

III-360

現場受働土圧型せん断試験の試み

株式会社 アイコ 正会員 中村吉男
 名古屋大学工学部 学生会員 李 弘接
 名古屋大学工学部 正会員 大東憲二

1. まえがき

礫を含む土地の造成工事において、締固めた礫質土地盤の力学的性質の検討が必要となってきている。しかし、礫質土地盤から乱さない試料を採取することは簡単でなく、しかも粒径の大きな礫を含む礫質土の場合には、現在の土質試験法では、礫質土の力学的性質を正しく求めることは難しい。

本研究では、こうした実情に鑑み、原位置において簡便的に、かつ迅速に粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を求める方法として、Rankineの土圧論を解析に適用する新しい現場受働土圧型せん断試験を試行し、その試験結果と、原位置せん断箱(一面せん断)試験によって得た試験結果とを比較することで、この試験法の有効性について検討した。

2. 試験方法および試験装置の概要

今回の現場受働土圧型せん断試験は、礫質土の盛土によって造成された工場用地内の現場において行った。このせん断試験方法は、地盤を受働破壊させ、その破壊面の角度から強度定数(c, ϕ)を求めようとするものである。試験装置の概略図は図1(a), (b), (c)に示す通りであり、現場において事前に供試体(30cm×60cm×180cm)を整形し、フリクションカット板(内側から順に、ウレタン系充填材、シリコングリスを塗布した2~3枚のビニルシート、ベニヤ板)を設置した後に溝を埋め戻した。載荷板(鋼製, 30cm×60cm)は鉛直に設置し、載荷板と供試体の間には摩擦を少なくするためにシリコングリスを塗布したビニルシート(5cm×5cm)を何枚も重ね合わせて挟み込んだ。せん断荷重の載荷方法は変位制御(せん断速度=1mm/min)とした。また、試験終了後の破壊面形状を知るために、地表面を基準とした破壊面までの深さを5cm間隔の平面格子で測定した。

3. 結果および考察

強度定数(c, ϕ)を求めるには、Rankineの受働土圧の式を用いることが最も容易であるため、試験結果の解析にはRankineの土圧論を用いた。Rankineの土圧論では、高さ H (m)の壁に作用する受働土圧 P_p (tf/m)は次式で表される。

$$P_p = \int_0^H \sigma_p dz = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1}{\tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})} + 2cH \frac{1}{\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \quad (1)$$

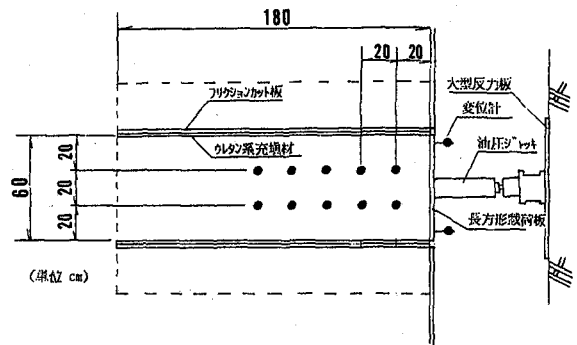


図1(a) 現場受働土圧型せん断試験装置の平面図

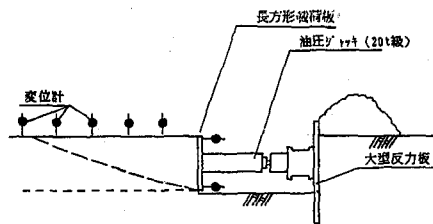


図1(b) 現場受働土圧型せん断試験装置の断面図

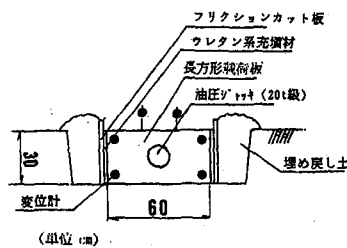


図1(c) 現場受働土圧型せん断試験装置の正面図

今、単位幅当り P (tf/m) の水平荷重で地盤が受働破壊し、破壊面が図2に示すように角度 θ で現れたと仮定すると、せん断抵抗角 ϕ は次式より求めることができる。

$$\phi = 2(45^\circ - \theta) \quad (2)$$

せん断抵抗角 ϕ が求めれば、式(1)より粘着力 c が次式で求められる。

$$c = \frac{P \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - \frac{\pi H^2}{2}}{2H \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \quad (3)$$

ただし、Rankine の土圧論は、厳密に言えば理想的な粉体についてのみ成立するものである。鉛直壁(ここでは載荷板のこと)に壁面摩擦が生じたり、壁が鉛直でない場合には、破壊面は平面とはならない。そのため、本試験では可能な限り壁面摩擦をなくすための対策を施し、現れた破壊面を平面に近似して θ を決定することとした。図3(a), (b)に $X=30$ cmにおける破壊断面($Y-Z$ 断面)を示した。

また、同じ地盤に対して原位置せん断箱(一面せん断)試験(30cm×30cm×18cm)も実施した。原位置せん断箱(一面せん断)試験と現場受働土圧型せん断試験の両者から得られた垂直応力 σ とせん断応力 τ の関係を図4に示す。現場受働土圧型せん断試験の結果は、垂直拘束圧がほとんどないために σ の非常に小さい位置にプロットされる。これより、この地盤は、垂直拘束圧が小さい範囲においても比較的大きなせん断抵抗角 ϕ を発揮していることが分かる。また、側面摩擦の影響が比較的小さかったと思われる現場受働土圧型せん断試験(No.1)の結果と原位置せん断箱(一面せん断)試験の結果を比較すると、前者は σ が小さい範囲で後者よりせん断抵抗角 ϕ が大きいことが分かる。この現象は、不飽和土に一般的にみられる破壊線の特徴であり、現場受働土圧型せん断試験が、地盤の強度定数を求める妥当な試験法であることが裏付けられた。

4. あとがき

現場受働土圧型せん断試験は、特別な反力装置を必要としないため、試験装置が簡便であり、短時間で数多くの試験を行うことができる。また、せん断面積が大きいため、礫の影響を受けにくく、礫質土地盤の強度定数を把握するのに有効な試験法である。今後、この試験法を改良し実用化できるようにする予定である。

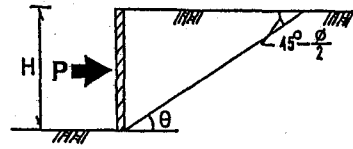


図2 Rankineの土圧論による受働土圧と破壊面

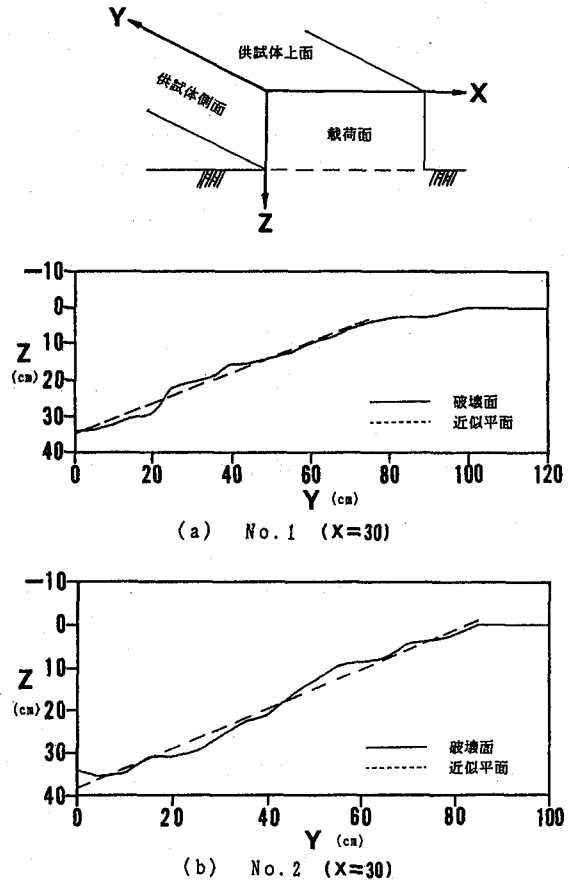


図3 現場受働土圧型せん断試験による破壊面とその近似平面($Y-Z$ 断面)

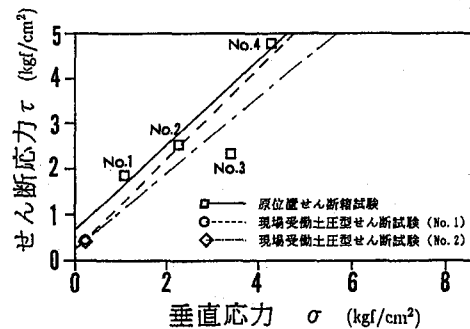


図4 原位置せん断試験から求めた $\tau - \sigma$ 図

現場受働土圧型せん断試験の試み

植下 協*・大東憲二**・李 弘揆***・
中村吉男****

著者らは現場における礫質土地盤の強度定数 c , ϕ を求めるため、受働土圧型せん断試験を試みた。この試験法は、地表面を水平に整えた後、30 cm の深さに作業用トレンチを掘り、30 cm×60 cm の鋼製板をトレンチの鉛直壁にあてがい、水平方向に地盤を受働破壊させ、その破壊形状と破壊時の水平荷重から強度定数を求めるものである。試験の結果を現場直接せん断試験とも比較し、その有効性を確認した。

Key Words : *in situ test, passive earth pressure, shear parameters, gravelly soil*

1. ま え が き

丘陵地域において大規模な土地造成工事を行う場合、盛土施工した部分が地震時等にも十分安定であるかどうか確認するためには、そこに締固め施工した土のせん断強さを正しく知って安定解析をしておくことが大切である。しかし、その盛土が粒径の大きな礫を含む礫質土の場合、現場で施工された状態の土のせん断強さを室内せん断試験で求めようとしても、その地盤から不攪乱試料を採取することは難しく、また試験機の規模による最大粒径の制約などにより、室内のせん断試験から実地盤の力学特性を適切に知ることは容易でない。そのために従来から原位置において、地盤の力学特性を求める試みがいろいろとなされてきた。例えば、ブロック型に整形して行う直接せん断試験^{1)~4)}、数種の傾斜角に整形したくさび状のブロックで行うくさびせん断試験⁵⁾、放物線形載荷板を用いるバーググラフせん断試験^{6),7)}、締固めた盛土の斜面に近い天端で強制外力を与えて局部的なすべり破壊を生じさせ、その結果からせん断特性を逆解析する強制地すべり試験⁸⁾、現場にトレンチを掘削し、ブルドーザーの荷重で破壊させるせん断試験⁹⁾、地中に埋設した円盤を地表に引抜くせん断試験¹⁰⁾、原位置大型三軸圧縮試験¹¹⁾などがある。しかし、現場で強度定数を把握するために要求されるそれらの試験装置と試験実施の手間などから礫質土地盤に適用できる簡便で有利な現場試験法があるとは言えない現状である。

こうした事情に鑑み、原位置において、特に礫質土盛土地盤の強度定数確認の手法として、現場受働土圧型せん断試験を試行し、現場直接せん断試験とも比較して検

討を加えたところ、この試験法の有効性を明らかにすることができたので以下に報告する。

2. 受働土圧型せん断試験と土の強度定数との関係

受働土圧型せん断試験法は、地盤を受働破壊させ、その破壊面の形状と受働土圧から強度定数 (c , ϕ) を求めるものである。

Rankine の受働土圧論¹²⁾では、高さ H (m) の壁に作用する受働土圧の合力 P_p (tf/m) は次式で表される。

$$P_p = \frac{\gamma_s H^2}{2 \tan^2(45^\circ - \phi/2)} + \frac{2cH}{\tan(45^\circ - \phi/2)} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 γ_s は土の単位体積重量、 c は土の粘着力、 ϕ は土のせん断抵抗角である。今、仮に単位幅当り P (tf/m) の水平荷重で地盤が受働破壊し、破壊面が図-1 のように角度 θ で現れたとすると、せん断抵抗角 ϕ は次式より求めることができる。

$$45^\circ - \phi/2 = \theta \quad \phi = 2(45^\circ - \theta) \dots\dots\dots (2)$$

せん断抵抗角 ϕ が求まれば、粘着力 c が次式で求められる。

$$c = \frac{P_p \cdot \tan^2(45^\circ - \phi/2) - \gamma_s H^2/2}{2H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)} \dots\dots\dots (3)$$

ただし、Rankine の受働土圧論は、鉛直壁と地盤との間に壁面摩擦がないことを仮定している。

全域対数ら線法による受働土圧論¹³⁾は、壁面摩擦を考慮し、破壊面の全域を対数ら線で近似させ、受働土圧とそのときの破壊面の関係を比較的簡単に求める方法である。図-2 において壁体の右側を対象地盤とし、この状態で壁体が右方に変位して、破壊面 BC が発生すると考える。この破壊面は図中の O 点を極として、次式のような対数ら線で近似されると仮定する。

$$r = r_0 \cdot e^{\omega \cdot \tan \phi} \dots\dots\dots (4)$$

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地圏環境工学教室 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 工修 名古屋大学助手 工学部地圏環境工学教室

*** 正会員 理修 元名古屋大学大学院生

**** 正会員 (株) アイコ 技術部

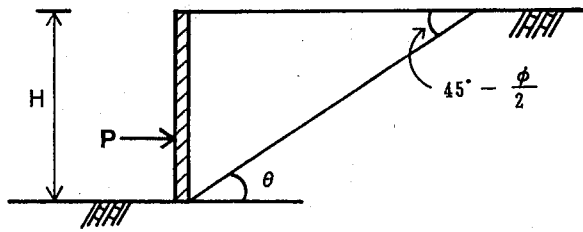


図-1 Rankineの受働土圧論による破壊面とせん断抵抗角φの関係

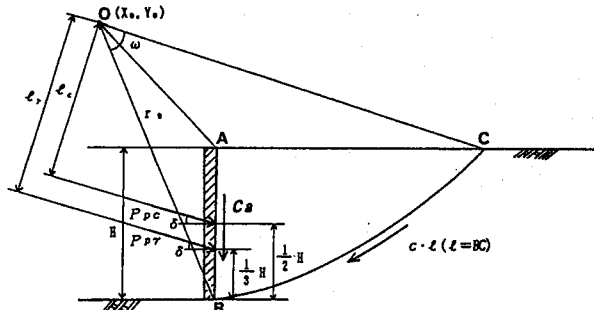


図-2 対数螺旋法による受働破壊面

このとき壁面には、すべり土塊 ABC の自重による土圧合力 P_{Pr} と、壁面上の土の付着力の合力 c_a と土の粘着力による土圧合力 P_{Pc} が図示した位置に、壁面の垂線に対して壁面摩擦角 δ だけ傾斜して作用する。すべり土塊 ABC に作用する力の回転モーメントの釣合から、 P_{Pr} 、 P_{Pc} はそれぞれ次式で与えられる。

$$P_{Pr} = \frac{M_1 - M_2 - M_3}{l_r} \dots\dots\dots (5)$$

$$P_{Pc} = \frac{M_{c1} + M_{c2}}{l_c} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 M_1 、 M_2 、 M_3 はそれぞれ扇形 OBC、 ΔOAB 、 ΔOAC を土塊とみなしたとき、これに作用する重力による O 点のまわりの回転モーメント、 M_{c1} はすべり面 BC に沿う粘着力による O 点のまわりの回転モーメント、 M_{c2} は壁面 AB に沿う付着力による O 点のまわりの回転モーメント、 l_r 、 l_c はそれぞれ P_{Pr} 、 P_{Pc} の O 点に対する腕の長さである。なお、礫質土のような $c \cdot \phi$ 材料に対しては、壁面の単位面積当たり作用する付着力 c_a と土の粘着力 c との間には $c_a = c \cdot \tan \delta / \tan \phi$ なる関係がある¹⁴⁾。以上より受働土圧合力 P_p は $P_{Pr} + P_{Pc}$ の最小値で与えられ、これに対応する対数螺旋が破壊面に相当する。この方法は、破壊面の形状には ϕ 、 δ が関係して、 ϕ が大きいほど破壊面の地表面上での長さ AC が長くなる。従って、事前に測定した δ と予想される範囲の ϕ をパラメータとして描いた対数螺旋理論破壊面群と実験結果の破壊面形状とからせん断抵抗角 ϕ を求め、次にそのせん断抵抗角 ϕ と受働土圧合力 P_p の関係から土の粘着力 c を求めることとした。

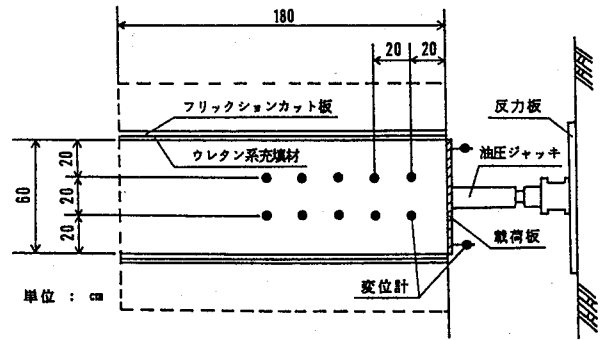


図-3 現場受働土圧型せん断試験の平面図

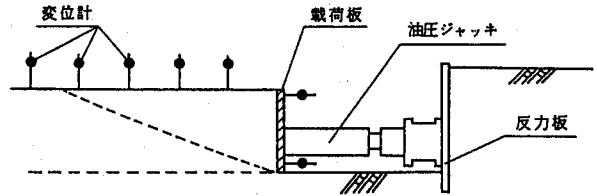


図-4 現場受働土圧型せん断試験の縦断面図

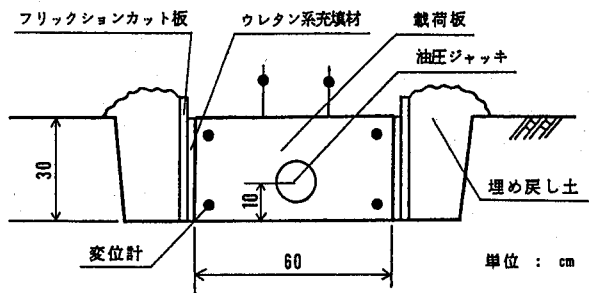


図-5 現場受働土圧型せん断試験の加圧板正面図

3. 試験装置および試験方法

本試験を実施するのに用いる試験装置は、载荷板 (30 cm × 60 cm、厚さ 2.5 cm の鋼製板)、反力用鋼板 (80 cm × 80 cm で厚さ 2.5 cm) および油圧ジャッキ (20 ton 級) である。今回の著者らの試験では、詳細な検討のために多数の変位計を用いたが、試験装置および計測器の設置位置は、図-3~5 に示す通りである。現場においてこの試験を実施するときに検討したことは、2 次元的に解析ができるように側面をどのように処理するかということ、载荷板と試験土塊との間で生じる壁面摩擦を可能なかぎりゼロに近づけることであった。本試験では、礫径や側面掘削による地盤の乱れの影響をできるだけ少なくするために、まず図-3 と図-5 のように、事前に試験土塊 (高さ 30 cm × 横幅 60 cm × 奥行き 180 cm) の側面をできるだけ平坦に整形し、土塊側面から 3~4 cm 離してフリクションカット板 (シリコングリスを塗布した 2 枚のビニールシートとベニヤ板) を設置してウレタン系充填材を注入したのち、フリクションカット板の外側の溝を埋め戻した。また载荷板と試験土塊との間で生じる壁面摩擦の影響をなくすために、試験土塊

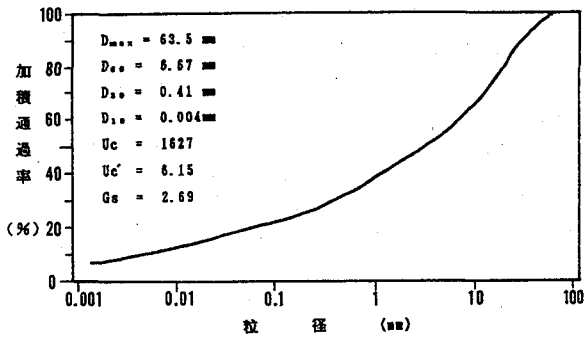


図-6 原位置試験土の粒径加積曲線

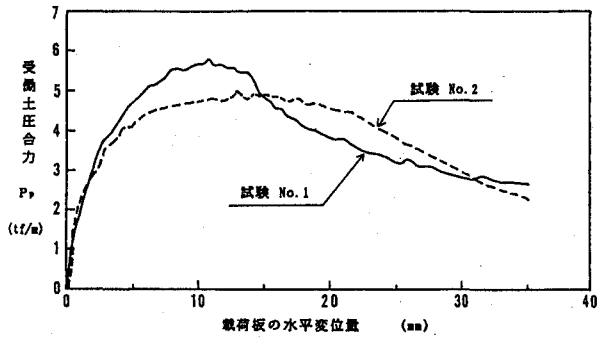


図-7 水平変位量と受働土圧合力 (P_p) の関係

の端面をできるだけ平坦にし、さらに石膏で平滑面に仕上げた後、シリコングリスを両面に塗布したビニールシート (5 cm×5 cm) を約 150 枚用意し、これらを載荷板上で 2 重に重ね合わせて貼り、載荷板と試験土塊の間に挟み込んだ。

試験中の変位計測は、図-3~5 に示したように歪みゲージ式変位計を用い、水平変位測定用 4 点、地表面の垂直変位測定用 10 点の計 14 点で計測した。荷重の計測は歪みゲージ式荷重計を用い受働土圧合力を計測した。水平荷重の載荷方法は変位制御 (せん断速度 = 1 mm/min) とした。また試験終了後、せん断破壊面上部の試験土塊を全部取り除いたあと 5 cm 間隔の平面格子状に横断方向ならびに縦断方向の破壊面形状を測定した。

4. 試験結果

今回の現場受働土圧型せん断試験は、土岐砂礫層の礫質土を盛土材料とした岐阜県土岐市内の土地造成工事現場の 2 箇所 (試験 No.1, 試験 No.2) に対して行った。これらの現場から採取した試料の粒径加積曲線を図-6 に示す。また、日本統一土質分類¹⁵⁾によれば、今回試験を実施した土は礫質土 {GF} に分類される。

図-7 に載荷板の水平変位量と受働土圧合力の関係を示した。ピーク強度の現れ方から推定すると、試験 No.1 はほぼ全般せん断破壊、試験 No.2 は進行性破壊の傾向を示した。また水平変位が試験 No.1 では 10.8 mm、試験 No.2 では 13.1 mm でピーク強度が現れたの

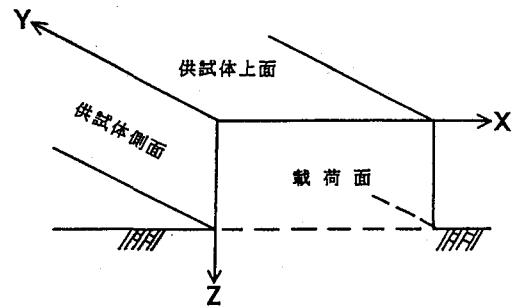
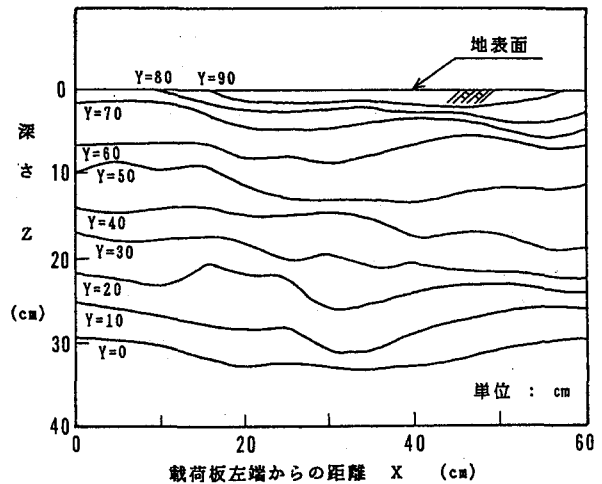
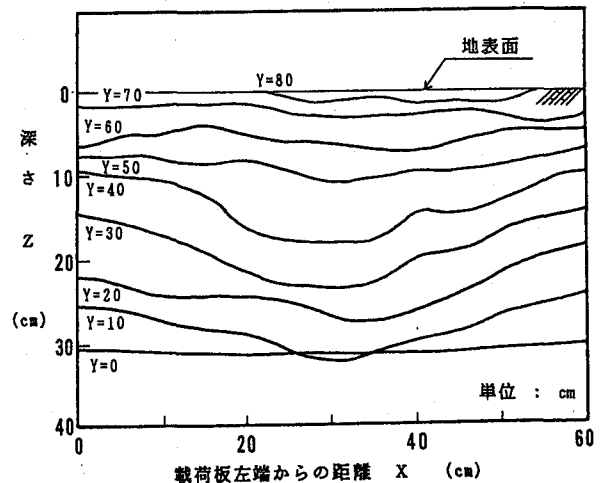


図-8 現場受働土圧型せん断試験結果の整理に用いた X 軸, Y 軸, Z 軸の座標



(a) 試験 No. 1



(b) 試験 No. 2

図-9 載荷面から各距離 Y の鉛直断面上の破壊面

で、かなり締固められた地盤であることがわかる。このときの受働土圧は試験 No.1 では 5.79 tf/m、試験 No.2 では 5.00 tf/m であった。

試験結果を分かりやすく説明する都合上、図-8 のように X, Y, Z 軸を定めておく。図-9 (a), (b) には載荷面から Y 方向に 10 cm ごと離れた各鉛直断面上の破壊形状を示した。これらの図で見られるように試験 No.1 では、比較的平らな破壊面となったが、試験

表-1 破壊面を平均化するときの X 軸の幅の大きさの影響

試験	受働土圧 合力	破壊時 水平変位	湿潤密度 [*]	等値壁高 および 強度定数	破壊面を平均化するときの X 軸の幅 (cm)			
					25~35	20~40	15~45	10~50
No. 1	5.79 (tf/m)	10.8 (mm)	2.175 (g/cm ³)	H (cm)	33.4	32.9	32.3	32.0
				ϕ (°)	44.3	44.9	45.2	45.4
				c (kgf/cm ²)	0.32	0.32	0.33	0.33
No. 2	5.00 (tf/m)	13.1 (mm)	2.125 (g/cm ³)	H (cm)	34.6	33.9	33.3	32.6
				ϕ (°)	42.0	42.5	42.7	43.4
				c (kgf/cm ²)	0.28	0.28	0.29	0.29

注) 湿潤密度^{*}は、砂置換法による測定値

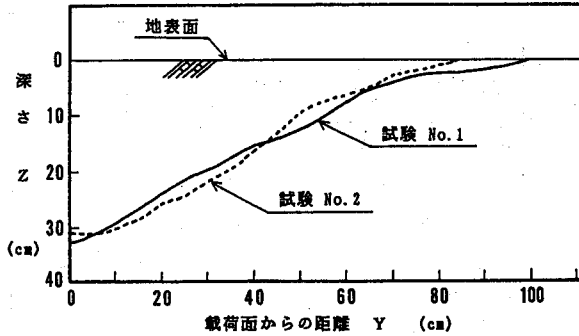
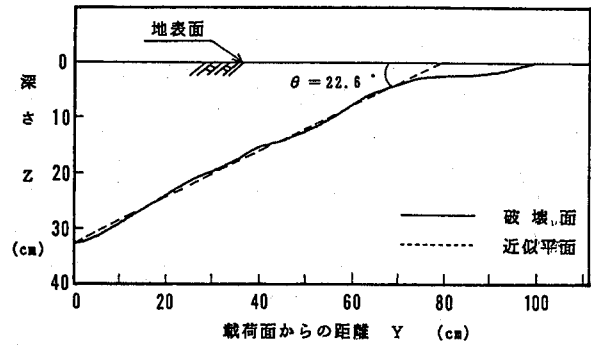
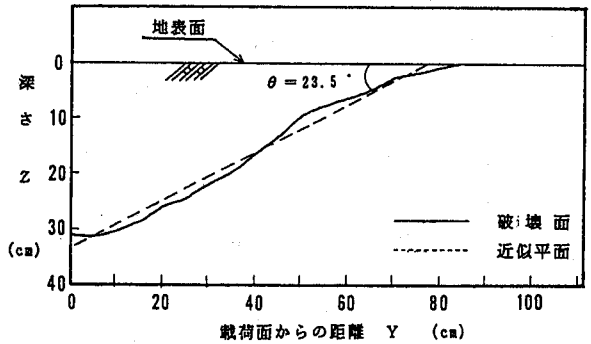


図-10 縦断面上の破壊形状 (X=20~40 cm の平均)



(a) 試験 No. 1



(b) 試験 No. 2

図-11 現場受働土圧せん断試験の破壊面 (X=20~40 cm の平均) と Rankine の受働土圧論による近似平面

No.2 の破壊面はややすりばち状となった。図-10 に縦断面上での平均化された破壊面形状を示した。また、図-9 と図-10 で見られるように、載荷板位置での破壊面の深さが載荷板 (H=30 cm) の下端より下に位置しているが、これは礫の存在などに起因するものであると考えられる。

またシリコングリスを塗布したビニールシートを用いた載荷板と試験土塊との間の壁面摩擦角を室内試験で調べた結果、3° 程度の値が得られた。

5. 試験結果の解析

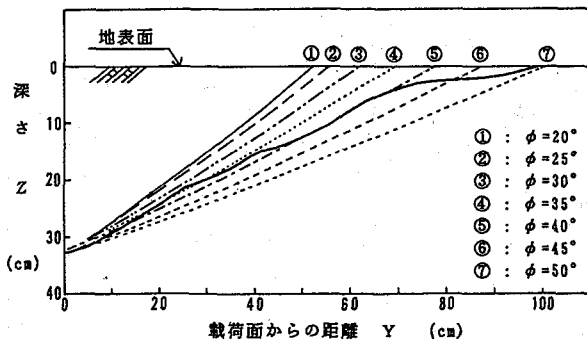
現場受働土圧型せん断試験の破壊面形状と受働土圧の大きさから Rankine 受働土圧論と全域対数ら線受働土圧論を用いて強度定数 c 、 ϕ を求めてみた。

(1) Rankine 受働土圧論を用いた解析

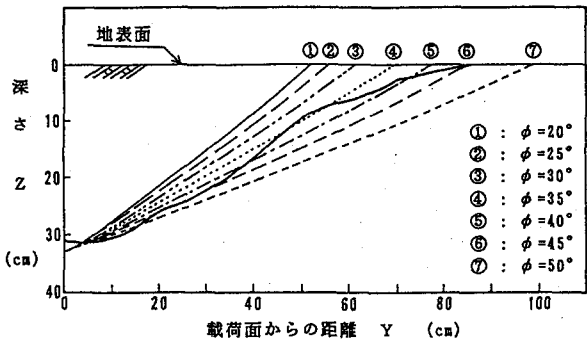
試験 No.1 と試験 No.2 の破壊面を X=20~40 cm の範囲で平均して示したのが図-11 (a), (b) である。これらの破壊面を平面に近似して、Rankine の受働土圧式を適用し、強度定数を求めると、試験 No.1 ではせん断抵抗角 $\phi=44.9^\circ$ 、粘着力 $c=0.32 \text{ kgf/cm}^2$ 、試験 No.2 ではせん断抵抗角 $\phi=42.5^\circ$ 、粘着力 $c=0.28 \text{ kgf/cm}^2$ が得られた。破壊面を平均化するときの X 軸の幅を変えても、表-1 に示すように ϕ で 1° 程度以内、 c で 0.01 kgf/cm^2 以内の変化があるにすぎなかった。なお、表-1 中の等値壁高は、破壊面の壁面位置での平均深さを表している。

(2) 全域対数ら線法受働土圧論を用いた解析

この解析は、壁面摩擦の影響を考慮するために行ったものである。今回の壁面摩擦角 $\delta=3^\circ$ の場合のせん断抵抗角 ϕ による全域対数ら線破壊面図を図-12 に、せん断抵抗角 ϕ と粘着力 c と受働土圧の関係を図-13 に示した。まず図-12 に示すように、全域対数ら線法による破壊面と受働土圧型せん断試験での破壊面とを比較してみると、図-12 では試験 No.1 と試験 No.2 の破壊面はともに計算上の破壊面とあまりよく一致していないものの、 $\phi=40^\circ$ ぐらいと読み取れる。次に図-13 を用いて、せん断抵抗角 $\phi=40^\circ$ と受働土圧 P_p の関係より、粘着力 c を求めると試験 No.1 では $c=0.31 \text{ kgf/cm}^2$ 、試験 No.2 では $c=0.27 \text{ kgf/cm}^2$ が得られた。

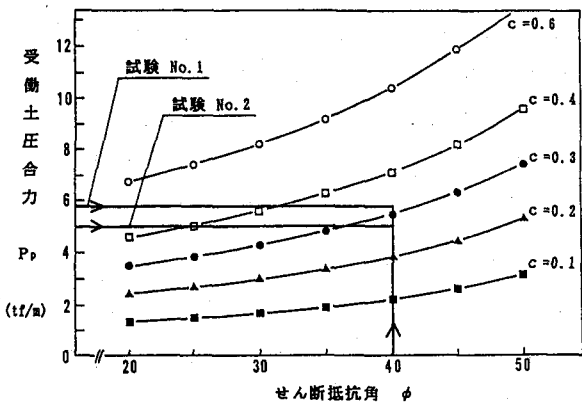


(a) 試験 No. 1



(b) 試験 No. 2

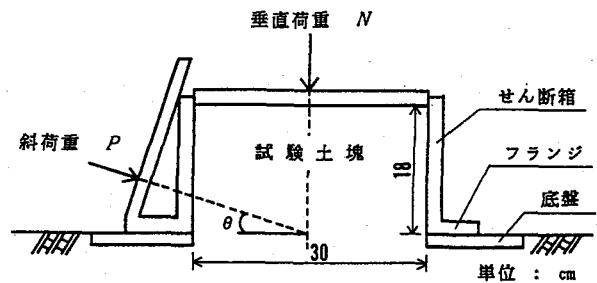
図—12 全域対数線法 ($\delta=3^\circ$ の場合) による破壊面と現場受働土圧型せん断試験の破壊面との比較



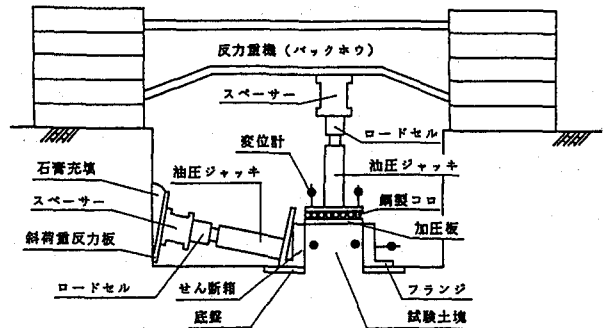
図—13 せん断抵抗角 ϕ と受働土圧合力 P_p の関係 ($\delta=3^\circ$ の場合)

6. 現場直接せん断試験との比較

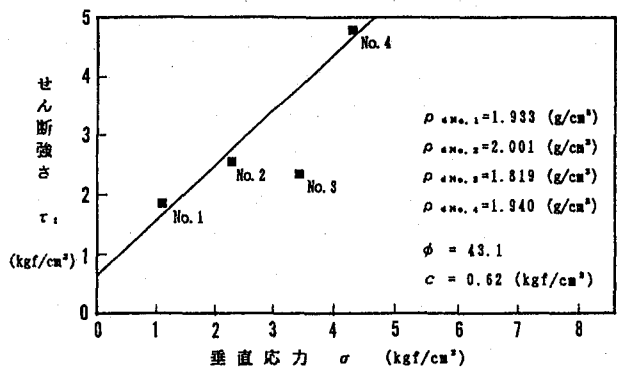
受働土圧型せん断試験結果の妥当性を検証するために高橋ら²⁾が行ったと同様の現場直接せん断試験を前述の試験 No. 1, No. 2 に近い場所で行った。現場直接せん断試験は、図—14, 15 にその概要を示すように、試験土塊を縦横 30 cm, 高さ 18 cm に整形し、それにせん断箱をはめ込み、せん断箱の底面で直接一面せん断する試験である。この原位置試験では、せん断面に曲げ引っ張りを生じさせないように、せん断荷重を斜荷重で載荷した (図—14 参照)。このため試験結果を整理するときのせん断荷重には次の修正水平荷重 P_H を用いた。



図—14 現場直接せん断試験で作用させる荷重



図—15 現場直接せん断試験の試験装置



図—16 現場直接せん断試験から求めた $\sigma-\tau_f$ 図

$$\text{修正水平荷重: } P_H = P \cdot \cos\theta - \mu \cdot P \cdot \sin\theta$$

ここに、 P は斜荷重、 μ はせん断箱のフランジと底盤との間の摩擦係数、 θ は水平面と斜荷重のなす角度である。

試験装置および試験計測器の設置位置は、図—15 に示す通りである。せん断箱は、フランジを付けた縦横 30 cm, 高さ 18 cm (せん断箱内寸法) の鋼製ボックスである。この試験から求めた垂直応力 σ とせん断強さ τ_f の関係を図—16 に示した。図中の試験 No. 3 は、試験 No. 2 に比べて垂直応力 σ が大きいにもかかわらず、せん断強さ τ_f の値が小さくなっている。これは、同図中に各試験箇所の土の密度を示したが、試験 No. 3 の土の密度が他と比べて小さかったことが原因であったと推測できる。このため、クーロンの破壊線を求める際には、試験 No. 3 を除いた他の 3 点を採用することにした。その結果、せん断抵抗角 ϕ は 43.1° 、粘着力 c は 0.62 kgf/cm^2 が求められた。

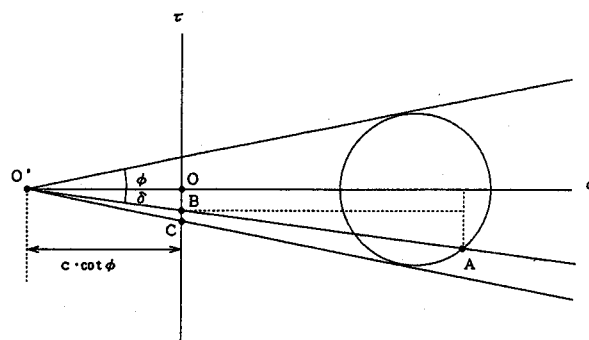
7. 考 察

今回の現場受働土圧型せん断試験では試験結果からせん断強度定数 c , ϕ を簡易に求めたい考えから、①現場の原状土を二次元的に破壊をさせることと、②水平載荷板と土との間の摩擦をゼロに近くすることに意を用いた。①の条件のために、水平載荷板として縦 30 cm、横 60 cm のものを用いるとともに、現場の原状土を幅 60 cm で両側の土塊と摩擦がなくせん断されるように、図-3と図-5で示した工夫を行った。②の条件のためには、鋼製載荷板と試験土塊との間にシリコングリスを両面に塗布したビニールシート (5 cm×5 cm) を載荷板上で2重に重ね合わせ、載荷板と試験土塊の間に挟み込む型をとった。ただし、このように処理しても、壁面摩擦角はゼロとはならず 3° 程度を示すことが室内試験で明らかであった。そこで、今回の受働土圧型せん断試験の結果を、壁面摩擦角を δ を 0° と仮定して Rankine 土圧論で ϕ と c を求めることと、 δ を 3° と仮定して全域対数ら線土圧論で ϕ と c を求めることを行ってみた。それぞれの方法で原状土のせん断抵抗角 ϕ を求める方法は、原状土のせん断断面からそれぞれの土圧論に合う ϕ を図-11、図-12のように見出すことである。この場合、原状土のせん断断面は全域ではむしろ直線での近似の方が容易で、全域対数ら線との対応はかえって困難であった。また、全域対数ら線の土圧論を用いる場合、壁面摩擦角ごとの図-12と図-13を準備して図上のパラメーターから ϕ と c を求めることとなり、試験結果の解析法としては Rankine 土圧論を利用する方法に対し複雑な解析となる。従って、 $\delta=3^\circ$ 程度の壁面摩擦角を $\delta=0^\circ$ と見なして、Rankine 土圧論で ϕ と c を求めても実用的に妥当な試験結果を得られるならば、この方法の方が用い易い。なお、図-11で分かるように、縦 30 cm の鋼製載荷板を用いて行った試験であっても、破壊せん断断面を直線近似した結果の受働土圧面の深さ H は 30 cm よりも大きい値となるので式 (3) で c を求めるときには、図-11で読み取れる H を用いて式 (3) を計算することとなる。このように現場受働土圧型せん断試験から求めた ϕ と c を従来型の現場直接せん断試験による結果と比較してみると表-2のようになった。表-2には、室内直接せん断試験から推定した現場のせん断強度¹⁶⁾も併せて示したが、表-2によると現場受働土圧型せん断試験を Rankine 法で解析した結果の ϕ は現場直接せん断試験結果の ϕ 、および室内直接せん断試験から推定した ϕ とよく対応している。 c については受働土圧型せん断試験結果の方が小さいが、直接せん断試験装置の機構から考えると、むしろ現場直接せん断試験の c が過大な値を示している可能性があり、受働土圧型せん断試験結果の方が安全側でもあり妥当な試験結果を示していると

表-2 現場せん断試験から求めた強度定数の比較

強度定数	現場受働土圧型せん断試験				現場直接せん断試験	室内直接せん断試験 ¹⁶⁾
	Rankine法		全域対数ら線法 ($\delta=3^\circ$)			
	No. 1	No. 2	No. 1	No. 2		
ϕ ($^\circ$)	44.9	42.5	約 40	約 40	43.1	42.5 ^{a)} 40.5 ^{b)}
c (kgf/cm ²)	0.32	0.28	0.31	0.27	0.62	0.45 ^{b)}

注) a) 礫粒度補正試料による推定値
b) せん頭粒度試料による推定値



付図-1 壁面の応力状態を示すモール円

考えられる。

以上のように、現場において現状土の c , ϕ を求めたい場合、壁面摩擦が可能な限り生じないような受働土圧型せん断試験を行い、その結果に Rankine の受働土圧式を用いればほぼ妥当な強度定数が求められることを示すことができた。

8. 結 論

著者らは、礫質土締固め地盤の原位置においてその強度定数 c , ϕ を求めるための受働土圧型せん断試験を試行し、Rankine 受働土圧式により逆算した c , ϕ を同じ現場で実施した現場直接せん断試験結果と比較して、受働土圧型せん断試験法の有効性を示した。この現場受働土圧型せん断試験は、重機等の特別な鉛直載荷装置を必要とせず、大きな礫を含む地盤の現状土の強度試験にも利用できるもので、現場において c , ϕ を知るための有効な試験法であることが分かった。

本研究を行うにあたり、多くの助言を与えて下さった名古屋大学松澤宏助教授、現地実験で協力をして下さった飛鳥建設株式会社名古屋支店に感謝申し上げます。

付録 I

礫質土の壁面上の応力状態である点 A (σ_A , τ_A) を含むモールの応力円と破壊線は付図-1のようになる。ここで、モールの破壊線と σ 軸との交点 O' と点 A を結んだ直線と σ 軸とのなす角度を δ とし、この直線と τ 軸

との交点を点Bとする。そして、OBを c_a とおくと

$$\sigma_A = AB \cos \delta$$

$$\tau_A = c_a + AB \sin \delta$$

となる。また、 c_a は付図—1より次式で表される。

$$c_a = OO' \cdot \tan \delta$$

$$= OC \cdot \cot \phi \cdot \tan \delta$$

$$= c \cdot \cot \phi \cdot \tan \delta$$

$$= c \cdot \tan \delta / \tan \phi$$

参考文献

- 1) Bishop, A.W. : The Sixth Rankine Lecture, The strength of soils as engineering materials, Geotechnique, pp.89~130, 1966.
- 2) 高橋久司・巽 勝弘・松岡利安：原位置せん断試験方法について，第11回土質工学研究発表会，pp.57~60, 1976.
- 3) 川上 浩・遠藤健二・斎藤嘉徳・阿部広史：原位置大型二面せん断試験結果について，第15回土質工学研究発表会，pp.509~512, 1980.
- 4) 高田直俊・木下哲生：新しい現場直接せん断試験法，土と基礎，Vol.29, No.8, pp.29~32, 1981.
- 5) Mirata, T. : The in situ wedge shear test—a new technique in soil testing, Geotechnique, Vol.24, No.3, pp.311~332, 1974.
- 6) ASTM D 916-47 T : Tentative Method of Test for Shear Strength of Flexible Road Surface Subgrade and Fills by The Burggraf Apparatus.
- 7) 原田次夫・打田靖夫・中村直吉：軟質地盤用簡易せん断試験法の開発とその現地適用例，第11回土質工学研究発表会，pp.53~56, 1976.
- 8) 山上拓男・森 国夫・岡田章二・鈴木 壽：締め固めた粗粒材料の原位置せん断強度推定法，粗粒材料の現場締め固めの評価に関するシンポジウム，pp.93~100, 1990.
- 9) 太田秀樹・西田義親・国安逸朗・金子義信：土の締め固め—管理基準と品質検査—，不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム，pp.161~169, 1987.
- 10) 松尾 稔・正垣孝晴：円盤引き抜き試験による不飽和土の強度の推定と盛土施工管理への適用，不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム，pp.347~356, 1987.
- 11) 福岡正己・石坂彰芳・今村芳徳・中村篤生・工藤康二：原位置における新しい大型三軸圧縮試験装置の開発，第17回土質工学研究発表会，pp.1433~1436, 1982.
- 12) 山口柏樹：土質力学(全改訂)，技報堂出版，pp.225~230, 1984.
- 13) 松澤 宏・山本省吾：全域対数ラ線法による粘着力と内部摩擦を有する土の地震時受働土圧，土木学会第36回年次学術講演会，第Ⅲ部，pp.520~521, 1981.
- 14) 市原松平・中根 進：内部摩擦をもつ粘性土の地震時受働土圧の算定，土木学会論文報告集，第253号，pp.69~84, 1976.
- 15) 土質工学会編：土質試験法(第二回改訂版)，pp.3-2-1~3-2-10, 1988.
- 16) 大東憲二・李 弘揆・鹿沼岳司・植下 協：室内試験にもとづく現場締め固め礫質土のせん断強度定数推定法，土木学会第48回年次学術講演会，第Ⅲ部，pp.1448~1449, 1993.

(1992.11.30 受付)

STUDY ON THE PASSIVE PRESSURE TYPE FIELD SHEAR TEST FOR GRAVELLY SOILS

Kano UESHITA, Kenji DAITO, Hong-Gyu LEE and Yoshio NAKAMURA

It is not easy to know the in situ strength parameters c and ϕ of gravelly soils because of difficulty in getting the undisturbed samples for the laboratory test and also in performing the in situ shearing test. In order to overcome this troublesome problem, the authors tried to know c and ϕ of compacted gravelly soils by use of the passive pressure type field shear test using the 30 cm × 60 cm bearing plate and compared the obtained values of c and ϕ with the results of in situ direct shearing test using the 30 cm × 30 cm × 18 cm shear box. Based on these experimental works, it was made clear that the passive pressure type shear test is an easier and effective method to know the in situ strength parameters c and ϕ of soils.