

残留有効応力による一軸試験結果の 評価と q_u 値の補正

三田地 利之¹・工藤 豊²・遠藤 大輔³

¹フェロー 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060 札幌市北区北13条西8丁目)
²正会員 北海道大学技官 工学研究科社会基盤工学専攻 (同 上)
³正会員 工修 中部電力 (株) 浜岡原子力発電所土木課 (〒437-16 静岡県小笠郡浜岡町佐倉5561)

粘性土地盤の非排水強度の決定方法としては問題が多いとの指摘を受けながらも、一軸圧縮試験が実務で頻りに用いられている状況に鑑み、試験直前の残留有効応力を知ることによって、 q_u 値を補正する方法として著者らがすでに提案している手法の適用範囲を確認するとともに、補正された $q_u/2$ 値と、原位置試験から得られた“強度指標”の地盤の深さ方向の変化傾向とを比較することによって、提案法の妥当性を検討したものである。

Key Words : clay , sample disturbance , suction , undrained strength , unconfined compression test

1. まえがき

一軸圧縮試験は、試料自身の毛管負圧という不安定な拘束圧の下で行われるため、試験結果が供試体に生じた乱れの影響を受けやすく、結果のばらつきが大きいことから、信頼度の低い試験方法という受けとめられ方をしている。それでも依然として一軸圧縮試験が粘性土の非排水強度の決定方法として広く用いられる理由は、各種構造物基礎の設計基準における地盤の強度の評価が、『N値と q_u 』の体系に強く依存している¹⁾ ことにあると考えられる。

地盤の強度を特定するための試験方法に関して、これまででは規格・基準としての選択肢がないと言っても過言でない状態にあったが、三軸試験に関する一連の基準が1990年に²⁾、さらに K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験基準が1996年に³⁾、一面せん断試験についても1997年には基準が制定され、地盤の種類と設計条件に応じて適切な試験方法を選択できる状況が整って来た。したがって、今後各種設計基準・指針類の中で必要に応じて適宜強度試験方法を選択するように規定されるものとみられる。しかし、上記のような建設工学上の各種設計基準・指針類における土の強度定数に関する規定の現状からみれば、まだしばらくの間は一軸圧縮試験が用いられる状況が続くであろう。

このような背景の下で、筆者らは非排水強度を求める方法の選択肢のひとつとして、一軸圧縮試験前の供試体のサクションを測ることによって残留有効応力を知り、これによって試料の乱れの程度を評価するとともに、一軸圧縮強度 q_u を補正して原位置強度を推定する方法を提案してきた^{4)~6)}。本論文は、この方法の適用範囲を確認するとともに、海外の粘性土についての一軸圧縮試験結果にまで対象を広げ、著者らの方法によって補正された $q_u/2$ 値と、原位置試験から得られた“強度指標”の地盤の深さ方向の変化傾向とを比較することによって、提案法の妥当性を検証するものである。

2. 非排水強度に及ぼす応力解放(乱れ)の影響

粘性土の強度特性に及ぼす応力解放や乱れの影響は古くからの研究テーマであり、数多くの研究者がとり組んで来た課題であって、すぐれた研究成果が発表されている⁷⁾。ここでは、それらの成果を踏まえた上で、サンプリングから通常の一軸圧縮試験に至るまでのシミュレーション実験と原位置の条件を再現した実験結果との比較を通じて、応力解放や供試体の乱れが粘性土の非排水強度に及ぼす影響について総括する。

図-1は原位置の応力状態から応力解放を経て一軸

圧縮試験に至る過程をシミュレートした実験を三軸試験機内で行い（詳細は文献5参照），乱れのない理想的な条件での試験結果と比較した例を2種類の再構成粘土（清幌は自然粘土，NSFは市販の粉末粘土—物理的性質は後掲表-1参照）について示したものである。図中の各試験の内容は以下のである。なお，本論文中的応力は特にことわらない限りすべて有効応力である。

IS 試験：所定の応力まで異方圧密（または K_0 圧密）後すぐに非排水せん断するもので，応力解放その他の影響を全く受けない原位置の強度を与えるものと考えることができる。

PS 試験：圧密時の背圧と等しくなるまで非排水でセル圧を下げた後非排水せん断するもので，有効圧密応力の解放の影響だけを受けた試料の理想状態の一軸圧縮強度を与える。

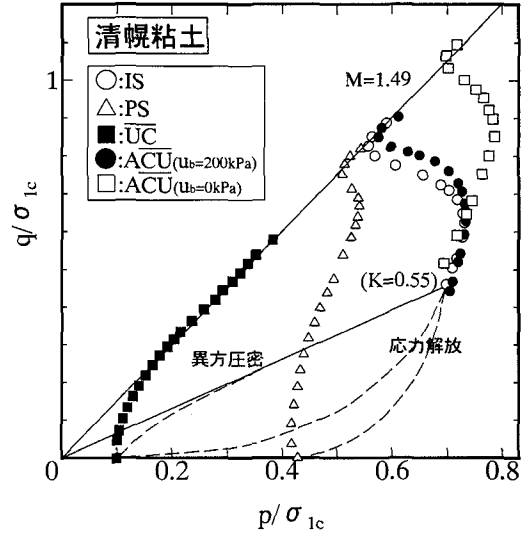
UC 試験：寸法の大きな供試体を異方（ K_0 ）圧密後非排水で応力解放し，種々の乱れを人為的に与えたのち，三軸セルを解体して整形し直した後に一軸圧縮試験で，通常業務の一軸試験に対応する。ただし，せん断中の有効応力の変化を把握するために，セラミックディスクを用いて間隙水圧を測定している（詳細は文献5,6参照）。

ACU 試験：UCの場合と同様に圧密終了後三軸セルを解体し，再セットして再び異方圧密の後非排水せん断するもので，通常業務でのCU三軸試験の際に，原位置の条件に近づける意味で異方圧密する場合を想定したシミュレーション実験である。

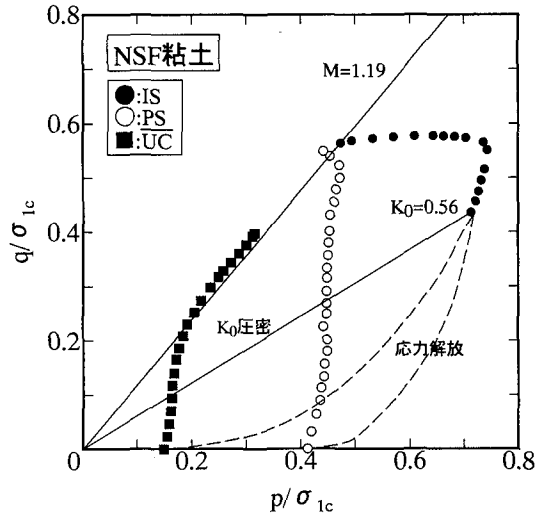
図-1から，①通常の手順を経て得られる q_0 値は原位置強度の70% ($UC/IS=0.7$)程度程度の値しか示さず，乱れの程度に応じて，さらに強度低下が起こること，②適切な大きさの背圧を加え，かつ原位置の応力条件に合わせて異方圧密した後に三軸圧縮試験を行えば，原位置の強度に近似した値が得られることが分かる。

3. サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験に基づく原位置強度の推定法

前節に示した一軸圧縮強度の低下は，サンプリングから室内試験に至る過程で試料の受けた乱れが残留有効応力の低下に反映された結果と考えられることから，筆者らは種々の乱れを与えた供試体について一軸圧縮試験前のサクシヨン (u_s) を測ることによって残留有効応力 $\sigma_v' (= -u_s)$ を知り，これと q_0 値から原位置圧縮強度を推定する方法を再構成試料を用いた実験によって検討してきた^{4), 5)}。その後さらに不攪乱試料を用い，ひずみ速度を変えて行った



(a) 清幌粘土



(b) NSF 粘土

図-1 各種シミュレーション実験における非排水せん断中の有効応力経路

確認実験のほか，深い深度から採取された試料を想定したシミュレーション実験を行い，この際供試体に発生する大きなサクシヨンを測定するために，供試体内外に back air pressure を加えた上でサクシヨンを測定し，原位置強度推定法の適用性を検証している⁶⁾。これに加えて，過圧密供試体についての一軸圧縮試験をシミュレートした実験を行い，過圧密地盤に対してもすでに提案している方法が適用可

能であることを示した⁶⁾。

以下に、筆者らの提案している方法の基礎をなす仮定と $q_u/2$ 値の補正方法について説明する。

K_0 条件で正規圧密状態に至った自然堆積の粘性土地盤の土要素を考える。この状態は間隙比-応力関係を示した図-2の A 点で表される。

(仮定1) : A 点は平均有効主応力 $\sigma_m = \{(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3\}$ を用いて表した正規圧密線 (傾き- λ) 上にある。

(仮定2) : A 点まで圧密された粘土が、サンプリングから試験に至るまでに応力解放を含めた種々の乱れを受けると、有効応力の低下とそれに伴う体積膨張によって $-\kappa^*$ の傾きを持つ破線に沿って状態が変化し、B 点に至る。

(仮定3) : B 点から非排水せん断された供試体と、同じ間隙比を持つ正規圧密線上の D 点から非排水せん断された供試体の限界状態における有効応力は等しく (C 点)、したがって非排水強度も等しい。

(仮定4) : 正規圧密線 (\overline{AD}) 上では、圧密応力に対する非排水強度 (c_u) の比は一定である。

以上の仮定が満足されると、A 点まで正規圧密された粘土の原位置非排水強度と鉛直有効圧密応力の比 c_u/σ_{vc} は次式のように表すことができる。

$$c_u/\sigma_{vc} = K^{*\Lambda^*} \cdot (c_u/\sigma_r) \cdot OCR^{-\Lambda^*} \quad (1)$$

ここで、 $\Lambda^* = 1 - \kappa^*/\lambda$ 、 $K = (1 + 2K_0)/3$ であり、 σ_{vc} は A 点の平均主応力 (σ_e) に対応する鉛直有効応力、 σ_r は B 点における残留有効応力である。また、 $OCR (= \sigma_{vc}/\sigma_r)$ は疑似過圧密比であり、供試体の乱れの程度を表す指標となる (式(1)の誘導過程の詳細は文献6参照)。

式(1)に含まれる κ^* は K_0 圧密後の粘土に働いていた異方応力が解放されて等方応力 σ_r になる過程の $e-\log \sigma_m$ の関係 (図-2の \overline{AB}) の傾きである。通常の圧密試験から得られる圧縮・膨張指数の比 κ/λ は多くの自然粘土について 0.1 ~ 0.2 の値をとることが知られているが、図-2のような応力解放および乱れによる有効応力の減少過程での κ^* の値は膨張指数 κ よりも小さいと推定される。そこで $\kappa^*/\lambda = 0.1$ を想定し、 K_0 値を 0.5 ~ 0.6 に変化させて式(1)の係数 $K^{*\Lambda^*}$ を計算すると、 $K^{*\Lambda^*} = 0.96 \sim 0.97$ を得ることから、 $K^{*\Lambda^*} \approx 1$ と近似すると、サクシヨンの測定を伴う一軸圧縮試験結果 (c_u/σ_r) による原位置強度 (c_u/σ_{vc}) の推定式として、次式を得る。

$$c_u/\sigma_{vc} = (c_u/\sigma_r) \cdot OCR^{-\Lambda^*} \quad (2)$$

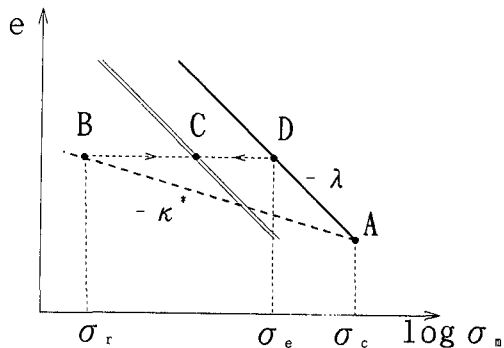
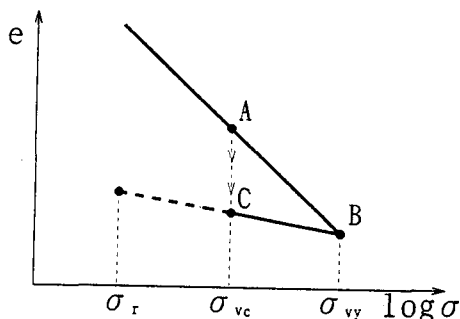
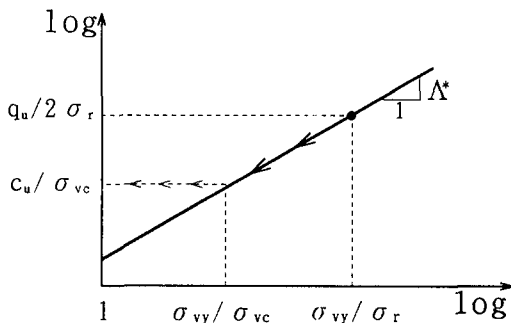


図-2 サンプリングから非排水せん断試験終了までの試料の状態変化



(a) 一軸試験前の供試体の状態



(b) $\log c_u/2 \sigma_r - \log QCR$ 関係

図-3 $q_u/2$ 値の補正方法

4. $q_u/2$ 値の補正方法

前節の式(2)は c_u/σ_r と OCR との関係が例えば後述の図-5(a)、図-6(a)のように両対数紙上で直線で表されることを示しており、多くの土について確認されている^{5), 6), 8) ~ 10)}。そこで、この関係を利用して、乱れの影響を多分に含んで測定された $q_u/2$ 値を補正して原位置の非排水強度 c_u 値を推定する方法を考える。

図-3(a), (b)は原位置の応力状態が過圧密(あるいは年代効果を受けた)状態にある場合も含めて, 前節の方法を適用して $q/2$ 値を補正する具体的な手順の説明図である. なお, 以下の説明においては, 本来の意味での過圧密比(OCR)と, 疑似過圧密比(Quasi-overconsolidation ratio)との区別を明確にするために, 後者に対しては QCR の記号を用いることにする.

(1) 過圧密状態にある場合

原位置の状態が例えば(a)図のC点(有効土被り応力 $\sigma_{v'}$, 圧密降伏応力 $\sigma_{v'v}$ の過圧密状態(OCR = $\sigma_{v'v}/\sigma_{v'}$))にあるとする. この試料を採取後一軸圧縮試験を実施する前に測定した残留有効応力が σ_r であるとして, 疑似過圧密比(QCR = $\sigma_{v'v}/\sigma_r$)と, $q/2$ 値を σ_r で除した($q/2 \sigma_r$)とを(b)図のようにプロットする. 同一とみなされる粘土層の異なる深度から得られた供試体, あるいは乱れの程度の異なる複数の供試体についての実験結果のプロット点(例: 図-5(a), 図-6(a))にフィットする傾き Λ^* の直線を得る. 図-3(a)のC点のOCR(= $\sigma_{v'v}/\sigma_{v'}$)に対応する値を(b)図の Λ^* 線上の縦軸の値 $c_u/\sigma_{v'}$ として読み取れば, これがC点の $\sigma_{v'}$ に対する非排水強度 c_u の比を与える.

(2) 正規圧密状態にある場合

原位置の状態が正規圧密(B点)であれば, $\sigma_{v'v} = \sigma_{v'}$ であるから, 図-3(b)へのプロットにあたっては QCR = $\sigma_{v'v}/\sigma_r$ とすればよい. そして, 原位置強度の算定の際には横軸 OCR=1 に対応する縦軸の値を読みとればよいことになる.

(3) 年代効果を受けた状態にある場合

図-3(a)において, A → C のように年代効果を受けた状態を B → C への過圧密と同等の効果と仮定することが許されるとすれば, (1)と同じ手法によって原位置強度の推定が可能となる.

以上のようにして $c_u/\sigma_{v'}$ を得たら, これに当該深さにおける有効土被り圧 $\sigma_{v'}$ を乗ずることにより, 原位置の非排水強度 c_u が推定され, 測定値 $q/2$ を補正出来ることになる.

5. 各種粘土についての Λ^* の検討

式(1), (2)や図-3(b)から明らかなように, $q/2$ 値の補正には Λ^* の値が必要である.

表-1 試料の物理的性質

	W _L (%)	I _p	ρ_s (g/cm ³)	S(%)	M(%)	C(%)
清幌	41	16	2.73	20	62	18
倶知安	77	37	2.67	0	23	77
早来	60	27	2.69	10	32	58
NSF	55	26	2.78	0	1	99
藤の森	55.8	24	—	—	—	—
篠路	77	43	2.72	6	37	57
日高	68	34	2.70	0	38	62
岩見沢93	73	19	2.67	—	—	—
岩見沢96	44	72	2.65	1	26	73
静川1	90	70	2.61	2	36	62
静川2	85	54	—	—	—	—
八郎潟	175	112	2.61	1	35	64
有明	135	75	2.61	1	39	60
Drammen	43	23	2.81	0	35	65
Louisville	60	30	—	0	20	80
Bothkennar	70	40	—	0	75	25
Singapore	60-80	40-60	—	0	30-50	50-70

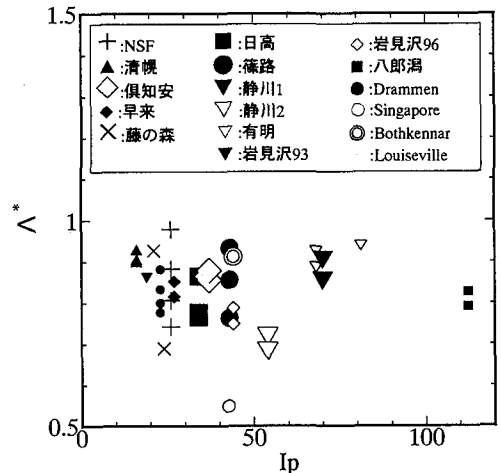
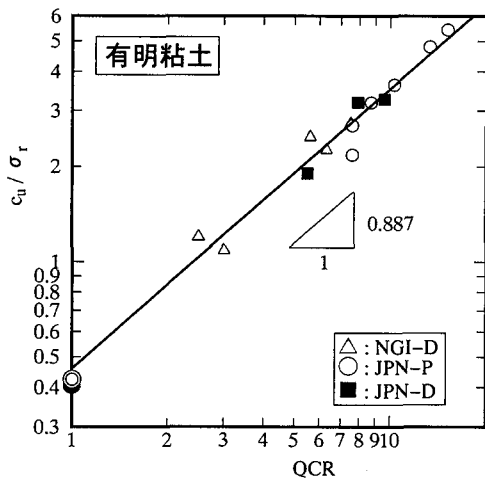
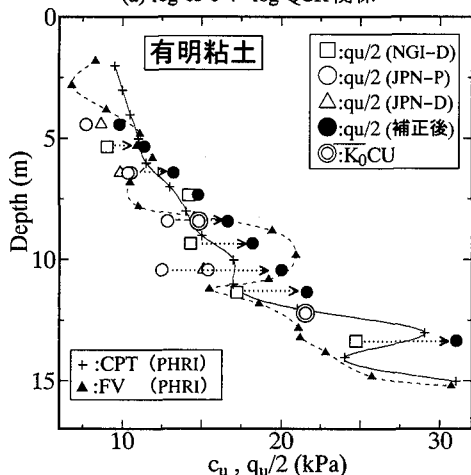


図-4 $I_p - \Lambda^*$ 関係

筆者らがこれまでに発表してきたデータ^{5), 6)}に加えてさらに岩見沢96, 静川, 有明, Drammen(いずれも不攪乱粘土で, これらの物理的性質を表-1に示す)に対して, 2. で説明した IS および UC 試験を行った. その結果はいずれも図-5(a), 図-6(a)に示した典型例と同様であり, これまで提案して来た方法が多くの不攪乱粘土に適用可能であることが分かった. そこで運輸省港湾技術研究所より提供された海外の粘土に関するデータをも合わせて, 自然粘土についての Λ^* の値を各粘土の塑性指数 I_p に対してプロットしたものが図-4である. 用いたデータの塑性指数の範囲は $I_p=16 \sim 112$ の範囲にある.

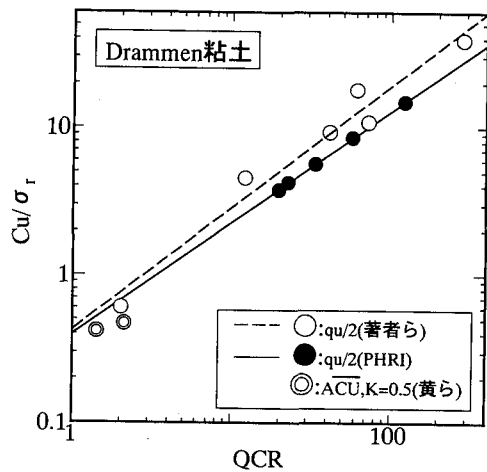


(a) $\log c_u/\sigma_r$ vs $\log QCR$ 関係

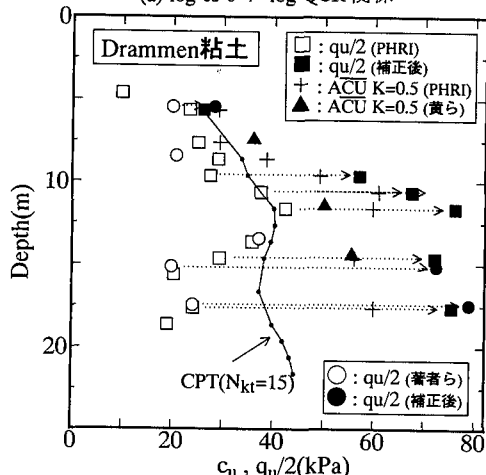


(b) 深度方向の非排水強度の変化

図-5 $q_u/2$ 値の補正例 (有明粘土)



(a) $\log c_u/\sigma_r$ vs $\log QCR$ 関係



(b) 深度方向の非排水強度の変化

図-6 $q_u/2$ 値の補正例 (Drammen 粘土)

Λ^* は I_p に対して明確な傾向を示さず、一部を除いて概ね $0.7 \leq \Lambda^* < 1.0$ の範囲に分布しており、その平均値は 0.85 である。

6. $q_u/2$ 値の補正方法の適用例

図-5は有明粘土について上記の方法を適用して得られた各深度毎の $q_u/2$ 値の補正例を示したものである。試料は運輸省港湾技術研究所 (PHRI) 地盤調査研究室でサンプリング方法を変えて採取されたものを提供して頂いた。サンプラーは日本の固定ピストン式、NGI 式および ELE 式の3種類で、サンプリング方法については固定ピストン式ではプレボーリング方式(JPN-P)およびディスプレイメント方式(JPN-D)、NGI および ELE 式ではディスプレイメント方式によっている。

(b) 図中(□, ○, △)印は補正前の $q_u/2$ であり、補正後の値が(●)印として示されている。なお、(◎)印は当研究室で実施した K_0 圧密三軸圧縮試験結果で、(+, △)印はそれぞれコーン貫入試験(CPT)およびペーンセン断試験(FV)結果で、いずれも運輸省港湾技術研究所より提供されたものである。補正後の $q_u/2$ 値と CPT から求められた強度の深さ方向の変化は近似した傾向を示している。

図-6は Drammen 粘土についての例である。この粘土地盤は ageing によって擬似的に過圧密状態になっていると言われている。また、粘土分が多いにも関わらず I_p が小さく、残留有効応力が低下しやすい性質を持っている¹¹⁾。深さ方向への物理的性質はほぼ均質であるが、図の $q_u/2$ (補正前)を見ると、深さ 11m を境に強度が大きく減少しているのが分かる。しかし港湾技術研究所(PHRI)や黄ら¹²⁾

によって行われた異方圧密非排水 (ACU) 三軸圧縮試験結果やコーン貫入試験結果では、深さ方向への強度の減少は見られない。補正後の $q_u/2$ をみると、非排水強度自体は ACU 結果とは若干異なっているが、その深さ方向の変化が CPT や ACU とよく似た傾向を示した。

以下は運輸省港湾技術研究所 (PHRI) 地盤調査研究室から提供された、海外各地の粘土についてのサクシジョンの測定を伴う一軸圧縮試験結果に前記の手法を適用した例である。

日本の粘性土と物理的性質が比較的良好に似ているとされる¹¹⁾ Bothkennar 粘土について前述の補正法を適用した結果が図-7であるが、補正によって強度のばらつきが抑えられていることが分かる。また、補正後の $q_u/2$ の深さ方向への増加傾向は原位置ベーンせん断試験のそれと近似している。図には併せてコーン貫入抵抗 q_c 値およびセルフポリングプレッシャーメータ試験 (図-7の SBPM) から得られた非排水せん断強度^{1,3)} の傾向も示した。

図-8は cemented 粘土で非常に鋭敏な¹¹⁾ カナダ東部の Louiseville 粘土についての一軸試験結果に補正法を適用した例である。補正前の $q_u/2$ 値 (○) は深さ方向に変化がみられず、ばらつきも大きい。しかし補正によってばらつきが抑えられ、深さ方向への明確な強度増加がみられるようになってきている (●)。また、補正後の $q_u/2$ 値の深さ方向への増加傾向はベーン試験結果¹¹⁾ のそれによく近似している。図中の (○) で示した点は他の試験結果と比較して $q_u/2$ 値が明らかに突出しているもので、これについては補正を行っていない。

Singapore 粘土についての補正結果が図-9である。補正を行うことで深さ方向の強度の増加が確認され、ばらつきが減少している。また補正後の $q_u/2$ 値の深さ方向への変化傾向はコーン貫入試験結果の傾向に近似している。

7. 結論

本研究の結果、筆者らが提案して来た残留有効応力による $q_u/2$ の補正法の妥当性が確認され、海外の粘性土に対しても適用できることが実証された。また、これまで筆者らが集めた 17 種類のデータによれば $I_p=16 \sim 112$ までの粘土について本方法が適用可能であり、式(2)の指数 Λ^* と粘土の物理的性質との相関は見い出せなかったが、 $0.7 \leq \Lambda^* < 1.0$ の値をとり、多数の粘土の Λ^* が平均値 0.85 に近いことが分かった。

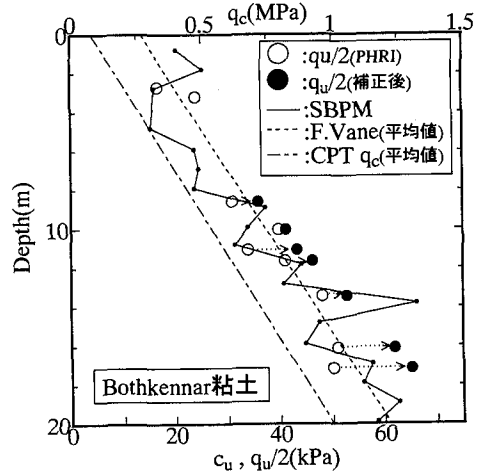


図-7 $q_u/2$ 値の補正例 (Bothkennar 粘土)

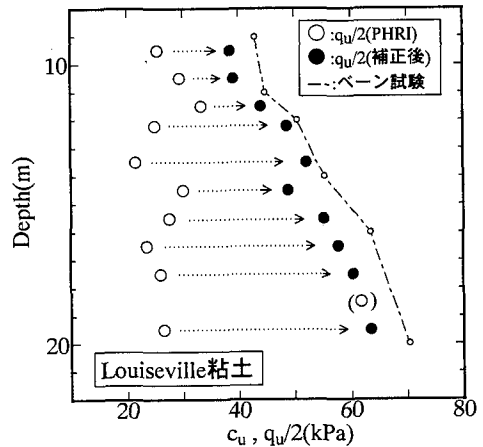


図-8 $q_u/2$ 値の補正例 (Louiseville 粘土)

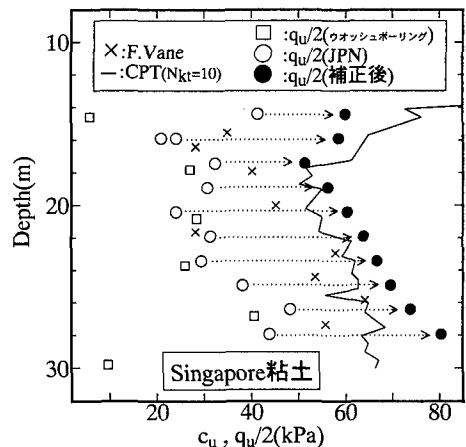


図-9 $q_u/2$ 値の補正例 (Singapore 粘土)

8. あとがき

筆者らは、原位置の非排水強度を求めるのに上記の方法で十分だとは無縁考えていない。理想的には原位置の有効応力状態を再現し得るようなせん断試験によるべきであるが、各種の設計基準・指針類の規定の現状からすれば、一軸圧縮試験の使用が当然続くものと考えられる。そこで、『一軸圧縮試験に頼るとすれば、残留有効応力の把握が必要条件である』という共通認識を持つべき、というのが本論文の主旨である。

本文の方法で $q_u/2$ 値が補正され真値に近い圧縮強度が求められたとしても、これがそのまま安定計算に用いるべき c_u 値にはならず、強度の異方性やひずみ速度依存性に関する補正が必要であることは既報⁶⁾においても記した通りである。いずれにしても、一軸圧縮試験を用いるのであれば、試験の結果得られる q_u 値をそのまま用いて $c_u = q_u/2$ として設計するのではなく、応力解放や乱れの影響を取り除いて $q_u/2$ の補正值を確定した上で、設計計算用の非排水強度を設定するという手順を踏むべきである。

本研究の実験に用いた有明および Drammen 粘土の不攪乱試料は、運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室より提供されたものである。また、Bothkennar, Louiseville および Singapore 粘土についての一軸圧縮試験データはすべて同研究室で実施されたもので、筆者らの補正法の妥当性の検証のために提供を受けたものである。同研究室の田中洋行室長および田中政典氏に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 三田地 利之：地盤工学における土質試験の役割,土と基礎, Vol.43, No.11, pp.1-2, 1995.

- 2) 土質工学会：土質試験の方法と解説, pp.339-383,1991.
- 3) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説, pp.9-67, 1996.
- 4) 工藤 豊,三田地 利之,杉原 靖彦：飽和粘性土の応力解放時のサクシオンと非排水強度の関係, 土木学会第47回年次学術講演会概要集, pp.428-429, 1992.
- 5) 三田地 利之,工藤 豊：一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度の推定法,土と基礎, Vol.42, No. 4, pp.15-20, 1994.
- 6) 三田地 利之,工藤 豊：サクシオンと一軸圧縮強度に基づく粘土の非排水強度推定法,土木学会論文集, No.541/III-35, pp.147-157, 1996.
- 7) 例えば, Skempton,A.W.and Sowa, V.A.: The behavior of saturated clays during sampling and testing, Geotechnique, Vol.13, No.4, pp.269 ~ 290,1963.
- 8) Shimizu,M. and Tabuchi, T. : Effective stress behavior of clays in unconfined compression tests, Soils and Foundations, Vol.33, No.3, pp.28-39, 1993.
- 9) 三田地 利之,津國 典洋,工藤 豊：サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験の実用化に関する研究,第29回土質工学研究発表会講演集, pp.629-632,1994.
- 10) 対馬 雅己,三田地 利之,石川 剛：高有機質土の応力解放時のサクシオンとせん断強度の関係,土木学会論文集 No.523/III-32, pp.91-97, 1995.
- 11) 田中 洋行,田中 政則,K.K.Hamouche：海外の粘土に対する一軸圧縮試験の適用性,第41回地盤工学シンポジウム平成8年度発表論文集, pp.61-66, 1997.
- 12) 黄 聖春,館市 弘達ら：各種室内試験による Drammen clay のせん断特性その3：第31回地盤工学研究発表会発表講演集, No.421, pp.841-842,1996.
- 13) Nash,D.F.T., Powell, J.J.M. and Lloyd, I.M.: Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar, Geotechnique, Vol.42, No.2, pp.163-181,1992.

(1997. 4. 21受付)

EVALUATION OF UNCONFINED COMPRESSION TEST RESULTS BASED ON THE RESIDUAL EFFECTIVE STRESS AND CORRECTION OF q_u -VALUE

Toshiyuki MITACHI, Yutaka KUDOH and Daisuke ENDOH

Unconfined compression tests have been widely used so far in spite of the criticism of the use of the test results for determination of undrained strength of soft clay deposits. In view of these circumstances, the authors formerly proposed a method for predicting in situ undrained strength of clays from the results of conventional unconfined compression test with suction measurement.

In this paper, the examination and confirmation of the validity of the proposed method was performed by comparing the distributions of undrained strength obtained by the method along the depth with those obtained by in situ sounding test results.