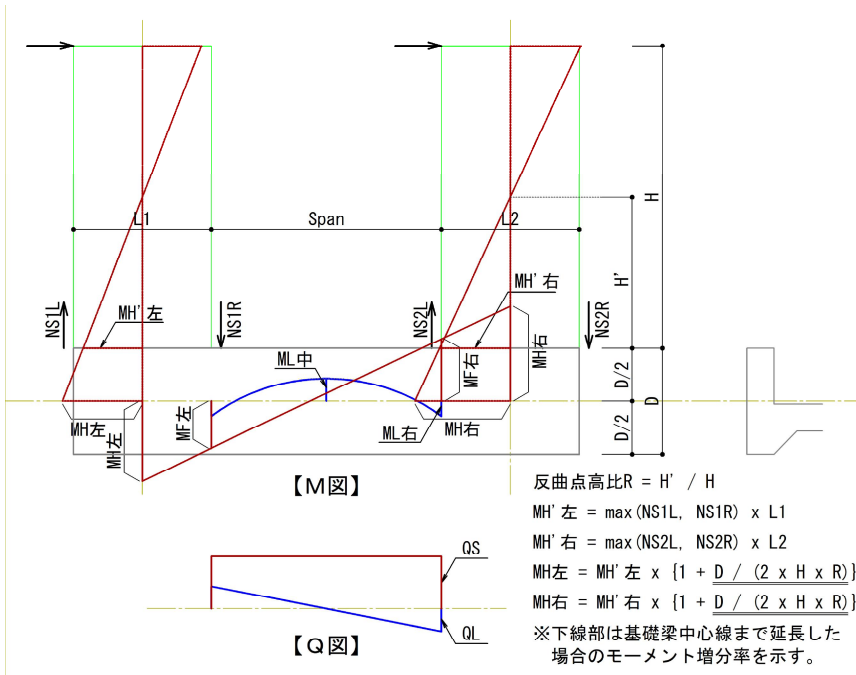
水平荷重時の開口端フェイスモーメントは下式で求めます。

$$MF \text{ 左} = MH \text{ 左} + QH \times (L1 / 2), MF \text{ 右} = MH \text{ 右} + QH \times (L1 / 2 + \text{Span})$$

以上により短期の応力は下記の通りとなります。

$$MS \text{ 左} = M_e + MF \text{ 左}, MS \text{ 右} = M_e + MF \text{ 右}$$

$$QS = Q_L + 1.5 \times QH$$



上図において曲げモーメントが上側に出ている箇所は上端筋で負担し、下側に出ている箇所は下端筋で負担すると考え、それぞれの必要鉄筋量を算定します。

主筋(上)の採用応力 : 長期 $M = M_c$, 短期 $M = MS \text{ 右}$

主筋(下)の採用応力 : 長期 $M = M_e$, 短期 $M = MS \text{ 左}$

スターラップの採用応力 : 長期 $Q = Q_L$, 短期 $Q = QS$

4. 3. 2 軸組構造の場合

基礎梁の応力は柱と柱にはさまれた範囲で算定します。長期については壁構造と同様なので省略します。水平荷重時については、下図においてA点回りの曲げモーメントの釣り合い式（下式）から基礎梁端部の反力R左、R右を求めます。

$$NS1R \times L1 - NS2L \times (L1 + Lo) + NS2R \times (L1 + Lo + L2) - R右 \times (L1 + Lo + L2) = 0, R左 = -R右$$

NS1L：左壁左端の短期軸力(kN), NS1R：左壁右端の短期軸力(kN)

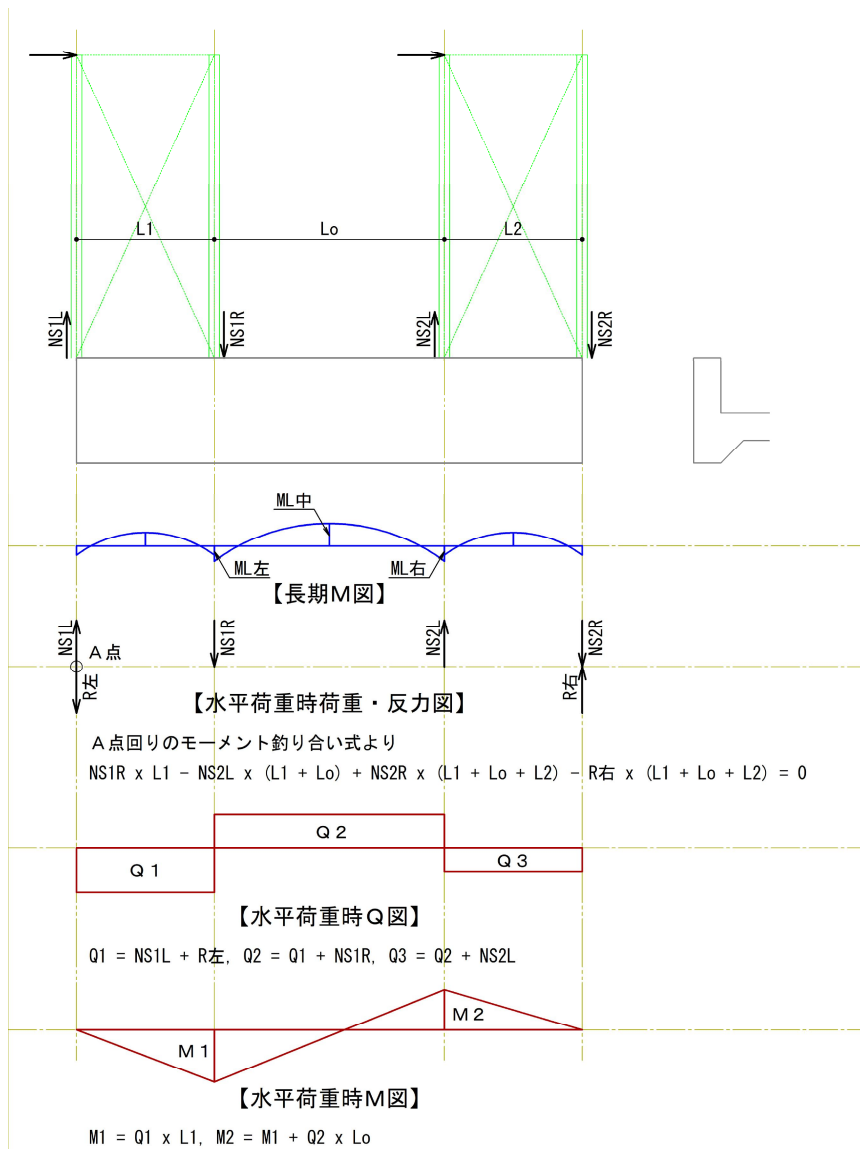
NS2L：右壁左端の短期軸力(kN), NS2R：右壁右端の短期軸力(kN)

L1：左壁の壁長(m), L2：右壁の壁長(m), Lo：開口長(m)

次に、反力と短期軸力からせん断力を求め、さらに曲げモーメントを求めていきます。

$$Q1 = NS1L + R左, Q2 = Q1 + NS1R, Q3 = Q2 + NS2L$$

$$M1 = Q1 \times L1, M2 = M1 + Q2 \times Lo$$



4. 4 偏心基礎の検討

4. 4. 1 ねじり応力による断面検定

ねじりモーメントとせん断力が生ずる偏心基礎の場合、下式の複合応力の検定を行います。

$$(T / T_0)^2 + (Q / Q_0)^2 \leq 1$$

$T = 1 / 2 \times \sigma \times B \times e \times L_0$ … 偏心により生ずるねじりモーメント(kN・m)

$Q = \sigma \times B \times L / 2$ … 設計用せん断力(kN)

σ …ベースの設計用地反力

B …ベース幅

e …偏心距離

L_0 …ねじれ抵抗梁の内法スパン

L …ねじれ抵抗梁のスパン

$T_0 = 1.15 / 3 \times b^2 \times D \times f_s$ … ねじりモーメント抵抗(kN・m)

$Q_0 = b \times j \times \alpha \times f_s$

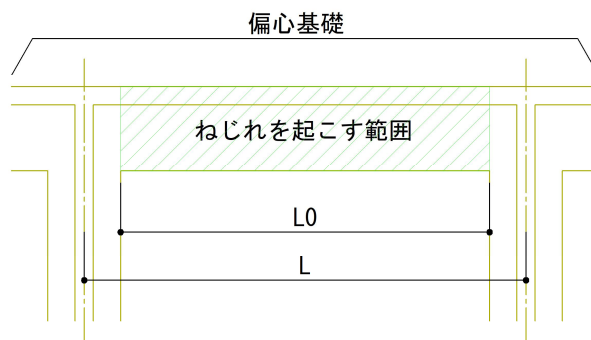
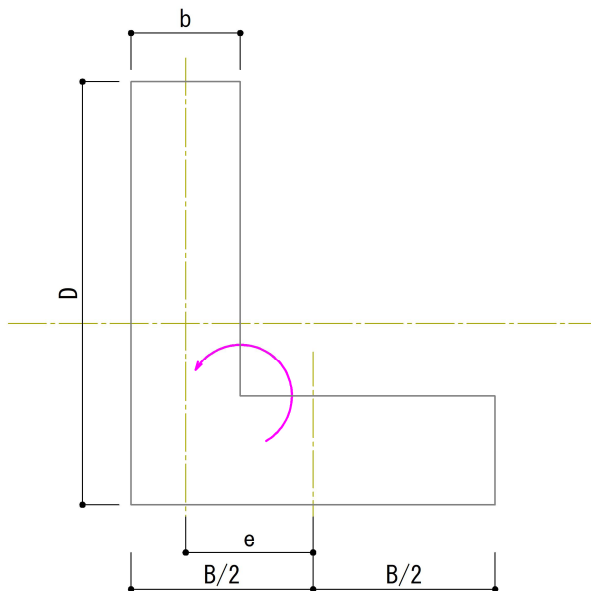
b …立上り幅

D …梁せい

j …応力中心間距離

α …せん断スパン比 = 1

f_s …コンクリートの長期許容せん断応力度



4. 4. 2 偏心基礎に直交するねじれ抵抗梁の検討

偏心基礎に直交するねじれ抵抗梁について、負担範囲内のねじれにより生ずる曲げモーメントから算定した必要鉄筋量を加算します。すなわち、応力の絶対値の足し合わせによって必要鉄筋量を算定しています。ねじれにより生ずる曲げモーメントは下式により求めます。

$M = \sigma \times B \times e \times L \cdots$ ねじれにより生ずる曲げモーメント(kN・m)

σ …ベースの設計用地反力

B …ベース幅

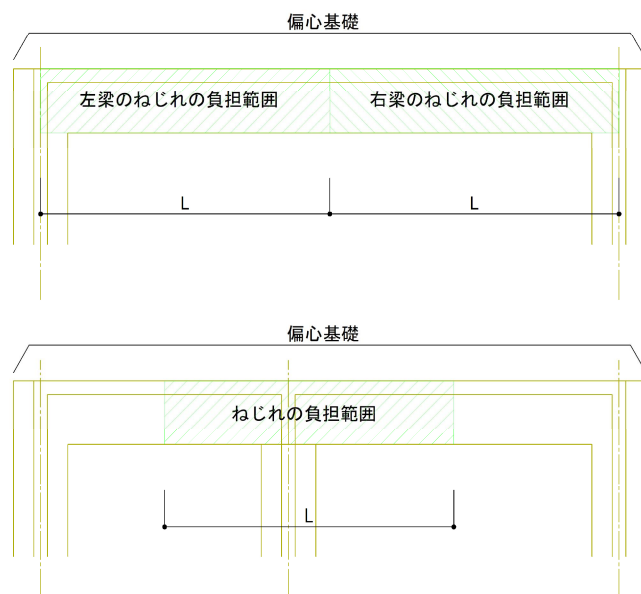
e …偏心距離

L …直交梁の負担範囲

$a_t = M / (f_t \times j) \cdots$ 必要鉄筋量(mm²)

f_t …鉄筋の長期許容引張応力度

j …応力中心間距離



上図の上段の状態でねじり応力による断面検定がNGとなった場合、上図の下段のように中間部にねじれ抵抗梁を入れて下さい。この場合、基礎としての役割が不要の場合は、矩形断面の梁を配置できます（下記）。矩形断面の梁はベースの検討などは行わず、ねじれにより生ずる曲げモーメントのみで上端主筋の断面算定を行います。

FootingDesigner: 基礎梁 C-6370,2275|9100,2275|29

基礎梁断面を編集して下さい。

配置(長さ): Y3-455通り X4~X5 (L=2730) 符号: FG11

基礎種別: ☒ 布基礎 ☐ べた基礎

基礎形状: 矩形

パラメータ: 寸法単位 3mmとする

パラメータ	値
b	150
h1	350
h2	400
ct(上端筋芯)	76.96
cb(下端筋芯)	80.108
主筋(上)	1-D13
主筋(下)	1-D13
腹筋	D10
スカーフ	D10@200

※偏心基礎に対するねじれ抵抗梁

検討対象外: ☐ 更新

偏心基礎検討時の計算書出力例を下記に示します。

2.1 基礎梁の検討

【基礎梁の検定結果一覧】

凡例：at…配筋量(mm²) atl…長期で決まる必要鉄筋量(mm²) ats…短期で決まる必要鉄筋量(mm²)

cl… β^* -ス筋周長 cll…長期で決まる β^* -ス筋の必要周長 als…短期で決まる β^* -ス筋の必要周長

配置	符号	仕様	上段：上端筋 中段：ねじり検定比 下段：下端筋				上段：スターラップ(鉄筋量) 中段： β^* -ス筋(鉄筋量) 下段： β^* -ス筋(周長)					
			配筋	at	atl	ats	判定	配筋	at cl	atl ccl	ats cls	判定
Y4通り X1～X5	FG1	b=150 D=750	1-D16	199.0	54.2	154.3	0.78 (OK)	D10@200	71.3	60.0	60.0	0.84 (OK)
		B=550	1-D19	287.0	33.3	215.2	0.75 (OK)	D10@300 間長	237.7 99.7	21.3 29.6	33.4 47.0	0.14 (OK) 0.47 (OK)
Y1通り X1～X5	FG2	b=150 D=750	1-D22	387.0	11.3	289.7	0.75 (OK)	D10@200	71.3	60.0	60.0	0.84 (OK)
		B=500	1-D13	127.0	8.4	33.0	0.26 (OK)	D10@300 間長	237.7 99.7	16.7 26.6	25.8 41.3	0.11 (OK) 0.41 (OK)
X5通り Y1～Y4	FG3 (偏心)	b=150 D=750	1-D16	199.0	74.5	184.6	0.83 (OK) 0.82 (OK)	D10@200	71.3	60.0	60.0	0.84 (OK)
		B=700	2-D13	254.0	52.1	225.2	0.89 (OK)	D10@300 間長	237.7 99.7	168.3 85.3	111.3 56.8	0.71 (OK) 0.66 (OK)
X1通り Y3～Y4	FG4	b=150 D=750	1-D13	127.0			0.00 (OK)	D10@200	71.3	60.0	60.0	0.84 (OK)
		B=800	1-D13	127.0			0.00 (OK)	D10@300 間長	237.7 99.7	60.5 51.8	40.0 34.6	0.25 (OK) 0.52 (OK)

<<ねじり応力による検定>>

$(T / T_0)^2 + (Q / Q_0)^2 \leq 1$ を確認する。

T…ねじりモーメント, T₀…ねじりモーメント抵抗, Q…せん断力, Q₀…せん断抵抗

$T = 1 / 2 \times \sigma_e \times B \times e \times L_0 = 1 / 2 \times 20.889 \times 700 \times 275.0 \times 1950 / 1000000000 = 3.921$ (kN・m)

$T_0 = 1.15 / 3 \times b^2 \times D \times f_s = 1.15 / 3 \times 150^2 \times 750 \times 0.7 / 1000000 = 4.528$ (kN・m)

$Q = 1 / 2 \times \sigma_e \times B \times L = 1 / 2 \times 20.889 \times 700 \times 2275 = 16.633$ (kN)

$Q_0 = b \times j \times \alpha \times f_s = 150 \times 561.8 \times 1 \times 0.7 / 1000 = 61.924$ (kN)

$(T / T_0)^2 + (Q / Q_0)^2 = 0.8 \leq 1 \dots OK$

下記は偏心基礎に直交するねじり抵抗梁の計算書出力例を示します。

【Y3-455通り X4~X5: FG11】 b = 150 (mm) D = 750 (mm) B = 150 (mm)

主筋(上) : 1-D13 主筋(下) : 1-D13 スターラップ : D10@200

$w = G_p \times B - W_f = 0.0 \times 0.45 - 0.000 = 0.000$ (kN/m)

偏心基礎(X5通り Y1~Y4)からのねじりモーメント (M_n) を付加して検計を行う。

$M_n = \sigma_e \times B \times e \times L = 20.889 \times 700 \times 275 \times 2275 / 1000000000 = 9.148$ (kN・m)

σ_e …設計用地反力, B…ベース幅, e…偏心距離, L…負担長さ

<<開口部の応力>>

<開口部 : Y3-455通り X4~X5 (L=2730)>

ML左 = $-1 / 12 \times w \times l^2 = -0.000$ (kN・m)

<<主筋(上) : 1-D13>>

ML = 0.000 (kN・m)

MS = 0.000 (kN・m)

$j = 7 / 8 \times d = 7 / 8 \times (750 - 76) = 589.750$ (mm)

$atL = (ML上 + M_n) / (f_t \times j) = 1000000 \times (0.000 + 9.148) / (195 \times 589.750) = 79.549$ (mm²) → 106.066 (mm²) ※最小鉄筋量を使用

$atS = (MS上 + M_n) / (f_t \times j) = 1000000 \times (0.000 + 9.148) / (295 \times 589.750) = 52.584$ (mm²)

at (1-D13) = 127.0 $\geq$ 106.1 … OK

<<主筋(下) : 1-D13>>

ML = 0.000 (kN・m)

MS = 0.000 (kN・m)

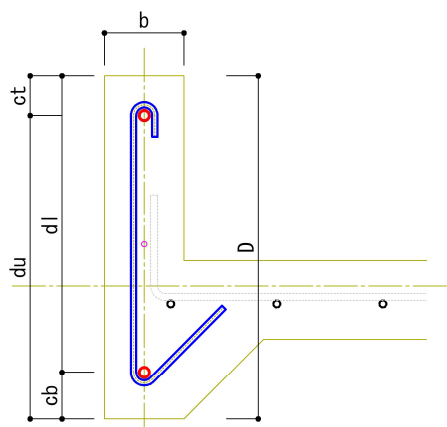
$j = 7 / 8 \times d = 7 / 8 \times (750 - 88) = 579.250$ (mm)

$atL = (ML下 + M_n) / (f_t \times j) = 1000000 \times (0.000 + 9.148) / (195 \times 579.250) = 80.991$ (mm²) → 107.989 (mm²) ※最小鉄筋量を使用

$atS = (MS下 + M_n) / (f_t \times j) = 1000000 \times (0.000 + 9.148) / (295 \times 579.250) = 53.537$ (mm²)

4. 5 断面算定

上述の応力を元に必要鉄筋量を算定し、配筋された鉄筋量以下であることを確認します。



<主筋(上)>

$$atL = Mc / (ftl \times ju) \leq at$$

$$atS = MS_{\text{右}} / (fts \times ju) \leq at$$

atL : 長期の必要鉄筋量(mm²) , atS : 短期の必要鉄筋量(mm²)

ftl : 鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²) , fts : 鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

ju : 応力中心間距離(mm) = (7 / 8) × du = (7 / 8) × (D - ct)

<主筋(下)>

$$atL = Me / (ftl \times jl) \leq at$$

$$atS = MS_{\text{左}} / (fts \times jl) \leq at$$

atL : 長期の必要鉄筋量(mm²) , atS : 短期の必要鉄筋量(mm²)

ftl : 鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²) , fts : 鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²)

jl : 応力中心間距離(mm) = (7 / 8) × dl = (7 / 8) × (D - cb)

<スターラップ>

$$atL = p \times b \times PwL \leq at$$

$$atS = p \times b \times PwS \leq at$$

atL : 長期の必要鉄筋量(mm²) , atS : 短期の必要鉄筋量(mm²) , p : スターラップピッチ(mm) , b : 基礎梁幅(mm)

PwL : 長期のあばら筋比

$$PwL = 0.002 \quad (QL \leq b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs \text{ の場合})$$

$$0.002 + (QL - b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs) / (0.5 \times b \times ju \times ftl) \quad (QL > b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs \text{ の場合})$$

$$b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs : \text{コンクリートのせん断耐力(kN)} = b \times ju \times \alpha \times fs$$

b : 基礎梁幅(mm) , ju : 応力中心間距離(mm) , α : せん断スパン比

ftl : 鉄筋の長期許容引張応力度(N/mm²) , fs : コンクリートの長期許容せん断応力度(N/mm²)

PwS : 短期のあばら筋比

$$PwS = 0.002 \quad (QS \leq b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs \text{ の場合})$$

$$0.002 + (QS - b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs) / (0.5 \times b \times ju \times fts) \quad (QS > b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs \text{ の場合})$$

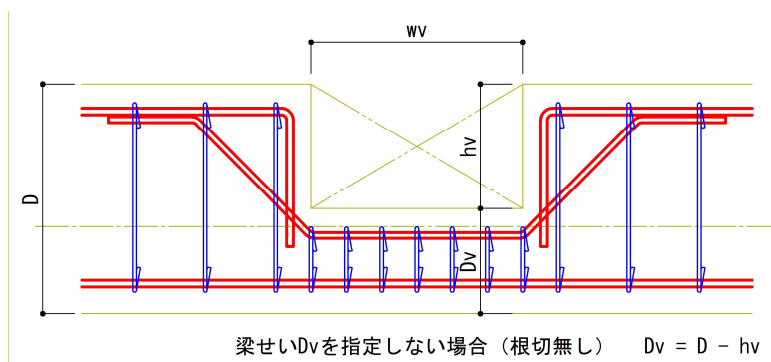
$$b \cdot j \cdot \alpha \cdot fs : \text{コンクリートのせん断耐力(kN)} = b \times ju \times \alpha \times fss$$

b : 基礎梁幅(mm) , ju : 応力中心間距離(mm) , α : せん断スパン比

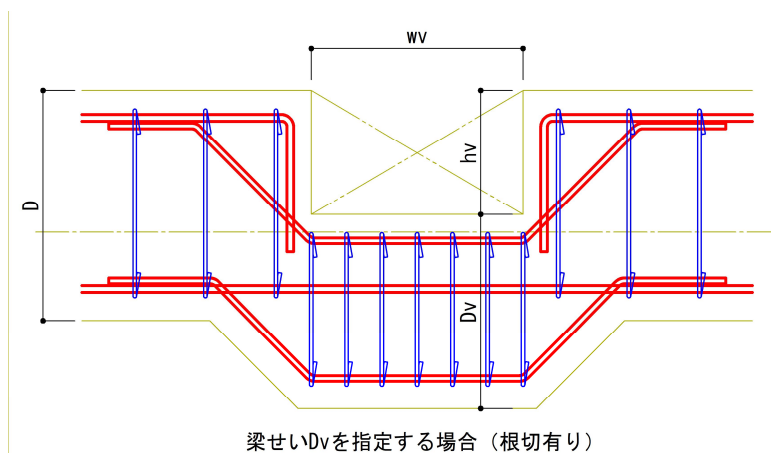
fts : 鉄筋の短期許容引張応力度(N/mm²) , fss : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

5. 人通口の検討

人通口メニューで梁せいを指定しない場合、人通口高さだけ梁せいが低くなった基礎梁として断面算定が行われます（下図）。壁構造で人通口が壁下に配置される場合は応力がかからないものとして最小鉄筋量で断面算定を行うのに対し、人通口が開口部に配置される場合は配置されている基礎梁の最大応力を使用して断面算定を行います。



一方、梁せいが足りない場合、根切して人通口部分のみ根入れを付加する必要があります（下図）。この場合は人通口メニューで梁せいを指定して下さい。指定された梁せいで断面算定を行います。



6. 参考書籍

- ・鉄筋コンクリート構造 計算基準・同解説 2010 年（日本建築学会）
- ・木造軸組工法住宅の許容応力度設計 2017 年版（日本住宅・木材技術センター）
- ・木造軸組工法住宅の横架材及び基礎のスパン表（日本住宅・木材技術センター）
- ・ひとりで学べる住宅基礎の構造設計演習帳（日本建築センター）
- ・誰でも木造住宅の基礎が設計できる本（エクスナレッジ）