

直接基礎の設計と施工

Design and Construction of Spread Foundation

長尾 俊昌 (ながお としあき)

大成建設株式会社技術センター建築技術研究所

1. はじめに

本稿では、最も基本的な基礎形式である直接基礎について、主に設計上の留意点と施工時に陥りやすい管理のポイントなどについて示す。筆者は、建築分野の実務者であり、建築構造物が検討の対象となることをはじめにお断りしておきたい。

2. 直接基礎とは？

上部構造物からの荷重を、杭やケーソンといった構造物を介することなく地盤に直接支持させる形式が直接基礎である。直接基礎は杭基礎などの深い基礎に対し、浅い基礎に分類される。図-1に、建築構造物に用いられる直接基礎の種類を示す。

戸建住宅の基礎には布（連続フーチング）基礎がよく用いられる（最近ではべた基礎も多い）。商業ビルとして国内最大高さである横浜ランドマークタワー（296 m）も直接基礎（べた基礎）で支持されている。地盤が支持すべき長期の荷重度は、戸建住宅ではせいぜい50 kN/m²であるが、超高層建築物では800 kN/m²を超えることも珍しくない。

3. 直接基礎の設計

ある構造物を直接基礎で設計するには、支持地盤がその構造物を長期にわたって（想定される地震力にも耐えて）安全に支持できるかどうかを判断しなければならない

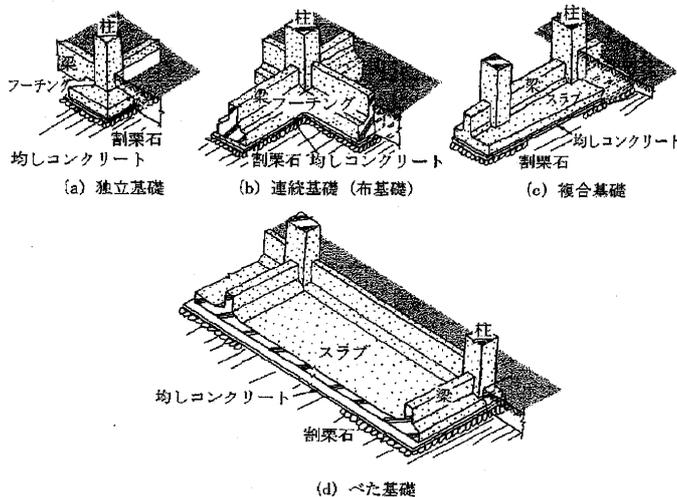


図-1 直接基礎の種類¹⁾

い。そのためには、支持地盤の安定性（支持力）と変形（沈下量）に関する検討を実施して、地盤が構造物の荷重を十分に支えられることを確認する必要がある。

直接基礎の鉛直支持力は、基準によって多少の違いはあるが、下式に示す Terzaghi の支持力式を基本とした支持力式によって検討するのが通例である。

$$q_c = cN_c + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma + p_0 N_q \dots\dots\dots (1)$$

上式は奥行き方法に無限連続している2次元基礎を対象としたもので、図-2示す地盤の破壊形式を考えた時、地盤の極限支持力度 q_c は、地盤の粘着力 c に起因する支持力（右辺第1項）、地盤の自重 γ による支持力（右辺第2項）、基礎の根入れ D_f による押さえ効果（ $p_0 = \gamma_2 D_f$ ）に起因する支持力（右辺第3項）を足し合わせて得られるとするものである。式中の $N_c \cdot N_\gamma \cdot N_q$ は支持力係数と呼ばれ、地盤の内部摩擦角 ϕ の関数となる。

式(2)には建築分野で用いられる支持力式（国土交通省告示第1113号）を示す。式(2)は、式(1)に基礎の形状に対する補正係数（形状係数 α, β ）および荷重の傾斜による補正係数（ $i_c \cdot i_\gamma \cdot i_q$ ）を考慮し、長期の支持力度 q_a として示されたものとなっている。基準によっては、これらに加え基礎の寸法効果に関する補正係数を考慮するものもある（建築基礎構造設計指針、道路橋示法書など）。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \dots\dots\dots (2)$$

支持力式による検討では、地盤物性（ $c \cdot \phi \cdot \gamma$ ）の評価が重要となることは勿論であるが、用いる基礎の大きさと地盤の層構成との関係を十分考慮しなければならない。原位置において地盤の鉛直支持力を確認する試験として平板载荷試験がある。図-3は平板载荷試験によって確認できる地盤の深さと基礎の大きさとの関係を表したものである。平板载荷試験によって求められる支持力は、载荷板直径（30 cm）の1.5~2倍の地盤特性を反映した

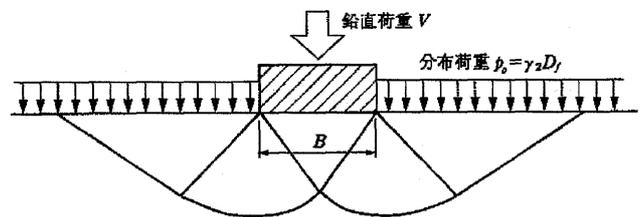


図-2 剛な基礎の破壊時のすべり線²⁾

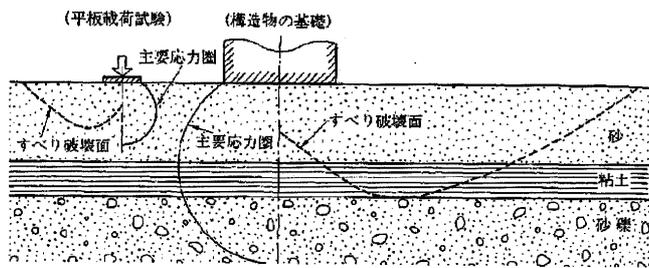


図-3 平板載荷試験と基礎の大きさの関係³⁾

ものと言われており、図に示すケースでは実際の基礎の鉛直支持力は平板載荷試験より得られる結果とは異なったものとなる。支持力式による検討でも同様で、こうした場合には、2層地盤の支持力²⁾について検討する必要がある。基礎直下の地盤が軟弱で、4章で述べる地盤改良によって必要な強度まで高めた場合も同じである。

長期の支持力の安全率は、式(1)に示されるとおり3である。地震時(短期)には安全率が1.5で良いため基礎の支持力は長期の2倍とできるが、地震時には建物慣性力による水平力 H が基礎に作用するため、鉛直荷重 V との関係で、基礎に作用する荷重は傾斜荷重(傾斜角 θ , $\tan \theta = H/V$)となる。告示式では荷重の傾斜による補正係数に Meyerhof の提案式を用いており、 i_γ は ϕ と θ の関数となる ($i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$)。支持層が砂質地盤の場合、短期の鉛直支持力は i_γ の影響を強く受ける。このことは必要となる基礎の大きさが短期の荷重条件で決定されることを意味しており、十分な注意が必要であると言える。

一方、基礎幅 B が大きくなると、計算上求められる支持力は極めて大きな値となる(支持層が砂質地盤の場合)。図-4は基礎の大きさと地盤の許容支持力度 q_a の関係を示したものである。図には、構造物の要求性能から定まる許容沈下量を満たすための荷重度 q_s の関係が併記されている。図から基礎(幅)が大きくなると、許容される荷重度は支持力ではなく、構造物の沈下量から決定されることが分かる。

許容沈下量を満足する荷重度を求めることは簡単ではないから、実際の設計では地盤の支持力度が十分であることを確認した後に、沈下量を評価することになる。支持地盤が圧密沈下(後述)を生じない場合には、一般に地盤を弾性体として扱い、即時(弾性)沈下量について検討する。

地盤を一様な半無限弾性体とした場合の沈下量 S_E は、最も単純には下式で求めることができる。

$$S_E = I_s \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} qB \quad \dots\dots\dots (3)$$

I_s は基礎底面の形状と剛性によって決まる係数²⁾、 ν_s 、 E_s は地盤のポアソン比と変形係数、 $q \cdot B$ は基礎の荷重度と短辺長さである。式(3)で注目すべきは、基礎の形状が同じ場合、荷重度が同じであっても生じる沈下量は基礎幅に比例することである。これは、基礎が大きくなると基礎底面より地盤に伝達される応力の影響範囲が大きくなる(図-3)ことによる。基礎下面から伝達された応

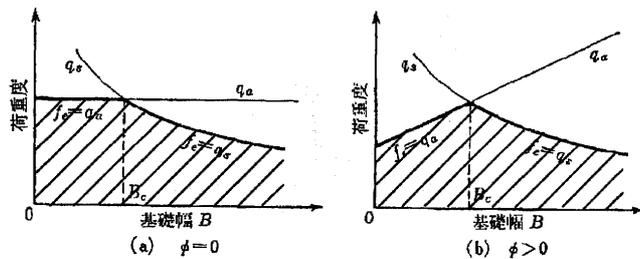


図-4 基礎幅と許容荷重度の関係(文献4)に加筆

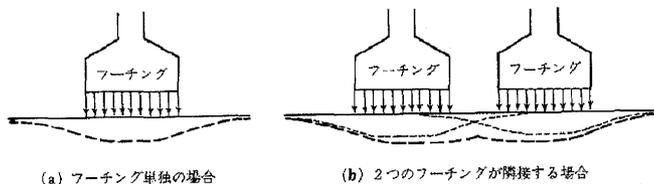


図-5 隣接する基礎が沈下に与える影響⁵⁾

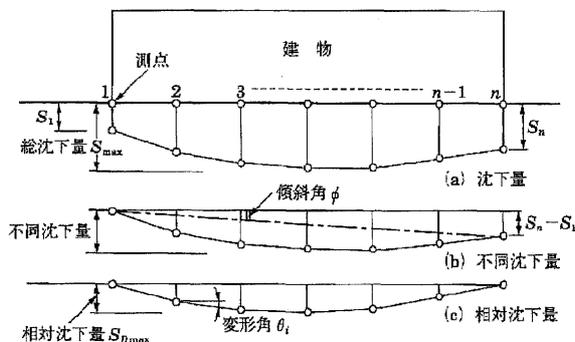


図-6 沈下量の定義²⁾

力は、地盤が連続体であるため、水平方向にもある広がりを持っている。図-5は、基礎が近接する場合に生じる沈下の様子を示したものである。二つのフーチングから伝達された応力が重なり合うことによって、沈下の大きさや分布形状が、単独の基礎の場合とは大きく異なることが分かる。このように互い基礎の沈下が地盤を介して影響し合うことを、地盤と基礎の相互作用と呼ぶ。

基礎の大きさ(面積)が最も大きくなるのはべた基礎の場合であり、上記の理由によってべた基礎では、例えば荷重度が均一であっても平面位置における沈下量は異なったものとなる。基礎の沈下量の検討では、予測される最大沈下量の大きさも関心事であるが、基礎内での沈下差(不同沈下による変形角: 図-6)が基礎梁等の設計において最も大きなインパクトを持つ。

このため、実務設計においては地盤の層構成や変形係数の非線形性、構造体の剛性などが考慮可能な手法(有限要素法や弾性論を利用して評価した地盤剛性と有限要素法を組み合わせた方法など)で、沈下予測が実施されている。これらの手法を用いる場合には、用いる地盤の変形係数の大きさが最も結果に大きな影響を与えるが、地盤をモデル化する範囲や境界条件が重要となるのは、鉛直支持力の算定と同様である。図-7はそうした予測法を用いて超高層ビルの沈下量を予測した例である。

支持地盤が粘性土層である場合や、支持地盤の下部に軟弱な粘性土層がある場合には、構造物の荷重によって

論 説

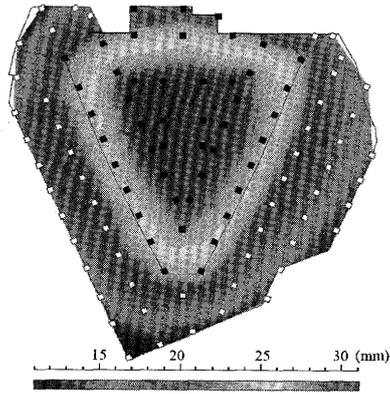


図-7 実務における沈下予測の例⁶⁾

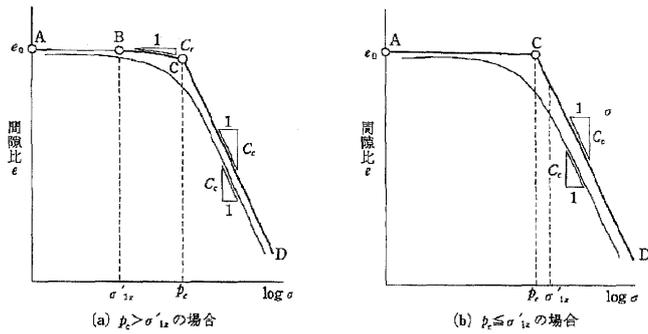


図-8 設計用の $e-\log \sigma$ 曲線²⁾

圧密沈下を生じないことを確かめる必要がある（ある程度の圧密沈下を許容する考え方もあるが、地盤の状態によっては予測できない傾斜や不同沈下が生じることがあり、許容しない場合が普通であろう）。圧密沈下の有無は、構造物の荷重によって増加する鉛直応力を求め、建物建設後の地盤内の鉛直応力 σ'_{1z} がその層の圧密降伏応力 p_c を上回らないことを確認する（図-8の(a)）。

建物荷重による地盤内の増加応力 $\Delta\sigma_z$ は、例えば Boussinesq の解を積分した次式で求めることができる。

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{mn}{\sqrt{m^2+n^2+1}} + \frac{m^2+n^2+1}{(m^2+1)(n^2+1)} + \sin^{-1} \frac{mn}{\sqrt{(m^2+1)(n^2+1)}} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

ここに $m=B/z$, $n=L/z$ であり、式(4)は地表面に幅 B 、長さ L の矩形の等分布荷重 q が作用する時の隅角部直下 z の深度における応力を求めるものである。図-8は圧密沈下を検討する際の地盤の間隙比と鉛直応力の関係を模式的に示したものであるが、構造物建設後の地盤内応力が p_c を超える（図の(b)）と非常に大きな沈下量が生じる（間隙比変化が大きい）ことが分かる。圧密沈下の具体的な計算方法については省略するが、実際の地盤では一旦大きな圧密沈下を生じると、大きな不同沈下を伴うことが多い（圧密沈下を生じやすい地域では、30 cm を超える不同沈下量が起こることも決してまれではない）。

歴史上、粘性土の圧密沈下による不同沈下（傾斜）によって有名となった構造物にピサの斜塔がある。

ピサの斜塔は、圧密理論が世に出る700年以上も前の1173年に建設が開始されたが、建設当初から傾斜が発

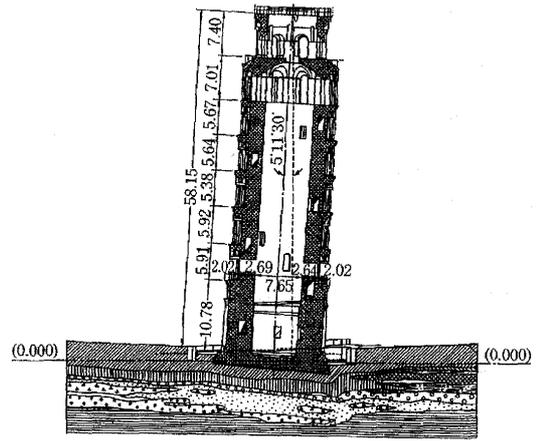


図-9 ピサの斜塔と地盤¹⁾

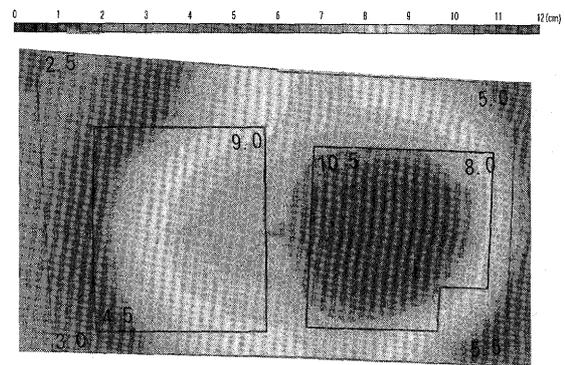


図-10 小規模建物の不同沈下の例

生し、2度の中断を挟んで建設開始から実に200年後に完成された。1900年初頭になってから本格的な調査が実施され、傾斜の原因が塔の支持層である砂層下部の粘性土層にあることが判明する⁷⁾（塔の傾斜はその後とも止まらず1990年からは倒壊の恐れがあるとして公開が中止されたが、対策工事の後2001年に公開は再開された）。

直接基礎に生じる沈下は、適切な地盤調査と地盤条件を的確に把握することによって、事前に十分予測できるものである。しかしながら、地盤調査に制約のある小規模建物では、時として特殊土（problem soil）の存在を見落とすことがある。図-10は腐植土（有機質土）の存在が確認されないまま、直接基礎で隣接して建てられた小規模建物の沈下分布を示したものである。

いずれの建物も平均荷重度は 10 kN/m^2 程度と極めて小さいが、敷地の右側部分が低いため、敷地全体に最大で70 cm 程度の盛土が実施されていた。不同沈下発生後に詳細な地盤調査が実施された結果、地表面近くに3 m 近い厚さの腐植土層があることが判明した。図のコンターは土質試験に基づき、盛土の重量も考慮して計算で求めた沈下分布を示しているが、実測された沈下の傾向を比較的良く説明できている。

圧密沈下の可能性のある地盤上に、直接基礎で構造物を設計する場合には、建物荷重だけではなく、地下水位に対する配慮も重要である。粘性土層がそれ程厚くなく、比較的浅い部分に砂礫層があったり、粘性土層内に連続性の良い砂層が存在していると、将来、近隣の掘削工事等が原因でそれらの層の水位が低下し、構造物に不同

沈下が生じる可能性が高いためである。敷地周囲の条件から、そうした可能性が高い場合には、杭基礎を選択するなどの判断も必要となる。

4. 直接基礎の施工

戸建住宅など規模の小さな直接基礎でも地表面に基礎を置くことはせず、多少なりとも地盤を掘削して地業と呼ばれる基礎を設置するための処理を施す(図-10)。地業は、掘削や降雨などに伴う支持地盤の乱れを調整するために実施するのが目的である。構造物の規模が大きくなると、大きな支持力を求めて地下深くの砂礫層などを支持層とするようになる。このため、直接基礎を施工するためには、地盤を掘削するとともに、掘削に伴う地盤の変形を押さえるための山留めやドライワークを可能とするための止水や排水を実施することが必要となる。地盤を掘削するためのこれらの工事には、非常に多くの管理すべきポイントがあるが、これらについては専門書⁸⁾などに譲り、ここでは地盤改良を実施した場合の強度の確認方法について触れることで、直接基礎の施工管理上のポイントの紹介としたい。

図-12は、地盤改良の範囲と基礎の大きさ関係を示している。地盤の表面近くを改良する(浅層改良)場合、改良効果の確認のために、平板载荷試験を実施することがある。平板载荷試験より得られる支持力には、前述(図-3)のように载荷板周辺の地盤(改良体)の影響が含まれる。

図-12(a)のように基礎の周囲が広い範囲で地盤改良される場合には、平板载荷試験の条件と実際の基礎の条件は同じであるが、(b)の場合には実基礎の改良体の破壊機構は異なり、改良効果は改良体の一軸圧縮試験によって確認するか、実基礎と同等の大きさの载荷板による载荷試験によらなければならない。改良体の ϕ を0とすると、式(2)によって計算される平板载荷の場合の極限支持力は約 $6.1c$ となり、改良体の圧縮強度 $q_u(=2c)$ の3倍以上になる。基礎の大きさが1m程度あれば、平板载荷試験では図-12(a)の条件を満たすことになり、必要強度の1/3程度の強度しか発現していなくとも、管理上はOKとなってしまうので、十分に注意しなければならない。

5. おわりに

本稿では、筆者の実務経験を基に直接基礎の設計およ

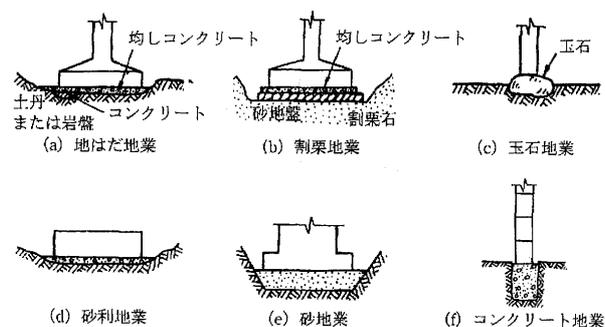
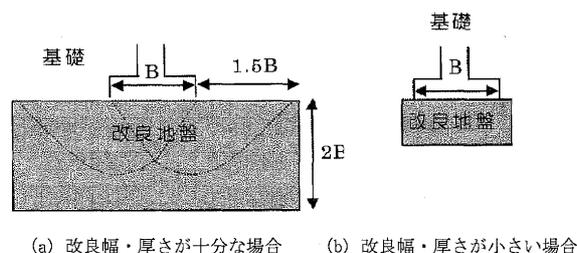


図-11 地業の種類¹⁾



(a) 改良幅・厚さが十分な場合 (b) 改良幅・厚さが小さい場合

図-12 基礎の大きさと改良体の関係⁹⁾

び施工上の留意すべき点についての解説を試みた。誌面の都合もあり、必ずしも十分な説明ができなかったと反省しているが、本稿が地盤工学を学び、これから基礎設計や施工に関わる方々の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 地盤工学会：入門シリーズ36「わかりやすい構造物基礎」, pp. 34~43, 2009.
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp. 105~151, 2001.
- 3) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, pp. 495~502, 2004.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計基準・同解説, pp. 181, 1975.
- 5) 地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ12「基礎の沈下予測と実際」, pp. 61, 2004.
- 6) 寺嶋知宏ほか：超高層集合住宅に用いた直接基礎の沈下挙動—その2. 沈下予測—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 673~674, 2010.
- 7) 三木五三郎：講座「土質基礎の回顧と描写 6. ピサの斜塔について」, 土と基礎, Vol. 22, No. 5, pp. 81~88, 1974.
- 8) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS3・JASS4.
- 9) 日本建築センター：改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント, pp. 137, 2010.

(原稿受理 2010.12.20)