変位法を応用した斜面上の段差フーチング 剛体基礎の接地圧分布・変位計算法

植田 謙三¹・深川 良一²

¹正会員 立命館大学客員研究員 総合理工学研究機構 (〒 525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

E-mail: sdas-ueda@ares.eonet.ne.jp

²フェロー会員 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科 (同上)

E-mail: fukagawa@se.ritsumei.ac.jp

本論文では、斜面上に立地する各種構築物における直接基礎の合理的な設計に関連して、接地圧分布・変位を簡便に計算する手法を提案している。一般に、傾斜地盤を利用して造成地敷地面積の拡大を効率的に図るために、段差フーチング構造が基礎形式として良く用いられるが、斜面を段切りする際、段差フーチング構造の設計法が問題となる。既報において、平坦な地盤上に長方形を任意に組み合わせた剛体基礎底面の接地圧分布等の推定法を比較的単純な仮定に基づいて提案・検討した。本論文ではこの推定法が段差フーチング構造にも適用できることを示した。またいくつかの具体的基礎を対象に、地盤係数法に立脚する修正変位法に基づき数値シミュレーション解析を実施し、提案した解析法の適用性・妥当性を検証した。

Key Words : optimum foundation design on slope, eccentric loading, contact pressure, shape factor, irregular contact surface

1. はじめに

国土の約 75%を山岳地で占め平野部のきわめて少ないわが国では、自然環境資源の保全と狭隘で急峻な斜面の有効活用が従来より求められている^{1),2)}。したがって、土木構造物であれ建築物であれ、それら基礎構造の計画・設計・施工においては、環境負荷の軽減を図るため、地形・地質の改変をとまなう傾斜したのり面の掘削や、土工量を極力少なくすることを目指している。具体的には自然斜面を段切り（または、切り・盛り土）し造成（敷地）面積の拡大を効率的に図ってゆくための段差面を想定し、そこに構築物を支える段差フーチングを計画・検討する場合が多い。

一般に、構築物の基礎構造に関しては、上部構造に働く外力の影響により、その基礎底面には偏心荷重が作用する可能性が高い。こうした場合の接地圧分布を求める計算は、フーチング底面の形状が複雑である場合^{3),4)}や斜面地盤を段切りして設けるフーチング構造のように複雑になる場合⁵⁾⁻⁸⁾、あるいは、偏心荷重の作用位置が基礎底面の核の外にある場合はかなり煩雑なものとなる⁹⁾。

以上のような場合に関する従来の研究（例えば、大崎、川崎(1956)¹⁰⁾などが典型）は少なくはなく、支持地盤を斜面上の段切り面にもつ段差フーチング構造の類に関しては、近年、大型模型載荷実験¹¹⁾⁻¹³⁾等が積み重ねられてきていて、その成果はすでに実用に供され

図-1 地盤材を力学的に扱う場合の Winkler モデル

ている¹⁴⁾。

しかしながら、擁壁等の損傷に関しては地盤材の圧密・沈下の影響による変状の進行・拡大以外に、大地震の影響による安全性の低下が懸念されていて¹⁵⁾、被害の復旧技術や設計・施工技術および維持管理法の確立とその品質の向上が求められている¹⁶⁾⁻¹⁹⁾。これらは斜面地盤上に設置される構築物の耐震性能に、今もなおその課題が残されていることを示すものであるが、他方では土地有効活用の必要を求める潜在的な要求があることを示している。

ところで、平坦な地盤上での剛体基礎を対象としたものではあるが、筆者らは従来からよく知られている Winkler モデル（図-1 参照）を適用し、圧縮力のみでのつり合い条件により、基礎底面と支持地盤との間の相互作用に係る接地圧分布や、変位を算定する新たな計算法を既報^{20),21)}で提案した。

Winkler モデルは、図-1 (a) に示すように、底面と地盤との間に隙間なく力学バネを設置した場合に対応する。したがって、図-1 (b) のようにフーチング基礎底面の端部が、地盤から離れるという事態は発生しない。本論文では、以上のことに関連して既報で考案した梁理論式における修正モデル²⁰⁾をベースに再整理し、地盤材 (バネ) が引張 (粘着) 力に抵抗しないと仮定した。

この手法は簡便ではあるが、斜面上の段差フーチングを対象として解析していないため、段差フーチングの接地圧分布などの性状を推定するのにそのまま用いることは適切でない。また段差フーチングの諸元は、数次の不静定構造になることから、これ自体に言及しつり合い条件を平易に扱うことを紹介したもの²²⁾以外は関連する文献は見あたらない。

そこで、本論文では、斜面の段切り地盤上に構築される段差フーチング基礎構造を対象に、簡便に接地圧分布および基礎底面変位を求めることを目的として新たな計算手法を提案している。

加えて本論文では、提案手法の実用性を検証するために、実際のサイズをもつ段差フーチング基礎に関して新たな手法を適用して数値計算を行い、設計現場で実施される通常のシミュレーション解析結果との比較を通して、提案した簡便な解析法の適用性・妥当性を検証した。

2. 斜面上における構築物の基礎構造

(1) 斜面上の段差フーチング基礎構造の特徴

一般に、斜面上の基礎構造は、構築物の種類や規模 (大きさ)、周辺の地盤形状など種々の制約を考慮の上、がけ面の近傍やあるいは斜面 (傾斜) 地盤上に段差スペースを設けて構築されるフーチング構造である (図-2 参照)。

図-2 (a) は、傾斜地における建築系の段差フーチング基礎を示す。また、図-2 (b) は土木系における斜面上の基礎形式を代表する段切りなどの基礎形状を示している。このように、傾斜地を利用する基礎構造は、まず、斜面上に階段状の水平地盤面を造り、そこに構築物を支える段差フーチングを計画する。特徴としては、平坦地に比較して地価が低廉で、施工にともなうのり面掘削や土工量も少なくてすむことから工事費の上昇を抑えることができる。さらに、自然環境への影響をできるだけ小さくでき、かつ日照・眺望の確保も容易で、全体に自然にやさしい施設造りであるという利点を有する。

一方、幾つかの段差面にフーチングをもつ構築物を支える斜面地盤では、平坦地に比べて力学的に不安定になり易いことは考えておく必要がある。

図-2 斜面上に設けられる基礎構造の例

そもそも、基礎構造に関する安定計算法は、構築物に作用する荷重をフーチングを介して地盤により正確に伝達させるというフーチング側の設計条件と、これを支える支持地盤との間のつり合い条件を対比させ、安全性を評価し、相互の調整が図られてきたという背景を有しており (後述、図-13 設計計算フローチャート前段参照)、それぞれの計画・設計手法は、従来から個別に研究・開発されてきている^{24), 25)}。

本論文では、環境保全と今日の高台への土地需要の高まりを背景に²⁶⁾、改めて段差フーチング基礎構造の設計に関する検討を加えたものである。

(2) 解析の基本的条件

斜面上に幾つかの段差フーチングを有する直接基礎の接地圧解析にあたり、本論文では地震時等に予測される作用力に着目し、従来の煩雑な計算法の改善を目的としたが、地盤構成などのいくつかの条件は現行設計法の枠内の比較的単純な仮定に基づいて設定している。本論文が仮定するこれらの基本的条件を示すと以下のとおりである。

- ① 基礎の底盤は変形を無視して剛体とする^{27), 28)}。
- ② 底面と支持地盤との接触面では、引張 (粘着) 力は作用しないものとする。
- ③ 基礎底面は左右対称で、かつ地震時に卓越する偏心・傾斜荷重を考慮し、底面には複合荷重が作用するものとする。
- ④ 支持地盤は線形弾性地盤とし、接地圧分布は直線的に変化し、かつ、平面的に分布するものとする。ただし、地盤支持力の限界付近における塑性域では荷重～変位曲線に基づく変形のみが進行するものと仮定する²¹⁾。

図-3 複合荷重と底面直下の接地圧分布の関係

(3) 複合荷重作用力の概要

一般に構築物等の耐震設計では、静的・動的に関らず鉛直方向に作用する外力分布の影響だけではなく、その分布に対応する水平方向の外力分布を考慮した複合荷重に基づく地盤との間の相互作用に基づいて検討される。

この節では、水平地盤面上にあるフーチング基礎を対象に、既報^{20), 21)}で扱った上述の関係をまず図-3に示す。図-3 (a) は傾斜荷重を分割する考え方を、図-3 (b) は底面の形状を、図-3 (c) は底面に発現する接地圧分布 (i) 全底面圧縮状態、(ii) O 点の反対縁端の接地圧がゼロの状態) を表している。

剛体基礎の実際の設計では、図-3 (a) に示すように傾斜荷重を鉛直・水平方向に分解し、その分力を任意の底面形状のそれぞれの図心、ここでは図-3 (c) N の作用点に作用させるかたちで扱うこととなる。モーメント荷重 M は、底面の図心に関連する偏心効果として評価される。この大きさは鉛直分力 N と図心からの (距離 e) との積をもって扱われる。

(4) 段差基礎構造への傾斜荷重の適用とその問題

本論文で扱うフーチングの構造は、地盤との接触面が図-2で示す複数の段差を有するような支持機構を対象とするが、ここではその一部を取り出して図-4に示す段切り基礎モデル²⁹⁾を考えて検討する。

ここに、 α : 斜面地盤の傾斜角 [°], L : 斜面地盤上に立地する構築物における剛体基礎一基の偏心方向の全幅 [m], z : 最下段フーチング面から段切りフーチング面までの高さ [m], d : 圧縮縁端 O 点から全鉛直荷重 N が作用する点までの水平距離 [m], R : 最下段フーチング面から全水平荷重 H が作用する点までの鉛直距離 [m], σ_{max} : 剛体基礎一基内における O 点圧縮縁の最大接地

図-4 段差有無と接地圧分布の概要

圧 [kN/m²], σ_{min} : 剛体基礎一基内における O 点反対縁端の最小接地圧 [kN/m²], σ_i : 底面変化点等の接地圧 [kN/m²], y : 力の静止状態 ($\sum N = 0$, $\sum H = 0$, $\sum M = 0$) の仮定に基づき O 点の反対縁端から算定した中立点までの水平距離 [m] (以下、この位置を中立軸という), x_y : O 点から中立軸までの水平距離 [m] である。なお、基礎幅 L において、任意サイズで分割 (組合せ) する可能な基礎ブロックの最大数を n と定義する (詳細は 3 章で述べる)。

一般に、図-3に示す傾斜荷重の接地圧分布は、構築物の支持面が平らな地盤面を対象に検討される。したがって、図-4のように斜面 (傾斜) 地盤上に支持面を複数設けるフーチング基礎の接地圧分布の解析は、図-4 (a) に示す段切り面を仮想フラット地盤面に投影するかたちに置き換えた支持地盤面と考えて検討される¹⁴⁾。他方、上記手法は最下段以外の段差フーチング底面に作用する水平分力にとりもなう抵抗せん断力が算入されていないとし、より経済的な設計を求めて、つぎのような手法が提案されている。

すなわち、図-4 (b) に示すように斜面上に設けられる各フラット支持面には、図-3 (a) 傾斜荷重 V の分力がさらに分割されて作用するものと考え、この抵抗力を考慮した構造モデルに置き換え、変位法を適用して接地圧分布を求めるものである²²⁾。

しかしながら、この手法は後述する (3.(6) c) 分配率に反して、段差地盤面毎に異なる分割力を配分する算定結果をもたらすことが知られており、実務上支障がある。

本研究で取り扱う斜面上の段差フーチング基礎の提案設計法は、従来法と同様の基本的な仮定に立脚するものの、より広汎な段差フーチング形状を対象に、簡便で、かつ合理的な接地圧計算法や変位算定法を提案したことに特徴が有るものと考えている。

3. 斜面上の段差フーチング基礎構造を考慮した接地圧分布・変位の新たな推定法

(1) 新しい推定法の特徴

本論文で提案する新たな推定法は、2.(2)で述べたような従来からよく知られている解析の基本的条件を力学的なモデルの基礎としている。図-3に示すように中心軸に関して左右対称で、斜面上に幾つかのフラットな支持面をもち(図-2, 図-4参照)、かつ、任意の大きさの長方形の組み合わせからなる直接基礎底盤を対象とし、中心(偏心)軸方向のみの接地圧変動に注目するものである。

実際の手順を説明するため、斜面上のフーチング直下のフラット地盤面毎に3つの反力(水平, 鉛直, 曲げモーメント)が発現し、外力とつり合っている状態を図-4(b)に示したが、斜面上の基礎構造を扱う場合は、結局、 $3n-3$ 次の不静定構造としての取り扱いが必要となる。

提案する手法では、力のつり合い3条件に加え、地盤の変位量を未知数として連立方程式を導き、その性状を特徴づける変数(具体的には中立軸の位置)が、適合条件下において三次のべき級数等で表現できること²⁰⁾を利用する。つまり、与えられたつり合い条件下における中立軸の位置に関して、簡便な三次式などに基づく解をあてはめることにより、斜面上に設けられる段差フーチング基礎構造を合理的にみだすことができる。

(2) 解析例

提案する手法の考え方を具体的に説明するため、比較的単純な異形段差フーチング基礎構造(図-5参照)をここでは解析の対象例とする。

図-5(a)は、圧縮縁端O点に傾斜荷重 V (鉛直分力 N , 水平分力 H)の換算値(N_0 , H_0 , M_0)を作用させて段差フーチング底面直下の地盤面に台形分布形状で発現する場合の接地圧を、図-5(b)は、フーチング全体の剛体的な回転変位を、図-5(c)は、着目する段差フラット地盤面に発現する鉛直・水平接地圧分布を想定して模式的に表したものである。

なお、フラット地盤面をつなぐ斜面部分は、水締め効果によるのり面の地盤沈下や地震時における底面の分離現象、あるいは軟弱層(破碎帯)の影響等、計画・設計段階のリスク回避の観点から、ここでは傾斜荷重を負担させないものと仮定した。

(3) 変数、パラメータの定義

解析にあたり、図-5における変数やパラメータをつぎのように定義する。

a_i , b_i : 基礎幅 L に関して、任意サイズの単体長方形で

図-5 段差フーチング基礎構造の解析モデル

分割(組合せ)できるブロック一つの偏心方向、および、対応する直交方向の底面幅[m].

$i: 1 \sim n$ で、 n はその分割(組合せ)されたブロックの最大の数を表す(後述する図-10, 図-11参照).

z_i : 圧縮縁端O点から数えて順次段差フーチングを構成する基礎ブロック底面の高さ[m].

x_i : 圧縮縁端O点から着目点までの水平距離[m].

p_i : 底面のある点における変形前の位置.

p'_i : 底面のある着目点 p_i における変形後の位置.

O' : 変形後における圧縮縁O点の位置.

δ_z , δ_x : 圧縮縁端O点の鉛直・水平方向の変位[m].

α_0 : 変形後におけるフーチングの回転角[rad].

p , q , r , s , t , u : p_i 変形後における p'_i を頂点として、直角三角形を構成するその斜辺および底辺上の図示する位置につぎの手順で定めた点を示す.

まず、変形する前の基礎底面に平行して、 O' 点から水平にひいた延長線上と、フーチング回転角 α_0 の傾きをもつ線上とに p'_i から垂線をひき、その交点を p , u とする。つぎに、線分 $\overline{O'p}$, および線分 $\overline{p'u}$ 延長線上で交わる点を s として直角三角形をかたちづくる。加えて、 O' 点の錯角 α_0 を二分する延長線と線分 $\overline{us}$ との交点を t とし、 u および t から直角三角形底辺に垂線をおろして成る直交する交点を q および r とする。
 Δ_{zi} , Δ_{xi} : O点における p_i の鉛直・水平変位増分[m].
 (x_{1i}, z_{1i}) , (x_{2i}, z_{2i}) : 段差フーチングブロック i 段目における圧縮端および反対縁端の座標[m].

σ_{1i} , σ_{2i} : 段差ブロック i 段目における圧縮端および反対縁端の鉛直方向の接地圧[kN/m²].

τ_{1i} , τ_{2i} : σ_{1i} , σ_{2i} に対応する水平方向接地圧[kN/m²]で、この大きさはコンターで示している。

(4) 連立方程式の導入

この節では、段差フラット面を複数有して不静定構造となるフーチング基礎を対象に、その変形に対応する接地圧の発現を表現した連立方程式を、以下に導入する。

なお、文献²²⁾を参考に図-5 (c) で扱う偏心方向の底面幅 a_i に対応する直交方向の任意の底面幅 b_i を定めたことで、より広汎な形状の段差フーチングを取り扱うことが可能となる。また、本論文では幾何学的な関係に基づいて解析精度の向上を図り、提案手法の適用範囲の限界を示した点に特徴があるものと考えている。以下、これを修正変位法と呼ぶ。

a) 修正変位法の仮定

実際の設計では図-5 (a) に示す荷重条件に基づいて、まず、傾斜荷重 V に基づく水平荷重 H_0 、鉛直荷重 N_0 、曲げモーメント M_0 の換算荷重が、最下段フラット地盤面に接する圧縮縁 O 点に作用したとする。このとき図-5 (b) のように圧縮縁 O 点は、水平方向に δ_x 、鉛直方向に δ_z 、回転角 α_0 の剛体的変位が生じるものと仮定する。すると、 O 点から x_i 離れた任意点 p_i の水平変位増分 Δ_{xi} 、鉛直変位増分 Δ_{zi} は、幾何学的に式 (1)、および式 (2) のように表現できる。

ここに、基礎の回転角 α_0 は一般に微小なため、 $\tan \alpha_0 \div \alpha_0$ 、 $\sin \alpha_0 \div \alpha_0$ 、 $\cos \alpha_0 \div 1.0$ とする。

$$\Delta_{xi} = \delta_x + \Delta'_{xi} = \delta_x + \left(\frac{x_i \cdot \alpha_0}{2} + z_i \right) \alpha_0 \quad (1)$$

$$\Delta_{zi} = \delta_z - x_i \cdot \alpha_0 \quad (2)$$

式 (1) の右辺第 2 項は、図-5 (b) に示すように幾何学的な関係から式 (3) で与えられる。

$$\Delta'_{xi} = (z_i \cdot \alpha_0) + \left(x_i \cdot \frac{\alpha_0^2}{2} \right) \quad (3)$$

式 (3) の右辺第 2 項は、実大の段差フーチング基礎の大きさに比べると十分に小さく無視できる。したがって、その増分 Δ_{xi} は式 (4) で近似できる³⁰⁾。

$$\overline{pq} \div \Delta'_{xi}, \quad \Delta_{xi} \div \delta_x + (z_i \cdot \alpha_0) \quad (4)$$

b) 連立方程式の誘導

上記の仮定に基づき、本論文では式 (2) および式 (4) に示す変位を組込む連立方程式を以下に誘導する。

まず基礎地盤の水平方向地盤反力係数を k_{Si} [kN/m³]、鉛直方向地盤反力係数を k_{Vi} [kN/m³] とし、 i 段目フラット地盤面の任意点に発現する水平方向の接地圧 τ_i 、および、鉛直方向の接地圧 σ_i を式 (5)、(6) より求める (図-5 (c) 参照)。

$$\tau_i = k_{Si} \cdot \Delta_{xi} = k_{Si}(\delta_x + z_i \cdot \alpha_0) \quad (5)$$

$$\sigma_i = k_{Vi} \cdot \Delta_{zi} = k_{Vi}(\delta_z - x_i \cdot \alpha_0) \quad (6)$$

また、図-5 (c) から i 段目フラット地盤面における圧縮縁端座標を (x_{1i}, z_{1i}) 、圧縮の反対縁端座標を (x_{2i}, z_{2i})

の位置にとる。すると、着目する段差フラット面に配分される換算値 (N_0, H_0, M_0) に係る水平・鉛直分力における接地圧より求められる水平方向の合力 Q_{hi} 、鉛直方向の合力 Q_{vi} 、および O 点に関する曲げモーメント M_i は次のようにまとめることができる。

$$Q_{hi} = \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} \tau_i \cdot b_i dx = k_{Si}(\delta_x + z_i \cdot \alpha_0)(x_{2i} - x_{1i})b_i \quad (7)$$

$$\begin{aligned} Q_{vi} &= \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} \sigma_i \cdot b_i dx \\ &= k_{Vi} \left\{ (x_{2i} - x_{1i})\delta_z + \frac{1}{2}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)\alpha_0 \right\} b_i \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} M_i &= \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} \tau_i \cdot z_i \cdot b_i dx + \int_{x_{1i}}^{x_{2i}} \sigma_i \cdot x_i \cdot b_i dx \\ &= k_{Si}(\delta_x + z_i \cdot \alpha_0)(x_{2i} - x_{1i})z_i \cdot b_i \\ &\quad + k_{Vi} \left\{ \frac{1}{2}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)\delta_z + \frac{1}{3}(x_{2i}^3 - x_{1i}^3)\alpha_0 \right\} b_i \end{aligned} \quad (9)$$

他方、圧縮縁端 O 点での力のつり合い条件の基礎となる荷重条件は式 (10) で表すことができる。

$$H_0 = \sum_{i=1}^n Q_{hi}, \quad N_0 = \sum_{i=1}^n Q_{vi}, \quad M_0 = \sum_{i=1}^n M_i \quad (10)$$

以上のことから、段差フーチングをもつ基礎構造を扱う場合は、結局、剛性方程式 (11) で表せる連立方程式が誘導されることとなる。

$$\begin{Bmatrix} H_0 \\ N_0 \\ M_0 \end{Bmatrix} = \sum_{i=1}^n \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta_x \\ \delta_z \\ \alpha_0 \end{Bmatrix} \quad (11)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_{xx} &= k_{Si}(x_{2i} - x_{1i})b_i \\ A_{xy} &= A_{yx} = 0 \\ A_{xa} &= A_{ax} = k_{Si}(x_{2i} - x_{1i})z_i \cdot b_i \\ A_{yy} &= k_{Vi}(x_{2i} - x_{1i})b_i \\ A_{ya} &= A_{ay} = \frac{1}{2}k_{Vi}(x_{2i}^2 - x_{1i}^2)b_i \\ A_{aa} &= k_{Si}(x_{2i} - x_{1i})b_i \cdot z_i^2 + \frac{1}{3}k_{Vi}(x_{2i}^3 - x_{1i}^3)b_i \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

である。

(5) 推定変位および接地圧の計算手順

提案する推定法では、結局、不静定構造となる段差フーチング基礎の底面形状や荷重条件を組み込む連立方程式 (11) から、力学的につり合う条件を満たす圧縮縁端 O 点の変位 ($\delta_x, \delta_z, \alpha_0$) を求めることが主眼となる。これを以下のステップにより実行する。

・ステップ 1

まず、地盤から求まる水平・鉛直方向地盤反力係数の推定値 (k_{Si}, k_{Vi}) を決定する。次に、図-5 に示す解析モデルに対応する底面形状から決まる定数 a_i, b_i を決定する。さらに設定した座標軸に対応するフラット地盤面の基礎ブロック底面高さ z_i を設定する。具体的には、

図-6 水平反力によるモーメントの影響メカニズム

圧縮縁座標は \$(x_{1i}, z_{1i})\$ に圧縮の反対縁座標は \$(x_{2i}, z_{2i})\$ に変換できる。これらの変数は剛性マトリックスを構成する式 (12) に組み込み、荷重条件 (\$N_0, H_0, M_0\$) を代入すると、連立方程式 (11) で表現できる。したがって、これを計算する演算ステップ³¹⁾に移行する。

・ステップ 2

ステップ 1 で決定した幾何構造に係る諸変数を踏まえて、図-5 の解析モデルにおける力学挙動は、着目する段差フラット面に想定した水平反力の影響により、最終的にはブロック底面における鉛直方向および水平方向のつり合い状態を図-6 のように示して収束する。つまり、この演算ステップで条件となる既知データを式 (11) に代入すると、直ちに圧縮縁端 O 点での変位 (\$\delta_x, \delta_z, \alpha_0\$) が具体的に算定できる。したがって、その解となる変位を式 (5), (6) に代入し、式中の (\$z_i\$) および (\$x_i\$) 着目点、すなわち、段差フラット地盤面に接する圧縮端などの底面形状の変化点座標値を入力すると、図-6 の最大接地圧 (\$\sigma_{max}\$) 等が計算できる。

現行法に基づき仮想フラット地盤面にその性状を投影すると、段差フーチングの力学的な性状を決定する圧縮縁端 O 点から中立軸までの水平距離 \$x_y\$ が幾何学的な関係式 (13) により定まる。

$$x_y = \sigma_{max} \cdot x_i / (\sigma_{max} - \sigma_i) \quad [\text{m}] \quad (13)$$

なお、現行法における段差フーチング構造の照査は、図-4 (a) に示したように、最下段フラット地盤面に段差フーチング底面を想定し、その底面に作用する外力に対応して接地圧を求めるものである。この手順は 5.(3) で概要を述べる。

・ステップ 3

ここでは、図-6 に示す鉛直荷重 \$N_0\$ の作用位置に着目する。水平反力 \$Q_{hi}\$ に基づく抵抗曲げモーメントの増分 \$\Delta M = Q_{hi} \cdot z_i\$ の影響により、図-6 に示すように、鉛直力 \$N_0\$ の作用位置 \$d\$ は圧縮の反対縁端方向に \$\Delta d = \Delta M/N_0\$ の増分だけ移動して、\$d_0\$ の位置で鉛直・水平反力とつり合っている。

つまり、不静定構造の適合条件下において、圧縮縁

 図-7 現行法¹⁴⁾に重ね合せ理論を加えた解析効果

端 O 点での変位が分かれば、段差フーチングの着目点における幾何学的に対応する力学性状は、式 (5), (6) のように計算できる。結局、これらの計算ステップは式 (14) に示すように、フラット地盤面上で重ね合せてとらえることができる。

$$d_0 = \frac{M}{N_0} = \frac{M_0 + \Delta M}{N_0} = d + \frac{\Delta M}{N_0} = d + \Delta d \quad [\text{m}] \quad (14)$$

すなわち、本論文は、圧縮縁端 O 点から全鉛直荷重 \$N_0\$ の作用点までの水平距離 \$d_0\$ を、増分荷重を考慮して式 (14) のように再定義したものである。

加えて、既報^{20), 21)}で得られる解 \$y\$ (後述) を与えるその位置 \$d\$ は、一次および三次方程式 (18), (19) の関数におけるパラメータである。結局、本論文は、平坦地に比較して不安定となり易い段差フーチングを支える地盤に対して、力学的な改善を図るものである (図-7 参照)。すなわち、底面の図心に作用し偏心効果として生じる曲げモーメント \$M\$ は、段差面に発現する水平反力の増分モーメント \$\Delta M\$ に依存し、その作用点 \$\Delta d\$ の増分によって接地圧 (鉛直・水平方向) が再配分される。

つまり、相互作用の結果として図-7 のように接地圧分布が緩やかに算定されることになる。

(6) 計算過程での適用限界およびそれらへの対応

前節までに示したように、具体的な段差フーチング底面形状 \$a_i, b_i\$ や、その高さ \$z_i\$ に関する係数 (\$A_{xx}, A_{xy}\$ 等) を用いた式 (12) から剛性マトリックスを作成し、荷重条件を加えて既知データを組み込む連立方程式 (11) を解くと、O 点の変位 (\$\delta_x, \delta_z, \alpha_0\$) は決定できることになる。

しかしながら、筆者らのこれまでの経験では、不静定構造における未知数を求める計算過程で、以下のような適用限界のあることが分かったため、これらへの対応を述べる。

a) 偏心荷重作用点が核外に算定される場合

構築物の受ける偏心荷重が大きくなる場合に、例えば、Winkler モデル等を適用すると、その作用点が核外に算定されるのと同時に、圧縮縁 O 点の反対縁端に引張力が発現する。一般に、地盤と底面との間では引張力

は生じないと判断できる(図-3 (c)-(ii), 図-4 (a), 図-7 (a) 参照) から, 最上段ブロックの圧縮の反対縁端座標(x_{2i}, z_{2i})の地盤材バネを, 引張力の生じなくなるまで圧縮縁方向に逐次取り除くという対応が知られている²²⁾. 本論文では 4.(2) で詳述するように修正梁理論式を適用し, 圧縮状態のみを考える.

b) 水平分割力が摩擦力を上回る場合

提案する修正変位法では, 段差フラット面の摩擦力に対して水平分割力が上回り, その保有安全率 F_{Si} が式(15)を満たさない結果($F_{Si} < F_{Sa}$)を与える場合がある. このような場合は, 水平方向の地盤反力係数(k_{Si})の塑性化を考慮した式(16)に基づき, 式(15)が満たされるまで, 対応する水平地盤反力係数の保有値 $k_{Si(a)}$ を繰り返し低減($k_{Si(b)}$)して, 地盤との摩擦抵抗力の安全率を確保してゆく必要がある. 通常, 最上段ブロック基礎地盤面が対象となる.

$$F_{Si} = Q_{vi} \cdot \mu / Q_{hi} \geq F_{Sa} \quad (15)$$

ここに, μ : 底面と地盤の間の摩擦係数

F_{Sa} : 安全率

$$k_{Si(b)} = \frac{\text{地盤反力係数の保有値 } k_{Si(a)} \times \text{保有安全率 } F_{Si}}{\text{設定する安全率 (例えば, } F_{Sa} = 1.2)} \quad (16)$$

c) 分配率の異なる水平分割力が発現する場合

そもそも, 複合荷重を扱う場合は 2.(3), 図-3 (a) で触れたが, 具体的には荷重の傾き角度 θ や偏心距離 e の影響に対応する設計条件を明確にするため, その荷重は鉛直・水平方向の傾斜比に基づき, 分割されて作用するものと一般に仮定されている. この考え方に基づくると, 段差フーチングそれぞれのフラット地盤面には, 分配される鉛直力および水平力が同時にその比率($\tan^{-1} \theta = H/V$)をもって作用することになる⁵⁾.

他方, 直接基礎における地盤と底面との相互作用に係るせん断力に関して, クーロン式(17)に照らして見ると, せん断抵抗応力(せん断強度)はせん断面に作用する垂直応力に比例する.

$$\tau = \sigma \tan \phi + c \quad (17)$$

ここに, τ : 土のせん断強さ, σ : 垂直応力, ϕ : 土の内部摩擦角, c : 土の粘着力である.

式(17)において, 本論文では基礎底面が地盤のもつ粘着力に抵抗しないと仮定していることから, 式中の土の粘着力はゼロ($c = 0$)と見なすことができる.

結局, 同一条件の地盤上に設けられる剛体基礎一基内の段差ブロック面毎に発現する鉛直分割力(応力)に対応する水平分割力(せん断応力(強さ))は, その分配率をもって配分されるはずである.

しかし, 経験では一基内の段差地盤面毎における水平分割力の発現値が, この比率と異なるため, 結局, そ

(a) 局所安全率分析¹¹⁾

(b) 地盤反力度の計算結果²²⁾

図-8 斜面を利用するための基礎的解析例

の安全率がそれぞれ異なって与えられる. 同様なことはある文献¹¹⁾にも示されているが, 応力集中部周辺付近の安全率は, 図-8 (a) から得られた(粘着力を考慮した結果に対する)知見に比べても, 本論文では, 比較的大きな値として評価される(後述, 表-1 (ii) 修正変位法における滑動安全率 F_{Si} 参照).

図-8 (a) は, フーチングが段差をもつことによる応力集中箇所の特長と, 段差形状が地中部応力の変化に及ぼす影響について, フーチングと地盤を連続弾性体として FEM により解析されたものである. 地盤内に発生する応力に関してモール・クーロンの破壊基準を適用し, 安全率の分布がコンターで示されている. この結果に対して, 段差数を増やすことにより, 谷側最下面(本論文では圧縮端ブロック)付近と各段差付近において局所安全率が低下していることが評価され, 同一フーチング内で異なる滑り面と, 異なる支持力を算定することは理論的には矛盾するが, 実務上は許容できるものと結論づけている.

また右城らは, FEM 解析では地盤を線形弾性体と仮定するため, 弾塑性地盤係数法を適用し概ね FEM による解析結果に近い接地圧が確かめられたとしてもその解析法が妥当とは必ずしも言えないと示唆した²²⁾ (図-8 (b) 参照).

本論文では, 想定されるその現象を次のように考える. 例えば, ($z_i = 0$)で一基内の段差のないフーチング基礎を対象に修正変位法を適用した場合, 分配率と異なる水平分割力を与えること(上記)は合理的でなく, 実務上支障があるというばかりだけではなく, 水平分

図-9 実用される段差フーチングを有する基礎構造の例

力の配分手順(クーロン式)において修正変位法の適用の限界を示すものである。

4. 新たな簡便手法の具体的適用

3.(5)によって段差フーチング基礎の変位や接地圧分布を算出することは可能となったが、提案する手法を実際の設計に適用する際、3.(6)の他にもいくつか考慮しなければならない点がある。

(1) 底面形状の分類とモデル化

実際の設計で扱われる斜面上の段差フーチング基礎構造は、傾斜地に設けられる比較的規模の大きいものから(図-2参照)、市街地で見かけるような比較的規模の小さいものまで多岐にわたる(図-9参照)。ここでは一基の基礎幅 L に対して、任意の単体長方形で分割あるいは組合せたブロック数 n の具体的な例を図-10に示す。

本論文では、偏心軸方向のみの基礎の移動、回転を考慮しているため、基礎構造としては、設計を考える基礎の一部であるブロックが、例えば、図-10(iv)のように偏心軸に直交する方向に離れていても、図-10(iii)のように一体となっても、質的には同じ基礎と見なすことができる。したがって、偏心軸に関して種々の底面形状を整理すると、結局、図-10を一般化した図-11の形状モデルに単純化できる。これらを $n=1$, $n=2$, $n=3$ モデルなどと定義する。

(2) 修正梁理論式における y の計算

この節では、前章で説明した式(14)を踏まえて、段差フーチング一基内の水平分配率における分割力の不一致問題を扱う。最適化の具体的な手順は図-12に基づいて進める。図-12は偏心方向の底面幅 L を分割ブロック数 $n=3$ として修正梁理論式(18), (19)を適用し、その中立軸の位置 y を圧縮縁端 O 点の反対縁端からの距離として表したものである²⁰⁾。

$$\gamma y + c = 0 \quad (18)$$

$$\alpha y^3 + \beta y^2 + \gamma y + c = 0 \quad (19)$$

なお、修正梁理論における基本方程式(18), (19)の α , β , γ および c は、基礎底面形状に関する定数 a_i , b_i お

 図-10 具体的な段差フーチング底面形状の例 ($n=1\sim 3$)

図-11 段差フーチング底面の形状モデル

 図-12 y の値と地盤反力の関係²⁰⁾

よび d のみの関数である。付録にそれぞれの値を示す。

ところで、本論文では、段差フーチング各地盤面(着目点)に配分される直接基礎に関する複合荷重の分力は、鉛直・水平方向それぞれが釣り合い条件を満たすことを最適化をもって改めて確認している。

a) 一次式(18)による y の計算

まず、式(18)によって y を計算する。もし図-12(a)-(i)に示すように、 $0 < y$ (と定義する)なら地盤反力は台形分布を示すことになり、これで正しい接地圧分布は得られたと判断する。もし、 $y < 0$ なら地盤反力負の部分が生じることになるため、この負の部分をゼロ

図-13 設計計算のフローチャート

として接地圧分布を再計算する次のステップに移る。

b) 三次式 (19) による y の計算 (解の分類)

三次式 (19) を解いた場合、すでに実施した大量の解析ケースで明らかになった圧縮縁 O 点の反対縁端から、解として与えられる中立軸までの距離 y は、次のように分類できる。

・ $0 < y < a_3$ なる y が得られる場合

本論文では、想定している基礎ブロックのうち、最も右側のブロック端において、中立軸までの接地圧がゼロとなる場合 (例えば、図-12 (b)-(i) のような場合) に三次式 (19) を適用し、適切な y が決定できるものである。

筆者らのこれまでの経験では $0 < y < a_3$ の領域で y が2つ以上の解を与えることはなかった。

結局、三次式 (19) で $0 < y < a_3$ なる解が得られた場合、右端基礎ブロック端から距離 y に相当する部分は、接地圧がゼロと算定されているから、適切な接地圧分布が得られたものと判断できる。

・ $0 < y < a_3$ なる y が得られなかった場合

仮に図-12 (b)-(ii)～(iii) のように右から2, 3ブロック目に中立軸 y が計算された場合は、地盤反力に負の部分が生じることとなる。したがって、そのブロックよりも右側のブロックは、基礎として意味をなさないため、ブロック数を1つ、あるいは、2つ減じる。また、図-12 (b)-(iv) のように、極端な場合にあっても意味のない右端ブロックから1つ目、2つ目などと逐次ブロック数を減じ、ブロック総数 n に対応する式 (19) を用いて再計算を実行する。

現在までの多数の計算によれば、ほぼこうした1回

の再計算で、適切な接地圧分布を決めることができた。つまり再計算によって $0 < y < a_3$ なる y を得ることができた。

本論文の検討過程で見つかった段差フーチングー基内における滑動に関する不一致問題は、結局、傾斜比で分配される複合 (鉛直・水平・曲げ) 荷重の作用点が仮想フラット地盤面において、同じであることを踏まえて重ね合せ理論に基づき算定できるため、その力学的な矛盾を修正梁理論式を適用して合理的に改善 (最適化) することができた。

図-14 実際の設計で適用される構造プラン

以上の計算の流れを図-13にフローチャートとして示す。実際の設計計算はこのフローチャートにしたがって実施した。つぎの章において、具体的な設計の手順と計算例をいくつか紹介する。

なお、図-13のフローの最初の段階においては、2.(1)で紹介するように、地盤に影響を及ぼす作用条件、つまり、要求性能を力学的に表現する設計条件と、それを支える地盤条件とを示している。またその後の段階では、本論の解析手順を具体的に示し、既知の最小限のパラメータに基づいて、力学的つり合い条件等を満足するように基礎の形状を最適化してゆく。つまり、本論文の提案する修正梁理論、修正変位法に基づいて、力学的に適合するように合理的に基礎形状を修正してゆくのである。

さらに、パラメータ入力のみは、人手入力に頼るものの、後の計算等はパソコンにより自動化されているため、容易に最適な基礎形状に到達でき、抽出することができる。

5. 計算事例

この章では、単体の任意サイズの長方形を分割・組合せて斜面上に設置される段差フーチング基礎構造を対象に、提案手法の適用性・妥当性について検証する。

(1) 斜面上に設けられる基礎構造プラン

解析に先立ち、まず、崖または斜面上に立地して計画される構築物の具体的な段差フーチング断面および底面構造と、この底面と接触する地盤面に発現する推定接地圧分布の一例を図-14に示す。

事例(A)の基礎構造は、一般の造成地で見かける崖(のり面)を利用して計画される段差フーチングをもつ

図-9 (a)-(iii)に類する布基礎で、形状モデル図-11に示した $n = 5$ モデルに分類できる直接基礎である。のり面(ウェブ)部分の地盤耐力を無視する構造を対象に検討されるものである。

一般に、造成地地盤上のトラブルの多くは、擁壁背面の片盛り土の転圧不足であったり、あるいは、切り盛土境目付近における雨水の浸入・浸透等に対応すべき施工が十分に成されなかった場合、その後における立地建物の不具合により発見される。例えば、崖面を保護する擁壁に至近して設けられる擁壁付きの宅地等では、長期間に渡り降雨が繰り返されると、その背面の客土が流失し水道(空洞)が形成されて地表面が陥没する場合などである³⁴⁾。

以上のような場合に、対症療法的な従来技術で安易な対策を講じると、基礎構造が煩雑なものになりがちである³⁵⁾。合理的にフーチング基礎構造を決定する場合の設計事例として、ここでは(2)でふれる。

事例(B)は、山岳地の急峻な斜面上に計画される構築物(橋台)、 $n = 5$ 構造モデルで、剛体基礎一基内における段切り斜面部分の扱いが問題となる場合の参考を示したものである。

すなわち、地震時においてフーチングその部分と地盤との分離現象が懸念される場合や、軟弱地盤(破碎帯)の露呈等、計画・設計・施工段階におけるリスク削減に対応するため、また、性能設計下において、広汎な形状の基礎構造を先取りして扱う設計現場サイトの手戻り回避に役だつことを目的に、斜面地盤の耐力を考慮する場合、しない場合のいずれの場合も、合理的に対応できる場合として(3)でその解析結果を簡単に紹介する。

なお、解析の際必要となる入力パラメータに対応する既知データを表-1(i)に示す。また、表-1では、設計

表-1
(i) 既知データ入力ステップ

解析ステップ				事例(A)				事例(B)			
				ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6	ケース 7	
				梁理論 (従来法)	修正変位法	修正変位法	重ね合せによる 最適化手法	修正梁理論 ²⁰⁾ (合理式)	修正変位法	重ね合せによる 最適化手法	
着目する項目											
入力パラメータ	ブロック数		単位	$n_{\max}=5$				$n_{\max}=5$			
	形状寸法	$L \cdot b$		7.93 (=0.65+2.99+0.65+2.99+0.65), (縦断幅)				14.00 (=5.00+1.50+3.65+1.35+2.50), (縦断幅)			
		a_1, b_1	0.65, 9.75				5.00, 1.00				
		a_2, b_2	2.99, 0.00				1.50, 0.00				
		a_3, b_3	0.65, 9.75				3.65, 1.00				
		a_4, b_4	2.99, 2.60				1.35, 0.00				
	a_5, b_5	0.65, 9.75				2.50, 1.00					
	段 差	$z=1$	-	0.00	0.00	-	-	0.00	-		
		$z=3$	-	0.00	3.00	-	-	5.00	-		
		$z=4$	-	0.00	3.00	-	-	-	-		
$z=5$		-	0.00	3.00	-	-	9.50	-			
外力関係	作用位置	d	2.76		3.21		3.38		4.21		
	鉛直分力	N_0	1,006.9				3,427.08				
	水平分力	H_0	166.4				927.74				
	曲げ M	M_0	2,780.1		3,234.43		11,578.58		14,421.85		
地盤反力係数			(変位計算時導入)	最終値	最終値	(変位計算時導入)	(変位計算時導入)	最終値	(変位計算時導入)		
鉛直方向 k_V			$k_V=7,600, k_S=1,900$	$k_V=7,600, k_S=1,900$	$k_V=7,600, k_S=1,900$	$k_V=7,600, k_S=1,900$	$k_V=140,617, k_S=35,154$	$k_V=140,617, k_S=35,154$	$k_V=140,617, k_S=35,154$		
水平方向 k_S				$k_V=7,600, k_S=1,340$	$k_V=7,600, k_S=1,900$			$k_V=140,617, k_S=30,904$		$k_V=140,617, k_S=5,291$	

(ii) 仮想フラット地盤面・段差フラット地盤面に発現する接地圧分布および変位の解析結果

着目点の評価項目		単位	仮想フラット面	仮想フラット面	段差フラット面	仮想フラット面	仮想フラット面	段差フラット面	仮想フラット面
圧縮端 ~ 荷重位置 $d(d_0)$		[m]	2.76	2.76	2.76 (3.21)	(3.21)	3.38	3.38 (4.21)	(4.21)
反対縁 ~ 中立軸位置 $y(y_0)$		[m]	0.72	0.72	(2.18)	(2.18)	-2.74	(0.07)	(0.07)
圧縮端 ~ 中立軸位置 x_y		[m]	8.65	8.65	10.11	10.11	11.26	14.07	14.07
地盤との接触領域 x_n		[m]	7.93	7.93	7.93	7.93	10.15	14.00	14.00
鉛直分割力 における 接地圧分布	σ_{max}	[kN/m ²]	78.26	78.26	67.67	67.68	708.02	587.07	587.07
	σ_1		72.38	72.38	63.32	63.32	393.55	378.49	378.49
	σ_2		45.31	45.31	43.30	43.30	299.21	315.91	315.91
	σ_3		39.43	39.43	38.95	38.95	69.64	163.64	163.64
	σ_4		12.36	12.36	18.93	18.93			
	σ_5		12.36	12.36	18.93	18.93			
	σ_{min}		6.48	6.48	14.57	14.58	接地圧の生 じない状態	107.32	107.32
	Q_{v1}		477.34	477.33	415.09	415.10	2,753.94	2,413.92	2,413.92
	Q_{v3}		268.53	268.53	260.63	260.63	673.14	875.20	875.20
	Q_{v5}		201.32	201.32	224.98	224.98	-	137.95	137.95
水平分割力 における 接地圧分布	τ_{max}	[kN/m ²]	12.93	6.21	2.38	11.18	191.67	52.79	158.92
	τ_1		11.96	6.68	7.40	10.46	106.54	84.23	102.46
	τ_2		7.49	6.68	7.40	7.16	81.00	119.91	85.52
	τ_3		6.52	6.68	7.40	6.44	18.85		44.30
	τ_4		6.52	6.68	7.40	6.44			
	τ_5		2.04	6.68	7.40	3.13			
	τ_6		2.04	6.68	7.40	3.13			
	τ_{min}		1.07	4.71	7.40	2.41	接地圧の生 じない状態	129.49	29.05
	Q_{h1}		78.89	39.37	15.07	68.59	745.51	263.96	653.47
	Q_{h3}		44.38	39.37	46.90	43.07	182.22	340.04	236.92
水平分割力に おける 段差 毎の分割力	Q_{h4}	[kN]	33.27	48.29	57.53	37.18	-	323.73	68.97
	Q_{h5}		9.87	39.37	46.90	17.55	-	323.73	37.34
	F_{S1}		3.63	7.27	6.77	16.52	3.63	5.04	3.43
	F_{S2}		3.63	4.09	3.81	3.33	3.63	1.64	1.20
	F_{S3}		3.63	2.50	2.33	2.35	3.63		
	F_{S4}		3.63	0.91	1.20	1.36	3.63	0.52	1.20
	F_{S5}		3.63				2.21		2.21
	F_{S6}		3.63				2.21		2.21
	F_{S7}		3.63				2.21		2.21
	F_{S8}		3.63				2.21		2.21
抵抗曲 げモー メント + ($Q_{hi} \cdot z_i$)	$M = \sum M_i$	[kN・m]	2,780.10	2,780.10	3,234.08	3,234.08	11,578.58	14,421.85	14,421.85
	$(Q_{vi} \cdot li)$		2,780.10	2,780.10	2,780.10	3,234.08	11,578.58	11,578.58	14,421.85
	$(Q_{hi} \cdot z_i)$		0.00	0.00	453.98	0.00	0.00	2,843.27	0.00
	水平変位 δ_x		-0.00326946	-0.00351470	-0.00125187	-0.00326946	-0.00236686	-0.00239611	-0.00236686
	鉛直変位 δ_z		0.01029677	0.01029760	0.00890460	0.00890379	0.00483594	0.00417501	0.00417497
	回転角 α_0		-0.00119093	-0.00119104	-0.00088101	-0.00088082	-0.00039524	-0.00029667	-0.00029666
	・凡例								
	接地圧分布と変位および 摩擦力(滑動抵抗力)								
	↑: 接地圧分布と変位を示す →: 摩擦力(滑動抵抗力)を示す								

現場で通常行う工法選定過程において、比較・検討する手順毎の解析ステップをカウントし、解析結果を表-1(ii)に示す。

(2) 事例(A) 段差フーチングを有する場合の検証

本節では、事例(A) 構造プランを対象に検証する。

a) 表-1, ケース1 欄に示す現行法による解析検証

従来から、段差フーチング基礎構造の接地圧は、仮想フラット地盤面上にその構造を投影した底面形状を対象に求められてきている。そうすることにより、力のつり合い3条件が静定構造として簡便に扱える。したがって、現行法による簡便な手順をまず紹介する。

解析にあたり、表-1(i) 既知データに基づいて底面形状に関する力学性能を算定する。すると、事例(A) 底面構造に関する(b) 解析モデルにおいて、対応するパラメータ(底面の二次モーメント I 等)が与えられる。一般に、静的状態での接地圧は、地盤係数法を変形した梁理論式(20)²⁰⁾を適用して求められる。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} \\ \sigma_{\min} \end{array} \right\} = \frac{N_0}{A} \pm \frac{M_0}{I} \cdot k \quad (20)$$

ここに、

$\sigma_{\max}$: 圧縮縁端 O 点の最大接地圧 (= 78.26 [kN/m²])

$\sigma_{\min}$: O 点の反対縁端の最小接地圧 (= 6.48 [kN/m²])

A : 底面積 (= 26.787 [m²])

I : 底面における二次モーメント (= 192.677 [m⁴])

k_i : 圧縮縁端 O 点から図心までの距離 (= 4.493 [m])

k_2 : 図心から圧縮の反対縁端までの距離
(= 3.437 [m])

以上の算定結果から、事例(A) の場合は底面形状における偏心方向の核 (= 2.093 [m]) 以内の偏心距離 e_0 に、鉛直分力が作用していることが分かる(式(21)参照)。

$$e_0 = k_1 - d = 4.493 - 2.760 = 1.732 \text{ [m]} \quad (21)$$

これらから、梁理論式(20)を適用し仮想フラット地盤面に投影して着目点位置の接地圧を見ると、図-14に示すように、結局、表-1(ii) 最下段で表現する剛体基礎一基内における接地圧は、台形分布の形状で推定できることになる。なお、中立軸の位置 x_y は、式(13)による幾何学的な関係式に基づいて容易に求まる。

b) ケース2 欄に示す修正変位法に基づく ($z_i = 0$) 検証

この項では、不静定構造となる段差フーチング基礎を対象に、本論文が新たに提案する修正変位法を適用し、その結果を検証する。この場合、ケース1の現行法との力学的な整合性を明らかにしておくため、段差フーチング底面の高さが ($z_i = 0$ [m]) であるフラット構造を対象に検討する。

・連立方程式(11)の展開と変位・接地圧の検証

図-13のフローに沿って、手順(1) → (2) → (3)を実行する。まず、水平・鉛直地盤反力係数の初期値およ

表-2 ケース2 剛性マトリックス要素 ($k_{Sib} = 1340$)

i 段目	A_{xx}	$A_{xy}(A_{yx})$	$A_{xa}(A_{ax})$	A_{yy}	$A_{ya}(A_{ay})$	A_{aa}
1	12 041	0	0	48 165	15 53	6 783
2	12 041	0	0	48 165	190 74	758 909
3	14 770	0	0	59 082	341 91	2 021 282
4	8 492	0	0	48 165	366 94	2 787 368
Σ	47 344	0	0	203 577	914 12	5 574 342

表-3 ケース2 連立方程式と圧縮端 O 点の変位

荷重	(剛性マトリックス)			変位 [m]
$H_0 = -166.4$	47 344	0	0	$\delta_x = -0.00351470$
$N_0 = 1 006.9$	0	203 577	914 712	$\delta_z = 0.01029760$
$M_0 = 2 780.1$	0	914 712	5 574 342	$\alpha_0 = -0.00119104$

び、図-14 段差フーチング基礎の変化点における座標値等(ただし、 $z_i = 0$)を、剛性マトリックスを構成する式(12)中に代入する。また、O点の変位(δ_x , δ_z , α_0)を未知数として剛性方程式(11)に組み込み数値計算を実行する。その際、繰り返し計算して収斂した剛性マトリックス要素を表-2に、圧縮縁O点でその解となる変位(δ_x , δ_z , α_0)を表-3に示す。

次に、表-3の変位を式(5)、式(6)に取り込み、また式中の着目点(O点からの位置 x_i)に、底面の変化点となる座標値($z_i = 0$ を考慮)を代入・計算する。

すると、それぞれの位置に発現する接地圧、例えば圧縮縁O点での最大接地圧 $\sigma_{\max} = 78.26$ [kN/m²] が算定できる。最終的に、表-1(ii) ケース2 最下段に示すように、ケース1と同様の台形分布の接地圧がフラット地盤面で推定できる。

・修正変位法の適用限界に関する検証

ここでは、段差フーチング地盤面に対する修正変位法の適用の限界について述べる。

1) 偏心荷重作用点における核に関する検証

3.(6) a) で指摘した引張力が算定される場合、されない場合のいずれの場合も、修正変位法では式(6)で与えられる結果の正負の符号で知ることができる。例えば、表-1(ii) ケース2 欄から、この事例では圧縮縁O点の反対縁における最小接地圧 $\sigma_{\min}$ が ($0 < \sigma_{\min} = 6.48$) で、正の値を示しているから引張力は生じない。このことは最下段の凡例図でも明らかなように、全底面が圧縮状態で地盤に接触していることになる。

他方、核外に偏心荷重が作用する場合は、前述したように、剛体基礎一基内の最上段ブロックの引張り領域の地盤材バネを取り除く数値計算法が知られている。本論文では図-12で説明したように、圧縮の反対縁端から中立軸までの距離 y として表す修正梁理論式(18), (19)を適用すると、圧縮力のみで外力とつり合う接地圧を合理的に算定できる。

表-4 初期状態における剛性マトリックス ($k_{Si(a)} = 1900$)

i 段目	A_{xx}	$A_{xy}(A_{yx})$	$A_{xa}(A_{ax})$	A_{yy}	$A_{ya}(A_{ay})$	A_{aa}
1	12 041	0	0	48 165	15 653	6 783
2	12 041	0	0	48 165	190 974	758 909
3	14 770	0	0	59 082	341 791	2 021 282
4	12 041	0	0	48 165	366 294	2 787 368
Σ	50 893	0	0	203 577	914 712	5 574 342

表-5 初期状態における剛性方程式と得られる変位

荷重	(剛性マトリックス)			変位 [m]
$H_0 = -166.4$	50 893	0	0	$\delta_x = -0.00326961$
$N_0 = 1\,006.9$	0	203 577	914 712	$\delta_z = 0.01029760$
$M_0 = 2\,780.1$	0	914 712	5 574 342	$\alpha_0 = -0.00119104$

2) 水平分割力が摩擦抵抗力を上回る場合の検証

摩擦抵抗力に関して水平分割力が上回る場合は、一般に、**3.(6) b)** で示すように式 (15) により判断される。これに鑑みて圧縮の反対ブロック底面におけるその安全率をケース 2 で見ると、最低値 ($F_{S5} = 1.2$) を保有していることが分かる。この結果は、**表-2** に示す水平方向地盤反力係数の収斂値 ($k_{Si(b)} = 1\,340$) に対応したもので、初期値 ($k_{Si(a)} = 1\,900$) に関しては、最も右側のブロック底面において式 (22) を与えている。

$$F_{S5} = \frac{Q_{v5} \cdot \mu}{Q_{h5}} = \frac{59.71 \times 0.6}{39.37} = 0.91 < 1.2 \quad (22)$$

この結果を**表-1** (ii) ケース 2 欄に示す (赤字)。ここで、滑動安全率の許容値を $F_{Sa} = 1.2$ とすると、式 (15) を確保するため、水平方向地盤反力係数の塑性化を考慮し、式 (16) における数値計算を実行する必要がある。

この説明のため、**表-4** に初期状態における剛性マトリックス要素を、また、**表-5** に初期状態に対する圧縮縁端 O 点の変位を参考に示す。

3) 分配比率に反する水平分割力の検証

表-1 (ii) ケース 2 で、水平分力の地盤面毎における配分荷重が、分配比率に反してバラバラに算定される (Q_{hi} 参照)。必ずしも解析要件とはならないが、前項の安全率 ($F_{S5} = 1.20 \div F_{Sa} = 1.2$) で見ると、およその値は確保されるものの、フラット ($z_i = 0$) 状の剛体基礎一基内において、同じ条件下におけるブロック底面の安全率が、修正変位法では等しいものとして与えられていない。このことは、**3.(6) c)** で見てきたように、クーロン式 (17) においても矛盾する (**表-1** (ii) ケース 2, 滑動安全率参照)。また、ある文献¹¹⁾が谷側最下面 (本論文では圧縮側最下段ブロック底面) における局所安全率の低下を示すことに対して、事例ケース 2 では、最下段ブロック地盤面での安全率は、いずれのブロック底面の安全率よりも大きく、最大値を示している (**表-1** (ii) ケース 2, 滑動安全率 $F_{S1} = 6.77$ 参照)。 ($z_i = 0$) で

表-6 ケース 3 連立方程式と得られる変位

荷重	(剛性マトリックス)			変位 [m]
$H_0 = -166.4$	50 893	0	116 557	$\delta_x = -0.00125187$
$N_0 = 1\,006.9$	0	203 577	914 712	$\delta_z = 0.00890460$
$M_0 = 2\,780.1$	116 557	914 712	5 924 018	$\alpha_0 = -0.00088101$

($k_{Si} = 1\,900$)

フラット状の地盤を対象に修正変位法を適用した場合算定される、分配比に反する水平分割力は、段差を有する次のケース 3 の場合も同様に現れる。

c) ケース 3 欄に示す修正変位法に基づく ($0 < z_i$) 検証

本項では段差フラット地盤面の高さ $z_i = 3$ [m] を考慮した構造を対象に検証する。高さ (z_i) 以外はケース 2 と同じパラメータの値を適用する。

・変位に対応する接地圧分布の検証

図-13 のフローに沿って、手順 (1) $\rightarrow$ (2) $\rightarrow$ (3) を実行する。具体的には**表-1** (i) 既知データに基づく入力ステップに基づいて、剛性マトリックス要素や荷重条件を式 (11) のパラメータに代入し、連立方程式を演算するステップに移行する。すると、連立方程式 (11) は水平方向地盤反力係数の初期値に対応して、O 点位置での解となる変位 ($\delta_x, \delta_z, \alpha_0$) を**表-6** のように与えて収斂している。

したがって、**図-14** 事例 (A) の段差フラット底面形状の変化点 (z_i, x_i 等) の値と、得られた変位を式 (5), (6) に代入すると、**表-1** (ii) ケース 3 欄に示すように、着目点の評価項目に対応する接地圧が算定できる。特に滑動安全率に着目すると、このケースの場合、 $F_{S5} = 1.36 > F_{Sa} = 1.2$ で許容値以上の値が保持されるため、水平方向地盤反力係数の繰り返し低減は必要でないことが分かる。このように修正変位法における適用限界条件に抵触しない場合は、直ちに対応する解が得られる。また、中立軸の位置は圧縮端 O 点からの距離として、 $x_y = 10.11$ [m] が算定される。

中立軸の位置 x_y が決定されると、**図-14** 事例 (A) の想定モデルのパラメータは容易に算定できる。例えば、外力換算値 (N_0, H_0, M_0) に対応する反力は、段差フラット面に配分される水平・鉛直分力の接地圧から求められる水平方向の合力 Q_{hi} 、鉛直方向の合力 Q_{vi} および O 点に関する曲げモーメント M_i からそれぞれ式 (23), (24) および式 (25) に示すように求めることができる (**表-1** (ii) ケース 3 欄参照)。

$$H_0 = \sum_{i=1}^n Q_{hi} = -166.40 \text{ [kN]} \quad (23)$$

$$N_0 = \sum_{i=1}^n Q_{vi} = -1\,006.90 \text{ [kN]} \quad (24)$$

$$M = \sum_{i=1}^n M_i = 3\,234.08 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \quad (25)$$

ただし,

$$\begin{aligned} M &= M_0 + \Delta M = \sum_{i=1}^n Q_{vi} \cdot l_i + \sum_{i=1}^n Q_{hi} \cdot z_i \\ &= 2\,780.10 + 453.98 = 3\,234.08 \text{ [kN} \cdot \text{m]} \end{aligned} \quad (26)$$

以上から、段差フーチングの全体的なせん断抵抗力の発現は、結局、式(26)に見る曲げモーメントの増分荷重 ΔM として評価されていることが分かる。

以上のことは、3.(5) ステップ3で式(14)としてすでに示したように、外力の初期値 M_0 に増分荷重 ΔM を加えることにより、重ね合せて表すことができる。すなわち、圧縮縁端 O 点からの全鉛直荷重作用点 d_0 の位置は次のように計算できる。

$$\begin{aligned} d_0 &= \frac{M}{N_0} = \frac{M_0 + \Delta M}{N_0} = d + \frac{\Delta M}{N_0} = d + \Delta d \text{ [m]} \quad \text{再出} \\ &= \frac{3\,234.08}{1\,006.90} = \frac{2\,780.10 + 453.98}{1\,006.90} = 2.76 + \frac{453.98}{1\,006.90} \\ &= 2.76 + 0.45 = 3.21 \text{ [m]} \end{aligned} \quad (14)$$

・修正変位法における改善検証

本論文では、がけ面の近傍や斜面(傾斜)地盤上に段差スペースを設けてフーチングを構築する場合、平坦地に比べて不安定と成り易い地盤条件に対する力学的な負担の軽減を図るため、フーチング側から見た力のつり合い3条件を修正変位法を適用して検討してきた。以上のことはこの段階で次のように整理することができる。

1) 鉛直荷重に対する評価

最大接地圧分布の改善を評価すると、式(27)で表すことができる。

$$\text{改善率} = \frac{\text{ケース 3}}{\text{ケース 1}} = 1 - \frac{\sigma_{\max} = 67.67}{\sigma_{\max} = 78.26} = 0.14 \quad (27)$$

すなわち、その効果はおおむね 14% の改善につながる可能性のあることを示している。

2) 水平荷重に対する評価

表-6で見るように解析結果が収斂しているため、全体的にはつり合っているものと推定される。

しかしながら、これを表-1(ii) ケース3水平分力における分割力の詳細で見ると、この場合 ($0 < z_i$) も ($0 = z_i$) の場合と同様に、分配率に異なる値が配分される。特に、応力集中の影響によるせん断力の負担応力が過少評価される圧縮ブロック側では、その結果における安全率は 16.52 倍を算出している。この傾向は、事例(B) ケース6の場合も同様である。

したがって、修正変位法における分配率に対する分割力(せん断応力)の取り扱いについては、次の最適化検証ステップ(ケース4)に移行して検討する。

図-15 文献²³⁾データに基づく簡便な解析例

d) 水平分割力における修正変位法の最適化検証

すでに 3.(6) c) で、滑動に関する水平分力に対する分割力の配分不一致問題を示し、4.(2) でその対応策を明らかにしたが、ここでは、より具体的にその手順を述べる。

修正梁理論式の適用にあたり、基本的には鉛直分力であれ水平分力であれ、これらの作用点が複合荷重の配分比率 ($\tan^{-1} \theta = H/V$) に依らず、独立して圧縮縁端 O 点からの距離として同一に取り扱うことができることを利用する。

まず、ケース3において明らかになった段差フーチング直下の全体的な摩擦抵抗力の発現により、重ね合せ理論式に基づいて決定される圧縮縁端 O 点からの距離 $d_0 (= M/N_0 = 3.21 \text{ m})$ と、仮想地盤面に投影された段差フーチング底面の形状データ (a_i, b_i) とを用いて(表-1(i) ケース4参照) 計算をすすめる。

最適化の際、図-13のフローに基づく手順(1, 2, 3', 4)にしたがって進める。一次方程式(18)においては、 $n = 5$ モデルに基づく付表-1の構成式を適用する。すると、圧縮縁端 O 点の反対縁端から $0 < y$ となる条件をもつ y として、式(18)の解となる中立軸の位置 $y = 2.18 \text{ [m]}$ が算定される(図-13手順5, 図-12(a)-(i)参照)。

最終的には、ここで算定される中立軸 y の位置に基づき、剛体基礎一基内における段差フーチング投影基礎底面の着目点に発現する鉛直・水平分力の分割力および対応接地圧が求まることとなる(表-1(ii) ケース4欄, 図-13手順5 → 7 → 8 → 9参照)。

(3) 事例(B) 段差フーチングの場合の検証

まず、ここでは文献データ²³⁾に基づいて現行法により算定された設計情報を図-15に紹介する。なお、データ(従来単位)は SI 系に換算表示した。

この構造は最初から段切りのり面部分の地盤耐力を考慮し、そこに接地圧を分布させる構築物として検討されたものである。ここでは段切り斜面地盤上のリスク回避の観点から、参考として接地圧を分布させない場合の構造を検討した。

図-16 文献¹⁴⁾に基づく照査手順

表-1, 事例(B) ケース5欄には共有した文献入力データ²³⁾に基づいて(表-1(i)参照), 修正梁理論²⁰⁾を展開し, 結果を同表(ii)に示す. ケース6欄では修正変位法を適用し結果を表-1(ii)に示す. また, 各段差毎に与えられた分配比に反するその配分力を, 最適化し, クーロン式に照らして整合する解析結果を, 安全率を含めてケース7欄で紹介している.

結局, 最適化の結果を概観すると, 鉛直力 N に関しては最下段に示すように段差フーチング一基の全底面が圧縮状態でつり合い, 水平力 H に関しては前出コンターで示すように, 鉛直分力に対応して圧縮縁端 O 点側にその最大を示し, O 点の反対縁端方向に逐次減少している. 詳細を表-1(ii) ケース7欄で見ると, その比率に対応する鉛直・水平分割力が, それぞれのブロック接触面に配分されると同時に, モール・クーロン基準式に照らして, せん断力との係りを, まさに, 比例するかたちの接地圧で算定されていることが確認できる. また一基内の滑動安全率($F_{Si} = 2.21$)は, 文献と単に比較することはできないが, 参考を示すと($F_{Si} = 2.19$)で概ね一致する.

図-16は2.(4), 図-4で説明した現行法において実用される具体的照査法¹⁴⁾を筆者らが(一部加筆して)引用²⁹⁾したものであるが, 応力集中による圧縮側ブロック底面 a_1 の滑動安全率卓越現象は, 結局, 水平分割力が, 鉛直分割力に対して過少に算定されており, このことは圧縮端ブロックの基部 a_1' に発現するせん断応力の過少評価につながるおそれがある. 最適化評価では, その水平分割力(= 653.47 [kN])が配分されており, したがって, 従来の変位法におけるこの種の算定では, 危険側の接地圧を与えることは考えておく必要がある.

文献²⁹⁾では, フーチング側の設計条件とする傾斜荷重が作用した場合の地盤支持力は, 実験値に比較して大きな値を計算するとして, 荷重傾斜角 θ 分だけ仮想フラット地盤面への投影面積を補正するすべり角 ω を配慮している(図-16参照). この結果, 支持力値はより実験値に近づき, すべり線も実験値に近づくという知見が得られている.

なお, 現行法では鉛直荷重に関して投影幅 L を考慮した接地圧を, また, 水平荷重に関しては接地圧が減少するのに対してその投影面 L' (補正して低減した面積)を配慮し, 鉛直力を再配分して水平力で除する結果に対して, 滑動の安定を照査するものとしている.

6. おわりに

本論文では, 斜面上に立地する各種構築物における直接基礎を合理的に設計するため, 接地圧分布・変位を簡便に計算する新たな修正変位法を提案した. 一般に, 傾斜地盤を利用して造成地敷地面積の拡大を効率的に図るために, 段差フーチング構造が基礎形式として良く用いられるが, 斜面を段切りする際, 段差フーチング構造の設計法が問題となる.

既報において, 平坦な地盤上に長方形を任意に組み合せた剛体基礎底面を考え, 比較的単純な仮定に基づいて接地圧分布等の推定法を提案した. 本論文では, この推定法が段差フーチング構造にも適用できることを示した. また, いくつかの具体的基礎を対象に, 地盤係数法に基づく修正変位法に基づき数値シミュレーション解析を実行し, 現行法や修正モデルにおける問題点を指摘するとともに, 提案計算法の適用性・妥当性を検証した.

検証結果における主要な成果を以下にまとめる.

- 1) 偏心方向に任意に分割し, また組合せた段差を有するフーチングの底面形状に関して, 基礎を構成する各ブロックの偏心方向の底面定数 a_i に対し, 直交方向の定数 b_i を定めたことで, 段差フーチング剛体基礎一基の基礎構造を多岐に扱えることを示した.
- 2) 平坦地に比べて, 力学的に不利となる段差フーチング基礎構造を対象に, 複合荷重の鉛直分力に対応する水平分力を分割し, 一基内における各フラット面に再配分して負担させた場合のせん断抵抗力の増分を与える連立方程式を誘導した.
- 3) 上記せん断抵抗力の増分による効果により, 既報における設計荷重作用点 d が, 増分荷重作用点(Δd)だけ圧縮縁端 O 点の反対縁端方向に移動することを示した. また, この増分を用いて累加荷重作用点 d_0 を再定義し, 仮想フラット地盤面上に接地圧を投影するのに関する重ね合せ理論を構築した.
- 4) 以上の手法を適用して具体的な段差フーチング構造を対象にシミュレーションを実施し, 平坦地に比べて不利となる力学性状(接地圧)の改善に寄与できる合理的な手法であることを定量的に明らかにした.
- 5) 他方, 計算過程で提案手法(修正変位法)の適用の

付表-1 台形分布の解析『解』 ($\gamma y + c = 0$) 一次方程式 (18) の係数

n	γ	c
2	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2 & -3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1 & -3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
3	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \\ +a_3 b_3 \{a_3+2a_1+2a_2 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2+3a_3 & -3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1+3a_3 & -3d\} \\ +a_3^2 b_3 \{a_3+3a_1+3a_2 & -3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2+a_3\} \\ +a_2 b_2 \{d-a_1\} \{a_3\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
4	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \\ +a_3 b_3 \{a_3+2a_1+2a_2 & -2d\} \\ +a_4 b_4 \{a_4+2a_1+2a_2+2a_3 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2+3a_3+3a_4-3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1+3a_3+3a_4-3d\} \\ +a_3^2 b_3 \{a_3+3a_1+3a_2+3a_4-3d\} \\ +a_4^2 b_4 \{a_4+3a_1+3a_2+3a_3-3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2+a_3+a_4\} \\ +a_2 b_2 \{d-a_1\} \{a_3+a_4\} \\ +a_3 b_3 \{d-a_1-a_2\} \{a_4\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
n 対応の 一般式	$3 \sum_{i=1}^n a_i b_i \left(2 \sum_{k=1}^n a_k - a_i - 2d \right)$	$\left\{ \sum_{i=1}^n \left(a_i^2 b_i \left(3 \sum_{k=1}^n a_k - 2a_i - 3d \right) \right) \right\} - 6 \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} \left(a_i b_i \left(d - \sum_{k=1}^i a_{k+1} \right) \left(\sum_{k=i+1}^n a_k \right) \right) \right\}$ ただし, $a_0=0$

付表-2 三角形分布の解析『解』 ($\alpha y^3 + \beta y^2 + \gamma y + c = 0$) 三次方程式 (19) の係数

n	α	β	γ	c
2	b_2	$-3 b_2 \{a_1+a_2 & -d\}$	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2 & -3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1 & -3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
3	b_3	$-3 b_3 \{a_1+a_2+a_3 & -d\}$	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \\ +a_3 b_3 \{a_3+2a_1+2a_2 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2+3a_3 & -3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1+3a_3 & -3d\} \\ +a_3^2 b_3 \{a_3+3a_1+3a_2 & -3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2+a_3\} \\ +a_2 b_2 \{d-a_1\} \{a_3\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
4	b_4	$-3 b_4 \{a_1+a_2+a_3+a_4 & -d\}$	$3 \begin{Bmatrix} a_1 b_1 \{a_1 & -2d\} \\ +a_2 b_2 \{a_2+2a_1 & -2d\} \\ +a_3 b_3 \{a_3+2a_1+2a_2 & -2d\} \\ +a_4 b_4 \{a_4+2a_1+2a_2+2a_3 & -2d\} \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} \{ \begin{matrix} a_1^2 b_1 \{a_1+3a_2+3a_3+3a_4-3d\} \\ +a_2^2 b_2 \{a_2+3a_1+3a_3+3a_4-3d\} \\ +a_3^2 b_3 \{a_3+3a_1+3a_2+3a_4-3d\} \\ +a_4^2 b_4 \{a_4+3a_1+3a_2+3a_3-3d\} \end{matrix} \} & -6 \{ \begin{matrix} a_1 b_1 \{d\} \{a_2+a_3+a_4\} \\ +a_2 b_2 \{d-a_1\} \{a_3+a_4\} \\ +a_3 b_3 \{d-a_1-a_2\} \{a_4\} \end{matrix} \} \end{Bmatrix}$
n 対応の 一般式	b_n	$-3 b_n \left(\sum_{i=1}^n a_i - d \right)$	$3 \sum_{i=1}^n a_i b_i \left(2 \sum_{k=1}^n a_k - a_i - 2d \right)$	$\left\{ \sum_{i=1}^n \left(a_i^2 b_i \left(3 \sum_{k=1}^n a_k - 2a_i - 3d \right) \right) \right\} - 6 \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} \left(a_i b_i \left(d - \sum_{k=1}^i a_{k+1} \right) \left(\sum_{k=i+1}^n a_k \right) \right) \right\}$ ただし, $a_0=0$

限界(特に、段差フーチング剛体基礎内のブロック毎の水平分割力が、荷重傾斜比に反してバラバラに配分される欠点のあること)を明らかにした。

加えて、重ね合せ理論により修正梁理論を適用し、その最適化に取り組み、複合荷重の配分比率($\tan^{-1} \theta = H/V$)に対応する鉛直および水平分割力がつり合い条件下で合理的に算定できることを示した。

以上、修正変位法に基づいて本論文が提案する新しい手法は、対象とする底面形状に制約はあるものの、与えられた具体的な段差フーチング基礎構造に関して接地圧分布や変位を定量的に示している点、繰り返し手順も電算化により連続的な演算を可能にしている点で従来法よりも優れ、また、維持・管理面においても現行法を補強してゆくものと考えている。

終わりにあたり、設計現場の課題対策において、その適用・拡大で解決の一助となれば幸いである。

謝辞： 本論文をまとめるにあたり、建山和由・立命館大学教授、木村亮・京都大学教授から有益な助言をいただき、磯部公一助教(現長岡技術科学大学)には多大なご協力をいただきました。酒匂一成助教(現鹿児島大学)に適切な助力をいただきました。ここに、深甚

なる謝意を表します。

また右城猛博士の文献は多くの示唆を与えるものでした。記して謝意を表します。

付録

付表-1、付表-2に示す。

参考文献

- 例えば、横浜市まちづくり建築局：横浜市がけ関係小規模建築物技術指針ーがけ上編ー，pp. 15-49, 2010.
- 地盤工学会，傾斜地と構造物編集委員会：傾斜地と構造物，まえがき，pp. 1-6, 1997.
- 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，p.96, 2008.
- 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp. 15-26, 2006.
- 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 77-122, 2001.
- 林業土木コンサルタンツ：森林土木構造物標準設計解説書(III)，pp. 9-13, 1982.
- 日本建設機械化協会：新編防雪工学ハンドブック，p.185, p. 204, 2000.
- 日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引き，p. 65, 1988.
- 柴田直光：基礎反力の解法，はしがき，pp. 1-19, 鹿島研究所出版会，1965.
- 大崎順彦，川崎孝人：偏心荷重をうけた基礎盤に関する一実験，建築研究報告，No. 18, pp. 1-23, 1956.

- 11) 中島英治, 田原賢二, 前田良刀: 斜面上基礎の設計, 土木学会論文集, 第 355 号/VI-2, pp. 46-52, 1985.
- 12) 毛戸秀幸, 前田良刀, 上原精治, 日下部治: しらす斜面上の段切り基礎の大型模型載荷実験, 土木学会論文集, 第 397 号/VI-9, pp. 75-84, 1988.
- 13) 前田良刀, 落合英俊, 日下部治: 段切り形状を考慮した斜面上の直接基礎の支持力評価式, 橋梁と基礎, pp. 19-26, 1991.
- 14) 東・中・西日本高速道路株式会社: 設計要領第二集, pp.4-22 ~4-33, 2011.
- 15) 総合土木研究所: 基礎工, 特集最近の地盤・基礎工の耐震設計・補強(その1), pp. 1-75, Vol. 35, No. 2, 2007.
- 16) 監修建設省建設経済局民間宅地指導室, 編集宅地防災研究会: 宅地防災マニュアルの解説(改訂版)[1], pp. 73-89, ぎょうせい, 1998.
- 17) 総合土木研究所: 基礎工, 特集住宅基礎設計の最新動向ー小規模建築物基礎設計指針の改定をふまえて, pp. 2-9, 2008.
- 18) 日本道路協会: 道路土工ー擁壁工指針, pp. 39-315, 2012.
- 19) 監修 農林水産省農村振興局整備部設計課, 農業土木学会: 土地改良事業計画設計基準 設計「農道」基準書・技術書, p. 623, 2005.
- 20) 植田謙三, 深川良一: 中心軸に関して対称形の剛体基礎底盤の接地圧分布簡便計算法, 土木学会論文集, No. 736/III-63, pp. 51-65, 2003.
- 21) 植田謙三, 深川良一: 中心軸に関して対称形の剛体基礎底盤における弾塑性域を考慮した接地圧分布・変位簡便計算法, 土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 1, pp. 126-144, 2010.
- 22) 右城猛, 矢野光明, 前田史男: 地盤係数法を用いた段切り基礎の地盤反力算定法, 第 27 回土質工学研究発表会(高知), pp. 1717-1718, 1992.
- 23) 藤森哲, 栗原利栄, 山口幸雄: 橋台・橋脚の設計 1 (第 2 版), pp. 103-110, オーム社, 1975.
- 24) Dr. Wilhelm Schnidtmann: Beitrag zur Ermittlung von Fundamentpressungen: Näherungsberechnung des durch Einzellasten beanspruchten Trägers auf stetiger, nachgiebiger Unterlage, 1920.
- 25) 谷口忠: 塔状建造物の基礎不完全固定が周期に及ぼす影響, 建築雑誌, Vol. 48, No. 584, pp. 341-345, 1934.
- 26) 土木学会, 東日本大震災特別委員会: 報告, 土木學會誌, Vol. 96, pp. 34-68, 2011.
- 27) 日本建築学会: 特殊コンクリート構造設計基準・同解説, pp. 38-40, 1952.
- 28) 日本建築学会: 建築基礎構造設計基準・同解説, pp. 97-317, 1960.
- 29) 小畑陽康, 佐藤孝, 大串久之: 斜面上に設けられる階段状橋梁基礎の支持力に関する研究, 日本道路公団試験所報告, Vol. 25, pp. 109-126, 1988.
- 30) 鹿島建設土木設計本部: 基礎構造物ー新・土木設計の要点 4, pp. 20-24, 2003.
- 31) 大地羊三, 染谷弘, 山田晃, 編者土木学会: わかり易い土木講座数学, pp. 15-24, 彰国社, 1969.
- 32) 鈴木道夫: 図解道路用語事典, p.70, 山海堂, 1982.
- 33) 建設省土木研究所: 第 42 回建設省技術研究会報告, 土木技術資料, Vol. 31, No. 3, pp. 34-37, 1989.
- 34) NPO 住宅地盤品質協会・住宅基礎地盤の失敗例に学ぶ編集委員会: 強い住宅地盤ー住宅基礎地盤の失敗例に学ぶー, pp. 227-228, 総合土木研究所, 2011.
- 35) 総合土木研究所: 特集 擁壁に近接した戸建住宅基礎の課題と解決策, 基礎工, Vol. 37, pp. 1-55, 2009.

(2012. 11. 30 受付)

NEW CALCULATION METHOD OF THE DISTRIBUTION OF GROUND CONTACT PRESSURE AND DISPLACEMENT BASED ON AN IMPROVED ROCKING-SWAY MODEL AT THE BOTTOM OF FAULTING FOOTINGS ON SLOPE

Kenzo UEDA and Ryoichi FUKAGAWA

This paper deals with a rational design method of contact pressure distribution and displacement at the bottom of faulting footings on slope. The faulting footings are well used for effective enlargement of development area, but the design of faulting footings is sometimes problematic. We have already published a rational design method of contact pressure distribution and displacement at the bottom of flat footings. We showed that this design method was applicable to the cases of faulting footings by carrying out some numerical simulations based on new design method for some concrete structures of faulting footings.