

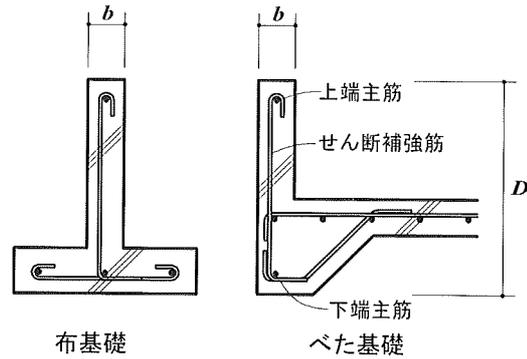
ここで、 $Q_{aj}$  :  $j$  階の耐力壁  $i$  の短期許容せん断耐力 [kN]  
 $y_j$  :  $j$  階の耐力壁の反曲点高比。2.4.3 の解説 (3) より、N 値計算法に準拠した方法においては、 $y_j=0.5$  (中柱の  $B_j=y_j=0.5$ ) としよ。  
 $H_j$  :  $j$  階の階高 [m]  
 $L_i$  : 耐力壁  $i$  の長さ [m]  
 $L$  : 基礎ばりの長さ [m]。

(3) 基礎ばりの許容耐力の算定

① 基礎ばりの長期及び短期の許容曲げモーメントは、下式によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} {}_L M_a &= a_t \cdot L f_t \cdot j \\ {}_S M_a &= a_t \cdot S f_t \cdot j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.4.3)$$

ここで、 ${}_L M_a$  : 基礎ばりの長期許容曲げモーメント [kN・mm]  
 ${}_S M_a$  : 基礎ばりの短期許容曲げモーメント [kN・mm]  
 $a_t$  : 主筋の断面積 [mm<sup>2</sup>]  
 $j$  : 曲げモーメントに抵抗する基礎ばりの応力中心間距離 [m]。基礎ばりの上下端部から主筋まで 7cm とみなし、図 2.6.4.3 において  $j = \frac{7}{8}(D - 0.07)$  としよ。



継手の重ね長さは鉄筋径の 40 倍以上とする

図 2.6.4.3 基礎ばりの断面

$f_t, f_s$  : 主筋の鋼材の長期及び短期の許容引張応力度 [N/mm<sup>2</sup>]。丸鋼、異形鉄筋の場合は、令第 90 条にもとづき  ${}_L f_t = \frac{F}{1.5}$ 、 ${}_S f_t = F$  とし、丸鋼の場合  ${}_L f_t$  が 155 を超える場合は 155、異形鉄筋の場合  ${}_L f_t$  が 215 を超える場合は 215 とする。

② 基礎ばりの長期及び短期の許容せん断耐力は、下式によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} {}_L Q_a &= b \cdot j \left\{ {}_L \alpha \cdot L f_s + \frac{0.5 L f_w (p_w - 0.002)}{\alpha} \right\} \\ {}_S Q_a &= b \cdot j \left\{ {}_S \alpha \cdot S f_s + \frac{0.5 S f_w (p_w - 0.002)}{\alpha} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6.4.4)$$

※1: せん断補強筋による耐力を示す項で、図 2.6.4.3 のようにせん断補強筋の端部が 135° 以上のフック付きで主筋を拘束している場合のみ有効とし、フックなしで結束線のみで主筋に結ばれている場合には、基礎の立上りと考えゼロとして計算する。

ここで、 ${}_L Q_a, {}_S Q_a$  : 基礎ばりの長期及び短期許容せん断耐力 [kN]  
 $b$  : 基礎ばりの幅 [mm]  
 $j$  : 上記と同じ応力中心間距離 [m]

${}_L \alpha, {}_S \alpha$  : せん断スパン比による割増係数で、 $\alpha = 4 / \left\{ \frac{M}{Q(D - 0.07)} + 1 \right\}$  かつ  $1 \leq \alpha \leq 2$  とし、この  $Q$  と  $M$  は、(2.6.4.5a)式、(2.6.4.5b)式で検定用に用いる長期及び短期の最大せん断力と最大モーメントとする。なお、計算の簡略化のために  $\alpha=1$  としよ計算してもよ。

$f_s, f_s$  : コンクリートの長期及び短期許容せん断応力度 [N/mm<sup>2</sup>]。令第 91 条

## 【解説】

## (1) 基礎ばりに加わる長期応力の算定について

基礎ばりの長期応力は、通常の梁とは上下を逆に考えて、地面からの接地圧による分布荷重に対して柱が支点反力となる梁のモデルに対して、せん断力と曲げモーメントを算出する。柱が複数ある場合には連続ばりとなるが、ここでは、柱と柱の間の1スパン分ごとに単純梁モデルで中央部モーメントを求め、固定端モデルで柱支点位置のモーメントを求める簡易な方法を示している。2.6.3で求めたフーチングの接地圧 $\sigma_e$ （フーチングの自重と上に載る土の分は相殺されるので、これを除いたもの）を用いて、布基礎の場合は $\sigma_e \times$ フーチング幅 $B$ を等分布荷重として良い。べた基礎の場合は、図2.6.4.6のように、べた基礎区画を亀甲分割して基礎ばりの負担荷重を求め、これを基礎ばり長さで除して等分布荷重としたものでよい（図2.6.4.6の三角形分布の基礎ばりにつ

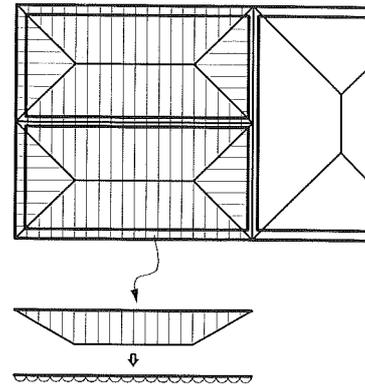


図 2.6.4.6 べた布基礎の底盤接地圧の基礎ばり負担分を求めるための亀甲分割

いては、中央部モーメントを等分布荷重の $\frac{4}{3}$ 倍、両端部モーメントを等分布の $\frac{5}{4}$ 倍とすることが望ましい。柱と柱の間のスパンは、その上部に壁がある部分は対象外としてよい。

## (2) 基礎ばりに加わる短期応力の算定について

基礎ばりの短期応力は、柱脚接合部と同様に、1階耐力壁が許容せん断耐力を負担している状態における応力とする。これは、耐力壁が終局状態に達するまで、基礎ばりが先に折れたり割れたりして先行破壊することを防ぐためである。

## (3) 基礎ばりの許容耐力の算定について

(2.6.4.3)式は、RC造における梁の許容曲げモーメント算定式である。この式的前提条件として、終局時にコンクリートが先に圧壊したり、主筋の定着部や継手部の付着が切れて抜け出したりせず、主筋が引張降伏することが必要となる。したがって、令第3章第6節の鉄筋コンクリート造の仕様規定を遵守し、令第73条第2項の主筋の継手長さの規定(40d以上)等に従うことが必要である。コンクリート強度に関しては令第74条に4週圧縮強度で $12\text{N}/\text{mm}^2$ 以上と定められているが、基礎各部の引張鉄筋比をつり合い鉄筋比以下とするために、本書では設計する基礎等に使用するコンクリートの設計基準強度の値は $18\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を標準仕様とする。

(2.6.4.4)式はRC造における梁の許容せん断耐力算定式である。式中のアンダーライン部分は、せん断補強筋による耐力を示す項である。日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(1988)」<sup>1)</sup>の解説には、「あばら筋は引張材として使用し、かつ、梁上下の引張及び圧縮主筋を確実に連結して、主筋内部のコンクリートを十分に拘束するように配置しなければならないから、その末端は $135^\circ$ 以上折り曲げてコンクリート内に定着するか、あるいは、相互に溶接するかして、完全に閉鎖形とし、主筋にいわばたがをはめたように囲うことが必要である。」と述べられている。したがって、本書においても、※1として、せん断補強筋の端部が $135^\circ$ 以上のフックで主筋を拘束している場合のみ、この項を有効とし、フックなしで結束線で主筋と結ばれている場合にはゼロとする旨を定めている。なお、組立鉄筋のようにあばら筋と主筋を溶接したものの扱いについては、全強溶接された場合についてのみ可とし、点付け溶接などでは不可とする。

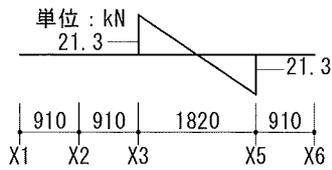
## (4) 基礎ばりの断面検定について

断面検定に際し、下端主筋に関しては、逆T字型の布基礎やべた基礎のフーチング部分の協力幅の範囲内にある主筋と平行方向の主筋を共役とすることができるのに対し、上端主筋に関しては、基礎

・せん断補強筋 (短期) : SD295A D13@250 at=127mm<sup>2</sup>

$F_t = 295 \text{ N/mm}^2$ ,  $s_{ft} = 295 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t = 195 \text{ N/mm}^2$

コンクリート  $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ ,  $s_{fs} = 1.05 \text{ N/mm}^2$



Q図 (鉛直荷重時)

$w = 27.5 \text{ kN/m}^2 \times 0.85 \text{ m} = 23.4 \text{ kN/m}$

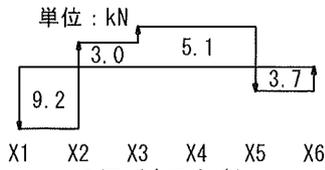
鉛直荷重時  $Q(X3)$ 、 $(X5)$  :  $23.4 \times 1.82 / 2 = 21.3 \text{ kN}$

水平力  $Q(X1-2)$  : 9.2kN

水平力  $Q(X2-3)$  : 3.0kN

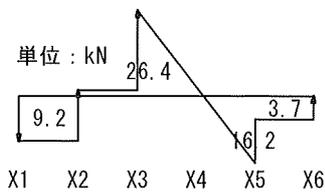
水平力  $Q(X3-5)$  : 5.1kN

水平力  $Q(X5-6)$  : 3.7kN



Q図 (水平力時)

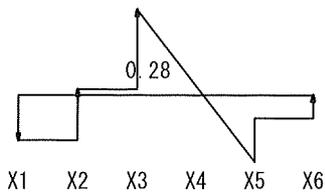
短期最大せん断力  $sQ_{max} = 21.3 + 5.1 = 26.4 \text{ kN}$  (X3)



Q図 (鉛直荷重+水平荷重時)

短期許容せん断耐力 :  $sQ_a = b \times j \times s_{fs}$  ←せん断補強筋による耐力は考慮していない  
 $= 150 \times 595 \times 1.05 = 93712.5 \text{ N}$   
 $\rightarrow 93.7 \text{ kN}$

検定比 :  $sQ_{max} / sQ_a = 26.4 / 93.7 = 0.28 \leq 1.0$  OK



断面検定比図

せん断補強筋 D13@250 の鉄筋比

$127 / (150 \times 250) = 0.0034 \rightarrow 0.34\% \geq 0.2\%$  OK

FG1 まとめ

立上り幅 : 150mm

底盤厚さ : 150mm

底盤幅 : 850mm

梁せい : 750mm

根入れ深さ : 450mm

上端主筋 : D13

下端主筋 : D13

せん断補強筋 : D13@250

底盤の補強筋 : D13@250

底盤両端筋 : D13

# 木造軸組工法住宅の 許容応力度設計

# 1

(2017年版)



監 修 国土交通省国土技術政策総合研究所  
国立研究開発法人建築研究所

編 集 木造軸組工法住宅の許容応力度設計改訂委員会

企画発行 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター