

サウンディング試験を用いた地盤の許容応力度の算定法に関する一提案

A PROPOSAL FOR ESTIMATION OF ALLOWABLE STRESS OF GROUND BY SOUNDING TEST

平井弘義*, 亀井健史**
Hiroyoshi HIRAI and Takeshi KAMEI

The investigation was made to estimate the consolidation yield stress of cohesive soils by using sounding tests. The allowable stress of a ground was considered in taking account of the allowable settlement. It was found that the ratio of the undrained shear strength to the effective vertical pressure for normally consolidated soils under K_0 consolidation can be determined approximately as a constant of 0.375 irrespective of plasticity index. The consolidation yield stress of overconsolidated soils subjected to K_0 consolidation was estimated from upper and lower bounds simulated by the proposed model. Similarly, the consolidation yield stress of incompletely consolidated soils was predicted. Furthermore, an analytical method to calculate the allowable stress was proposed for the multi-layered ground.

Keywords : Foundation, Ground, Sounding test, Consolidation yield stress, Settlement, Allowable stress
基礎, 地盤, サウンディング試験, 圧密降伏応力, 沈下, 許容応力度

1. はじめに

住宅の品質確保の促進等に関する法律（平成11年6月23日法律第81号）が平成12年4月1日より施行され、地盤についても間接的に適用されることになった。すなわち、この法律では新築住宅の基本構造部分について瑕疵担保期間10年の義務付けを行っており、地盤は基本構造部分には含まれていないが、地盤調査を怠りあるいは考慮不足のため、基礎の設計・施工を行い不同沈下等が生じた場合には、基礎の瑕疵としてみなされ、瑕疵担保期間10年義務の対象となりうるのである。また建築物の基礎構造に関する建築基準法の改正（平成12年5月23日付け建設省告示第1347号）が行われ、地盤の種別に応じた基礎構造の種別を定めている。このように法律が整備される背景として、とくに木造建築物の基礎については、地震時のみならず通常使用時においても、造成地等で発生しうる地盤沈下等に伴う被害が多くなってきているためと考えられる。

さて、建築物の構造関係技術基準解説書^{1),2)}に拠れば、地盤の許容応力度の算定においては、まず許容応力度を求め、それによって生じる沈下量を計算し、許容沈下量以下であれば、その許容応力度が地盤の許容応力度として採用されることになる。

そこで、設計において地盤の沈下量の予測を行うためには、粘性土では原位置での地盤の圧密降伏応力の値を事前に求めておく必要

性が生じる。そのためには土の圧密試験を実施する必要があるが、利便性、経済性及び迅速性を考慮すれば、圧密試験を行うことは容易ではないことが多い。そのような理由から、現状では圧密降伏応力を簡略に推定することが可能な手法が要望されてきている。

このような背景から、国内において最も一般的に実施されている原位置試験である標準貫入試験あるいはスウェーデン式サウンディング試験等のサウンディング試験による地盤の調査結果から得られる情報を用いて圧密降伏応力を推測することを目的とし、既往の実験結果に基づき、非排水せん断強さと有効上載圧の関係について検討した。その結果、非排水せん断強さと有効上載圧を地盤の圧密状態を判定するための指標として採用し、過圧密、正規圧密及び圧密未了等の圧密状態に関する粘性土の圧密降伏応力を推定しうる方法を提示する。また、多層地盤における許容応力度の計算方法を提案し、推定された圧密降伏応力と許容応力度を用いて圧密沈下量の計算を行い、また即時沈下量も計算し、許容沈下量との比較によって、許容応力度を求めるための算定法も提案する。

2. 非排水せん断強さと有効上載圧の関係

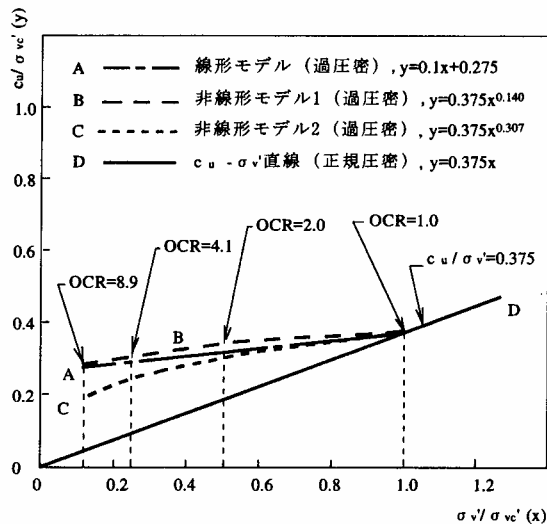
従来の研究においては、 K_0 圧密された粘性土の正規圧密状態における非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ_v' との関係は、一般的に線

* 応地研 代表取締役・工博

** 島根大学総合理工学部 助教授・工博

President, Applied Geotechnical Institute, Inc., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Department of Geoscience, Shimane University, Dr. Eng.



図一 非排水せん断強さと有効上載圧の関係

形形式によって表現しうることがわかっており、この線形形式の勾配を示す材料パラメータは、有効応力標準に依れば、せん断抵抗角、間隙圧係数、及び静止土圧係数を用いて表される³⁾。

水平地盤の堆積過程としての K_0 圧密を受けた正規圧密粘性土において、非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ'_v の比、 c_u/σ'_v は強度増加率と呼ばれ、その値は一般的に土質によって変わるが、日本における粘性土に関するデータでは、塑性指数にかかわらず c_u/σ'_v はほぼ一定の値となっている傾向が見られる^{9)~13)}。ここではこれらの実験データ及び K_0 圧密された粘性土に関する実験結果^{8), 10), 12), 13), 15)} を分析すると、帰納的に $M_n = c_u/\sigma'_v = 0.375$ と推定できる。

一方、過圧密状態における非排水せん断強さと有効上載圧との関係は一般的に非線形形式となり、Hvorslev 規準に依れば、非排水せん断強さは過圧密比、有効上載圧、間隙圧係数、静止土圧係数、有効摩擦角、粘着力係数、膨張指数 C_c 及び圧縮指数 C_c を用いて表現される³⁾。

しかしながら、簡便な関係式を検討するため、ここでは実験式^{6), 7), 11)}を参考にして、非排水せん断強さ c_u と有効上載圧 σ'_v の比、 c_u/σ'_v は過圧密比 σ'_{vc}/σ'_v (σ'_{vc} : 圧密降伏応力) の関数とし、非線形モデルを用いる場合、次のような形式を採用する。

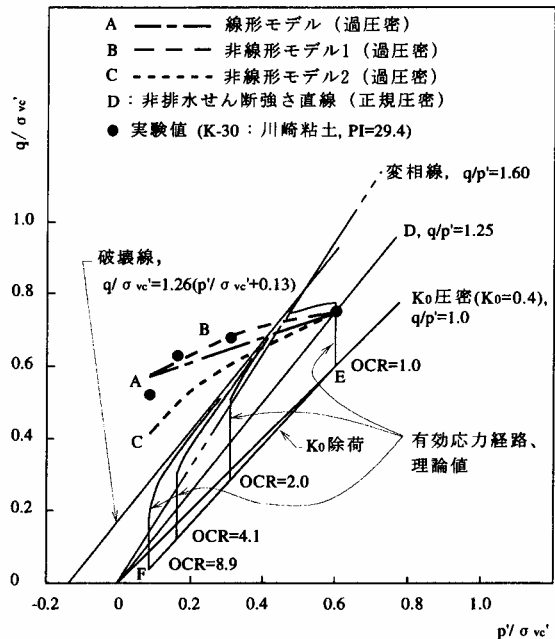
$$c_u/\sigma'_v = M_n (\sigma'_{vc}/\sigma'_v)^\Lambda \quad (1)$$

ここに、 M_n は正規圧密状態における $c_u - \sigma'_v$ 直線の勾配を示し、指数 $\Lambda = 1 - C_c/C_c$ について粘性土の大部分は 0.7~0.8 付近の値を示しており¹⁴⁾、それゆえ、ここでは指数 Λ について、文献 11) より下限値として 0.693 とし、文献 6) より上限値として 0.860 を採用するものとする。いま、 $x = \sigma'_{vc}/\sigma'_v$ 、 $y = c_u/\sigma'_v$ と置き換えると、式(1)は

$$y = M_n x^{1-\Lambda} \quad (2)$$

と書ける。

図一は、正規圧密状態と過圧密状態に関して、有効上載圧と非排水せん断強さの平面における提案モデルを示している。正規圧密状態に対しては、 $1.0 \leq x$ において、傾き 0.375 を有する直線上に非排水せん断強さはあり、また過圧密状態に対しては、 $x \leq 1.0$ において、B の非線形モデル 1 および C の非線形モデル 2 は、それぞれ指

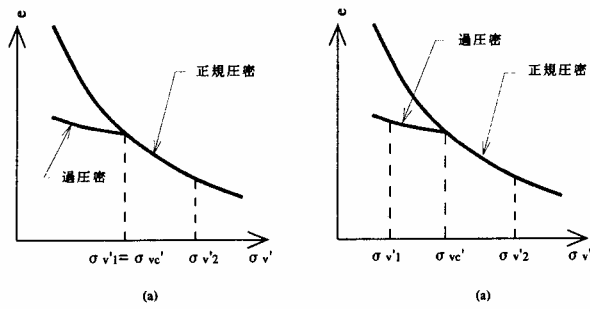


図二 非排水せん断強さと有効応力経路

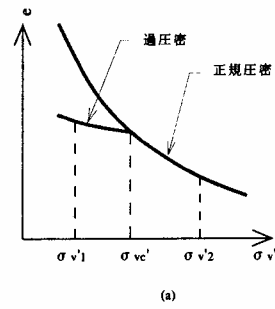
数 Λ の上限値と下限値に対応している。A の線形モデルは、後述の図二と 3 に示される実験値の分布を回帰関数によって近似したモデルであり、ここでは一次関数を採用しており、この傾きを 0.10 と推定した。図一から、有効上載圧 σ'_v が小さくなるに従い、すなわち過圧密比 OCR が大きくなるに従い、各モデルから予測される非排水せん断強さ c_u の値の相違が顕著になる傾向がみられる。

本論文では、粘性土に関して参考文献 13) と 15) を引用している。これらの文献においては、 K_0 圧密を受けた粘性土の正規圧密状態及び過圧密状態における非排水せん断特性に関する実験結果が示され、実験データにおける挙動は提案された複合硬化理論に基づく弾塑性構成モデルによって適切に表現しうることが示されている。以後、参考文献 13) と 15) において示された実験結果及び解析手法を用いて、本論文において提案されているモデルの適用性及びモデルに含まれている材料パラメータ M_n と Λ の定量的妥当性を検討する。

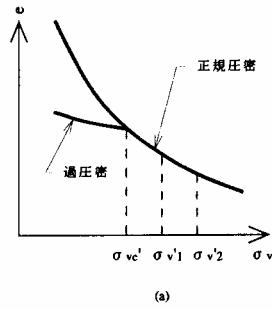
図二では、K-30 と称する K_0 圧密を受けた正規圧密土と K_0 条件下で荷重、除荷を受けた過圧密土に関して、 K_0 除荷後で非排水せん断前における平均有効主応力 p'_0 と軸差応力 $q = 2c_u$ で表される非排水せん断強さとの関係について、実験値が示されており、併せて破壊線に至るまでの有効応力経路を、平均有効主応力 p' と軸差応力 q の平面において示している。 K_0 圧密においては、 $K_0 = 0.4$ 程度となるので、有効応力経路は傾き 1.0 の直線上にあるものと仮定されている。また、 K_0 除荷において、有効応力経路は降伏曲面の内側に向かうため、弾性域にあるものと仮定できるので、文献 13) からポアソン比 $\nu = 0.27$ と仮定すれば、有効応力経路は傾き $\Delta q/\Delta p' = 3(1-2\nu)/(1+\nu) = 1.09$ の直線上にある。 K_0 除荷に続く非排水せん断試験に関する有効応力経路の理論値は、文献 13) に示される解析手法を用いて求められたものである。正規圧密 (OCR=1) の場合、 $c_u - \sigma'_v$ 直線である $y = 0.375x$ あるいは $c_u/\sigma'_v = 0.375$ は、 $(p'/\sigma'_{vc}, q/\sigma'_{vc})$ 平面において、非排水せん断強さ直線 $q/p' = 1.25$ となり、非排水せん断前における平



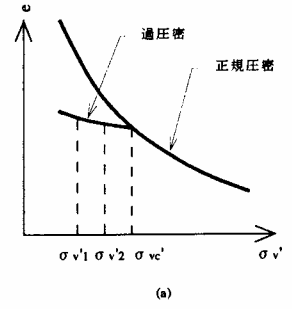
図一五 正規圧密状態と応力増加



図一六 過圧密～正規圧密状態と応力増加



図一七 圧密未了状態と応力増加



図一八 過圧密状態と応力増加

値を有することになり、当該点 a から、B、C の非線形モデル 1 及び 2 の曲線を伸長してゆき、D の正規圧密直線との交点となる b と c における有効上載圧を $\sigma_{vc'1}$ と $\sigma_{vc'u}$ とすると、それぞれ圧密降伏応力の下限值と上限値となる。

次に、有効上載圧 $\sigma_{v'2}$ においてサウンディング試験結果から得られた地盤の非排水せん断強さ c_{u2} が、正規圧密直線上での非排水せん断強さ c_{u2N} より小さい値となっている場合を圧密未了と称する。そこで非排水せん断強さ c_{u2} を有する正規圧密直線上の有効上載圧の値を圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ とする。

さらに、有効上載圧 $\sigma_{v'3}$ においてサウンディング試験結果から得られた地盤の非排水せん断強さ c_{u3} が、正規圧密直線上での非排水せん断強さ c_{u3N} に等しい場合を正規圧密と呼ぶ。このときの有効上載圧 $\sigma_{v'3}$ を圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ に等しいとする。

3.2. 圧密状態と応力増加

圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ を建設前の有効上載圧 $\sigma_{v'1}$ と非排水せん断強さ c_u から求め、建設後の有効上載圧 $\sigma_{v'2}$ における圧密沈下量を算定するため、有効上載圧 $\sigma_{v'}$ を横軸に、間隙比 e 、非排水せん断強さ c_u を縦軸にとる。正規圧密、過圧密～正規圧密、圧密未了、過圧密の 4 つの圧密状態に対して、図一五の(a)、(b)、図一六の(a)、(b)、図一七の(a)、(b)、図一八の(a)、(b)においてそれらの関係を示す。

図一五(b)に示す正規圧密の場合、非排水せん断強さと建設前の有効上載圧 $\sigma_{v'1}$ との関係において、その有効上載圧を、圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ に等しいとする。地盤の許容応力度あるいは直接基礎に加わる荷重が指定されると、地中応力の増加分は計算できるので、建設前の有効上載圧に増加分を加えることによって建設後の有効上載圧 $\sigma_{v'2}$ は求められる。

次に、図一六(b)に示す過圧密～正規圧密の場合において、非排水

せん断強さと建設前の有効上載圧 $\sigma_{v'1}$ との関係を示す当該点から、過圧密直線あるいは曲線を伸長してゆき、正規圧密直線の交点となる有効上載圧を圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ とする。また建設後の有効上載圧は、前述と同様にして求められる。

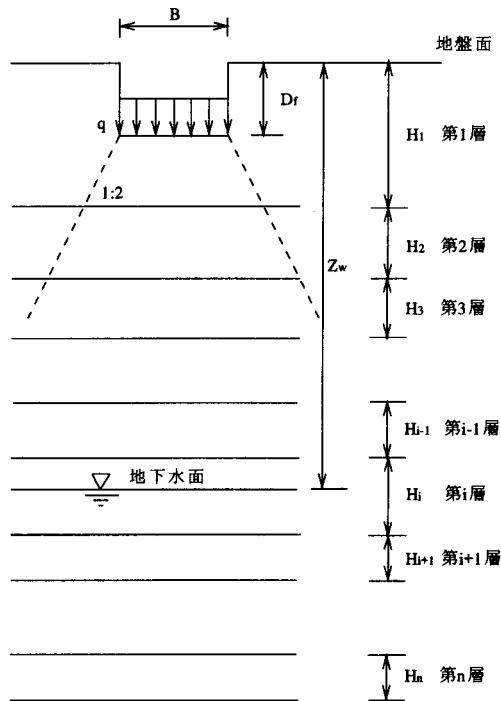
さらに図一七(b)に示す圧密未了の場合、建設前の有効上載圧 $\sigma_{v'1}$ においてサウンディング試験結果から得られた地盤の非排水せん断強さの値を、正規圧密直線の上で有するときの有効上載圧について、そのときの値を圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ とし、建設前の有効上載圧に地中応力の増加分を加えると建設後の有効上載圧 $\sigma_{v'2}$ になる。

一方、図一八(b)に示す過圧密の場合、非排水せん断強さと建設前の有効上載圧 $\sigma_{v'1}$ との関係を示す当該点から過圧密直線あるいは曲線を伸長してゆき、正規圧密直線の交点となる有効上載圧を圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ とする。この場合は、建設後の有効上載圧 $\sigma_{v'2}$ が圧密降伏応力 $\sigma_{vc'}$ より小さいため、膨張指数に関与した圧密沈下のみが生じる。

4. 多層地盤の許容応力度

地盤の支持力を推定するためには、境界条件を考慮した可能な破壊モードについて支持力を調べ、最小のものを探さなければならない¹⁸⁾。また多層地盤の支持力を求めるための方法には、分割法¹⁹⁾と層別支持力法^{20)、21)}がある。このうち層別支持力法は二次元的な連続基礎に対してだけでなく、正方形あるいは長方形基礎スラブなど有限な長さの基礎スラブに対しても利用できる。参考文献 21)において、二層地盤に関する層別支持力法が示されており、本論文においては層別支持力法の多層地盤への適用に関して検討する。

旧指針である 1988 年版建築基礎構造設計指針²²⁾では許容応力度設計法に基づき、地盤の許容支持力が提示されていたが、2001 年版新指針²³⁾では限界状態設計法を採用し、極限鉛直支持力を定義し



記号 B : 基礎底面の最小幅
 L : 基礎底面の奥行長さ
 D_f : 地盤面から基礎底面までの深さ
 Z_w : 地盤面から地下水面までの深さ
 H_i : 第*i*層の厚さ
 q : 荷重

図—9 多層地盤における直接基礎

ている。また、建築基準法における地盤の許容応力度について告示²⁾が改正された。このような背景を踏まえ、本論文においては告示に沿った方針で、地盤の許容応力度の算定法を提案する。

まず D_f を考慮する場合に関して検討する。多層地盤の支持力については、二層地盤²⁰⁾の場合と同様な仮定を用いることとすれば、図—9に示すように根入れ深さ D_f における基礎底面の荷重 q が、1/2の傾斜で下方に向かって広がるものとする。この分散した基礎底面の荷重、下部土質層の重量および下部土質層境界における極限支持力との力のつり合い式をつくると、下部土質層の影響を受けた場合の極限支持力が求められる。長期許容応力度は、極限支持力に安全率3を導入することによって与えられる。以後、本論文においては、長期許容応力度を簡略に許容応力度という。

そこで、許容応力度の算定における仮定として、地盤面から基礎底面までの深さ D_f は第1層の厚さ H_1 以下であるものとする。また、図—9において示されるように地盤は*n*個の土質層から構成され、地下水面は第*i*層内にあるものとする。表—1においては多層地盤の許容応力度が示されており、地盤の許容応力度に用いられている材料パラメータに関しては文献2)を参照しており、地盤面から地下水面までの深さ Z_w と地盤面から基礎底面までの深さ D_f との位置関係により区分され、砂質土では粘着力 $c=0$ 、粘性土では内部摩擦角 $\phi=0$ を仮定している。

ゆえに、 $Z_w > D_f$ の場合においては表—1に示される (a), (b), (c), (d)

のうち、いずれか最小の値が多層地盤の許容応力度となる。

次に、図—9において地盤面から地下水面までの深さ Z_w が地盤面から基礎底面までの深さ D_f 以下である場合、許容応力度は表—1に示されている。ゆえに、 $Z_w \leq D_f$ の場合における (a), (b) のうち、いずれか最小の値が多層地盤の許容応力度となる。

以上示された許容応力度は、地盤面から基礎底面までの深さ D_f を考慮したものであるが、 D_f の効果を考慮しない場合の許容応力度についても、上記と類似な許容応力度の算定式が求められる。 D_f を考慮しない多層地盤の許容応力度については、図—9に示す根入れ深さ D_f に相当する土被り部分が除荷された状態において考察することになる。基礎底面の荷重 q が、1/2の傾斜で下方に向かって広がるものとする。この分散した基礎底面の荷重、下部土質層の重量および下部土質層境界における極限支持力との力のつり合い式をつくると、 D_f を考慮しない場合における下部土質層の影響を受けた場合の許容応力度が求められる。

ゆえに、表—1において D_f を考慮しない場合で $Z_w > D_f$ の場合における (a), (b), (c), (d) のうち、いずれか最小の値が多層地盤の許容応力度となる。

次に、図—9において地盤面から地下水面までの深さ Z_w が地盤面から基礎底面までの深さ D_f 以下である場合は、表—1において D_f を考慮しない場合で $Z_w \leq D_f$ の場合における (a), (b) のうち、いずれか最小の値が多層地盤の許容応力度となる。

5. 即時沈下量と圧密沈下量

図—9を参照して、多層地盤における沈下量の算定について検討する。砂質土の即時沈下量 S_i は、以下の式^{23), 24)}によって与えられる。

$$S_i = 0.4 \frac{H}{N} \sigma_{v_1}' \log_{10} \left(\frac{\sigma_{v_1}' + \Delta \sigma_{v_1}'}{\sigma_{v_1}'} \right) \quad (5)$$

ここに、 H : 層の厚さ、 N : N 値、 $\Delta \sigma_{v_1}'$: 増加応力である。

砂質土の即時沈下量に関しては、建設前の有効上載圧 σ_{v_1}' は予め与えられ、増加応力については許容応力度から求められるので、式(5)から計算できる。

次に粘性土の圧密沈下量 S_c は、次式²³⁾のように表される。

$$S_c = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma_{v_1}'}{\sigma_{v_1}'} \right) + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log_{10} \left(\frac{\sigma_{v_1}' + \Delta \sigma_{v_1}'}{\sigma_{v_1}'} \right) \quad (6)$$

ここに、 C_c : 膨張指数、 C_c : 圧縮指数、 H : 層の厚さ、 e_0 : 間隙比である。

粘性土の圧密沈下量を推定するために、応力としては、建設前の有効上載圧、圧密降伏応力及び建設後の有効上載圧が必要となる。

圧密降伏応力 σ_{vc}' に関しては、図—5~8に示されたように、サウンディング試験結果を用いた解析手法に従って求めることができる。また、建設後の有効上載圧 $\sigma_{v_2}' = \sigma_{v_1}' + \Delta \sigma_{v_1}'$ についても、図—5~8において表されたように、地盤の許容応力度あるいは直接基礎に加わる荷重の大きさが分かれば、地中応力の増加分は計算できるので、建設前の有効上載圧に加えることによって建設後の有効上載圧が求められる。沈下量は各層ごとの即時沈下量と圧密沈下量の合計によって与えられる。

6. 地盤の許容応力度の算定

多層地盤において計算された許容応力度を外力として考え、即時沈下量と圧密沈下量を算定し、許容沈下量以下の変形を発生させる

表一 多層地盤の許容応力度

D _f を考慮する場合				
区分	分類	内容	砂質土	粘性土
Z _w >D _f	(a)	下部土質層の影響がない場合	$q_{as1} = \frac{1}{3}(\beta\gamma_1 BN_{\gamma_1} + \gamma_1 D_f N_{q1})$	$q_{ac1} = \frac{1}{3}(\alpha c_1 N_{cc} + \gamma_1 D_f N_{qc})$
	(b)	下部第 j 層(2 ≤ j ≤ i)の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta\gamma_j B_j N_{\gamma_j} + \{\sum_{k=1}^{j-1} \gamma_k H_k\} (N_{qj} - 1) + \gamma_1 D_f]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha_j N_{cc} + \gamma_1 D_f)$
	(c)	第 i 層にある地下水面の影響を受けた場合	$q_{asw} = \frac{1}{3} \frac{B_w L_w}{B L} [\beta\gamma_i' B_w N_{\gamma_i'} + \{\sum_{k=1}^{i-1} \gamma_k H_k + \gamma_i (Z_w - \sum_{k=1}^{i-1} H_k)\} (N_{qi} - 1) + \gamma_1 D_f]$	$q_{acw} = \frac{1}{3} \frac{B_w L_w}{B L} (\alpha_i N_{cc} + \gamma_1 D_f)$
	(d)	地下水面の下部第 j 層(i < j ≤ n)の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta\gamma_j' B_j N_{\gamma_j'} + \{\sum_{k=1}^{j-1} \gamma_k H_k - \gamma_w (\sum_{k=1}^{j-1} H_k - Z_w)\} (N_{qj} - 1) + \gamma_1 D_f]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha_j N_{cc} + \gamma_1 D_f)$
Z _w ≤ D _f	(a)	下部土質層の影響がない場合	$q_{as1} = \frac{1}{3} [\beta\gamma_1' BN_{\gamma_1'} + \{\gamma_1 D_f - \gamma_w (D_f - Z_w)\} (N_{q1} - 1) + \gamma_1 D_f]$	$q_{ac1} = \frac{1}{3} (\alpha c_1 N_{cc} + \gamma_1 D_f)$
	(b)	地下水面の下部第 j 層(2 ≤ j ≤ n)の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta\gamma_j' B_j N_{\gamma_j'} + \{\sum_{k=1}^{j-1} \gamma_k H_k - \gamma_w (\sum_{k=1}^{j-1} H_k - Z_w)\} (N_{qj} - 1) + \gamma_1 D_f]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha_j N_{cc} + \gamma_1 D_f)$
D _f を考慮しない場合				
区分	分類	内容	砂質土	粘性土
Z _w >D _f	(a)	下部土質層の影響がない場合	$q_{as1} = \frac{1}{3} \beta\gamma_1 BN_{\gamma_1}$	$q_{ac1} = \frac{1}{3} \alpha c_1 N_{cc}$
	(b)	下部第 j 層(2 ≤ j ≤ i)の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta\gamma_j B_j N_{\gamma_j} + \{\sum_{k=1}^{j-1} \gamma_k H_k - \gamma_1 D_f\} (N_{qj} - 1)]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha_j N_{cc})$
	(c)	第 i 層にある地下水面の影響を受けた場合	$q_{asw} = \frac{1}{3} \frac{B_w L_w}{B L} [\beta\gamma_i' B_w N_{\gamma_i'} + \{\sum_{k=1}^{i-1} \gamma_k H_k - \gamma_1 D_f + \gamma_i (Z_w - \sum_{k=1}^{i-1} H_k)\} (N_{qi} - 1)]$	$q_{acw} = \frac{1}{3} \frac{B_w L_w}{B L} (\alpha_i N_{cc})$

	(d)	地下水面の下部第 j 層 ($i < j \leq n$) の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta \gamma_j' B_j N_{sj} + \{\sum_{k=i}^{j-1} \gamma_k H_k - \gamma_1 D_f - \gamma_w (\sum_{k=i}^{j-1} H_k - Z_w)\} (N_{sj} - 1)]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha c_j N_{cc})$
$Z_w \leq D_f$	(a)	下部土質層の影響がない場合	$q_{as1} = \frac{1}{3} \beta \gamma_1' B N_{\gamma 1}$	$q_{ac1} = \frac{1}{3} \alpha c_1 N_{cc}$
	(b)	地下水面の下部第 j 層 ($2 \leq j \leq n$) の影響を受けた場合	$q_{asj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} [\beta \gamma_j' B_j N_{sj} + \{\sum_{k=1}^{j-1} \gamma_k H_k - \gamma_1 D_f - \gamma_w (\sum_{k=1}^{j-1} H_k - D_f)\} (N_{sj} - 1)]$	$q_{acj} = \frac{1}{3} \frac{B_j L_j}{B L} (\alpha c_j N_{cc})$
<p>上式において、α、β：形状係数、γ_j、γ_j'：それぞれ第 j 層の単位体積重量及び水中単位体積重量、γ_w：水の単位体積重量、$N_{\gamma j}$、N_{qj}：第 j 層の支持力係数、$N_{cc}=5.1$、$N_{qc}=1.0$、c_j：第 j 層の非排水せん断強さ、</p> $B_j = B - D_f + \sum_{k=1}^{j-1} H_k, \quad L_j = L - D_f + \sum_{k=1}^{j-1} H_k, \quad B_w = B - D_f + Z_w, \quad L_w = L - D_f + Z_w$				

ような許容応力度を地盤の許容応力度として採用する。もし、最初に求められた許容応力度が、即時沈下量と圧密沈下量を超える変形を生じさせる場合は、許容応力度を低減させた値を外力として採用し、沈下量を計算して、この値が許容沈下量以下になるまで、繰り返し計算を行い、最終的に適合する許容応力度が得られるので、この値を地盤の許容応力度とする。

7. まとめ

サウンディング試験等による地盤調査から得られる情報を用いて地盤の圧密降伏応力を推定するため、粘性土の非排水せん断強さと有効上載圧の関係について、正規圧密粘性土と過圧密粘性土の実験値と予測値を比較し、考察を行った。そこにおいて提案されたモデルの概要を表-2 に示す。また、圧密状態と圧密沈下量の関係及び多層地盤の許容応力度についても検討し、次のような結果が得られた。

- 1) K_0 圧密を受けた正規圧密粘性土について、非排水せん断強さの有効上載圧に対する比は、塑性指数にかかわらず一定値 0.375 として近似しうる。
- 2) 正規圧密粘性土と圧密未了粘性土に対して圧密降伏応力を予測し、過圧密粘性土に対しては圧密降伏応力の上限值と下限値を推定しうる方法を提案した。
- 3) 地下水面を考慮した粘性土及び砂質土から成る多層地盤の許容応力度を算定するための解析手法を示した。
- 4) 上記 2) で推定された圧密降伏応力及び上記 3) で求められた許容応力度を用いて圧密沈下量を求め、また即時沈下量を計算し、それぞれを許容沈下量と比較することによって、地盤の許容応力度を算定する方法を提示した。
- 5) 本算定法を用いれば、軟弱地盤等の地盤改良に関する設計においても、改良すべき範囲及びその効果を適切に予測することが可能である。

表-2 提案モデルの概要

線形モデル (過圧密) : $y = 0.1x + 0.275$		
非線形モデル (過圧密) : $y = M_n x^{1-\Lambda}$		
パラメータ	数値、形式	説明
M_n	0.375	正規圧密状態における c_u / σ_v' で表される勾配を示す
Λ	上限値	0.860
	下限値	0.693
ν	0.27	ポアソン比を示し、 K_0 除荷における有効応力経路の解析に用いる
x	σ_v' / σ_{vc}'	圧密降伏応力 σ_{vc}' で無次元化された有効上載圧 σ_v' を表す
y	c_u / σ_{vc}'	圧密降伏応力 σ_{vc}' で無次元化された非排水せん断強さ c_u を表す

参考文献

- 1) 2001 年版建築物の構造関係技術基準解説書：国土交通省住宅局建築指導課他、工学図書（株）、pp.53-63, 2001.
- 2) 国土交通省告示第 1113 号：官報、号外第 136 号、pp.4-5, 2001.
- 3) 山口柏樹：土質力学（第 3 版）、技報堂出版、pp.94-175, 1984.
- 4) 柴田徹：飽和粘土の強度増加率、 c_u / p 、について、第 20 回土質工学シンポジウム論文集、pp.129-137, 1975.
- 5) 中瀬明男・小林正樹・勝野克：圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化、港湾技術研究所報告、Vol.8, No.4, pp.103-143, 1969.
- 6) Mitachi, T. and Kitago, S: Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remolded Clay due to Swelling, Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.45-58, 1976.
- 7) Mayne, P. W.: Cam-Clay Predictions of Undrained Strength, Proc. ASCE, Vol.106, GT11, pp.1219-1242, 1980.
- 8) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol.23, No.1,

- pp.91~101, 1983.
- 9) Kimura, T. and Saitoh, K.: Effect of disturbance due to insertion on vane shear strength of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.2, pp.113~124, 1983.
 - 10) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained shear strength of remoulded marine clays, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.29~40, 1988.
 - 11) 大横正紀・堀越伸幸：沿岸海底地盤の非排水せん断強さ特性、土木学会第43回年次学術講演会講演概要集、第3部, pp.530~531, 1988.
 - 12) Kamei, T. and Hirai, H.: An elasto-viscoplastic model with combined hardening of anisotropically consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.2, pp.89~102, 1990.
 - 13) Hirai, H. and Kamei, T.: A combined hardening model of anisotropically consolidated cohesive soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No.1, pp.1~10, 1991.
 - 14) 地盤工学会：土質試験の方法と解説, pp.366~367, 1990.
 - 15) 林英輝：過圧密粘性土の強度特性、東京工業大学卒業論文, 1982.
 - 16) 地盤工学会：地盤調査法, pp.193~207, 1995.
 - 17) 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎、Vol.8, No.1, pp.13~18, 1960.
 - 18) 山口柏樹：土質力学（第3版）、技報堂出版, pp.253~276, 1984.
 - 19) 今泉繁良・山口柏樹：分割法による地盤の支持力計算法、土質学会論文報告集、Vol.26, No.2, pp.143~150, 1986.
 - 20) Yamaguchi, H.: Practical Formula of the Bearing Value for Two Layered Ground, Proc. 2nd Asian Regional Conf. SMFE, Vol. 1, pp.176~180, 1963.
 - 21) 大崎順彦：建築基礎構造、技報堂出版, pp.324~327, 1991.
 - 22) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針(第1版), pp.117~130, 1988.
 - 23) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針(第2版), pp.105~138, 2001.
 - 24) 小泉安則：建築基礎、土と基礎の設計法(その2)、土質工学会, 1963.

(2001年8月20日原稿受理, 2002年4月11日採用決定)