

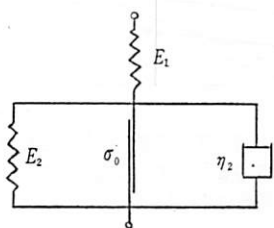
今月は4月号に引きつづき論文集第74号登載論文として、次の3編を紹介致します。

粘土の応力緩和について

村山朔郎・柴田 徹

粘土に一定のひずみを与えた場合の応力経時特性および応力の終局値に関する理論式を、さきに提案して粘土のレオロジー的諸特性をよく説明できることを示した力学モデル(図-1)に対して求めるとともに、新たに製作したレオメーターを用いて一軸圧縮、三軸圧縮による応力の緩和試験を行ない、さらにその温度依存性等についても調べて新しい特性を明らかにした。その結果を要約すると次のようである。

図-1 粘土の力学モデル



(1) 図-1の力学モデルにおいて、粘性係数 η_2 は rate process の立場から誘導した粘性式

$$\eta_2 = 1/A_2 \cdot \sinh\left(\frac{B_2 \sigma_2}{\sigma - \sigma_0}\right) \dots\dots\dots (1)$$

であらわせるとしている。ただし、 A_2, B_2 ; レオロジー常数, σ ; 全応力, σ_2 ; ダッシュポットに加わる応力, σ_0 ; 下限降伏値である。

応力緩和の理論解の結論は

$$\int_{u_0}^u \frac{1}{u} \cdot \exp(u) du = C \cdot t$$

ただし

$$u_0 = B_2 \frac{E_2}{E_1}$$

$$u = \frac{B_2 E_2}{(\sigma - \sigma_0)} \left(\varepsilon_0 - \frac{\sigma_0}{E_1} \right) \dots\dots\dots (2)$$

$$C = \frac{A_2}{2} E_1 \cdot \exp \left\{ B_2 \left(1 + \frac{E_2}{E_1} \right) \right\}$$

となる。ここに E_1, E_2 ; 粘土の弾性係数(図-1), ε_0 ; 与えた一定ひずみ量であって、式(2)中のレオロジー常数が求まれば応力と時間の関係を計算することができる。

また相当時間経過後の応力は

$$\sigma_{t \rightarrow \infty} = \frac{E_1 \cdot E_2}{E_1 + E_2} \varepsilon_0 \dots\dots\dots (3)$$

の値に収斂することになる。

実験に使用した粘土のレオロジー常数を用いて式(2)を計算した結果は、図-2に示すごとく与えた初期ひずみ ε_0 をパラメーターに、時間を対数にとるとある時間までは応力と時間対数関係が近似的に直線となり、それ以後は式(3)で示される応力の有限値に漸近することになる。

(2) 一定温度のもと、同一物性の新鮮試料を用い、一軸的

図-2 式(2)の数値計算結果

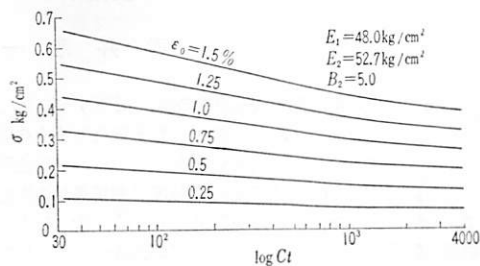
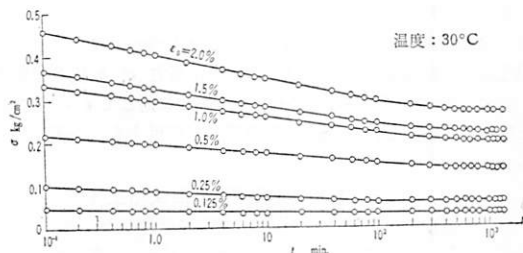


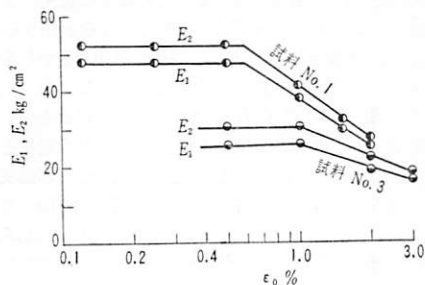
図-3 応力～時間対数関係



な応力緩和試験を行なう一例を 図-3 に示すごとく、その応力の経時変化は(1)に述べた計算結果と類似の傾向を示している。すなわち 100 分前後までは応力が時間の対数に対して直線的に減少するが、それぞれの ε_0 に応じて 1000 分程度である有限の終局値に収斂する。

(3) ある一定のひずみ ε_0 を与えた際の初期応力および終局応力から 図-1 に示した力学モデルの弾性係数 E_1, E_2 を求めることができる。その結果は 図-4 に示すように ε_0 の値によって弾性係数一定の範囲があり、それ以上大きいひずみを与えると E_1, E_2 は降伏しはじめる。また非排水状態で行なう応力緩和試験では、三軸側圧の大小は試験結果に影響しない。

図-4 弾性係数 E_1, E_2 ～ 初期ひずみの関係



(4) 応力緩和の温度依存性をみると、温度が上昇するに従って発生する応力は低くなり、また応力の緩和速度も減少する。これは温度が高くなると粘土の圧縮強度が小さくなり、圧縮クリープ量、クリープ速度、圧密度などが増加する現象と矛盾しない。

(5) その他この試験に用いたレオメーターの機能、試験中の間げき水圧の挙動、応力緩和の圧密急速試験結果などについても詳述した。

【筆者：村山；正員 工博 京都大学教授 防災研究所，柴田；正員 京大工博 京都大学助教授 防災研究所】

有効応力にもとづく斜面の安定解析

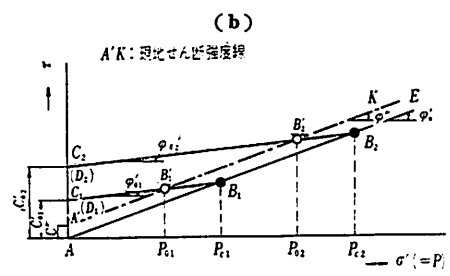
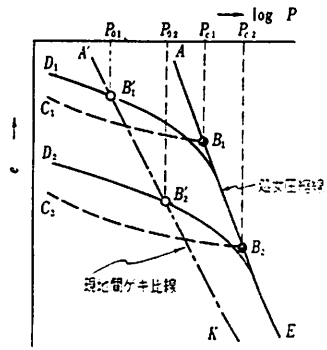
赤井 浩一

斜面の安定解析の中で最も周知のものは、円形すべり面を用いるスウェーデン法であり、従来軟かい粘土質土の盛土や切取りの安定計算には、いわゆる $\varphi=0$ -解析法というのが普通用いられている。この方法は粘土のせん断強度が荷重条件の変化した後も一定のままであるという仮定にもとづいているが、実際は荷重の影響を受けて粘土が圧密または膨張するにつれて、せん断強度も変化するから、 $\varphi=0$ -法が適用できるのは、厳密には急激な荷重条件の変化があった直後のごく短い期間だけに限られることになる。

本文で取扱う有効応力にもとづく斜面の安定解析は、上述のような荷重条件の変化の影響を考慮したもので、この方法では粘土のせん断強度は有効応力で示した粘着力 c' と内部摩擦角 φ' とで表わされるから、従来の $\varphi=0$ -法に対して c, φ -解析法と呼ぶことができ、長期間の斜面安定を解析するのに適している。

この方法による安定解析を後氷河期の海成粘土(クイック・クレイ)層中に発生した地すべりに対して適用した。まずすべり面を正しく推定するために、現地でのボーリング、サンプリング、現位置試験、間げき水圧測定および室内土質試験の結果を総合し、かつすべり後の縦断面よりみて、複合すべり面を考えるのが妥当であると判断した。また地層内の間げき水圧は静水圧よりかなり大きいことが判明し、その被圧度が斜面先にあたる河心部に向うほど大きくなっていくので、地すべりの原因としては粘土層中の過剰間げき水圧の作用に帰することができると考えた。

次に粘土の強度常数を決定するために、現地ベーン試験とすべり地域内で採取した粘土試料の一軸圧縮試験、コーン試験を実施した結果、地層を構成するクイック・クレイは河岸部において正常圧密であり、河谷部では浸食によりわずかに過圧密されていることがわかり、圧密試験と三軸圧縮試験の結果より粘土の粘着力を原地表面からの深さの関数として表わした。この場合、過圧密粘土の強度常数のとり方における従来の方法の誤りを指摘し、図一に示す現地せん断強度線を利用する新方法を提案した。すなわち過圧密粘土はその荷重履歴から考えて、粘着力 c_0' が採取深度の関数とならねばならないが、従来の安定計算では図一(b)の C_1B_1 のような破壊包絡線を用いて見かけの粘着力 c_0' と内部摩擦角 φ_0' を求め、これを過圧密土の安定計算に使用していた。しかし、過圧密土のせん断強度は地表面からの深さにつれて C_1B_1 線のような破壊線に沿って推移するのではないから、この方法は正しくない。換言すれば、深さの異なる地層中から採取した土試料のせん断試験で得られる破壊包絡線 C_1B_1 または C_2B_2 は、その横距が、現在の上荷重 p_{01} または p_{02} に等しいような唯一の点 B_1' または B_2' においてだけ、現地のその深さにおける土の強さを表わすのであって、これ以外の点はただサンプリングによる応力履歴を示しているに過ぎない。そこで B_1', B_2' のような性質をもつ点の軌跡を $A'K$ 線とし、これを現地せん断強度線と名づけて、その傾斜角 φ'' と截片 c'' を強度常数として採用するのが著者の提案するところである。間げき比一圧力曲線図では、図一(a)に示すように現地間げき比線 $A'K$ がこれに対応する。ちなみに正規圧密粘土に対しては、試料の先行圧縮荷重 p_{e1} または p_{e2} がそれぞれ現在の上荷重 p_{01}, p_{02} に等しいので、図一(b)の現地せん



断強度線 $A'K$ は正規圧密状態での破壊包絡線 AE に一致する。したがってこの場合には、安定解析にさいして有効応力にもとづく内部摩擦角 $\varphi'' (c''=0)$ を用いる従来の方法が妥当性をもつことがわかる。

上述の考え方により、本文の安定計算例に用いる粘土の強度常数は河岸部において $\varphi''=20^\circ, c''=0$ (正規圧密粘土)、河谷部において $\varphi''=20^\circ, c''=0.5 \text{ t/m}^2$ (過圧密粘土) とし、斜面部分では浸食高さに応じて c'' を $0 \sim 0.5 \text{ t/m}^2$ の間で内挿して定めた。計算結果は単一の円形すべり面を用いた場合、Bishop の式：

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum \frac{c''b + (W - u_s b) \tan \varphi''}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi'' \cdot \sin \alpha}{F}} \dots (1)$$

によると安全率 $F_{min}=1.06$ となり、また複合すべり面を用いた場合、Janbu の式：

$$F = f_0 \frac{1}{\sum W \tan \alpha} \sum \frac{c''b + (W - u_s b) \tan \varphi''}{\cos^2 \alpha + \frac{\tan \varphi'' \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}{F}} \dots (2)$$

によると $F_{min}=1.03$ を得た (修正係数 $f_0=1.06$)。これより前述したように、この地すべりの解析には複合すべり面を考える方が精度がよいことが明らかになった。

最後に比較のために、現地ベーン試験にもとづいて土中の粘着力の分布を定め、 $\varphi=0$ -解析法の公式：

$$F = \frac{\sum sl}{\sum W \sin \alpha} \dots (3)$$

によって安全率を求めると、すべり面の土縁で引張りきれつを考慮した場合でも $F_{min}=1.24$ となり、この種のすべりには $\varphi=0$ -法が危険側の値を示すことも起こりうることを知った。

以上を要するに、斜面の安定解析において、土の強度をベーン・せん断や一軸圧縮のような非排水せん断試験の結果で表す従来の $\varphi=0$ -解析法は、長期の安定を論ずる場合には真の安全率を与えるものでないことを指摘し、これに代って有効応力にもとづく、いわゆる c, φ -解析法の正当性を主張した。そ

して後者の解析法を適用するにあたって、過圧密土の強度常数はせん断試験のさいの見かけの破壊包絡線から求めるべきではなく、著者がここに提案する現地せん断強度線を利用するのが合理的であることを示した。

【筆者：正員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学教室】

名神高速道路 尼崎地区で行なった ベント杭載荷試験について

池上雅夫・赤坂和雄・上田勝基

1. まえがき

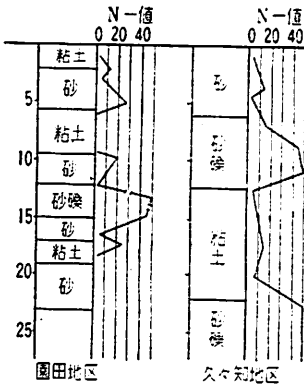
構造物の基礎を施工する工法には従来より種々のすぐれた工法があったが、とくに戦後技術の急速な進歩にともなって、すぐれた特徴をもつ機械や工法が数多く取り入れられている。日本道路公団名神高速道路尼崎工事事務所では高架橋の基礎としてベント杭を計画し、間組が試験を担当した。

本文はそれらの試験よりえられた資料にもとづいて、ベント杭（大口径現場打ち杭）の性質を調べたものである。

2. 試験地点の土質

試験地点は地質の異なった2地点、園田、久々知地区であり、いずれも名神高速道路、路線上の地点である。これらの地点は上部から沖積層と洪積層にわけられる。沖積層はこの付近が海進で内湾となった時に猪名川の三角洲として浅い海底に堆積した軟弱な地層からなっている。地層は主として砂、粘土からなり水平方向の層相の変化がはげしい。腐植物や内湾棲の貝殻をふくんでいることが多い。沖積層の下部に分布する洪積層は、この地域で2つに分れ、その1は沖積層に直接おおわれた砂礫層で伊丹礫層といわれ、その2は砂礫、粘土を主体とする地層で大阪層群といわれる。試験地点の土質を図-1に示す。

図-1 土質図



3. 試験計画

試験は施工、載荷試験の2つにわかれるが、本文では後者のみを取り扱った。計画ならびに実施には、従来行なわれた試験に類似させたものであり、以下施工した試験順序にしたがって記述する。

- (1) 単杭鉛直試験
- (2) 単杭水平試験
- (3) " 鉛直、水平試験
- (4) " 引抜き試験

(5) 群杭水平試験

各試験には目的に応じて鉄筋計、土圧計、ひずみ計、温度計、傾斜計を併用した。変位量は1/100 mmダイヤルゲージを使用した。

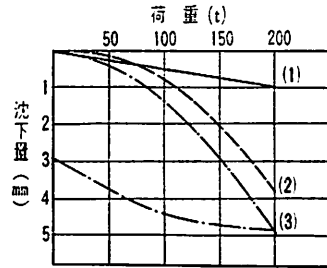
本論文は上記試験のうち(1)、(2)、(5)について概略の結果を報告したものである。

4. 単杭鉛直試験

解析の内容として(1) n -値 (E_s/E_c) の決定、(2) 深友別軸力算定、(3) 周面摩擦力の算定、(4) 荷重の杭先端への伝達、(5) 杭の弾性ひずみ量と沈下の算定、(6) 単杭の支持力算定 (Terzaghi 公式による)、である。

紙面の都合上すべての解析内容を記述することができないので、上記のうちから(5) 杭の弾性ひずみ量と沈下の算定、について記述する。

図-2 荷重-沈下曲線



- (1) 杭の弾性ひずみ量
- (2) 杭先端の推定沈下量
- (3) 杭の荷重-沈下曲線

園田地区で行なった単杭の試験で、杭の沈下量が比較的小さいので、杭のひずみ量と杭先端の沈下量を求めた。杭の荷重沈下曲線を図-2に示す。荷重は50、100、150、200 tを最大とする4サイクルであり、各サイクルの最大荷重時における鉄筋計の読みにしたがって表-1をうる。

表-1

サイクル	杭中の最大応力 (t)	e (mm)	e_0 (mm)	e/e_0	累加変位量
1	59.2	0.256	0.404	0.634	0.36
2	103.6	0.504	0.703	0.690	1.80
3	156.3	0.621	1.070	0.767	2.74
4	208.1	1.107	1.420	0.780	4.80

表中 e : 各荷重による杭の弾性変形量

e_0 : 完全支持杭と考えたときの杭の弾性変形量 (mm)

表-1により、荷重が増加するにしたがって杭の周面摩擦力に対する先端支持力が漸増して、杭頭部に載荷された荷重が漸次杭先端に移行する傾向を示している。このことから、地質条件により種々異なった形態を見せるであろうけれど、杭の沈下量が增大することにより、周面摩擦力が漸次期待できなくなり、最終的には杭の周面摩擦力が全くなると思われる。

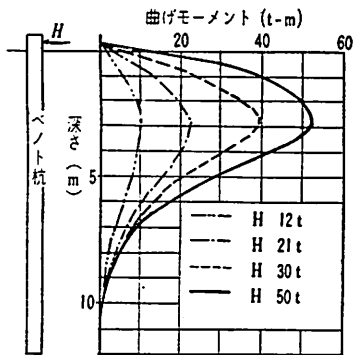
また荷重-沈下曲線にしたがって弾性変形量を考慮した杭先端の推定沈下量を図-2に示す。荷重100 t以上では沈下は荷重に応じて直線的に増加し、支持砂層を弾性体とみなせば、 $6.3 \times 10^{-4} \text{ mm/t/m}^2$ の沈下量を示すものと思われる。

5. 単杭水平試験

解析内容として(1) 断面応力の算定、(2) たわみ量、せん断力、(3) 地盤反力、土の弾性係数、である。これらのうちから杭に生じる曲げモーメントのみについて論ずれば

- a) 最大曲げモーメントの生じる位置は地表面下 2~3 m で

図-3 深度-曲げモーメントの関係



ある。

- b) 杭頭水平荷重と最大曲げモーメントは大体比例する(図-3)。
- c) 久々知地区のごとく比較的浅い地点に締った層がある場合には、その地点で急激な曲げモーメントの変化が生じ、その層より下部では杭は曲げモーメントによる影響をほとんどうけない。
- d) 地表面下 7 m 以下では曲げモーメントは実質上 0 とみなしてよい。
- e) 断面に入ったクラックが増大する場合、たわみ量が増加しても曲げモーメントは増加しない。

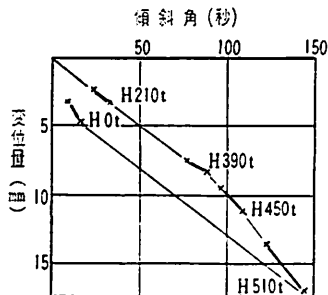
6. 群杭水平試験

解析内容として (1) 断面応力の算定、(2) たわみ量、せん断力、地盤反力、(3) 基礎フーチングの回転角、(4) 単杭、群杭の効率、である。

上記の各項のうち (3) 基礎フーチングの回転角について、記述する。

フーチングの中央に水管式傾斜計を設置し、水平荷重によるフーチングの傾斜角を測定した。フーチングの変位量と傾斜角の関係を 図-4 に示す。この結果から、フーチングの傾斜角は水平変位量に従って、ほぼ直線的に変化するもので、重心位置の

図-4 フーチングの変位量-傾斜角との関係



高い塔状構造物では注意すべき事項である。とくに橋台のごとき構造物では水平力と同時に回転モーメントが働くので、構造物頂部の水平変位量は、水平力によるもの、水平移動にともなう回転によるもの、回転モーメントによるものと、3つの変位量の和となる。以上の理由から杭の支持力に関しては、引き抜きに対する支持力と同様、十分な設計ならびに施工が行なわれるべきである。

8. あとがき

一般に短期間における杭の載荷試験においては、土は一時的な荷重に対していくらかの大きい強度を示し、短期間の使用における沈下、変状の量は小さいから、永久構造物の死荷重や長時間作用する諸荷重に対しては、諸種の変状を加算しなければならないと思われる。

以上本論文に対する概略を記述したが、ベノト杭の本質を追求するためにはまだ不十分である。限られた範囲での解析結果より、基礎杭としてのベノト杭の設計資料として一部でも役立つものが導かれておれば幸甚である。

【筆者：池上；正員 日本道路公団名神高速道路尼崎工事事務所長、赤坂；正員 日本道路公団名神高速道路尼崎工事事務所上田；正員 KK組掘技術局土木課】

注：4月号紹介の吉田・西尾共著 および 今月号紹介の池上・赤坂・上田共著の2論文は論文集73号・別冊として出版する旨、論文集73号に発表致しましたが2編とも74号に登載することになりましたので御了承下さい。

COASTAL ENGINEERING IN JAPAN VOL. III (1960) 刊行について

わが国の海岸工学研究の業績を広く海外へ紹介することを目的として標記の英文図書が刊行されました。本文は次の9編よりなり、口絵写真をはじめ各論文ごとに写真図表を多数使用しており、わかりやすく編集してありますので、広く海外へ御紹介下さい。また御希望の方には実費でお分け致しておりますのでお申込み下さい。

Preface

Studies on Meteorological Tides at the Mouth of the Tone River.

By M. Hom-ma

On the Similitude of Hydraulic Models Involving Tidal Motion.

By T. Kishi, M. Tominaga, and I. Oeda

On the Density Currents in the Estuary.

By S. Hayami, H. Higuchi, and K.H. Yoshida

Tsunami Caused by Chile Earthquake in May, 1960 and Outline of Disasters in Northeastern Coasts of Japan.

By T. Ito, S. Sato, T. Kishi, and M. Tominaga

Some Additional Remarks on the Chirean-Earthquake Tsunami.

By Iwasaki, and K. Horikawa

Wave Overtopping on Seawalls.

By K. Horikawa

A Study on the Volume of Littoral Drift.

By T. Ishihara, I. Iwagaki, and H. Mitsui

The Effect and Damage of Submerged Breakwater in Niigata Coast.

By Y. Mashima

A Study on Beach Erosion at the Sheltered Beaches of Katase and Kamakura, Japan.

By N. Shiraishi, A. Numata, and N. Hase

By M. Hom-ma, K. Horikawa, and C. Sonu

体裁：B5判 125 ページ，上質紙使用，口絵写真，および写真・図面多数 頒価：500 円 (送料学会負担)