

土質基礎工学における最近の計測技術

RECENT INSTRUMENTATION IN SOIL AND FOUNDATION ENGINEERING

はし 針 生 幸 治*

1. はしがき

ご承知のように深さ方向にも、平面的にも、ほとんど均一とは見られないような対象地盤の中から、その容積の百万分の1から10程度の限定されたしかも変形、変質のまぬがれない資料を採取して、地盤の構成分布を推定し、またその資料をいろいろの意味で完全とはいえない試験器にかけて得られた相当ばらつきのある値や、現場試験で得られた値などの中から適当に土質定数を求め、しかも実際の挙動から見れば、極めて単純化されている何らかの力学的モデルを地盤の中に仮定し、計算によって実際の地盤の挙動（圧力、変形など）を推定しようとするのが土質関係の設計における一般的手法である。それゆえ設計には上述の各段階において多くの不確定要素が入り込む可能性が大きく、設計はほんの目安でしかないという結果になりやすい。そのため土質調査法、試験法、設計手法なども、この不確定要素をいくらかでも少なくするために次々と多くの人達によって新しい提案がなされている。しかしいまだにこれが最良であるという統一的なものはでき上がっていないのが現状で、そのどれを取るかは設計者の判断によるか、各機関で制定された基準、あるいは設計ハンドブック的な標準によるのが普通となっている。それらには、現状では前述のようにどうしようもない不確定要素が多かれ少なかれ含まれているのであるから、必然的にその設計はある時は安全率過大な不経済なものとなったり、時には破壊にいたる危険なものとなる可能性が必ず何%かは含まれることになるのである。ラム (Lambe) も第13回の Rankine Lecture で“土質工学における予想”(1973)と題した講演を行った中で、八つの事例について予想と測定がどのようになったかを詳しく述べ、結局現在のところ、予測の方法はたくさんあるが、これを適用するには限界があったといっている¹⁾。

最近では信頼性設計などのように、この不確定要素を統計的処理によって破壊確率を表示しようというような研究も行われている。すなわち、この設計は危険になる確率は1%であるとか、2%であるということを表示するのである。100回のうち1回ないしは2回は崩壊する設計であると表示された場合（もちろん安全率2以上になる確率は何%と

いうようなことも表示できるわけであろうが）、これらを我々はどう判断して処置しなければならないのであるだろうか。

ペック (Peck) が第9回 Rankine Lecture で“応用土質力学における観測施工法の長所と限界”と題し講演した内容の中の実例の一つに次のようなものがある²⁾。

シカゴの Harris Trust ビルの掘削の時に、土留め壁に作用する土圧分布は、それまでにシカゴで測定された切ばり荷重の実績から、図-1の実線で示されるように考えるのがよいとされ、それに耐えられるような切ばりの設計がされるはずであった。しかしながらその土圧分布は、それまで測定された土圧分布の包絡線であって大部分の切ばりにかかる力は、このてい(梯)形の土圧分布から求めたものより小さくてよいはずであった。そこでコントラクターは、その切ばりの設計を実線の約 2/3、すなわち今まで測定された値の平均値になるような点線の土圧分布であるとして切ばりの設計をするように提案した。こうすればかなりのコストの節約が見込まれたのである。そして施工段階では、すべて切ばりの荷重を測定するようにし、もし実線のような土圧分布になるようなことがあれば、いつでも、どこでも直ちに付加切ばりをさしこむことができるようにした。その結果は39の切ばりの中でたったの3本だけが付加切ばりをつければよかった。この費用は観測費用を含めても、節約できた費用に比べれば非常にわずかなものであった。このような方法は非常に経済的であるばかりか、切ばりがすべてオーバーロードにはならなかったということを確認するためにもまた有効であった。この例は予想した荷重よ

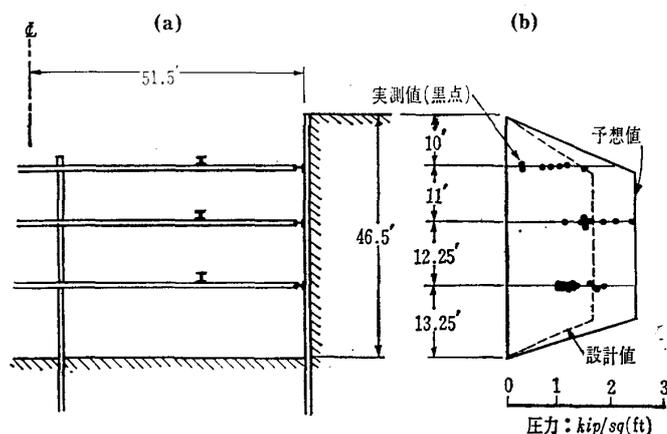


図-1 切ばり設計のための土圧分布(実測と予想)

*坂田電機(株) 専務取締役

論 説

りも大きな切ばり荷重が起こった場合は、単に切ばりを増やしてやるという経済設計がテルツァーギ (Terzaghi) のいわゆる観測施工法によって見事に成功した場合のほんの1例である(この時の破壊率は約7%)。しかし、このような手法は、我々に多くの示唆を与えるように思われる。

すなわち、施工中の実態を適当に観測又は測定することができさえすれば、例え多少の不確定要素は含むとしても現在の土質工学のもとで、どんな工事も、安全に経済的に施工できるのではないかということである。

もちろん、そのためには、その工事の種類、現場状況に応じて、必要な測定が正しく行われることや、その結果を土質工学的知見のもとに正しく判断できて、近い将来に起こる事象を予測し、必要な時間的余裕をもって、それに対する適切な処置を指示することができることなどが当然必要になってくる。

次の例は観測によって危険を防いだ例である。

クーリング (Cooling) は第2回 Rankine Lectureで“土質力学における現場測定”と題する講演の中で次のような例を挙げている³⁾。

Usk 貯水池のダム建設の場合に約12mの高さの第一期の盛立て(ボールダークレー)をしたところ、その高さの中央にある水圧計が非常に高い間隙水圧を記録した(盛土荷重の80%程度)。そして冬の期間中数か月盛立ては中止されていたが、その間その水圧は極めて徐々にしか低下しなかった(60%程度)。そこでスケンプトン (Skempton) 教授やビショップ (Bishop) 博士が招かれ設計変更について協議するとともに、その付近に新たに多数の開放式パイプが設置された。ところがそのパイプ内の水位は地表面よりもずっと高く上がった。これら測定の結果と室内試験や解析の結果から、砂質粘土の中間に碎石をサンドウィッチにした層からなるフィルターブランケットを置くようにその工事は設計変更された。その結果その間隙水圧の拡散速度は加速されダムは安全に完成された、というものである。初めに入れられた水圧計は、実験のためであったが、これが思わぬところで実際施工に重要な役割を果たしたという例である。前の場合は、観測工法を用いることを前提として経済的な設計が成功した例であったが、後の場合は観測工法の結果が設計にフィードバックされ崩壊を未然に防いだ例である。

このようなことは外国だけでなく、国内でも最近では非常に多くの例が報告されている。あえてこのような例を示したのは、これらの先覚者の思想が日本の現在の観測工法の源泉であり、それが日本に花開いたように思われたからである。

来年のストックホルムでの国際土質基礎工学会議は、予測と実際挙動 (Prediction and Performance) がその中心課題であり、予想が実際と外れる原因がどこにあるのか、調査試験法なのか、解析法なのか、それとも施工法なのか、

きびしく問いつめ、未発達部分を洗い出して問題の解決を図ろうとしている(福岡, 1979)⁴⁾。

現場の実相を正しく伝えるための計測技術が、このような土質力学の方向に対して果たすべき役割は、今後とも決して少なくはないと思われる。

土質工学における測定技術とは何をさすのか余りはっきりした定義はないようであるが、下記のような技術がこれに入るのではないと思われる。

- ① 関連構造物を含む地盤の必要とする挙動の情報を正しく取り出すための技術
 - ② 得られた情報を正しく判断するための技術
 - ③ その情報を役に立てるための技術
 - ④ 必要な測定をするための計画を立て、予算を組んでそれを関係者に納得させ実行に移させるための技術
- 次にこれらのうち①～③について順に説明する。

2. 関連構造物を含む地盤の必要とする挙動の情報を正しく取り出すための技術

設計の信頼性は問題の種類によって、その度合は相当開きがある。現場状態が簡単で信用のある設計法を用いてあるような場合は、現場測定の主目的は、その設計法の信頼度をチェックする程度になるが、現在の理論が実際のものとよく合わないような場合は、測定の主目的は、危険予知などのためだけでなく、よりよく現場の実態にあうような理論を開発させるためのものであったり、あるいは新しい理論や予知法などを実証するためのものであったりする。このような場合の必要とする挙動の情報は、これらの目的に合ったものでなければならない。それゆえその対象とする挙動は非常に多いように思われる。しかしながらこれらを本質的に見れば土質工学に関する限り、結局のところ、土の変形と圧力が環境条件や時間に対してどのように変化するかという情報が得られれば、目的を達するということになるのではなからうか。

変形や圧力の情報を得るための計測器や計測法は現在までそれぞれの目的に応じて、実にたくさんの考案や、提案がなされている。学会の“土質調査法”にもその代表的なものが載っているし、最近の“土と基礎の沈下と変形の実態と予測”(土質工学ライブラリー18)にもいろいろの方法が紹介されている。また、英国の土質工学会の“Field Instrumentation in Geotechnical Engineering”(1973)は700ページに及ぶ単行本であるが、これはシンポジウムの結果をまとめたもので、現場測定に関する37編の論文と、原理、計器、適用、解釈の4部門に分けた一般報告と討論が含まれている。

正しい情報を得るためにはどのようにしなければならぬか、また、その得られた情報は何を意味し、どう判断すべきかということなどについて熱心に討論されている¹⁹⁾。

このほかダムに関しては、第7回国際土質基礎工学会議

における現状報告“アースとロックフィルダム”(Wilson, 1969)や、大ダム会議のブレティン No. 21 (1969)などが多くの実例をまとめて、計測について述べてある^{5),6)}。

山留めに関しては“山留めの諸測定に関するシンポジウム”(土質工学会, 1978)などがあり⁷⁾, このほかにも, それぞれの目的に応じたいろいろの測定器や測定法が雑誌や学会誌や単行本に紹介されているので⁸⁾, これらの個々のものについてはここではあまりふれないことにし, その共通の課題として, 正しい情報を得るための問題点を考えることにしよう。

測定には必ず誤差が含まれるものである。これがある程度以上の大きさになれば一問題によってその影響の度合は異なるが一その測定による情報は極めて有害なものとなる。

誤差の起こり得る機会は測定中に無数に存在するが, 注意の行き届いた測定の場合は大部分これをなくすることができる。しかしいかほど注意しても現在の測定器や測定法ではその誤差を取り除くのは極めて困難な場合もある。

大きな誤差のおこる原因で見落とされがちなものの一部を上げると

- ① 測定するために埋設した計器によって, 土の状態が, それがなかった場合と違った状態になる, あるいは違った現象が生ずる。
- ② 計器が電氣的なものである場合に, 絶縁不良などによってゼロ点移動したり, 感度が違ってくる。
- ③ 地盤の変位によって地中の測定点の位置や方向が変化する。
- ④ 計器が温度の影響によって指示が変化する。
- ⑤ 測定範囲の大きいもので誤差範囲の変化を測定する。

のようなものが考えられる。

測定の誤差を小さくするためには, 測定器や測定法の特徴を十分吟味して, その測定種類に応じた最も適当と思われるものを選ばなければならないが, 一般に電気計器は, 正常な場合には測定範囲の $\pm 0.5 \sim 1\%$ の精度が普通である。感度としては更にその 1% 程度のももある。この感度は単時間の場合は精度と考えられる場合もあるので, その性質を利用できる場合もある。しかし一般には現場状況は室内とは比べものにならない苛酷の条件のもとでの測定であるから実際における誤差は相当大きくなり得るので, その測定範囲を決める時には慎重な配慮が必要である。しかしながら土の場合は, 測定範囲がなかなか決め難い場合も多い。測定範囲が小さければ精度の高い測定値が得られるが, 測定範囲以上の変化があれば測定不能になる場合もあるからである。

さて, 土の場合の測定は前述のように圧力と変形が主なる対象となるので, 次はこれらの問題について述べることにする。

土は土粒子と水と気体よりなり, 一般にはその各々のもの持っている圧力, すなわち気体圧, 水圧, 及び土粒子同士が

及ぼしあう圧力などは当然同じものではないから, その各々についてその大きさを測定によって知らなければならない。水は特殊の場合は凍結して土と一体となり, その場合の圧力を知りたい場合もある。この場合は温度測定を行うのが普通である。変形は一般に土粒子がどのように移動したかを平面的あるいは立体的に測定して求めなければならない。構造物との相互作用を見る場合は, その構造物の変状, 内部応力あるいはひずみ, 構造物に及ぼす土圧, 水圧などを測定によって知らなければならない。

測定は一般には静的なものが多いが, 地震, 列車荷重, 発破, 杭打ち, 動的圧密, 風, 波などによる挙動を見る場合は動的な測定が当然必要になる。

動的測定の場合は, 振動計が併用される場合が多いが地震の場合は地震発生初期の微動によって作動するスターターによって動的記録を取るようにしたものが多い。

地震時の振動計による観測はダムを初め多くの場所で行われ, 多くの記録が得られているが, 変位や土圧, 水圧などの観測例は松本地震における鉄道橋脚(清水, 1967)⁹⁾(田村, 1968)¹⁰⁾に対するものや, 喜撰山ダム(丹羽, 1974)¹¹⁾などにおけるもののほか極めてそのデータは少ない。最近幾田ら(1979)は, 横浜市の地上27階, 地下2階の天理ビルの地下壁に作用した宮城県沖地震(1978. 6. 12)の際の地震土圧, 水圧の測定に成功している¹²⁾。

それによると地下4.2mの地点では, 最大振動圧力振幅は 6.37 kN/m^2 で常時土圧 17.05 kN/m^2 の約 40% に達し, 地表に近いほど大きくなる傾向が見られたと報告されている。

2.1 土圧の測定

土圧の測定は一般には土圧計によって測定されるが, 水圧がある場合はこれも同時に作用するので, この場合は全圧計(Total Pressure Cell)と呼ばれる。これによって土圧を求めるには, 近傍に水圧計を置いて水圧を求め, これを差し引きしなければならない。

特殊なものは, 水圧をキャンセルするように工夫して土圧だけを指示するようにしたものもある。

土圧計は現在まで非常に多くの種類が製作されてきているが, 野外測定用で決定的なものはいまだにないというのが実情であって, これによって正しい情報を得るには極めて細心の注意と判断力が必要である。

この原因の一つは, 土が応力状態に応じて変形すると同じように, 土の中の土圧計が変形しないために, 土圧計近傍の土の応力状態が, 土圧計がなかった場合のものとは比べ違ったものとなるからである。土と同じような弾性係数や剛性係数をもつ土圧計ができれば理想であり, このような土圧計を目ざしている人もいるが, 相当複雑なものとなり, 実際的ではない。それなら土圧計をできるだけそれに近づけたらどうかというと, この場合は土が少し硬さが増すと, その土圧計は急激に小さい値を示すようになり, 非常に不

論 説

安定である。ところが逆に土圧計の剛性を土のそれと比較して非常に大きく10倍程度以上にしておくと、土の硬さが変化しても指示値は真の土圧よりも大きな値を示すが¹³⁾、一定しているということが実際的にも、理論的にも分かったのである。

そしてその大きく指示される度合は土圧計の厚さと直径の比、すなわち Aspect 比によって決まり、それが大きいほど大きいということも分かったのである。このようなことが分かったので土中土圧計は、結局できるだけ薄いもので、剛性が高いものにするようになってきた。アメリカの W. E. S (1944) における砂の実験によれば¹⁴⁾、Aspect 比は 1/5 以下であり、受圧面のたわみは土中土圧の場合は直径の 1/2000 以下でなければならないとしている。これらの値については土の性質によっても異なり、軟らかい粘土などの場合は Aspect 比は余り関係がないという人もいるし、粘土でも排水中の場合は応力集中があるという人もいる。しかし現状では、土圧計は、少なくとも上の条件は満たされたものが使用されている。

最近では金属のフラットジャッキの間に液体を満たし、この液体がフラットジャッキの両面に作用する土圧によって、その液圧が変化することを、容積変化の非常に小さい変換器によって測定されるものが多く使用されるようになった。

この方法によれば Aspect 比は、その直径にもよるが厚さは 5~6 mm 以下にできるので、1/50 以下にすることができるし、剛性も非常に高いものが簡単に得られる。

しかしこれらの型式のものは、温度に対する影響や受圧面上の圧力の分布が一様でない場合とか、せん断応力がその面上に作用した時などの挙動は、まだ明らかにされていない。

土圧計の大きさについては、カルステニウス (Kallstenius, 1956) が、受圧板の直径と土粒子の比は 50 以上でなければ誤差は 3% 以下にはできないといっている¹⁵⁾。これによれば砂利などの場合は土圧計は大きいほどよいように思われるが、土圧計が大きくなれば、受圧面上の土圧は均等とはならず、この場合の土圧計の示す値はどうなるのか、また土圧計の挙動がどのようになり、それが地中応力をどのように変化させるかなどについては一部の研究を除いてほとんど明らかではない。

このように考えれば、土圧計はできるだけ小さいもので、その受圧面に作用する圧力もできるだけ等分布になるようにすることが望ましいようにも思われる。

それではどの程度のものがよいかとなると、これも今後の研究によるが、現在では粘土や砂の場合は 10~30 cm が普通であり、砂利層やダムロック部などでは 60~100 cm 程度のものが使用されている。しかしこれも余り根拠のあるものではない。

このほか土圧計ができるだけ真値に近い値を示す手法として、ダイヤフラム式の土圧計の場合は、受感部のダイヤ

フラムの面積をできるだけ小さくし、周囲のリム(わく)の面積との比が 0.45 以下になるようにすすめている人もいる (Peattie, 1954)¹³⁾。

また土圧計を砂中に入れた場合、その直角方向の圧力 (σ_3) によって、土圧計の指示 (σ_1) が 40% 近くも変化するという実験結果を発表して注意を喚起している人もいる (Baranov, 1969)¹⁶⁾。

また、地表面に載荷して除荷する場合に土中の土圧計指示は、一般に荷重と直線関係にならずループを描くが、これを少なくするには受圧板のたわみは、1 kgf/cm² の圧力に対して 1~2 μ m 以下にしなければならないという実験もある (Trollope, 1961)¹⁷⁾。

以上は土中土圧計の場合であるが、壁面土圧計については前述の W.E.S の砂による実験結果では、土圧計直径とたわみの比は 1/1000 以下であること、また、壁面から土圧計をつき出してつける場合は、その量を直径の 1/30 以下にしなければならないことなどが示されている。

最近 L. N. G タンクの場合に、タンク壁面に及ぼす凍結土の圧力を測定しなければならない場合が発生しているが、この場合は更にきびしい条件が必要で、現在は土圧計の全体の弾性係数を、コンクリートのそれと同じようにしてコンクリートに埋め込み、土圧計の受圧面とコンクリート壁面が圧力に対して常に同じ変位になるように工夫している。

次は土圧測定上最も問題となることについて考えてみる。

土圧計設置の場合、土圧計近傍の土の状態を周囲の土と同じような状態にして埋め戻さなければならないということである。しかし実際にはこれは非常に難しいことである。しかしこれができないと前述の土圧計と土の弾性係数との関係が、そのまま土圧計の近傍の土と周辺土との関係に当てはまることになる。すなわち、それらが弾性係数が近い場合はわずかの違いが、応力再配分となって、土圧計近傍の土中の圧力は不安定になるはずである。もちろん周囲の土自身も、もともと各部分、部分で皆同じ弾性係数であるとは考えられないので土の中の応力分布も、粗粒土の場合などは局部的にかなりの凹凸があるのではないだろうかという想像がつくのである。水と違って、砂のような場合は、無限の凹凸のある応力分布が考えられるはずである。しかしこれは実証しにくい問題であり、土中の圧力分布を連続的に全部測定しなければ分からないことかもしれない。しかしこのような考え方をすれば土圧測定の場合は、土圧計そのものの問題よりも、土中の応力分布そのものが問題になってくるようにも思われる。2~3 cm 厚さの土圧計の場合、その受圧面の変位は大きくても 0.1 mm 程度である。この変位によっていろいろの問題が生じている。土塊の中でも荷重を受けた場合、各部分ごとにこの程度の変位の差は十分考えられるとすれば、その荷重による土塊内の応力分布は現実には相当のばらつきがあるように思われる。

実験室における今までの土圧計に関する実験は、できるだけ均一になるように詰められた砂試料の中に土圧計を入れて測定したものが大部分である。

今後は砂の一部だけを突き固めたり、粘土を一部挟んだような現場の状況にあったパターンの中での実験によって、土圧計がどのようなばらつきを示すかも研究しなければ、真の土圧計の発展は望めないような気がするの筆者の思いすごしであろうか。

土圧計は一般には直圧力しか測定しないが、土中応力にはせん断応力もあるので、これを測定しようとするれば、せん断応力計が必要になる。余り一般的ではないが、これに関しては、いろいろの工夫がなされている。筆者も昔、1個の土圧計で直圧力とせん断応力を測定できるものをつくり、砂盛土で実測し盛土の主応力線を求めたことがあるが、最近ではケーソンや杭の面に作用するせん断力と直圧力を測定したい場合が多くなり、国内でもいろいろのものが試作されている。ダムなどの大きな土構造物の場合は、二次元的には土圧計4個を、直角二方向及びこれと45°に交わる二方向に適当に近づけて埋設し、これらの値からモールの円を描くか、計算によって任意平面の直圧応力とせん断応力を求めるようにする場合が多くなった。三次元の場合は1箇所に7個必要である。大久保(1977)は羽幌二股ダムの堤体応力を二次元土圧計によって実測解析し、報告している¹⁹⁾。

また最近では有限要素法によって、相当複雑な地盤でも、土のいろいろの定数が求められさえすれば、その土中の応力やひずみ、変形及びその時間的変化などが、コンピューターによって比較的速やかに計算されるようになった。

しかしこの方法も、地盤の初期応力の推定を誤ると大きな誤差が生ずる可能性があるため、この初期応力を測定することは非常に重要なものになっている。これを測定する方法としては、現在のところ、薄い土圧計を土中に差し込み、過剰間隙水圧のなくなるのをまって、その圧力を測定する方法や浸透破壊(Hydraulic Fracturing)法、及び自動掘削推進法(Self-Boring Device)などがある¹⁹⁾。

動的土圧を測定する場合は、静的測定に比べて非常に難しい問題が入ってくる。これに対する実測例は相当あるが、動的の場合の土圧計の具備すべき条件などについてはまだはっきりと示されていないように思われる。

しかし定性的には受圧面のたわみは静的の場合の基準よりは10倍以上少ない。できれば水晶圧電子のようなものを用いる必要があるようでアメリカではこれが使用されている。しかしこれは静的土圧の測定はできない。

測定周波数の高い場合は、受圧板の固有周波数はその10倍以上必要であるし、土圧計の比重も土中土圧計の場合は土と同じになることが望ましい。しかしこれがどの程度影響するのかはよく分からない。

2.2 水圧の測定

次は水圧計について考える。

土の強度において有効応力を考える場合は、どうしてもその点の正しい水圧を知らなければならない。圧密現象においても過剰間隙水圧は重要な因子である。

水圧を測定するには水圧計を用いるが、水圧測定の場合は土圧測定の場合と違って、その測定計器を測定点に設置しても、その計器の特性や、設置方法によりその点の水圧状況が、大きく変化するという事は本質的にはないようである。非透水性の土の場合に、計器によっては時間的に多少の遅れが生ずるが、これはその土の透水係数と水圧計固有の形やボリウムファクター等が分かれば計算により、大体推定はつく。それゆえ水圧計は土圧計と比べて余り問題となる点はないように思える。しかし実際問題となると、例えば軟弱地盤上の盛土などにおける水圧測定の場合のように、荷重増加の場合は、過剰間隙水圧は増加するが、そのままの荷重で時間が経過しても、理論の示すように、それが減少しないで、あたかも全応力を測定しているような結果になったり、また地中壁に作用する水圧測定の場合などに、その値が同じ点の全圧計で測定した値よりも大きくなるというような場合がしばしば生じてくる。もちろん、この場合は計器を掘り起こしてその正常性を確認した場合においてである。

第7回国際会議の第4専門部会(現地と試験室における水圧測定)において、ビショップ(Bishop)、ボーグハン(Vaughan)、グリーン(Green)らはこれらについて種々討論を行っている²⁰⁾。

彼らは前述と同じような現象を観測して、1960年には既にこのような欠点をなくした新しい水圧計を開発し、これを用いて、ロンドンクレイ(ひび割れ粘土)の中のネガティブな水圧を測定し、このロンドンクレイが掘削後長いものは50年くらいたって初めて突然地すべりが起こるような現象の原因が、このネガティブ水圧がポジティブになって地下水位と平衡するのに、このように長年月かかるためだということを証明したのである。水圧がネガティブであれば斜面はより安定である(Skempton, 1977)²¹⁾。

水圧計は一般にフィルターを通して水だけを水圧計の中に導くようになっているが、フィルターは水にぬれると、表面張力のために空気は通しにくくなる。しかしその圧力が大きくなり、ある限界に達すると空気は通れるようになる。この限界圧力を、空気侵入値(Air Entry Value)という。この圧力の高いものほど空気を通しにくいことになる。土の中に閉じこめられた空気の圧力は土の表面張力のために一般には周囲の水圧よりも高い。もしその差が、この空気侵入値より大きいと、土の中の空気はフィルターを通して水圧計の中に侵入してくる。そして水圧計は、この空気圧を測定することになる。これを防ぐには高い空気侵入値をもったフィルターを使用しなければならない。ビショップは高いA.E.V.セラミックフィルターを水圧計に取

論 説

り付け、更に2本のチューブを水圧計につないで、地表から水圧計の中の空気を取り除くようにし、長期にわたって安定な水圧測定をできるようにしたものである。

このような目的のために必要な A.E.V. は大体 $1\sim 2\text{ kgf/cm}^2$ である (Bishop, 1960)²²⁾。このフィルターを厚くすれば2本のチューブは用いなくとも、相当長い期間水圧を測定することができるともいっている。

ネガティブの水圧を測定する場合は一層空気が入りやすいので、このようなフィルターを用い、空気抜きのための2本チューブを用いなければならないようである。

現在日本では必ずしもこのようなフィルターを用いていないが測定種類によっては早急に改めるべきものであろう。

水圧測定の方法にはスタンドパイプ式、マンメーター式、カサグラド式、空気式、電気式など種々あり、変わったものでは電気式の水圧計に2本のチューブを取り付け、埋設後でも現地キャリブレーションのできるようにしたものもある。これらに関してはそれぞれ長所短所があり、前述のビショップの討論でもいろいろ述べられているが紹介は略させていただきます。

2.3 変位の測定

次は変位測定であるが、これは土圧や水圧の場合のような本質的な問題は余りなく、注意深く観測を行えば必要な程度の正しさで情報が得られる場合が多い。ただ、ダムの中変形測定の場合のように、そのダムに垂直に埋設された150m以上にも及ぶパイプの中に、傾斜計を上から挿入して一定間隔ごとにそのパイプの傾斜を測定し、計算によって各部の水平変位を求めるという場合は、相当の技術を要するもので、それが正しい情報であるかどうかはきびしく判断しなければならないような場合が多い。

また、小さい変形を対象にする場合は温度による誤差や基準点移動による誤差が入りやすいので、これを取り除くようにしないと正しい情報は得にくくなる。

変形測定の場合は、少し注意すれば簡単に取り除かれる種類の誤差によってトラブルが生ずる場合が多い。

2.4 構造物に関する測定

次は構造物に関する測定であるが、これは例えば地中壁などの場合は、壁面に作用する全圧、切ばり荷重、鉄筋応力、変状 (傾斜計その他による) などを測定するが、これらがもし正しく測定されれば、一般的に考えると壁の両側面に作用する直圧力の合力は等しく (壁面に作用するせん断力や底面反力などを無視すれば)、その合力は同一レベルになるはずである。また圧力の分布が分かれば、これらから各点のモーメントは計算され、鉄筋応力、壁の変形も計算される。同じように鉄筋応力からもまた、変状からもそれぞれ他の二つは計算されることになる。

しかしこれらは一般には一致しない。それは各々の測定誤差が他に及ぼす度合が違うからであろう。それゆえ目的によって、それぞれその直接のものを求めるのが妥当な場

合もある。例えば力から求めたモーメントと、鉄筋応力から全断面有効として求めたモーメントを比べて、後者が非常に大きい場合はコンクリートは、もはや引張り強度を一部失っていることの証明になる場合もある。鉄筋コンクリートの計算にはいろいろの仮定があることを考慮しておかなければならない。

鉄筋計はコンクリート打設後1か月程度、現場状況の変化がないのに指示値が変動している場合が多い。これはコンクリートの凝固熱が発生し、これが安定するのに時間がかかるためのものと、鉄筋とコンクリート線膨張係数の違いやコンクリートの凝固収縮などが原因のようで、いろいろの実験結果が報告されている²³⁾。

壁面土圧計はコンクリート打設によって、初めはコンクリートの比較的大きな流体圧を受けて土を押す形になるが、コンクリートが凝固するにつれて一般にはその圧力は減少する。しかし砂層や礫層の場合はそのまま残る場合もある。一般に土圧計と砂層の間には1cm程度のマッドケーキが存在している。壁面に作用する圧力は自然地盤の静止土圧分布とはどのように違うのか、砂層では受働土圧を考えなければならないのか、いろいろ問題の生ずる場合が多いが、更に今後の実測と研究によって解決されることが望まれる。

3. 得られた情報を正しく判断するための技術

これは得られた情報が正しく現場の状況を示しているかどうか、全般にわたって判断するばかりでなく、その情報の意味するものを読み取り、土質工学的な解釈ができる技術である。測定値に異常な現象が生じた時、計器の異常なのか、実際の現象なのか判断を迫られた時、明確に答えられる技術でもある。

前述のベックの示したもう一つの例であるが²⁾、同じような地盤の上に同じような形の穀物倉庫が二つ建てられた。両方とも木杭で支持されていた。穀物が地上に積み上げられると地盤は側方流動を起こし建物は水平移動する恐れがあった。図-2はこの二つの建物の30年以上にわたる水平移動の状況を示している。aの方はだんだん変化が大きくなって来たので崩壊に近いのではないかと思われた。bの方は30年もほとんど移動がなかったので安心してた。ところがbの方が突然崩壊してしまった。どうしてこんな結

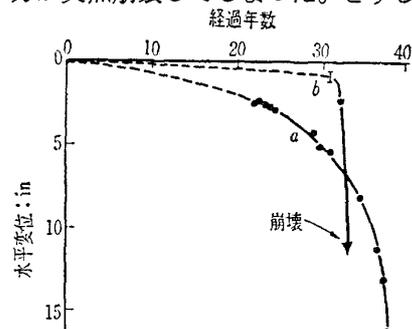


図-2 建物の水平変位の二つの例

果になったのであろうか。

aの方は斜杭が少なく直杭が大部分であったが、bの方は斜杭が大部分であった。このようなことから、次のようなことが想像された。

aの方の斜杭は数が少ないので早期に破壊し、直杭が水平変位に抵抗したので比較的大きな変位までゆっくりと抵抗できたが、bの方は斜杭なので、その軸方向で対抗したため水平変位は小さかったが、これが極限の状態になって、突然破壊してしまったのである。このような場合、観測を計画した人が建物の杭の状態をよく知り、また地盤の水平移動に対して斜杭と鉛直杭がどのような挙動の違いがあるのかをよく知っておれば、このような事故は防げたかもしれない。何のために30年も観測を続けたのか分からなくなるような事例である。しかしこのような例は、我々には測定に関して実にいろいろのことを教えてくれる貴重な測定であったと思われる。我々の周辺にもいつでも起こり得るケースではなからうか。

4. 情報を役に立てるための技術

さて我々が情報を役に立てるためには、上述のような例にも示されるように、まず現場をよく知ることが第一であるし、また、情報を役立たせるためには、その情報をできるだけ早く得られるようにし、その情報によって将来の予測を、できるだけ早くすることが必要である。

そのためには、小規模の測定の場合は、データの整理や図面化などは時間を決めて行うことが大切で、何日分もまとめてやるなどというのでは測定はしない方がよいくらいである。また予測の方法は現在、いろいろの方法が提案されているので極力これを利用するようにすべきであろう。次に述べる方法は特に実績があるように思われる。

地すべり予知 : 斎藤の方法 (1970)²⁴⁾

軟弱地盤の沈下予測 : 双曲線法 (1973)²⁵⁾,
浅岡の方法 (1978)²⁶⁾

軟弱地盤の破壊予測 : 松尾・川村の方法 (1975)²⁷⁾

工事の規模が大きくなると測定点数も多くなり、例えば千葉の溶鉱炉基礎工事の掘削の際などは測定点数が2271点にもなった(富永 1976)²⁸⁾。このようになるとどうしても自動計測システムとコンピューターによらなければならない。これらによれば膨大な測定値は大型コンピューターに自動的にインプットされ、数時間後には実測値を初め、その実測によってその都度修正を加えられた予測値までが、その他の必要な数値とともに図面化された資料としてプロットアウトされる。現場技術者は、これによって工事方法について常時検討することができるようになるのである。このような手法による測定は工事の大型化に伴い、ますます広く使用される傾向にあり、現在も規模の大小はあっても地中壁、大型掘削、地すべり、ダムなどに極めて広く採用されている。他分野における目覚ましい発展が、土質関

係の測定技術の中に、このように見事に生かされていることは誠にすばらしいことである。しかしながら正しい情報を得るための最も基本的なものは、現場の土の挙動を正しく指示するための最前線にある小さな計器であることを常に忘れないようにしないと、思わぬ失敗を招くことがあることを恐れるのである。

参 考 文 献

- 1) Lambe, T.W. : Predictions in soil engineering, *Geotechnique*, Vol. 23, No. 2, pp. 151—202, 1973
- 2) Peck, R.B. : Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics, *Geotechnique*, Vol. 19, No. 2, pp. 171—187, 1969
- 3) Cooling, L.F. : Field measurements in soil mechanics, *Geotechnique*, Vol. 12 No. 2, pp. 77—104, 1962
- 4) 福岡正巳 : 世界の中の土質工学会, 土と基礎, Vol. 27, No. 13, pp. 3—6, 1979
- 5) Wilson, S.D. and Squier, R. : Earth and rockfill dam, State-of-the-art Vol. 7 th Int. Conf, S.M.F.E., Mexico, pp. 137—220, 1969
- 6) Internal commission on large dam : General considerations applicable to instrumentation for earth and rockfill dams, *Bulletin No. 21*, 1969
- 7) 土質工学会 : 山留めの諸測定に関するシンポジウム, 1978
- 8) 柴田徹編 : 建設技術者のための現場計測工法, 日刊工業新聞社, 1979
- 9) 清水影明 : 地震時土圧の観測, 鉄道土木 9 卷 9 号, pp. 15—20,
- 10) 田村浩一・小森博 : コンクリート橋台に作用する地震時土圧の観測, 第23回年次学術講演会第Ⅲ部門, pp. 245—248, 1968
- 11) 丹羽武彦 : 喜撰山ダムの動的挙動について, 日本ダム会議第6回ダム技術講演討論会テキスト, pp. 79—100, 1974
- 12) 幾田他 : Record of lateral pressure taken during earthquake, 土質工学会論文報告集, Vol. 19, No. 4, pp. 85—92, 1979
- 13) Peattie, K.R. and Sparrow, R.W. : The fundamental action of earth pressure cells, *J.Mech. Phys. Solids*, Vol. 2, pp. 141—155, 1954
- 14) U.S. Waterways Experiment Station : Soil pressure cell investigation, *Technical Memorandum No. 210—1*, 1944
- 15) Kallstenius, T. and Bergau, W. : Investigation of Soil pressure Measuring by means of cells, *Stockholm, Royal swedish geotechnical institute, proc. No. 12*, 1956
- 16) Baranov, D. S. : Specialty session. 1. 8 th Int. Conf. S. M.F.E. Moscow, Vol. 43, pp. 11—12, 1973
- 17) Trollope, D.H. and Lee, I.K. : The measurement of soil pressures, 5th Int. Conf. S.M.F.E. Vol. II. pp. 493—499,
- 18) 大久保寿夫 : 羽幌二股ダムの堤体応力の実測と解析(II), 農業土木学会誌, Vol. 46—5, pp. 13—21, 1978
- 19) A symposium organised by the British Geotechnical Society hold 30th May—1st June : *Field Instrumentation in Geotechnical Engineering*, London, Butterworths, 1973
- 20) Bishop, A.W. : Pore pressure measurements in the field and in the laboratory, Specialty session, 7th Int. Conf. S.M.F.E. Mexico, Vol. 3, pp. 427—444, 1969
- 21) Skempton, A.W. : Slope stability of cuttings in Brown London clay, Special lecture, 9th Int. Conf. S.M.F.E. Tokyo, Vol. 3, pp. 261—270, 1977
- 22) Bishop, A.W. : The measurement of pore pressure in the triaxial test, Proc. Conf. Pore pressure, Butterworths, London, pp. 38—46, 1960
- 23) 土屋勉・井上嘉信 : 場所打ち杭の長期間歪測定方法の検討, 第14回土質工学研究発表会, pp. 873—876, 1979
- 24) 斎藤勉孝 : 斜面崩壊発生時期の予知に関する研究, 鉄道技術研究報告, No. 626
- 25) 土質工学会 : 設計施工基準集(設計編) 土工, pp. 141—142.
- 26) 浅岡顕 : 沈下一時間関係予測の信頼性解析, 第13回土質工学研究発表会, pp. 277—280, 1978
- 27) Matsuo, M. and Kawamura K. : Diagram for Construction control of embankment on softground, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, 1977
- 28) 富永真正, 他 : 新しい情報施工(R.C.C.)システムの開発について, 第11回土質工学研究発表会, pp. 1013—1016, 1976 (原稿受理 1980. 2. 7)