

東京港連絡橋の基礎地盤となる土丹の物性

The Properties of the Stiff Clayey Silt (Dotan) as the Foundation of "the Tokyo Port Bridge (Tntative Name)"

とみ ざわ しゅう じ 長 せ がわ かず お
いけ 沢 修 次* は 谷 川 和 男**
池 内 武 文** お 大 に し のぼる
のぼる 昇***

1. まえがき

首都高速12号線は、図-1に示すように、東京港を横断して高速湾岸線と高速1号線を結ぶ路線である（口絵写真-7参照）。本路線は、昭和56年に首都圏整備計画の一環として採択され、昭和61年に都市計画決定された。東京港連絡橋は、本路線中の航路横断部に建設され、航路の水域確保のために、図-2に示す主径間長570mのつり橋形式の長大橋となる

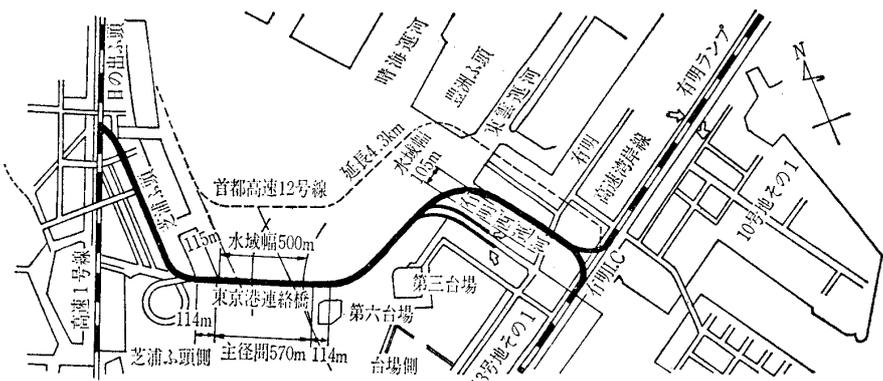


図-1 首都高速12号線平面図

（口絵写真-8参照）。なお、この東京港連絡橋は、東京都港湾計画において、臨港道路としても用いられることになっており、二層構造の橋梁として計画されている。

建設予定地の地質は図-3に示すとおりである。地表から30m程度は軟弱な沖積粘土を主体とする地層であり、その下位には、洪積世～新第三紀の上総層群の固結シルト（一般に土丹と称されることが多い）が数百mの厚さで堆積している。この土丹の基本的物性値を表-1に示すが、一軸圧縮強さ q_u は 25~40 kgf/cm²、圧密降伏応力 p_c は 50~70 kgf/cm² である。

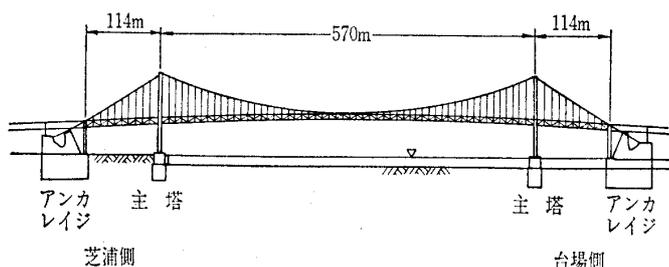


図-2 東京港連絡橋側面図

表-1 土丹の基本的な物性値

粒度組成	砂、礫分	6.1%	単位体積重量	$\gamma_t = 1.92 \text{gf/cm}^3$
	シルト分	44.7%		
	粘土分	49.2%		
コンシステンシー特性	$w_L = 60.1\%$, $w_p = 26.9\%$ $I_p = 33.2$	間隙比	$e = 0.86$	
自然含水比	$w_n = 30.7\%$	圧密降伏応力	$p_c = 50 \sim 70 \text{kgf/cm}^2$	
液性指数 $I_L = \frac{w_n - w_p}{I_p}$	$I_L = 0.14$	一軸圧縮強さ	$q_u = 25 \sim 40 \text{kgf/cm}^2$	

（上面から深度100m間の値）

つり橋のアンカレイジは主ケーブルを定着するという役目を持つため、重量の大きな構造物となる。しかも、アンカレイジ建設、主ケーブル架線、補剛トラス閉合、つり橋完成という施工段階に応じて、アンカレイジ基礎地盤に対する接地圧分布や水平力が変化する。したがって、基礎地盤となる土丹の変位や支持力については、十分な検討を必要とする。

ここでは、このような重量構造物であるアンカレイジ基礎地盤の変位および支持力の検討を目的として行った土丹の力学特性や透水特性に関する試験結果を基に、土丹の物性について整理する。

2. 変位検討のための土丹の物性

アンカレイジ基礎地盤の変位の検討では、即時的な変位のほかに、土丹の間隙水の移動に伴う圧密やクリープによ

る変位の時間遅れについても考慮することが重要である。そのため、検討に用いる物性値としては、弾性係数 E や体積圧縮係数 m_v のほかに、圧密による変位の時間遅れを検討するための砂層の連続性の確認や土丹の透水係数 k 、および、クリープによる時間遅れを検討するためのクリープ定数などが必要となる。

また、アンカレイジの設計に用いる地盤反力係数 K を設定するには、構造物の規模が大きいため、小規模な試験からの寸法効果を考慮した外挿法による推定に頼らざるを得

*首都高速道路公団 工務部設計技術課
**首都高速道路公団 第三建設部設計課
***応用地質株式会社

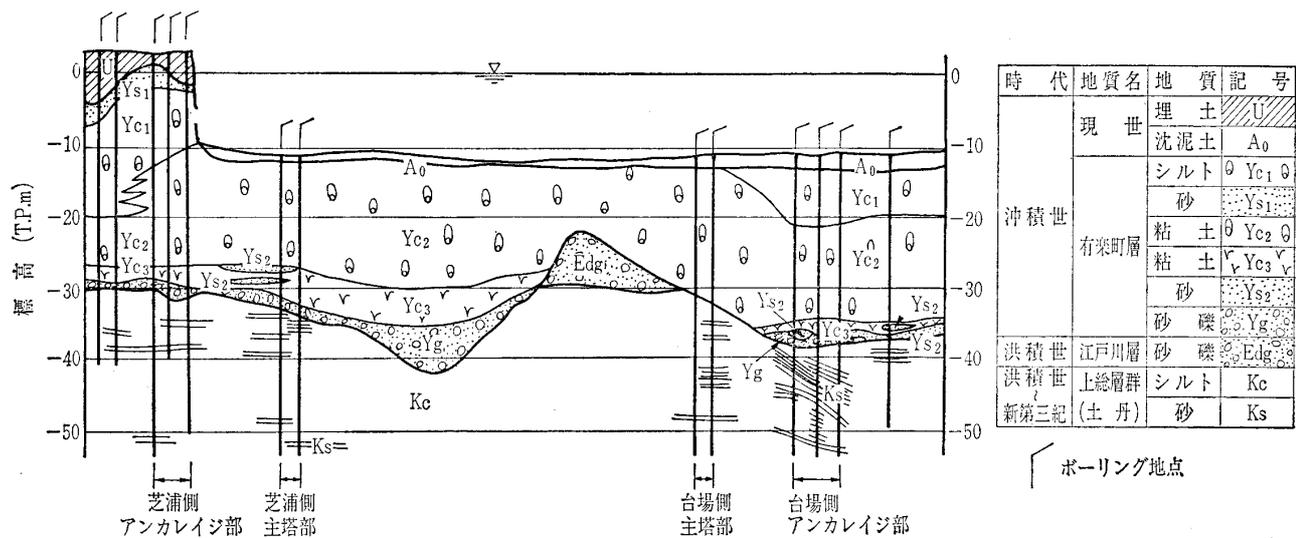


図-3 東京港連絡橋位置の推定地質断面図

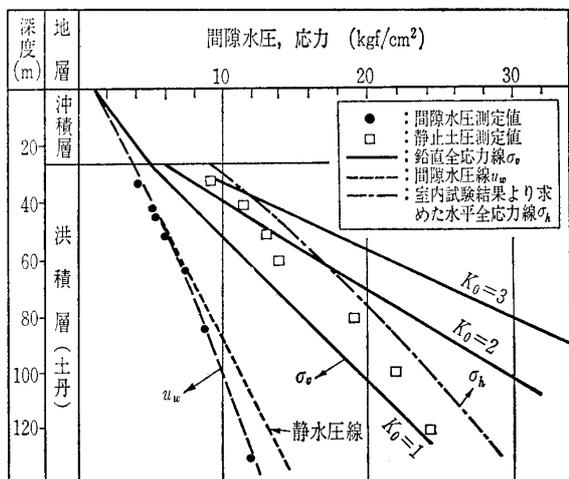


図-4 土丹の鉛直応力と水平応力

ない。そのため、土丹地盤における地盤反力係数の寸法効果についても吟味しておく必要がある。

2.1 鉛直全応力 σ_v と水平全応力 σ_h

土丹地盤における鉛直と水平の応力分布を図-4に示す。鉛直全応力 σ_v の分布は室内での密度試験から求め、間隙水圧 u_w の分布は原位置での間隙水圧測定から求めた。この図にプロットした水平全応力 σ_h の値は、孔内横方向載荷試験から求めた静止土圧を用いた。図示したように、鉛直全応力 σ_v よりも水平全応力 σ_h の方が大きく、特に上部でその傾向が強いという結果が得られた。

また、室内での高圧の三軸 K_0 圧密試験の結果、図-5に示すように、各応力段階の静止土圧係数 K_0 ($K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$, σ_v' : 鉛直有効応力, σ_h' : 水平有効応力) は一定値とはならないこと、正規圧密状態の K_0 を K_{0NC} とすると、その値はほぼ0.5となること、および、除荷時の K_0 が過圧密比 OCR と指数の関係で表されることなどが明らかとなった。除荷時のこの関係式(図-5)を用いて、土丹地盤の水平全応力 σ_h を推定したところ、図-4中に示した

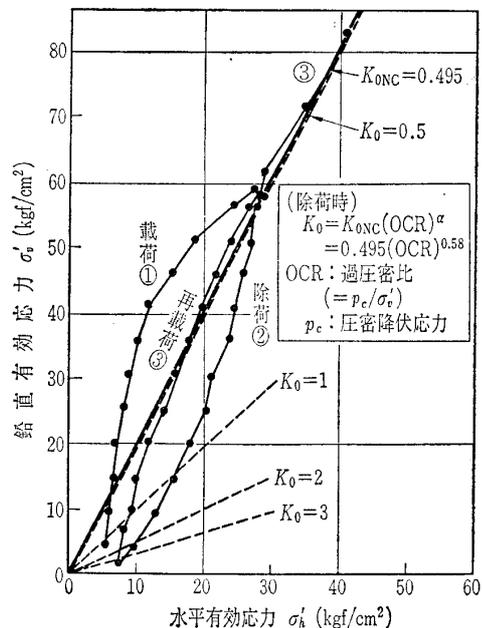


図-5 三軸 K_0 圧密試験結果

ように、原位置試験結果と同様に、鉛直全応力 σ_v よりも大きな値となった。

2.2 弾性係数 E , 体積圧縮係数 m_v

軟弱な土質地盤と同様に、土丹についても弾性係数 E や体積圧縮係数 m_v の応力依存性が認められ、変位を検討する上で重要な要素であることがわかった。

図-6に高圧の孔内横方向載荷試験機(エラスト200)を用いた繰返し載荷法による試験結果を示す。弾性係数は深度により増加する傾向を示している。

図-7に繰返し圧密試験と標準圧密試験から求めた体積圧縮係数の逆数 $1/m_v$ と試験時の鉛直有効応力の関係を示す。繰返し圧密試験では、圧密降伏応力→現状の応力→施工時の掘削除荷応力の履歴を経た後、再載荷過程でアンカレイジ建設後の応力を載荷しており、図にはこの再載荷過程から求めた $1/m_v$ をプロットした。なお、この $1/m_v$ と

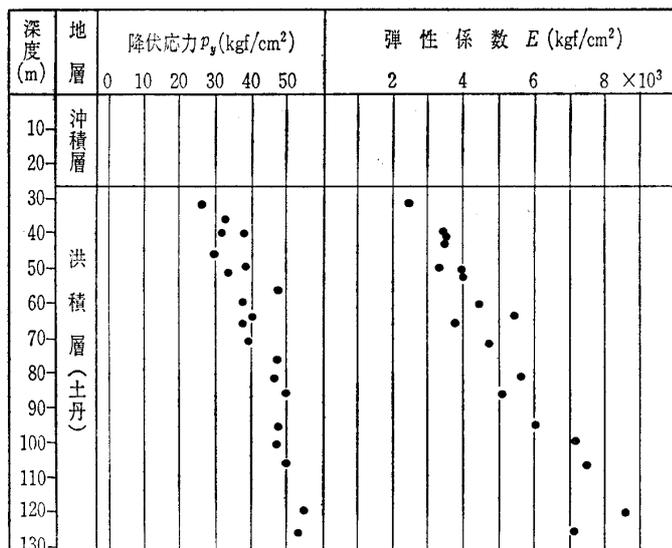


図-6 孔内横方向載荷試験結果

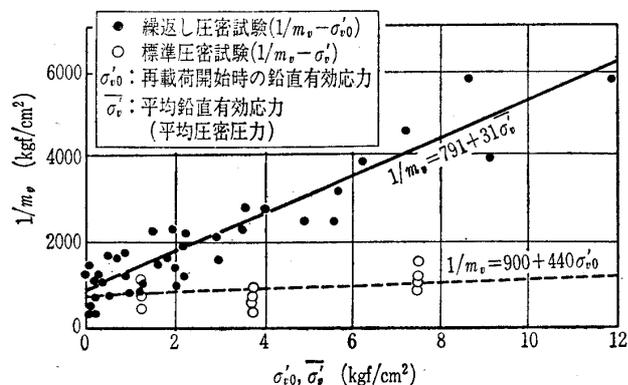


図-7 $\frac{1}{m_v}$ と鉛直有効応力 (σ'_{v0} , σ'_v) の関係

弾性係数の関係は弾性論から(1)式で表される。

$$\frac{1}{m_v} = E' \frac{(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 E' 、 ν' は有効応力表示の弾性係数、ポアソン比を示している。この式から $1/m_v$ は ν' を一定とすると、弾性係数 E' に比例する。図-7 から明らかなように、繰返し圧密試験の値は標準圧密試験の値に比べて応力依存性が顕著であり、このことから、土丹の $1/m_v$ や弾性係数 E' は、単に応力状態のみにとどまらず、応力履歴にも強く影響されていることがわかる。

このような弾性係数の応力依存性は、変位の検討を行う上で、地盤の応力状態や過去の応力履歴について十分考慮する必要があることを示している。

2.3 クリープ定数

アンカレイジ基礎地盤の長期にわたる変位の検討に必要なクリープ定数を把握するために、一定荷重での載荷時間を10~30日とする三軸クリープ試験と長期圧密試験を行った。図-8 にその試験結果例を示す。軸ひずみ ϵ は経過時間 t の対数に対して直線的に増加しているため、試験結果を $\epsilon = a + b \log t$ (t の単位は min) の形で整理することとした。さらに、この式中の $b \log t$ と a の比 $(b \log t)/a$ を $t=$

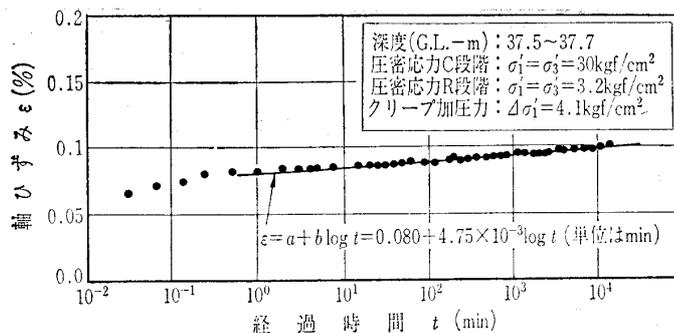


図-8 三軸クリープ試験 (CRD) 結果例

100年としてこの値を求めると、0.5程度となった。この $(b \log t)/a$ は即時的な変位量に対するクリープ変位量の割合を示している。

したがって、試験結果から判断すると、構造物建設後100年までのクリープ変位は即時的に生じる変位の50%程度とみなせる。

2.4 透水係数 k と砂層の連続性

直径20cmのボーリングコア試料を用いて、鉛直と水平に供試体を成形し、三軸試験セル内で等方圧密試験および室内透水試験を行った。その結果、表-2に示すように、土丹の透水係数 k は $1 \sim 2 \times 10^{-8}$ cm/s程度であり、鉛直方向の透水係数 k_v よりも水平方向の透水係数 k_h の方がやや大きくなっている。

一方、土丹地盤には数cm~2mの砂層を随所に挟んでいる。これらの砂層がアンカレイジ建設時の圧密の検討上の排水層となり得るか否かを判定するためには、これらの地層の連続性を把握する必要がある。そこで、両アンカレイジ部において多孔式揚水試験を行った。この試験では各々の地下水位測定孔に多深度の地下水位測定管を設けて、多層の地下水位を測定した。その結果、構造物規模の範囲では、土丹地盤中の砂層の連続性は、数cmの薄層といえども、概して良好であり、排水層とみなし得ることが確認された。

2.5 鉛直方向の地盤反力係数 K_v

道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁾によれば、鉛直方向の地盤反力係数 K_v は、直径30cmの剛体円板による平板載荷試験での値 K_{v0} を基準として、(2)式から求められる。

表-2 等方圧密試験および室内透水試験の結果

等方圧密試験	鉛直方向の透水係数 k_v	1.3×10^{-8} (cm/s)
	水平方向の透水係数 k_h	2.1×10^{-8}
室内透水試験	鉛直方向の透水係数 k_v	8.5×10^{-9}
	水平方向の透水係数 k_h	2.5×10^{-8}
両試験の平均	鉛直方向の透水係数 k_v	1.1×10^{-8}
	水平方向の透水係数 k_h	2.3×10^{-8}

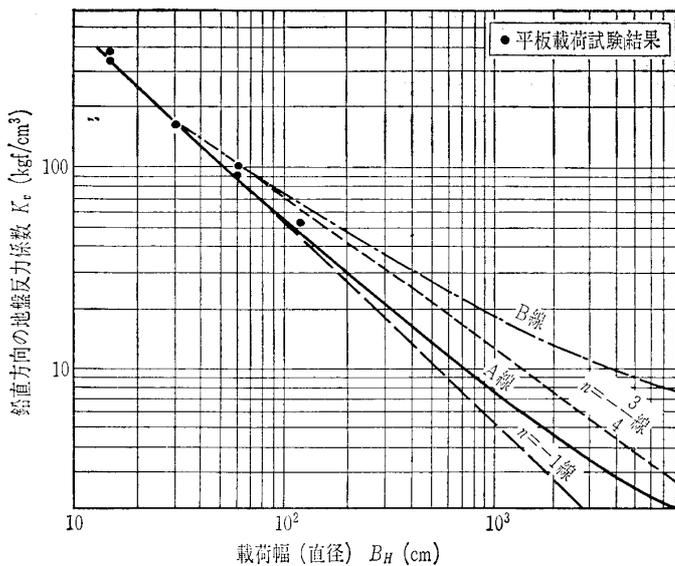


図-9 鉛直方向の地盤反力係数 K_v の寸法効果(剛体円板載荷)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 K_v 、 K_{v0} の単位は kgf/cm^2 であり、 B_H は基礎の換算載荷幅 (cm) である。一様均質な弾性地盤であれば、(2)式右辺のべき数は -1 となる。ところが、(2)式は実験結果²⁾に基づいているため、べき数は $-3/4$ となっている。

この地盤反力係数 K_v の土丹地盤における寸法効果を把握するため、横浜市保土ヶ谷地区の土丹露頭部で、直径 $15 \sim 120$ cm の剛体円板を用いた平板載荷試験を行った。試験結果から得られた K_v と B_H の関係を図-9に示す。この図には試験結果から予想される K_v と B_H の4つの関係を線で示したが、これらは次の考え方に基づいて作成したものである。

$n = -1$ 線： $K_v = K_{v0} (B_H/30)^n$ の式で $n = -1$ とした場合、すなわち、一様均質な弾性地盤と仮定した場合の関係を示した。

$n = -3/4$ 線：道路橋示方書の(2)式を用いた場合の関係を示した。

A線：地盤の弾性係数 E が深度方向に変化することを基に、各載荷幅 B_H の影響範囲を考慮した見かけの弾性係数 E_{a1} を求め、これより弾性論に基づく(3)式を用いて、 K_v を導いた場合の関係を示した。

$$K_v = \frac{E_a}{I_s(1-\nu^2)} \cdot \frac{1}{B_H} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 I_s は形状係数、 ν はポアソン比、 E_a は見かけの弾性係数 (E_{a1} 、あるいは、後述する E_{a2}) を示す。

なお、見かけの弾性係数 E_{a1} は(4)式、(5)式より導いた。

$$E_p = E_{p0} + \lambda z = 3600 + 150z \dots \dots \dots (4)$$

$$E_{a1} = \int_0^\infty \frac{dz}{(B_H/2 + z \tan \theta)^2}$$

$$= \frac{\int_0^\infty \frac{dz}{(B_H/2 + z \tan \theta)^2 E_p}}{(E_{p0} \tan \theta - \lambda B_H/2)^2} = \frac{1}{\tan \theta \cdot (E_{p0} \tan \theta - \lambda B_H/2) + \lambda B_H/2 \ln \left\{ \frac{(\lambda B_H/2)}{(E_{p0} \tan \theta)} \right\}} \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 E_p および E_{p0} は、深度 z (m) および地表における直径 30 cm の剛体円板での平板載荷試験の結果に対応した弾性係数 (kgf/cm^2) であり、 λ は係数で、繰返し載荷法による孔内横方向載荷試験と平板載荷試験の結果から求めた。さらに、 θ は載荷板からの荷重の深度分散を直線とした時の深度分散の角度 (30°) であり、 B_H の単位は m である。

B線：弾性係数の深度方向への変化だけでなく、道路橋示方書の(2)式の考え方も考慮した場合の関係を示した。すなわち、(2)式の考え方による K_v の寸法効果も考慮した見かけの弾性係数 E_{a2} を $E_{a2} = E_{a1} (B_H/30)^{1/4}$ より求め、さらに、これを用いて(3)式より K_v を求めた。

図-9に示したように、試験による K_v と B_H の関係は A線と $n = -3/4$ 線の間にある。この結果からみて、実際の構造物における K_v の評価は、この二つの線を導いた考え方のいずれかに基づいて行うのが妥当である。

3. 支持力検討のための土丹の物性

アンカレイジの建設時に、土丹地盤では過剰間隙水圧の発生、および消散を伴う。そのため、支持力検討に必要な土丹の強度定数を把握するには、建設段階に応じて排水条件を変えて行った試験の結果を考慮する必要がある。

また、アンカレイジは水平力の作用する構造物であり、滑動抵抗力の検討のために、基礎と土丹の境界部や基礎底面付近の土丹の強度定数を把握することが重要である。

3.1 強度定数とクリープ強度

土丹の強度定数を把握するための試験として、室内では排水条件を考慮した三軸圧縮試験と一面せん断試験を行い、原位置ではロックせん断試験³⁾とブロックせん断試験³⁾を行った。なお、原位置せん断試験は前述した横浜市保土ヶ谷地区の土丹露頭部で行った(口絵写真-9, 10参照)。

これらのせん断試験結果を表-3に示す。表中の三軸圧縮試験結果では、アンカレイジ建設直後に対応するUU条件の試験で求めた強度定数 c_u, ϕ_u と、建設後長期間経過した後に対応するCRU条件とCRD条件で求めた強度定数 c', ϕ' を比べると、 c_u は c' より大きく ϕ_u は ϕ' より小さくなっている。

また、三軸段階クリープ試験(CRD)で求めたクリープ破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf}$ と、三軸圧縮試験(CRD)で求めた最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の比をクリープ強度比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf} / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ とすると、この比は平均的には 0.7 程度となった。

表-3 土丹の強度定数

試験法		芝浦側アンカ レイジ	台場側アンカ レイジ	保土ヶ谷地区
三軸圧縮試験	UU 試験	$c_u=14.0 \text{ kgf/cm}^2, \phi_u=6.6^\circ$		$c_u=17.3 \text{ kgf/cm}^2, \phi_u=12.1^\circ$
	CRU, CU 試験	$c_{cu}=7.7, \phi_{cu}=18.3$	$c_{cu}=10.5, \phi_{cu}=14.5$	—
	CRU, CR D試験	$c'=10.2, \phi'=14.6$	$c'=9.8, \phi'=14.9$	—
一面せん断試験 CD	土丹	$c_d=6.3, \phi_d=23.1$	$c_d=4.8, \phi_d=22.8$	$c_d=3.3, \phi_d=33.7$
	土丹~モルタル	$c_d=0.0, \phi_d=24.8$	$c_d=0.7, \phi_d=23.2$	—
	スラリー	$c_d=0.3, \phi_d=29.0$	$c_d=0, \phi_d=29.0$	—
	スラリー~モルタル	$c_d=0.4, \phi_d=23.0$	$c_d=0, \phi_d=26.3$	—
原位置せん断試験	ロックせん断試験	ピーク強度	—	$c_p=3.8, \phi_p=26$
		残留強度	—	$c_r=0.2, \phi_r=32$
	ブロン試験	ピーク強度	—	$c_p=2.7, \phi_p=28$
		残留強度	—	$c_r=1.7, \phi_r=25$

*三軸圧縮試験

CRU, CRD: C段階, R段階は等方とし, C段階では $\sigma_3' = K_0 \sigma_1, p_c = 30 \text{ kgf/cm}^2$ で圧密, R段階では $\sigma_3' \leq 15 \text{ kgf/cm}^2$ まで吸水条件で除荷し, その後非排水条件(U)あるいは排水条件(D)でせん断した。

**一面せん断試験(CD)

土丹: 土丹の乱さない供試体をそのまま用いた試験

土丹~モルタル: あらかじめ作成したモルタルの上に土丹の供試体を置いたものを一つの供試体とし, 土丹とモルタルの境界でせん断させた試験

スラリー: 土丹をスラリー化させた後, 再圧密して行った試験

スラリー~モルタル: あらかじめ作成したモルタルの上に土丹のスラリー供試体を置き境界部でせん断させた試験

3.2 滑動抵抗力の検討のための強度定数

滑動抵抗力の検討のための強度定数を把握する試験として, 三軸圧縮試験のほかに, 種々の条件での一面せん断試験と原位置せん断試験を行った。表-3と図-10に示すように, 一面せん断試験と原位置せん断試験で求めた強度定数は, 三軸圧縮試験で求めた値に比べて, c が小さく ϕ が大きくなっている。

この原因の一つとして, せん断強度の異方性が挙げられる。三軸圧縮試験では供試体を鉛直方向に圧縮するが, その時生じるせん断面の角度は 45° よりも鉛直に近い。これに対して, 一面せん断試験や原位置せん断試験のせん断面は水平に近い。したがって, せん断面の角度によって強度定数が異なれば, 試験法による違いが生じることとなる。

そこで, 直径20cmのボーリングコア試料を種々の角度に成形した供試体によって, 一軸圧縮試験と三軸圧縮試験(CRU, CRD)を行った。

まず, 図-11にはそのうちの一軸圧縮試験の結果を示す。一軸圧縮強さ q_u には異方性が認められ, 水平に近い方向に圧縮した供試体では小さな値となっている。

ついで, 図-12には三軸圧縮試験の結果を示す。破壊時

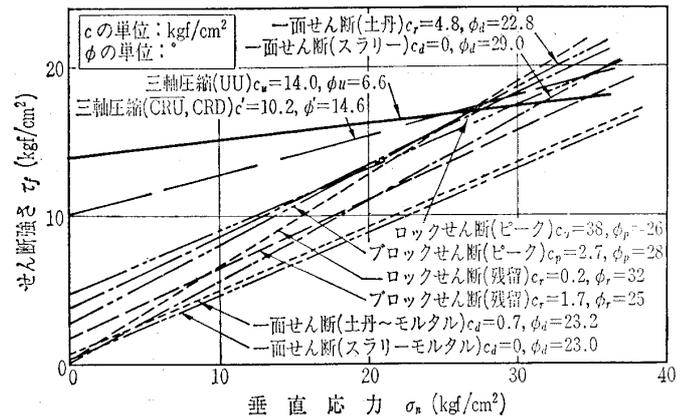


図-10 各種試験の強度定数の比較

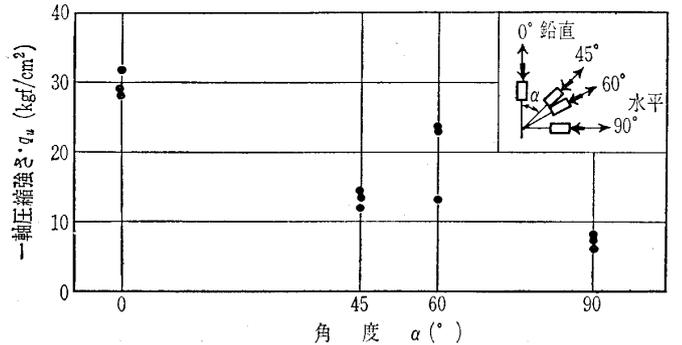


図-11 一軸圧縮強さ q_u の異方性

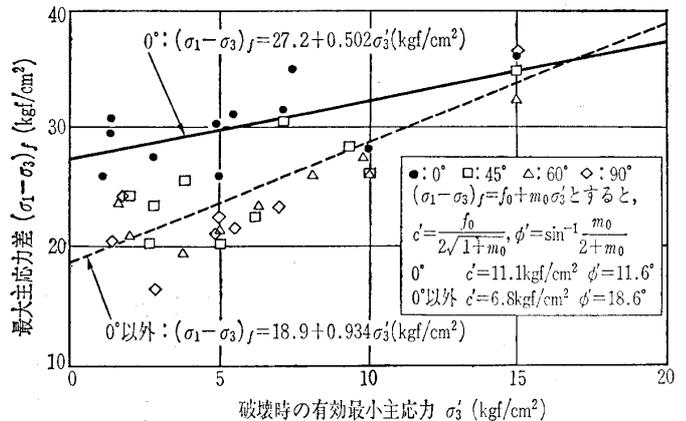


図-12 三軸圧縮試験(CRU, CRD)における強度定数の異方性

の最小主応力 σ_3' が低い範囲では, 一軸圧縮試験の結果と同様に, 水平に近い供試体の最大主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ が小さいのに対して, σ_3' が高くなると $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の違いは顕著ではなくなる。そのために, 水平に近い供試体の強度定数は c' が小さく ϕ' が大きくなっており, 一面せん断試験や原位置せん断試験の傾向と一致している。

このように, 試験法によって強度定数が異なる原因の一つとして, 土丹のせん断強度の異方性があることを確認した。そのため, 滑動抵抗力の検討に用いる強度定数は, せん断の方向の近い一面せん断試験や原位置せん断試験の結果を重視して設定すべきであると考えている。

4. ま と め

最後に、東京港連絡橋建設予定地の土丹の物性に関して明らかになった事項についてまとめる。まず、変位検討のための土丹の物性に関しては次のことが明らかになった。

- ① 土丹地盤の現状の応力は鉛直応力よりも水平応力の方が大きい。
- ② 弾性係数は応力依存性が顕著である。
- ③ アンカレイジ建設後 100 年を考えると、クリープ変位は即時的な変位の 50% 程度と考えられる。
- ④ 透水係数 k は $1 \sim 2 \times 10^{-8}$ cm/s 程度である。また、土丹地盤中の砂層は薄層といえども連続性は良好である。
- ⑤ アンカレイジの寸法に対応した地盤反力係数 K_0 は、深度方向への弾性係数の変化を考慮する場合には、道路橋示方書に示される(2)式を用いずに、弾性論から求めるのが妥当である。

ついで、支持力検討のための土丹の物性については次のことが明らかになった。

- ⑥ 強度定数は、排水条件によって異なり、CD 条件では UU 条件に比べて、 c が小さく ϕ が大きくなる。ま

た、クリープ強度比 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{cf} / (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は 0.7 程度である。

- ⑦ 一面せん断試験と原位置せん断試験の結果では、三軸圧縮試験の結果と比べて、 c が小さく ϕ が大きい。アンカレイジ基礎底面における滑動抵抗力を検討するための強度定数は、せん断の方向の近い一面せん断試験などの結果を重視して設定するのが妥当と考えている。

ここでは、地質調査の結果明らかになったアンカレイジ基礎地盤となる土丹の物性について整理した。現在、変位や支持力についての検討を進めているが、その中で、ここで述べた土丹の物性の特徴を十分反映すべく、有限要素法による応力-浸透連成解析などによる検討を行っている。

参 考 文 献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，IV 下部構造編，pp. 193~194, 1981.
- 2) 吉中龍之進：横方向地盤反力係数，土木技術資料，10-1, pp. 32~37, 1968.
- 3) 池内武文・長谷川和夫：土丹（固結シルト）の原位置せん断試験，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集，第III部，pp. 427~428, 1986.

(原稿受理 1986.12.17)

学会刊行物案内

入門シリーズ

B 6 判 送料各 1 冊 300 円

	ページ数	会員特価	定価
1 土 質 工 学 入 門	172ページ	1,200円	1,500円
2 土質・基礎工学へのコンピュータ利用入門	277ページ	2,000円	2,500円
3 土質・基礎工学のための地質学入門	199ページ	2,000円	2,600円
4 構 造 物 基 礎 入 門	301ページ	2,300円	2,900円
5 土 の 見 分 け 方 入 門	151ページ	1,300円	1,600円
6 根切り・山留め・仮締切り入門	253ページ	2,000円	2,600円
7 土の調べ方入門—調査・試験・計測—	222ページ	1,700円	2,200円
8 地 下 水 入 門	210ページ	1,700円	2,200円
9 土 質 工 学 数 式 入 門	222ページ	1,800円	2,300円
10 土質・基礎工学のための地震・耐震入門	239ページ	1,900円	2,400円
11 軟 弱 地 盤 対 策 入 門	247ページ	1,900円	2,400円
12 粘 土 の 不 思 議	181ページ	1,500円	1,900円

申込先：(社)土質工学会 ☎03-251-7661(代) FAX 03-251-6688
〒101 東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)