

動的締固め土の直接せん断特性について

藤 本 昌 宣

(千拓水工学研究室)

昭和 54 年 10 月 31 日 受理

On the Direct Shear Characteristics of the Dynamically Compacted Soil

Masanobu FUJIMOTO

(Laboratory of Shore Reclamation and Hydraulic Engineering)

Received October 31, 1979

Summary

The characteristics of shear strength and volume change of dynamically compacted soil were investigated experimentally, by means of the direct shear method under a constant normal stress.

The following results were obtained from the experiment.

- 1) Within the range of smaller normal stresses ($< 3 \text{ kg/cm}^2$), the maximum shear strength appeared at water content somewhat lower than the optimum.
- 2) As normal stress increased, the statically compressive strain of the soil having large initial void ratio became larger and shear strength increased remarkably.
- 3) The relation curve between void ratio and logarithmic normal stress intersected the relation curve between void ratio and logarithmic shear strength at or near the point of the precompression stress, and under the condition similar to overconsolidation having normal stress less than the stress of intersection (precompression stress), shear strength was larger than normal stress.
- 4) Dilatancy index and vertical displacement at failure corresponded to the void ratio varying with water content and vertical stress.

1. 緒 言

盛土の安定的かつ経済的な設計を行なうためには、施工終了後にあらわれる締固め土のせん断強さを正確に予想する必要がある。一般に、土に締固め仕事を加えると、土粒子の配列が変化し密度は増加する。この結果、細粒土では付着力が増大し、粗粒土では粒子相互のかみ合わせがよくなってせん断強さは増加する。締固めによる密度の増加がわずかであっても、せん断強さをはじめ工学的な性質に与える効果は非常に増幅される。

締固め土のせん断強度特性は締固め時の含水比、締固めエネルギー、締固め機械（方法）および締固め後の水浸の程度などによって影響される。Lambe¹⁾ は動的に締固めに土の構造を含水比の変化に対応して解説し、さらに構造と締固め土のせん断特性との関連づけを行なった²⁾。また、Seed ら^{3), 4)} は締固め土のせん断強さに影響する諸要因に対する土の構造の影響を実験的に明らかにしている。わが国においても動的に締固めた土の強度特性に関する研究が数多くみられる^{5), 6), 7), 8)}。しかしこれらの研究は締固めた土そのものの貫入抵抗試験や一軸圧縮試験、あるいは締固め後 3 kg/cm^2 程度までの静的な垂直応力や側圧を加えた一面せん断試験や三軸圧縮試験

が大部分であり、これらは土を動的に締固めることによる特性がせん断強さに与える影響を明らかにするのが主目的であると考えられる。本実験はフィルダムなどの土構造物の盛土に際して、まき出し土の機械による転圧とその後の上載盛土の重量による静的な圧縮の両過程によって、盛土はより密な安定した状態へ移行していくが、その間の力学的な挙動を実験的に把握しようとするものである。つまり、動的に締固めた土に $0.1 \sim 12.8 \text{ kg/cm}^2$ の垂直応力を付加し、等圧一面せん断試験によって、その圧縮量、体積変化およびせん断強さについて検討を行なったものである。

2. 実験概要

試料は2種類のフィルダム用土とし、これらを風乾後、2 mm フルイ通過分を実験に供試した。供試土の物理的性質を Table 1 に、また粒径加積曲線を Fig. 1 に示す。

Table 1 Physical properties of soils

	Sample A	B
Specific Gravity	2,660	2,673
Liquid Limit (%)	38.4	43.6
Plastic Limit (%)	24.5	27.3
Plastic Index	13.9	16.3
Soil Classification	Sandy loam	Silty loam

せん断試料の作成は動的な締固めによって行なった。締固めは、直径 6 cm のモールドと重量 1.1 kg、落下高 30 cm のランマーを用い、

$$E_c = \frac{W_R \cdot H \cdot N_B \cdot N_L}{V} \text{ (cm} \cdot \text{kg/cm}^3\text{)}$$

- ここに W_R : ランマーの重量 (kg)
 H : ランマーの落下高 (cm)
 N_B : 層当りの締固め回数
 N_L : 層の数
 V : 締固めた供試体の体積 (cm^3)
 E_c : 締固め仕事量 ($\text{cm} \cdot \text{kg/cm}^3$)

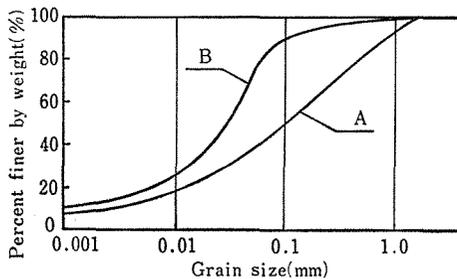


Fig. 1. Grain size accumulation curves.

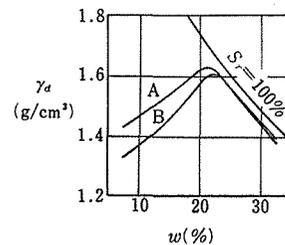


Fig. 2. Compaction curves.

で求めた E_c が、JIS A 1210 の第 1 方法のそれと等しくなるように層数 1, 落下回数 22 とした。またせん断試料の均質化を目的として、モールド下部に圧密リング（直径 6 cm, 高さ 2 cm）をはめこむことができるようにして、モールド内でのせん断試料作成位置を一定とした。このような締固めに対する締固め曲線を Fig. 2 に示す。この結果、両試料共に最適含水比 w_{opt} は 22% 前後である。これより、試料の含水比 w を w_{opt} と、乾燥側の 10, 14, 18% および湿潤側の 26, 30% の 6 段階に調整し、前述のモールドとランマーを用いて、1 層 22 回の締固めを行ない、これをせん断試料とした。

せん断試験は在来型の下部可動型の一面せん断試験機を使用し、垂直荷重 p は標準圧密試験と同様に 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.6, 3.2, 6.4 および 12.8 kg/cm² とし、それぞれ 30 分間の圧密（飽和度の高い場合は、いわゆる一次圧密が終了するまで）ののち、等圧せん断試験を行なった。

3. 実験結果と考察

3.1 動的な締固めと静的応力の付加による圧縮

供試土の締固め前のルーズな状態、これを前述のような要領で動的に締固めた状態、さらにこれを静的な圧縮荷重によって圧縮した状態での間ゲキ比をそれぞれ e_i, e_a, e_c とし、これらの間ゲキ比 e と w の関係を Fig. 3 に示す。 e_i 曲線はそれぞれの含水状態の土の最もゆるい状態での e を連らねたものである。これは砂の相対密度を求める場合の最大間ゲキ比 e_{max} に相当するものであるが、本実験に供試したような土で、かつ水分を含んでいる場合は、土が凝集して厳密な意味での e_{max} を求めることは不可能である。したがって、ここではそれぞれの含水状態の土の 2 mm フルイ通過分に対して最もゆるい状態をつくり、この場合の e を e_i としている。このような e_i

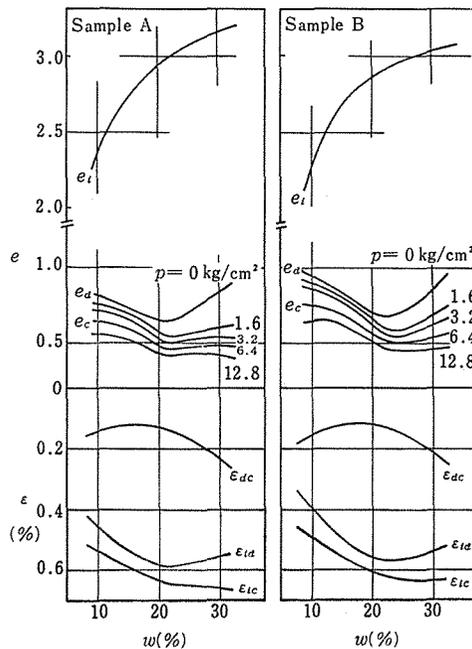


Fig. 3. Effect of normal stress and water content on void ratio and compressive strain.

は w の増加につれて実質部の容積が小さくなって次第に大きくなる。これを動的に締固めると、 e_d はいわゆる w_{opt} で最小となる。さらにそれにつづく静的な圧縮によって、 w_{opt} 付近に比べて乾燥側あるいは湿潤側の圧縮量が大きくなり e_c の減少が卓越してくる。

次に、間ゲキ比の変化を圧縮ヒズミ ε でみるために

$$\varepsilon_{id} = \frac{e_i - e_d}{1 + e_i}, \quad \varepsilon_{ic} = \frac{e_i - e_c}{1 + e_i}, \quad \varepsilon_{dc} = \frac{e_d - e_c}{1 + e_d}$$

として、これらを同様に Fig. 3 に示す。ただし、この場合 e_c は $p=12.8 \text{ kg/cm}^2$ での e を示している。 ε_{id} は動的締固めによるヒズミであり、湿潤側の方が乾燥側より大きいのは、 e_i の差にもとづくものである。 ε_{dc} は動的締固めによるヒズミであり、 w_{opt} よりやや乾燥側で最小値を示す。 $\varepsilon_{dc} \sim w$ 曲線がこのような傾向になるのは、初期の間ゲキ比 e_d (あるいは乾燥密度) の大小と、圧縮に対する潤滑材としての水分量の多少の相乗効果と考えられる⁹⁾。さらに ε_{ic} は e_i を基準にした $p=12.8 \text{ kg/cm}^2$ 載荷後までの全ヒズミ量である。

このように、盛土材料となるような土では、その含水状態のちがいでによって、動的あるいは静的な締固め効果が著しく異なる。

なお、静荷重を付加したあとの間ゲキ比 e_c と $\log p$ の関係を Fig. 4 に示す。これは標準圧密試験のような荷重増加率 1 の試験ではなくて、同一含水比の試料に対しては各荷重共、初期状態の同じ試料に載荷した結果である。

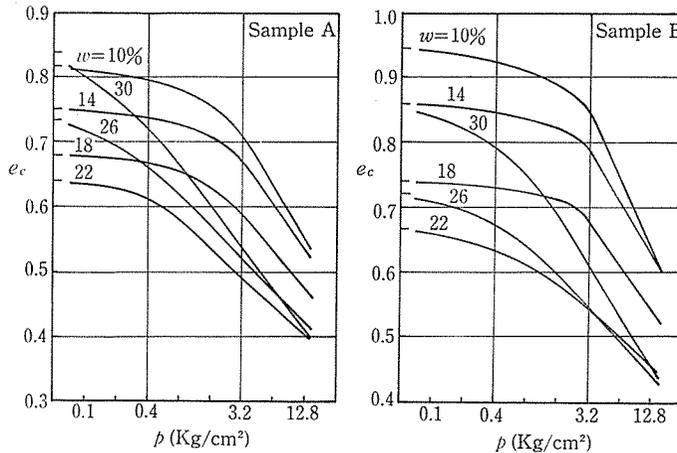


Fig. 4. Void ratio-normal stress curves.

3.2 セン断破壊時における試料の体積変化

一面セン断試験のセン断応力 τ 、垂直変位 d_v ~ 水平変位 d_h 曲線において、 τ が最大値 τ_f に達したときの d_v を d_{vf} とし、この値を曲線から読取り、 p および w との関係で Fig. 5 に示す。一般に等圧セン断においては、試料の厚さはセン断の進行中、膨張あるいは収縮によって増減する。この図は τ が最大値に達したときに、試料厚さが初期厚さに比べて膨張、収縮のいずれの状態にあるかを示すものである。これによれば、 d_{vf} は p の増加によって膨張をおさえられるために相対的に小さくなり、さらに p が一定の場合は、 $d_{vf} \sim w$ 曲線は Fig. 3 の $e_c \sim w$ 曲線に対応して、 e の小さい試料ほどその d_{vf} は大きい値を示している。 d_{vf} をそれぞれの p で圧縮後の間ゲキ比 e_c との関係でみたのが Fig. 6 である。すなわち、 $p=0.1 \text{ kg/cm}^2$ では締固め時の状態に支配されて、 w の増加と共に e_c は減少し、 d_{vf} は増加するが、 w_{opt} 以上になると再び e_c

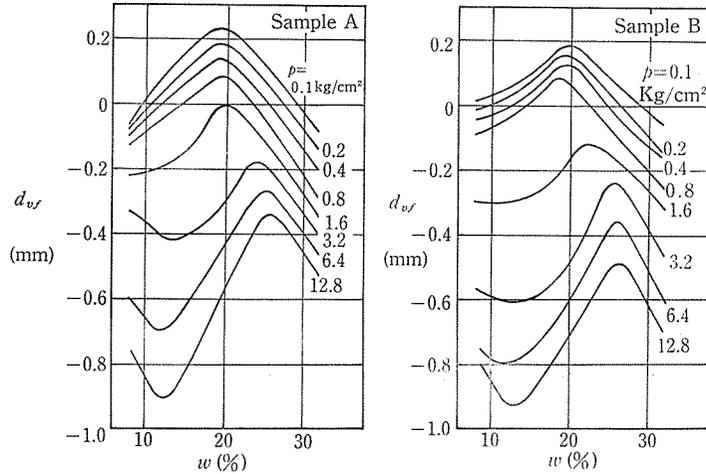


Fig. 5. The relationships between normal stress, water content and vertical displacement at failure.

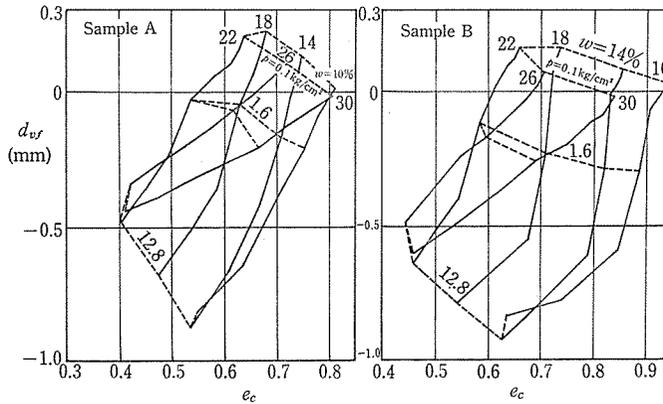


Fig. 6. The relationships between normal stress, water content, void ratio and vertical displacement at failure.

は増加し、逆に d_{vf} は小さくなる。そして同じ e_c の場合は、 w_{opt} より湿潤側の方が飽和度が大きいから d_{vf} は小さい。 $p=12.8 \text{ kg/cm}^2$ では静荷重の増加によって e_c は締固め直後に比べて相当変化するが、やはり e_c の減少につれて d_{vf} は大きくなる。また w が一定の場合の曲線は Fig. 4 に示す $e_c \sim \log p$ 曲線と類似した形を示し、正規圧縮部と過圧縮部で異ったコウ配をもつほぼ2本の直線で近似することができる。

次に、土の体積変化特性をダイラテンシー指数であらわし、これについて考察する。砂のせん断抵抗は2つの部分から成ると考えられ、1つは砂粒子間のマサツ抵抗であり、他は砂粒子のかみ合わせによるものである¹⁰⁾。Taylor は $\tau \sim d_h$ 曲線の τ_f 点において、膨張に必要なエネルギーを供給されるエネルギーに等しいとおくことによって、かみ合わせによる抵抗すなわち体積変化に対する抵抗を求めた¹¹⁾。すなわち τ_f 点において、 Δd_h の水平変位に対して Δd_v だけ試料の厚さが増加した場合の体積変化に対する抵抗 τ_e は

$$\tau_e = p \left(\frac{\Delta d_v}{\Delta d_h} \right)_{\tau = \tau_f}$$

である。この $(\Delta d_v / \Delta d_h)_{\tau=\tau_f}$ はダイラタンシー指数 D.I. と呼ばれ、試料の膨張特性を示す指数として粗粒土ではよく用いられている。この値は前述の d_{vf} と関係するが、 τ_f に達したときの試料が膨張収縮のいずれの過程にあるか、あるいはそのヒズミに対するコウ配の大きさを示すものである。ダイラタンシーは本来、砂質の盛土や基礎地盤の安定性を検討する一つの尺度としての限界間ゲキ比を求める際に用いられた。また三笠は土の力学的特性の要因として土の構造の重要性を強調しており、セン断に伴う体積変化すなわち D.I. の正負によって構造の高低を分類している¹²⁾。締固め土に関しては、Uchida らは福岡市周辺のマサ土を静的に締固めて三軸圧縮試験を行ない、D.I. について次のような結果を得ている¹³⁾。すなわち、側圧が小さいほど D.I. は大きくなり、 s_r が増すにつれて小さくなる。また、 e が大きくなり側圧が大きいと D.I. は負値を示すようになる。

本実験のように動的に締固めた土の一面セン断試験におけるセン断中の試料厚さの増減から求められる D.I. についての結果を Fig. 7 に示す。動的締固めの場合には w_{opt} が存在し、 w_{opt} より湿潤側では p が一定の場合 w の増加によって D.I. の値は減少する。しかし、乾燥側では w と共に増加する。この傾向は Fig. 5 に示す d_{vf} とほぼ曲線形が類似しており、さらに Fig. 3 の $e_c \sim w$ 曲線に対抗している。また w が一定の場合 p が大きいほど D.I. は小さくなる。つまり d_{vf} のところで述べたように、 p の大きさによって $e_c \sim w$ 曲線は動的締固め後の曲線から静的な圧縮の増大によってその形は徐々に変化し、 e_c が最小となる w も移動してくる。このようなことから、 p が一定の場合、 e_c の小さい密な状態では、試料はセン断を受けても粒子間の結合力が強いので、容易に平行な配列状態とはならず、密な砂と同様にセン断面に沿って粒子がほかの粒子を乗り越える必要があり、その結果試料厚さが増加して D.I. 値も大きくなる。 e_c が大きくてゆるい状態では、このような現象はみられず、容易に安定な状態へ移行する。特に湿潤側では s_r も大きくなり、水の潤滑作用も加わって D.I. 値は小さくなる。また w が一定の場合、 p の増加によって圧縮が進行すると、 s_r が急速に増加するため、 e_c が小さくなって密になるにもかかわらず、D.I. 値が減少するものと考えられる。

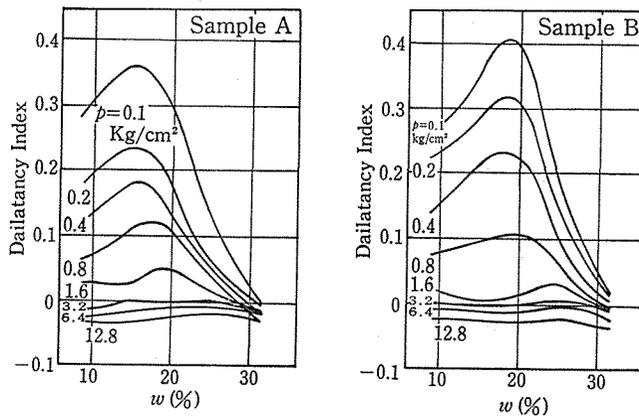


Fig. 7. Effect of normal stress and water content on Dilatancy Index.

3.3 セン断強さ

本実験は動的に締固めた土に静的な応力を付加して圧縮させ、その結果セン断強さ τ_f がどのように増加していくか、また含水比 w によってその特性がどのように変化するか、などについて検討したものである。

土のせん断強さを実験室で測定する場合には、直接せん断（一般には一面せん断）試験と三軸圧縮試験が広く行なわれ、それぞれ長短を有している。一般に取扱いが簡単なために直接せん断試験が行なわれることが多く、さらに一面せん断試験には下部可動型と上部可動型があり、我が国では前者が広く普及している。これら試験機の種類、機構の相違が試験結果に及ぼす影響を井上は砂¹⁴⁾あるいは粘土質ローム⁸⁾について次のように報告している。 $\tau \sim d_h$ 曲線のピーク時の τ すなわち τ_f は次のような各成分から成っている。

$$\tau_f = \sigma \tan \phi_{\tau_f} + \sigma \left(\frac{\Delta d_v}{\Delta d_h} \right)_{\tau_f} + F_s$$

- ここに σ : 垂直応力
 $\sigma \tan \phi_{\tau_f}$: 摩擦抵抗
 $\sigma (\Delta d_v / \Delta d_h)_{\tau_f}$: 体積変化に対する抵抗
 F_s : 側面摩擦

下部可動型一面せん断試験機の場合はせん断箱の両半部とも上下方向の移動に対して拘束されているため、機構上、上式の右辺第三項の F_s が大きくなる傾向にある。したがって膨張性の大きい密な、特に乾燥した砂の場合にこれを使用することは不適當である。しかし、締固めた粘土質ロームの場合は砂に比べて間ゲキ比が大きいために、せん断中の試料の膨張性は小さく、 F_s の影響はほとんどみられない。特に垂直応力が大きくなるほど F_s は小さくなって、上下両可動型のそれぞれの $\tau \sim d_h$ 曲線は一致してくる。したがって、 F_s の大きさを決定する要因はせん断中の試料の膨張性であるといえる。本実験の場合、試料が砂ではないこと、垂直応力が大きくなって密度が高くなったときのD.I.値はゼロに近いこと、などのために F_s の影響は小さいものと考えられ、 τ_f をせん断強さとして採用した。

一般に土を一定の締固めエネルギーで動的に締固めた場合の τ_f は w によって変化し、 w_{opt} よりやや乾燥側で最大となるといわれている。そしてその理由を久野¹⁵⁾は次のように述べている。 w_{opt} よりやや乾燥側では、締固めによって土粒子がたがいに接近させられたとき、粒子間の水が各粒子に付着し、その水と間ゲキの空気との間にメニスカスができ、その表面張力によって粒子間に強いつながりができるためである。これを裏付けるものとして久野⁵⁾、Seedら^{3), 4)}、三国⁶⁾、その他数多くの実験結果が報告されている。

本実験における締固め後の静的な圧縮による τ_f の変化をFig. 8に示す。これによれば、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ 程度以下の比較的低応力領域では、前述のように w_{opt} よりやや乾燥側で τ_f は最大値

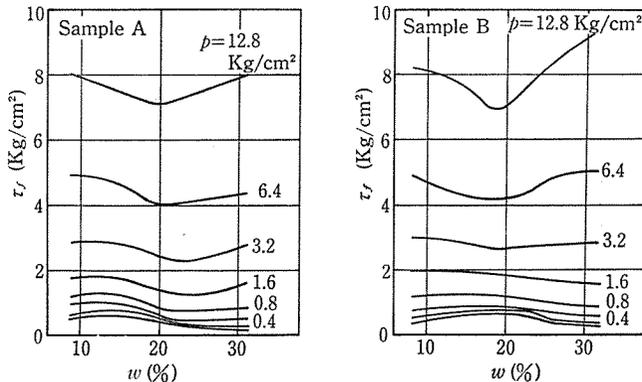


Fig. 8. Effect of normal stress and water content on shear strength.

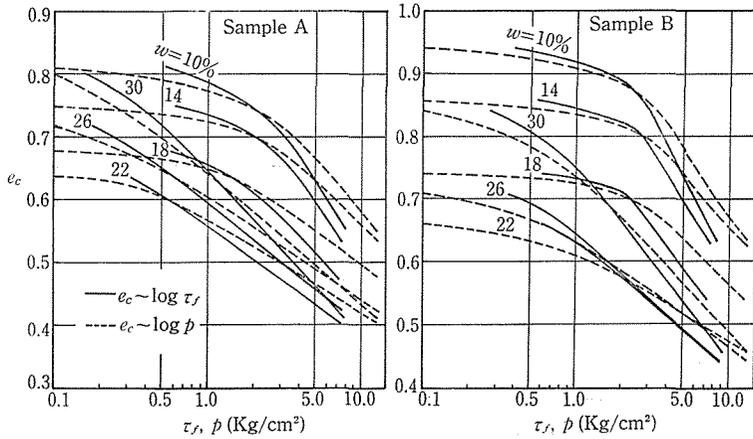


Fig. 9. The relationship between shear strength, normal stress, water content and void ratio.

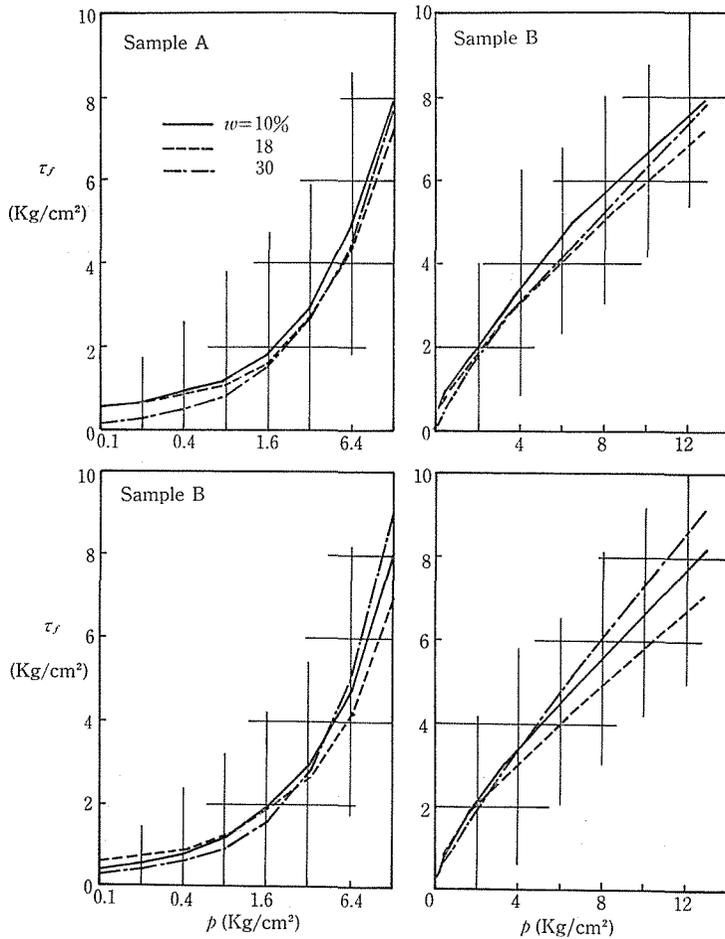


Fig. 10. Shear strength-normal stress curves.

を示している。これは静荷重付加後の $e_c \sim w$ の関係が、まだ締固め時のそれとほぼ類似しているためである。前に述べた従来の報告結果も、締固め土そのものの強さあるいは垂直応力または側

圧がせいぜい 3 kg/cm^2 程度までのせん断強さを求めたものであり、同様に w_{opt} よりやや乾燥側で強さは最大値を示すことになる。しかし、これ以上の応力レベルでは、やはり Fig. 3 に示すような e の変化特性に対応して、逆に初期の乾燥密度 γ_d の小さい部分の τ_f の増加が顕著になるという特性があらわれる。そこで、締固め土への静荷重付加によって生ずる圧縮量からせん断直前の間ゲキ比 e_c (Fig. 4 ですでに示している) を求め、 τ_f と共に $\log p$ との関係で示したものを Fig. 9 に示す。Hvorslev¹⁶⁾ は飽和粘土の直接せん断試験 (急速せん断) を行ない、正規圧密状態ではせん断直前の w (あるいは e) と $\log \tau_f$ は直線関係にあり、同じ w と $\log p$ との関係でできる直線と平行となり、かつ後者の直線が高応力部に位置することを図によって示している。このように $\log p$ と $\log \tau_f$ が w との関係で平行な直線になるということは、 τ_f と p が $\tau_f = \alpha p$ ($\alpha > 0$) なる関係にあるということである。

締固め土の場合、Fig. 9 に示すように、ある圧縮降伏応力値 p_v およびそれにつづく直線部を有する $e_c \sim \log p$ 曲線に対して $e_c \sim \log \tau_f$ 曲線はこれと p_v あるいはその付近で交わる。この交点より小さい p の領域では、 τ_f 曲線は p 曲線より上に位置し、締固めによる内部応力のために $\tau_f > p$ となる。また交点より大きい p の領域では、 τ_f 曲線は p 曲線より下に位置し、飽和土と同様に直線となるが、そのコウ配は p 曲線より急となり $\tau_f < p$ となる。したがって $\tau_f = \alpha p^\beta$ ($\alpha > 0, 0 < \beta < 1$) であらわされ、圧縮応力の増加による強度増加を示す Fig. 10 の曲線は $\log p$ の増加によってコウ配が漸減することになる。

4. 摘 要

土を締固めた構造物の合理的な設計、施工および管理を行なうためには、締固め土の力学的特性を十分に理解する必要がある。

本報告は、動的に締固めた土に対して等圧直接せん断を行ない、強度特性を実験的に検討したものである。

- 1) 垂直応力が小さい場合は、せん断強さは最適含水比より乾燥側で最大値を示す。
- 2) 垂直応力が大きく (3 kg/cm^2 以上) になると、静的な圧縮が進行して初期間ゲキ比の大きい土のせん断強さの増加が著しい。
- 3) 間ゲキ比—垂直応力 (対数) 曲線と間ゲキ比—せん断強さ (対数) 曲線は圧縮先行応力付近の応力で交わり、交点より小さい応力では過圧密性状を示して、せん断応力は垂直応力より大きくなる。
- 4) ダイラタンシー指数および破壊時の試料の垂直変位は、含水比および垂直応力の変化によって生ずる間ゲキ比の変化と対応する。

参 考 文 献

- 1) Lambe, T. W. (1958). The structure of compacted clay. Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE 84-SM 2. 19-22.
- 2) Lambe, T. W. (1958). The engineering behavior of compacted clay. Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE 84-SM-2. 14-31.
- 3) Seed, H. B. and Chan, C. K. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. Jour. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE 85-SM 5, 87-128.
- 4) Seed, H. B., Mitchell, J. K. and Chan, C. K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. Research Conf. of Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE. 877-964.
- 5) 久野悟郎 (1968). 土の締固め. 技報堂. 東京. pp. 63-85.

- 6) 三国英四郎 (1962). フィルタイプダムシャ水壁材料の性質と締固めに関する研究 (その1). 土と基礎 10. 4-12.
- 7) 福住隆二・木村 薫 (1963). 施工時の盛土地盤の強さに関する考察 (その1). 土と基礎 11. 19-24.
- 8) 井上広胤 (1964). 不飽和締固め土のセン断. 土と基礎 12. 31-36.
- 9) 藤本昌宣 (1980). 動的ならびに半動的締固め土の一次元圧縮特性について. 佐賀大農彙 48. 93-101.
- 10) 土質工学会編 (1968). 土のセン断試験法に関する基礎的研究. 土質工学会. 東京, pp. 42-46.
- 11) Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, Johy Wiley and Sons, Inc. pp. 305-306.
- 12) 最上武雄 (1969). 土質工学. 技報堂. 東京. pp. 514-515.
- 13) Uchida, I., Matsumoto, R. and Onitsuka, K. (1968). Shear characteristics of compacted partially saturated soils. Soils and Foundations 8. 32-45.
- 14) 井上広胤 (1964). 砂の直接セン断に関する研究. 土木学会論文集 No. 101. 15-18.
- 15) 前出 5). pp. 50-53.
- 16) Hvorslev, M. J. (1960). Physical Components of the shear strength of saturated clays. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. ASCE. 194-196.