

原位置における K_0 評価のための地中応力測定

大矢 暁

In-situ Stress Measurements for an Evaluation of K_0

Satoru OHYA

Abstract

Direct measurement of the in-situ horizontal total stresses by three fundamentally different methods have been carried out at Tonen site No. 400 in Kawasaki, Japan.

The site consists of land recently developed by hydraulic reclamation. It is being utilized as an oil tank yard, storing mainly 50,000 kl oil tanks.

The geological setting, stress histories and soil properties of the site have been well studied. It has also good record of past performance.

Tests were made with a newly developed total pressure cell, by the hydraulic fracturing method and with the LLT pressure-meter method. The results are presented and discussed both in terms of the measured total horizontal stresses and the earth pressure coefficient at rest K_0 . There has been very good agreements between the results of three different in-situ tests and laboratory triaxial tests as well as with values estimated empirically.

However, there was a considerable disparity between K_0 measured by these in-situ methods and the ratio of horizontal to vertical preconsolidation pressure.

It is to be noted that the LLT pressure-meter method is a potential method of investigating total horizontal stress as a most economic and widely applicable technique.

1 緒言

自然に堆積した地層において、垂直有効応力 σ_v' と水平有効応力 σ_H' との比は、静止土圧係数 K_0 と定義されている。

$$K_0 = \frac{\sigma_H'}{\sigma_v'} = \frac{(\sigma_H - u)}{(\sigma_v - u)}$$

ここに、 σ_v ：垂直全応力、 σ_H ：水平全応力、 u ：間隙水圧である。

正規圧密の土における K_0 は、おもに土のタイプによって定まる定数と考えられているが、土が堆積して以来の経過時間とか、それによる骨格構造の形成にも関係がある。

また、同一のタイプの土については、過去の荷重履歴に関係があり、過圧密度によって変化する定数であることが明らかになっている。 K_0 は、他の土質工学的性質、

例えば、非排水せん断強さなどと直接的な関係を持たず、原位置の土の基礎的パラメーターと考えられる。土質工学的問題の本質的検討を進めるうえに、 K_0 を求め地中の応力分布を明らかにすることは、基本的に重要であるが、とくに次に示すような問題の検討には必要なパラメーターである。

1) 原位置における土の性質を代表させる試験を行なうためには、三軸圧縮試験においても、原位置の応力条件に合わせて再圧密を行なうことが必要であり、 K_0 値の設定は有効応力に基づく、強度特性、応力経路解析を行なううえで欠くことができない。

2) 変形解析を行なう場合、 K_0 を考慮して初期応力分布の設定を行なう必要がある。とくに弾塑性モデルとして扱う場合には、 K_0 の妥当な評価を行なうことがきわめて重要となる。

3) 地中の杭や壁体に働く土圧の変化を検討し、安定

解析を行なう場合、例えば杭表面に働く摩擦力の評価、山留壁に働く土圧や応力分布の変化や、土の挙動を検討する場合。

4) 砂地盤等の液化化ポテンシャルを検討する場合の自然地盤や改良地盤における主応力分布を設定する際。

従来、 K_0 は室内における特殊な三軸圧縮試験 (K_0 圧密) あるいは側方応力の測定装置を付加した特殊な圧密試験により、室内試験から求められていた。最近になって、土の挙動をより正確に予想したり、応力と変形の問題を研究するうえで、 K_0 を原位置で測定する試みが行なわれるようになった。主として、Hydraulic Fracturing 法、Total Pressure Cell 法、ならびに、Pressuremeter 法である。

K_0 が土の構造形成や圧密履歴に関係する値であるということは、とくに、試験・測定時に、乱れが誤差要因となる可能性を示している。室内試験に供される試料についても、乱れの影響は重要であるが、原位置試験の場合においては、十分に乱れの影響を除いた試験を行なうことが必要である。

前述の3種類の原位置 K_0 試験を、同一の土性のよく調査されているサイトで実施し、各測定法の比較やその適用性などを検討する試みは、日本ではまだ実施されていない。また、北欧やカナダ等で実施された比較試験の結果をみても、一般に方法が異なると、かなり違った K_0 が得られている例が多い。

川崎市浮島町に建設された東亜燃料工業株式会社川崎工場の石油タンクヤードにおいてタンクの沈下・変形挙動を検討する研究的な地質調査が計画・実施されたが、この際原位置で K_0 を求めることが計画された。従来の調査実績がないことから、上記3種類の方法を用いて比較実験の性格をもたせた測定を行なった。

いずれの方法も周辺の土を乱さないで、応答の確実な計測システムとして設置することが必要である。

現場における設置ならびに計測技術は、ボーリング技術と密接なものであり、軽視すべきものでなく、室内試験や解析技術と同等に、あるいはそれ以上に重要視され研究が進められてよい分野である。

その意味で、本報告では質の高い計測を行なうために検討し、実行した内容について、可能な限り詳細に記述するように努めている。

2 従来の研究の展望

室内試験で求めた K_0 と他の土質工学的性質との関係についての研究は、Jaky (1944) および Brooker and Ireland (1965) が代表的なものである。

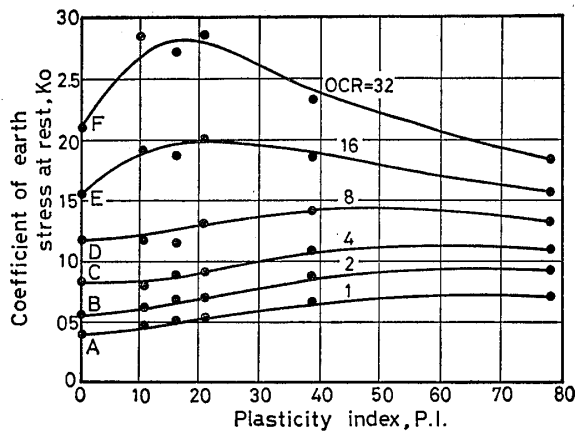


Fig. 1 Relationship between K_0 and plasticity index with reference of O. C. R.

Jaky は、 K_0 と ϕ' との関係について、次式で代表されることを示した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (1)$$

1957年に Fraser は次式を提案した。

$$K_0 = 0.9(1 - \sin \phi') \quad (2)$$

また、Kézdi は1962年に同様に K_0 と ϕ' との関係について次式を提案した。

$$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi'\right) \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (3)$$

Brooker and Ireland は、塑性指数の異なる数種の土について、正規圧密から過圧密比 (O. C. R.) 32 に至る数種の O. C. R. 条件に対する K_0 を系統的に研究し、図-1 に示すような関係を見出した。正規圧密粘土に対する平均値として、次式を提案した。

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad (4)$$

(2)~(4)の式における ϕ' と K_0 との関係は、きわめて近似しており、どの式を用いても実用的な差はなく、(4)式がよく利用されている。

正規圧密土の K_0 が塑性指数 (P. I.) に依存するという関係は、Brooker and Ireland が明らかにしているが、その後 Alpan (1967) は、Kenny (1959) のデータ等も含めて検討を加え、 K_0 と P. I. との関係について次式を提案している。

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log P. I. \quad (5)$$

日本の土については、中瀬等の研究があり、名古屋粘土 (P. I. = 30) および千葉粘土 (P. I. = 52) について研究し、とくに O. C. R. 120 にいたる K_0 の変化を追跡した。図-2 は、中瀬等の研究による O. C. R. と K_0 との関係で、参考に類似の P. I. の土についての Brooker and Ireland の試験例を併記してある。

K_0 を現場で測定する試みも 10 年ほど前から、積極的

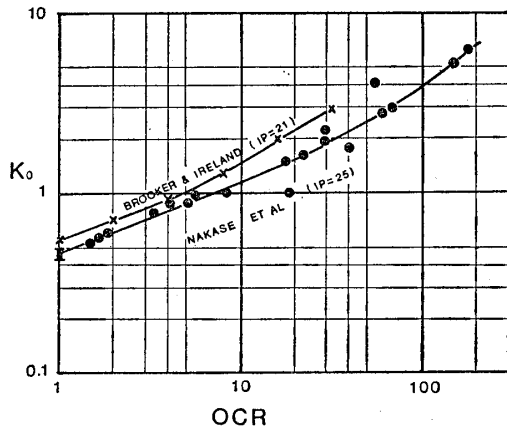


Fig. 2 Relationship between K_0 and O. C. R. for Japanese soil

に行なわれるようになった。測定計器を土中に挿入する際に、地中応力が変化したり、周辺の土を乱すことから、信頼のおけるデータを得ることが難しい点が問題であった。

Kenny (1967) は、大径の先端開放抗に計器を装置して、原位置で K_0 を測定した結果について報告している。この方法は、装置が大規模で、長期間の試験を必要とし、経済的な方法ではないことと、設置の際に地盤を乱すことによって、結果に影響を与えやすいことで批判がある。

Bjerrum and Andersen (1972) は、ハイドロリック型の N. G. I. 間隙水圧計を利用した、簡単な原位置 K_0 試験方法を考案し、ノルウェーの 6 現場で測定を行なうとともに、室内試験で測定方法の妥当性を検証し、次のような結論を導いた。

1) 新たに開発した Hydraulic Fracturing 法は、原位置で K_0 を求める方法としては、従来の方法よりも簡単で、理論的にも妥当なものである。ただし、割目の方向性から、その適用は、 K_0 が 1 以下の条件に限られる。

2) K_0 の実測により、 K_0 は粘土の生成以後の履歴、すなわち、堆積以後の時間、リーチングの影響、風化の影響などによって変化することが予想される。

Baguelin (1972) 等は、セルフポーリング機構をもった Pressure-meter を開発して、地中応力の測定を行ない、また、これを発展させて、Pressiometre Auto Fourier (PAF) と呼ぶユニークな装置に発展させた。PAF により、初期応力のみならず、変形係数や、非排水せん断強度も求めることの出来る原位置試験法とした。

Wroth and Hugh (1973) もほぼ同様の機構を持つセルフポーリング式の Pressure-meter を独自に開発し、 K_0 の測定、ならびに変形特性の測定の可能な Camkometer

と呼ばれる装置に発展させた。

また、Massarsch (1975) は、薄肉の地中挿入式の土圧計を開発し、スウェーデンの Skå Edeby の S. G. I. 試験フィールドで実験し、さらに、Holtz, Holm, Fredrikson らと (1975) スウェーデンの 5 現場で測定を行なった。この研究では、Hydraulic Fracturing 法との比較試験を行ない、両法による測定が、必ずしも一致した値を示さないことを論じ、誤差の問題についての考察を加えた。

Tavenas ら (1975) は、Hydraulic Fracturing 法、Pressure-meter 法、Total Pressure Cell 法の比較試験を行った。Pressure-meter にはメナールの装置が用いられた。Total Pressure Cell には、30cm × 45cm と比較的大きい装置が用いられた。比較試験の結果は、かなりのバラツキを示し、 K_0 値にして ±0.3 程度の差異があること、したがって実用的な方法と評価するにはいずれの方法も問題があり、原位置 K_0 試験は、なお極めて難しい試験であることを論じた。

以上の研究を要約するに、原位置における K_0 測定は、試験装置の設置に伴う土の乱れ、測定に伴う土の乱れが問題であって、良好な結果を得るための計画ならびに測定方法に関しては、さらに研究の必要があるということになる。

K_0 は垂直有効応力と水平有効応力との比で求められるものであるから、原位置での測定とはいえ、次のような問題を誤差要因として含んでいる。

1) 垂直有効応力を求めるための手順に含まれる誤差。

一般に、垂直有効応力は、層厚と単位体積重量の積を累計して求める全応力とピエゾメーターにより実測する間隙水圧との差として求めるので、誤差の要素としては、層厚の設定、単位体積重量の測定に含まれる誤差と、間隙水圧測定に含まれる誤差が主要なものである。

2) 水平有効応力は、水平全応力を測定し、間隙水圧測定値との差を有効応力とするので、間隙水圧の測定誤差および水平全応力の測定誤差が含まれる。

一般に、単位体積重量の測定は、室内試験として行なわれるので、この値に入り込む誤差要因は、乱さない試料を全層を代表できるように採取できるかどうかにかかってくる。一般に、不飽和土の場合を除いて、大きい誤差の入る要素は少ないと考えてよいであろう。したがって、主要な問題は、間隙水圧の測定精度、全水平応力の測定精度が問題であって、従来の研究での議論も主としてこの点に触れている。

間隙水圧計にしても、土圧計にしても、土中にある断

面の機器を挿入するわけであるから、土の乱れ、土の構造の一部破壊が生ずることを避けることはできない。このため、プローブの挿入後、乱れの回復をはかるために、相当の放置時間をとっている。それにもかかわらず、異常値が求められることに對し、Holtz, Tavenas等は、試験時の土の乱れをあげている。Tavenasの実験では、他の測定に對して、Pressure-meterの値が小さく求められたことが報告され、ボーリングによる、事前削孔のための応力解放が関与しているという議論が加えられている。

3 比較試験サイトの記載

今回報告する比較試験は、川崎市浮島町埋立地の東亜燃料工業川崎工場 No. 400 サイトにおいて実施したものである。

この場所は、以前には海域であり、1959年から1963年にかけて神奈川県が埋立てたもので、サイトの位置図を図-3に、概略の地質構成を図-4に示した。図-4に示すCLAY-I, CLAY-II層が、正規圧密粘土層であり、有楽町層に對比されるものである。CLAY-IIIは、これに對し、やや過圧密で、とくに、その上部では異常に高い過圧密比を示している。このことは、CLAY-III層と上部層との間には堆積上の不連続があることを示しており、一方、CLAY-III層の上層部のみが異常に高い圧密降伏応力を示すことは、上載荷重による圧密による

ものではなく、干陸して乾燥収縮したことによる収縮応力を記録しているものと考えるのが妥当であり、このような層が、とくに浸食をうけず、連続性のよい分布を示すことから、いわゆる Flandrian 海進、前期の堆積物と考えるのが妥当な地層である。下部有楽町層、あるいは七号地層などに對比されるものと考えられる。

400号地では、これらの粘土層の上に、浚渫埋立土が12~13mの層厚で分布する。埋立地は、石油タンクヤードとして利用されている。タンク建設のための基礎処理

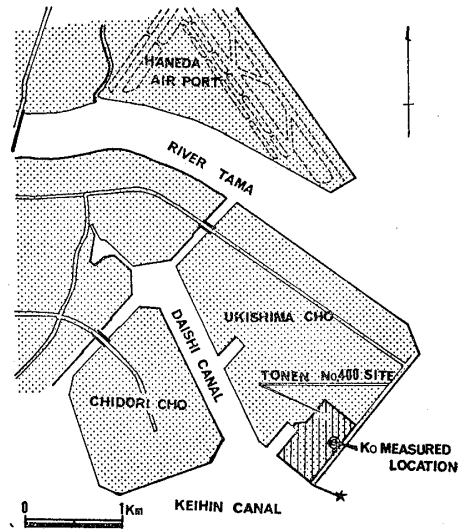


Fig. 3 Location map of the site

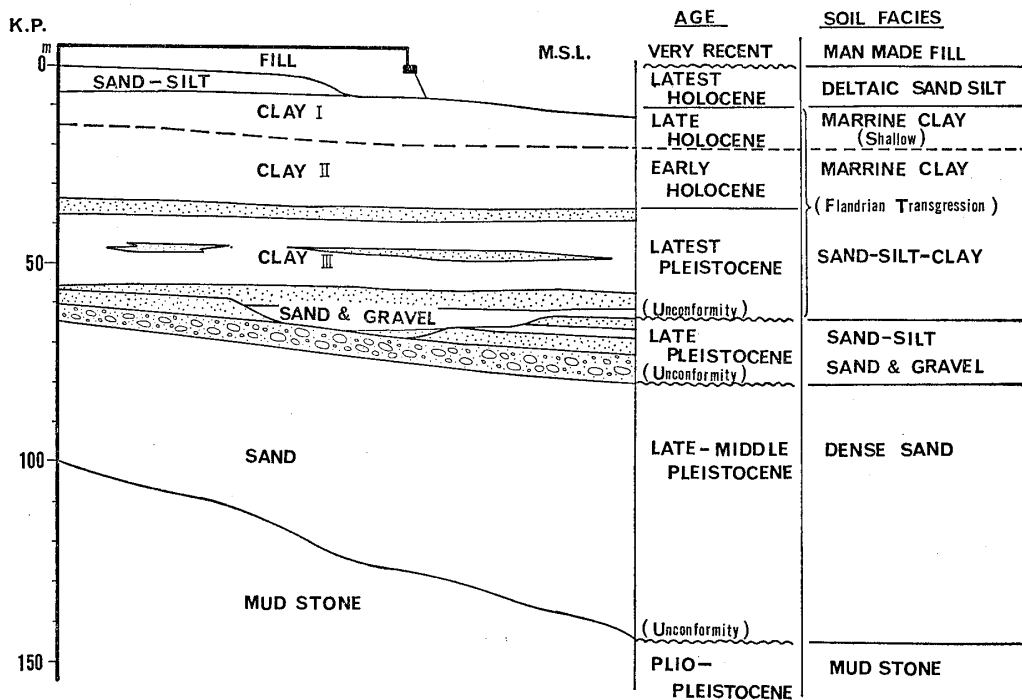


Fig. 4 Geological composition of the site

工としては、プレロード工が採用され、その後タンクを建設して供用されたのであるが、今回の K_0 試験は、石油タンクのレベル修正工事に関連して行なわれたボーリング孔を用いているので、過去の荷重履歴について以下に簡単に説明する。

イ) 1959年以前、約 K.P. - 7 m の海域であった。

ロ) 1959年～1963年にかけて、K.P. +4.6mまでポンプ船による埋立てが行なわれた。

ハ) 1964年に沈下補正盛土として1.5mの盛土が付加された。(おもに工場廃棄物—フライアッシュなど—)

ニ) 1969年、タンク建設のためのプレロード工が実施された。荷重は 13.5t/m^2 、また、ウェルポイント工による水位低下工が併用された。水位低下量は約5mと実測されている。プレロード工の期間は約6ヶ月である。

ホ) プレロードを撤去し、タンクが建設され、1970年6月～7月に水張り試験が行なわれた。この時の荷重は、約 22t/m^2 である。

ヘ) 引き続き、石油タンクとして供用され、1975年まで、最大 20t/m^2 、最低 6t/m^2 の荷重範囲内の変動荷重が作用した。

ト) 1975年に沈下量は、プレロード時の沈下量も含め2.5mに達し、タンクのレベル修正工事を行なうことになり、これにあわせて、各種の調査、計器設置を行なうことになった。

以上の経過でわかるように、プレロードや、タンク荷重による沈下、埋立盛土荷重による圧密沈下の進行中の地盤であり、その意味では正規圧密の進行中の地盤とみることが出来る。ただし、調査の時点では、石油タンクが修理のため、空にしてあるので、タンク荷重の圧密がすでに進行した部分については、除荷をした状態となる

わけであるから、過圧密となっている所も存在することになる。

土質調査の結果を図—5に示した。この図は、タンクの修正工事を行なった1976年に実施した調査資料であり、 K_0 試験時点に対応するものである。CLAY-I、および CLAY-III 層では、明らかに土被り荷重に対して過圧密であることが示されている。一方、CLAY-II では、タンク荷重を考慮しない土被りによる有効応力と先行荷重とは、きわめて良好な対応を示し、さらに過剰間隙水圧が記録されていることから、埋立盛土荷重による圧密がまだ終了していないことを示している。

4 K_0 試験

4-1 概説

K_0 試験として、すでに述べた Hydraulic Fracturing 法、Total Pressure Cell 法、および Pressure-meter 法の3種の方法を適用して比較を試みた。この他、参考として、室内における垂直圧密試験の $P_{y(V)}$ 、水平圧密試験の $P_{y(H)}$ を求め、 $R_{y(H)}/P_{y(V)}$ から K_0 を求めることの可能性について検討した。室内での K_0 圧密試験なども実施されている。

4-2 Hydraulic Fracturing 法

1) 原理

図—6は、Bjerrum および Andersen によって報告されている Hydraulic Fracturing 法の試験装置図である。地盤の中に押し込んで設置された間隙水圧計(ハイドロリック型)に圧力水を注水すると、間隙水圧以上の圧力に達すると、ポーラスストーンを通して土中に水が送りこまれる。圧力の低い間は、粘土中に透水して行くが、圧力があがると粘土中に割目(Fracture)を形成して割

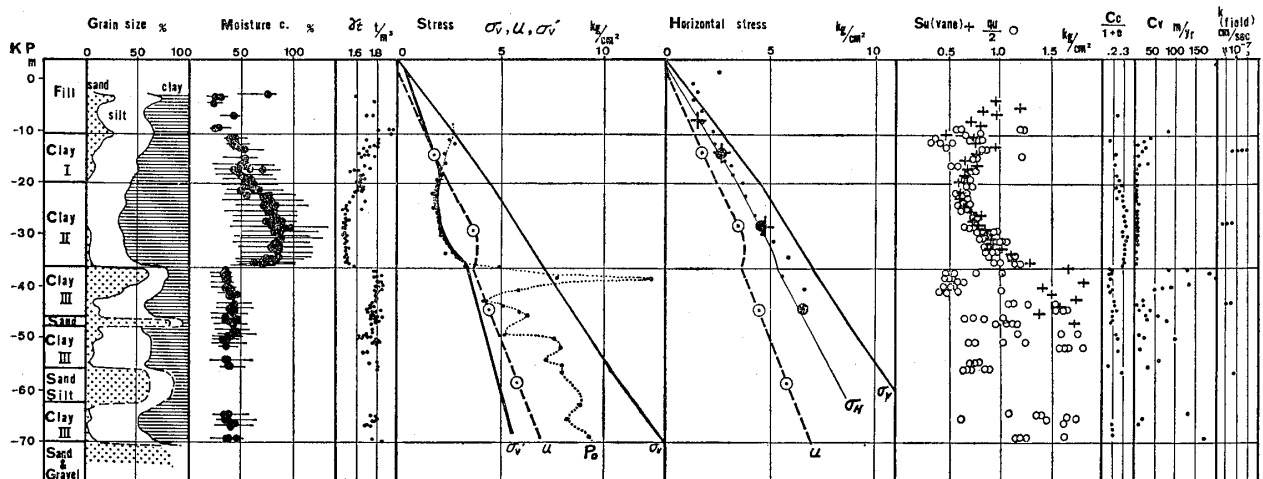


Fig. 5 Soil properties of the site

Mercury manometer

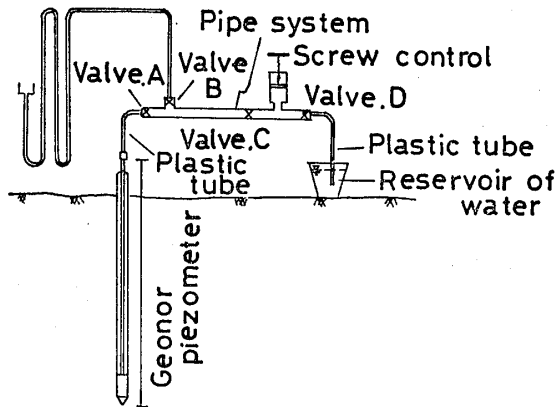


Fig. 6 Basic system of the hydraulic fracturing test

目沿いに圧力水が送りこまれ、割目をひろげて行く。この状態で圧力を低下させると発生した割目が閉じてもとに戻る。この過程の注入量と圧力との関係は、図-7に示すようになり、図-7の p_0 点がまさに閉じた時の圧力、すなわち水平静止土圧に相当する。割目が垂直に形成されないと、 p_0 は、水平土圧を示さないで、垂直に割目の出来る条件、 $K_0 < 1$ の地層に対して適用できる方法である。

2) 使用した装置および試験方法

上記のように、この方法は、ハイドロリック型の間隙水圧計を利用して行なうものであるから、間隙水圧の測定を兼ねることが可能である。Hydraulic Fracturing の試験装置の一部となる間隙水圧計の装置および設置方法についてははじめに記載しておく。

イ) 間隙水圧計の構造

間隙水圧の測定は、タンク建設に際してカサグランデ型、電気式(坂田 PPR)を用いているが、この地盤には相当のメタンガスが含まれていることが知られており、ガスの分離、気泡化によって、カサグランデ型の間隙水圧計でも、しばしば異常値の記録された経験を有していたので、間隙水圧計については、次の2項目の改良を加えた。(a)ダブルチューブ型のハイドロリック式として常時、フラッシングを容易に行なえるものとする。(b)ガスの浸入を防止するため、空気浸透圧(Air Entry Value)の高いポーラスストーンを用いることである。ところがA. E. V. の高いセラミックチューブは一般に透水係数が小さく、 $10^{-6} \sim 10^{-7}$ cm/sec のものが普通である。このため、California Gelta の Soil Moisture Corp. 製 1 bar high-flow porous ceramic cylinder を使用することにした。このフィルターの特長について検定試験を実施した結果は、A. E. V. 1.1 kg/cm^2 、透水係数 $k=1.2 \times 10^{-5}$ cm/sec

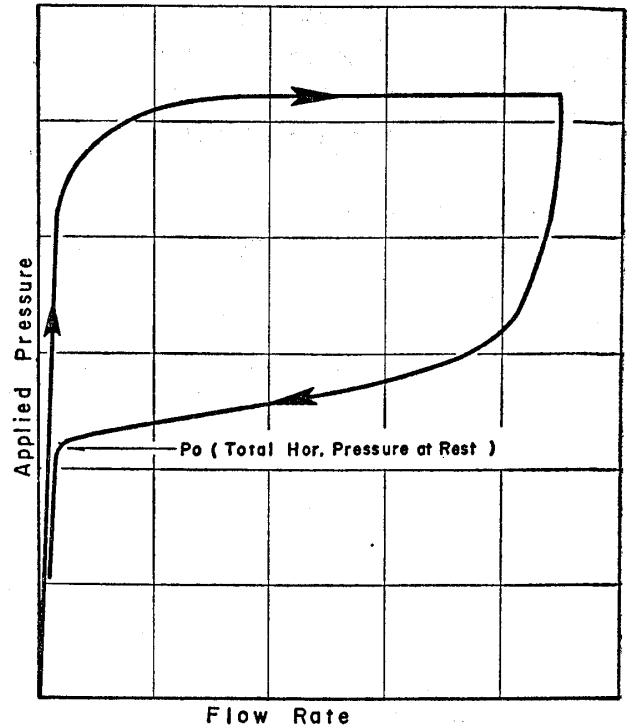


Fig. 7 Typical pressure curve of hydraulic fracturing test

であった。セラミックチューブとしては高透水性のものを選択したのであるが、 $k=10^{-5}$ cm/sec という値はきわめて小さいもので、間隙水圧測定には問題がなくても、 K_0 試験時の圧力水作用時に、フィルターの内外で圧力差の生ずることが十分に予想されたために、 K_0 試験のために、 10^{-2} cm/sec の透水係数をもつ、Norton P-2120 alundum porous cylinder をフィルターとする間隙水圧計を併設することとした。構造は写真-1に示すとおりであり、Hydraulic Fracturing に用いたフィルターは、外径 40mm、内径 30mm、長さ 300mm である。間隙水圧計の最大の問題点は、設置時、あるいは設置後に、フィルターに気泡が発生することである。気泡の発生によって、フィルター内外での圧力差を生じ、誤差を生む原因となることはよく知られており、間隙水圧計の全システムを完全に脱気水で飽和させることがきわめて重要である。このため、間隙水圧計の先端ポイント部構成パーツは、フィルターを含め試験室内で真空水槽に入れ、最低96時間以上、脱気した。脱気したパーツは、そのまま脱気水中で組立て、ポイント全体をあらかじめ準備した、プラスチック容器の中に収め、容器内は脱気水で満たして、脱気水浸けの状態現場に運搬した。一方、ポイントと高精度ブルドン管ゲージとの間を連続するナイロンホース(外径 8 mm、内径 6 mm)についても、予定長に切断後ホース内に脱気水を満たしたうえで一端を閉じ、

一端を真空槽に連絡してホース内面に付着する微小な気泡の除去を行なった。ホース長が100m程度と長いために真空を働かせた際に発生するおびただしい気泡を細いチューブから除去するのは、きわめて根気のいる仕事であった。

ブルドン管は、F.S. 0.5%クラスのもので、容量 $1 \text{ kg/cm}^2 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ のものをを選び、ベローズ内をシリコン油で満たしたうえで、やはり真空槽につなぎ、96時間脱気をした。余談であるが、この操作により、ブルドンゲージのうち、かなりのものに、極めて微小なピンホールのあることが発見された。結局、ピンホール検査も兼ねて、ブルドン管内のシリコンオイルの脱気は、約1週間かけてチェックを行なっている。

ロ) 間隙水圧計の設置

現場に運搬した容器入りの間隙水圧計先端ポイントは現場に用意した水槽内に脱気水を満たし、その中で容器から取り出し、やはり脱気水で満たしてあるナイロンホースと水中で接続した。

間隙水圧計を設置するボーリング孔の作成および間隙水圧計設置手順は次のとおりである。

- ① 100mm 孔径のコアチューブで泥水を使用して孔径の安定を保ちつつ掘削する。(図-8①)
- ② ピエゾメーター設置深度の70cm上で掘削を止めこのボーリング孔に83mm 外径のケーシングを押し入、孔底より約30cm 押し込む。(図-8②)

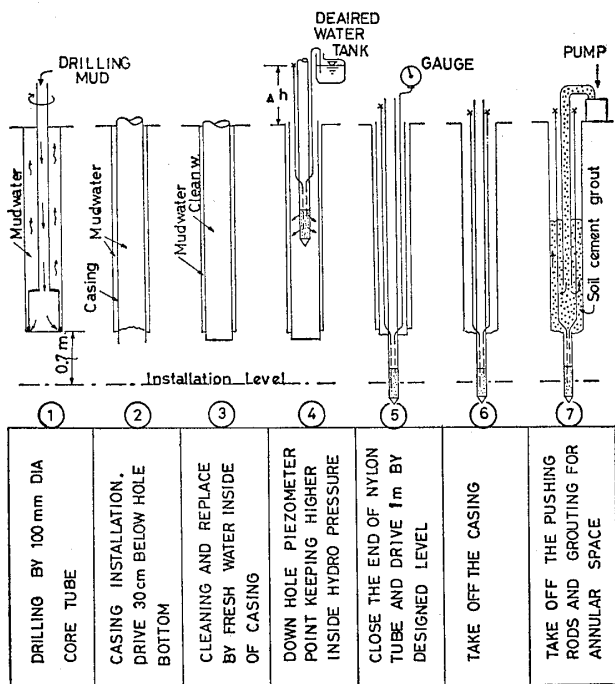


Fig. 8 Installation procedures of the hydraulic double tube piezometer

③ ケーシング内の泥水をロッドクラウンをつけた $\phi 40\text{mm}$ ロッドを利用して清水におきかえる。(図-8③)

④ あらかじめ、用意した間隙水圧計ポイントをロッドに接続して、清水で満たされたケーシング内に降ろす。この際、ポイントに連続している2本のナイロンホースの一端は閉塞させ、また一方は、孔内水位よりも約2m高いヘッドをもつ脱気水槽につなぎ、水圧の差により、ポーラスストーンから外側に浸透する条件にしておく。これは、脱気していない、孔内水が、フィルターからピエゾメーターシステム内に入りこむのを防ぐためのものである。(図-8④)

⑤ 孔底に達したら、ナイロンチューブの端を脱気水槽から出して閉塞する。押し込む時に、地層内に発生する過剰間隙水圧により、地層中の間隙水がシステム内に入りこまないようにするためである。

⑥ ピエゾメーターポイントを予定深度まで静的に押し込む。押し込みにより間隙水圧計のシステム内の水圧は、急激に上昇する。これは、押し込みにより地層内に発生した間隙水圧に、クローズドシステムとなった間隙水圧計が応答するためである。図-9は、この際プレッシャーゲージをナイロンチューブ管末につけて、応答特性を測定した例である。押し込み後約20分で間隙水圧はピーク値を示し、次第にその値は低減し、約24時間で平衡値となる。(図-8⑤)

⑦ ケーシングを引き抜く。(図-8⑥)

⑧ 間隙水圧計ポイント(1mのロッドが接続されている)から押込ロッドを切離し、ロッドを利用したソイルセメントのグラウト注入を行ない、ボーリング孔を充填しつつロッドを引きあげる。この際ロッド先端は、グラウト注入剤の中に位置するようにし、孔内泥水を下方からグラウト材で置換する方法をとる。(図-8⑦)

⑨ ナイロンチューブを誘導し、観測室の中のゲージシステムに接続する。

⑩ システム内を脱気水で再置換し、システム内に気泡の残存しないことを確かめてゲージシステムの回路を閉じ完成する。

設置の手順を模式的に示せば図-8のようになる。

間隙水圧計は長期測定のために設備されたもので、写真-2に示す測定パネルに接続され、さらに、フラッシング用の水タンクに接続されている。フラッシング用の脱気水タンクは、2室構造のもので、上室で真空ポンプにより脱気された水を下室にうつし、下室にはバルーンにより脱気水に加圧し送水循環させる装置がとりつけてある。

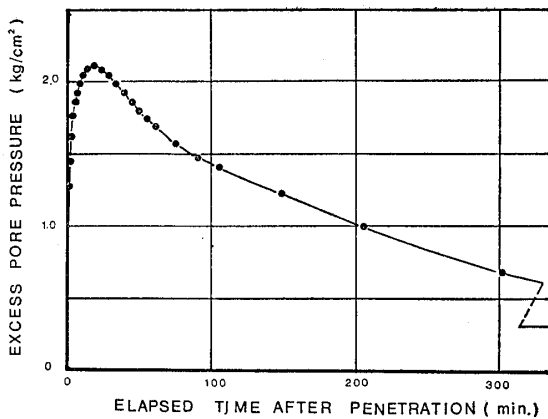


Fig. 9 Variation of excess pore pressure by driving effect

これらの全体のシステムには、必要なところにバルブが装置されていて、バルブの開閉のみで、フラッシングが出来るようにしてある。また、バルブには容積変化のないボールバルブを用いた。なお、間隙水圧計ポイントのフィルターやパッキング以外の部分は腐食防止のため、ステンレススティールを用いている。

ハ) Hydraulic Fracturing 試験装置

装置の基本は、図-6に示すものと同様であるが、2, 3の点について改良を加えている。

① 対象とする地層が深いために、はじめに Fracture を形成するために必要な圧力が大きいと予想され、1~2 kg/cm² のマンメーターでは不十分と考えられたので、バックプレッシャーのかけられる装置としたこと。

② 透水係数がノルウェーの土などに比べて大きい可能性があること、測定深度により透水係数の変化することが予想されたことから、スクリーコントロールは、

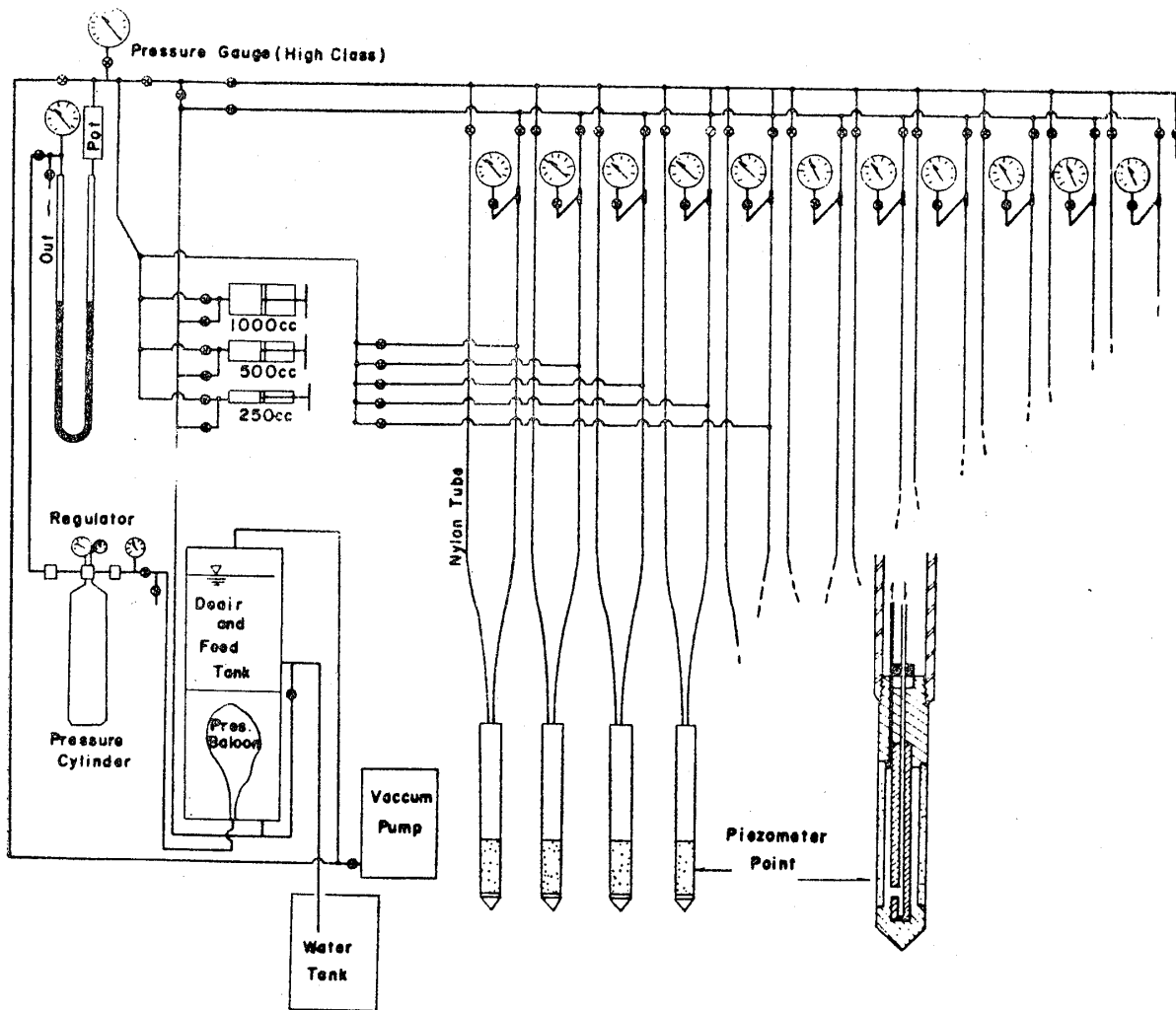


Fig. 10 System diagram of hydraulic fracturing test

1,000cc, 500cc, 250cc の 3 種のを並列に設備し, 必要送水量による選択を可能なものとした。

③ 測定の精度向上のためにポイント部とマンメータ一部との動水圧差を小さくするために, 比較的径の太い (内径 19mm) マンメータを用いた。

④ 測定を自記録とするため, プルドン管ゲージに併設して, 半導体圧力トランスジューサーを設け, 東亜電波製のレコーダーによる自記録方式としたこと。などが主要な点である。

全体の測定系についての構成を図-10に示した。

ニ) 試験方法

あらかじめ, 対象とするピエゾメータポイントの系について, 脱気水によるフラッシングを行ない, システム内を完全に脱気水で飽和させる。フラッシングの際, 過大な圧力をかけると間隙水圧計のシールを傷めたり, 事前に土中にフラクチャーを形成するおそれがある。このため, ピエゾメータポイントの挿入時に記録された過剰間隙水圧, (図-8 参照) などを参考にして, 限界圧を設定しておくことが重要である。一般にフラッシング圧は設置深度 10m 当り, 0.3 kg/cm^2 程度を上限と考えて

よい。

フラッシング後 1~2 日間, 間隙水圧を測定し, 安定値であることを確かめ, Hydraulic Fracturing 法の試験装置に回路を切替える。

スクリュウコントロールを操作して, システム内に水を送り込む。測定された間隙水圧値に対する過剰水圧のステップとして, $0.25 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ をとり, 各ステップ毎に, 送水を停止して, 変水位式透水試験の要領で, マンメータの変化を測定する。マンメータの水銀頭の変化は, 圧力の変化とともに, 間隙水圧計への送水量を示すので, 圧力と送水量の関係をプロットする。 0.25 kg/cm^2 づつ圧力を増加していき, この過程を繰り返すと, 直線にプロットされる圧力-透水量曲線が求められるが, ある圧力でこの線から著しく外れ, 透水量が増大するので, Fracture の形成を容易に判定することができる。Fracture 形成後, 変水位透水試験の要領で圧力の低下に伴う透水量変化を測定する。これを繰り返し 2 回の試験を行なって, 図-7 に示すような要領で, 全水平応力を求める。図-11, 図-12 は, 代表的な, 圧力-透水量曲線を示したものである。

4-3 Total Pressure Cell 法

1) 原理

挿入型の土圧計により直接水平土圧を測定するもので別に測定した間隙水圧値を用いて, 有効水平応力を求めるものである。

土圧計の設計に対する要求としては, 一般に, セルの形状に関するもの, および土圧が働いた場合のセルの変形に関するものがあり, 次のような条件を満足すること

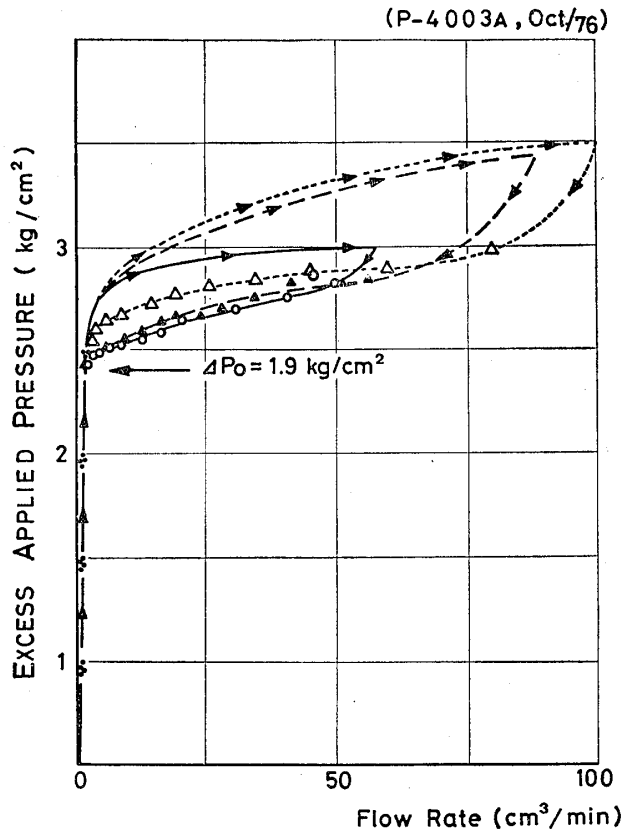


Fig. 11 A sample of the hydraulic fracturing test result (p vs q)

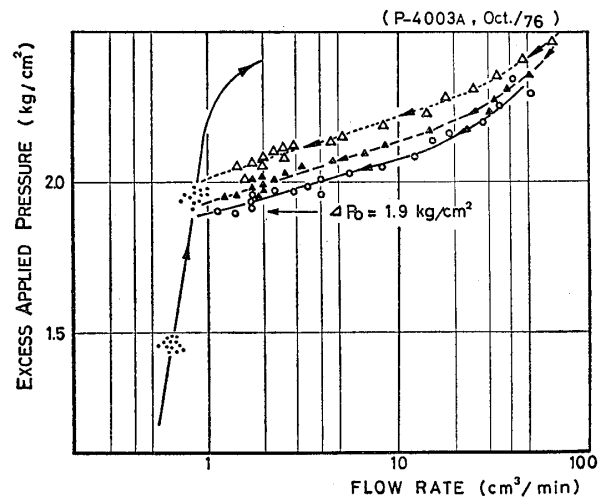


Fig. 12 A sample of the hydraulic fracturing test result (p vs log q)

が必要である。

$$T < \frac{1}{8}B$$

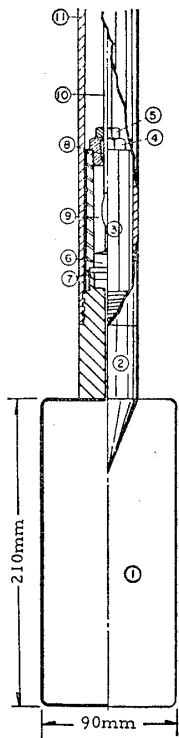
$$\delta < \frac{1}{5000}B$$

ここに、 T は土圧計の厚さ、 B は幅または径、 δ は、ダイヤフラムの加圧時変形量である。

挿入型土圧計の場合は、さらに押し込みによって排除される土の動きによって、土圧計ダイヤフラムに作用する土圧は静止土圧から受働土圧側に変化するために、極力、薄い土圧計を用いることが必要であり、押し込みによる土の乱れを極力小さいものとするのが重要である。

Massarsch (1975) の開発した土圧計は、厚さ 5 mm、幅 10cm の設計で、軟かい粘土に適用して、妥当な値が求められることを報告している。

しかし、押し込みにより微小な土の移動が生ずることを避けることは出来ないために、若干の土の移動があっても、静止土圧の変化しにくい土、ならびに容易に薄肉の土圧計の押し込める程度の強さの土、すなわち、予想としては、正規圧密に近い粘性土が適用対象とならうと考えられる。



EXPLANATION OF THE PARTS

1. PRESSURE CELL ($t = 7\text{mm}$)
2. CONNECTOR HEAD
3. SEAL HOUSING
4. SEAL ADAPTER
5. SEAL HEAD SCREW
6. TYCO PRESSURE TRANSDUCER
7. O RING
8. O RING
9. SEALING MATERIAL
10. TAKE OUT CABLE
11. PUSHING ROD

Fig. 13 OYO total pressure cell

2) 使用した装置および試験方法

原理の項で示した設計上の要求を満たす、図-13に示す土圧計を開発、試作した。

セルは、2枚のステンレススチール板を外側のダイヤフラムとするもので、幅 9 cm、長さ 21 cm、厚さ 7 mm である。

ダイヤフラムには、厚さ 1 mm のステンレススチール板を用い、セルの内部の中央に厚さ 5 mm、幅 4 cm のステンレススチール板を補強材として備えている。

セル内の空隙は、押し込みのロッド中の細孔隙を通じ、半導体圧力トランスジューサー室に通じている。土圧はセルを構成する外側のダイヤフラムを介して、セル内の水圧におきかえ、その水圧を圧力トランスジューサーのダイヤフラムに作用させて測定するものである。圧力トランスジューサーには、Tyco AB 型を用いている。

F. S. 7 kg/cm^2 のトランスジューサーを用いた場合、セルの変形は、 7 kg/cm^2 の加圧によるセル内の水の圧縮および、トランスジューサーダイヤフラムの変形により求められる。完全に脱気した水で満たされたセルでの容積変化は、それぞれ 0.015 cm^3 、 0.005 cm^3 である。合計 0.02 cm^3 の容積変化に対応するセル厚の変化量は、平均で $1.1 \times 10^{-4}\text{ cm}$ 、最大変形部（セル中心）で、 $2.8 \times 10^{-4}\text{ cm}$ であるので、変形量とセル幅との比は、 $1/32,000 \sim 1/82,000$ であり、一般の推奨値、 $1/5,000$ 以下、に対して、はるかに変形の少ない設計となっている。

土圧計内部の水の脱気は、計器の埋設の直前に行っているが、温度変化等による内圧の低下、それによる封入脱気水からのガスの分離等のトラブルを考慮して、 0.3 kg/cm^2 程度の封入圧（バックプレッシャー）を作用させた。

設置の方法は、ボーリングロッドに、土圧計をとりつけ、方位をコントロールしながら地層中に押し込むものである。100mm 孔径で予定深度上 70cm まで掘削したボーリング孔を利用している。

土圧計は、長期測定を目標とし埋設したのであるが、異常な測定値を示した場合のチェックの方法を検討し、引き抜いて電気的センサーの検定が可能のように、ロッドをつけたまま放置することとした。ただし、セルにロッドの自重が加わったり、ロッドに与えられるショックがセルに伝達されることを防止するため、セルとロッドの間には、ストローク装置を付け、 $\pm 40\text{ cm}$ 程度の自由なトラベルが出来る構造とした。

3) 押し込み後の土圧測定値の時間応答

7 mm と薄い土圧計ではあっても、押し込みによって、その容量の土を排除するために、押し込み後は、過剰な

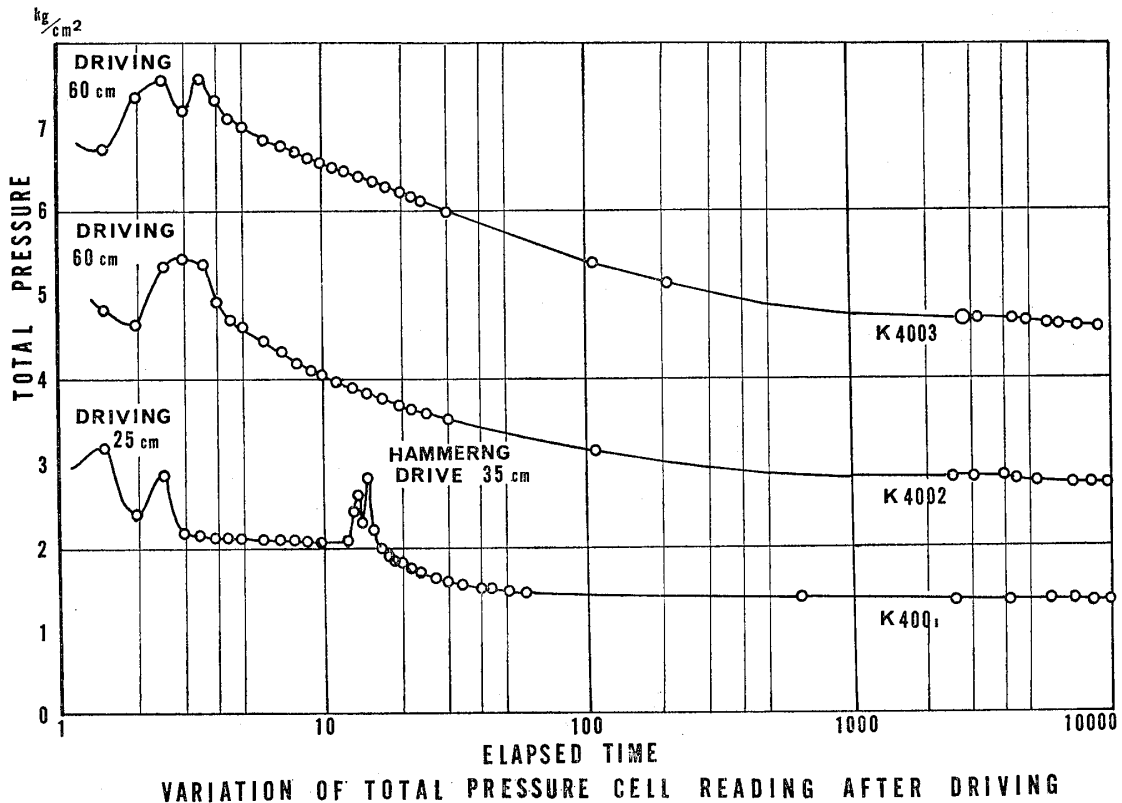


Fig. 14 Variation of excess pressure after driving of cell

土圧が計測される、押し込み中および押し込み後の土圧変化を計測した結果を図-14に示してある。

一般に、設置後2日以上を経過すると安定値に達すると考えることができる。

4-4 LLT (Pressure-meter) 法

1) 原理

一般のLLT試験を行なうと、 p_0 , p_v , p_f (それぞれ静止土圧、降伏圧、破壊圧) などが求められるが、 p_0 値は静止土圧に等しい全応力を示すと考えられている。

ボーリング掘削によって、ある程度膨張した孔径を再圧縮し、荷重と変形量の関係が、ほぼ直線関係になるはじめの点を p_0 と定義しているのも、もし、ボーリングの掘削によって孔壁の土の構造が乱されなければ、 p_0 は静止土圧に対応する水平全応力を示すと考えられる。したがって、主要な問題は、孔壁を可能な限り乱さないボーリングを行なうことと、 p_0 付近の測定が精度よく行なえるような、荷重ステップを選ぶこと、ゴム反力の検定を確実にすることなどが主要な留意点である。

2) 使用した装置および試験方法

通常のLLT試験装置により、通常の試験法によった。ボーリング孔は $\phi 65\text{mm}$ 、1.0mのコアチューブに、1cmの厚さの羽根を4方向にとりつけたものを用い、掘

削中のポンプ送水圧の上昇による孔壁の乱れを防いだ。ボーリング機械も、通常用いられているロータリーハンドフィード型の装置によっている。使用したLLT用ゴムメンブレンについては、充分な検定を行なっているが、方法は通常のものである。

全応力測定を行なうために、LLT装置の設置高さ、とくに、エンド圧測定用の圧力計のセンターの標高を明らかにしておくこと、さらにダブルのナイロンホースを含む系を水で満たし、ナイロンホース内に気泡のないように配慮した。

LLTのプローブを孔内に設置してからの加圧方法もとくに一般の試験と異なる点はないが、 p_0 値の測定の精度をあげるために、やや一般の試験にくらべて載荷荷重ステップを細かくとるようにしている。

p_0 の決定に対しては、荷重-半径変化曲線の変曲点から求める方法と、荷重-クリープ (30秒および2分の測定時の水位変化量) 曲線の急折点から求める方法とがあるが、クリープ曲線の急折点をとるのが妥当であると判断し、図-16に示すようなとり方で p_0 を定めた。図-15は、参考までに、LLT試験の装置および載荷全圧力の定義を示したものである。

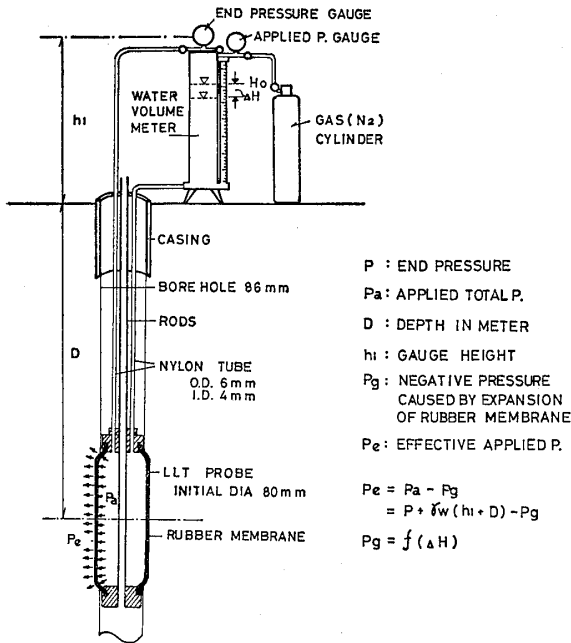


Fig. 15 LLT (pressuremeter) testing apparatus

4-5 試験結果の比較

3種の方法で測定した全水平応力は、図-17に一覧図として示してある。この図は、400号地のNo. 58石油タンクの外周部で、行なったもので、間隙水圧計や、土圧計は、長期測定のために埋設してあるので、各計器に対応する設置のためのボーリング孔は近接する位置で掘削している。LLTの測定は、間隙水圧の設置のためなどに掘削したボーリング孔を利用して行なったものである。図-17は、測定値をそのままプロットしたものであって、横軸には、全応力を示している。垂直全応力は、乱さない試料を1m毎に採取して測定した室内試験における単位体積重量測定結果から、

$$\sigma_v = \Sigma \gamma_{i1} z_i$$

として求めたものである。

間隙水圧は、既述のように、Nortonのチューブを用いたものと、A. E. V. の高いセラミックチューブを用いたものとを同一深度に設置しているが、両者はほぼ同一の値を示しているの、セラミックチューブによる測定値で示してある。

この図に示した垂直全応力 σ_v と間隙水圧 u との差が有効垂直応力 σ_v' である。一方、各方法による全水平応力の測定値から間隙水圧を引けば、有効水平応力を求めることができるので、 K_0 値が算定できる。図-18は、以上のようにして求めた有効応力および K_0 値を図表にしてまとめたものである。

各方法による測定値は、 K_0 値にして0.2程度の幅を

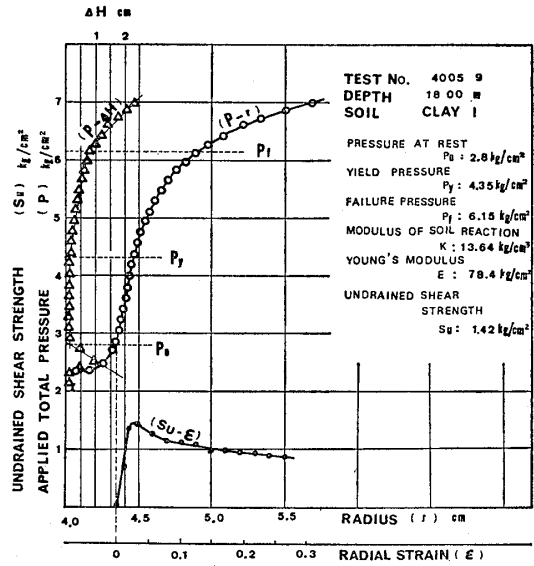


Fig. 16 A sample of LLT test result

持つ範囲内に分布していて、ほぼ類似した結果となっている。

5 考察

5-1 試験結果の評価

図-18の測定結果から各層の K_0 についてまとめれば次のとおりである。

埋立層の K_0 ：埋立層の下端部での K_0 は0.5~0.7を示すが、浅くなるにつれて K_0 が増加し、G. L. -5mの地点では1.7を示す。この層はプレロードによる圧密を受けている他、タンク荷重による水平荷重を受けてきており、これらの荷重による垂直、水平の圧密はほぼ終了していると考えられる。すなわち、タンク荷重が作用しない場合は、過圧密の条件にある。塑性指数は約20である。垂直応力に関する過圧密度を過去の荷重履歴から算定し、従来の研究による相関を用いて K_0 を推定したものと測定値とを比較すると、埋立層下端部では、ほぼ一致した値を示すが、浅くなるにつれて測定値の方が大きくなる傾向を示している。この原因として、タンク荷重による水平方向荷重が考えられる。

CLAY-Iの K_0 ：測定値は上部で0.5~0.7、下部で0.4~0.6を示す。タンク荷重が働いていない場合、この層の垂直荷重に対する過圧密度は、上部で1.8、下部で1.0程度である。塑性指数は40程度である。従来の研究から K_0 を推定すれば、上部で0.6~0.7、下部で0.45~0.65程度となる。なお、この層の乱さない試料について、MITで実施された室内三軸による K_0 は0.5 (O. C. R = 1)であり、原位置測定値の平均とよく対応する。

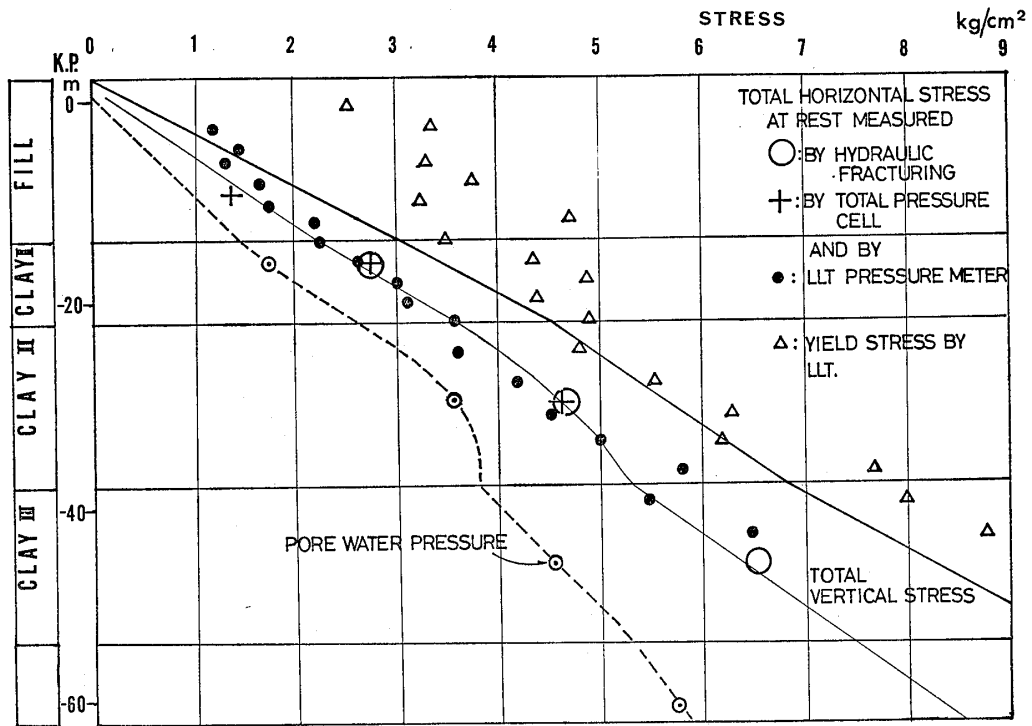


Fig. 17 Total horizontal stresses measured by three different methods

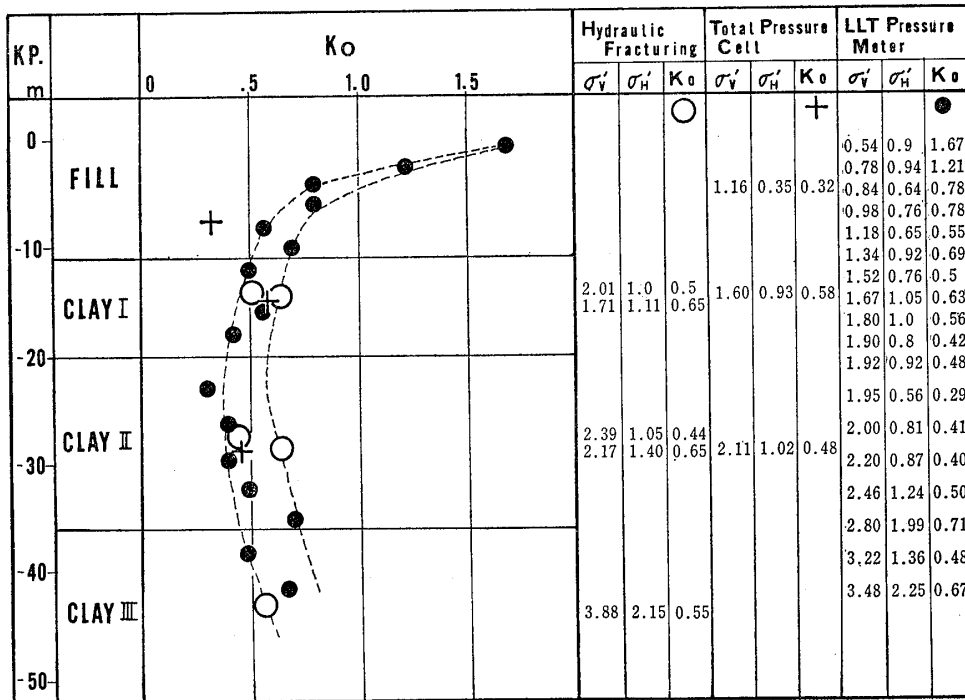


Fig. 18 K_0 measured by three different methods

CLAY-IIの K_0 : この層は現在圧密未了であり、タンク荷重を除いた場合でも、土被りによる有効垂直応力とほぼ等しい圧密降伏応力が求められており、間隙水圧は過剰値を示している。すなわち、埋立盛土荷重による圧密も未だ完了していないと評価できる。したがって、原位置 K_0 試験を行なった時点では、正規圧密とみてよい層である。塑性指数は、約60を示す。

実測された K_0 は0.4~0.6で平均0.5を示す。Brooker and Ireland の研究から推定すると0.65, Alpan の式によれば、0.6が求められる。また、この土について、MIT が実施した室内三軸圧縮試験 (K_0 圧密) によれば、 $K_0=0.498$ と求められている。

CLAY-IIIの K_0 : 測定された K_0 は0.5~0.7である。この層の O.C.R. は、1~1.5, 塑性指数は30である。Brooker and Ireland の研究をもとに推定すると0.6, 中瀬の研究から推定すると0.5程度である。

以上の記述から明らかなように、原位置で測定された K_0 値は、一般に妥当なものと評価することが出来、また3種類の異なった試験による測定値は、相互にきわめてよい対応を示したと評価できる。(図-19参照)

また、いずれの方法によっても、 ± 0.1 程度の誤差を含むことが推定できる。

5-2 従来実施された比較試験について

従来実施された2~3種の異なった方法による K_0 比

較試験では、相互により対応のみられない例が報告されていることをすでに述べた。

Massarsch, Holtz 等のスウェーデンにおける, Hydraulic Fracturing と Total Pressure Cell による比較試験の結果は、図-20に示すような関係にあり、同一深度で行なわれた13の比較測定は、次のとおりである。

$$0 < |K_0(\text{cell}) - K_0(\text{hyd. F.})| \leq 0.2 \dots\dots 4 \text{ 例}$$

$$0.2 < |K_0(\text{cell}) - K_0(\text{hyd. F.})| \leq 0.4 \dots\dots 4 \text{ 例}$$

$$0.4 < |K_0(\text{cell}) - K_0(\text{hyd. Fr})| \leq 0.8 \dots\dots 5 \text{ 例}$$

ここに、 $K_0(\text{cell})$ は Total Pressure Cell により測定された K_0 , $K_0(\text{hyd. F.})$ は Hydraulic Fracturing 法により測定された K_0 を示す。

Tavenas 等の比較試験の結果は、図-21に示すようにそれぞれの測定値のパラツキが大きく、 K_0 値にして0.6程度の幅に分散し、測定の意味そのものに問題のあるような結果を示している。相対的にプレッショメーターによる測定値が他の測定値よりも低い範囲にバラツクことから、ボーリング孔掘削の影響が指摘されているが、これも、相当の幅の中での傾向としてとらえられたものにはすぎない。

これらの論文には、使用した計器・装置の詳細が記載されておらず、とくに、設置の方法や、測定方法の詳細が不明のため、その原因を考察することは難しいが、今回の比較試験を行なった経験から若干の考察を加えてお

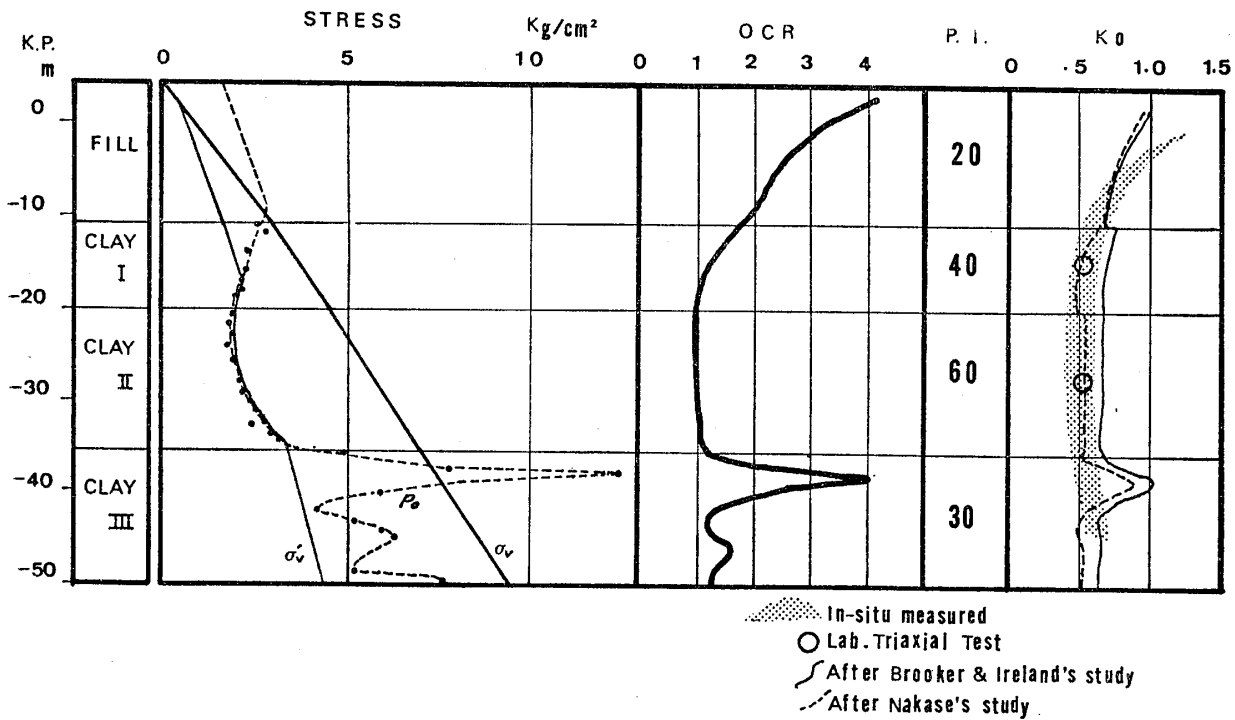


Fig. 19 Measured K_0 and estimated K_0 by empirical method

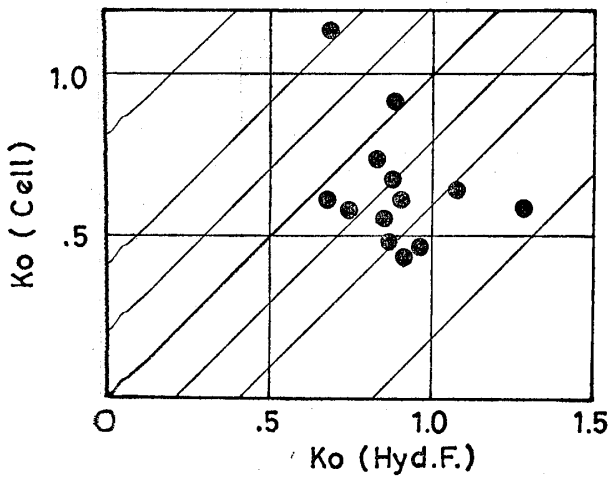


Fig. 20 Poor agreement of K_0 obtained by two different methods reported by Massarsch et al.

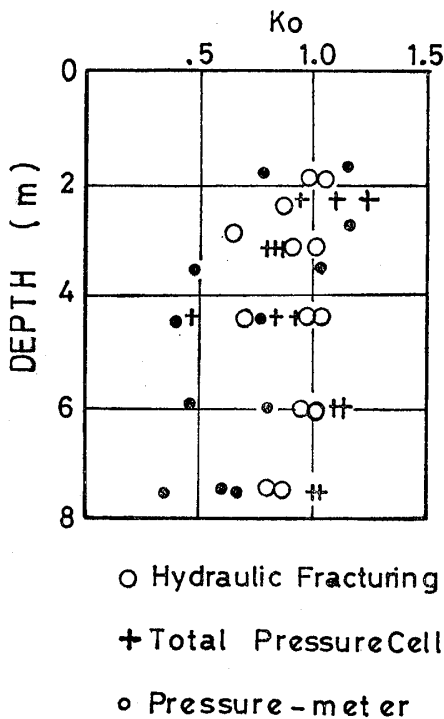


Fig. 21 Wide scattering records of K_0 obtained three different methods studied by Tavenas et al.

きたい。

Massarsch, Holtz 等の研究では、一般に、

$$K_0(\text{cell}) < K_0(\text{hyd. F.})$$

の関係にある。原著者の評価でも、 $K_0(\text{cell})$ の妥当性が論じられており、Hydraulic Fracturing により、大きい値が求められた理由として、割目の方向性や、試験時

の乱れが指摘されている。

使用された間隙水圧計は、シングルチューブのハイドロリック型のもので、このタイプでは、一般に内部システムを完全に脱気水で飽和させることが難しい。このため、システムの地上部で測定される注水量や注水圧が、実際のピエゾメーターポイントのフィルター脊面におけるものを示しているかどうか問題となる。

使用されたマンメーターの径 a により、一定の圧力変化 $\Delta p/\Delta t$ に対応する透水量 Δq が求められる。

$$\Delta q = (\Delta p \cdot \pi \cdot a^2) / (4 \cdot \gamma_{Hg} \cdot \Delta t)$$

この式から、径 a の小さいマンメーターを用いると、圧力低下に要する時間が短くなり、短時間で試験を終了することになる。逆に径の大きいマンメーターを用いると、長時間の試験を行なうことになる。このことは、変水位透水試験において、測定時間や同一の圧力低下に要する時間が、スタンドパイプの径により異なることと同様である。

マンメーターや、圧力トランスジューサーで測定される圧力は、ピエゾメーターポイント脊面の土中に作用している圧力に等しいという仮定がおかれ、結果の整理が行なわれる。実際には、短時間の動水圧条件下の測定であるから、チューブやポラスフィルターを通過する水頭のロスも加わり、土中に実際に作用している圧力は、測定された圧力よりも小さいはずである。

この点について、誤差を少なくするためには、径の太いマンメーターを用い、緩速の試験を行なうことがよいと考えられる。

Tavenas の研究も、この点についての吟味があいまいである。Tavenas の用いたピエゾメーターは N.G.I. 型のもので、やはり単チューブのものである。さらに、試験方法の記載をみると、水銀マンメーターを用いたものと、水銀マンメーターの回路を閉じて圧力トランスジューサーのみで試験したものと 2 種類の方法を用いたという記載がある。後者の場合は、断面積 0 のスタンドパイプを用いた透水試験と同じことで、システム内に混在する気泡とか、チューブの圧力変化による膨縮などにより送水量が変化するので、試験条件としての厳密さを欠いているように思われる。

以上の点から、従来の研究における Hydraulic Fracturing の試験方法には、やや問題があり、過大な全応力を測定している疑いがあり、したがって、過大な K_0 を求めているおそれがある。

以上の検討からわかるように、Hydraulic Fracturing 試験を行なう場合、次の 2 点に留意することが重要である。

5月に第12回土質工学研究発表会で、大森弘一、佐藤勝英両氏と発表している。

7 謝 辞

本報告に用いた資料は、昭和50年から53年にかけて実施された、東亜燃料工業株式会社川崎工場400号地における地盤調査、諸計測の一部を成すものである。この調査はKSIプロジェクトと称され、東亜燃料工業技術部、大成建設株式会社土木設計部、応用地質調査事務所の関係者によって、計画・調査・計測・解析が進められた。また、東亜燃料工業の委託により、MITのT. W. Lambe教授およびA. Marr博士がコンサルタントとして参加した。地盤調査の計画・実施に当っては、主として応用地質が原案を作成し、KSI構成メンバーの討議を経て実行に移したものである。とくに、Hydraulic Fracturingについては、Dr. Lambe, Dr. Marrの有益なアドバイスや協力を得ることができた。

東亜燃料工業株式会社技術部大森弘一氏には、本調査の実行の過程で多くの助言と協力をいただいた。

以上の諸氏に対し、心から謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- (1) Alpan, I., (1967) : The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{OR} , Soil and Foundation, Vol. VII, No. 1, pp. 31—40
- (2) Baguelin, F., Jezequel, J. F. and Le Mehaute, A., (1973) : Etude des Pressions Interstitielles Developpees Lors de L'Essai Pressiometrique, Proc. of the 8th Int. Conf. on SMFE, Moscow, Vol. 1.1, pp. 19—24.
- (3) Bjerrum, L. and Andersen, K. H., (1972) : In-situ Measurement of Lateral Pressures in Clay, Proc. of the Fifth European Conf. on SMFE, Madrid, Vol. 1, pp. 11—20.
- (4) Brooker, W. A., and Ireland, H. O., (1965) : Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp. 1—15.
- (5) Kenny, T. C., (1959) : Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958), Proc. ASCE, Vol. 85, No. SM3, pp. 67—79.
- (6) Kenny, T. C., (1967) : Field Measurement of In-situ Stresses in Quick Clays, Proc. of the Geotechnical Conference, Oslo, Vol. 1, pp. 49—55.
- (7) Kézdi, A., (1962) : Erddrucktheorien, Springer Verlag, Berlin.
- (8) Lambe, T. W. (1969) : Reclaimed Land in Kawasaki City, Japan, JSMFD, ASCE, Vol. 95. No. SM5, pp. 1181—1198.
- (9) Lambe, T. W. (1977) : Kawasaki Geotechnical Program, Unpublished Report.
- (10) Marr, W. A. (1974) : In-situ Measurement of Stress in Soils, Ph. D. Thesis, Dept. of Civil Engineering, M. I. T. September.
- (11) Massarsch, K. R. (1975) : New Method for Measurement of Lateral Earth Pressure in Cohesive Soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, No. 1.
- (12) Massarsch, K. R., Holtz, R. D., Holm, B. G., and Frederikson, (1975) : Measurement of Horizontal In-situ Stresses, Proc. of the Conf on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol. I, pp. 266—286.
- (13) Tavenas, F. A., Blanchette, G., Leroueil, S., Roy, M. and La Rochelle, P., (1975) : Difficulties in the In-situ Determination of K_0 in Soft Sensitive Clays, Proc. of the Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol. I. pp. 450—476.
- (14) 大森弘一, 大矢 暁, 佐藤勝英(1977) : 原位置における K_0 値の測定 第12回土質工学研究発表会講演集 pp. 67—70.
- (15) 大森弘一, 大矢 暁(1979) : 軟弱地盤上の埋立地に建設された石油タンクの長期的沈下 土質学会第24回土質工学シンポジウム論文集 (投稿中)
- (16) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野 克(1969) : 圧密及び膨張による飽和粘土のせん断強度の変化 港湾技術研究所報告第8巻第4号 pp. 103—143.

