

粘性土上に砂質土を有する二層地盤における支持力式の提案

A proposal on bearing capacity equation of spread foundations on sand overlying clay

山本健太郎*

Kentaro Yamamoto

*博士(工学), 鹿児島大学助手, 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

The ultimate bearing capacity of surface foundations on a sand layer overlying clay has been theoretically investigated. First, the kinematic approach of limit analysis is used to calculate the upper bound of the true ultimate bearing capacity. The kinematic solutions are upper bounds and their accuracy depends on the nature of the assumed failure mechanism. This approach makes it convenient to create design charts, and it is possible to trace the influence of parameters. Second, the commercial finite element program ABAQUS is applied to obtain the ultimate bearing capacity based on the elasto-plastic theory. ABAQUS solves problems with material non-linearity by employing a Newton-Raphson iterative scheme with automatic incrementation. Results obtained from the kinematic approach were compared with those from the program ABAQUS and the limit equilibrium equations proposed by Yamaguchi (1963), Meyerhof (1974) and Okamura et al. (1998). Finally, the validity of not only the results from the kinematic approach but also the results from the limit equilibrium equations was examined.

Key Words: foundation, bearing capacity, upper bound method, finite element method, limit equilibrium method

キーワード: 基礎, 支持力, 上界法, 有限要素法, 極限釣合い法

1. はじめに

均一地盤上の浅い基礎に対する支持力や破壊メカニズムは、Terzaghi¹⁾の研究以来、現在までかなり明らかにされている。しかし、埋立地盤あるいは表層等を改良した地盤、さらには自然地盤でも強度が層状に変化していることが多い。このような不均一地盤である二層地盤(上部砂層、下部粘土層)における極限支持力や破壊メカニズムについては、均一地盤に比べると未解明なものが多い。また、二層地盤の極限支持力に関しては均一地盤と異なり、明確な理論解は得られていない。有限要素解析なども近年、急速に普及し、複雑な境界条件や二層地盤のような不均一地盤に対しても大変有効である。しかし、要素分割や解析手法、解析モデル並びに地盤定数の選定に対して経験や多少の試行錯誤は避けられない。よって、実務レベルでの基礎の設計においては幅広い支持を得るに至っていないと考えられる。

粘性土上に砂質土を有する二層地盤における極限支持力に関する研究としては、山口^{2), 3)}, Meyerhof⁴⁾, Hanna and Meyerhof⁵⁾, Hanna⁶⁾, Kraft and Helfrich⁷⁾, Kenny and Andrawes⁸⁾, 岡村ら^{9), 10)}, 水野と土田^{11), 12)}, Michalowski and Shi¹³⁾などの研究が挙げられる。山口^{2), 3)}は、基礎上の荷重

が砂質土層中を分散して粘性土層上に広がり、この分散された荷重で粘性土地盤の破壊が生じる分散破壊メカニズムを提案し、簡易な支持力算定法として、我が国においてはよく知られている。Meyerhof⁴⁾, Hanna and Meyerhof⁵⁾, Hanna⁶⁾は小規模な模型支持力試験を行い、基礎の両端を通る鉛直な側面をもつ砂質土塊が粘性土層に押し込まれるパンチングせん断破壊メカニズムを考えることにより、極限釣合い法から簡易な支持力算定法を導出した。この場合、砂質土層中のすべり面の力を考慮するために、パンチングせん断抵抗係数(K_s)を導入している。彼らの支持力算定法を用いる場合、その提案図からパンチングせん断抵抗係数を読み取る必要がある。Hanna and Meyerhof の提案図⁷⁾では、 K_s と砂質土の内部摩擦角 ϕ の関係は粘性土の非排水せん断強さとパンチングせん断パラメータ δ/ϕ の関数としてプロットされている。しかし、 $\phi=40, 45, 50^\circ$ のケースのみしか示しておらず、提案図も無次元化されていない。極限釣合い計算の詳細においても不明瞭な点が見られる。また、Kraft and Helfrich⁷⁾は実物大並びに模型支持力試験の測定値との比較から、Hanna and Meyerhof⁵⁾によって提案された支持力算定法が良い推定結果を与えることができ、荷重分散法では荷重分散角 $\alpha = \tan^{-1}(1/2)$ を使う

べきではないと報告している。Kenny and Andrawes⁸⁾は模型支持力試験を行い、試験で用いられた条件に対して砂質土層における荷重分散角並びに、 $S/B < 0.2$ の範囲に対して正規化された沈下量 (S/B) と応力 (q/q_u) との関係式を提案している。そして、極限支持力 q_u が既知あるいは計算することができる場合は、 $S/B < 0.2$ における様々な沈下レベルでの支持力を推定することができると報告している。しかし、試験ケースも十分ではなく、提案された関係式も一般的でない。

岡村ら^{9), 10)}は遠心模型実験から得られた変形に基づいて破壊メカニズムを提案し、極限釣合い法から支持力式を導いた。この場合、砂質土層中における荷重分散角は、地盤の強度や基礎幅 B に対する砂質土層の厚さ比 H/B に応じて変化すると仮定している。遠心模型実験は実物とほぼ同一な応力レベルを模型地盤に与えることができ、小規模な通常の (重力場) 模型実験と比べるとより現実的であると考えられる。しかし、実際の基礎の観測データとの比較が少ないことから、遠心模型実験結果が精度良く、実現象を表すことができるかどうかはわかっていない。水野・土田^{11), 12)}は粘性土上に砂質土を有する二層地盤の浅い基礎の支持力問題に対して、分割法円弧すべり解析及び有限要素法の適用性を検討した。彼らは、粘性土の粘着力を $c_u = 98 \text{ kN/m}^2$ と固定しており、かなり固い粘性土地盤を想定していると考えられる。そして、弾塑性有限要素解析が岡村らによる提案式との比較から、二層地盤における極限支持力を精度良く算定できると報告している。しかし、有限要素解析に関して、解析手法の概略や解析結果からの支持力—沈下曲線は示されておらず、どのようにして極限支持力を求めたかは不明である。

Michalowski and Shi¹³⁾は、極限解析法の一つである上界法に基づいて、粘性土上に砂質土を有する二層地盤に対する破壊メカニズムを提案し、種々の地盤条件に対する設計チャートを描いた。しかし、上界法から導出された支持力式が明記されておらず、他の提案式との十分な比較検討は行われていない。また、上界解の最小化演算に対しても詳しくは述べられていない。なお、山口^{2), 3)}、Meyerhof⁴⁾、岡村ら¹⁰⁾によって提案された二層地盤に対する破壊メカニズムと極限支持力算定式に関しては次章で詳細に述べるものとする。

本論文では、Michalowski and Shi¹³⁾による研究と同様に、上界法^{14), 15)}に基づいて、粘性土上に砂質土を有する二層地盤に対する支持力式を提案した。また、汎用有限要素プログラム ABAQUS¹⁶⁾を用いて、二層地盤における種々の地盤条件に対して極限支持力を算出した。そして、上界法から求められた支持力値の妥当性を検証するために、極限釣合い法に基づく山口、Meyerhof、岡村らによる提案式並びに弾塑性有限要素解析 (ABAQUS) の結果と比較した。さらに、上界法による支持力値は実務に対しても有用な設計チャートの形としてまとめた。

2. 既往の研究

山口^{2), 3)}は、基礎上の荷重が砂質土層中を分散して粘性

土層上に広がり、この分散された荷重で粘性土地盤の破壊が生じる分散破壊メカニズムを図-1 のように考え、極限釣合い法から以下の支持力式を提案した。

$$q = c_u N_c \left(1 + \frac{2H}{B} \tan \alpha \right) + \gamma D + K_0 \tan \phi \frac{(H+D)}{B} \gamma (D+H) \quad (1)$$

ここに、 D : 根入れ深さ、 B : 基礎幅、 H : 砂質土層の厚さ、 c_u : 粘性土層の粘着力、 N_c : 支持力係数、 $N_c = (2+\pi)$ 、 γ : 砂質土の単位体積重量、 ϕ : 砂質土の内部摩擦角、 K_0 : 静止土圧係数、 α : 砂質土層中における荷重分散角を表す。山口の式では、砂質土層中における荷重分散角 α は地盤の強度 ϕ 、 c_u や基礎幅 B に対する砂質土層の厚さ比 H/B によらず、一定値 $\alpha = 30^\circ$ である。砂質土層での上方への摩擦力は図-1 の S のように仮定された。

Meyerhof⁴⁾は、図-2 に示されるように、基礎の両端を通る鉛直な側面をもつ砂質土塊が粘性土層に押し込まれるパンチングせん断破壊メカニズムを考えることにより、極限釣合い法から簡易な支持力式 (式(2)) を導出した。全般せん断破壊の場合、 ϕ と c_u が図-2(a) で示された複合破壊

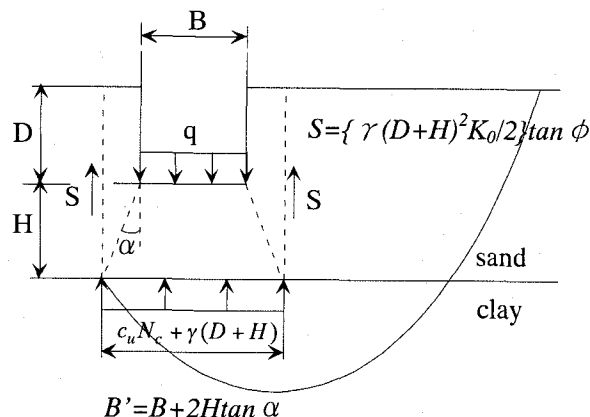


図-1 山口によって提案された荷重分散破壊メカニズム

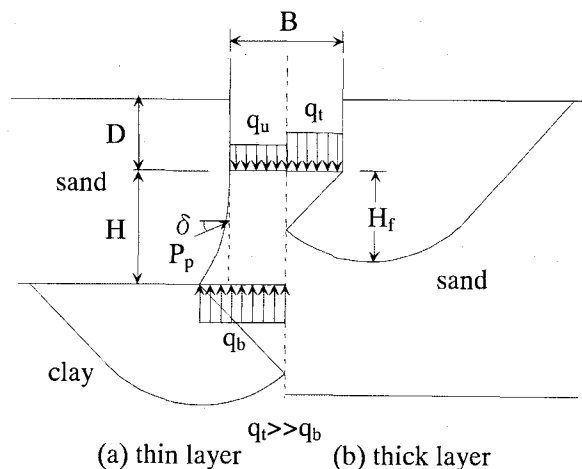


図-2 Meyerhof によって提案されたパンチングせん断破壊メカニズム

メカニズムの中に動員される。砂質土中のすべり面上での力は、基礎端を通る鉛直面に対して、上方に水平面から平均角 δ で作用している全体の受働土圧に等しいと考えることができる。 δ は基礎端から粘性土層表面まで減少するので、基礎端を通る鉛直面に対してパンチングせん断抵抗係数を使うことが実務上、便利のため導入されている。本論文では、パンチングせん断抵抗係数は Meyerhof の提案図⁹から読み取ったものを使用した。

$$q = c_u N_c + \frac{\gamma H^2}{B} \left(1 + 2 \frac{D}{H}\right) K_s \tan \phi + \gamma D \quad (2)$$

ここに、 K_s : パンチせん断抵抗係数を表す。

岡村ら¹⁰⁾は遠心模型実験から得られた変形に基づいて図-3のような破壊メカニズムを提案し、砂質土中のブロック底部に作用する垂直応力が上載荷重を受けた粘性土地盤上での rough base を有する剛な基礎の極限支持力であることを仮定した。次に、砂質土中のブロック側面に沿うせん断抵抗が基礎の根入れ深さが増加するにつれて、ブロックに作用する力の釣合いにおいて支配的になるとし、Rankine の受働土圧係数 K_p を用いて、垂直応力を K_p 倍した法線応力がブロック側面に作用することも仮定した。そして、ブロックの自重を含めた、ブロックに作用する力の釣合いから式(3)で表される支持力式を導いた。

$$q = \left\{1 + 2 \frac{H}{B} \tan \alpha\right\} \left\{c_u N_c + \gamma(D+H)\right\} + \frac{K_p \sin(\phi - \alpha)}{\cos \phi \cos \alpha} \cdot \frac{H}{B} \cdot \gamma(D+H) - \gamma H \left\{1 + \frac{H}{B} \tan \alpha\right\} \quad (3)$$

ここに、 K_p : Rankine の受働土圧係数、 α : 砂質土層中における荷重分散角を表す。また、山口の式(1)と異なり、砂質土層中における荷重分散角 α は、砂質土の内部摩擦角 ϕ と粘性土の正規化された平均垂直応力 σ_{mc} / c_u の関数として得ることができる。 α の詳細な算定方法に関しては、参考文献10)を参照されたい。

3. 解析手法

ここでは、解析条件並びに上界法を用いた支持力計算と有限要素解析について述べる。

3. 1 解析条件

本論文で考慮した粘性土上に砂質土を有する二層地盤の解析条件を図-4に示す。この図に示されているように、上部砂質土の内部摩擦角 ϕ を $\phi = 30, 35, 40^\circ$ の3ケース、基礎幅 B に対する砂質土層の厚さ比 H/B を $H/B = 0, 1, 2, 3, 4$ の5ケース、下部粘性土の粘着力 c_u を $c_u = 10, 30, 50 \text{ kN/m}^2$ の3ケースと変化させた。なお、 $H/B = 0$ は粘性土地盤のみのケースを表す。

3. 2 上界法を用いた支持力計算

極限解析法の一つである上界法は、地盤の破壊メカニズムと可容速度場を合理的に仮定することがさほど難しいため、比較的容易に精度の良い近似解を得ることが可能である。実務上の観点からも利用価値が高いが、支持力問題で得られる解は危険側となり、その精度は設定された破壊メカニズムの妥当性に大きく依存すると考えられる。本論文で対象とする不均一地盤である二層地盤に対しては、解の収束、解析手法の選定、境界条件、極限支持力の決定方法などにおいて、種々の問題が生じるかもしれない弾塑性有限要素解析と比較して、パラメータも複雑にならず、より明快に解を求めることが可能である。よって、上界法による支持力計算は有効な解析手法であると判断される。以下では、上界法を用いた支持力計算について述べるものとする。

上界法とは、境界の速度条件を満たし、動的可容速度場が見出されれば、そこから導かれる外力による仕事と内部消散を等置して得られる解は正解値を下まわらず上界値を与えるものである^{14), 15)}。このことは、以下のように仮想仕事の式を用いて表すことができる。

$$\begin{aligned} \int_S T_i^U v_i^U dS + \int_V X_i^U v_i^U dV &= \int_V \sigma_{ij}^U \dot{\epsilon}_{ij}^U dV \\ &= \int_V D(\dot{\epsilon}_{ij}^U) dV \geq \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}^U dV \end{aligned} \quad (4)$$

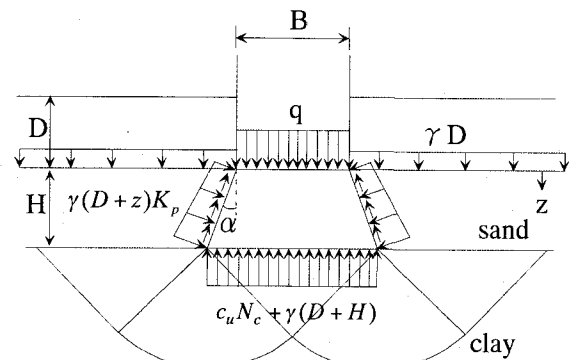


図-3 岡村らによって提案された破壊メカニズム

	B	
	footing	
	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	
sand	$\phi = 30, 35, 40 (\text{deg.})$	H
	$H/B = 0, 1, 2, 3, 4$	
clay	$c_u = 10, 30, 50 \text{ kN/m}^2$	

図-4 二層地盤の解析条件

ここに、 v_i^U : ひずみ速度場 $\dot{\epsilon}_{ij}^U$ と適合できる動的可容速度場、 σ_{ij}^U : トラクシオン T_i^U と物体力 X_i^U と釣り合い状態

にある応力場、 σ_{ij} : 実際の応力場。上界定理では、流れ則、変位の適合条件並びに速度境界条件は満足されているが、力の釣り合い条件は多くの場合、満足されていない。

本論文では、Michalowski and Shi¹³⁾によって提案された破壊メカニズムを基にして、図-5のような破壊メカニズムを設定した。ここで、 α : 上部砂質土層中における基礎下にあるブロック側面での傾角、 l : 破壊メカニズムの深さ、 V_i : 運動力学的に可容な速度ベクトル、 $[V]_i$: 不連続線に沿う速度の不連続ベクトルである。4 角形領域 $oabc$ は剛体で鉛直下方に移動し、その速度は基礎と同じ V_0 である。下方への移動は、隣り合った円弧領域 bcd の横への移動として消散され、円弧領域 bcd の移動は 4 角形領域 $abde$ と 3 角形領域 aef の上方への移動として消散される。この時、帯基礎における支持力の上界値は全内部エネルギー消散率 E_{total} を全外力仕事 W_{total} に等しいと置くと、

$$2E_{bc} + 2E_{bcd} + 2E_{cd} + 2E_{de} = 2W_{opba} + 2W_{pcb} + 2W_{bcd} + 2W_{bde} + 2W_{abe} + 2W_{aef} + W_{foot} \quad (5)$$

ここで、 E_{bc} : 線分 bc での内部エネルギー消散率、 E_{bcd} : 円弧領域 bcd での動径すべり線による内部エネルギー消散率、 W_{opba} : 4 角形 $opba$ における外力仕事、 W_{foot} : 基礎荷重による外力仕事を表す。流れ則には関連流動則が適用され、上部砂質土層における速度不連続線に沿っての内部エネルギー消散率は 0 である。一方、下部粘性土層における内部エネルギー消散率は、直線線に関しては粘着力に速度不連続ベクトルの大きさを乗じることにより計算できる。式(5)を解くことによって、以下のような支持力式として表される。

$$\frac{q_0(\xi, \eta, \alpha)}{c} = N_c(\xi, \eta, \alpha) + GN_\gamma(\xi, \eta, \alpha), G = \frac{\gamma B}{2c} \quad (6)$$

$$N_c(\xi, \eta, \alpha) = \frac{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta}{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta} \times \{\tan \xi + 2(\pi - \xi - \eta) + \tan \eta\} \quad (7)$$

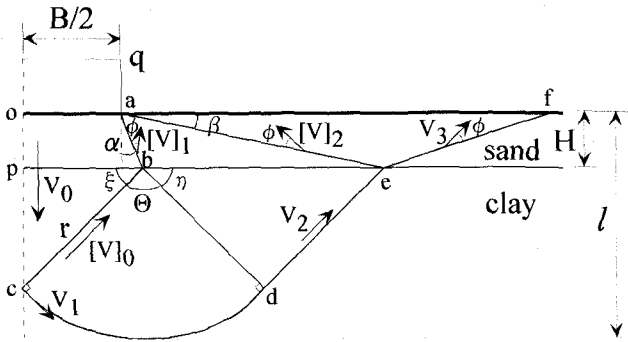


図-5 上界法で用いられた破壊メカニズム

$$N_\gamma(\xi, \eta, \alpha) = \frac{\cos \alpha \sin \beta}{2\{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta\}^2} \times \{\sin \alpha \sin \beta - \cos \xi \cos \eta \cos(\alpha + \beta)\} + \frac{\sin \beta \cos \beta \cos \xi \cos(\phi + \beta - \eta) \cos^2 \alpha}{2 \cos(\phi + \beta) \{\cos(\alpha + \beta) \cos \xi \cos \eta - \sin \alpha \sin \beta\}^2} \quad (8)$$

上式(6)~(8)を用いて、支持力の上界値を求める場合、上式(6)の q_0 が最小となるような ξ, η, α を求めることになる。

よって、以下の条件が満足される時、 $q_0(\xi, \eta, \alpha)$ は最小値をとる。

$$\frac{\partial q_0}{\partial \xi} = 0, \frac{\partial q_0}{\partial \eta} = 0, \frac{\partial q_0}{\partial \alpha} = 0 \quad (9)$$

従って、支持力の上界値 q は以下のように表すことができる。

$$q = \min q_0(\xi, \eta, \alpha) \quad (10)$$

ただし、式(9)によって解析解を求めることは困難であるので、可容速度場を満足する ξ, η, α の組み合わせに対する支持力を上式(6)から求め、得られる支持力の最小値が上界値となる。なお、 ξ, η, α が求まると、図-5における θ, β は幾何学的条件から定めることができる。

3. 3 有限要素解析

有限要素法は、厳密な極限支持力の正確な近似解を得るために、支持力問題に対しても適用可能である。有限要素解析から得られた解のエラーとしては、主に有限要素による連続体の離散化、解法並びにその増分値、各要素における非線形応力-ひずみ関係の数値積分などが挙げられる。しかし、エラーとなりうる原因を注意深く扱う努力をすれば、有限要素解析の結果から数学的厳密解に近い解を得ることは可能である。本論文では、非線形解析にも優れている汎用有限要素プログラム ABAQUS¹⁶⁾を使用した。砂質土、粘性土ともに、降伏規準には中間主応力の影響を考慮して Drucker-Prager モデルを用いた。そして、関連流動則を仮定し、メッシュには平面ひずみ条件で、2次式の形状関数をもつ 4 節点または 8 節点の矩形要素を用いた。ABAQUSは自動増分をもつ Newton-Raphson 反復法を用いて、非線形問題を解くものである。解析手法としては、最初、水平地盤堆積層に重力をかけることによって、静的応力場を設定した。そして、rough base を有する剛な基礎を仮定し、変位制御方式により解析を実施した。そして、基礎底面での地盤反力から各沈下レベル S/B における支持力を算出した。砂質土と粘性土の弾性係数 E 並びにポアソン比 ν は妥当な範囲内にあれば、極限支持力に対して影響を与えないことも確認している。

図-6には $H/B=1$ のケースにおける有限要素メッシュの

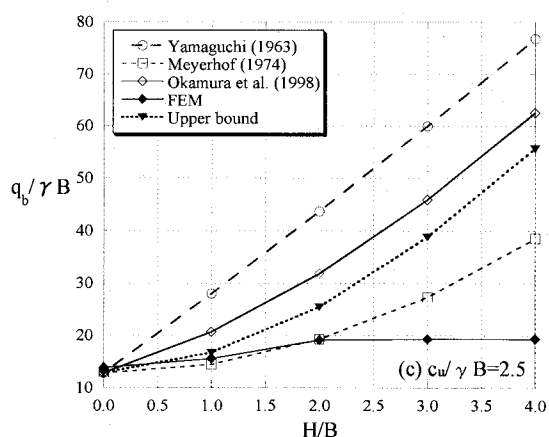
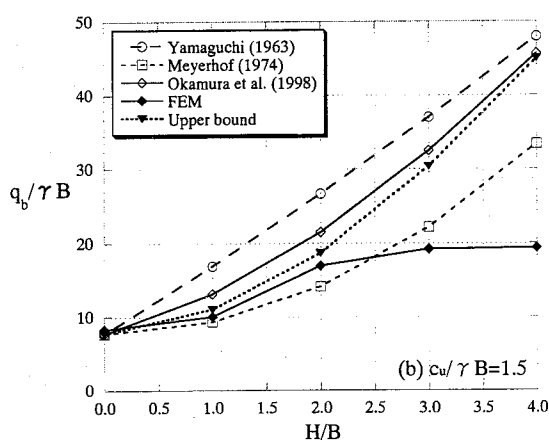
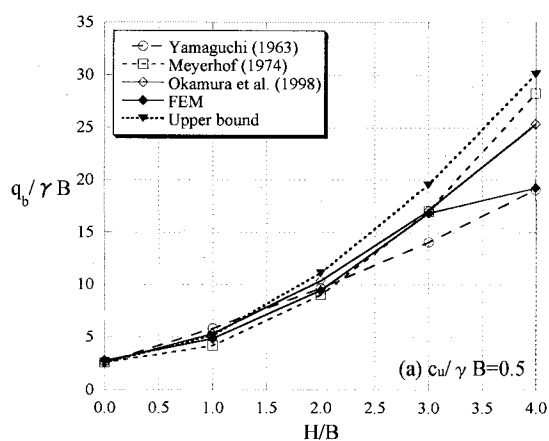


図-8 $q_b / \gamma B \sim H/B$ 関係の比較 ($\phi = 30^\circ$)

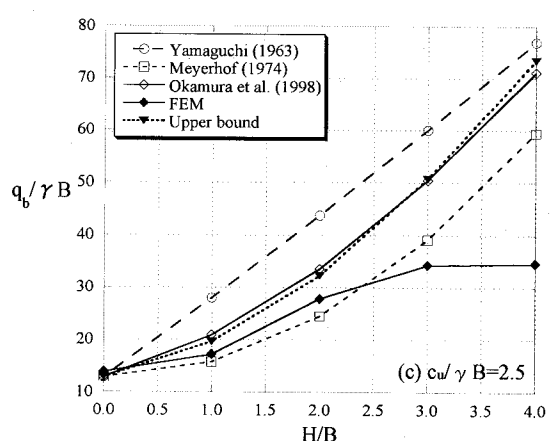
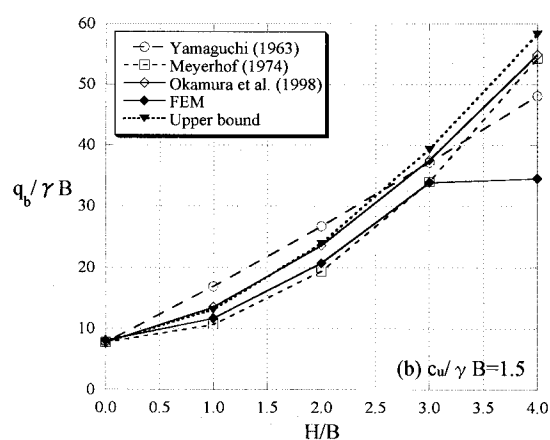
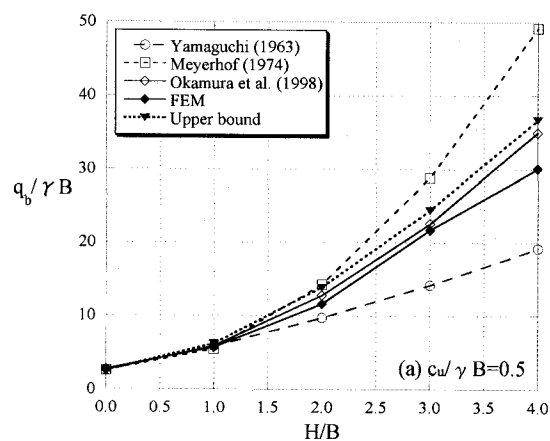


図-9 $q_b / \gamma B \sim H/B$ 関係の比較 ($\phi = 35^\circ$)

らの式よりも少し小さくなることがわかり、上界法と岡村らの式による結果は他の提案式と比較した場合、良い対応を示すことがわかる。FEM による結果は、図-8(b)の $H/B=3.0, 4.0$ と図-8(c)の $H/B=2.0, 3.0, 4.0$ においてほとんど極限支持力が増加しておらず、上記のケースでは他の提案式よりも極限支持力を過小に評価する傾向が見られた。これは FEM からの基礎周辺での破壊メカニズムが H/B の増加によらず、ほとんど変わらないことを確認しており、そのため極限支持力の増加がほとんど見られない結果になったと考えられる。また、これらの原因としては、剛塑性性と弾塑性有限要素解析の違いも挙げられる。極限釣合い

法と上界法では最初からおおまかな破壊メカニズムを決めなければならず、メカニズムの妥当性が解析結果に大きな影響を及ぼす。なお、本論文での極限釣合い法と上界法に基づいて提案された支持力式では、 H/B の増加とともに極限支持力は増加し続ける。一方、弾塑性有限要素解析は剛塑性解析と比較して、数多くのパラメータ並びに解析時間を必要とするが、弾性領域から解析を実施し、変位量なども議論することができ、 H/B の増加に伴う極限支持力の頭打ちなども示すことができる。しかし、要素分割や解析モデルの選定並びに非線形解析法の適否が計算の精度や安定性に大きく影響を与える事が特徴として挙げられる。

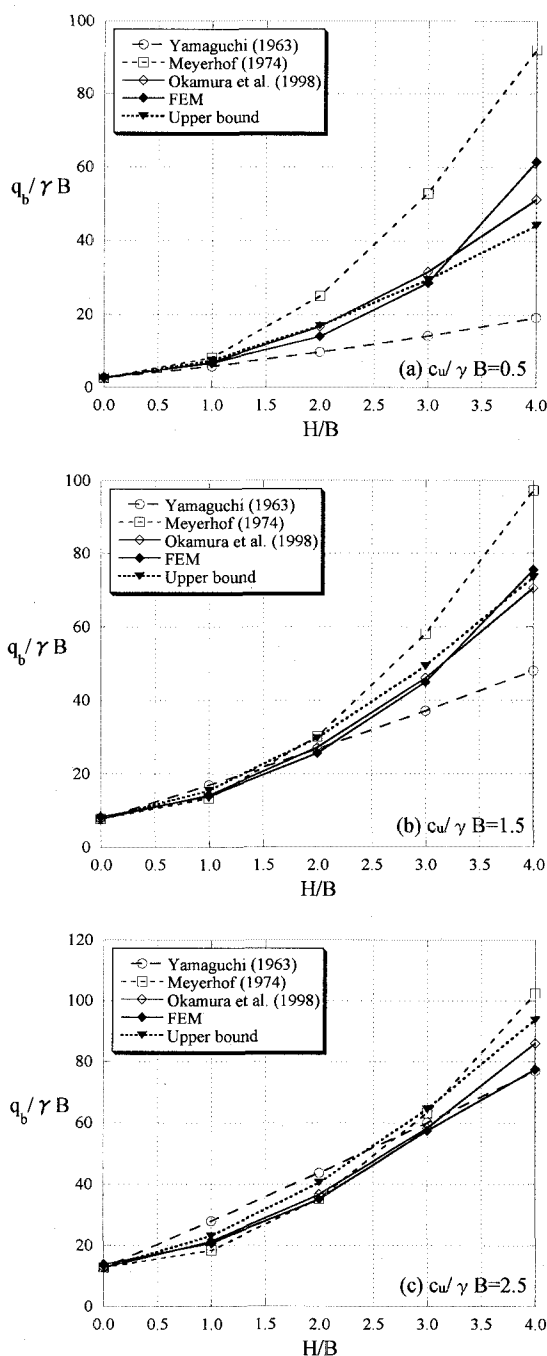


図-10 $q_b/\gamma B \sim H/B$ 関係の比較 ($\phi=40^\circ$)

次に、図-9を見ると、山口の式は他の提案式と比べて、図-9(a)では過小に、図-9(c)では過大に極限支持力を評価する傾向がある。一方、Meyerhofの式は H/B が増加する時、図-9(a)では過大に、図-9(c)では過小に極限支持力を評価する傾向があることがわかる。上界法からの結果は、岡村らの式と良い対応を示すことがわかる。FEMによる結果は、図-9(b), (c)の $H/B=3.0, 4.0$ においてほとんど極限支持力が増加しておらず、上記のケースでは他の提案式よりも極限支持力を過小に評価する傾向が見られた。図-9(b), (c)の $H/B=3.0$ と 4.0 のケースに関しては、FEMから基礎周辺での破壊メカニズムがほとんど同様であること

も確認している。

図-10には今までのケースと異なり、砂質土が固い、 $\phi=40^\circ$ の時の結果を示す。図-10(a), (b)の $H/B \geq 3.0$ において、山口の式は他の提案式と比べて、極限支持力を過小に評価する傾向が見られる。Meyerhofの式は図-10(a)の $H/B \geq 2.0$ と図-10(b)の $H/B \geq 3.0$ において、極限支持力を過大に評価する傾向が見られる。この図においても、上界法からの結果は他の提案式と比較した場合、岡村らの式と良い対応を示すことがわかる。FEMによる結果は図-10(a), (b)の $H/B=4.0$ においてのみ、上界法からの結果よりも大きくなったが、図-8, 9の結果と異なり、他の提案式と比較しても、 H/B が大きい時に過小評価していない極限支持力が得られた。このことは $\phi=40^\circ$ のケースでは、二層地盤の破壊が固い砂質土を中心にして生じ、破壊の伝播も容易なため、極限支持力が増加したものと考えられる。

図-11には $\phi=35^\circ$ の時の $H/B=1.0$ と 4.0 における正規化された極限支持力 $q_b/\gamma B$ と下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ との関係を示す。図-11(a)からはどの提案式も $c_u/\gamma B$ の増加に伴い、極限支持力が直線的に増加していることがわかる。図-11(a), (b)から、山口の式は他の提案式と比べて、極限支持力の増大に関して $c_u/\gamma B$ の影響をかなり大きく受けることがわかる。図-11(b)を見ると、FEMからの極限支持力は $\phi=35^\circ$, $H/B=4.0$ の時には $c_u/\gamma B$ の影響をあまり受けないことがわかる。この図からも、上界法による結果は岡村らの式と良い対応を示すことがわかる。

図-12には $c_u/\gamma B=1.5$ の時の $H/B=1.0$ と 4.0 における正規化された極限支持力 $q_b/\gamma B$ と上部砂質土の内部摩擦角 ϕ との関係を示す。図-12(a)と(b)では、縦軸の目盛りの差がかなり大きいことに注意が必要である。図-12(a), (b)からは、極限支持力の算定に関して、山口の式は ϕ の影響をほとんど受けないことがわかる。Meyerhofの式は ϕ が 35° から 40° へと変わる場合、 30° から 35° へと変わる場合に比べて増加傾向が大きいことがわかる。また、Meyerhofの式は図-12(b)で表される、 $c_u/\gamma B=1.5$, $H/B=4.0$ における $\phi=40^\circ$ では他の提案式と比較して、支持力を過大評価していると考えられる。図-12(a)からは、岡村らの式が $c_u/\gamma B=1.5$, $H/B=1.0$ の時には、他の提案式と比べて ϕ の影響をあまり大きく受けないことがわかる。この図からも上界法からの結果は、他の提案式と比較した場合、岡村らの式と良い対応を示すことがわかる。

よって、本論文で提案された上界法に基づく提案式は、支持力の上界値、危険側の解を与えるが、本論文で対象とした解析条件に対しては他の提案式との比較から、比較的良好な上界解を得ることができたと考えられる。また、極限釣合い法と比較すると、モデルの不確定性はなく、パラメータも複雑にならず、理論的背景も明快である点が特徴として挙げられる。以後、提案式からの設計チャート並びに破壊メカニズムの特徴について述べる。

図-13には上界法からの $\phi=30, 35, 40^\circ$ の時の正規化された極限支持力 $q_b/\gamma B$ と下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ との関係を示す。これを用いると、上部砂質土の

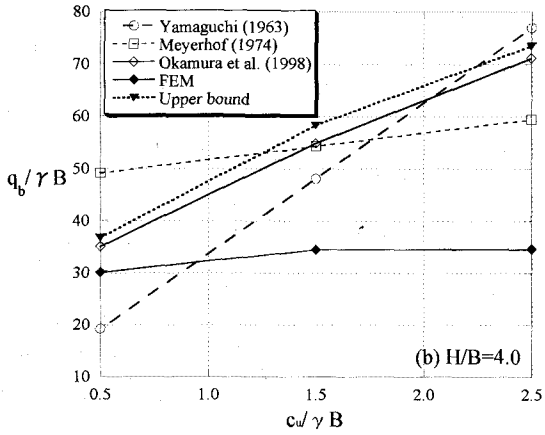
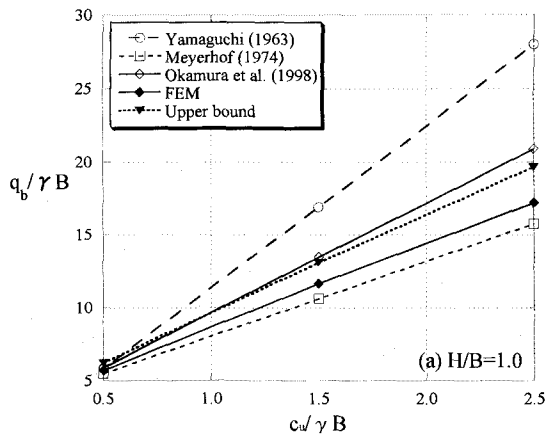


図-11 $q_b/\gamma B \sim c_u/\gamma B$ 関係の比較 ($\phi=35^\circ$)

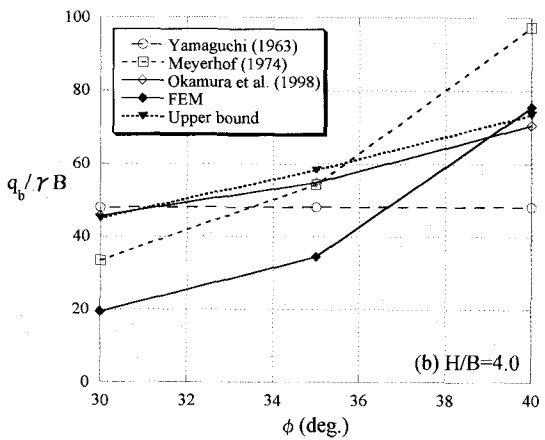
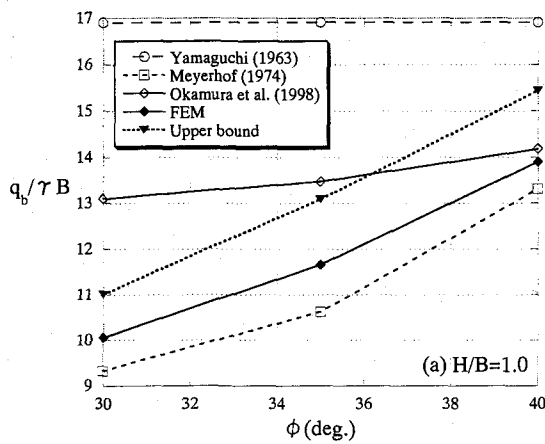


図-12 $q_b/\gamma B \sim \phi$ 関係の比較 ($c_u/\gamma B=1.5$)

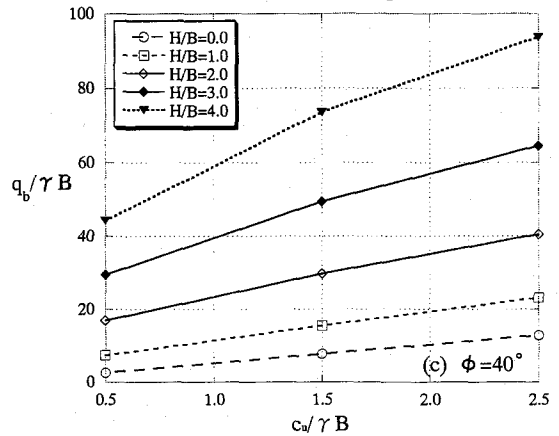
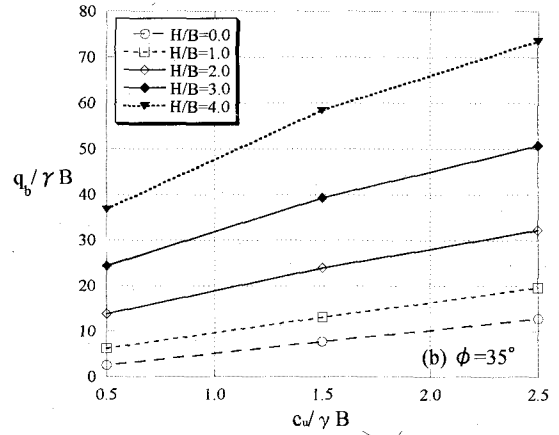
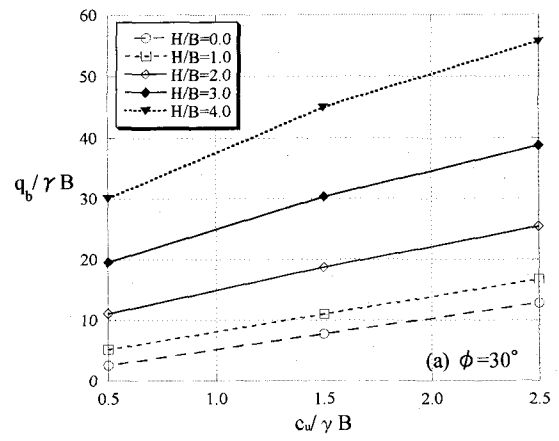


図-13 上界法からの $q_b/\gamma B \sim c_u/\gamma B$ 関係

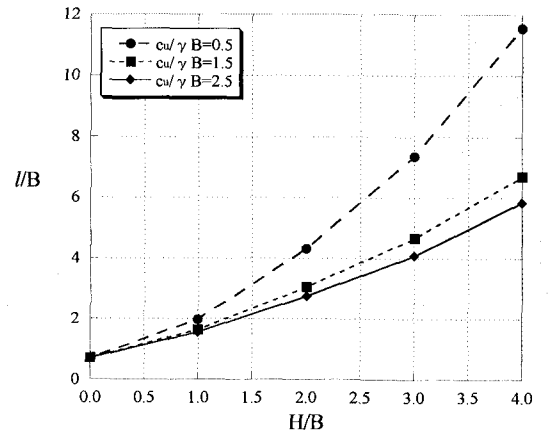


図-14 上界法からの $l/B \sim H/B$ 関係 ($\phi=35^\circ$)

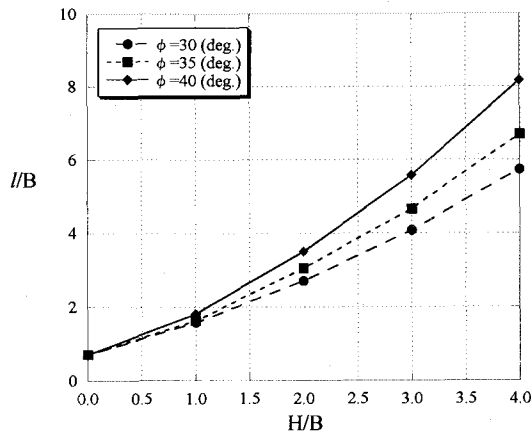


図-15 上界法からの $l/B \sim H/B$ 関係 ($c_u/\gamma B=1.5$)

内部摩擦角 ϕ と下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ がわかれば、この図から極限支持力の上界値を容易に得ることができる。図-14 には上界法から求められた $\phi=35^\circ$ の時の $c_u/\gamma B=0.5, 1.5, 2.5$ における正規化された破壊メカニズムの深さ l/B と砂質土層の厚さ H/B との関係を示す。この図より、上部砂質土の内部摩擦角 ϕ が一定の場合、下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ が小さいほど破壊メカニズムの深さが大きくなる。特に、 $c_u/\gamma B=0.5$ の粘性土が軟らかい場合、他のケースと比べて、 H/B の増加に伴う破壊メカニズムの深さの増加傾向が大きいこともわかる。図-15 には上界法から求められた $c_u/\gamma B=1.5$ の時の $\phi=30, 35, 40^\circ$ における正規化された破壊メカニズムの深さ l/B と砂質土層の厚さ H/B との関係を示す。この図からは下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ が一定の場合、上部砂質土の内部摩擦角 ϕ が大きくなるほど、 H/B の増加とともに破壊メカニズムの深さも大きくなる。ことがわかる。

5. 結論

本論文では、粘性土上に砂質土を有する二層地盤に対して、極限解析法の一つである上界法を用いて支持力式を提案した。上界法は極限釣合い法と比較すると、支持力算定の過程で概念並びに仮定の導入を必要としないので、モデルの不確定性は含まれず、順当なアプローチである。しかし、支持力問題で得られる解は危険側となり、その精度は設定された破壊メカニズムの妥当性に大きく依存すると考えられる。また、ABAQUS を用いて、弾塑性有限要素解析からも極限支持力を算出した。そして、上界法から求められた支持力値の妥当性を極限釣合い法に基づく既存の山口、Meyerhof、岡村らによる提案式並びに弾塑性有限要素解析からの極限支持力と比較することにより検証した。本論文から得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 上界法を用いて支持力式を提案し、その最小値をとる支持力の上界値を設計チャートの形でまとめた。

この図を用いると、上部砂質土の内部摩擦角 ϕ と下部粘性土の正規化された粘着力 $c_u/\gamma B$ がわかれば、極限支持力の上界値を容易に得ることができる。また、正規化された破壊メカニズムの深さ l/B と砂質土層の厚さ H/B との関係から、破壊メカニズムの深さも知ることができる。破壊メカニズムの深さは下部粘性土の粘着力 $c_u/\gamma B$ が小さく、あるいは上部砂質土の内部摩擦角 ϕ が大きくなる時に、大きくなる。ことがわかった。

- 2) 既存の提案式の中では比較的、精度が良いと考えられている岡村らの式から算出される極限支持力は、上界法からの結果と良い対応を示し、上界的解を与えることがわかった。
- 3) 山口の式は ϕ にほとんど影響を受けず、 ϕ 、 $c_u/\gamma B$ によらず H/B に対してほぼ線形的に増加することがわかった。Meyerhof の式は他の極限釣合い法と比較した場合、二層地盤の条件により、砂質土層の厚さが大きい $H/B \geq 3.0$ の時に過小または過大に極限支持力を評価する傾向があることがわかった。また、これら二つの式は極限支持力を評価する場合、他の提案式からの解と比較してもケースにより解の性格が変わり、不十分であると考えられる。一般的に、極限釣合い法は、支持力算定の過程でいくつかの仮定が導入されており、そのモデルの妥当性により解の性格が変わる可能性があることもわかった。
- 4) 弾塑性有限要素解析から得られた極限支持力は、 $\phi=30, 35^\circ$ 、 $c_u/\gamma B=1.5, 2.5$ で $H/B \geq 3.0$ の時にはほとんど増加が見られず、他の提案手法と比較した場合、過小に極限支持力を評価する傾向があることがわかった。このことは、本論文での極限釣合い法と上界法に基づいて提案された支持力式では、 H/B の増加とともに極限支持力は増加し続けるが、弾塑性有限要素解析によると H/B の増加に伴う極限支持力の頭打ちなども示すことができると考えられる。

なお、本論文では理論的な考察を主として行ったが、今後は種々の条件下での模型支持力試験などを行い、実験的な検証も実施したい。

謝辞

本研究における汎用有限要素プログラム ABAQUS の実施に対しては、Indiana Department of Transportation、金大賢博士の御協力を得た。また、鹿児島大学農学部、平瑞樹助手からは本研究に対して貴重な御意見を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Terzaghi, K.: *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 1943.
- 2) Yamaguchi, H.: Practical formula of bearing value for two layered ground, *Proc. of 2nd ARCSMFE*, 1, pp.176-180, 1963.
- 3) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, pp.270-272,

- 1984.
- 4) Meyerhof, G. G.: Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Can. Geotech. J.*, 11(2), pp.223-229, 1974.
 - 5) Hanna, A. M. and Meyerhof, G. G.: Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay, *Can. Geotech. J.*, 17, pp.300-303, 1980.
 - 6) Hanna, A. M.: Foundations on strong sand overlying weak sand, *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 107, No. GT7, pp.915-927, 1981.
 - 7) Kraft, L. M. and Helfrich, S. C.: Bearing capacity of shallow footing, sand over clay, *Can. Geotech. J.*, 20, pp.182-185, 1983.
 - 8) Kenny, M. J. and Andrawes, K. Z.: The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay, *Geotechnique*, 47(2), pp.339-345, 1997.
 - 9) Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T.: Centrifuge model tests on bearing capacity and deformation of sand layer overlying clay, *Soils Found.*, 37(1), pp.73-88, 1997.
 - 10) Okamura, M., Takemura, J. and Kimura, T.: Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods, *Soils Found.*, 38(1), pp.181-194, 1998.
 - 11) 水野健太・土田孝: 円弧すべり解析および有限要素法による上部砂一下部粘土二層地盤の支持力解析, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1455-1456, 2001.
 - 12) Mizuno, K. and Tsuchida, T.: Practical use of finite element analysis for slope stability and bearing capacity, *Proc. of Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance*, Kamakura, pp.359-367, 2002.
 - 13) Michalowski, R. L. and Shi, L.: Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils, *J. Geotech. Engrg. Div.*, ASCE, 121(5), pp.421-428, 1995.
 - 14) Chen, W. F.: *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier, Amsterdam, 1975.
 - 15) Chen, W. F. and Liu, X. L.: *Limit analysis in soil mechanics*, Elsevier, Amsterdam, 1990.
 - 16) HKS. ABAQUS/standard, a general purpose finite element code. Hibbitt, Karlsson & Sorensen; 2001.

(2003 年 9 月 12 日受付)