

簡易地耐力調査の一方法について

(コーンペネトロメーターの活用)

室 町 忠 彦*

1. 地耐力の調査方針

従来、構造物基礎地盤の地耐力調査というと、先ずボーリングと載荷試験の2項目が挙げられ、載荷試験を行わなければ、地耐力調査を行つたことにならないものゝように考えられてきている。

しかし、地耐力調査の意義および調査の順序等をよく検討してみると、いきなり載荷試験を行うということは、調査の段階を幾つか飛ばしているようなもので、順序立てゝ調査を進めた場合に比べて、時間、経費を浪費したに過ぎないと思われるような場合も生じてくる。また載荷試験一つを取りあげてみても、それ自体が地耐力調査の中に占める位置は必ずしも絶対的なものでなく、正しい調査系列に入れて実施すること、並びにその結果を他の調査事項をも考慮して正しく解釈すること、の2つが相俟って始めて価値ある資料となるものである。次に一般に適当と思われる地耐力調査の順序をあげてみる。

- i) 資料等による予備調査
- ii) 現地踏査
- iii) オーガーボーリング (Auger Boring)
- iv) 簡易地耐力試験
- v) 試掘 (Test Pit)、動力式試錐、或いは不攪乱土の採取 (Undisturbed Sampling)
- vi) 平板載荷試験 (Plate Loading Test)
- vii) その他の試験 (必要に応じて杭打、杭載荷、圧密等の諸試験)

このような順序に地耐力調査を進めてゆくと、基礎地盤の状況とその上に建てられる構造物の規模との比較によつて、途中から後の試験項目が不要となることが多く、そのような場合には、最初から載荷試験に取り掛つた時に較べて遙かに調査費を節約できたことになるわけである。当初設計荷重が 10 t/m^2 程度あるいはそれ以下の、比較的簡単な構造物のための地耐力調査には、一般に上記の iv) 項までの調査をおこなえば充分であることが多い。

説明の便宜上、上記の各項目の中 iv) 項までの調査を簡易地耐力調査とするならば、これらの中では iv) 項の簡易地耐力試験だけが問題であり、この試験さえ現場で手軽に行えるなら、調査のため特別の経費を計上することなく簡便に地耐力の概略値を掴むことができるわけである。

この簡易試験に該当するものとしては、先ず第一に貫入試験が挙げられるが、以下これについて総合的な考察をしてみようと思う。

2. ペネトロメーターの実用性

地耐力調査で問題となる自然地盤は軟弱層が大部分で、稀には風化せる洪積粘土層の場合もあるが、その殆んどが沖積粘土層(土質分類上はシルトローム系が多い)か弛んでいる沖積砂層である。また人工的地盤としては、泥土による埋立地や盛土等が問題となる。いずれの場合にも地層は弛んでいるか軟弱なので、大体においてこれから述べる貫入試験が有効に行える地盤である。

こゝに言う貫入試験とは、先端に図-1 に示すような種々の形の貫入先端をつけたロッドを、人力又は機械力により、現地地盤に打込んだり、圧入したり、回転したり、あるいは引上げたりして、それらに対する地盤の抵抗を探索する試験であり、土質柱状図に合せれば、単に地層の変化を知るだけでなく、各地層の相対的な強さも分るので、仲々利用範囲の広いものである。このような試験に用いる機械装置を一般にペネトロメーター (Penetrometer) と称し、基礎地盤の性質に応じて種々の型式のものが考案されている。

ペネトロメーターは初め北欧において、主として地下層中に散在する軟弱層のポケットを発見したり、或いは軟弱層下に伏在する硬い基盤層までの深度を探る目的に使用されて発達したものであり、従来行われたように、鉄筋棒やレール等を打込んで地盤の状態を調べること、原始的な一種のペネトロメーターと考えられるものである。

現今用いられている各種のペネトロメーターは、単に貫入または回転等に対する地盤の抵抗を探索するだけでなく、測定結果から何等かの方法により地耐力を推定する方向に進んで来ており、装置並びに操作上にも多くの工夫がなされている。

一般に、ペネトロメーターを併用して地耐力調査を行えば、地下層から採取した土の試料を地耐力表にあてはめて判定する場合に較べ、より信頼度の高い地耐力の推定を行うことができるし、載荷試験に比較すれば、はるかに少ない時間と経費で地耐力の概算をなし得る可能性が指摘されるのである。

しかし種々のペネトロメーターの地盤に対する適応性

* 国鉄技師国鉄鉄道技術研究所土質研究室

からみて、ある型式のペネトロメーターを全く利用できない場合、または利用できても相当に注意して行わなければ、測定結果が全然信頼できなくなるような場合も当然あるわけで、このような時に機械的に試験を強行すると、往々にして間違つた結論を導き易い。大粒の玉石や転石の散在する軟弱層等に対しては、いずれのペネトロメーターを使つても適切な結果は期待できない。

以上のことを要約すると、地耐力調査に対するペネトロメーターの実用性については、凡そ次のような結論を得ることができると思う。

i) 基礎地盤が粘性土であるか砂質土であるかに従つて、使用するペネトロメーターを撰ばなければならない。但し何れの型式によつても、転石や玉石等の混入せる地層については適正な結果が得られない。

ii) 基礎地盤に適する型式のペネトロメーターを使つて正しい測定をすれば、地下層の相対密度又は相対稠度についての有益な資料が得られる。このことは土の不攪乱試料が採取できないような場合、極めて重要な意義をもつてくる。

iii) 深さの方向に連続的に測定を進めてゆくと、ボーリングでは分らないような地下層の硬軟の微妙な変化が浮び上ってくる。特に地層の配列が乱れているような所については有効である。但しこれだけではその地層の判別ができないから、サンプラーを備えていない型式のものについては、オーガーボーリング等を使用すべきである。

iv) 測定値と地耐力との関係さえ求めることができるならば、地耐力の概略値を掴む点については、他の何れの方法によるよりも遙かに簡単であり、且迅速、経済的である。これはペネトロメーターの最大の利点と言える。

v) 地下探索の分類上から考えると、試験自体が直接的であり、現地地盤のあるがまゝの状態 (in situ)

測定できる点が一つの大切な特徴でもある。

3. ペネトロメーターの分類

すべてのペネトロメーターは2つの型式に分類することができる。第1は静的測定方式によるもので、これにはロッドに一定荷重又は連続的に増加する静荷重を加えて、先端のコーン又はシェーが地中に貫入するに要する抵抗力を測定するものと、静荷重により先端の抵抗翼を引抜又は回転することによつて、地盤の抵抗力を測定するものがある。第2は動的測定方式によるもので、落錘その他の衝撃によつてロッドを地中に打込む際の地盤の抵抗を求めるものである。この2つの分類を更に細分すると表-1に示すようになる。

第1の型式に属するものは概ね粘土質地盤の調査に、第2の型式に属するものは主として砂質地盤の調査に適することが認められている。但し何れの型式のペネトロメーターを用いて測定しても、直接求められるものは地盤の実際の支持力即ち地耐力ではなくて、それぞれの深度における地下層の単独強度に比例する値であり、この意味からは、測定される地下層の種々の抵抗値は相対的強度に過ぎないと言ふことが指摘される。

このような各種の抵抗値から地耐力を推定するためには、何等かの方法によつて両者の関係を求めることが必要となつてくる。このためには現今までに幾多の比較試験や理論的考察が行われてきているが、まだ一般的な数式解は与えられていないようである。然し経験的データの集積により、現在既に実用化しているものに米国で発達した標準打込試験機があり、実用化の途上にあるものとしてコーンペネトロメーターが挙げられる。

図-1には、現在までにあらわれた各種のペネトロメーターの先端部分だけを列べてみた。図-1の中、(a)は1917年にスウェーデン国有鉄道が始めて作り出したもので、静荷重による貫入並びにそれに回転力を加えた場合の貫入を測っている。(b)は1927年にデンマーク

表-1 ペネトロメーターの分類

荷重	操 作	装 置 型 式	代 表 的 装 置	備 考
静荷重	圧 入	単 桿 式	W.E.S. コーン・ペネトロメーター	最も簡単であるが、深くなるとロッドの周辺摩擦が問題となつてくる
		二 重 管 式	オランダ式コーン・ペネトロメーター	先端抵抗値が正確にとれる。周辺摩擦値はとれても不正確
		フリクション・スリーヴ式	ジャケット・コーン・ペネトロメーター	先端抵抗値と周辺摩擦値との分離測定が可能
	圧入及び引上	フリクション・スリーヴ式	フリクション・スリーヴ・ペネトロメーター	同 上
	圧入及び回転圧入	単 桿 式	スウェーデン式ペネトロメーター デンマーク式ペネトロメーター	最も古い型式であり、現今使用しているのはこれの改良型である
	引 抜	抵 抗 翼 式	Kjellman "Insitu" 測定機	地盤が余程軟弱でない util できない。翼の大きさは3通りに替えられる
	回 転	回 転 翼 式	ヴェイン・オーガー	不攪乱土の剪断強度が求められるが測定は一段と精密なるを要す
動荷重	打 込	単 桿 式	Mackintosh 式打込装置	杭打試験と同様
		サンプラー式	標準打込試験機	一定長打込の打撃回数と地耐力との関係がついていて、打込と同時に試料もとれる

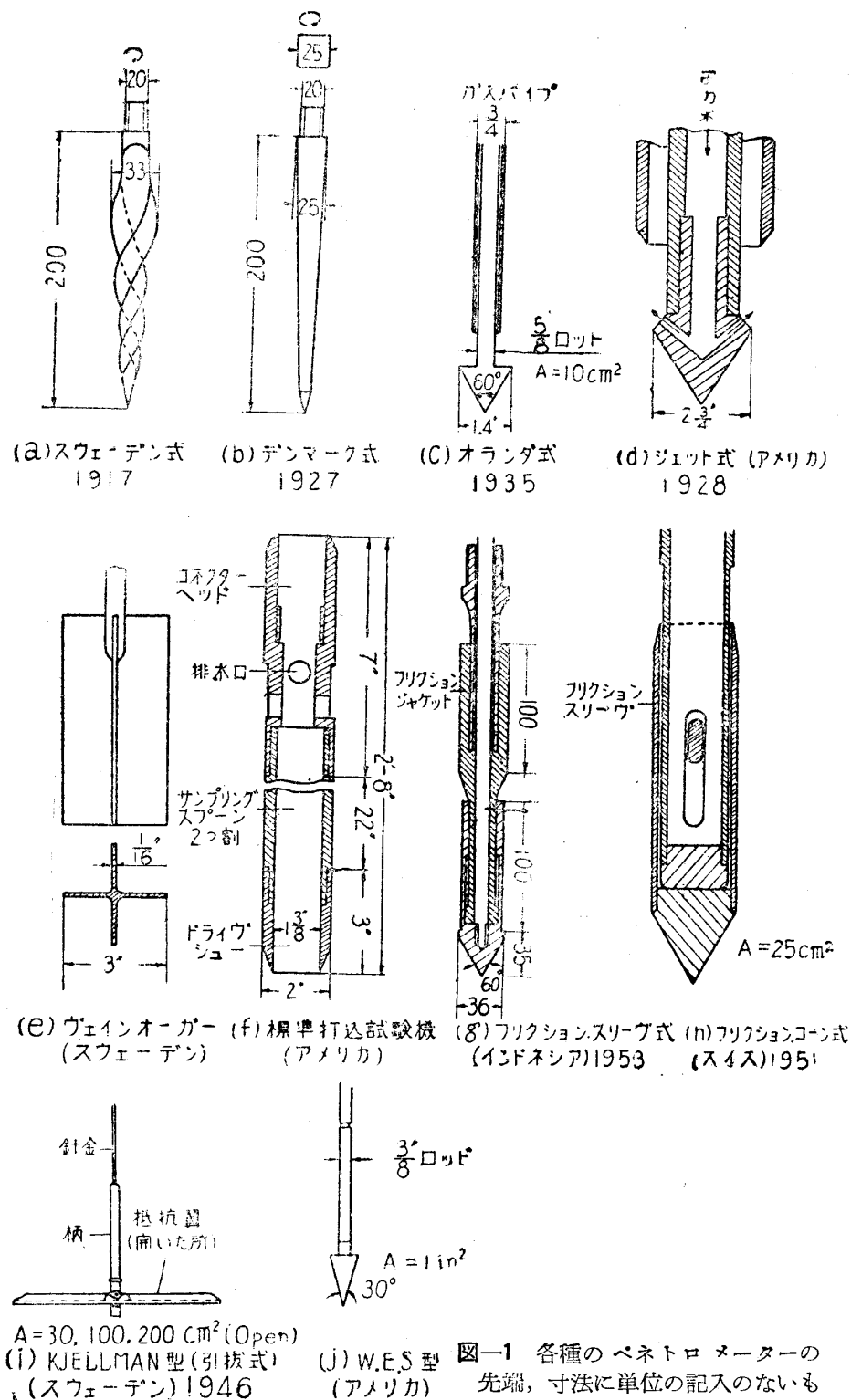


図-1 各種のペネトロメーターの先端、寸法に単位記入のないものはすべて mm

板載荷試験結果に合わせて、地耐力の換算を行っている。(e) は最近ヴェイン・テスト (Vane-Test) すなわち現地剪断試験として急速に発達したもので、ロッドの先端に取付けられた平板に、緩やかな回転力を与えて、自然状態のままの土を剪断する装置である。これは不攪乱試料が採取できないような軟弱地盤に対しては時に有力な武器と考えられるものであるが、測定の精密性その他種々の点で、他のペネトロメーターとは大いに趣きを異にするものである。(f) は米国で普及している標準打込試験機の本体で、落錘の衝撃により土の相対密度を測ると同時に、サンプリング (Sampling) を行える一大特長を持っている。なおこの試験を行えば、土の内部摩擦角あるいは許容地耐力が、グラフにより読取れるようになっているが、現在本邦でも相当使われており、いまだ詳しい説明を加えるまでもないことと思う。(g) ならびに (h) は 1953 年に発表された型式のペネトロメーターで、いずれもフリクション・スリーブ (Friction Sleeve) 即ち周辺摩擦測定用の先端部外管を備えており、コーンの先端抵抗とスリーブの周辺摩擦とを分離測定する仕組みになっている。(i) はスウェーデンの Kjellman が 1946 年に発表した特異な装置であるが、はじめ図の抵抗翼をつぼめて地中に打込み後、翼を開いて引抜抵抗を測定するもので、一様な軟弱地盤に対して利用している。(j) はアメリカの水路局で採用した携帯用の人力押込式ペネトロメーターであるが、この程度のもなら現場機関

でもオーガー等と一緒にして、簡単に使えるのではないかとと思われる。

以上、種々のペネトロメーターについて述べたが、これらの中には簡易調査用として使える小型のものから、深層探査 (Deep Sounding) と称し、動力式試錐と同様に大型なものまでが含まれている。又この測定用先端に加える加圧装置にも、人力によるもの、機械的なものゝ別があり、測定記録方式にも読取式あり自動記録式ありで、実にたくさんの様式のものがある。

国有鉄道が採用したもので、操作は (a) に同じである。(c) は 1935 年頃にオランダの建設局で用いたもので、静荷重人力圧入方式である。現地の軟弱地盤においては 10~12m を 1~2 名で 10~15 分で測定したと報告されている。(d) はニューヨーク地下工事の際に使用したもので、ジャッキにより圧入するが、深さの影響を除くために特に先端には水洗端 (Wash-Point) を採用している。なお測定結果は、同時に各深さで行った 1ft^2 の平

4. 携帯用コーンペネトロメーター

図-2 のペネトロメーターは、図-1 (j) に示した W.E.S. (米国水路局) の標準型によるもので、携帯用の最も簡単なコーンペネトロメーターである。前述の通り、この程度の器具なら現場用としても最適と考えられるので、以下これによる許容地耐力の推定要領その他について述べてみよう。

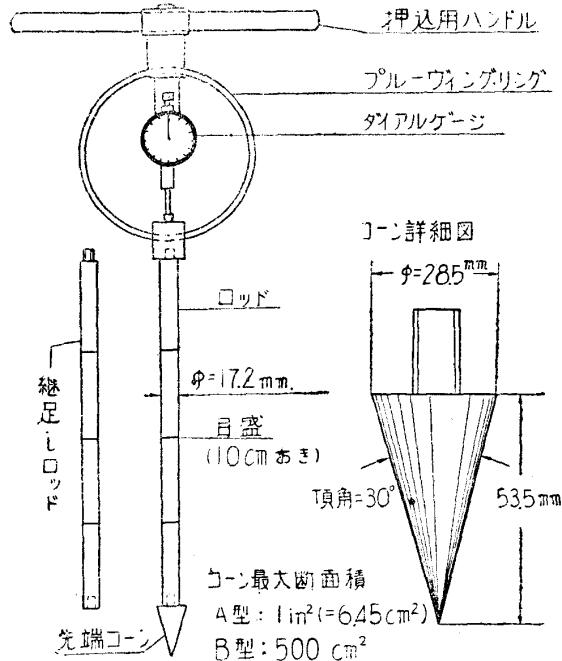


図-2 携帯用コーン・ペネトロメーター

(a) 利点

i) 数多くのペネトロメーターの中で、構造的にも操作的にも最も単純で故障の心配もない。また、全体の重量も極めて軽く携帯至便で、現場用として最適である。

ii) 測定は 1~2 名で行うことができ、人力の外何等の消耗品を必要としないから極めて経済的である。なお測定に要する時間は、軟弱地盤の場合 3m 1 本を行うのに数分程度であるから、迅速に多くの点の調査を済ますことができる。

なおこれは、このコーンペネトロメーターだけではなく、一般に静荷重圧入方式によるものゝ利点として挙げられるものに次の 2 つがある。

iii) 測定せる静的貫入抵抗の変化は、動的貫入抵抗の変化に較べ一般に非常に正確である。

iv) 測定せる静的抵抗の値は、動的の場合より土の強度或いは支持力に關聯させる事が容易である。

以上の理由から、最新式のペネトロメーターはその大部分が、動的貫入より静的貫入の測定を主眼としているようである。特に軟弱粘土地盤の場合には、静的な測定の方が優れていることが立証されている。

(b) 適用範囲

携帯用という立前から、最小限必要な部品だけでできているので、幾分不完全な所もあり、次の諸点のような

制限はまぬかれない。

i) 人力押込であるから、最大貫入抵抗が大体 10 kg/cm² 程度以下の軟弱地盤に適用するものである。又軟弱地盤でも砂礫層或いは玉石等を含む地層には適用できない。

ii) 人力押込であるから、貫入速度を調節することが困難である。そのため、硬い層の直下にある軟弱層のデータは、往々にしてとれない事が多い。

iii) 貫入深度が大きくなると、ロッドの周辺摩擦の影響が入ってきてコーンの先端抵抗の正しい値は得られなくなる。ロッドの坐捆等も考えられるから、単桿で測定し得る限度は 5m 以下と思われる。

iv) このペネトロメーターではサンプリングはできないから、土の種類を見分けるにはオーガーボーリング等を併用する必要がある。

(c) 構造

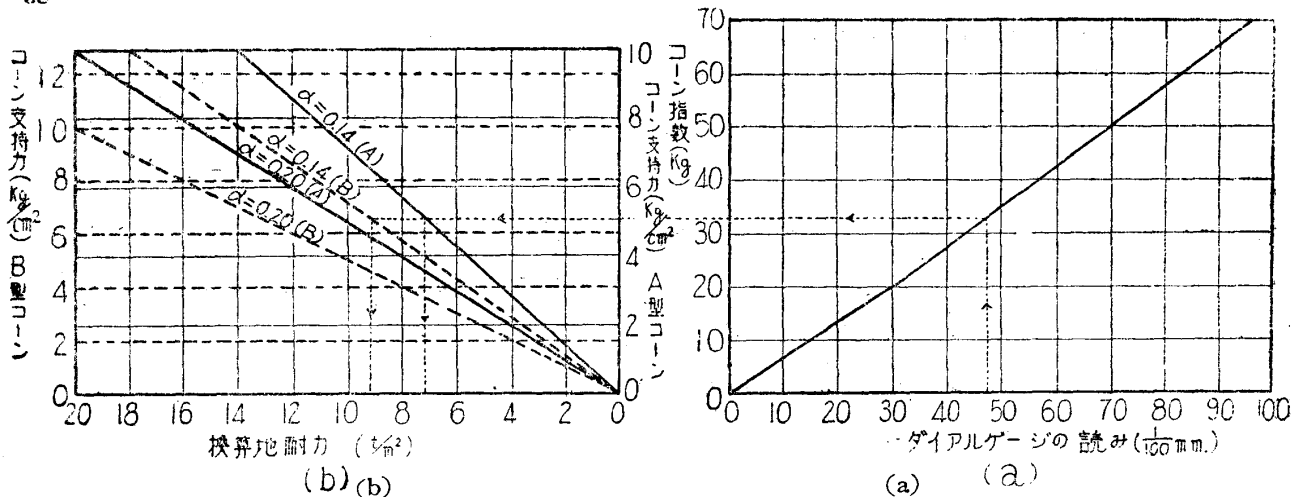
図-2 に示すように、先端コーン、継足しロッド及び押入力測定装置の 3 部分から組立てられる。先端コーンは頂角 30° の円錐体で、最大断面積は 1 in²~5 cm² である。継足しロッドは長さ 50~30 cm の中空パイプで、10 cm 毎に目盛線を刻んである。押入力測定装置はプルーヴィング・リング(Proving Ring) 即ち弾性



写真-1 携帯用コーン・ペネトロメーターめられた 1/100 mm 読みのダイヤルゲージとからできている。押入力はリングの歪を換算することによって求められる。これに用いるリングの強さは、100 kg の荷重で 1.0~1.5 mm 程度歪むものが使い易い。

(d) 測定操作

表土に瓦礫その他の混入物がある場所では、測定を始める前にその部分を取り除き、自然地盤が出た所から測定を開始する。測定操作は、図-2 のように組立てたペネトロメーターのハンドルを握って、静かに押込みながら一定深さ毎のダイヤルゲージの読みをとればよい。操作が単純なだけに、誰でもすぐ行えるのであるが、その反面、結果には個人差が入り易いとも考えられる。測定上の最大の要点は読みの取り方で、必ずコーンが貫入し始めるに要する最小の抵抗を取ることである。このためには、測定深度毎に一旦コーンを止めた後、極めて徐々に力を加えてゆく事が大切である。尚測定に際しては適用限界に注意して行わなければならないが、測定値の精度をよくするため、同一地点で 2~4 回程度測定して、



図—3 換算地耐力算出用グラフ

その平均値を求めて基本データとすることが望ましい

(c) 測定結果の整理方法

図—3 は測定値から許容地耐力を換算推定するのに用いるグラフである。2つのグラフの中、(a) はブルーディングリングの歪を示すダイヤルゲージの読みから、押込に要した力を求めるグラフで、(b) はその押込力をコーンの最大面積で割った値、即ちコーン支持力から、平板載荷試験に対応する許容地耐力を推定するグラフである。但し(a)の方のグラフは、それぞれのリングによって強度を異にするから、使用するリングについて別個に実験して、このグラフを作成しなければならない。尚、リングについては塑性歪の多く出るようなものは使用しない方がよい。次にコーン指数 (Cone Index) であるが、これは先端のコーンだけの貫入抵抗値で、正しくは押込力からロッド周辺に伝わる摩擦力を減じたものである。このペネトロメーターでは両者の分離はできないが、その代りロッドの直径をコーンの最大直径よりずっと小さくして、ロッドに周辺摩擦力が伝わるのを防いでいる。このために、適用範囲で述べたような深さの制限が出てくるのである。このようなコーン指数をコーンの最大断面積で割った値は、コーン載荷による地盤強度をあらわすものであるから、この値をコーン支持力と呼ぶことにする。この値はコーンの面積を大きくしてゆけば、次第に平板による急速載荷試験値に近づくもので、地耐力に比例する値と考えられる。よってこの値に適当な係数を乗ずれば、地耐力の推定値が得られるわけである。

この関係は現在なお実験中なので、明確に規定できないのであるが、載荷試験及び不攪乱土の強度試験結果との比較により、概算値として求めた換算式は、粘土質地盤に対して次のように表される。

$$\left. \begin{aligned} q_a &= 10\alpha \frac{Q}{A} \\ \alpha &= 0.14 \sim 0.20 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに q_a : 換算許容地耐力 t/m^2
 Q : コーンの最小貫入抵抗 kg
 A : コーンの最大断面積 cm^2
 α : 換算係数

(1) 式の妥当性についての検討は今後に残された問題であるが、参考のために、1936年オランダのP. Barentsenにより与えられたコーンペネトロメーターの関係式と比較してみよう。これは図—1(c)に示した、頂角 60° の人力押込式二重管コーンペネトロメーターに対するもので、粘性土に対し次式が与えられている。

$$C_{ske} = 10.75C \dots\dots\dots (2)$$

但し C_{ske} : コーンの有効貫入抵抗 t/m^2

C : 粘性土の粘着力 t/m^2

今仮りに、基礎地盤が完全に粘土で、 $\phi=0$ と見なし得るものとする、Terzaghiの支持力公式より、基礎地盤の極限支持力 (Ultimate Bearing Capacity) q_u は

$$\left. \begin{aligned} q_u &= 5.70C \text{ (連続基礎)} \\ q_u &= 7.40C \text{ (独立基礎)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

となるから、(2) 式を代入すれば

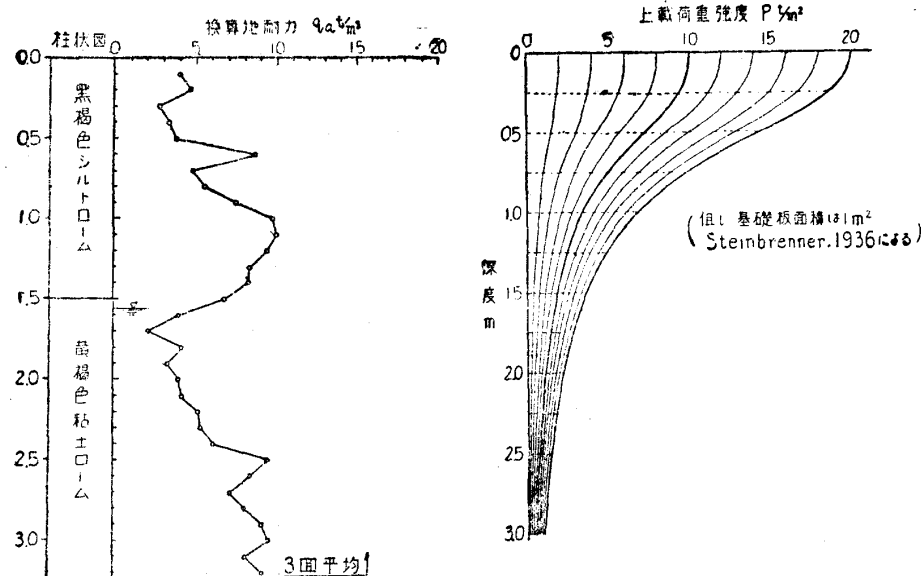
$$\left. \begin{aligned} q_u &= 0.52C_{ske} \text{ (連続基礎)} \\ q_u &= 0.69C_{ske} \text{ (独立基礎)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

となる。基礎地盤の破壊に対する安全率は一般に $F=3$ であるから、許容地耐力 (q_a) は

$$\left. \begin{aligned} q_a &= 0.18C_{ske} \text{ (連続基礎)} \\ q_a &= 0.23C_{ske} \text{ (独立基礎)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

となり、(1) 式の換算係数の範囲と大差ないことが知られる。

図—4 (a) は携帯用コーンペネトロメーターによる実際の測定例で、測定値から (1) 式によつて各深さの換算地耐力を求め、順々に結んだもので、この曲線のことを換算地耐力曲線と呼んでいる。図—4 (b) は面積 $1m^2$ の正方形基礎下の応力遞減状態を示す曲線群で、横軸の荷重強度及び縦軸の深度は、共に (a) 図と同一縮尺に作ったものである。換算地耐力曲線から、構造物荷重の地盤への分散を考慮して、許容地耐力を推定する場合には、(a) 図と (b) 図を組合せることによつて求めることができる。(b) 図は特にトレーシングペーパーに製図しておき、(a) 図を重ねても換算地耐力曲線が見えるようにしておく。このようにして作った (b) 図の縦軸を (a) 図



圖—4 (2) 換算地耐力曲線
(東京・世田ヶ谷・東北沢 No. 3)

図一4 (b) 独立基礎からの応力 遞減
曲線 (但し基礎板面積は 1 m^2 Stein-
renner, 1936 による)

の縦軸に合せて、横軸をずらしながら設計基礎底面の深さにもつてくると、その深さに 1 m^2 の正方形基礎をおいた場合の許容地耐力は、換算地耐力曲線を切らずにその中に入る応力遞減曲線の中、最も大きい素線の示す上載荷重強度として求めることができる。たとえば図一4 (a) に示す自然地盤に基礎を据える場合を考えると、地表面においては 3.0 t/m^2 , 0.5 m 根掘りすれば $3.8\sim 5.0\text{ t/m}^2$, 1.0 m では 4.0 t/m^2 , 1.5 m まで下げると条件が一番悪くなつて 2.3 t/m^2 というように求められる。なおこの地点の近くで約 1.3 m の根掘りを行い、面積 0.2 m^2 の正方形載荷板による載荷試験を行つが、その結果によれば、沈下量 20 mm に達する荷重強度に対して、安全率を2にとつた場合の許容地耐力は 4.6 t/m^2 , また破壊強度に対して安全率を3にとつた場合の許容地耐力は約 2.7 t/m^2 となつた。

図一4 (b) は前述の通り、面積 1 m^2 の正方形独立基礎に対するものであるが、基礎面積がこれより大きくなると同一深さにおける地中応力の割合も大きくなり、逆に面積が小さくなると同一深さにおける地中応力の割合も小さくなる。このことは等分布荷重面下に生ずる圧力の球根 (Pressure Bulb) から容易に知られることである。

このような圧力の通減率は、一般に基礎巾と深さとの比に逆比例して変化するから、たとえば一辺が 2m になった場合には、図—4 (b) の 0.5m の深さの所が、図—4 (a) の 1m になるよう (a) 図の深さを変えて換算地耐力曲線を書き直せば、前と同様な方法により許容地耐力を推定することができるわけである。

以上は、基礎底面からの応力の分散を考慮した場合の、換算地耐力曲線の利用方法であるが、このような整理方

値を求めれば、許容地耐力は最小値と平均値との間に入るものと考えて差支えない。図—4 (a) の場合に、基礎底面が地表下 1.0 m としてこの方法を用いると、最小値が地表下 1.7 m の所で 2.1 t/m^2 、平均値としては地表下 1.6~2.4 m の範囲より 4.3 t/m^2 を得るから、許容地耐力は $2.1 \sim 4.3 \text{ t/m}^2$ と推定することができる。

5. 二重管フリクション・スリーブ型 ペネトロメーター の概要

図—5 は昭和 28 年度に新しく製作した、最新式のコーン・ペネトロメーターの先端部で、分類上からは表—1 の中、フリクシヨンスリーズ式に入るものである。これは携帯用コーンペネトロメーターのロッドに外管（C）をつけて、ロッドの周辺摩擦を除くと共に、別に先端部に周辺摩擦測定用のフリクシヨンスリーズをつけ油圧により貫入

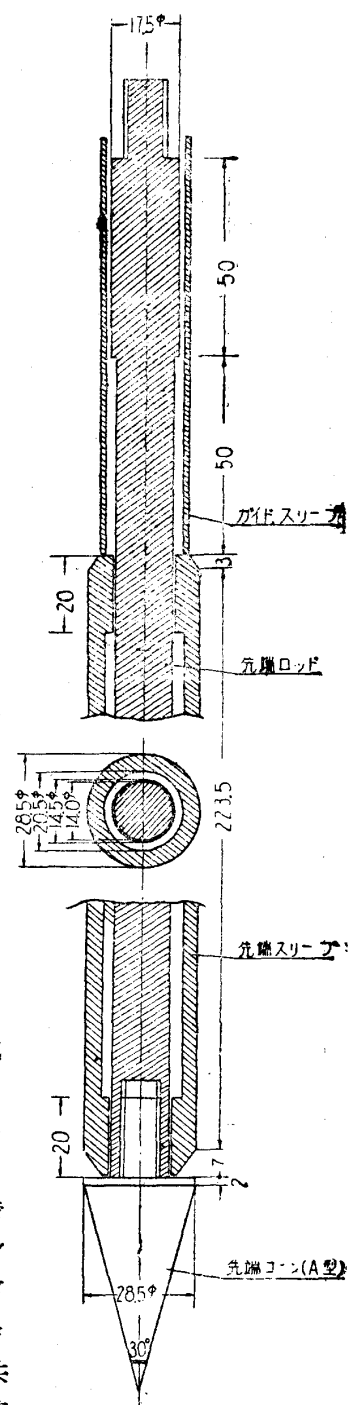
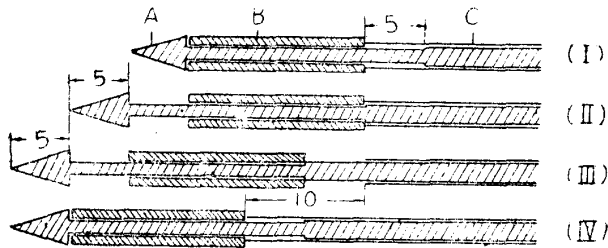


図-5 新しいペネトrometerの貫入部分先端

するもので、最大の目的はコーン (A) の先端抵抗と、スリーブ (B) の周辺摩擦とを別けて測定することである。参考までに測定の際のコーンとスリーブの動かし方を図示してみると図—6 のようになる。即ち、(I) が測定開始の状態、次にロッドだけ圧入すると 5 cm だけ



図—6 測定時におけるコーンと
フリクションスリーブの関係

は A の貫入抵抗だけが分離測定できて (II) の状態になる。更にロッドを 5 cm だけ圧入すると、ロッドは B のスリーブを伴って動くから、この場合には A の貫入抵抗と B の周辺摩擦との和が求められ、(III) の状態になる。最後に外管 (C) だけを圧入すると (IV) の状態になり全体としては 10 cm だけ進んで、元の状態 (I) に戻るようになる。この装置の要点はフリクションスリーブでロッドの外管のような地上まで連なる長いパイプによつては、正しい周辺摩擦の値が求められないということが、一般に認められてきたために考えられたものである。このペネトロメーターの性能、精度その他については、未だ調整試験を行っていないので、以上の概要だけしかお知らせできないが、今後は携帯用コーンペネトロメーターと共に、この型式のペネトロメーターについても、実験研究を進めて行きたいと思つている。

参 考 文 献

- (1) M. Juul Hvorslev; Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes, 1949. pp. 34—45 & 472—476.
- (2) Karl Terzaghi and Ralph B. Peck; Soil Mechanics in Engineering Practice, 1948. pp. 274—281.
- (3) Ralph B. Peck, Walter E. Hanson and Thomas H. Thornburn; Foundation Engineering, 1953. pp. 101—111.
- (4) Dimitri P. Krynnine; Soil Mechanics, 1947. pp. 460—464.
- (5) P. Barentsen; Short Description of a Field-Testing Method with Coneshaped Sounding Apparatus; Proc. of the Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, 1936. pp. 7—10.
- (6) O. Godskesen; Investigation of the Bearing-Power of the Subsoil (Especially Moraine); Proc. of the Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1 pp. 311—314.
- (7) Simon stump; A Method for Determining the Resistance of the Subsoil by Driving; Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3, 1948. pp. 212—214.
- (8) R. D. King and W. J. Turnbull; Organization of Soils Division Waterways Experiment Station; Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 7, 1943. pp. 181—183.
- (9) W. Kjellman; General Report (Section 3); Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 6, 1948. pp. 88—89.
- (10) T. K. Huizinga; Discussion (Section 3b); Proc. of the 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 6, 1948. p. 89.
- (11) P. Leonard Capper and W. Fisher Cassie; The Mechanics of Engineering Soils, 1953. pp. 112—113, 118—119, 230—231 & 301—302.
- (12) Ludwig Bendel; Ingenieurgeologie, Zweiter Teil, 1948. S. 23—29 u 107—109.
- (13) Hermann Kahl und Heinz Muhs (Degebo); Über die Untersuchung mit einer Spitzendrucksonde; Die Bautechnik, 29, Jahrgang Heft 4, 1952. S. 82—88.
- (14) Gregory P. Tschebotarioff; Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, 1952, pp. 351—359 & 368.
- (15) Henry R. Reynolds and P. Protopapadakis; Practical Problems in Soil Mechanics, 1952. pp. 188—190.
- (16) H. K. S. Ph. Begemann; Improved Method of Determining Resistance to Adhesion by Sounding through a Loose Sleeve Placed Behind the Cone; Proc. of the 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, 1953. pp. 213—217.
- (17) R. Haefeli and H. B. Fehlmann; A Combined Penetration Process for the Exploration of the Foundation Soil; Proc. of the 3rd Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, 1953. pp. 232—235.
- (18) M. Juul Hvorslev; Cone Penetrometer operated by Rotary Drilling Rig; Proc. of the 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 1, 1953. pp. 236—240.
- (19) W. J. Turnbull; General Report (Session 3); Proc. of the 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, 1953. pp. 320—321.
- (20) 鉄道技術研究所土質研究室, 東京鉄道管理局施設部工事課; 地耐力調査について, 昭和 28 年 12 月, 頁 21—32.

(29.5.14 受付)