

## 一軸圧縮強度と三軸 CIU 強度を用いた境港の中間土地盤の強度評価

### Determination of Design Shear Strength of Intermediate Soil in Sakai Port Using Unconfined Compression Strength and Triaxial CIU Strength

土田 孝 Takashi TSUCHIDA (広島大学大学院工学研究院)  
 保利 修 Osamu HORI (中国地方整備局広島港湾空港技術調査事務所)  
 花岡 尚 Takashi HANAOKA (広島大学大学院工学研究科)

境港外港地区の防波堤の建設のための海底地盤の調査を行った結果、表層の6~9mが塑性指数30以下の中間土地盤であることが判明した。不攪乱試料の一軸圧縮強度と三軸CU試験の強度を比較した結果、試料の乱れが大きいと判断されたので三軸CU強度を用いた強度評価を行った。qu/2を用いた強度に対して、三軸CU強度から決定した設計強度は、表層から深さ約10mの範囲で80~100%大きい値となり、建設コストを削減することができた。

キーワード：中間土，せん断強度，設計定数，一軸圧縮強度，攪乱，港湾構造物 (IGC : D06)

#### 1. 境港外港地区の土質特性と中間土の問題

境港外港地区(写真-1)は、弓ヶ浜半島の米子側から北西方向に延び、美保湾と中海とを分かち、長さ約18km・幅約4kmの長大な湾口砂州の先端外海側(美保湾側)に位置している。この地区は埠頭・工用地として発展し、人工の埋立地や港湾施設が海上に延びている。

境港が立地する弓ヶ浜砂州は沖積世(完新世)の堆積物で、主として花崗岩質の砂からなり、形成年代は最後の氷河期が終わって地球規模で海水面の連続的な上昇により起こった海進の時期(日本では縄文海進、8千年前)以降であり、現在の外海側の海岸線を構成する外浜は900年前以降に日野川の土砂供給の増大により急速に発達したものと考えられている<sup>1)</sup>。

砂州堆積物の下には、洪積世(中期~後期更新世)の堆



写真-1 境港湾の現況と新設防波堤の位置 (H18.5 撮影)

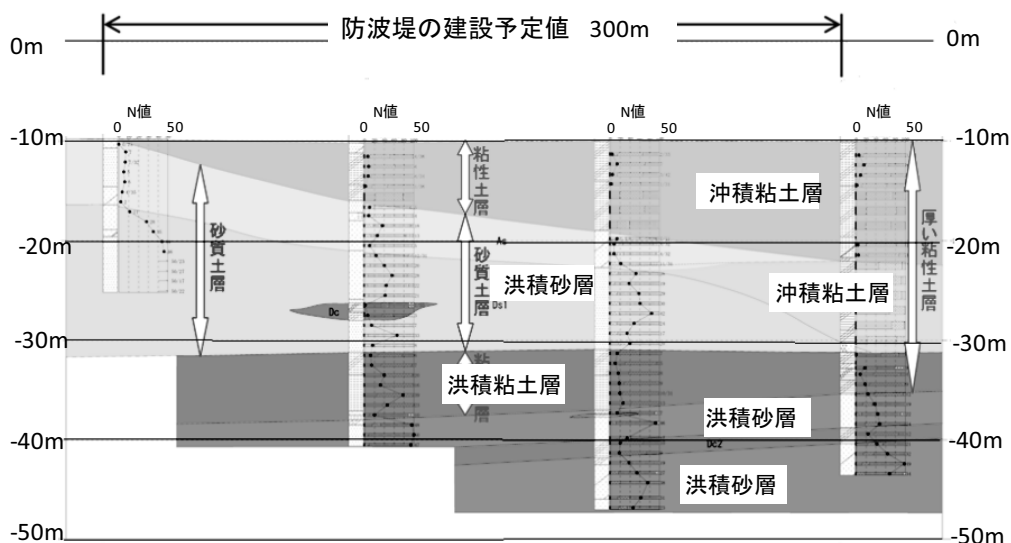


図-1 防波堤立地地点における土質の概要

積物が厚く（50m 程度）分布している。洪積世末の最終氷河期には海面が大きく低下し（100m 以上）、弓ヶ浜北部に向って深い河谷が形成されていたようであり、この付近では沖積～洪積の境界は起伏に富んだ不整合関係を示す。

境港市付近では洪積世末期以後の地殻変動による沈降が激しく 30m 以上におよぶ厚い粘性土層（Lc）が分布している。Lc 層は 1～2 万年前の堆積層であり、沖積・洪積の境界を 1 万年前とする場合は洪積層、2 万年前とする場合は沖積層に区分される。

写真-1 の赤字で示した位置に長さ 300m の防波堤を新設するため、海底地盤の調査を行った。図-1 に防波堤立地地点の海底地盤の概要を示す。水深はほぼ-10m であり、表層から上部沖積粘性土層、下部沖積粘性土層、沖積砂質土層、洪積粘性土層、洪積砂質土層が堆積している。これまでの防波堤の設計から、安定解析上問題となるのは沖積粘性土層であり、沖積砂質土層、洪積粘性土層、砂質土層は十分な強度を有すると考えられている。写真-1 に示す既設の防波堤の建設では、沖積粘土層のせん断強度が不足したため、サンドコンパクションパイル工法による地盤改良が行われている。

これまでの境港の建設工事において、海底に堆積する沖積粘土層の一部に存在する中間土地盤の取り扱いが設計上大きな問題であった。中間土地盤は、砂質土地盤と粘性土地盤の中間的な性質を有する地盤のことであり、安定解析や沈下解析を行う上で取り扱いに注意を要することが知られている<sup>2), 3)</sup>。

一般に、海底地盤の設計定数としては、砂質土地盤の場合は排水条件における内部摩擦角  $\phi_d$ 、粘性土地盤の場合は粘着力  $c_u$  が用いられる<sup>3)</sup>。これは、常時において砂質土地盤は地盤内に過剰間隙水圧がほとんど発生しない排水条件で強度が発現し、粘性土地盤の場合は透水係数が小さいため施工中の排水がほとんど期待できないため非排水条件と考えられることと対応している。さらに、海底地盤の砂質土地盤では通常  $c_d$  がほぼゼロであり、一方粘性土地盤は飽和しているので全応力に関する  $\phi=0$  法の考え方が成立する。

これに対して中間土地盤は、施工速度によって地盤内の排水条件が非排水、排水、部分排水と変化するような地盤である。さらに、一般に砂質土地盤は標準貫入試験の N 値によって設計定数を決定し、粘性土地盤の場合は不攪乱試料を採取して一軸圧縮強度  $q_u$  より  $c_u=q_u/2$  として粘着力を決定されている。しかしながら、中間土地盤では通常砂質土地盤よりもかなり小さい N 値しか得られず、一方、不攪乱試料を採取しても乱れの影響が大きいため強度を過小評価しやすいという問題が存在する。すなわち、砂質土地盤と考えると粘性土地盤として考えても設計値として求められる強度はかなり低く評価されやすいのである。

本防波堤の設計においては、海底地盤の設計強度の設定において一軸圧縮強度と三軸 CU 強度を併用した強度設定法を採用した。また、平成 19 年度に改訂された港湾の施設の技術上の基準から採用されている、設計定数のばらつ

きを考慮した地盤強度の特性値の検討を行った。この結果、砂分を多く含み塑性が低い中間土地盤である上部沖積層のせん断強度の設計用値は、従来の一軸圧縮強度の平均値を用いた場合に比べ大幅に大きくなった。ここでは、港湾構造物の設計で問題となる中間土地盤の設計せん断強度について境港防波堤建設事業の事例を報告する。

## 2. 一軸圧縮強度と三軸 CU 試験を併用し、パラメータのばらつきを考慮した設計用値の決定方法

わが国では、粘土地盤の設計強度を求める方法として、一軸圧縮強度法（ $q_u$  法）が広く実務で用いられてきた。一軸圧縮強度法は、固定ピストン付きシンウォールサンプラーにより粘性土の不攪乱試料を採取し、一軸圧縮試験を行って一軸圧縮強度  $q_u$  を求め、その平均値より、設計せん断強度  $s_u=q_u/2$  として設計強度を決定する方法である。こ

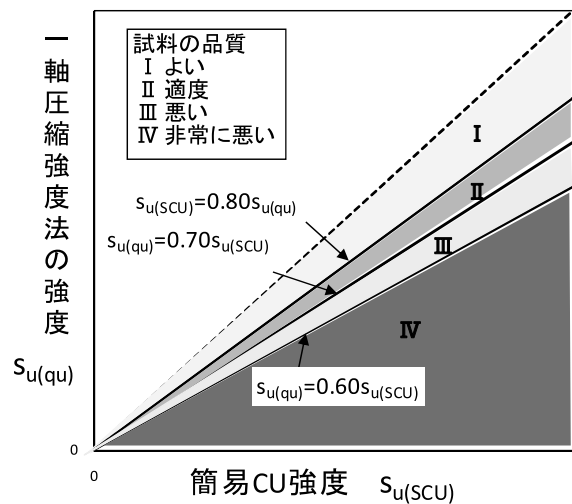


図-2 一軸圧縮強度と簡易 CU 強度の関係による試料の品質の評価<sup>3),4)</sup>

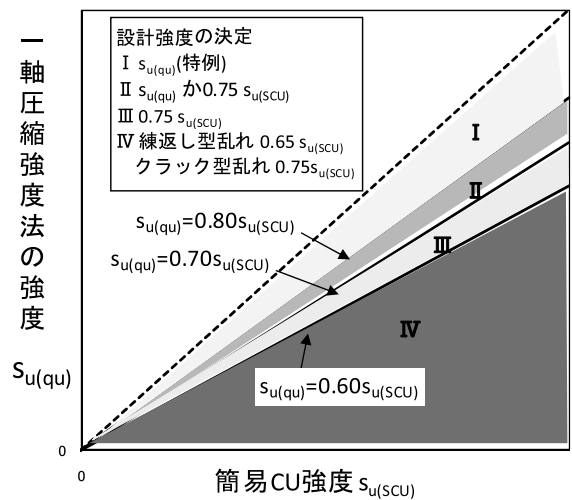


図-3 一軸圧縮強度と簡易 CU 強度を併用した設計強度の決定法<sup>3),4)</sup>

の方法は、不攪乱試料の品質が適正であり、試料が過度に攪乱されていない場合は妥当な設計強度であることが確認されている。しかし、何らかの原因によりサンプリング時の乱れが通常より大きい場合や、サンプリング時の乱れの影響を受けやすい特性をもつ粘土の場合、一軸圧縮強度法は本来の地盤の強度を過小に評価する可能性がある。このため、一軸圧縮強度と三軸CU強度を併用した強度決定法が港湾の施設の技術上の基準に採用されている。

本基準では、以下のような手順で実施する三軸CU試験を「簡易CU試験」と呼び、この方法で強度を求めた強度を用いることとしている。

- ① 不攪乱試料を三軸試験機にセットし、原位置における有効拘束圧の平均  $\{\sigma_v \cdot (1+2K_0)/3\}$  で120分間等圧圧密する。わが国の粘土で過圧密比が2以下の場合、 $K_0$  値を0.5と仮定する。
- ② 0.1%/minのせん断速度で非排水条件で圧縮し、最大軸差応力の2分の1として得られる非排水強度  $s_u(SCU)$  を簡易CU強度  $s_u(SCU)$  と呼ぶ。設計非排水強度として、 $0.75 s_u(SCU)$  を用いる。ここで  $s_u(SCU)$  に乗じる係数0.75は、わが国の海成粘土に関するせん断速度効果と強度異方性を考慮して求めたものである。

図-2は  $q_u$  法の強度  $s_u(q_u)$  と簡易CU強度  $s_u(SCU)$  の比較と試料の品質の関係を示している。試料の乱れの程度によって両者の関係は次のようにまとめられる。

- I 品質がよい(乱れが小さい)  
 $s_u(q_u) > 0.80 s_u(SCU)$
- II 品質が適度(乱れが適度)  
 $0.70 s_u(SCU) < s_u(q_u) \leq 0.80 s_u(SCU)$
- III 品質が悪い(乱れが大きい)  
 $0.60 s_u(SCU) < s_u(q_u) < 0.70 s_u(SCU)$
- IV 品質が非常に悪い(乱れが非常に大きい)  
 $s_u(q_u) \leq 0.60 s_u(SCU)$

このような関係が成り立つのは、一軸圧縮強度が試料の乱れによって敏感に変化するのに対して、再圧縮法の強度である簡易CU強度は、乱れの影響を受けにくいからである。この関係を用いて、港湾の施設の技術上の基準では一軸圧縮強度と簡易CU強度の関係から、試料の品質を評価する次のような方法が採用されている<sup>4),5),6)</sup>。

各シンウォールチューブについて3個の一軸圧縮試験と1個の簡易CU試験を実施する。 $q_u/2$ の平均値  $s_u(q_u)$  と簡易CU強度  $s_u(SCU)$  の関係から以下のように設計強度を決定する。

- I  $s_u(q_u) > 0.80 s_u(SCU)$  (品質がよい)  
試料の乱れは小さい。設計強度として  $s_u(q_u)$  は大きすぎる可能性があり  $0.75 s_u(SCU)$  を用いる。ただし、これまで  $q_u$  法の実績のある地盤では  $s_u(q_u)$  を用いてもよい。
- II  $0.80 s_u(SCU) \leq s_u(q_u) < 0.70 s_u(SCU)$  (品質が適度)  
試料の乱れは、 $q_u$  法に関して適度のレベルである。  
 $s_u(q_u)$  と  $0.75 s_u(SCU)$  のどちらかを用いてもよい。

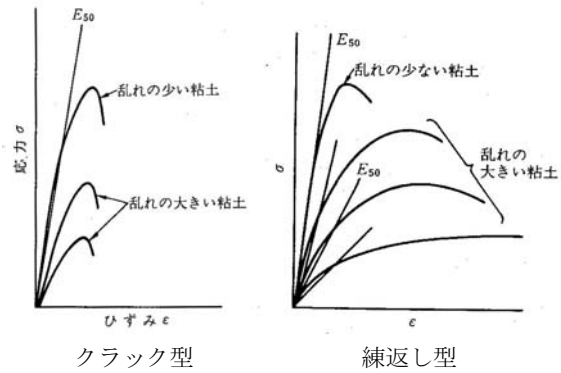


図-4 クラック型の乱れと練返し型乱れの応力ひずみ曲線<sup>3),4)</sup>

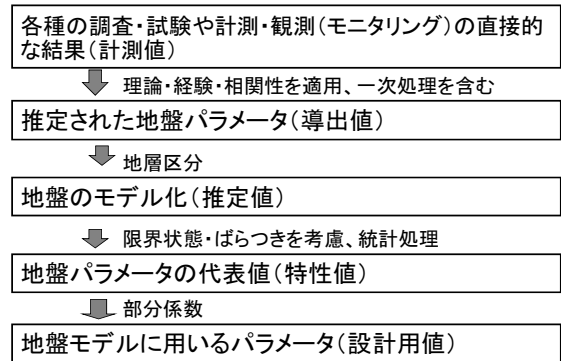


図-5 地盤パラメータの設計用値の設定方法<sup>5)</sup>

表-1 土質パラメータの変動係数と補正係数<sup>5)</sup>

土質パラメータの変動係数	補正係数 $b_1$	
	耐力側パラメータ	作用側パラメータ
0.1 未満	1.00	1.00
0.1 以上 0.15 未満	0.95	1.05
0.15 以上 0.25 未満	0.90	1.10
0.25 以上 0.40 未満	0.85	1.15
0.40 以上 0.60 未満	0.75	1.25
0.60 以上	結果の解釈やモデルの再検討	

- III  $0.70 s_u(SCU) \leq s_u(q_u) < 0.60 s_u(SCU)$  (品質が悪い)  
試料の乱れがやや大きい。設計強度としては  $0.75 s_u(SCU)$  を用いる。
- IV  $s_u(q_u) \leq 0.60 s_u(SCU)$  (品質が非常に悪い)  
試料の乱れが非常に大きい。乱れが練返し型の場合は  $0.65 s_u(SCU)$  を用い、クラック型の場合は  $0.75 s_u(SCU)$  を用いる。

以上の強度決定法を図-3に示した。図では試料の乱れを「クラック型」と「練返し型」に分けて判断することになっている。クラック型と練返し型の乱れの違いを一軸圧縮試験における応力ひずみ関係で表すと、図-4のようになる。一般に、深度20m以深から採取したような場合、試料の乱れは「クラック型」が多くなるとされている。

平成19年に改訂された港湾の技術上の基準<sup>6)</sup>では、信頼性設計法が導入されている。図-5は地盤パラメータの

設計用値の設定方法である。地盤の設計定数の場合、一軸圧縮強度や三軸圧縮試験による強度などの個々の試験結果が計測値であり、計測値を処理して地盤の設計定数として求めたものが導出値である。次に、設計のために地層を区分し、導出値をもとに各層ごとに代表的な値として求めた定数が推定値となる。従来の設計法では推定値＝設計値であったが、新基準では地盤定数のばらつきを考慮して次式により、地盤パラメータの代表値である特性値を求めることとしている。

$$\text{特性値} = \text{推定値} \times b_1 \quad (1)$$

$b_1$  は土質定数のばらつきに関する補正係数であり、変動係数の大きさに応じて表-1 で与えられている。表-1 をみると、変動係数が 0.1 未満の場合は  $b_1=1.0$  であり補正の必要はないが、変動係数が 0.1 以上の場合はその大きさによって耐力側（地盤強度など外力に抵抗する側）のパラメータは低減し、作用側（作用外力としての自重、波力など）のパラメータは増加する。たとえば変動係数 0.1 以上で 0.15 未満の場合は、地盤の強度など耐力側のパラメータは  $b_1=0.95$ 、外力となる地盤の自重は（地盤の自重は押さえの荷重など耐力側の場合もある） $b_1=1.05$  を乗じて特性値を求めることになる。

### 3. 境港の海底地盤の強度特性

#### 3.1 コンシステンシー特性と圧密圧縮特性

図-6 に境港防波堤建設予定地のコンシステンシー限界と自然含水比を示す。図のように、標高-22m 付近を境として液性限界が 40%以下の層と液性限界が 40%以上で深度とともに急増する層に分けることができる。ここでは、上部を上部中間土層、下部を下部粘土層と呼ぶ。図-6 をみると、液性限界とともに自然含水比も変化しており、上部中間土層では自然含水比は液性限界よりもやや大きく、下部粘土層ではほぼ液性限界に等しい。

このような上部と下部の塑性の違いの原因は何であろうか。図-7 は液性限界と砂分含有率の関係をみたものである。図のように両者の関係は液性限界が 40%以下のとき、液性限界が 40%以上の領域で明瞭に分かれており、前

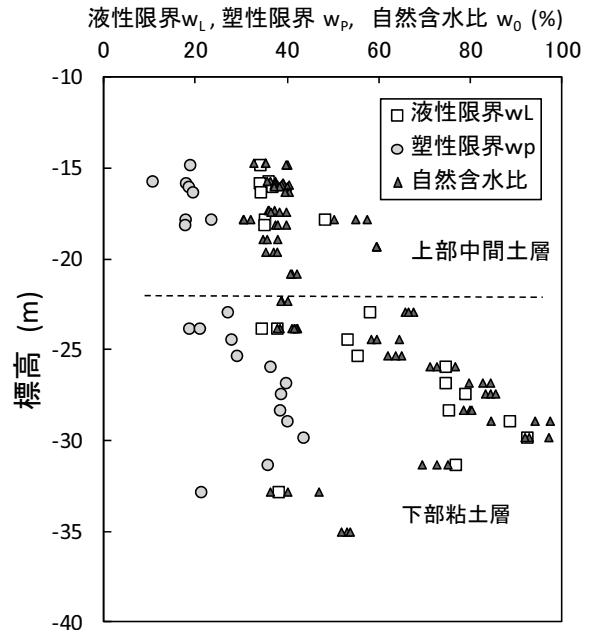


図-6 海底地盤のコンシステンシー限界と含水比

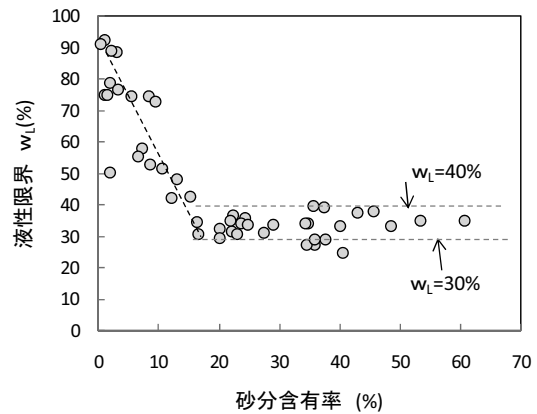


図-7 液性限界と砂分含有率

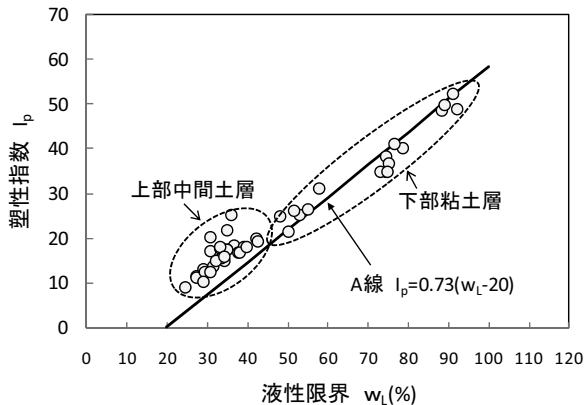


図-8 境港粘性土の塑性図

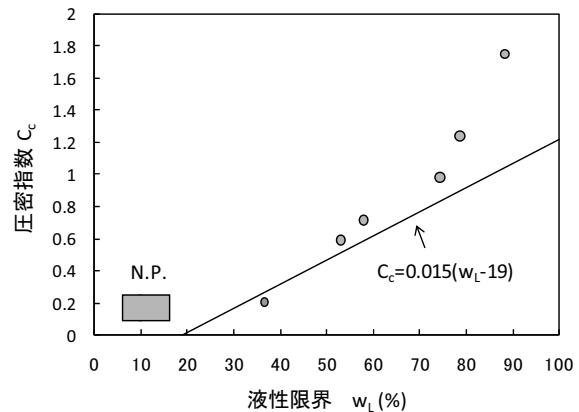


図-9 液性限界と圧縮指数の関係

液性限界にほぼ直線的な関係がみられる。

図-8 は上部中間土層、下部粘土層を塑性図上にプロットした結果である。図のように上部中間土層は A 線より上にあり CL(粘土,低液性限界), 下部粘土層は A 線よりやや下にプロットされている点もあるがほぼ CH(粘土,高液性限界)に分類される。

わが国の海底地盤では中間土地盤が形成される大きな原因として、堆積過程において多くの砂分が混合することが考えられる<sup>7)</sup>。しかし、砂分を多く含むことによって中間土に分類される土は、一般的には砂分 50%以上とされており<sup>5)</sup>、境港の海底地盤の場合図-7 からわかるように上部中間土層の砂分含有率の多くは 50%未満であるので、砂分含有量だけでは「中間土」と明確には判断できない。実際に、コンシステンシー試験で N.P.(非塑性)と判定された 10 本の土試料の粒度をみると、砂分含有率は 12.9%, 17.1%, 20.5%, 26.2%, 18.0%, 48.1%, 2.7%, 31.1%, 57.9%, 33.5% となっており、細粒分が 50%以上である土が多い。したがって、境港粘土の中間土については砂分だけが低塑性となっている理由とは言い難い。境港の上部に低塑性の中間土層が形成された原因については、土粒子の鉱物塑性の違いなどさらなる検討が必要と考えられる。

図-9 は液性限界と圧縮指数  $C_c$  の関係である。試料の中には非塑性 (N.P.) として液性限界が測定できなかった試料もあり、それらの  $C_c$  の範囲も図中に示している。

わが国の海成粘性土における液性限界と圧縮指数の相関式としては次式がある。

$$C_c = 0.015 (w_L - 19) \quad (2)$$

式(2)は、わが国の港湾地域海成粘土について多数のデータから回帰直線を求めた式で小川・松本の式として知られている<sup>8)</sup>。境港粘性土における  $C_c$  と液性限界の関係は、液性限界が 40%以下の上部中間土層では  $C_c$  は 0.1~0.25 の範囲にあり、液性限界が 50%以上の下部粘土層においては、式(2)の予測値よりも圧縮指数が大きくなっている。

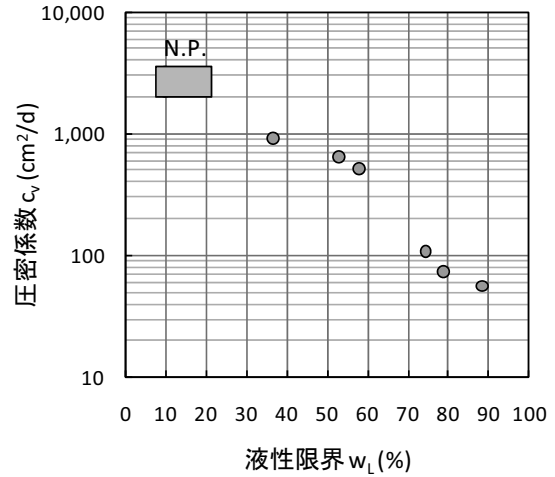


図-10 液性限界と圧縮係数の関係

図-10 は液性限界と圧縮係数  $c_v$  の関係である。図のように、上部中間土層の  $c_v$  は  $500\text{cm}^2/\text{d}$  であり、N.P と判定された土では  $2,000\sim 3,200\text{cm}^2/\text{d}$  となっている。この値は標準圧縮試験によって測定できる圧縮係数のほぼ上限の値であり、実際の地盤ではこの値よりさらに圧縮係数が大きい可能性がある。

### 3.2 強度特性

図-11 は各深度における  $q_u/2$  と簡易 CU 強度  $s_{u(SCU)}$  の 75% である  $0.75s_{u(SCU)}$  である。図のように、塑性の低い上部中間土層では  $0.75s_{u(SCU)}$  と  $q_u/2$  は明らかな差があるが、下部粘土層では両者の差は小さい。上部中間土層の一軸圧縮強度ではほとんどの試料で破壊ひずみが 2~7% の範囲にあるが、簡易 CU 強度では破壊ひずみが試験の最大値である 15% となっている。一方、下部粘土層をみると一軸圧縮強度と簡易 CU 試験のいずれも 2~4% の範囲にあり、試験方法による差はみられない。このように最大の軸差応力を発現するときのひずみの違いが一軸圧縮強度と簡易 CU 強度

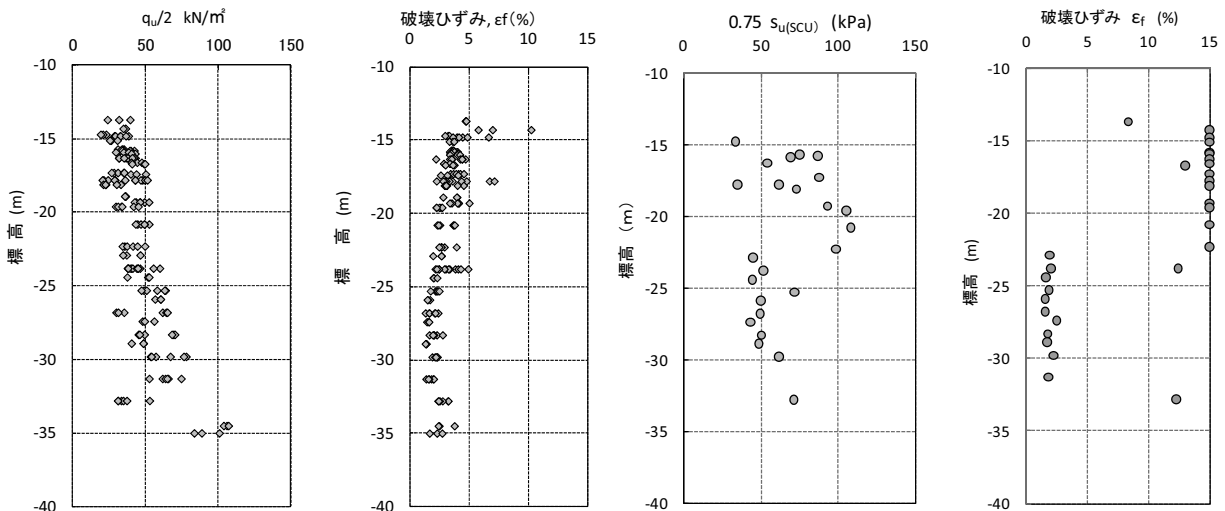


図-11 一軸圧縮試験の強度  $q_u/2$  と破壊ひずみ、簡易 CU 試験から求めた  $0.75s_{u(SCU)}$  と破壊ひずみ

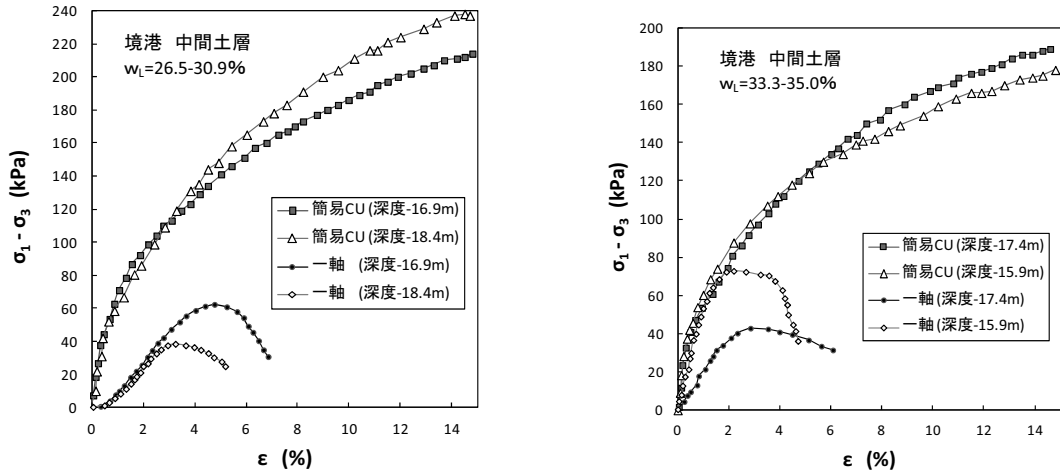


図-12 簡易 CU 試験と一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線 (中間土層)

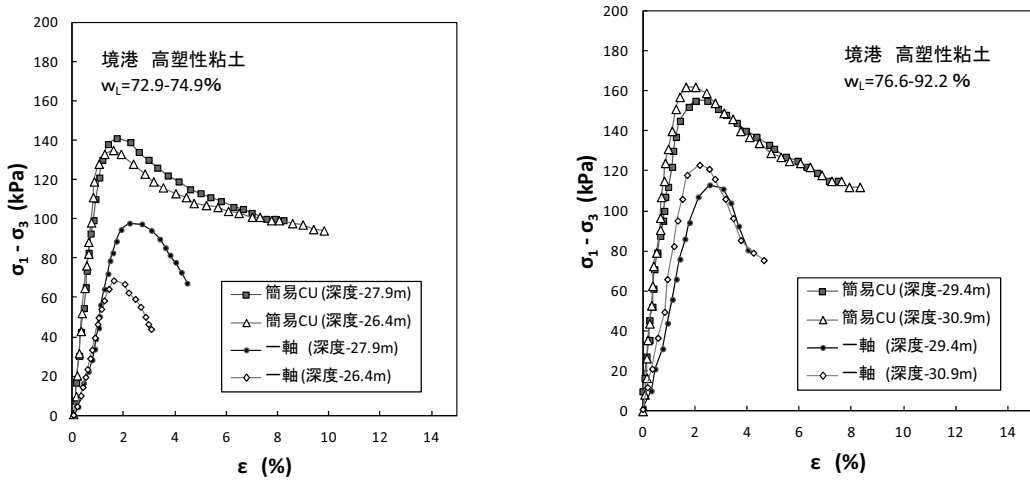


図-13 簡易 CU 試験と一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線 (高塑性粘土層)

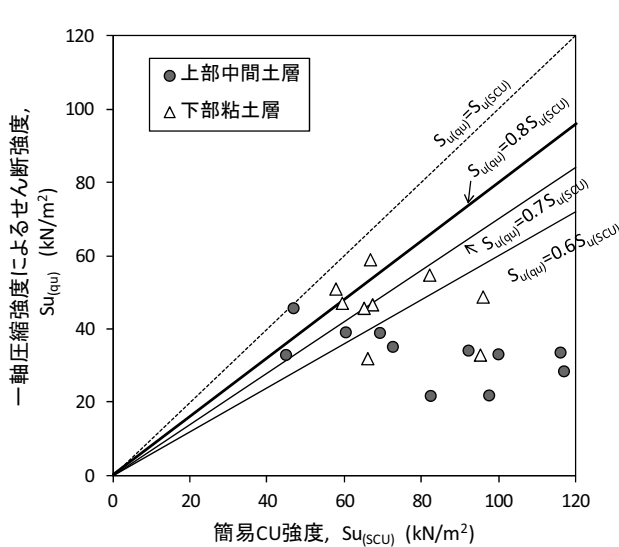


図-14  $s_{u(qu)}$  と  $s_{u(SCU)}$  の比較

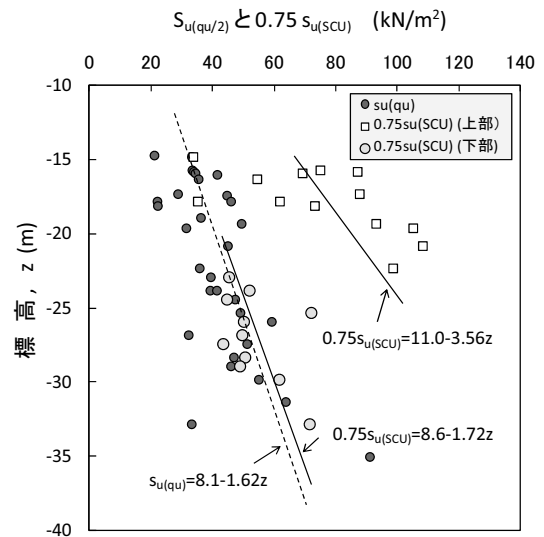


図-15  $s_{u(qu)}$  と  $0.75s_{u(SCU)}$  の深度分布

の違いになっていると考えられる。簡易 CU 試験から求めた強度のばらつきに着目すると、上部中間土層ではばらつきが大きく、下部粘土層では小さくなっている。これは上

部中間土層の強度が砂分含有率や液性限界などによって大きく変化しやすいことを示している。

図-12 と図-13 に上部中間土層の試料における一軸圧縮

試験、簡易 CU 試験における応力ひずみ曲線を示している。中間土層の試料簡易 CU 試験において圧縮ひずみとともに軸差応力の増加が続いているが、一軸圧縮強度はひずみ 4%以降の強度増加がみられない。2つの試験による強度差は顕著であり応力解放の影響により一軸圧縮強度が小さくなっていることが伺える。一方、高塑性粘土層の試料は、破壊ひずみが 3.0%以下である点は、2つの試験で共通している。

図-14 は、一軸圧縮強度、簡易 CU 強度から求めた非排水強度の比較により、図-2、図-3 から不攪乱試料の品質を評価し、設計強度を検討したものである。図中の  $s_{u(q_u)}$  は一つのサンプラーから取った供試体 3 個の  $q_u$  より求めた非排水強度  $s_u=q_u/2$  の平均値であり、 $s_{u(SCU)}$  は同じサンプラーの試料で行った簡易 CU 試験における最大軸差応力の 2 分の 1 である。

図のように、塑性の低い上部中間土層は、ほとんどのデータが品質IV（非常に悪い）の範囲にあり、一軸圧縮強度は地盤強度を過小に評価していると判断される。一方、塑性の高い下部粘土層では多くのデータが品質 I（良好）に分類されている。上部中間土層も下部粘土層も同一の調査者、サンプリング方法で行われているので、上部中間土層の品質が悪いと判定された原因はサンプリング方法によるものではなく、試料の砂分を多く含むなどの理由で試料採取による応力解放の影響が大きく有効応力を保持にしにくく、一軸圧縮強度による強度評価が適さない土である可能性が高い。

### 3.3 地盤強度の特性値の決定

図-15 は一軸圧縮強度  $q_u/2$  の平均値  $s_{u(q_u)}$  と簡易 CU 試験から求めた  $0.75s_{u(SCU)}$  から深度ごとの強度の特性値を比較したものである。図のように、一軸圧縮強度から求めた強度は上部、下部の違いは不明瞭でほぼ深さ方向に直線的に

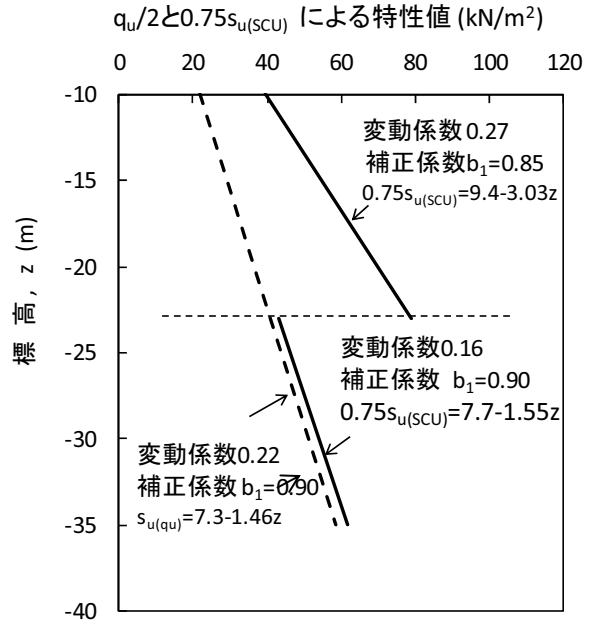


図-16  $s_{u(q_u)}$  と  $0.75s_{u(SCU)}$  から求めた地盤強度の特性値の比較

増加している。一方、 $0.75s_{u(SCU)}$  は上部中間土層では一軸圧縮試験度から求めた値の倍近い強度となっている。しかし、下部粘土層では試験方法による違いはわずかである。

以上の結果から、それぞれの強度の変動係数から表-1 にしたがって補正係数  $b_1$  を決定し、(1)式を用いて求めた深度方向非排水強度の特性値を図-16 に示した。図-16 からわかるように、上部中間土層については  $0.75s_{u(SCU)}$  を用いることにより、 $q_u/2$  を用いた場合に比べ、非排水強度の特性値は 80~100% 大きい特性値となっている。一方、下部粘土層では、いずれの強度を用いても特性値に大きな差はないが簡  $0.75s_{u(SCU)}$  を用いることにより 5% 程度大きな

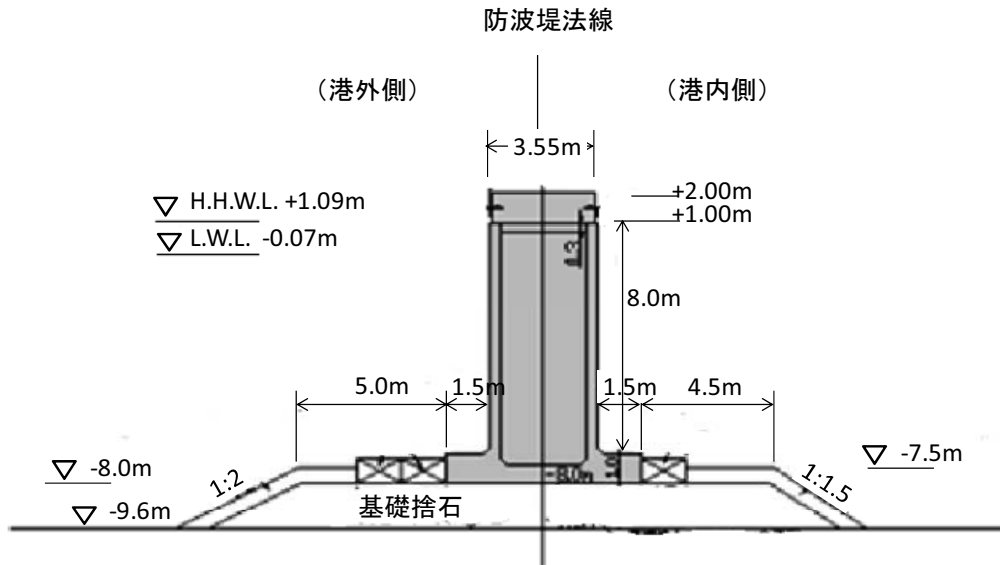


図-17 境港防波堤の設計断面

特性値になっている。なお、設計用値は図-16の特性値に限界状態設計法における部分係数を乗じた値となる。

図-17は防波堤の設計断面図である。安定解析においてもっとも安全率が小さくなるのは波圧時の偏心傾斜荷重に対する安定であった。海底地盤の強度として  $0.75s_u(\text{SCU})$  から求めた特性値を用いて求めた波圧時の偏心傾斜荷重に対する安全率（設計定数に部分係数を用いた解析）により十分安全であると照査されたので、本防波堤は地盤対策を施さず、海底地盤上にそのまま建設された。なお、図-16の  $q_u/2$  から求めた地盤強度の特性値を用いて安全照査するとこの断面は危険であり、地盤改良あるいは断面の変更が必要との結果となっていた。したがって、本事例では、中間土地盤に対して一軸圧縮強度と三軸CU強度を併用した強度決定法を用い、三軸CU強度（実際には簡易CU強度の75%）を採用することによって防波堤の建設コストを大きく削減できたことになる。本防波堤は建設後1年以上を経過し、この間に冬期の波浪にも耐え、防波堤としての機能を発揮している。

#### 4. まとめ

境港外港地区の海底地盤は、上部中間土層と下部粘土層によって構成されており、防波堤建設工事において、上部中間土層の設計強度（地盤強度の特性値）の決定が設計上問題となった。に砂分を多く含み塑性が低い中間土地盤の非排水強度の決定が問題となった。本報告は、中間土地盤の強度評価において一軸圧縮強度と三軸試験を併用した方法を採用した事例である。本報告の内容をまとめると、以下ようになる。

- (1) 境港海底地盤の上部中間土層は液性限界  $w_L$  が 30～40%の範囲にあり低塑性であるが、これらの粘土の砂分含有率は 20～65%の範囲にあり、砂分以外にも低塑性の原因があると考えられる。
- (2) 一軸圧縮強度と三軸CU強度を併用した強度決定法を境港海底地盤に適用した結果、上部中間土層は「IV品質が非常に悪い」に、下部粘性土層は「I品質がよい」に分類された。上部中間土層において「品質が非常に悪い」とされた原因は、中間土の乱れやすい性質（試料が有効応力を保持しにくい）が原因と考えられる。
- (3) 試験によって求められた強度のばらつきを考慮した設計強度の検討を行った。一軸圧縮強度による中間土地盤の強度評価は過小評価であると判断し、三軸CIU試験で求めた圧縮強度の75%強度を用いる強度評価を行った結果、建設コストが削減できた。

#### 参考文献

- 1) 松江地域の地質，地域地質研究報告(5万分の1地質図幅)，鹿野和彦・山内靖喜・高安克己・松浦浩久・豊 遙秋，地質調査所，1994年2月。

- 2) 中間土一砂か粘土か，第3章中間土地盤における事例研究，pp.55-84，土質工学会，1992年。
- 3) 土田孝：中間土，混合土の圧密・圧縮・透水特性，土と基礎，Vol.41,pp.5-10,1993年。
- 4) Tsuchida, T. : Evaluation of undrained shear strength of soft clay with consideration of sample quality, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.3, pp.29-42, 2000.6.
- 5) 土田孝，水上純一，森好生，及川研：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol.28, No.3, pp.81-145, 1989年。
- 6) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，上巻，第3編作用及び材料強度条件編，第3章地盤条件，2地盤定数，pp.290-329, 2007年。
- 7) 中瀬明雄・小林正樹：港湾技研資料，1972。
- 8) 小川富美子，松本一明：港湾地域における土質工学諸定数の相関性，港湾技術研究所報告，第17巻第3号，1978。

(2011年6月27日 受付)