

5. 地盤および基礎構造

5.1 液状化の判定と対策	B
【よくある指摘事例】 地盤及び基礎の設計において、地盤の液状化の影響についての説明が不十分な事例がある。 【関係法令等】 令第 93 条 2015 年技術基準 p.553	
【指摘の趣旨】 地盤の液状化は、地盤の支持力の検討や杭の水平力に対する設計などにおいて考慮する必要がある。適合性判定において、液状化の可能性についての設計者の判断が示されていないことや、液状化の判定結果を杭や基礎の検討にどの様に考慮したか説明されていないことが多く指摘されている。これらは、主に液状化判定のためのマグニチュードや入力加速度レベルの設定が明確でないことや、設計における液状化の取扱いが明確に定められていないことなどが主な原因と考えられる。以下では液状化のおそれのある地盤の条件や、液状化の判定方法、液状化のおそれのある地盤での対策について解説する。 【解説】 1. 問題の要点 地震時に液状化のおそれがある地盤については、以下の点に留意が必要である。 ・直接基礎の支持力が確保できなくなる。 ・杭の支持力を確保できなくなる。 ・杭の水平抵抗力が低下する（失われる）。 ・設備インフラ等に障害が起こる。 2. 液状化のおそれのある地盤条件および液状化の判定について 2015 年技術基準¹⁾および基礎指針²⁾では、液状化のおそれのある地盤条件は以下の 4 条件に該当する砂質地盤とされている。 ①地表面から 20m 以内の沖積層。 ②砂質土で粒径が比較的均一な中粒砂等（細粒分「0.075mm 未満」の含有率が 35%以下） （ただし、細粒土「0.075mm 未満」の含有率が 35%以上の地層でも粘土分「0.005mm 未満」が 10%以下、塑性指数が 15%以下の埋立あるいは盛土地盤は含む） ③地下水で飽和していること。 ④N 値が概ね 15 以下であること。 なお、液状化の判定に用いる細粒分含有率は細粒度試験結果によることを原則とする。 液状化の判定を行う場合の地表面水平加速度について以下に示す。 ・液状化の判定は、地表面加速度 150gal に対して F_l 値で行うことを原則とする。 ・加速度は地中の等価な繰返しせん断力を求めるための指標で、「限界耐力計算を行う場合の液状化の検討に際しては、最大加速度 150gal 以上、最大加速度 350gal 以上というレベルの異なる 2 種類の地震動を対象としている。建築物の周辺にがけ面が存在する場合や最大加速度 150gal に対する液状化の検討において F_l 値が 1 未満の層が厚く堆積している場合など、液状化による	

地盤の沈下・変形が著しいと考えられる場合は、最大加速度 350gal に対しても液状化の検討を行い、必要な対策を講じることが望ましい。」と記載されている¹⁾。したがって、現行法規では保有水平耐力計算時に液状化の検討は必須ではないが、保有水平耐力時にも検討することが望ましい。

- ・大地震時の検討を直接行わない代わりに中地震時の液状化の検討において最大加速度 200gal と設定することができる⁴⁾。

また、マグニチュードは等価な繰返し回数を求めるための指標で、通常は $M=7.5$ を使用する。これは液状化抵抗曲線が等価繰返し回数 $n=15$ に基づき作成されているためである。繰返し回数が多い地震を想定する場合は、マグニチュードを大きくすることができる。

2.1 F_l 値（液状化抵抗率）による液状化の判定²⁾

2.1.1 液状化判定式

各深さにおける液状化の判定は、(1) 式により行う。

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} \quad (1)$$

τ_l / σ'_z : 液状化抵抗比 ((6) 式参照)

τ_d / σ'_z : 等価な繰返しせん断応力比 ((2) 式参照)

(1) 式から求めた F_l 値が 1 より大きくなる土層は液状化の可能性はないと判断し、 F_l が 1 以下となる場合は可能性があると判断する。 F_l の値が小さいほど液状化に対する抵抗力が小さく、また F_l 値が 1 を切る土層が厚いほど液状化による危険度が高くなると判断する。

2.1.2 等価な繰返しせん断応力比

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比は(2) 式から求める。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d \quad (2)$$

τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kN/m²)

σ'_z : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (kN/m²)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kN/m²)

$\alpha_{\max}$: 地表面における設計用水平加速度 (cm/s²)

g : 重力加速度 (980cm/s²)

r_n : 等価の繰返し回数に関する補正係数

$r_n=0.1(M-1)$ M : マグニチュード

r_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数

$r_d=1-0.015z$ z : 地表面からの検討深さ

2.1.3 補正 N 値

対応する深度の補正 N 値 (N_a) は (3) 式から求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (3)$$

N_1 : 換算 N 値

ΔN_f : 細粒分含有率 F_c に応じた補正 N 値増分

(図-1 より求める)

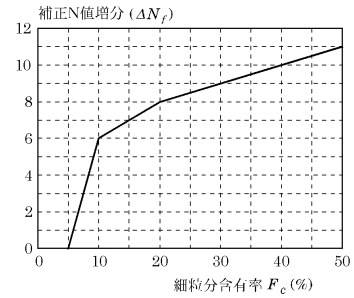
ここに,

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (4)$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad (5)$$

C_N : 拘束圧に関する換算係数

N : N 値



図一1 細粒分含有率と補正 N 値増分の関係

2.1.4 液状化抵抗比

液状化抵抗比 τ_l / σ'_z は補正 N 値 (N_a) を用いて(6)式のように算定できる。(6)式は飽和土層のせん断ひずみ振幅 5%時の実験結果より求められたものである。

$$\frac{\tau_l}{\sigma'_z} = 0.041 \left\{ \sqrt{N_a} + 0.00903 \left(\frac{N_a}{10} \right)^7 \right\} \quad (6)$$

2.2 地表変位 D_{cy} と液状化の程度²⁾

2.2.1 繰返しせん断ひずみと地表変位

地表変位 D_{cy} は各層の層厚 H および繰返しせん断歪 γ_{cy} より (7) 式で求められる。繰返しせん断歪 γ_{cy} は補正 N 値 (N_a) と繰返しせん断応力比 τ_d / σ'_z により参考文献 2)より推定することができる。

$$D_{cy} = \sum (\gamma_{cy} \cdot H) \quad (7)$$

2.2.2 地表変位 D_{cy} と液状化の程度の関係

過去の事例から地表変位 D_{cy} と液状化の程度の関係は表一1のように示されている。

表一1 地表変位と液状化の程度

D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
5 以下	軽微
5 を超え10以下	小
10 を超え20以下	中
20 を超え40以下	大
40 を超える	甚大

2.2.3 体積ひずみと残留沈下量

残留沈下量 S は (8) 式により求められる。体積ひずみ ε_v は繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を ε_v と読み替えればよい。

$$S = \sum (\varepsilon_v \cdot H) \quad (8)$$

2.3 液状化指数 (P_L 値) による危険度の評価¹⁾

2.3.1 P_L 値

液状化による影響度を示す指標 P_L は、 F_l 値を用いて、(9) 式により求める。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_l) \cdot w(z) dz \quad (9)$$

ここに、 $w(z)$ は地表面からの深さに関する重み関数で、 $w(z) = 10 - 0.5z$ を用いる。

2.3.2 P_L 値と液状化による危険度の関係

過去の被害事例から P_L 値と液状化の危険度の関係は、表一2のように示されている。

表一2 P_L 値と液状化の危険度

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え15以下	高い
15 を超える	極めて高い

3. 液状化の考慮

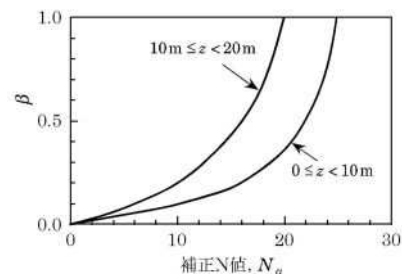
3.1 杭基礎（水平地盤反力係数の低減および支持力）²⁾

液状化の可能性がある地盤において、杭の水平力に対する検討を行う場合、液状化層の水平地盤反力係数 k_h および塑性水平地盤反力 p_y を（10）式により低減する。

$$k_{hl} = \beta \cdot k_{h0} \cdot y_r^{-1/2} \quad (10)$$

$$p_{yl} = \alpha \cdot p_{y0} \quad (11)$$

β : 補正係数
 k_{h0} : 水平地盤反力係数 (kN/m²)
 y_r : 液状化を考慮した杭と地盤の相対変位
 α : 塑性水平地盤反力の低減係数
 p_{y0} : 砂質土地盤の塑性水平地盤反力



図－2 水平地盤反力係数の低減率

β は図－2 より求める． α は暫定的に $\alpha=\beta$ としてよいとされている．これは、液状化地盤の最大地盤反力が全上載圧の 0.2～1.0 倍程度になっていることに対応する．

杭の支持力については液状化により摩擦力が失われる可能性についても考慮する必要がある．

3.2 直接基礎（地盤支持力について）

液状化により沈下や不同沈下が生じて地盤の支持力が失われるおそれがある場合は、べた基礎や杭基礎等にするなど、基礎形式の変更や、締固めなどの地盤改良等の対策が必要である．

4. 加速度レベルと判定基準について

告示免震構造は液状化のおそれのないことが必要条件である．また、限界耐力計算法において平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 2 項の規定に基づき G_s を算出する際は液状化のおそれがないことを確認する必要がある．これは、これらの計算法で用いられる表層地盤による加速度増幅率 G_s の計算が液状化が生じないことを前提としており、液状化のおそれのある場合は G_s の精度が確保されないからである．以下に、限界耐力計算法において、液状化のおそれがないことを確認する方法を示す．

以下の(1)(2)の両方が満足される場合には、液状化のおそれはないと判断される⁴⁾．

(1) 地表面加速度 150gal に対して、以下の状態を満足すること．

a) 「液状化の可能性がないこと（全層 $F_v > 1.0$ ）」

(2) 地表面加速度 350gal に対して、以下のいずれかの状態を満足すること．

a) 「液状化の可能性がないこと（全層 $F_v > 1.0$ ）」

b) 「液状化の程度が軽微な範囲でおさまること（ $D_{cy} \leq 5\text{cm}$ ）」

c) 「液状化による危険度が低いこと（ $P_L \leq 5$ ）」

また、 G_s は地表面まで計算する必要があるため、液状化の判定は地表面まで行う必要がある．

5. 小規模建築物について

文献 5) によれば、小規模建築物については 2.3 に示す P_L 値による液状化の危険度の判定や簡易判定法により、その影響の大きさを適切に判断することが示されている．なお、小規模建築物とは以下のすべての条件を満たすものを言う．

①地上 3 階以下 ②建物高さ 13m 以下 ③軒高 9m 以下 ④延べ面積 500m² 以下

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，9.6 地盤及び基礎ぐい
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，4.5 地盤の液状化，2001
- 3) 文献 1) の p.553
- 4) 文献 1) の pp.476～477
- 5) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，5.6 地盤の液状化，2008

5.2 直接基礎の接地圧

【よくある指摘事例】

- ・基礎の接地圧に偏分布荷重を考慮していない事例がある。
- ・柱軸力が小さい基礎位置に支点を設けて基礎梁に接地圧による反力を負担させる場合、接地圧分布に関する安全性の検討が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第38条，第93条

【指摘の趣旨】

べた基礎や布基礎の場合，基礎の図心と重心が異なると基礎底面に偏分布の接地圧が作用する。また，基礎梁の取り付けがない独立フーチング基礎で，軸力と曲げ応力を基礎で処理する場合には偏分布の接地圧を考慮しないことは柱に作用する曲げ応力を無視して設計を行うことに等しく，想定する許容地耐力を超えることがあり危険である。

高層に低層が付属するなど，部分的に階数が異なる場合にも接地圧が偏分布となることが多いので，基礎を剛体と仮定して接地圧を算定した場合には高層部直下の接地圧評価が危険側になる可能性があるため，高層部と低層部をゾーニングで検討するなどの配慮が必要となる。

基礎梁の設計応力の算出に際して，柱を支点として接地圧を作用させて算定した反力が，特に，軸力の小さな柱を支点とする場合，支点位置で柱軸力が支点反力より小さい場合がある。この場合は基礎梁中央上端の曲げ応力が危険側になることが多いため，力の釣合に配慮して不釣合力を節点反力として支点を解除したモデルに考慮するなどの配慮も必要である。

以下に直接基礎の接地圧算定方法を解説する。

【解説】

1. 接地圧の算定

RC 規準 1991¹⁾では，地盤が一様な鉛直剛性を有し基礎が剛体であると仮定した場合で，荷重に偏心が無い場合の接地圧は $\sigma = \sigma_{max} = \sigma_{min} = N/A$ とされている。

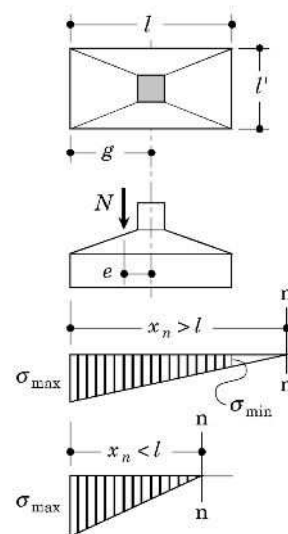
また，偏心がある場合には偏心圧縮柱の場合と同様に

$x_n - g + e = I_n / S_n$ から下式で求められる。

$$\sigma_{max} = \frac{x_n N}{S_n} = \alpha \frac{N}{A} \quad \text{および} \quad \sigma_{min} = (x_n - l) \frac{N}{S_n} = \alpha' \frac{N}{A}$$

ここで α と α' は，長方形基礎ならば中立軸の位置により下記式で算出できる。（図－1）

中立軸が断面外の場合： $\alpha = 1 + 6 \frac{e}{l}$ および $\alpha' = 1 - 6 \frac{e}{l}$



図－1 接地圧分布

中立軸が断面内の場合：
$$\alpha = \frac{2}{3\left(\frac{1}{2} - \frac{e}{t}\right)}$$

上式は平面保持の仮定が成立するものとして導かれたものである。

しかし、ベタ基礎などで基礎が剛体であると仮定して算出した接地圧を基礎を支点とした基礎梁モデルに作用させ応力を算出した場合には、柱と周辺部材の鉛直力が釣り合わないものとなる。これに対しては、支点を解除して力の釣合条件を満足させる方法などが考えられる。ただし、接地圧の算出時に仮定した変位の適合条件は満足しないことに留意は必要である。

実際の地盤の鉛直剛性は一様でなく、基礎も完全に剛体ではないので、地盤の鉛直剛性や基礎および建物の剛性を評価した接地圧の検討²⁾が推奨される。

力の釣合条件を満足させる場合の一例として等間隔 2 スパンの布基礎梁についての試算を左記に示す。(図-2)

接地圧を等分布荷重と仮定して算出した応力では、梁内端のせん断力の合計が中柱の軸力よりも大きくなり力の釣合条件を満足しない。そこで不釣合力を解除するために差分荷重を考慮した応力を算定し、応力の組合せを行う。

これにより得られた応力は、力の釣合を考慮しない場合の応力に比べて、中央部の曲げモーメント M_2 は約 1.8 倍となり、梁内端の曲げモーメント M_1 は 0 となる。

ただし、これは接地圧を等分布荷重と仮定した時点で地盤や建物の剛性を無視して、力の釣合条件のみを考慮して算出した応力であるため、この応力を設計用応力とした場合には梁内端の応力が危険側になる可能性がある。

更に、地盤の剛性や耐力が非常に高く剛体とみなせる場合には、柱直下で力が釣り合うことから梁には接地圧は作用せず応力も生じないことも考えられる。

以上より、接地圧で生じる応力は、地盤や建物の剛性および荷重状態や接地圧分布などにより変化するため、力の釣合条件と変形の適合条件を満足するように算出するには多大な労力を要する。したがって、一般的な建物の設計に際しては等分布荷重や偏分布荷重と仮定した接地圧により算出した応力に対して、力の釣合条件や変形の適合条件を加味した応力割増率などを考慮して部材設計を行うことができる。

より詳細な検討を要する建物の設計に際しては、地盤や建物の剛性を評価した解析を行うことが望ましい。

力の釣合試算モデル

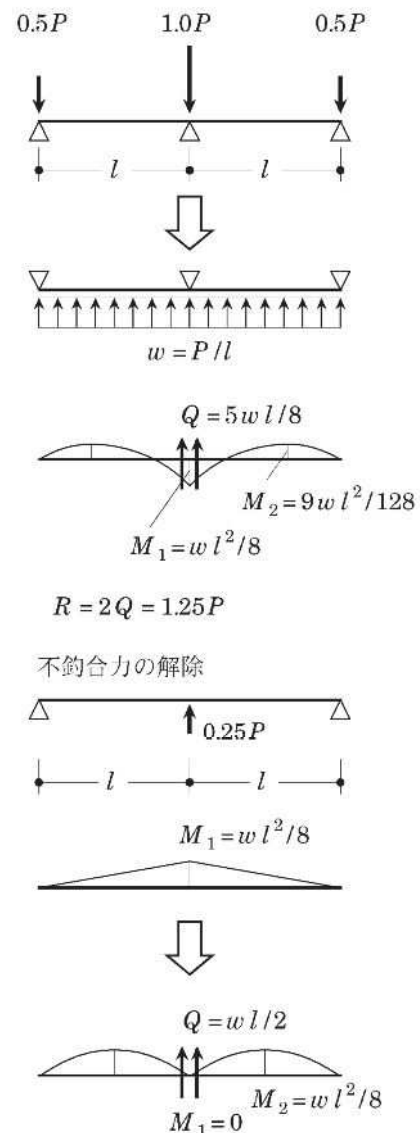
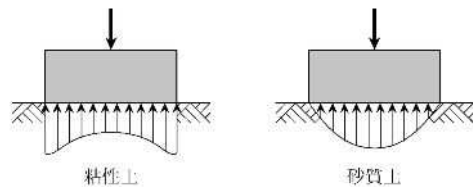


図-2 力の釣合

3. 建物剛性と地盤剛性

基礎形状や荷重分布が同一であっても建物や地盤の剛性の違いにより応力が大きく異なる場合があるので（図－3），地盤の剛性等を配慮する場合は，基礎と地盤は相互に変形し，力の釣合条件と変形の適合条件を考慮できるよう，建物と地盤の連成モデルを用いて解析を行うことが望ましい。

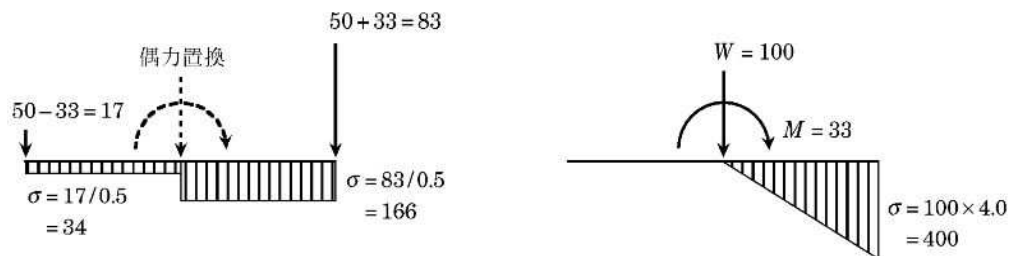
地盤剛性の評価方法については文献 2) などを参照して設計者が適切に行う必要がある。



図－3 接地圧分布と土質および基礎の剛性との関係

4. 水平外力による転倒モーメントに対する検討

地震力（水平力）に対する転倒モーメントによって，柱および基礎の鉛直力は長期の鉛直力に対して増減することになる。地盤を弾性地盤かつ基礎が剛体と考えた場合，転倒モーメントにより基礎底面の地盤反力は三角分布となるため，短期設計用地反力をゾーン別（柱負担面積別）の基礎底版面積の平均として求めると危険側となる場合があるので，注意が必要である。（図－4）



ゾーンごとの平均とした場合

$e/l=1/3$ の偏心荷重とした場合

図－4 ゾーン平均と偏心荷重との比較

また， $\frac{e}{l} > \frac{1}{3}$ になると基礎底面の $1/2$ 以上が接地圧 0 となり，急激に α も大きくなるので，基礎底面の過大な浮上りを生じさせないためにも $\frac{e}{l} \leq \frac{1}{3}$ とする必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.243，1991
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，第 5 章 直接基礎，2001

【よくある指摘事例】

粘性土において、砂質土の内部摩擦角 ϕ を求める大崎式を用いて地盤支持力を算定している場合があるなど、地盤定数 c と ϕ の取扱いが不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 93 条，平成 13 年国交省告示第 1113 号第 2

【指摘の趣旨】

N 値を使った ϕ の算定は砂質土に限定され、粘性土については $\phi=0$ となることなど、粘性土と砂質土の支持力算定時の留意点を示しながら、以下に地盤定数 c と ϕ の取扱いについて解説する。

【解説】

直接基礎の長期支持力は、Terzaghi の支持力式から平成 13 年国交省告示第 1113 号第 2 では

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2)$$

と規定している。支持力係数を決定する地盤定数に粘着力 c と内部摩擦角 ϕ があり、それらは地盤調査（土質試験を含む）を実施して求める。

1. 粘性土の場合

粘性土地盤の場合は原則として所定の深さから乱れの少ないサンプリング方法で採取し、その資料で室内力学試験からせん断強さを求める。図-1 に示すようにせん断強さは 1 軸圧縮強さ q_u の半分を使って粘着力（非排水せん断強さ） c を粘土のせん断強さとする（(1) 式）¹⁾。サンプリング深さが深い場合にはその影響を最小にする意味で側圧を考慮した 3 軸圧縮試験（UU 試験）を行う。その場合も基本的には内部摩擦角 ϕ は無視して粘着力を求める¹⁾。

$$c = \frac{q_u}{2} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

一方、 N 値より地盤定数を推定する式として粘性土では Terzaghi・Peck により提案された(2)式がある。

$$q_u = \frac{N}{8} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\approx 12.5 N \quad (\text{kN/m}^2)) \quad (2)$$

日本で多い N 値が 4 以下の粘性土地盤ではその相関は悪く、最近のデータでの再検証においてもこの関係は図-2 より更にバラツキの多い事が確認されている²⁾。以上の理由から粘性土の c を求める際には 1 軸圧縮試験の結果から算出することとし一般的には N 値からの推定方法は妥当な値として採用されて来なかった。

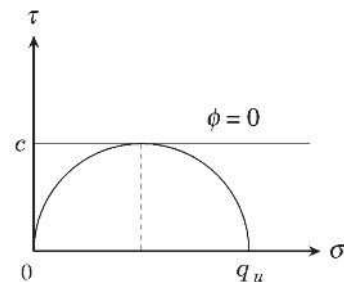


図-1 粘性土の 1 軸圧縮試験

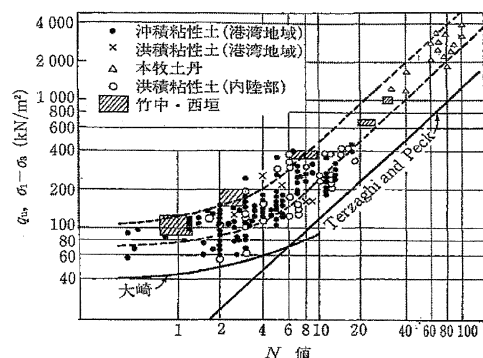


図-2 N 値と粘性土の非排水強度の関係²⁾

したがって、今後も粘着力 c は 1 軸圧縮試験の q_u から(1) 式により求めた数値または、3 軸圧縮試験によって得た c を採用することを原則とする。ただし、きわめて小規模な建物の場合（例えば、日本建築学会「小規模建築物基礎設計指針」³⁾ に示された建物規模）では(2) 式も採用可とするが、スウェーデン式サウンディングによって算出された換算 N 値を用いて q_u を算出することはできないものとする。

2. 砂質土の場合

砂質土地盤の強度特性で最も重要な定数は内部摩擦角 ϕ であり、特別な条件あるいは試験結果がないかぎり粘着力 c は 0 とする。砂質土地盤の強度を精度良く求めるためには凍結サンプリングなどを用いて 3 軸圧縮試験を行ない、その結果よりモールの応力円（図－3）を作成し内部摩擦角 ϕ を算出することが最善である。しかし、一般的には砂質土地盤は地盤調査で資料を採取する時に乱さない試料の採取が困難で、内部摩擦角は土質試験から直接求め難い場合が多い。そのため過去において N 値と内部摩擦角 ϕ の関係を推定した式が多く提案されてきた。

その代表的な提案としては大崎による(3) 式がある。

$$\phi = \sqrt{20N + 15^\circ} \quad (3)$$

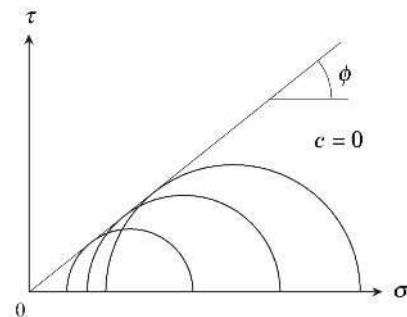
この方法は精度の高い試験結果で検証すると安全側にある¹⁾。

【取扱い】

土は、粒度分布や力学的特性から粘土や砂に分類されるが、粘土と砂の中間の性質を示す中間土も存在する。しかし、設計的には粘性土か砂質土かのどちらの性質かを判断してせん断強さを決めることが多い¹⁾。

粘性土の粘着力 c は 1 軸圧縮試験の q_u から(1)式により求めた数値、または 3 軸圧縮試験によって得た c を採用することを原則とする。ただし、小規模な建物の場合は(2) 式も採用可とする。

また、砂質土では、大崎式などにより N 値から ϕ を算出し地耐力を算定することとする。（ N 値の適用範囲には十分留意すること。）



図－3 砂質土の 3 軸圧縮試験

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.115，2001
- 2) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p.267，2004
- 3) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，p.1，2008

5.4 直接基礎の支持力の算定における D_f の設定

【よくある指摘事例】

直接基礎の支持力の算定における根入れ深さ D_f の設定方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 93 条，平成 13 年国交省告示第 1113 号

2015 年技術基準 pp.558～560

【指摘の趣旨】

直接基礎の設計においては，基礎直下地盤の長期及び短期応力度が地盤調査に基づく地盤の許容応力度（平成 13 年国交省告示第 1113 号）以下になっていることを確認する必要がある。地盤の許容応力度を定める方法は，同告示第 2 に 3 種類が規定されているが，木造等の軽微な建物の場合を除き，荷重の傾斜を考慮した支持力係数による算定式が一般的に採用されている。

支持力係数による算定式では，支持地盤が相対的に軟弱なほど D_f （根入れ深さ）による項の影響が大きく， D_f の設定方法によっては，設計で想定した地盤の許容支持力が発揮されない可能性がある。

告示では D_f は基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さと規定している。2015 年技術基準 ① では，「根入れ深さ D_f は，建築物の供用期間に対して十分な支持性能を期待できる深さとしなければならない」こと，および「敷地境界付近での許容応力度の設定に関しては，隣地の掘削により周辺地盤の支えを失って地盤の許容応力度が低下するおそれがあること」に注意することと記載されている。敷地境界に近い基礎の場合の D_f の設定，2 層地盤の検討，および地盤アンカーの引き抜き耐力の設定では，隣地の掘削等に伴う荷重条件の変動に十分留意することが望まれる。以下，地盤の許容応力度と D_f の関係について解説する。

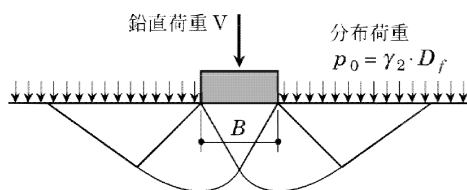
【解説】

1. 支持地盤の許容応力度

告示に定める支持力係数による長期の地盤の許容応力度を以下に示す。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_f \cdot B \cdot N_\gamma + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

(1) 式の第 1 項は，地盤の粘着力に起因する支持力，第 2 項は地盤の自重に起因する支持力，第 3 項は根入れによる押え効果に起因する支持力である。 N_c ， N_γ および N_q は地盤の内部摩擦角 ϕ に応じて定められる支持力係数で，文献 2) に図示されている。直接基礎の支持地盤は砂質地盤とすることが多く，その場合は，第 1 項の粘着力の項は無視して，第 2 項と第 3 項の和を砂質地盤の許容応力度とすることが一般的である。内部摩擦角 ϕ が 30 度以下では $N_q > N_\gamma$ で， D_f の影響が大きくなっている。図－1 に剛なフーチング基礎の破壊時の滑り線を示す。 D_f の影響は水平方向の広い範囲に及ぶので，敷地境界からの距離にも留意が必要である。



図－1 剛なフーチング基礎の破壊時の滑り線
(全般せん断破壊)

2. D_f の設定

2.1 水平地盤の場合

基礎指針²⁾では、根入れ深さ D_f については図-2 のように設定している。この D_f の設定は、支持地盤の押え効果として有効である深さを考慮したものである。敷地境界に近接した基礎では、隣地の掘削等によって D_f の効果が影響を受けることになるので、留意する必要がある。

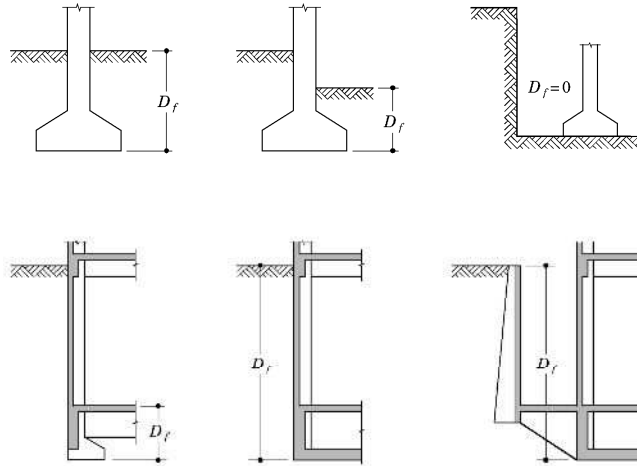


図-2 D_f の取り方²⁾

2.2 傾斜地盤の場合

傾斜地盤上に直接基礎がある場合には、水平地盤上に比較して極限支持力が低下するので、斜面角度、法肩からの距離、斜面高さを考慮した低減係数 ζ_s を(1) 式に乗じて算定する式が、基礎指針²⁾に示されている。その場合の根入れ深さ D_f の設定方法を以下に示す。図-3 に傾斜地盤の形状と基礎の位置関係を、図-4 に傾斜地盤における根入れ効果の考え方を示す。根入れ効果については、根入れを考慮した傾斜地盤の支持力が、水平地盤上の支持力と同等の支持力となるライン（図-4 の AA'）を設定し、法肩側の基礎端部がこのラインより深い場合は、その深さを D_f と設定する。A 点の位置は図-5 を参照して、速度場法の計算値と $\zeta_{s0}=1.0$ の交点の α_s 値を基に設定できる。 $\theta_s=25$ 度の場合には、A 点は法肩から基礎幅の 4.5 倍離れた位置である。この AA'ラインより浅い場合は有効な根入れと見做さず $D_f=0$ とする。ただし、根入れによって斜面までの距離が増大する効果を α_s^*B として考慮できる。

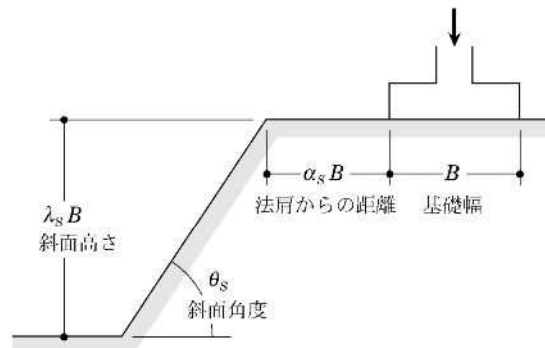
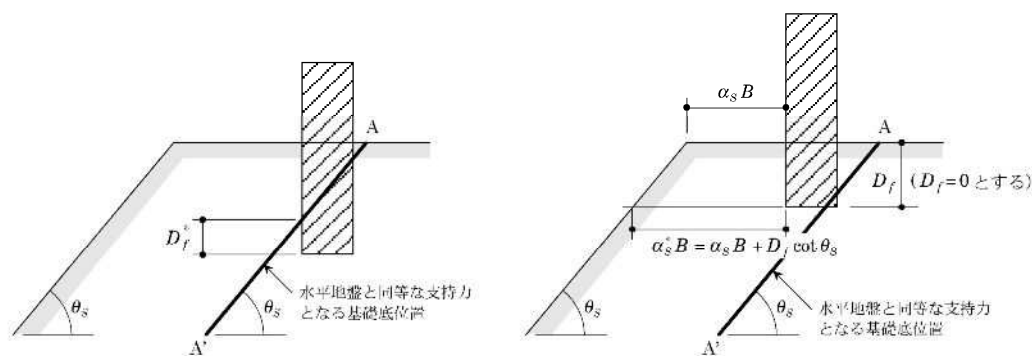


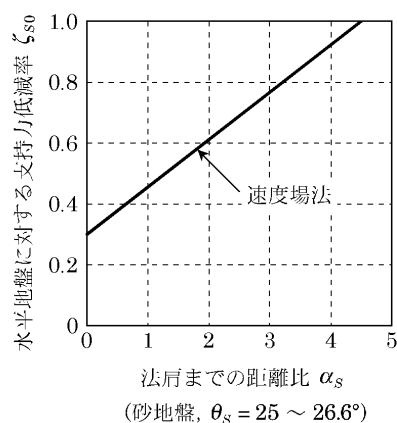
図-3 傾斜地盤の形状と基礎の位置²⁾



(a) 支持力が水平地盤と同等となる深さより基礎が下にある場合

(b) 支持力が水平地盤と同等となる深さより基礎が上にある場合

図一4 傾斜地盤における根入れの効果の考え方



図一5 法肩までの距離の影響
(砂地盤, $\theta_s = 25 \sim 26.6^\circ$)

3. まとめ

直接基礎の地盤の支持力は、平成 13 年国交省告示第 1113 号に定める地盤調査と許容応力度を定める算定式に従って求めなければならない。地盤の許容応力度は、地層構成や層序、地質、支持層深さなどにも左右されるので、信頼できる地層構成断面図が得られるよう、基礎形式や規模に応じて適切な質・量の地盤調査を実施しなければならない。地盤調査の質・量が十分でないことなど、限られたデータのみから支持力等を計算せざるを得ない場合は、支持力に制限を設ける、十分な安全余裕度を設定する等の配慮が望まれる。 D_f の設定については、隣接地その他当該基礎の近傍の地盤が掘削されるおそれがある場合には将来の周辺環境の変化にも対応可能なように、十分な安全余裕度を確保することが望まれる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，9.6 地盤及び基礎ぐい
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，5.2 鉛直支持力，2001

【よくある指摘事例】

直接基礎の地盤の支持力算定において、基礎に作用する荷重の傾斜による許容耐力の低減を適切に考慮していない事例がある。

【関係法令等】

令第93条，平成13年国交省告示第1113号第2

2015年技術基準 pp.558～560

【指摘の趣旨】

平成13年国交省告示第1113号第2の表中の(1)項の支持力式を用いた直接基礎の地盤の支持力計算において、水平荷重時には基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角による低減を考慮しなければならないが、当該傾斜角が適切に設定されていない事例がある。ここでは、この考え方について解説する。

【解説】

令第93条（地盤及び基礎ぐい）に示す地盤の許容応力度表では、荷重の傾斜角（基礎に作用する荷重[基礎底面に作用する基礎軸力とせん断力との合力]の鉛直方向に対する傾斜角)についての記述はなく、短期の許容応力度は長期の2倍でよいとしている。しかし、平成13年国交省告示第1113号第2の表中の(1)項に規定される地盤の許容応力度式では、荷重傾斜角を考慮しなければならない。なぜなら、荷重が傾斜して作用する場合は、鉛直時と異なり図-1に示すようにⅠの領域が二等辺三角形にならない。その結果、地盤の破壊時の滑り線が鉛直時に比べて小さくなり支持力が低減される。その時の支持力は数値計算を行えば求めることができるが、計算方法が複雑なため、Meyerhofは、鉛直荷重に対する支持力係数の次の補正式を提案している。

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2$$

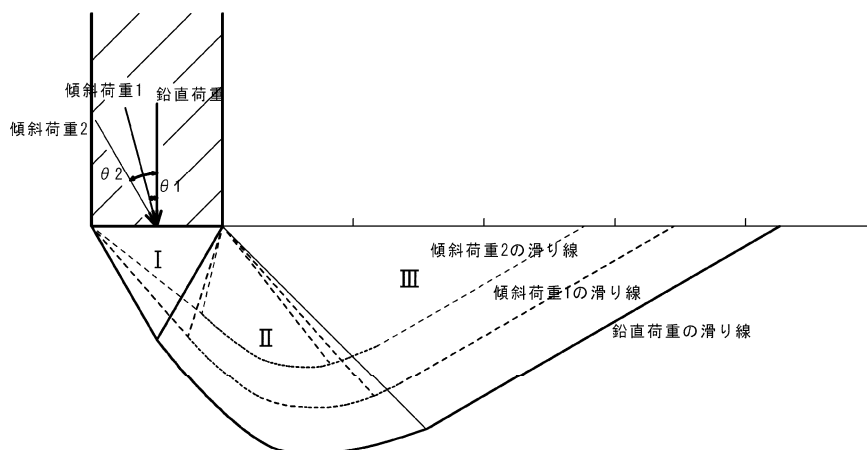


図-1 傾斜荷重が作用する際の滑り線

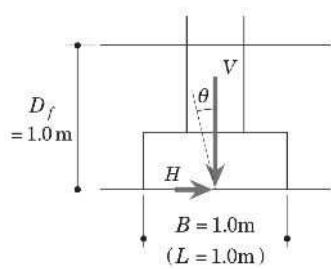
設計用荷重傾斜角は、設計者が個々の場合について設定する。例えば、剛床仮定が成立する建物の独立基礎において基礎底面の地震時水平力(H)が短期基礎軸力(V)に比例すると仮定し、さらに簡単のため、基礎に作用する地震力を含んで、一律 $H/V=0.2$ とする方法がある。

なお、長期に荷重傾斜角が生じる場合としては、以下などが考えられる。

- ① 工場、倉庫のように張間方向に基礎梁を有さない直接基礎
- ② 片土圧が作用する建物の直接基礎

【設計例】

基礎を図-2 の形状の独立基礎とし、地盤の諸定数を以下のとおり仮定する。



- γ_2 : 基礎底面上にある地盤の単位体積重量(=16kN/m³)
- γ_1 : 基礎底面下にある地盤の単位体積重量(=18kN/m³)
- c : 基礎底面下にある地盤の粘着力(=0kN/m²)
- ϕ : 地盤内部の摩擦角(=30°)
- θ : 荷重傾斜角(=長期 0° , 短期 11°)

図-2

平成 13 年国交省告示第 1113 号第 2(1)式より求まる地盤の許容鉛直応力度 : q_a

$$lq_a = 1/3(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{長期})$$

$$sq_a = 2/3(i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) \quad (\text{短期})$$

ここに i_c , i_r , i_q : 荷重傾斜角に応じた補正係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 = 1.0(\text{長期}), 0.77(\text{短期})$$

$$i_r = (1 - \theta/\phi)^2 = 1.0(\text{長期}), 0.40(\text{短期})$$

α , β : 基礎荷重面の形状に応じた係数

$$(\alpha, \beta) = (1.0 + 0.2B/L, 0.5 - 0.2B/L) = (1.2, 0.3)$$

N_c , N_r , N_q : 支持力係数

$$(N_c, N_r, N_q) = (30.7, 16.6, 19.0)$$

以上より,

$$lq_a = 1/3 \times (1.0 \times 1.2 \times 0 \times 30.7 + 1.0 \times 0.3 \times 18 \times 1.0 \times 16.6 + 1.0 \times 16 \times 1.0 \times 19.0)$$

$$= 130 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad N \text{ 値のばらつきを考慮し, } 100 \text{ kN/m}^2(\text{長期}) \text{ とする.}$$

$$sq_a = 2/3 \times (0.77 \times 1.2 \times 0 \times 30.7 + 0.40 \times 0.3 \times 18 \times 1.0 \times 16.6 + 0.77 \times 16 \times 1.0 \times 19.0)$$

$$= 180 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad 150 \text{ kN/m}^2(\text{短期}) \text{ とする.}$$

上記の計算例のとおり、支持力式で荷重傾斜角を考慮すると、地盤の短期許容応力度は単純に長期許容応力度の 2 倍とはならないことに注意を要する。基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角が地盤の許容応力度へ与える影響についての詳細な記述は、2015 年技術基準¹⁾、基礎指針²⁾参照。

なお、傾斜地盤上の支持力評価については本解説第 2 部「5.4 直接基礎の支持力の算定における D_f の設定」を参照。

【補足事項】

- ・地震時だけでなく長期でも片土圧を受ける場合などは、傾斜角を考慮する必要がある。

また、基礎梁や土間スラブが建物と一体になっている場合であっても、支持力は支持地盤に加わる

力の角度によって決まることから、傾斜角を考慮する必要がある。

- ・地盤調査資料で地下水位が浅い場合には、水位に応じて適切に浮力を考慮する必要がある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.559
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.110，2001

【よくある指摘事例】

杭の支持力算定において、十分な地盤調査が行われずに過大な支持力の採用事例や支持層直下の粘性土の影響を考慮しない事例、および短い杭の不適切な支持力採用事例がある。

【関係法令等】

令第93条，平成13年国交省告示第1113号第2

【指摘の趣旨】

適合性判定において、杭先端付近の地盤調査が不足し支持力の評価が不十分な事例や、支持層下端にある粘性土層の地盤調査が不足し、粘性土層を考慮した2層地盤としての検討が行われていない事例、あるいは短い杭の支持力の評価について検討が不足している事例が見受けられるため、以下に解説する。

【解説】**1. 問題の要点**

杭の許容鉛直支持力は地層構成や地質、支持層深さ、支持層下部層などに影響されるため、適切な内容・箇所数の調査を行わなければならない。地盤の種類や地層構成のデータが不十分な場合、杭先端位置の決定や支持力算定の際に適切な判断ができず、場合によっては建物に沈下等の不具合をまねくおそれがある。一方で、地域によっては支持層の傾斜や不陸があり、支持層深さ等を正確に想定することが難しい場合がある。この場合には地盤構成の評価に幅を持たせて支持力算定を行うことが必要である。また諸事情により設計前に十分な調査を行うことができない場合には施工時に支持層の確認を確実にすること等の対応が必要である。地盤調査の詳細については日本建築学会「建築基礎のための地盤調査計画指針」¹⁾等を参考にすることが望ましい。

適合性判定において指摘の多い以下の項目について留意事項等を解説する。

- ・杭の支持力の算定における地盤評価について
- ・杭先端を層厚の薄い支持層（中間支持層という）に止め、下部に粘性土層（下部粘性土層という）がある場合の2層地盤の先端支持力の算定について
- ・杭長が短い場合の鉛直支持力の算定について

2. 杭の支持力算定における地盤評価について

杭の支持力算定式としては告示式や学会指針式等があり、それぞれに N 値の取り方と上限値、平均 N 値の算定法が示されている。これらは支持力式の考え方や適用範囲に関連して定められている。また、高支持力杭等の大臣認定を取得した杭工法の場合については、認定内容や適用範囲に留意して支持力算定を行う必要がある。

建物を安全に支持するために杭の支持力算定に留意する事項を以下に示す。

2.1 採用 N 値の評価

杭の鉛直支持力は、一般的に標準貫入試験の結果（ N 値）および室内土質試験結果から得られる土質定数に基づいて算定される。 N 値は試験の生データであるため、数値を鵜呑みにせず適切に評価・判断して、算定結果が安全側となるように用いる必要がある。例えば、礫を多く含む地盤では「礫打ち」により N 値が過大評価される。このような場合には、10cmごとの N 値のばらつきが一

つの目安となり、大きくばらついている場合は、そのうちの最小値の3倍を30cm相当の N 値とすることも一つの方法である。また、有機質土を多く含む地層や層厚の薄い層（または薄い互層）に摩擦を期待する場合は、周辺のボーリングデータの情報などから、支持力を見込む層厚や N 値が過大評価となっていないか等、慎重に判断する必要がある。

2.2 杭周面摩擦抵抗力を算定する際の液状化の扱い

杭周面の摩擦抵抗力は、液状化層内においては大幅に低下する。中間に液状化層がある場合は、その上部層への影響も考慮する必要がある。上部非液状化層の層厚が比較的薄い場合や透水性の地層である場合には、間隙水圧の上昇によって杭周面に沿って水と土砂が噴出する懸念がある。したがって、地層構成によっては、液状化層以浅の地層の摩擦抵抗力を無視する等の設計上の配慮が必要となる。

2.3 先端支持力

先端支持力を求める際の先端平均 N 値は告示式では上4D下1D間の平均となっている。一方、学会基礎指針²⁾では埋込み杭、場所打ち杭では上1D下1D間の平均となっている。杭径が1.5～2.0mを超える大径の場所打ち杭では先端付近の平均 N 値として上1D下1D間の平均が用いられる場合が多いが、この場合の先端支持力度は告示式の150Nでなく学会基礎指針式²⁾の100N(上限値は7500kN/m²)とすることが必要である。ただし、2015技術基準³⁾にも示されているように過去から実績のある式として場所打ち杭では先端付近の平均 N 値が50以上であれば杭頭支持力度の上限を7500kN/m²とすることができる。また大径杭は先端支持力度が同一でも中小径杭と比較すると沈下が大きくなる傾向がある。大径杭を用いる場合は施工管理をより慎重に行い、沈下の検討を行うことが望まれる。

3. 2層地盤の支持力の算定について

杭先端を層厚の薄い中間支持層で支持する場合には、先端支持力は杭先端面の検討に加えて、中間支持層下面の応力に対する下部粘性土層の強度や沈下の検討を行う必要がある。ここでは N 値は大きい薄い砂質土層を中間支持層とし、その直下で N 値が小さい粘性土の地層を下部粘性土層とする場合について述べる。このような場合には支持力と圧密沈下の両方の確認が必要となる。既往の研究では H/D (H : 杭先端から中間支持層下面までの距離, D : 杭先端径) が2以下ではパンチング破壊の可能性が高く、3以上になると下部粘性土層の影響は小さくなっていくとの研究があるが、中間支持層と下部粘性土層の剛性によりその影響は異なる。学会基礎指針や2015技術基準においても明確な設計法は定められてはいない。

3.1 支持力の検討について

建築学会「建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A」⁴⁾には薄い中間層を支持層として下部に粘性土層がある場合の杭の支持力について解説が示されている。中間支持層下面の応力度は2層地盤での直接基礎の検討法を準用するとして図-1に示すように杭先端応力度 p が下部粘性土層表面では応力分散により p' になると考え、粘性土層の極限支持力度 q_u との比較から先端支持力を検討している。 q_u には学会基礎指針⁵⁾の杭先端が粘性土の場合の極限支持力度 $6c_u$ あるいは直接基礎の極限支持力度式 $5.1\alpha c_u + \gamma D_f$ を用いている。ここに c_u : 粘性土の非排水せん断強さ, α : 形状係数 1.2, γ : 地上面までの土の単位体積重量,

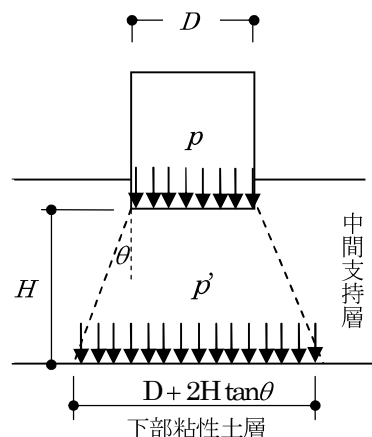


図-1 杭先端からの
応力の広がり

D_f : 粘性土層の地表面までの土被り厚, θ : 応力の広がり角度, である.

文献 4)では既往の実験結果との適合性が検討されているが, 長期, 短期の許容支持力については触れていない. 学会基礎指針⁶⁾によれば極限支持力に対して安全率が $2/3$ 以内であれば過大な変形は生じず, 長期の安全率は上部建物の剛性を考慮して $2/3$ 以下で設計者が判断することとなっている. 以上から下記の検討式を提示する.

$$p' \leq \beta \cdot q_u \quad (1)$$

$$\text{ここで } p' = \frac{pD^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} \quad \tan \theta: 0.3 \sim 0.5 \quad p: \text{杭先端応力度 (kN/m}^2\text{)}$$

D : 杭径(m), H : 杭先端から支持層下端までの深さ (m)

β : 安全率 ($2/3$ 以下) $q_u: 6c_u$ あるいは $5.1\alpha c_u + \gamma D_f / \beta$

c_u : 粘性土の非排水せん断強さ (kN/m^2), α : 形状係数 1.2,

γ : 地表面から支持層下端までの土の単位体積重量

(地下水位以下では水中単位体積重量) (kN/m^3),

なお, 1988 年版学会基礎指針⁷⁾に従い自重項 γD_f には安全率 β を与えていない.

3.2 圧密沈下の検討

圧密沈下の検討には, 支持力と同様に下部粘性土層天端での杭先端の応力分散を考えるが, 地表面からの土の自重による有効応力を加算する必要がある. この応力 p'' と, 下部粘性土の圧密降伏応力 p_c とを比較する.

$$p'' \leq p_c \quad (2)$$

ここで

$$p'' = \frac{pD^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} + \gamma \left(H + D_f \left(1 - \frac{D^2}{(D + 2H \tan \theta)^2} \right) \right) \quad (3)$$

D_f : 杭先端から地表面までの深さ (m)

p_c : 圧密降伏応力 (kN/m^2)

式(3)の第1項は杭先端から下部粘性土層に作用する応力であり, 第2項は地表面から下部粘性土層までの杭の部分を除いた土の重量である. ここで杭の自重は p に含む. なお, 場所打ち杭の先端支持力の評価は杭自重を含んでいるため, 場所打ち杭では改めて自重を加算する必要はない.

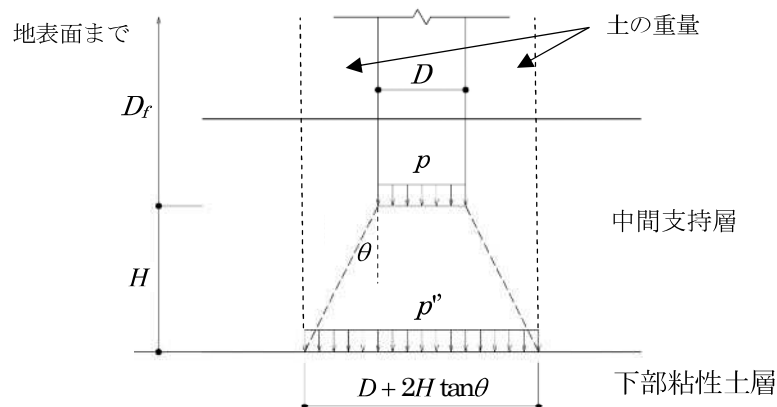


図-2 下部粘性土層の圧密沈下の検討応力

3.3 下部粘性土層の土質調査

粘性土の力学特性 c_u , p_c は現位置で採取した試料による室内土質試験で求めるのが原則である。ただし、信頼できる近隣データ等があればこれを参照することもできる。

下部粘性土層は一般には洪積粘土層の固い粘性土である。大阪平野では Ma12 と呼ばれる洪積粘土層であることが多く、既存のデータでは 1 軸圧縮強度は $100 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ 程度（粘性土の非排水せん断強さ c_u は 1 軸圧縮強度の $1/2$ ）、圧密降伏応力 p_c は $400 \sim 700 \text{ kN/m}^2$ 程度にばらついている。このような粘性土のサンプリングは適切に行わないと、乱された資料となり圧縮強度はかなり低減する。したがって、サンプリングにはトリプルチューブサンプラーを用いることが良い。また本来は地中深い層であるため拘束圧が大きい状態であるが試験方法がこれを反映していない場合は実態の強度が得られない。従って圧縮強度試験には 3 軸 UU 試験を行い直接に c_u を求めることが良い⁴⁾。また圧縮強度試験は同一カ所で 3 回は行い、バラツキを考慮して試験結果を評価することが望ましい。一般に精度の良い調査を行うことで強度は大きな値を確認することができ、大きな支持力を採用できる。

4. 杭長が短い場合の鉛直支持力の算定について

基礎指針においては、杭長が杭径の数倍程度の短い杭基礎は直接基礎に近い挙動を示す可能性もあることから、杭基礎としての先端支持力の検討に加えて直接基礎としての検討も行い、いずれか小さな支持力値を採用することが望ましいことが示されている。

L/D が杭径の 5 倍程度以下で「短い杭」と考えられる場合については、杭先端地盤及び周辺地盤の状況を勘案して、より安全性に配慮した杭支持力の設定が必要と考えられる。以下では、場所打ちコンクリート杭について、杭先端地盤を杭支持力式ならびに直接基礎としての支持力式を比較して小さい方を採用する考え方を示す⁸⁾。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{長期} & {}_L R_a = q_p A_p + \frac{1}{3} R_F \\ \text{短期} & {}_S R_a = 2q_p A_p + \frac{2}{3} R_F \end{array} \right\} \quad (4)$$

$$q_p = \min\left(\frac{K}{3} \bar{N}, q_a\right) \quad (5)$$

$$q_a = \frac{1}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \quad (6)$$

ここで、 R_a : 地盤の許容支持力 (kN) R_F : 杭周面摩擦力 (kN)

q_p : 先端支持力度 (kN/m²) $\bar{N}$: 杭先端の平均 N 値

K : 告示式では 150、学会指針式では 100 とする。

A_p : 杭先端断面積 (m²) q_a : 杭先端における地盤の許容支持力度 (kN/m²)

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎のための地盤調査計画指針，2009
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001，p.205
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.569
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計のための地盤評価・Q&A，2015，pp.123～127
- 5) 文献 2) の p.205
- 6) 文献 2) の pp.202～203
- 7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988，pp.119～123
- 8) 大阪府下特定行政庁連絡協議会監修：建築基準法構造関係法令集 1996 年版，大阪建築士事務所協会，p.567

【よくある指摘事例】

杭の水平荷重時応力算定において、地盤の液状化を考慮した検討や地盤の非線形性を考慮した検討が行われていない事例がある。

【関係法令等】

令第38条

2015年技術基準 pp.429～433

【指摘の趣旨】

基礎の耐震計算については、令第88条第4項において地下部分の地震力が規定され、これを用いて令第82条各号に規定する構造計算により構造耐力上の安全性の検討を行うこととされている。杭基礎の設計においては、基礎指針¹⁾等に基づき水平力によって杭体に生じる応力を算定し、応力度が杭体の短期許容応力度を超えないことを確かめる必要がある。

以下では、水平荷重時に杭体に生じる応力の算定にあたり、一般的な解法を示すと共に、

- ・杭の水平変位が1cmを超えている場合にばねの設定は妥当か
- ・水平地盤反力係数 k_h の設定は妥当か

の2点について検討方法等を解説する。更に、液状化地盤における杭の水平抵抗の低減方法についても併せて解説する。

【解説】**1. 杭頭に作用する水平力に対する検討**

基礎指針¹⁾では、杭頭に作用する水平力に対する応力解法として、一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法、多層地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法、多層地盤中の杭および地盤の非線形性を考慮する方法が示されている。水平力に対して杭の検討を行う場合には、地盤の状況に合わせて、上記の解法を適切に選定する必要がある。

2. 一様地盤中の杭及び地盤を弾性と仮定する方法

一般的には、杭を基礎スラブと接合させた場合、上記の一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法が用いられ、各杭の杭頭変位が等しくなるように杭設計用水平力を分配し、杭頭に集中力として作用するものとして検討する。

具体的な計算方法は、2015年技術基準²⁾に記述されている。一様地盤において、杭体をほぼ弾性範囲内にとどめる損傷限界水平抵抗力の評価までは本方法を適用可能である¹⁾。

3. 多層地盤中の杭及び地盤を弾性と仮定する方法

上記2.の方法を多層地盤に拡張した方法である。杭および地盤を多層に分割して各層内の杭を上記2.の方法で計算し、各地層境界における解の連続条件、杭頭部および杭先端部の境界条件を解くことで、杭の応力と変形を求めることができる。

杭体を弾性と仮定する制約はあるが、杭体の曲げ剛性や地層構成が杭軸方向に変化している場合に本方法を適用できる。また、上記2.の方法と同様に損傷限界水平抵抗力の評価までは、本方法を適用可能である¹⁾。

4. 多層地盤中の杭及び地盤の非線形性を考慮する方法

十分に根入れされた単杭の杭頭に水平荷重を作用させると、その杭の杭頭水平荷重－杭頭水平変位関係は、図－1 に示されるように、低荷重域のほぼ線形とみなせる状態から非線形状態を示し、ある荷重に達するとそれ以上に荷重が増加せずに水平変位が急激に増大したり、水平荷重に低下が見られるなどの性状が現れ、極限状態に至る。

このような杭の非線形挙動は、水平変位の増大に伴い、杭周辺地盤が非線形挙動すると共に地表面近傍から深部へ進行性破壊が生じることのほか、弾性状態であった杭体が塑性化することなどが相乗した現象として現れる。杭体の状態は、コンクリート系の杭では杭頭部においてひび割れ発生から最外縁鉄筋の降伏を経て塑性ヒンジ化へ進み、鋼杭では杭頭部において最外縁が降伏した後、塑性ヒンジ状態となる。

このように、杭頭変位の増加に伴い、杭体や地盤が非線形状態に至るため、基礎指針¹⁾では、多層地盤中の杭および地盤の非線形性を考慮した計算法によって限界水平抵抗力を評価することを推奨している。

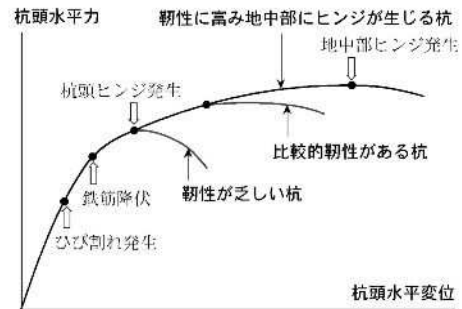
上記の計算法に用いる計算モデルの一例を図－2 に示す。杭体を杭軸方向に要素分割し、地盤調査結果から判断される地層を杭体要素間に水平ばねとしてモデル化し、各要素における杭体の曲げモーメント M －曲率 ϕ 関係および地盤の水平地盤反力 P －水平変位量 y 関係を、それぞれの非線形性状を考慮して設定する。非線形性状を考慮した計算方法としては、杭頭部に水平荷重を徐々に与える荷重増分解析法と、 M － ϕ 関係および P － y 関係を杭の変形量に応じた等価剛性に置き換えて弾性解析を行い、変形が適合するまで繰り返し収斂計算を行う方法がある。以下では、後者の計算方法において、地盤の P － y 関係を求めるために必要な水平地盤反力係数 k_h 値の設定方法について記述する。

地盤の非線形性状を考慮した水平地盤反力係数 k_h 値は、下式を用いて求めることができる¹⁾。ここでは、水平変位量 y が極端に小さくなると k_h 値が急増し精度が悪くなること、反対に $\bar{y}$ が大きくなると地盤は塑性破壊して一定値の塑性水平地盤反力 P_y になることを考慮している（図－3）。

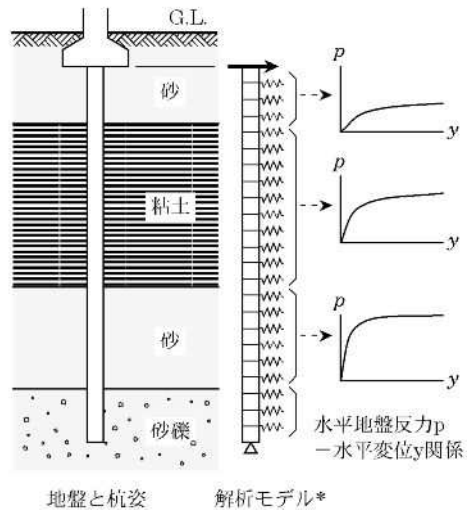
$$0.0 \leq \bar{y} \leq 0.1 : k_h = 3.16 \cdot k_{h0} \quad (1a)$$

$$0.1 < \bar{y} : k_h = k_{h0} \cdot \bar{y}^{-1/2} \quad (1b)$$

$$\text{ただし、} P = k_h \cdot y \leq P_y \quad \therefore k_h \leq P_y \cdot y^{-1}$$



図－1 杭頭の水平荷重－水平変位関係
における各状態
(コンクリート系の長い杭の例)



図－2 設計実杭と解析モデル
(*分割は各要素長が杭径
以下になるのが理想)

記号

k_h : 水平地盤反力係数

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (=水平変位量が 1cm 時の水平地盤反力係数)

$\bar{y}$: 無次元化水平変位 (=水平変位量を cm 単位で表したうえでの無次元量)

P : 水平地盤反力

P_y : 塑性水平地盤反力

ここに、基準水平地盤反力係数 (k_{h0}) 値としては、当該現場における杭の水平載荷試験から求める方法と既往の研究成果に基づく方法があるが、両者の係数値の精度には差異がある。したがって、設計用限界水平抵抗力および設計用限界水平変位を算定する場合、杭の水平載荷試験から求めた k_{h0} 値はそのものの値を用いることができるが、既往の研究成果に基づいた k_{h0} 値を用いる場合は、その値のばらつきを考慮した低減値を用いる必要がある。

基準水平地盤反力係数に関する評価式としては、実大杭の現場水平載荷試験結果を収集し、統計的に検討した種々の提案式がある³⁾。それらのほとんどは、杭の水平載荷試験結果における杭頭水平荷重－杭頭水平変位量関係から逆算された k_{h0} 値と当該現場の標準貫入試験による N 値との関係として表現されている。ここに、地盤の力学的性質を把握する場合、標準貫入試験の N 値はその試験方法から粘性土地盤より砂質土地盤に適しているといわれているが、粘性土地盤の k_{h0} 値－ N 値関係は砂地盤よりばらつきの多いことが報告されており、粘性土地盤の評価精度が低い結果となることに注意する必要がある¹⁾。

上述した研究成果などを総合し、かつ実用性を考慮したうえで、基準水平地盤反力係数 k_{h0} としては、下式の評価が推奨されている⁴⁾。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad (2)$$

記号 k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

α : 評価法によって決まる定数 (m⁻¹)

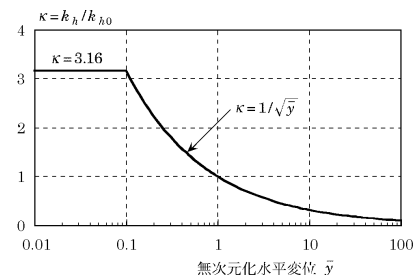
ξ : 群杭の影響を考慮した係数。単杭の場合は、 $\xi=1.0$ とする。

E_0 : 変形係数 (kN/m²)

$\bar{B}$: 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値：例えば、杭径 50cm は 50 とする。)

なお、上式中の変形係数 E_0 は、下記のいずれかの方法によって算出するが、上述したように、対象となる地層の土性に適した方法を適用すべきであり、このことを考慮して各方法に対する定数 α (m⁻¹) は、次の値を与える。

- | | |
|---|--------------------------------------|
| 1) ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=80$
砂質土 $\alpha=80$ |
| 2) 一軸または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=80$ |
| 3) 対象土層の平均 N 値より $E_0=700 \cdot N$ で推定した地盤の変形係数 | : 粘性土 $\alpha=60$
砂質土 $\alpha=80$ |



図－3 水平地盤反力係数と杭水平変位量関係

さらに液状化地盤における水平地盤反力係数 k_{h1} は、
下式によって補正して求めることができる⁵⁾。

$$k_{h1} = \beta \cdot k_h \quad (3)$$

記号

k_{h1} : 液状化地盤における水平地盤反力係数

β : 液状化による補正係数

上式中の補正係数 β は、補正 N 値 (N_a) との関係として
図-4 で与えられる。補正 N 値 (N_a) の算出法は、
基礎指針⁵⁾ を参照されたい。

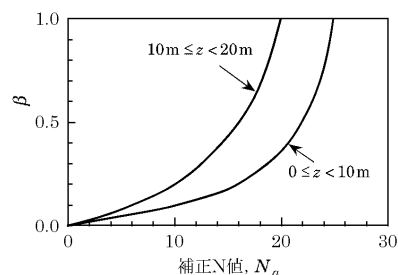


図-4 水平地盤反力係数の補正係数

【補足事項】

杭の水平変位が 1.0cm 程度を超えない場合は地盤を弾性とし、1.0cm を超えるほど大きい場合は、
地盤の非線形性を考慮する必要がある。非線形性の考慮方法として既往の研究成果に基づいた水平地
盤反力係数 k_h 値を用いる場合は、変形係数 E_0 値の算出に当たって地層の特性に適した方法を適用し
なければならない。液状化が想定される地盤においては、液状化による補正係数を考慮して水平地盤
反力係数を求める必要がある。

水平地盤反力係数を用いた計算方法は、地盤の非線形性を等価剛性に置き換えた弾性解析であるた
め、解析結果を求めるためには繰返し収斂計算が必要となる。すなわち、水平地盤反力係数を定める
ために仮定した杭の水平変位と、それを用いた弾性解析結果の水平変位との誤差が微少になるまで繰
返し計算を行うことで、杭および地盤の非線形性を考慮した解析結果を求めることができる。

なお、敷地内で平面的に地盤条件の変化がある場合等、最小の水平地盤反力係数を用いることがす
べての杭にとって安全側の設計になるとは限らない。部分的に計算より大きな負担せん断力が生じる
ことも考えられるため、各杭の水平地盤反力係数を適切に評価し、負担せん断力を求めることによっ
てすべての杭が安全側に設計されるようにする必要がある。

その他、杭の水平荷重時応力算定で 1 階床がアスファルトの場合は剛床と見なせないが、土間コン
クリートは、コンクリート強度や配筋、面積等により剛床と見なせる場合がある。この剛床とする場
合は、せん断力の伝達が可能であることを確認する必要がある。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，6.6 水平抵抗力および水平変位，2001
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，6.7 基
礎の耐震計算
- 3) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会：地盤の変形係数評価法に関する研究の現状，p.115，
1997
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 253～254，1988
- 5) 文献 1) の 4.5 地盤の液状化

5.8 支持地盤の傾斜による杭の水平剛性への影響

【よくある指摘事例】

傾斜地盤における杭水平剛性の評価方法が不明確な事例がある。

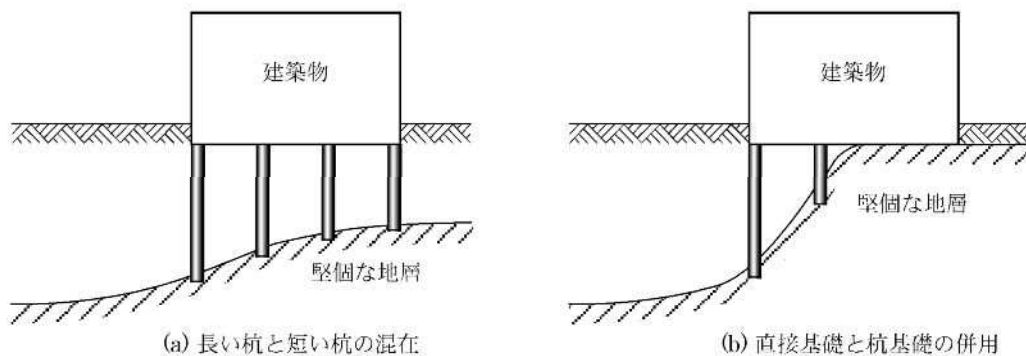
【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

支持地盤の傾斜については，斜面・段差の存在，地層の傾斜，崖錐層の存在，盛土部と切土部の混在等，一般的に地形や地層構成が支持層の水平な地盤と比較して複雑である．支持層が傾斜している場合には，長い杭と短い杭の混用や，直接基礎と杭基礎の併用基礎となる場合もある．このような場合には，長い杭と短い杭の水平剛性の差異により，各杭の負担水平力に差異が生じる可能性がある．したがって杭体の検討に対してはもちろんのこと，基礎梁に対しても負担水平力の差異による杭頭モーメントの影響を考慮することが必要になる場合がある．

以下では，傾斜地盤における杭の水平剛性の差異を考慮した杭および基礎梁の設計法を解説する．



【解説】

1. 支持地盤の傾斜による杭長の差異による杭の水平剛性の影響

1.1 一様地盤中における場合

杭を基礎スラブと接合させた場合，一般的には上記の一様地盤中の杭および地盤を弾性と仮定する方法が用いられる．杭設計用水平力は，杭頭レベルの床を剛床として各杭の杭頭変位が等しくなるように分配して検討する．

通常の場合，水平力による杭頭変位 y_0 ，杭頭曲げモーメント M_0 ，杭の地中部最大曲げモーメント M_{max} 及びその発生深さ l_m は下式(1)～(9)によって算出している．

$$y_0 = \frac{Q}{4EI\beta^3} R_{y0} \quad (\text{m}) \quad (1)$$

$$M_0 = \frac{Q}{2\beta} R_{M0} \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (2)$$

$$M_{max} = \frac{Q}{2\beta} R_{Mmax} \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (3)$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} R_{lm} \quad (\text{m}) \quad (4)$$

ただし,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1}) \quad (5)$$

$$R_{y0} = 2 - \alpha_r \quad (6)$$

$$R_{M0} = \alpha_r \quad (7)$$

$$R_{Mmax} = \exp \left[-\tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \right] \sqrt{(1 - \alpha_r)^2 + 1} \quad (8)$$

$$R_{lm} = \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 - \alpha_r} \right) \quad (9)$$

ここで, Q : 杭頭の水平力 (kN), k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³), B : 杭径 (m),

E : 杭のヤング係数 (kN/m²), I : 杭の断面二次モーメント (m⁴),

α_r : 杭頭の固定度 (固定のとき 1, ピンのとき 0)

なお, 杭長 L (m) に関しては, $\beta L \geq 3.0$ なる条件を満たすものとする.

設計例として杭径 800φ の鋼管杭(鋼管厚 $t=12\text{mm}$)および PHC 杭の場合における $\beta L \geq 3.0$ となる杭長は以下のとおりである. ここで, $E_0=700\text{N}$, $k_h=80 \cdot E_0 \cdot B^{3/4}$ (kN/m³).

表-1 砂地盤における $\beta L \geq 3.0$ となる杭長 (杭径 800φ)

N 値	鋼管杭	PHC 杭
N=1	17.5m	18.3m
N=5	11.7m	12.3m
N=10	9.9m	10.3m

$\beta L \geq 3.0$ となる杭は一様地盤中の杭として設計できるので, 支持地盤の深さの差異により杭長が若干異なっても同じ長さとして水平抵抗に対する検討をすることは問題ないと判断できる. ただし, 図-2 に示すように支持地盤が傾斜していて, $\beta L \geq 3.0$ となる杭と $\beta L < 3.0$ となる杭が混在する杭基礎となる場合では, 長い杭と短い杭の水平剛性の違いから, 剛床仮定により, 短い杭の負担水平力は大きくなる. その場合には, 杭長が短い杭に余力のある設計を行う, または杭長の差異を考慮した解析モデル(図-2)により各杭の分担せん断力を算出する等の検討が必要になる場合がある.

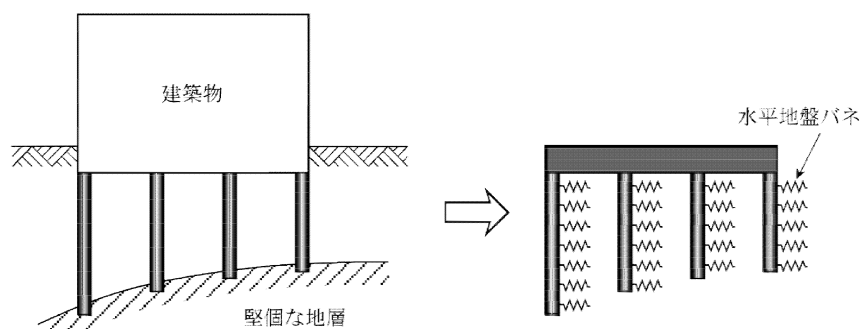


図-2 支持層が傾斜する場合の杭の水平力用検討モデル (例)

1.2 複層地盤における場合

杭頭に水平力を受ける杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲は、地表面から $1/\beta$ 程度の深さまでであり、この範囲内の地盤がほぼ一様であれば、「1.1 の一様地盤中における場合」と同様の考え方で、杭の支持地盤の傾斜に対する水平剛性の影響を考慮すればよいと判断できる。一方、 $1/\beta$ 程度の深さまで、地盤が一様と見なせない場合は、杭設計用応力の算定で安全側となるように一様地盤の水平地盤反力係数 k_h の設定を行う、または、図－2 に示すように各層を適切な評価ができるようなモデル化を行う等により、杭の水平剛性の影響を適切に判断することが望まれる。

2. 地表面の傾斜地盤における杭の水平抵抗の評価法

基礎指針¹⁾では、傾斜地盤近傍の単杭の水平抵抗に対する検討方法が示されており、傾斜地盤において杭の検討を行う場合には、地盤の状況に合わせて、上記の解法を適切に選定する必要がある。

傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗力は、斜面の影響によって、水平地盤に設置された杭と比較して低下する（図－3）。斜面の影響は、杭から法肩までの距離が増加するに伴って小さくなり、この距離がある程度以上になると消失する。この斜面の影響が設計上ほぼ無視できる限界水平距離 L_c は、既往の模型実験や解析結果からほぼ次式で与えられる。

$$L_c = 2.5 / \beta \quad (\text{m}) \quad (10)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{h0} B}{4EI}}$$

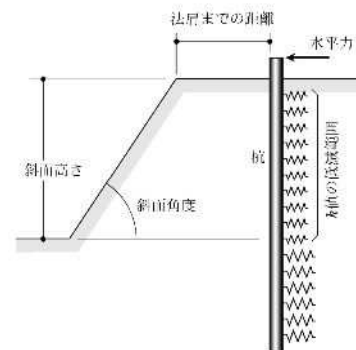
L_c : 限界水平距離 (m)

k_{h0} : 水平地盤における基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

傾斜地盤近傍の杭の水平抵抗に対する解析法として、傾斜の高さに相当する範囲の基準水平地盤反力係数を低減し、かつ地盤の傾斜を考慮した塑性水平地盤反力を適用する方法がある。

水平地盤における基準水平地盤反力係数に対して、図－3中で示した低減範囲の k 値に低減係数を乗じた水平地盤反力係数を適用する。なお、低減係数は斜面の傾斜角度と杭から法肩までの距離に対応して文献 1) に示されている。

杭径 800φ の鋼管杭(鋼管厚 $t=12\text{mm}$)および PHC 杭の場合における限界水平距離 L_c の計算例を表－2 に示す。



図－3 傾斜地盤の形状と杭の位置

表－2 砂地盤における限界水平距離 L_c (杭径 800φ)

N 値	鋼管杭	PHC 杭
N=1	23.4m	15.2m
N=5	15.6m	10.2m
N=10	13.2m	8.6m

3. 傾斜地盤で併用基礎とする場合の水平抵抗に対する留意点

傾斜地盤の例として、造成地のような堅い地盤が表層部分に露出している部分とやや深くなっている部分とが混在している場合がある。このような地盤では、支持地盤が浅い部分は直接基礎、深い部分は杭基礎での計画となり、併用基礎となる。

併用基礎を採用する場合には、設計上の配慮として、地震時における直接基礎部分と杭基礎部分での水平剛性の違いにより生じるねじりの影響を考慮した検討が必要となる場合がある。図-4 に直接基礎と杭基礎の併用基礎の場合のモデル化例を示す。杭には周辺地盤の水平地盤反力を考慮したばねを、直接基礎部には基礎底面の摩擦力を考慮したばねを配置しているが、基礎底面のばねのばらつきにより各部位に生じる応力にも差異が生じるため、基礎部材の設計に当たっては応力の分担・変形について安全側の評価が望まれる。（作用する水平力と直交方向の部材にも応力が生じるが、図-4 では記載を省略する）また、併用基礎の鉛直方向の変形については安全側に設計することが重要である。

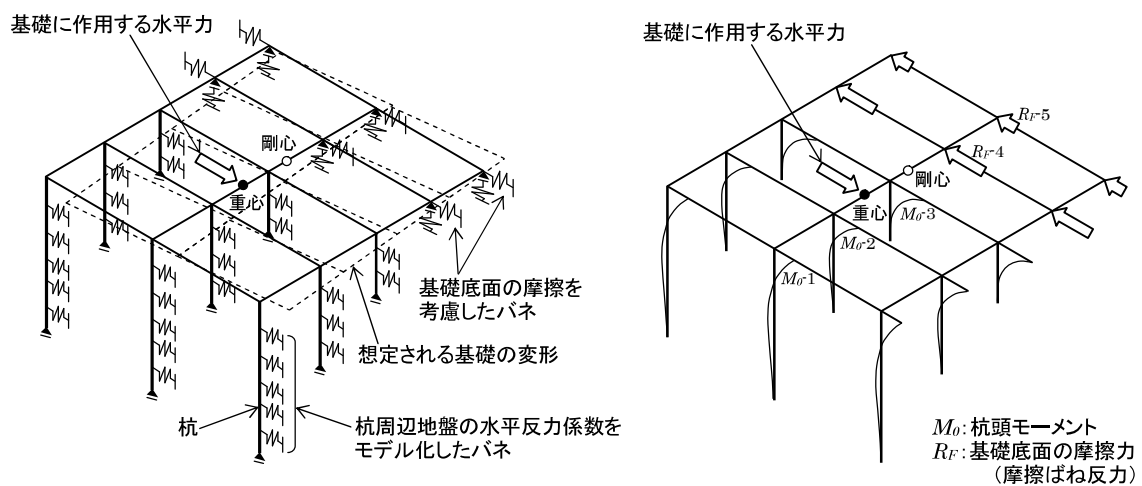


図-4 併用基礎における水平荷重時解析のモデル化例

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，6.6 水平抵抗力および水平変位，2001

5.9 外部階段等を支持する杭の水平力に対する検討

【よくある指摘事例】

建物から突出した外部階段やエレベーターシャフトを支持する杭の水平力に対する安全性が不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第 93 条

平成 13 年国交省告示第 1113 号

【指摘の趣旨】

建物から突出した外部階段やエレベーターシャフト（以下外階段等と記す）を有する建物の杭の水平力に対する検討の際、建物本体の杭のみを考慮して全水平力に対する検討を行い、外階段等の杭の検討が行われていない場合が多い。建物本体の杭に対しては安全側の評価となっているが、構造耐力上主要な部分である外階段等の杭についても水平力に対する一次設計は必須事項である。ここでは、外階段等を支持する杭の水平力に対する考え方を解説する。

【解説】

1. 杭の分担水平力について

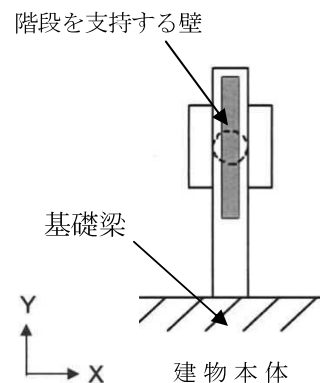
杭の分担水平力について、1 階床レベルで建物本体と一体の場合と一体でない場合を考える。ただし、局部水平震度による各階床レベルでの地震力（平成 19 年国交省告示第 594 号第 2 第 3 号ハ）の伝達を確認されているものとする。

1.1 基礎梁等で建物本体と一体の場合

1 階で外階段等部分と本体の剛床仮定が成立する場合や、図－1 の Y 方向のように地震時杭頭水平変位が建物本体の杭頭変位と同一と考えられる場合には、全地震力に対して建物本体の杭と合わせて負担水平力を分担するとして検討を行う。その際、根入れ深さとその差異、杭の剛性及び杭頭部の固定度等を考慮したうえで適切に水平力を分配して計算する必要がある。

また X 方向については基礎梁で建物本体と繋がれているが構造スラブがなく剛床仮定が不確かな場合には、以下の 2 つの方法が考えられる。

- 1) 全地震力に対しては建物本体の杭のみで検討を行う。外階段等の杭については、杭頭水平変位を建物本体の杭と同一として応力を求める。
- 2) 基礎梁の水平剛性及びねじり剛性を適正に評価し、全地震力に対して建物本体の杭と合わせて水平力を分担するとして、負担水平力を分配する。なお、剛床仮定が成立する場合と同様に、根入れ深さとその差異、杭の剛性および杭頭部の固定度等を考慮する必要がある。



図－1 基礎梁で建物と一体の場合

1.2 建物本体と一体でない場合

全地震力に対しては建物本体の杭のみで検討を行うのがよい。外階段等が最下層で建物本体と一体となっていないので、本体杭と外階段杭の変形差を許容する構造となる。このような場合は 1 階壁重量の $1/2$ と基礎重量相当分の水平力を分担するとして杭の設計をすることが望ましい。

この際、杭頭の曲げモーメントは階段を支持する壁の面内、面外剛性により決まるため、これを適切に評価する必要がある。一つの方法として、杭頭は固定として上部構造と杭・地盤の連成された図-3 のモデルで評価することもできる。この際、2, 3 階床に本体の地震時水平変位を与えるとよい。

あるいは安全側に杭頭固定と杭頭ピンの両方を満足させる設計もある。

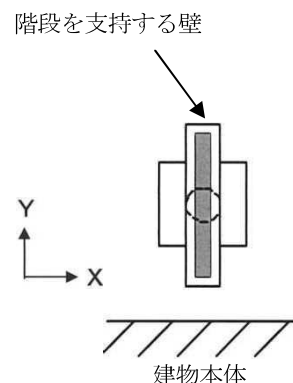


図-2 基礎部分で建物と一体でない場合

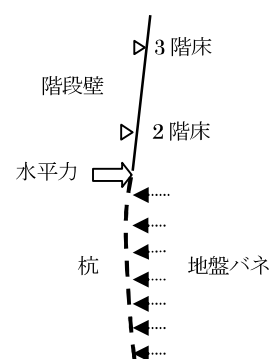


図-3 連成モデル

2. 建物本体および階段支持壁等の検討について

建物本体、外部階段それぞれは 1. で示した杭の分担水平力により求まる杭頭モーメントを負担できるように適切に設計する必要がある。基礎梁があり曲げを分担できる部材がある場合は、一般には従来の方法—基礎梁と上部を分離したモデル—で設計すればよい。

しかし 1.2 のように基礎梁がない外部階段や 1.1 の外部階段 X 方向では階段壁剛性や地中梁の水平剛性やねじり剛性を適切に考慮して、上部構造への応力を算出することが望ましい。一つの方法として図-3 の連成モデルにより階段壁の応力を求めることができる。上下分離モデルとする場合は、安全側に杭頭固定の曲げ応力で上部構造を設計する方法もある。

【よくある指摘事例】

杭頭接合方式の違いによる杭頭固定度の評価について、説明が不十分または不適切な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

杭頭接合部の設計では，杭頭に作用する設計荷重に対して接合部の強度および回転剛性を適切に評価する必要がある．しかしながら，杭頭接合部に関する実験的研究は少なく，基礎指針¹⁾に示されているような代表的な接合方法（図－1）を採用し，通常，杭頭固定と仮定して設計されている．近年，杭頭接合部の強度および回転剛性を定量的に評価する設計法が採用される場合も増えてつあるが，この場合には杭頭接合部の強度および回転剛性を実験結果等に基づき適切に評価しなければならない．以下では，杭頭接合部の接合方法とその設計法，確認申請における取扱いや注意点について解説する．

【解説】**1. 杭頭接合部の接合条件**

杭頭接合部の設計では，杭頭接合部の接合条件を設定する必要がある．仮定する接合条件としては，剛接合，半剛接合，ピン接合が挙げられるが，一般的には剛接合と仮定して設計を行っている．杭頭固定度に関する既往の実験結果から，図－1 に示す杭頭接合方式の場合は，剛接合とみなして設計してよい．半剛接合やピン接合を採用する場合や特別な応力伝達方法を採用する場合は，杭頭接合部の強度および回転剛性を実験結果等に基づき定量的に評価する必要がある．

1.1 杭頭接合方式

一般的に杭頭接合条件として剛接合と見なせる杭頭接合方式を図－1 に示す．

i) 主筋定着方式

i - a) 杭体主筋を延長あるいははつり出し，基礎スラブ内に定着．

適用杭種：場所打ちコンクリート杭，既成コンクリート杭

i - b) 杭端板に鉄筋をスタッド溶接あるいはねじ接合し，基礎スラブ内に定着．

適用杭種：既成コンクリート杭，既成鋼管コンクリート杭

i - c) 杭鋼管部に鉄筋をフレア溶接し，基礎スラブ内に定着．

適用杭種：鋼管杭，既成鋼管コンクリート杭，場所打ち鋼管コンクリート杭

ii) 中詰め補強方式

杭頭部を鉄筋あるいは中詰め鉄筋コンクリートで補強し，鉄筋を基礎スラブ内に定着．

適用杭種：既成コンクリート杭，既成鋼管コンクリート杭，鋼管杭

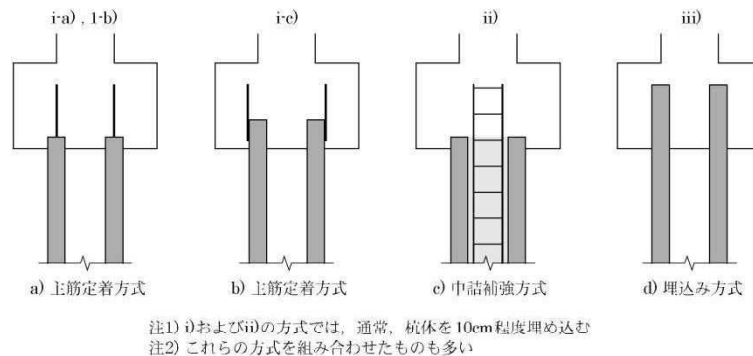
iii) 埋込み方式

杭本体を基礎スラブ内に杭径程度埋め込む．

適用杭種：既成コンクリート杭，既成鋼管コンクリート杭，鋼管杭

この場合，基礎スラブの支圧応力で曲げモーメントに抵抗することになるが，許容支圧応力度の規定などが法にないため，日本建築学会「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」²⁾や，日本道路協会「道路橋示方書・同解説」³⁾を参考に許容支圧応力度を設定する．ただし，いずれの

場合にも支圧応力度の採用にあたっては工学的判断が必要となる。また、埋込み長が杭径より短い場合については、実験での杭の応力分布が不明であり、杭の水平せん断力と支圧応力度の関係(αF_c)も明確になっていないため、現状では指定性能評価機関等による技術評価を取得していることが前提となる。



図一1 杭頭接合方式

1.2 杭頭接合方式による杭頭固定度

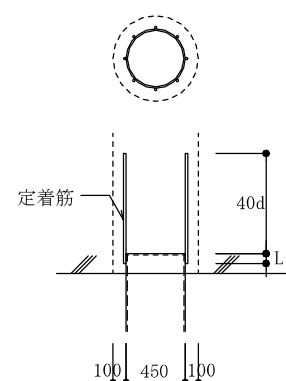
文献 1)には、杭頭接合方式と杭頭固定度の関係についての既往の実験結果が示されている。これによると、図一1 に示す杭頭接合方式の場合は概ね高い固定度を有している。一方、図一1 の d)埋込み方式で、埋込み長さが 10cm 程度と小さい場合は軸力の影響を大きく受け、軸力がない場合は固定度が 0.5 以下となっている。

したがって、図一1 に示す杭頭接合方式を採用する場合は杭頭固定として設計してよいが、埋込み方式で埋込み長さが杭径未満の場合、あるいは半剛接合方式やピン接合方式を採用する場合は、回転剛性を実験等に基づき定量的に評価するものとして取扱う。また、杭頭の固定度が低下すると、杭頭曲げモーメントは減少するが地中部の曲げモーメントは増加するため、杭体の設計にも注意が必要である。現状では半剛接合方式やピン接合方式を採用する場合は性能評価機関等による技術評価を取得した半剛接合工法とする必要がある。

2. 杭頭接合筋の設計例

ここでは、一般的な杭頭接合部の設計法の一例を示す。杭頭接合部の設計用応力は杭頭の応力を採用する。杭頭の応力は杭頭を固定として弾性支承梁の曲げ理論や Chang 式により算定する。この時、設計用軸力には杭頭曲げにより生じる基礎梁からの付加軸力を考慮しなければならない。以下で主筋定着方式、中詰め補強方式を示す。

図一2 に示すように基礎スラブ内に仮定の RC 円形断面を想定し、円形柱として設計する方法が一般に行われている。仮定の円形断面は接合筋からのかぶり厚さを 100mm 程度考慮すればよいが、指定性能評価機関等による技術評価を取得している杭頭接合工法の場合はその評価内容に従わなければならない。例えば、パイルスタッド工法の場合の仮想円形断面は杭径+200mm となっている。なお、中詰め補強方式の場合は杭頭接合筋の重心位置が円形断面の中心に近いので、主筋定着方式に比べて接合筋が多く必要となる。



図一2 仮想円形断面

算定例 (SC 杭, $\phi 450\text{mm}$)

使用材料 : コンクリート $F_c 21 \rightarrow f_c = 2/3 \times F_c = 14\text{N/mm}^2$

鉄筋 $SD345(D19) \rightarrow f_t, f_t = 345\text{N/mm}^2$

設計応力 : $N_{\max} = 1400\text{ kN}$, $N_{\min} = 200\text{ kN}$, $M = 175\text{ kNm}$

仮想円柱の径 : $D = 650\text{mm}$ (接合筋からのかぶり厚さを考慮し,

ここでは $\phi + 200\text{mm}$ とする.)

必要鉄筋量の算定

$$p_g = 0.65\% \rightarrow A_g = 2150\text{mm}^2 (= 8 - D19)$$

接合筋の溶接長さの算定

鉄筋の耐力 : $287 \times 345 / 1000 = 99\text{ kN}$

溶接長さ : 長さ $L\text{mm}$, 脚長 9mm , 鋼管 $F = 325\text{N/mm}^2$ とする.

$$0.7 \times 9 \times (325 / \sqrt{3}) \times 2(L - 2d) / 1000 \geq 99\text{ kN}$$

$$\therefore L \geq 79.9\text{mm}$$

杭頭にスタッドを打設する場合は 1) 杭天端プレートの安全性, 2) スタッドの引張耐力 $\leq$ 杭 PC 鋼棒の引張耐力等の検討も必要となる. ただし, これらは技術評価を取得する際に実験等で確認されているため, 技術評価の適用範囲を確認することが望ましい.

【取扱い】

図-1 に示す杭頭接合方式を採用する場合, 杭頭固定として杭頭応力を算定する. 杭頭接合部が主筋定着方式, 中詰め補強方式の場合, 仮想円形断面を設定して設計する. なお, 埋込み方式で支圧応力度を考慮して設計する場合, この支圧応力度の取扱いでは工学的判断が必要となる.

埋込み方式で埋込み長が杭径未満の場合や, 半剛接合方式, ピン接合方式を採用する場合は, 指定性能評価機関等による技術評価が必要となる.

【補足事項】

既成杭に杭頭補強筋を取り付ける場合には, 杭頭の仕様 (PC 鋼棒本数, 杭頭鋼板, 鋼板のネジ系など) に適合していることが必要である. また, 杭頭の仕様は杭メーカーによって異なるため, 補強筋の径や本数が過大と思われる場合などには, 既成杭と杭頭補強筋との適合の検討を行う必要がある.

【参考文献】

- 1) 日本建築学会 : 建築基礎構造設計指針, 6.8 基礎スラブおよび杭頭接合部, 2001
- 2) 日本建築学会 : プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1998
- 3) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成 24 年 4.2, 2012

5.11 フーチングが下がっている場合の杭頭曲げ応力の伝達

【よくある指摘事例】

フーチングが基礎梁より低い位置にある場合で、杭頭曲げモーメントの基礎梁への伝達が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

一次設計においては、原則として杭頭モーメントの建物への曲げ戻しを考慮する必要がある。一般的な杭・フーチング・基礎梁の納まり(図-1(a)参照)の場合、杭頭を完全固定として杭頭の曲げモーメントを算定する。算定した杭頭の曲げモーメントを基礎梁芯まで戻して、上部構造の安全性確認を行う¹⁾。

実際の設計においては、EV ピットの床下がり等によりフーチング天端が下がり、結果として杭頭補強筋が基礎梁の下で止まっている場合も生じる(図-1(b)参照)。このような場合、杭頭の曲げモーメント等の応力を基礎梁まで伝達できなくなり、補強の為にハンチ(図-1(c)参照)を設けることもある。以下に、フーチングが下がる場合の杭頭曲げ応力伝達の考え方について解説する。

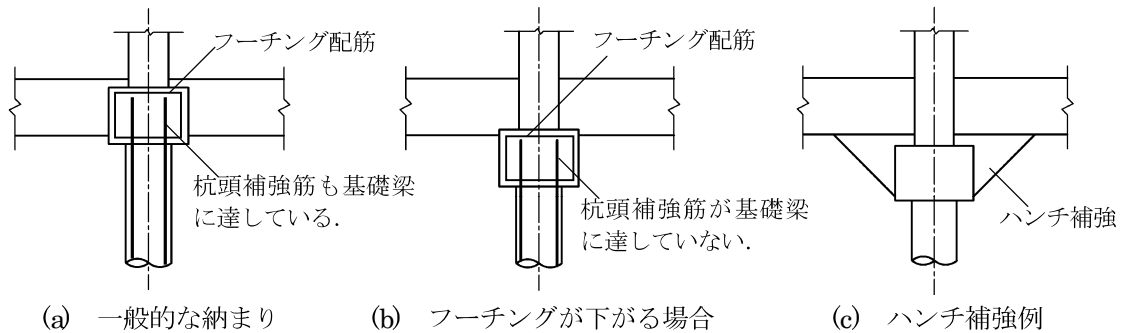


図-1 フーチングと基礎梁の関係

【解説】

杭頭の曲げモーメント等の応力は、杭頭曲げ補強筋によりフーチングへ伝達され、フーチングから基礎梁・柱へ伝達されて力学的に釣り合うことになる。しかしこの間の力の伝達経路は複雑である。フーチングに下がりがある場合は更に複雑化する。

ここでは 1 柱 1 本杭の一般的な基礎の納まりを基本にしてフーチングが下がる場合の考え方を示す。

1. 下がりのない一般的な基礎の納まり

図-2 に示すように杭の主筋は基礎のなかに定着長さをもって配筋され、ほぼ基礎梁の中にも定着されている。柱主筋は基礎主筋の上から立ち上がる。柱は基礎の外周横筋が杭のフープ筋に囲まれた基礎中に埋め込まれたようになる。柱主

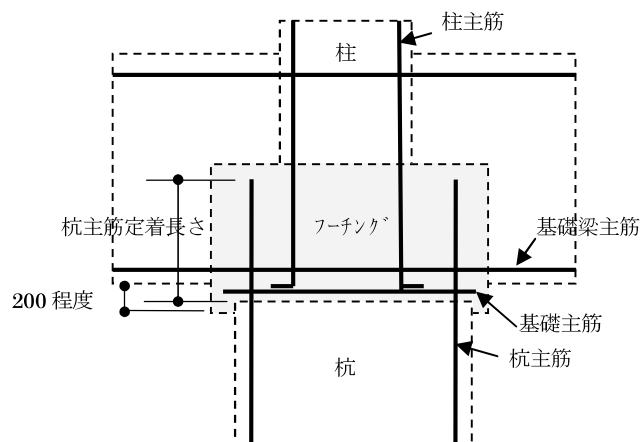


図-2 下がりがない基礎の納まり

筋は杭主筋とあき重ね継手となって基礎梁のなかで連続し基礎梁の接合部を形成する。

杭は杭天端で断面設計し、基礎梁は柱面で断面設計している。

2. フーチングの下がり寸法が小さい場合

図-3 にフーチングが下がる場合を示す。この場合、杭主筋は基礎梁中には定着できていない。杭頭の曲げ応力は基礎梁底まで増大し、この曲げ応力に対して基礎梁底で設計された杭主筋は十分な定着長さがいないため曲げ耐力を完全には発揮できない。しかし、下がり寸法が比較的小さい場合は、短くなった定着長さでも、存在応力を伝えることができる。このように杭鉄筋本数に余裕がある場合は、補強無しでも曲げ応力を伝えることも可能と考えられる。

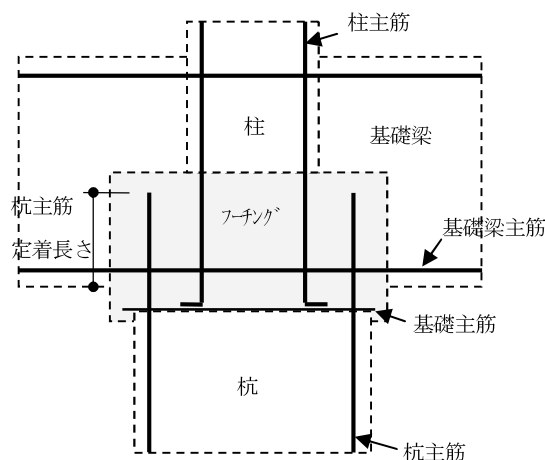


図-3 フーチングが下がる場合

3. フーチングの下がり寸法が大きい場合

下がり寸法が大きい場合は杭主筋の定着を期待するのは困難となる。この場合は柱主筋が曲げ応力に抵抗するとして、柱配筋で設計することが考えられる。この際、圧縮側は杭断面と考えることができる。また柱主筋で不足する場合は図-4 に示すように基礎梁中に配筋した追加曲げ主筋で曲げ応力を負担する方法がある。基礎梁幅の中に配筋するため断面によっては有効な方法である。追加曲げ主筋については RC 規準 2010, 17 条の解説図 17.25 にも同様の記述がある²⁾。

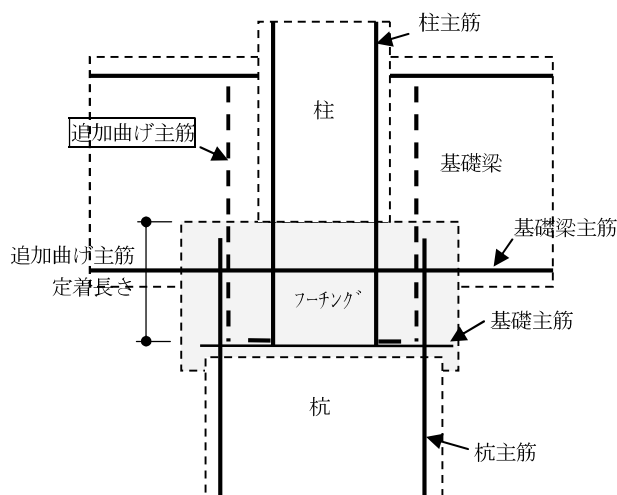


図-4 フーチングが大きく下がる場合

4. ハンチ補強を行う場合

図-5 に示すように、基礎梁に鉛直ハンチを設けて杭頭部まで基礎梁せいを大きくする。このことからフーチングと基礎梁の関係は図-2 の一般的な基礎の納まりと同様となり、杭頭モーメントの伝達は可能となる。この場合ハンチ主筋は基礎梁の主筋となり、ハンチ部梁せいをを用いて基礎梁応力を負担する設計となる。ただし、ハンチが部分的で比較的小さい場合は、基礎梁主筋は通常の主筋位置を通し、追加でハンチ補強筋を設ける方法がある。この場合のハンチ主筋は杭頭曲げモーメントの梁分担曲

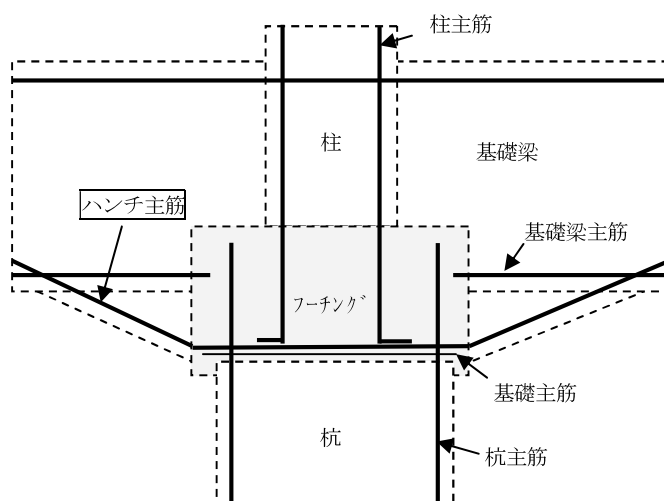


図-5 梁鉛直ハンチの補強

げモーメント程度は負担できるような配筋とすることが望ましい。

なお、ハンチの角度は基礎梁材軸に対して 30 度から 45 度程度が望ましい。

5. フーチングの下がりかさらに大きい場合

図-6 のようにフーチングの下がりか非常に大きくなった場合には、ハンチを設けても角度が大きくなり、図-6 の形状から考えられるように梁ハンチよりは杭頭のハンチ補強部と考えられる。この場合は基礎梁下端の曲げ応力に対して変断面の柱としての設計となる。

もちろん、ハンチ以外にも、さまざまな設計者の工夫が期待される。

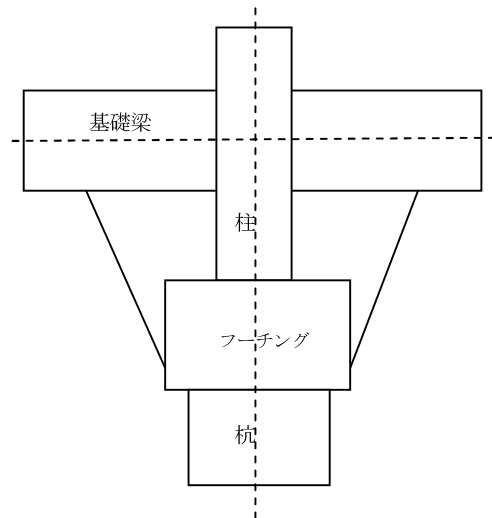


図-6 杭頭補強部ハンチ

6. まとめ

杭基礎-1 柱 1 本杭-1 の場合にフーチングと基礎梁の応力伝達について注意点を述べた。下がり寸法が軽微な場合は 2. で示したように杭主筋の定着余裕で対応できるが、そうでない場合は 3. や 4. の対応が考えられる。更に大きな下がり寸法となると 5. のように変断面柱として設計することができる。

下がり寸法の範囲と最適の対策について定量的な判断はできない。また、複数本の杭の場合のフーチングではフーチングの設計も含めて複雑な問題となる。形状に応じて設計者の適切な判断が望まれる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書，p.431
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， pp.247～248，2010

【よくある指摘事例】

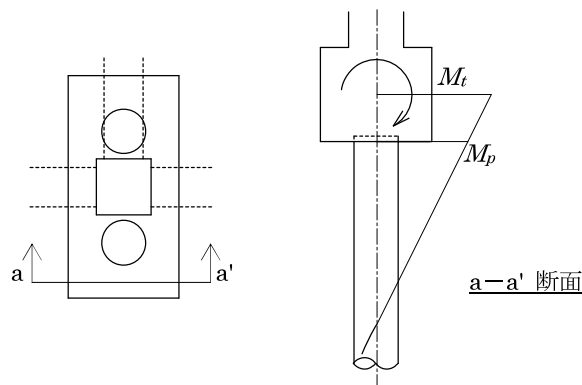
基礎梁が取り付けかない杭基礎フーチングについて、杭頭曲げモーメントを伝達させるためのねじりに対する検討が行われていない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交令第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

複数の杭を配置し、基礎梁が取り付けしていないフーチング部分（図－1）に杭頭曲げモーメントが作用する場合、杭頭から基礎梁への曲げモーメントはフーチングのみを介して伝達される。



図－1 ねじりの検討を要するフーチングの例

この場合に、フーチングのねじりに対する検討が行われていない事例がある。過去には、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1982」（以下、RC 規準 1982）に「Bach の近似式」が記載され、フーチングのねじりの検討に用いられていたが、RC 規準 1982 の記述では、ねじりせん断応力度とせん断力によるせん断応力度の相互作用が考慮されない等の問題があった¹⁾。また、「Bach の近似式」は、弾性理論式であるため応力度が実際よりも大きく算出される。

以下では、RC 規準 2010²⁾ に示されているねじりに対する検討の考え方、「Hsu の式」によるせん断応力度の算定方法³⁾を示し、基礎梁が取り付けかない杭基礎フーチングを想定した設計の考え方について解説する。

【解説】

1. ねじりに対する検討

1.1 ねじりに対する検討の考え方

RC 規準 2010²⁾ では、ねじりとせん断、ねじりと曲げに対して相関を考慮した検討方法を示している。また、RC 規準 2010 の改訂に伴う Q&A³⁾ では、下記のように解説されている。

- ①ねじりせん断応力度とせん断応力度の和が許容応力度を超えないように設計するのが良い。
- ②「Bach の近似式」そのものに問題があるわけではなく、この式でねじりせん断応力度を算定しても構わないが、弾性理論式であるため応力度が実際よりも大きく算出される。「Hsu の式」を変形した式でねじりせん断応力度を求めてもよい。この場合は、あばら筋比の規定を順守する必要はないと考えられる。

1.2 Bach の式の妥当性について

ねじりによるせん断応力度の算定については、過去には RC 規準 1982¹⁾に記載の「Bach の近似式」が用いられてきた。「Bach の近似式」は、弾性式であり、ねじりモーメント M_t を受ける長方形断面に関してせん断応力度を算定するもので、下式で表わされる。

$$\tau_{\max} = \left(3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{D}{b}} \right) \frac{M_t}{b^2 D} \quad (\text{幅・せいのうち大なるものを } D, \text{ 小なるものを } b \text{ とする})$$

「Bach の近似式」は、1982 年まで RC 規準に掲載され、1988 年版から削除されている。1982 年¹⁾までの記述には、以下に示す問題があった。

- ①部材の耐力について、ねじりせん断応力度とせん断力によるせん断応力度の相互作用に関しては述べられていない。
- ②ねじりモーメントに対する補強の考え方について、1958 年版はせん断力に対する設計との整合性が取られているが、1971 年以降はせん断力に対する設計思想が変わったため曖昧になった。
- ③ $\tau_{\max}$ の制限を許容せん断応力度とせず、ひび割れせん断応力度 ($F_c/10$ 等) での検討など、検討方針が明確でない。

1.3 「Hsu の式」によるせん断応力度の算定方法³⁾

「Hsu の式」の変形式である下式によって、フーチングのねじりせん断応力度が求められる。

$$\tau_{\max} = \frac{3M_t}{b^2 D} \quad (1)$$

このせん断応力度と、杭の水平、鉛直反力により生ずるせん断応力度 τ_h , τ_v のいずれか大きい方との和を算定し、コンクリートの許容せん断応力度以下であることを確認する。

1.4 RC 規準 2010 による検討方法²⁾

長方形断面の梁を対象としたねじりに対する補強筋の算定方法を紹介する。

1.4.1 最小補強筋量を配置した梁の算定方法

最小あばら筋比(0.2%)を有する長方形断面梁が、ねじりとせん断を同時に受けるときの設計用ねじりモーメント T と設計用せん断力 Q は、(2) 式を満たす必要がある。また(3) 式が満たされない場合は、(4) 式の軸補強筋 a_s が必要となる。

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

ここに、 $T_0 = bT^2 D_T(1.15)f_s/3$

$$Q_0 = bja f_s$$

$$T/M \leq 0.4/(1+\omega) \quad (3)$$

$$a_s = 0.0016bD(1+1/\omega)(w_{ft}/s_{ft}) \quad (4)$$

記号 b_T : 梁の幅とせいのうち、小さいほうの長さ D_T : 梁の幅とせいのうち、大きいほうの長さ

b : 梁の幅 j : 応力中心距離で、 $(7/8)d$ としてよい

d : 梁の有効せい

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数 (RC 規準 2010 15 条⁴⁾)

ω : あばら筋の中心戦で囲まれたコンクリートの長辺長さ d_0 のあばら筋の中心線で囲まれたコンクリートの短辺長さ b_0 に対する比 ($=d_0/b_0$)

D : 梁せい

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

w_{ft} : あばら筋のせん断補強用許容引張応力度 s_{ft} : 軸方向筋の許容引張応力度

1.4.2 ねじり補強筋の算定方法

a) 計算方針

曲げ、せん断と同時にねじりを受ける部材の補強筋は、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ算定される補強筋量に、b) 項で算定される補強筋量を加算して配筋する。ただし、せん断に対して必要なあばら筋比の値 p_{ws} は 0.1%以上とし、必要なあばら筋の総量は 1.2%を超えてはならない。また、設計用ねじりモーメントは、(5)式を満たすものとする。

$$T \leq b t^2 D f_s (4/3) \quad (5)$$

記号 T : 設計用ねじりモーメント

b) ねじりモーメントに対する補強筋量の算定

材軸に沿い x の間隔で配置する閉鎖形あばら筋 1 本の必要断面積 a_1 は(6)式による。

$$a_1 = T x / (2_w f_t A_0) \quad (6)$$

x : 閉鎖型あばら筋の間隔

A_0 : 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の断面積

軸方向筋の必要全断面積 a_s は(7)式で求め、断面の外周に沿って 300mm 以下の間隔で均等に配筋する。

$$a_s = T \phi_0 / (2_s f_t A_0) \quad (7)$$

記号 ϕ_0 : 閉鎖型あばら筋の中心で囲まれるコンクリート核の周長

【補足事項】

図-2 に示すように地中梁が配置されている場合では、通常安全率は高く、フーチングのねじりの検討は必要ないと考えられる。

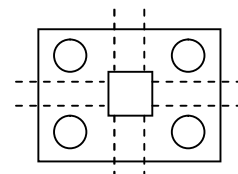


図-2

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，p.324，1982
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.367～369，2010
- 3) 日本建築学会ホームページ：RC規準Q&A No.53 回答，2011.6.29 掲載
(<http://www.kyusan-u.ac.jp/J/rcqa/answer.htm>)
- 4) 文献2)のp.151

【よくある指摘事例】

基礎スラブの許容せん断力について算出方法が不明確，または算定結果に則した配筋がおこなわれていない事例がある。

【関係法令等】

平成 19 年国交省告示第 594 号第 1 第一号，第二号

【指摘の趣旨】

基礎等のせん断設計において，通常は RC 規準 2010^① 20 条に基づきせん断スパン比による許容せん断力の割増を考慮せずに設計が行われているが，基礎スラブを梁部材とみなし，せん断割増し係数 α を考慮している事例がある。

杭を支持する基礎スラブのせん断強度の評価は上部構造の鉛直支持性能に直接影響を与える重要な問題であり，上記のような基礎スラブの許容せん断応力に対する指摘が多いので，ここでは基礎スラブの許容せん断応力に関して解説する。

【解説】

1. 基礎スラブの許容せん断力の問題点

基礎スラブのせん断破壊機構については理論的に明確な解答がまだ得られていないため，杭基礎スラブに対して梁部材の許容せん断力式を適用する場合がある。

図－1 に示す杭基礎等のせん断設計に対して基礎スラブを片持梁にみなし，RC 規準 2010^② 15 条の許容せん断力式に基づいて (1) 式を適用した場合，通常せん断スパン比 $M/(Qd)$ が 1.0 以下になる．したがって長期時，短期時の割増係数 α は最大値 2.0 を採用することができる。

$$Q_A = b j \alpha f_s \quad (1)$$

ただし，

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

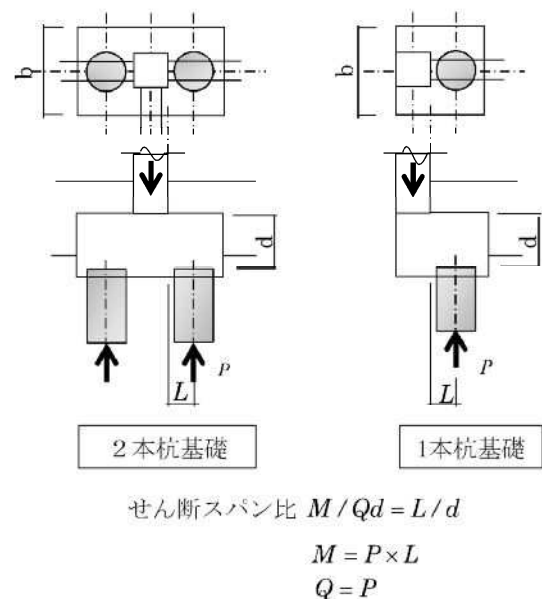
記号 b : 梁幅

j : 梁の応力中心距離で $(7/8)d$ とすることができる。

d : 梁の有効せい

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数

f_s : コンクリートの許容せん断応力度



図－1 基礎スラブの概略図

しかし、基礎スラブの許容せん断力に対する過大な評価はコンクリートの脆性的な破壊に繋がる可能性があり、慎重な取扱いが必要であることから、以下に基礎スラブの許容せん断力について解説する。

2. 基礎スラブの許容せん断力

2.1 基礎スラブの許容せん断力 (RC 規準 20 条)

杭に支持される基礎スラブの設計は地盤に支持される基礎スラブの設計に準じることとされ、幅の広い片持梁の許容せん断力規準式として(2)式が示されている。

$$Q_A = l \cdot j \cdot f_s \text{ または } l' \cdot j \cdot f_s \quad (2)$$

記号 l または l' : 基礎スラブの全幅

d : 基礎スラブの算定断面有効せい

j : 基礎スラブの応力中心距離 $(7/8)d$ とすることができる

f_s : コンクリートの許容せん断応力度

(2)式はせん断スパン比の小さな基礎スラブが長期・短期双方の荷重に対してせん断ひび割れをできるだけ生じさせない設計を原則として、せん断スパン比による割り増しおよびせん断補強筋による許容せん断力の増加を無視している。またコンクリートの許容せん断応力度 f_s は 6 条の許容せん断応力度を用いている。

2.2 梁の許容せん断力 (RC 規準 15 条)

15 条は既往の研究により現在までに判明している範囲の事項を条文化して、安全かつ実用的なせん断設計法の一助となることを図ったもので、長方形ならびに T 形断面を有する通常の梁に適用されるものである。梁の許容せん断力式は長期荷重時を対象に(3)式、(4)式 (せん断ひび割れを許容)、および大地震動に対する安全性を確保のための(5)式が以下のように示されている。

$$Q_{AL} = b j \alpha f_s \quad (3)$$

$$Q_{AL} = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_s (p_w - 0.002) \} \quad (4)$$

p_w の値が 0.6% を超える場合は、0.6% として許容せん断力を計算する。

$$Q_{AS} = b j \{ \alpha f_s + 0.5 w f_s (p_w - 0.002) \} \quad (5)$$

p_w の値が 1.2% を超える場合は、1.2% として許容せん断力を計算する。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

記号 p_w : 梁のせん断補強筋比 $w f_s$: せん断補強筋の許容引張応力度

【取扱い】

杭基礎のスラブに対して梁の許容せん断力式を適用することについて明確に示されていない現状では、RC 規準 2010 の 20 条の主旨に従って $Q_A = l \cdot j \cdot f_s$ (2)式を用いて安全側に基礎スラブのせん断設計を行うことを原則とする。

ただし、図-1 に示す 2 本杭基礎、偏心 1 本杭基礎のように応力伝達が一方向であることが明確な基礎のスラブでは、これを梁部材と見なすことも可能である。この場合は RC 規準 2010 の 15 条構造

規定 ($p_w=0.2\%$ 以上, 末端 135° 以上の折り曲げ定着等) を守ることを条件として, セン断スパン比による割増係数 α を採用し, 長期許容せん断力は 15 条 $Q_{AL}=bj\alpha f_s$ (3) 式とし, 短期設計においては, 設計用せん断力に大地震時の安全性を確保する割増係数 ($n=1.5$ 倍以上) を用い, 短期許容せん断力には 15 条 $Q_{AS}=bj\{\alpha f_s+0.5w f_s(p_w-0.002)\}$ (5) 式を採用することができる。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 20 条 基礎, 2010
- 2) 文献 1) の 15 条 梁・柱および柱梁接合部のせん断に対する算定
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 15 条 梁・柱および柱梁接合部のせん断補強, 1999
- 4) 文献 1) の 6 条 許容応力度

5.14 3本打ち杭基礎フーチングの設計

【よくある指摘事例】

杭基礎フーチングの平面形状が整形でない場合の設計方法が不明確な事例がある。

【関係法令等】

平成19年国交省告示第594号第1第一号，第二号

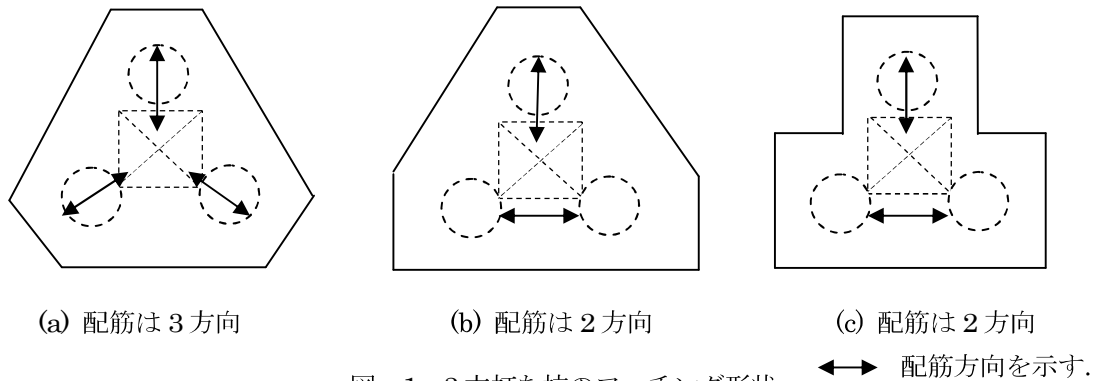
【指摘の趣旨】

3本打ち杭の基礎フーチング平面形状は矩形でなく図-1に示すような特徴的な形状とすることが多い。また配筋方法も種々考えられるが，それぞれについて力の流れを考え，適切な算定方法を検討する必要がある。ここでは代表的な形状について，曲げ鉄筋の付着設計に起因して生じる配筋方法の問題点について解説する。

【解説】

1. 3本打ち杭の基礎フーチング形状

3本打ち杭の基礎フーチングには図-1に示すような幾つかの形状がある。また配筋法も直交2方向だけでなく3方向の場合もある。それぞれの場合で有効な曲げ鉄筋をどのように配筋するかについて検討する必要がある。ここでは，よくある事例の(b)形状を対象として，直交2方向配筋をする場合の曲げ主筋の付着設計に関する留意点について解説する。



2. 曲げ鉄筋の付着設計法

RC 規準 2010 の 20 条基礎¹⁾の項では，曲げモーメントに対する設計は同規準 13 条梁の曲げ設計，および 16 条付着および継手に従って設計できると記されている。

長期の付着設計は曲げ付着応力度の検定を行う(1)式 (RC 規準 2010, (16.1)式²⁾)，および平均付着応力度の検定を行う(2)式 (RC 規準 2010, (16.2)式²⁾) のいずれかによって行う。

$$\text{RC 規準 2010 (16.1)式} \quad \tau_{a1} = \frac{QL}{\sum \phi \times j} \leq Lf_a \quad (1)$$

$$\text{RC 規準 2010 (16.2)式} \quad \tau_{a2} = \frac{L\sigma_t \times d_b}{4(l_d - d)} \leq 0.8 \times Lf_a \quad (2)$$

なお，曲げせん断ひび割れが発生しない場合は(2)式の d は無視することができる。

(1)式は曲げモーメントの変化による鉄筋応力の変化に対して必要な付着応力度を求めるもので，単

位長さ当たりの必要鉄筋周長を算定することになる。

(2)式は(1)式の付着応力度が過大になった場合に最大鉄筋応力発生位置から有効な鉄筋長さの中で平均の付着応力度を求めるもので、必要な鉄筋長さを算定することになる。

したがって、(1)式では曲げモーメントが発生する位置（せん断力が作用する位置）で必要な単位長さ当たりの鉄筋周長 ϕ ，すなわち鉄筋本数を確保することになり、(2)式では最大曲げモーメントが作用する位置から鉄筋長さ l_d を確保することになる。この違いを図-2で示す。(a)はY方向では(1)式で必要な鉄筋本数をせん断力が作用する位置X-X'（杭芯位置）の基礎幅 yW_1 の範囲に配筋する必要があることを示す。同じくX方向ではY-Y'（杭芯位置）の基礎幅 xW_1 の範囲に配筋する。(b)は、Y方向では(2)式で必要となる鉄筋長さ l_d （柱面からの長さ）を持つ鉄筋のみが有効でありこの図では基礎幅 yW_2 に配筋された鉄筋のみとなる。同じくX方向では基礎幅 xW_2 に配筋された鉄筋のみとなる。なお構造規定²⁾で l_d は300mm以上となる。

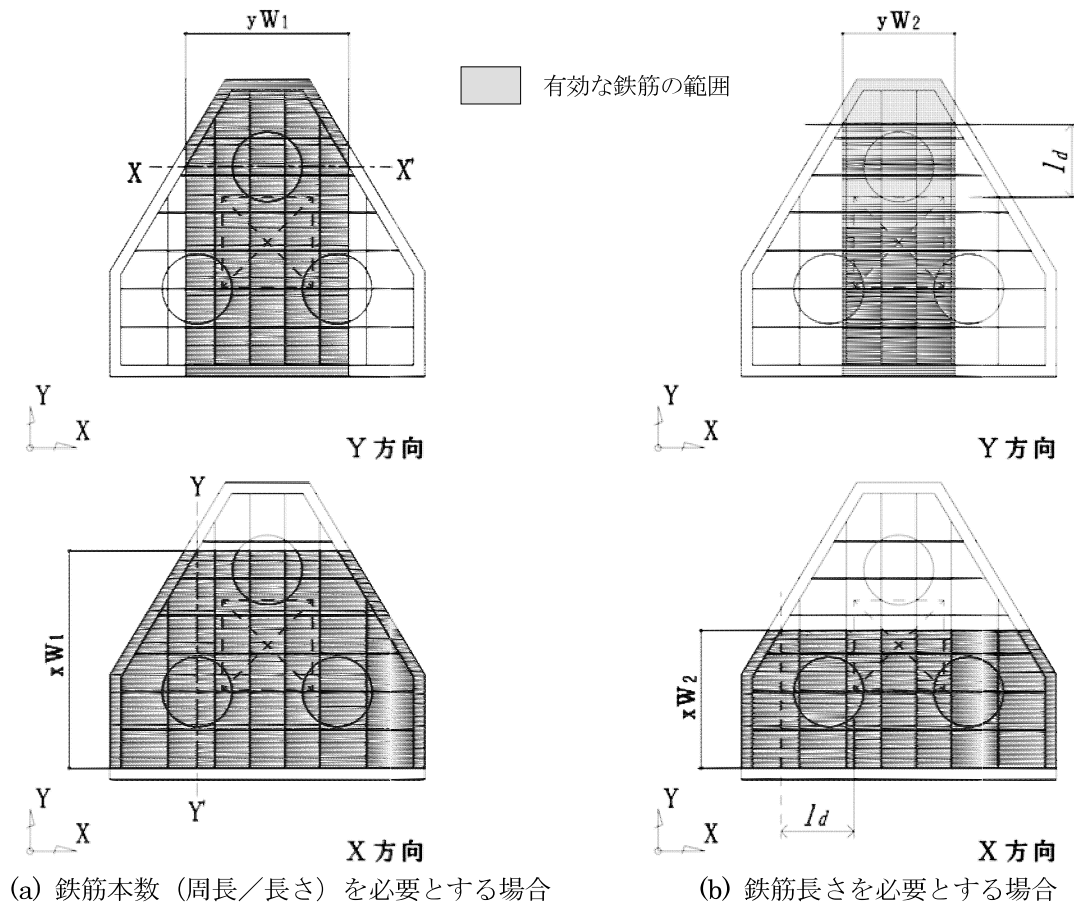


図-2 配筋方法

いずれも基礎フーチングは一体となって挙動し、基礎幅全体が有効であるとの前提で設計している。したがって、基礎フーチングせいを小さく、基礎幅を異常に大きくするようなフーチングでは一体性が疑わしくなるため、一般的な範囲を超えて基礎幅を拡大する等の対策には慎重な検討が必要である。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，20条 基礎，2010
- 2) 文献1)の16条 付着および継手

5.15 1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計

【よくある指摘事例】

1 本打ち杭の偏心に対する基礎のせん断設計について不明確な事例がある。

【関係法令等】

令第38条，平成19年国交省告示594号第1第一号，第二号

【指摘の趣旨】

柱軸力は基礎を介して杭へ伝達される。柱軸心と偏心した杭では，柱と杭の偏心によるせん断力とモーメントの処理が基礎の設計で必要となる。基礎の設計で考慮する杭偏心による杭反力は，図-1に示す応力算定位置すなわち柱面と杭心の関係で決められている¹⁾。柱と杭の重なりによってこのように基礎を介して伝達される柱軸力は低減されるものの，図-2(a)のように伝達軸力は基礎のせん断力として設計されていることが多い。これに対し図-2(b)のように「圧縮ストラット」の考え方に基づいたせん断設計を行う場合において不明確な事例がある。

以下では偏心基礎について，既往の文献などに基づいて圧縮ストラットの考え方とそれに基づく設計法について注意すべきポイントを提示する。

【解説】

1. 偏心基礎のモデル化

偏心軸力は，柱と偏心杭を結ぶ斜め方向の圧縮力となり，鉛直力と「圧縮ストラット(圧縮束)」と称する斜め圧縮力を釣り合わせるための水平力(曲げモーメント)をこの圧縮力と組み合わせて設計することが考えられる。この圧縮ストラットの設計法については，RC規準¹⁾の基礎の設計に記述がないということで，問題となる場合が多い。

偏心杭の基礎せん断設計では，偏心距離がせん断スパンであり，せん断スパンを基礎(梁)せいで割った「せん断スパン比」は小さくなるので，いわゆるディープビームのせん断設計となる。すなわち，図-2(a)のような偏心による曲げモーメント $M=Pa$ とせん断力 $Q=P$ による曲げせん断ではなく，図-2(b)のように，ストラット・タイ構造が形成されると考えることができる。国内外の設計規準におけるディープビームのせん断設計では，せん断スパン比によって見かけのせん断耐力を増大させており，その増大率は圧縮ストラットモデルによって説明できる。ここでは，RC規準など現行の設計法と大きく外れることのないように，大口径の1本打ち杭に限定して，柱杭偏心基礎のせん断設計への圧縮ストラットモデルの適用について解説する。

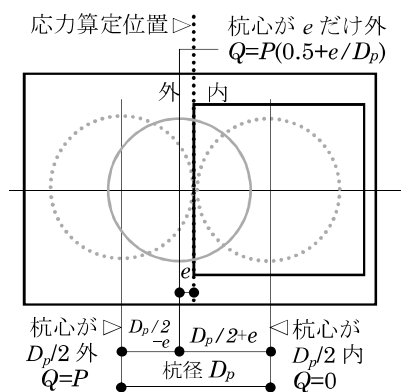


図-1 学会 RC 規準による基礎反力

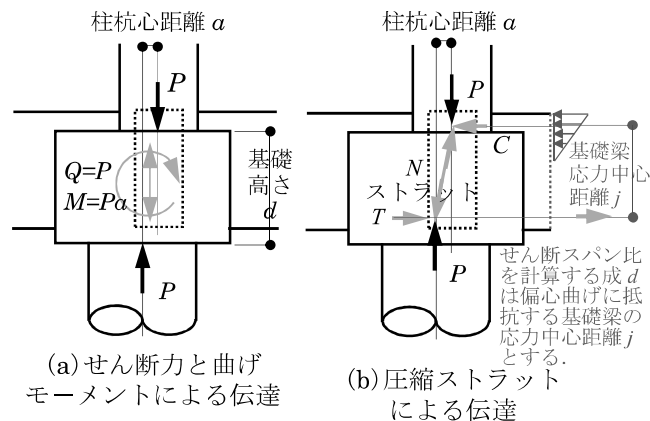


図-2 柱と杭が偏心する場合に基礎に働く力

2. ディープビームのせん断設計

せん断スパン比の小さなディープビームの破壊形態やせん断耐力については、柱脚やトンネル構造物を対象にして、土木工学分野では多くの実験的検討がなされており、せん断スパン比 a/d が 1 以下では、圧縮力が主体となるため、せん断補強筋はほとんど効果を発揮しないとの報告もある。しかしながら、建築構造における告示や RC 規準に基づくせん断設計では、ストラット・タイモデルはまだ一般的ではない。以下では、まず土木などの各種構造設計規準におけるディープビームのせん断設計を比較する。そこではディープビーム効果として、いずれも、せん断スパン比によるせん断耐力の割増しが行われているのでその根拠についても次節で解説する。

梁のせん断耐力はコンクリート負担分とせん断補強筋による負担分の加算であらわされる。ここで、後者のせん断補強筋についてはトラス理論が用いられる。前者のコンクリート負担分についてはせん断スパン比による割増が考慮されている。この割増はストラット圧縮モデルをせん断の形に表現するための便法である。各基準の耐力式は以下のようなものである。

ACI Building Code

ACI 318-99 Deep Beam Design によれば、せん断スパン比 a/d によるせん断耐力の割増は、

$$3.5 - 2.5(a/d) \quad (1)$$

で与えられ、2.5 以下と規定されている²⁾。この設計式は過小評価であるとして、Appendix A of the 2002 ACI Building Code には圧縮ストラットモデルの計算法が示されている³⁾。

コンクリート標準示方書

土木学会のコンクリート標準示方書ではディープビームについて、せん断補強材を用いないせん断耐力式の中で、せん断スパン比による割増係数 β_a が、

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2} \quad (2)$$

と表される⁴⁾。この示方書では、せん断スパンとして荷重作用点から支承前面までの距離である a_v が用いられている。 $a_v/d=2$ で上式は 1.0、 $a_v/d=0.4$ で上式は 4.3 となる。

道路橋示方書

平成 24 年改定の国土交通省の道路橋示方書 V 耐震設計編 10. 5 せん断耐力によればせん断スパン比 a/d に対応させて次表のように割増係数 C_{dc} を与えている⁵⁾。

表一1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増係数 C_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

幸左の提案式

九州工業大学の幸左らは国内外で行われた梁部材実験データをまとめて $a/d \leq 2.5$ のディープビーム部材のコンクリート負担部分を表すせん断耐力式を、割増係数 C_{dc} を用いて提案している⁶⁾。

$$C_{dc} = \frac{10.3}{1 + (a/d)^2} \quad (3)$$

$a/d=2.5$ で 1.0 となるように補正すれば、 $a/d=0.4$ で 6.25 となる。

石橋の提案式

東日本 JR の石橋らはせん断スパン比が小さい $0.95 \leq a/d \leq 2.0$ の壁式橋脚を模擬した RC 柱型試験体の水平加力試験結果のせん断耐力を提案し、そこで割増に該当する部分は支点前面から載荷前面までの距離を a_l として、次の係数で与えている⁷⁾。

$$\left(\frac{a_1}{d}\right)^{-1.166} \quad (4)$$

$a_1/d=2$ で 1.0 となるように補正すれば, $a/d=0.4$ で 6.53 となる.

荒川終局 min 式

建築学会の RC 規準¹⁾でせん断耐力を与える荒川式に含まれる $M/Qd=a/d$ の部分を取り出すと, 終局せん断耐力 min のせん断スパン比に関わる係数は,

$$0.8\mu_u = 0.8 \times \frac{0.115}{a/d + 0.115} = \frac{0.092}{a/d + 0.115} \quad (5)$$

$a/d=3$ で 1.0 となるように補正すれば, $a/d=0.4$ で 6.00 となる.

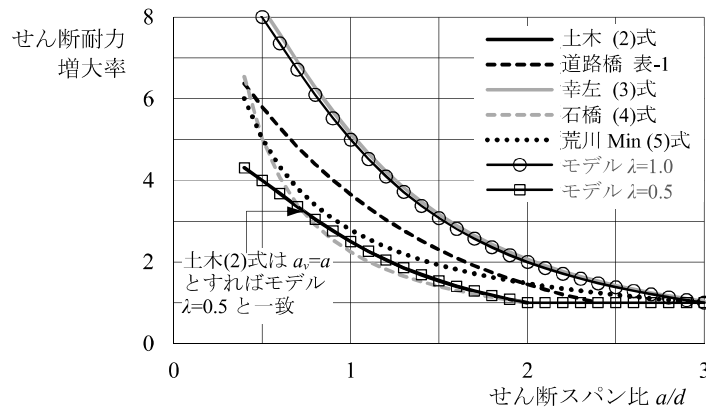


図-3 せん断スパン比によるせん断耐力の増大

以上の各規準式におけるせん断スパン比とせん断耐力の増大率の関係を図-3 にまとめる. 荒川式に基づく RC 規準せん断設計におけるせん断耐力の割増係数 α は

$$\alpha = \frac{4}{1 + M/Qd} = \frac{4}{1 + a/d}, \quad 1 \leq \alpha \leq 2 \quad (6)$$

と表わされるので, 整合するせん断スパン比は $1 \leq a/d$ である. これはせん断スパン比が小さくなると, 圧縮ストラット効果が支配的になって, せん断設計におけるせん断抵抗機構が異なることを除外するためであると思われる. 荒川の実験データは $a/d=0.4$ までであるので, 図-3 は $0.4 \leq a/d$ を示している.

2. 圧縮ストラットモデル

図-4 のストラットモデルを考える. 上に示した規準式や実験式などからストラット断面は以下のように評価できる.

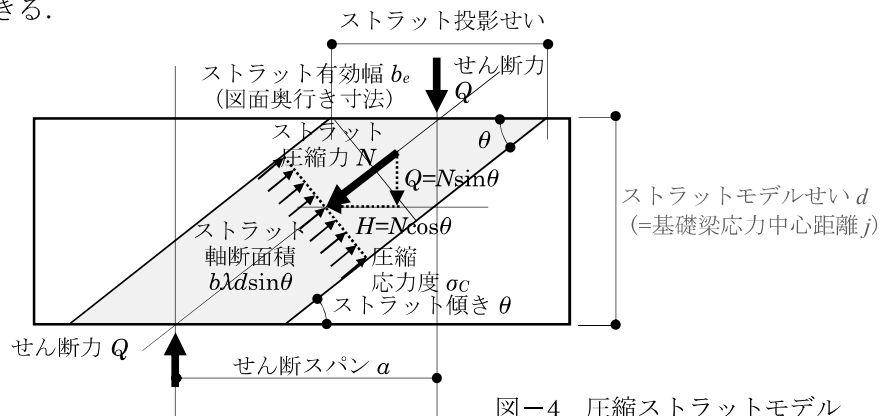


図-4 圧縮ストラットモデル

せん断スパンを a 、ストラットモデルせいを d とすればストラットの傾き θ は

$$\sin \theta = \frac{d}{\sqrt{a^2 + d^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (7)$$

ストラットの水平投影せい d_e を梁有効せいの λ 倍であるとして $d_e = \lambda d$ とし、有効幅を b_e とすれば、ストラットの軸断面積 A_c は、

$$A_c = b_e d_e \sin \theta = b_e \lambda d \sin \theta = \frac{\lambda b_e d}{\sqrt{1 + (a/d)^2}} \quad (8)$$

終局時の圧縮軸応力度を σ_c として、ストラット軸力 N を鉛直方向のせん断力 Q に置き換えると

$$Q = N \sin \theta = \sigma_c A_c \sin \theta = \sigma_c \lambda b_e d \sin^2 \theta = \frac{\sigma_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} \quad (9)$$

せん断スパン比の大きな(およそ $a/d \geq 3$) 梁のせん断耐力を Q_0 とすれば、終局のせん断応力度を τ_u として、図 2(b) のように $j=d$ を用いれば、

$$Q_0 = \tau_u b j = 0.875 \tau_u b d \quad (10)$$

ここで b は梁幅を表す。 $b=b_e$ として、コンクリート強度を F_c とすれば、終局軸応力度 $\sigma_c = F_c$ 、終局せん断応力度はおよそ $\tau_u = F_c/10$ なので、

$$Q = \frac{\sigma_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{F_c \lambda b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{10 \lambda (F_c/10) b_e d}{1 + (a/d)^2} = \frac{10 \lambda}{1 + (a/d)^2} Q_0 \quad (11)$$

すなわちせん断スパン比 a/d による見かけのせん断耐力の増大率は次式で与えられる。

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{10 \lambda}{1 + (a/d)^2} \quad (12)$$

以上は、コンクリート強度とせん断強度の関係を終局強度として、せん断耐力の増大率を導出したが、長期あるいは短期についても同様の考察が可能である。図-3 には、 $\lambda=0.5$ と 1.0 の計算結果をあわせて示している。圧縮ストラットの水平投影幅を梁せいの 0.5 倍 ($\lambda=0.5$) とすれば、荒川の **min** 式にほぼ対応しており、さらに他の規準式と比較しても安全側の評価となることがわかる。したがって、 $\lambda=0.5$ を採用する。

土木分野でのディープビーム実験では梁に載荷板を設けている。実験によれば³⁾ 圧縮ストラット幅は載荷板幅に対して、載荷板および支承板付近で $1.6 \sim 2.1$ 倍、ストラット中央付近では $2.1 \sim 2.5$ 倍と広がりを見せている。

ここで対象とする基礎梁に対する載荷は柱および杭であり、土木の実験載荷版と違って梁せいと大きく異ならないので、 1.6 倍をそのまま採用することはできない。詳細は FEM 解析などで確認できるが、ここでは、圧縮ストラット断面寸法は以下のように仮定する。ただしストラットせい d_e は図-5 のように水平投影面寸法とする。ここで、ストラットせいは上述のように基礎梁応力中心距離の $1/2$ であるが、確実な応力伝達を考慮してさらに柱せいおよび杭径以下とする。同様にストラット幅 b_e はストラットがほぼ柱内に形成されることから柱幅とする。

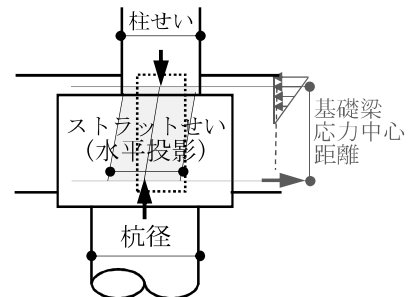


図-5 圧縮ストラット仮定断面

すなわち、

$$\begin{aligned} \text{ストラットせい } d_e &= (\text{基礎梁応力中心距離の } 1/2, \text{ 柱せい, 杭径) の最小値} \\ \text{ストラット幅 } b_e &= \text{柱幅} \end{aligned} \quad (13)$$

3. 圧縮ストラットの設計式

(12)式は、 $b_e j$ を断面積としてせん断設計をする場合の許容せん断耐力の増大率である。偏心基礎の断面設計では、この増大率を用いたせん断設計に代えてストラットの圧縮耐力を直接検定すればよい。ストラット軸力 N は図-1 のような柱杭の重なりによる低減を考慮しない柱軸力 $P=Q$ を、次式のように傾き分による補正を行って、

$$N = \frac{P}{\sin \theta} = P \sqrt{1 + (a/d)^2} \quad (14)$$

この軸力に対してせい $d_e \sin \theta$ 、幅 b_e の断面を有する柱として、長期、短期の断面設計を行う。ここで、 d_e, b_e は(13)式による。

また図-2(b)あるいは図-4 の軸力 N の水平成分

$$H = N \cos \theta = \frac{P}{\tan \theta} = \frac{Pa}{d} \quad (15)$$

すなわち偏心モーメント $M=Pa$ に対する基礎(基礎梁)の曲げ設計をあわせて行う。

設計のポイントを図-6 に示す。圧縮ストラットの設計では通常はコンクリートの圧縮強度のみで抵抗できることが多く、また柱筋が基礎梁内にも配筋されるため、ストラット方向の軸鉄筋は必要としない。多くの実験では、圧縮ストラットに沿うひび割れが報告されているが、偏心基礎では、基礎梁内の柱フープや基礎による拘束によってこのようなひび割れは防止できると考えられる。偏心曲げに対する配慮はこれまでの設計と変わらないが、特に基礎の回転を拘束できるように梁引張主筋を基礎内へ定着させる。なお、定着の詳細については2010年RC標準の第17条定着の解説に従う。

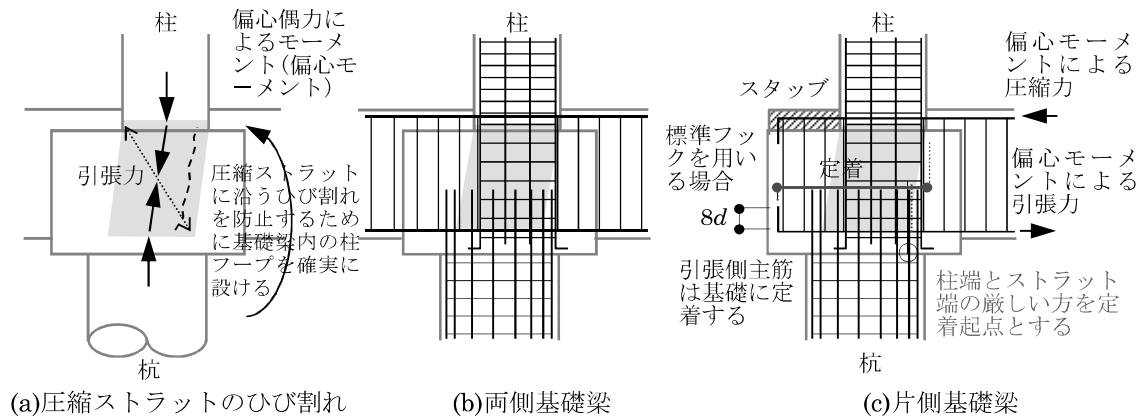


図-6 偏心基礎の配筋

4. 圧縮ストラット設計の留意点⁸⁾

(1) 圧縮ストラットモデルは引張りタイと合わせてストラットータイモデルと呼ばれ、荷重および支持条件もトラスとして閉じている。しかし、ここで示した杭偏心は片側載荷でタイに相当する機構が存在しないため、偏心による曲げモーメントに対する対処として、基礎梁の検討が付加されることはこれまでと同様である。

(2) ストラットせいの設定には(11)式において圧縮強度とせん断強度の関係を $\tau_u = F_c/10$ と仮定

しているので、設計式には支圧強度ではなく許容圧縮応力度を用いる。

- (3) 図-3 によれば圧縮ストラットモデルは a/d が 1 以下でせん断モデルとの差が顕著であるが、偏心量 a が大きくなると、圧縮束に沿ったひび割れや偏心曲げモーメントの処理等などの検討が必要なことや、現行の設計法との整合を考慮して、偏心量 a は基礎有効せい d の 0.5 倍程度以下とする。いわゆるディープビームのアーチ効果として、既往のせん断設計を大きく変えるような使い方はしない。
- (4) 2 方向に偏心する場合は、図-7 のように柱心と杭心を結ぶ線を中心とするストラットを考える。偏心モーメントによる引張力は基礎梁の 2 方向に分解して配筋を決める。
- (5) 地震時に大きな引抜き力が作用する場合の柱と杭の偏心についても、図-8 のように軸力による力の伝達を考えることができる。柱と杭の鉄筋は鉛直・水平方向の力を負担伝達できるような配筋と定着が必要である。
- (6) 特に塔状比が 4 を超える建物は、市街地の狭い敷地で軟弱な地盤に計画されることが多く、大きな引抜き力に対して杭の引抜き抵抗で対処される。偏心基礎では柱外面と基礎外面が同面となることもあり、そのような場合には柱主筋が杭主筋から大きく外側にずれて配筋されることになるので、柱主筋と杭主筋の引抜き力の伝達が可能であることを確認する。

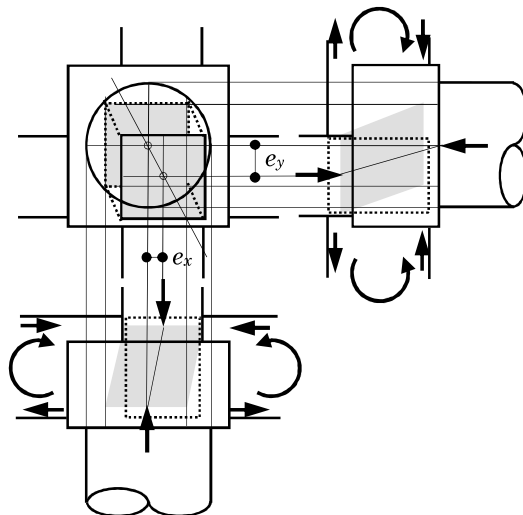


図-7 2方向偏心

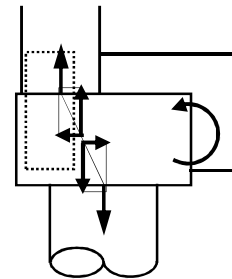


図-8 引抜きの場合

【参考文献】

- 1) 日本建築学会，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説， 2010
- 2) Gerardo Aguilar, A. B. Matamoros, G. J. Parra-Montesinos, J. A. Ramirez and J. K. Wight, Experimental Evaluation of Design Procedures for Shear Strength of Deep Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, pp.539~548, 2002.
- 3) James K. Wight and G. J. Parra-Montesinos, Strut-and-Tie Model for Deep Beam Design - A practical exercise using Appendix A of the 2002 ACI Building Code, Concrete International, pp.63~70, 2003.
- 4) 土木学会，コンクリート標準示方書 設計編，2002.
- 5) 道路橋示方書，IV下部構造編，pp.277~283, 2012.
- 6) 幸左賢二・脇山知美・西岡勉・小林寛，せん断スパン比に着目したディープビームの破壊形態に関する実験的研究，土木学会論文集 E Vol. 62 No. 4, pp.798~814, 2006.
- 7) 関玲子・松本浩一・石橋忠良・小林将志，鉄筋コンクリートディープビーム部材のせん断耐力に関する評価手法の研究，コンクリート工学論文集，第 23 巻第 2 号，pp. 49~58, 2012
- 8) 安井信行・遠藤千尋・長瀬正，大口径杭の偏心に対する基礎のせん断設計について，日本建築学会大会梗概集（関東），pp.579~580, 2015

5.16 地震時における地盤の鉛直ばね

【よくある指摘事例】

地震時における地盤の鉛直ばねの評価方法について不明確な事例がある。

【関係法令等】

2015 年技術基準 pp.321~322

【指摘の趣旨】

建物や地盤の特性により、構造計算において、地震時における地盤の鉛直ばねを設けてその影響を考慮すべき場合がある。2015 年技術基準¹⁾には、「通常の設計においては、地盤ばねを設けずに計算を行っても問題のない結果となることが多い。」とした上で、ただし書きに、「鉄筋コンクリート造の建築物の耐力壁の脚部や剛性の低い基礎ばりの周辺では、地盤の鉛直方向の変形や基礎の浮上り（地盤からの鉛直反力がなくなる状態）が生じやすく、かつ、その場合には影響を考慮した応力解析を行う必要があることから、接地圧や支点反力などの状態を確認した上で地盤のばね（基礎直下及びくい先端の鉛直の地盤ばね、杭周辺の摩擦によるばね等）を設けるべきか判断する。」と記載されている。そして同文献¹⁾に、地盤のばねは、地盤調査の結果に基づき設定するほか、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」²⁾、日本道路協会「道路橋示方書（IV 下部構造編）・同解説」³⁾などを参考にすることができることが記されている。

長期の地盤の鉛直ばねについては、両文献に共通して、即時沈下量から算定することが示されている。一方、地震時の地盤の鉛直ばねの算定法については、様々な要因を考慮する必要がある、現在の技術レベルでは一律に定めることが困難であることが述べられている。以下では、直接基礎および杭基礎において、地震時における地盤の鉛直ばねの算定方法について解説する。

【解説】

1. 直接基礎

基礎指針⁴⁾には、使用限界状態（長期）における地盤の鉛直ばねとして、即時沈下量から算定する方法が提示されている。同文献⁵⁾で、地震時については、排水条件の違いや地震時付加応力の違いに配慮すべきことが注意書きされている。具体的には、通常の砂質土地盤では、地震時に非排水状態の仮定が成り立つと考えてよく、即時沈下量算定式の適用にあたり、排水状態では 0.25~0.35 程度のポアソン比を非排水状態では 0.5 と仮定することができる旨が記載されている（地盤剛性は長期より地震時の方が大きくなる）。また特別な場合を除き、地震時の地盤内付加応力によって地盤の変形係数が変化することは、考慮しなくてもよい旨が記載されている。

道路橋⁶⁾には、地盤のばねの直接の記載はないが、基礎の弾性鉛直変形量の算定式が提示されている。算定式としては、基礎の接地圧に鉛直方向地盤反力係数の逆数を乗じる式が示されている。そして、同文献⁷⁾において、鉛直方向地盤反力係数は、常時：地震時=1：2 としている。

土木技術資料⁸⁾では、「常時と地震時の値は載荷状態の相違によるものであり、荷重—変位曲線の処女荷重に対する値と繰り返し曲線に対する値がそれぞれ常時、地震時に相当すると考えると、その比が 1:2~1:4 ぐらいの値を占めることが実験結果より明らかになっている。これより、その最小値として 1:2 を採用」と記載されている。

2. 杭基礎

基礎指針⁹⁾には、使用限界状態（長期）における杭のばねとして、即時沈下量から算定する方法が提示されている。一方、杭基礎の地震時鉛直ばねに関する直接の記載はない。

道路橋¹⁰⁾には、「杭の軸方向ばね定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重—沈下曲線から求めるものとする。」と記載されている。推定式としては、杭種別・工法ごとに静的載荷試験における杭頭荷重—杭頭沈下量曲上の降伏時の割線勾配として求めた係数に、杭自体の鉛直剛性を乗じた式が示されている。そして、同文献¹¹⁾では、地震時のばね定数の値についてはよくわかっていないのが現状であり、レベル1・レベル2地震時のばね定数は、常時のばね定数と同じ値を用いることと述べられている。

表－1 地震時における地盤の鉛直ばねに関する各種文献における記載

	直接基礎	杭基礎
建築基礎構造設計指針	定性的に、地震時が長期より大きい値となることが記載される。地震時に関する具体的な算定方法は記載無し。	地震時に関する記載無し。
道路橋示方書	地震時／長期=2.0としてよい。	地震時のばね定数は良く分かっていないのが現状であることが述べられた上で、地震時／長期=1.0を用いると記載される。

地震時鉛直ばねは、算定した長期鉛直ばねに比率を乗じて設定している。現行の構造設計においては、上記文献を踏まえ、地震時ばねと長期ばねの比率は、直接基礎においては2倍、杭基礎においては1倍とするのが一般的である。また、杭基礎にも直接基礎に対する見解を引用し、直接基礎・杭基礎ともに2倍とする考え方もある。

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所他監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，pp.321～322
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2002.3
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.123～128，および，計算例3，pp.449～452，2001
- 5) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p.150，2001
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2002.3，pp.285～289
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2002.3，pp.253～257
- 8) 土木研究センター：土木技術資料 Vol12, No.3，1970，p.123
- 9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.223～235，および，計算例5，pp.456～464
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2002.3，pp.373～374
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）・同解説，2002.3，pp.406～413