

土 木 研 究 所 資 料

第 330 号

道 路 橋 下 部 構 造 設 計 指 針

「 調 査 編 」 解 説

昭和 42 年 8 月

建設省土木研究所

道路橋下部構造設計指針「調査編」解説

基礎研究室 吉 中 竜 之 進

まえがき

1. 調査一般	1
2. 基礎地盤の調査	1
2-1 一般	1
2-2 予備調査	1
(1) 既往の地質資料	1
(2) 既存構造物の調査	3
(3) 地表地質調査	3
(4) 物理探査	3
(5) ボーリング，テストピットによる調査	7
2-3 本調査	8
(1) 調査地点	8
(2) 調査すべき深さ	8
(3) 調査結果の報告ならびに表示	10
2-3-1 調査によって求める事項およびボーリング，サンプリング	10
(a) ボーリング	11
(b) サンプリング	14
2-3-2 支持力調査	17
○ 支持力を計算するための地盤のせん断常数の調査	17
(a) 砂質地盤	17
(b) 粘土質地質	19
(c) 砂レキ地盤	20
(d) 岩 盤	20
2-3-3 圧密沈下に関する調査	21
2-3-4 土圧，間げま水圧調査	23
2-3-5 地盤係数，打込まれたクイのパネ定数の調査	23

あとがき

道路橋下部構造設計指針（調査編）の解説

まえがき

道路橋下部構造の設計施工指針を作成するため、日本道路協会下部構造小委員会では数年来、鈴木俊男小委員長の統括のもとに指針案の審議を重ねてきた。

指針案の構成は総則、調査、設計、施工、試験の各編より成る。このうち設計編の「くい基礎の設計指針」については昭和59年に出版され、ついで調査編および設計編の前半は41年11月出版された。

以下この調査編をできるだけ平易に実用的に解説を加え、調査編の意図するところを現場の第一線にある方がたに、ご理解いただけるよう述べる予定である。

道路橋下部構造設計施工指針

【第2篇】調査

1. 調査一般

本項では調査の基本方針と、採用すべき調査の種類を規定している。

1-1 基本方針

調査は、設計施工に必要な資料を得ることを目的とし、その種類と方法の選定は、構造物の規模と重要度により責任技術者の判断によって行なうものとする。

基礎の設計、施工を合理的かつ経済的に行なうためには、事前に基礎を予定している地点の基礎の設計施工に関係のある地盤条件を正確に把握することが不可欠の要件である。そのための調査の進めかたには各種各様の種類と方法が考えられるが、責任技術者は、計画している構造物の重要度と規模を考慮して調査の種類、内容、実施順序、設計の進行状況とのかみ合わせなど、調査体系を判断し決定すべきことを規定している。

1-2 調査の種類

調査の種類はつぎのとおりとする。

- (1) 基礎地盤の調査
- (2) 河相その他これに類する調査
- (3) 地盤調査
- (4) その他の調査

ここでは基礎を設計施工するのに必要な調査すべき対象を列記している。基礎地盤の調査は設計地盤常態施工条件を明らかにするもの、(2)は架構に対する治水上の配慮、洗掘、施工条件などの調査、(3)は地震に対する安定性を確保するための既往地震、地盤の振動性状などの調査を含み、(4)はその他設計施工に影響を及ぼす気象、地理的、人文的環境に対する調査などである。なお、これらの調査種類の取捨選択は1-1で述べているように責任技術者の判断にまかされている。

2. 基礎地盤の調査

本項は1-2に規定した基礎地盤調査の具体的な進めかたを述べている。

2-1 一般

基礎地盤の調査は、これを予備調査と本調査に分ける。

基礎地盤の調査を能率的に、かつ最小の経費で最大の効果を得るよう進めるためには予備調査と本調査に分けて実施するのがよい。基礎地盤は各架橋地点によって種々さまであるので、それに効果的に対処するには第1段階で、その地盤のだいたいの性状を知り、第2段階ではさらに要点を絞り、基礎の設計施工に直接に必要な資料を具体的に得るという方法がよいわけである。

2-2 予備調査

予備調査は架橋地点の地盤を構成する地層について総括的な性状を知るために行なう。

調査はつぎの5項目からなる。ただし、場合によっては、一部の調査のみを行ない他を省略することができる。

- (1) 既往の地質資料の調査
- (2) 既存構造物の調査
- (3) 地表地質調査
- (4) 物理探査
- (5) ボーリング、テストピットなどによる調査

橋台、橋脚などの下部構造物を設計するに当たっては、その地点の地盤の構成を知り、支持層を想定して構造物の概略寸法を定め、必要な地盤調査を行なって設計資料を得るという段階を踏む。この最初の地盤構成を知る目的で行なわれるのが予備調査である。調査結果は通常地層断面図で示される。これは地形を任意の方向に切断して、その断面上に予備調査で判明したあらゆる地盤の工学的条件を記入するが、その精度（信頼度）は本項で示した5項目の調査資料の多少による。

前記5項目の具体的な作業内容は下記で詳述するが、その内容の取捨選択に当たっては構造物の規模と重要性、地盤の複雑さ、その他、工期等から決定する。なお一部の作業は専門的な知識と経験を必要とするので、その方面の専門技術者に依頼するのが望ましい。しかしその結果の総合的な判断は責任技術者が行なわなければならないことはいうまでもない。

予備調査はつぎの順序と内容で実施するものとする。

(1) 既往の地質資料（文献調査）

地形、地質、土質等の既存の資料を調査することによって、目的とする地盤に関する有益な情報を得ることができる。

この調査によって今後計画している調査を、より合理的に、かつ経済的に進めることができる。

つぎに文献等の種類のその利用にさいして注意すべき事項などを考えてみたい。

・地表地質資料：まず地質図がある。これは工業技術院の地質調査所

表-1 総合的地盤資料

資料名	著者または編集者	発行年度	備考
1. 東京地盤図	東京地盤調査研究会	34(年度)	技報堂
2. 大阪地盤図	日本建築学会近畿支部 土質工学会関西支部	41	コロナ社
3. 関東ローマ	関東ローマ研究グループ	40	築地書館
4. 都市地盤調査報告書 第1巻 「伊勢湾北部臨海地帯の地盤」	建設省計画局 愛知県 三重県編	37	大蔵省印刷局
5. 第2巻 「伊勢湾南部臨海地帯の地盤」	三重県	37	〃
6. 第3巻 「富山県拾水地区の地盤」	富山県編	38	〃
7. 第4巻 「愛知県東三河地区の地盤」	愛知県	38	〃
8. 第5巻 「広島地区の地盤」	広島県、広島市	39	〃
9. 第6巻 「茨城県鹿島地区の地盤」	茨城県	39	〃
10. 第7巻 「徳島地区臨海地帯の地盤」	徳島県編	39	〃
11. 第8巻 「愛媛県東予地区の地盤」	愛媛県	40	〃
12. 第9巻 「愛知県赤井地区の地盤」	愛知県	40	〃
13. 第10巻 「仙台湾臨海地帯の地盤」	宮城県	40	〃
14. 第11巻 「愛知県一の宮地区の地盤」	愛知県、一の宮市	40	〃

表-2 総合的ボーリング資料

資料名	著者または編集者	発行年度
1. 23区の深井戸の柱状図	東京都	38(年度)
2. 江東、城北地区の 深井戸柱状図	〃	〃
3. 全国深井戸資料台帳 中国、四国、九州	経済企画庁	32
4. 東北(1)北海道	〃	33
5. 東北(2)、北陸	〃	〃
6. 中部、近畿(1)	〃	31
7. 〃(2)	〃	32
8. 全国地下水(深井戸)資料台帳 東北編	〃	33
9. 九州編	〃	39
10. 関東編(上)	〃	38
11. 〃(下)	〃	〃
12. 中部編	〃	〃
13. 中国、四国編	〃	39
14. 近畿編	〃	〃

(図録の販売は日本地学協会、各県の企画室または土木部、全国の大

学地質学教室の調査によるもので、5万分の1,20万分の1,その他5000分の1などの縮尺で記入されている。地質図は調査の精度に応じて地形図上に地盤を構成する岩石、地層、断層、褶曲その他あらゆる地質現象を記入したものである。ここに記入するための資料は、地表の踏査、ボーリング、物理探査などで得られたものであるが、一般には経費の関係で地表踏査が最も大きい比重を占める。そのため、図は現象を概念的に表現した一種の思考的産物になりやすい。このような地質図の記載から地質学の知識を利用して地盤の成立過程や構造、構成物を推定することができる。地質図の利用にあたってはつぎの点に注意しなければならない。

a. 土木用として作ったものは別として、地表踏査で画かれている大部分の地質図は、表土をはぎ取った状況を想定して表現する。この作業は地表露頭から得た断片的な資料を地質学的假定を通して模式化して表現される、でき上がった図面の信頼性は導入した資料数の多少による。

b. 図上で表現される断層や地層の境界は、地質図の目的が本来地史の解明にあるので多少誇張して表現されることが多い。

c. 基礎地盤として問題になる沖積層、洪積層に関する資料にはとほしい、この方面は第四紀地質学として現在発展の途上にある。

以上のような地質資料の他にこれに類した経済企画庁の土地分類基本調査がある。これは5万分の1の地形図をもとに地形、表層地質、土壌の調査を行なったもので全国各地の資料がある。また国土地理院が1953年以来調査を継続している土地利用図がある。現在までに5万分の1が全国で300面、2万5000分の1が13面、20万分の1が9面出版されている。

・地盤図、ボーリング図：この関係の資料は最近相次いで刊行されている。これらは既存の地盤調査成果を系統的、総合的にまとめている。非常に利用価値が高い。東京、大阪地盤図は数千本のボーリング資料を集め、さらに沖積平野の地史、地盤の力学的性質、地層断面などが示されている。建設省計画局編の都市地盤調査書は現在第11巻まで出版している。内容は上記とほぼ同様である。この他ボーリング資料は全国深井戸地質資料台帳(1956~1958年)、全国地下水(深井戸)資料台帳(経済企画庁1963~)、各都市の資料集がある。表-1、2は以上にのべた総合的な地盤の資料集である。

・近隣構造物の地盤調査記録、基礎型式等の記録：

・古地形図：地形は不動のごとくであるが徐々に変化を重ねる。沖積平野では有史以来このかた、自然、人工の地形変化が著しく行なわれてきた。そこで古地形図をひもといひ地盤変化の経緯を知ることが大切である。

地質図は有史前の地形の変遷を教えるが、沖積地盤については語るところが少ない。昨今の新設地盤において被害が最も大きかったところが新しい埋立地に一致した事実などはこの例であろう。

・航空写真：航空写真の判読技術は第2次大戦中以来、軍事利用の面から飛躍的に発展した。航空写真によれば地形の立体視、とくに高さが誇張されるために細かい地形の特長から大略の地質区分、地すべり地形、崩壊地形、湧水地、湿地帯など多くの現象の判読が可能である。しかしこの判読は調査者の目視によることが多いため、個人的な判読能力が決定的要素となる。したがって写真を利用するためには、最近体系化されてきた Photogeology を身につけねばならない。

・自然災害の記録：地震による地盤災害、降雨による崩土の著しいタイ積、地すべり、その他一時的な土質調査では探知し得ない自然の動きを過去の記録から調べる。これには県や地方の災害史とか役場の記録、付近の古老に対する聞き取り調査などがあろう。

2. 基礎地盤の調査

(2) 既存構造物の調査

調査地域の近くに橋梁、建築物などがあり、地盤条件が似ていると思われる場合は、その構造物について基礎形式、それを採用するに至った地盤条件、構造物の現況、とくに沈下、傾斜、き裂の有無などについて調査する。これによって架橋地点の地盤の概要を知ることができる。

(3) 地表地質調査

この調査は現地の自然状況を直接観察し、地盤の性質の概要を知るために行なう。この調査には地盤調査を担当するもの、のみならず設計およびそれに参与する人が参加し、現地の状況を確認しておくことが望ましい。

地表地質調査は多分に専門的な知識を必要とするので、構造物の規模が中程度かそれ以上の場合、また未知の地盤に構造物を計画する場合などは地質の専門技術者に応用地質学的な、また構造地質学的な立ち場から大局的な地盤の構成、安定性などについて調査作業と判定を依頼するのが望ましい。単に極端的な見地のみから以後に述べる本調査を進めると予期しない不覚、たとえば地すべり地帯、崖、断層、崩壊帯、その他不安定な地塊、旧河道、旧湖沼などの見落としにより本調査の段階で計画の立て直しを余儀なくされたり、また施工中、竣工後において構造物の安定を欠くような重大な問題も起こりかねないからである。

つぎに一般の土木技術者が現地踏査を行なう場合に注意すべき点を考えてみたい。調査は地形、地質、地下水、植生その他地盤の性質に関連したものについて調査する。この場合、現地踏査に入る前にすでに述べた既往地質関係の資料を調べておくことが大切である。この事前の調査がどの程度行なわれたかによって、現地の地象に対する認識の深さが全く異なったものになるからである。

現地では調査範囲を予定敷地に限らず、できるだけ広くとり、少しでも多くの地盤の資料を集めるようにつとめる。地盤の状態を示す箇所は一般にガケ、道路の切取り面、段丘縁崖、河床などである。また場合によってはトレンチなどを掘削して表土をはくのがよい。これらの地点では、つぎの事項に注意して観察する。表土、風化層の厚さ、色調、構成物、原岩の種類、硬さ、節理（ジョイント）の方向、間隔、間隙に粘土をつめているかどうか、断層があるかなど、また新しい時代の地層（沖積、洪積世）であれば地層の重なりぐあい、連続性、厚さ、固結状態、粒度構成およびその変化、地層の色調、傾斜、含水状態、また貝化石、植物化石の存在などに注目する。化石はその地層のタイ積環境、地層の古さを示す重要な資料となるので専門家に鑑定を求めるとよい。

これらの調査には簡単な道具たとえば新しい地層面を削り出すためのスコップ、ハンドオーガー、岩石用ハンマー、また地層の方向性を計るためのクリノメーター、表土、風化土、新しい時代の地層の締めまりぐあいを判定するためのポケットベトローメーター、簡単なコーン貫入試験機、サンプリング袋などを携帯するのが望ましい。

地下水の位置は付近の河川、井戸、湧水地点、湿地などを調査することにより推定し得る。

(4) 物理探査

物理探査は主として地下の物質の種類と分布に起因す

る電気的、力学的な、また重力、放射能、磁気などの物理量を測定して地下の構造を解析する方法である。

本法の地盤調査としての特色は直接に地下を掘ることなしに広範囲にわたって地下構造を立体的に表現し得る点にある。またその構造をそれぞれの物理量（弾性波速度、比抵抗、密度、透磁率、放射能）で定量的に表現できる。

地盤調査で一般に利用される物理探査は表-3のとおりである。このうち電気探査、密度探査はボーリング孔中で行なうので、本調査において実施することが多い、また振動式探査も同様である。したがって、ここでは地表からの間接的な探査法である電気探査と地震探査に重点をおいて説明する。

物理探査にはすでに述べたような特長があるので、つぎに示す場合の地盤調査に最も有効と考えられる。

- 架橋ルートの選定の自由があり、広い範囲の中から最適な地点を選定するとき。
- 構造物の規模が大きく、したがって深く広い範囲の地盤を解明したいとき。
- 表土が厚く地表踏査では地下構造が判明しないとき。
- 地盤構造の概要をつかみ、問題点（弱線など）のありかを知りたいとき。
- 地中の物理量（速度、比抵抗）を求めたいとき。
- 地下水位を解明したいとき（電気探査）。

4-1 弾性波探査法（屈折法）

① 地盤調査への適用性：弾性波探査法は地震探査法ともいう。爆発により発生させた波動の伝播速度を測定し、地下構造を解析す

表-3

方法	基礎原理	測定する対象	用途	特 色
電気探査 (比抵抗法)	各種の地層に固有な比抵抗がある	比抵抗	一般地質調査 ・地下水分布	・測定法が比較的簡便 ・広範囲の調査に有利
地質探査 (屈折法)	地層の密度、ポアソン比、弾性係数の差によって弾性波速度が異なる	縦波(P波)の伝播速度	一般地質調査	・土の力学的性質と密接な関係のある物理量を測る ・結果を利用 ・広範囲の調査に有利
電気探査 (自然電位法)	各種の地層には固有の自然電位、比抵抗がある	自然電位 比抵抗	ボーリング孔壁 付近の地質調査	・測定法が簡便 ・連続測定が可能 ・深いところを測定位置で測定
密度探査 (水分法)	地層の密度に対するγ線の吸収の差	吸収したγ線 $C_{50}^{50}, C_{137}^{137}, Ba-Ra$	ボーリング孔壁 付近の地層の密度、含水量	・連続測定が可能 ・放射能線量の取扱いに注意が必要 ・深いところを測定位置で測定
振動式探査	地震機により地盤に連続的強制振動を加えると、その伝播速度は地質に特有の速度で伝わる。また伝播速度の伝播が地層の固有振動数と一致すると振幅が最大となる	伝播の伝播速度	・表層の地質調査 ・地層の動的性質	・大震不況 ・地盤の固有振動周期、硬さなどがわかる ・探査可能深さ20m以内

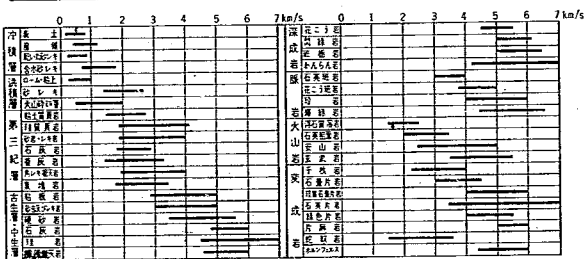


図-1 日本における岩石の弾性波（縦波）の速度（物理探査1959）

表-4 岩石および他の物質中の弾性波(P波)の速度

岩石(物質)	速度 (m/sec)
風化土・ローム	100~600
レキ・乾いた砂	500~1000
湿った砂	600~1800
粘土・砂質粘土	1800~2400
頁岩	1000~3000
砂岩・凝灰岩	1500~3500
石灰岩	2000~4000
岩塩(アメリカ西部)	4600~5200
流紋岩	3000
安山岩	4000
玄武岩	5000~6000
花こう岩	4000~6000
斑れい岩	5000~7000
変成岩	3000~7000
空気(15°C)	341
水(15°C)	1468
海水(塩度 35%, 15°C)	1504
氷(-4°C)	3232

(転原: 物理探鉱法)

る方法である。この場合、地盤は弾性的に挙動し波動はP波(進行方向に振動する波で疎密波)とS波(進行方向に直角に振動する横波)が生じるがP波は常にS波より早い。本法の解析にはP波を使う。

本法が成立するための条件は地下の弾性波速度が深さとともに増加する地盤に限られる。この逆の場合は地表付近で与えた屈折波は地下にすべて吸収され、地表の受信点にもとらないからである。

本法から求まる数値は速度値である。解析結果は一般に地下の速度断面として示す。この弾性波速度は地層との間に密接な関係が認められ、多くの人によって論じられている。図-1および表-4はその一例である。これらによって速度が地盤の種類にいかに関係されるかが明らかであろう。また特定の例で示せば図-2は東京下町の速度測定とボーリングによる地層の確認結果の対比である。

上部の沖積層は速度 $V=520\sim1400\text{m/s}$ 、上部東京累層は(洪積層の上部にあたる) $V=1250\sim1650\text{m/s}$ 、下部東京累層は(洪積層の中部に相当) $V=1660\sim2300\text{m/s}$ である。また仙台臨海地帯では沖積層 $V=600\sim1400\text{m/s}$ 、中~下部洪積層 $V=1500\sim1800\text{m/s}$ である。これらの下に基盤岩をなす第三紀層は $V=1900\text{m/s}$ である。

以上の数例で示されているごとく地層の古さ、すなわち固結度と弾性波速度値は密接な関係があることがわかる。

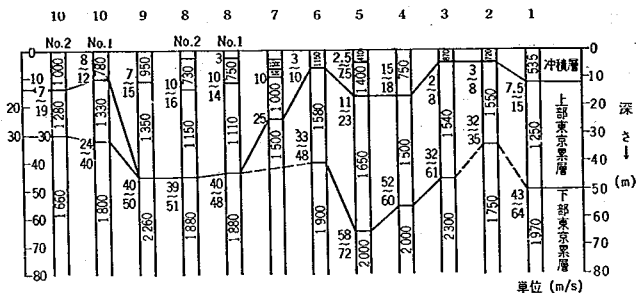
つぎに弾性波P波速度と地盤の弾性係数との関係を検討する。この間には弾性論によって次式の関係がある。

$$V^2 = \frac{E}{\rho} \cdot \frac{1-\sigma}{1-\sigma-2\sigma^2} \quad \dots\dots(1)$$

$$= \frac{\lambda+2\mu}{\rho}$$

ここに、 E : 弾性係数
 σ : ボアソン比
 ρ : 密度
 λ, μ : ラーメの常数

したがって地盤の密度とボアソン比が定まれば弾性波速度から地盤の弾性係数が求まることになる。つまり地盤が等方均質にして弾性体であれば、このようにして定められた弾性係数は地盤の常数となり得る。しかし地盤にはこの条件は厳密には成立しない。速度から求めた弾性係数は衝撃的な変形のような、荷重条件に適用されるのである。このような高速荷重下の弾性係数を動弾性係数、また一般



1. 葛飾区新宿町5丁目三菱製紙 2. 葛飾区金町1丁目区営菜又グラウンド内 3. 江戸川区小岩町8丁目道路上 4. 江戸川区小松川5丁目大杉公園 5. 江戸川区東葛飾町ミヨシ化学構内 6. 江戸川区西葛飾4丁目トローバス終点 7. 墨田区吾妻町若葉第1中学校 8. 江東区大島町旧ガス会社敷地 9. 江東区南砂町3丁目汽車会社内(この値は全般に若干高めのものである) 10. No.1 台東区隅田公園東側(埋立) 10. No.2 台東区隅田公園西側(自然地盤)

図-2 下町地域の弾性波試験結果(東京地盤図)(単位 m/s)

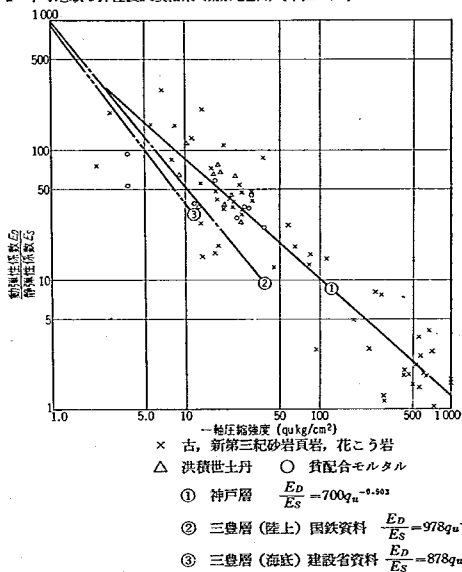


図-3 動弾性係数の性質

の徐々に加わる荷重下の係数を静弾性係数と区別する。この両者の値の差は非弾性的性質を示す度合いとなる。図-3は両者の値の比をコア供試体の一軸圧縮強度との関係で整理したものである。この場合の動弾性係数は超音波速度から(1)式を使って求めている。資料は非常にばらばらしているが、傾向として一軸圧縮強度が1000kg/cm²程度では動・静の弾性係数の差は少なく、一軸圧縮強度が小さくなるに従って両者の比が大きくなるのがわかる。したがって弾性波速度から求めた弾性係数を解釈する場合は上記の関係をじゅうぶん考慮する必要がある。

② 測定法; 地下構造を探索しようとする地点の地表面に図-4のように爆薬、受振器を一直線に配置する。受振点間隔は解析しようとする精度により異なるが土木関係では5~10mが普通である。受振器(いわゆる地震計で可動コイル型、抵抗線ビズ型がある)の設置数は、使用する増幅器のチャンネル数で決まり、6, 12, 24成分が

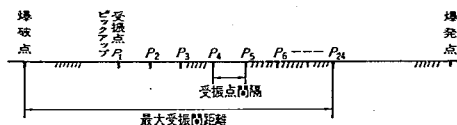


図-4

ある、爆破点と最も遠い受振器の距離を最大受振間距離といい、この長さの1/4~1/5が解析し得る深さである。爆薬量と最大受振間距離との間には、次表の関係がある。なお装薬量が数キログラムまでは地表下1m程度で爆破させてもよいが、これより大きくなると地表下数十メートルでなければ地表の被害が大きいわりに爆破効果が少ない。

最大受振間距離(m)	50	100	200	500	1000	3000
装薬量 (kg)	0.1~0.2	0.4~0.6	1.0~2.0	2.5~3.0	5.0~10.0	20.0~30.0

測線は互いに交わるように配置すれば、平面的な拡がりをもつ速度断面が得られる。

各受振器からきた初動の記録からP波の伝播時間を求めるが、これはオッシュローバー上の爆破の瞬間と波形の立上がりまでの間隔を同時に記録している1/100秒のタイミングマークにより読時する。読取り精度は1/100秒の線間隔の約1/10、したがって1/1000秒まで可能である。

③ 解析法：解析法の基本原理はSnellの法則（図-5）である。実測で得たP波の到着時間と受振間隔に関して図-6のような走時曲線を描く。この図が解析の基本資料である。

解析法にはおのおの方法があり萩原の方法、ハギトリ法、図式解法などが有名である。以下ではこれらの解析法の基本となる任意に傾斜した直線状不連続面を有する2層構造の解析を考えてみたい。

いま地盤構造を図-6のごとく想定し第1層の速度を V_1 、第2層の速度を V_2 、 $V_2 \geq V_1$ とする。A点で生じた波動はBCで屈折しDに達する。これに要する時間を T_2 とすると、

$$T_2 = \left(\frac{2h \cos i}{V_1} + \frac{AE}{V_2} \right) + \frac{ED}{V_1} \quad \text{.....(2)}$$

ここに、 $AF = AD \cos \theta$

$DF = AD \sin \theta$

$EF = DF \tan i = AD \sin \theta \tan i$

$$\frac{ED}{\cos i} = \frac{AD \sin \theta}{\cos i}$$

$AD = x$

$$AE = AF - EF = x(\cos \theta - \sin \theta \tan i)$$

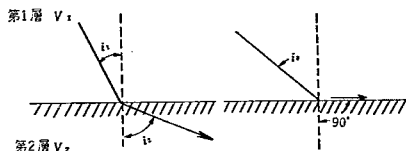


図-5 Snellの屈折の法則

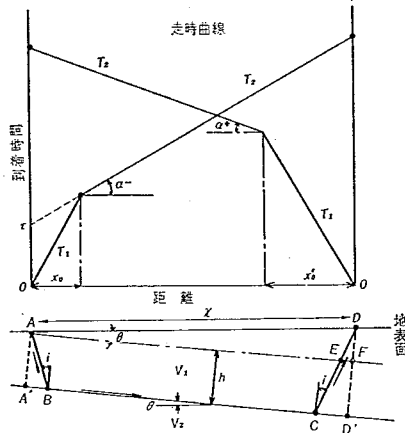


図-6

したがって(2)式は、

$$T_2 = \frac{2h \cos i}{V_1} + \frac{x \sin(i + \theta)}{V_1} \quad \text{.....(3)}$$

となり、屈折波の走時曲線は(3)式の第2項で示される。走時曲線の傾斜角度 α^- は、

$$\alpha^- = \frac{\sin(i + \theta)}{V_1} = \frac{\sin(i + \theta)}{V_2 \sin i} \quad \text{.....(4)}$$

$\theta = 0$ であれば2層水平構造となり $\alpha^- = \frac{1}{V_2}$ 、 $\theta > 0$ であれば、

$\alpha^- > \frac{1}{V_2}$ となる。また $\theta = 0$ で走時曲線の折点を考えると、この点は距離が x_0 で、屈折波と直接波が同時に到着する地点である。したがって(3)式より、

$$\frac{x_0}{V_1} = \frac{2h \cos i}{V_1} + \frac{x_0 \sin i}{V_1} \quad \text{より} \quad h = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad \text{.....(5)}$$

すなわち不連続面までの鉛直深さ h が求められる。

つぎに爆破点をD点にとり往復走時曲線を作る。この場合は(3)式において θ の符号を変えればよい。したがって(4)式は、

$$\alpha^+ = \frac{\sin(i - \theta)}{V_1} = \frac{\sin(i - \theta)}{V_2 \sin i} < \frac{1}{V_2} \quad \text{.....(6)}$$

となり、走時曲線のこう配 α^+ は水平不連続面のときより緩くなり $\theta = i$ で水平、 $\theta > i$ では $\alpha^+ < 0$ で爆破点より遠い所ほど波が早く到着する。

第1層の速度は走時曲線の初期走時(T_1)から直接求める。第2層の速度 V_2 は(4)式を連立方程式として解けば、 i 、 θ が求まり、 V_2 は $\sin i = \frac{V_1}{V_2}$ より求まる。また第1層の深さ h は(3)式に V_1 、 i 、 θ 、 x_0 を代入して求めることができる。また第2層までの鉛直深さ H は $H = \frac{h}{\cos \theta}$ で求まる。

以上が2層構造の場合の解析法である。

3層以上の解析は一般にやや複雑になるが、水平構造であれば各走時曲線の傾斜角から直接に速度は $V_n = \tan \alpha_n$ で求まり、各速度層の厚さ H_n は(7)式で求まる。

$$H_n = \frac{V_n}{\sqrt{1 - \left(\frac{V_n}{V_{n+1}} \right)^2}} \left[\frac{r_{n+1}}{2} - \sum_{i=1}^{n-1} H_i x \sqrt{1 - \left(\frac{V_n}{V_{n+1}} \right)^2} \right] \quad \text{.....(7)}$$

(4)-2 電気探査 (比抵抗法)

① 地盤調査への適用性：比抵抗法による電気探査は、地盤の電流に対する抵抗性を測定し地盤構造を推定する方法である。

地盤の電気抵抗を比抵抗と呼んでいるが、この値は地盤を構成する土粒子の間にある電解質の量、つまり水の量によって決まる。というのは、一般の土粒子は石英、長石、輝石、雲母、粘土鉱物などからなるが、これら鉱物粒子自体は電気抵抗が極めて高い。ただし磁鉄鉱などの電導体が多量に含まれる場合は別である。また岩石も乾燥状態にあれば電気抵抗が極めて高い。表-5はこのような鉱物、岩石の比抵抗の測定例である。

表-5

	ohm-cm	石灰岩	3×10^4
方鉛鉱	$5 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-1}$	せん理鉛鉱	10^8
黄銅鉱	$1 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2}$	玄武岩	$10^8 \sim 10^9$
石墨	3×10^{-3}	花こう岩	$10^8 \sim 10^{11}$
銅 鉱	$3 \times 10^{-1} \sim 1$	石 炭	$10^2 \sim 10^{10}$
磁鉄鉱	$5 \times 10^{-1} \sim 10$	砂 岩	$10^{10} \sim 10^{11}$
赤鉄鉱	10^8	岩 塩	10^{17}

	ohm-cm	ソーダガラス	5×10^{11}
アルミニウム (20°C)	2.75×10^{-6}	エボナイト	2×10^{15}
銀 (18°C)	1.66×10^{-6}	硫黄 (70°C)	4×10^{15}
真ちゅう (18°C)	6×10^{-6}	雲母	9×10^{15}
純 鉄 (20°C)	9.8×10^{-6}	大理石	$1 \sim 10 \times 10^9$
銅 (伸ばした、18°C)	1.78×10^{-6}	ダイヤモンド	10^{14}

したがって地盤の比抵抗は含水量でほぼ一義的に規定される。含水量は土や岩石の密度、間げきなどの関数であり、ひいては地盤の力学的な強度の指標となる。

このような理由で比抵抗法による電気探査が地盤調査として役だつわけである。とくに土の性質を大きく支配する地下水位の判定には欠かすことのできない有力な方法であろう。また本法の利点は弾性波測定法に比べて操作が非常に簡単であり、装置も一般のものである簡易であることである。

弾性波法では、地盤が深さ方向に弾性係数の増加する場合のみに適用できるが、電気探査では中間層に比抵抗の小さい、一般には軟かい地層が介在しても解析には支障がないなどである。本法で解析し得る深度は、地層の含水比にもよるが、含水比の比較的高い場合

表-6 地層の比抵抗値*

	ohm-cm
新しい土・積物 (粘土・砂・粘土など)	$5 \times 10^{-1} \sim 10^4$
土 壤	$2 \times 10^2 \sim 1 \times 10^5$
粘 土	$5 \times 10^2 \sim 1.5 \times 10^5$
砂	$9 \times 10^{-1} \sim 5 \times 10^5$
ローム	$1 \times 10^3 \sim 5 \times 10^4$
砂 岩	$3 \times 10^3 \sim 1 \times 10^7$
頁 岩	$8 \times 10^2 \sim 1 \times 10^5$
石灰岩	$6 \times 10^3 \sim 5 \times 10^7$
固結した水成岩 (板岩・頁岩・砂岩)	$1 \times 10^3 \sim 5 \times 10^4$
レキ岩	$2 \times 10^3 \sim 2 \times 10^6$
固結した溶岩	$1 \times 10^4 \sim 5 \times 10^6$
玄武岩	2×10^5
斑れい岩	$1 \times 10^4 \sim 2 \times 10^5$
花こう岩	$3 \times 10^4 \sim 10^6$
隕 鉄	$1 \times 10^{-6} \sim 3 \times 10^{-6}$
隕 鉄 (酸化したもの)	$> 10^8$
結晶片岩	$5 \times 10^2 \sim 1 \times 10^6$
片麻岩	$2 \times 10^4 \sim 3 \times 10^6$
蛇紋岩	$2 \times 10^4 \sim 3 \times 10^5$

合、普通の方法で約 50m、さらに性能の良いもので約 100m 程度、さらに高性能になると西独の Schlumberger 社の装置で 2000m まで可能であるという。つぎに地層の種類と比抵抗値の対応の一例を表-6に示す。ただし測定結果を地層の種類に分けて考えるのはボーリングなどで確認して後に行ない、それまではあくまで比抵抗値として地層を判断すべきであろう。

② 測定法および解析法：図-7のごとくに電極を配置して E_1E_2 間に電流を流す。このとき P_1P_2 に設けた電極間に発生する電圧を測定する。この電圧は各電極間隔で規定される深さの地層の比抵抗により決まる。これが原理である。

使用する電源は、探査深度が 50m 程度までは手回しの L-10 型 (横河電機) 発電機を用い、さらに探査の深度が増せばバッテリーを、また大型の発電機を用いて大地に 10kVA を流すこともある。

電極には電気抵抗の少ない棒状真ちゅうを使用する。

電極の配置はその解析法と相まって種々考案され、おのおの一長一短がある。なかでも有名なのは Wenner 法と呼ばれる等間隔 4 極配置法であり、最もよく使用される。

したがって以下では Wenner 法による解析法について述べることにする。まず図-7の各電極を等間隔に配置して E_1E_2 間に I なる電

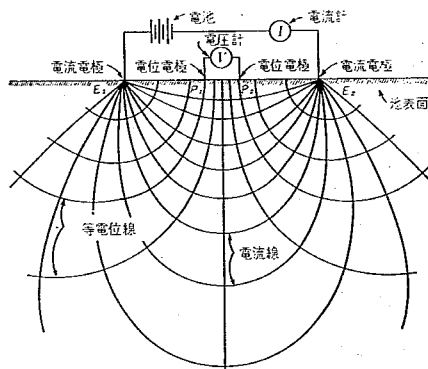


図-7 比抵抗測定電気回路と均一地盤の電流分布

流を流し、 P_1P_2 間で測定した電圧を V とすると、Laplace の微分方程式より誘導した(8)式の関係がある。

$$\rho_a = 2\pi a \frac{V}{I} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 ρ_a ：大地の見掛けの比抵抗

a ：等電極間隔

現場測定において電極間隔 a を順次拡大していくと、 E_1E_2 間の電流は深くまで達し、 P_1P_2 で測定した比抵抗はいろいろの深さの地層の比抵抗の影響を受けた「見掛け上の比抵抗」となる。ただし深さ方向に等しい比抵抗地盤の場合は a が変わっても ρ_a は単一の真の比抵抗を示す。

一般の地盤では深さ方向の ρ は変化する、おのおの a に対応した ρ_a が得られ、この関係に基づいて地下構造を解析する。

解析法には理論的な方法と経験的な方法がある。

まず前者について述べる。この場合の基本的な仮定はつぎのごとくである。

1. 地層は 2 層平行である。
2. 地表面では鉛直方向の電流が流れない。
3. 二つの層の境界面では電位が連続である。

この仮定に基づき Wenner 法の場合の測定電極 P_1, P_2 間の電圧 V は(9)式で示される。

$$V = \frac{\rho_1 I}{2\pi} \left\{ \frac{1}{a} + 4 \sum_{K=2}^{\infty} \frac{Q_K}{(a^2 + 4K^2 h^2)^{\frac{3}{2}}} - 2 \sum_{K=1}^{\infty} \frac{Q_K}{(a^2 + K^2 h^2)^{\frac{3}{2}}} \right\} \dots (9)$$

また前式(8)と(9)式との V を等しいとおけば、(10)式が導かれる。

$$\frac{\rho_a}{\rho_1} = 1 + 4 \sum_{K=1}^{\infty} \frac{Q_K}{\left\{ 1 + 4K^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} - 2 \sum_{K=1}^{\infty} \frac{Q_K}{\left\{ 1 + K^2 \left(\frac{h}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}}} \dots (10)$$

ここに(9)(10)式の、

ρ_1, ρ_2 ; 上層と下層の比抵抗

ρ_a ; 見かけの比抵抗

h ; 上層の厚さ

a ; 電極間隔

$$Q; Q = \frac{\rho_2 - 1}{\rho_2 + 1}$$

電探測定作業によって(10)式の ρ_a, ρ_1, a が直ちに求まるが、

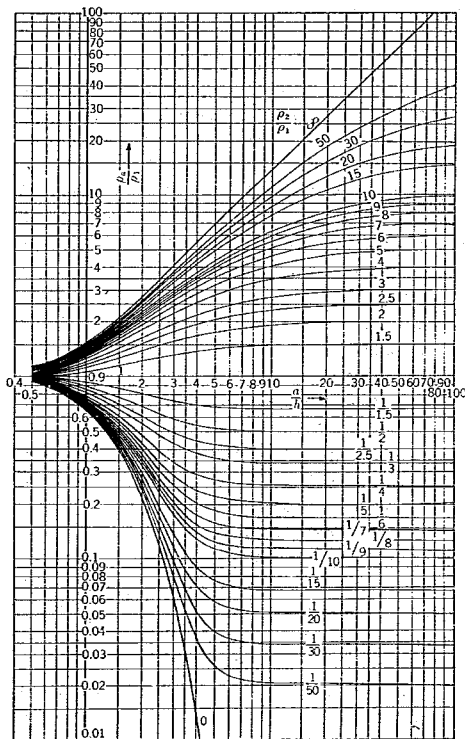


図-8

ρ_2, h は求まらない。そこで $\frac{\rho_2}{\rho_1}, \frac{\rho_a}{\rho_1}$ をパラメーターとして図-8の曲線群を作っておく。これを標準曲線という。

さて測定の結果 $\rho_a - a$ が求められると、これを $\log \rho_a - \log a$ 曲線として画く。 a の最も小さい領域では ρ_a の変化はない。この値が上層の比抵抗 ρ_1 を表す。つぎにこの曲線を標準曲線と合わせて一致する線を見出せば、実測曲線の座標原点 (1, 1) の、標準曲線の原点からのズレにより下層の ρ_2 、上層の厚さ h が求まる。

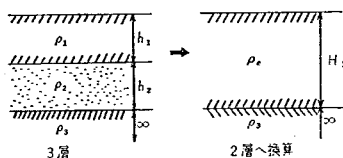
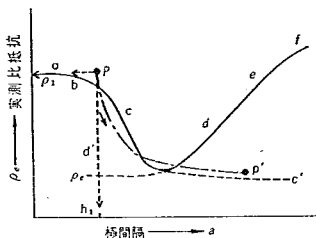


図-9



$a-f$; 3層構造実測比抵抗線 $p-p'$; 原点移動曲線
 $a-c'$; 標準曲線 (2層換算) $d'-f$; 下層に対する標準曲線
 p ; 標準曲線座標原点 (1, 1)

図-10

つぎに、地盤が3層以上から成立っている場合の解析法は、上方から2層ずつ処理していくことにより可能になる。たとえば3層構造は図-9のように2層に考える。この場合の測定曲線は図-10のように $a-b-c-d-e$ のような形となる。 $a-b-c$ の部分は前述した2層構造に相当するから、 ρ_1, ρ_2, h_1 が標準曲線から求められる。これらが求まれば ρ_1, ρ_2 層を単一層とみなして、この層の比抵抗を ρ_e 、厚さを H_1 とする。おのおのの間には(11)式の関係がある。

$$\frac{\rho_e}{\rho_1} = \frac{\frac{H_1}{h_1} - \frac{\rho_2}{\rho_1}}{\frac{\rho_2}{\rho_1} - 1 + \frac{H_1}{h_1}} \dots (11)$$

$$H_1 = h_1 + h_2$$

ここで(11)式を $\frac{\rho_e}{\rho_1}$ をパラメーターとして $\frac{\rho_2}{\rho_1}, \frac{H_1}{h_1}$ の関係で示す曲線群 図-11 を画いておく。この図において $\frac{\rho_2}{\rho_1}$ は既知であるから該当する1本の曲線がわかる。この曲線は ρ_e, H_1 および ρ_1, h_2 の2層構造に対する標準曲線の原点の軌跡に相当するから実測曲線上に求めた標準曲線の原点 P をこの線 ($P-P'$) に沿って任意にずらせることができる。このようにして実測曲線の $c-d-e$ の部分と一致する標準曲線を求めれば、標準曲線のパラメーターから ρ_2, h_2 が求められる。さらに多層になれば上述の操作を繰返して ρ_n, ρ_{n+1}, h_n を求めることができる。純経験的な解析方法は積算曲線法とも呼ばれる。これは各電極間隔ごとに測定した ρ_a を $\sum \rho_a - a$ 曲線として表現する。この曲線上の折点に対応する a の距離が地層の境界深さを与える。この方法には何ら理論的な裏付けはないが、経験的に比較的精度が良いとされ、また解析法が簡便なことなどで予備的な解析に使われている。

(5) ボーリング、テストビットなどによる調査

ボーリング、テストビット (試験筒) などの地盤調査は、すでに実施した(1)(2)(3)および(4)の調査によってわかった項目を直接に肉眼で確認するために行なう。これらの調査の具体的な内容は本調査におけるものほとんど変わりなく、また予備調査の目的のみに単独に実施することも少ないので詳しい内容は本調査において述べる。

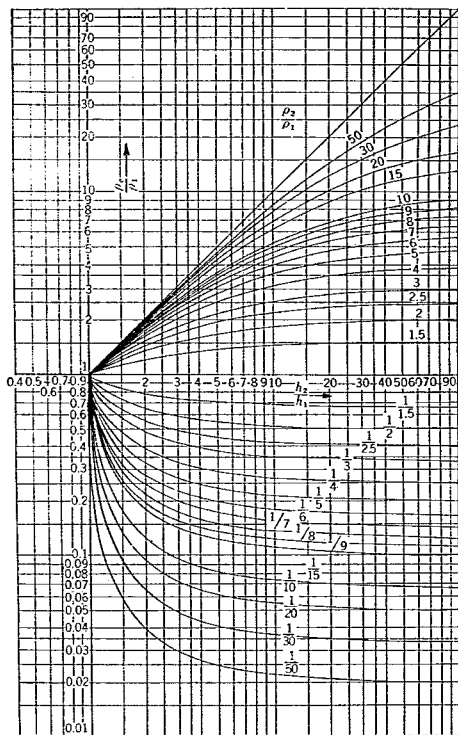


図-11

2-3 本調査

本調査は、架橋地点の基礎地盤の構成、地下水、土の性質などを知るために行なう。

- (1) 調査地点は橋台、橋脚などの基礎付近とする。ただし、施工ならびに既設構造物に支障をきたさない地点を選ばなければならない。
- (2) 調査すべき深さは、一般に支持力、すべり、圧密、施工などに影響する範囲までとする。
- (3) 調査結果の報告ならびにその表示は、土質工学会制定のデータシートによることを原則とする。

本調査は架橋地点の地盤について設計施工上に必要なすべてのデータを定量的に明らかにするために行なう。

本条ではそのために必要な調査地点、調査深さおよび調査結果のとりまとめの様式を規定している。調査の具体的な内容は以下の各条に規定している。

(1) 調査地点

調査地点には地盤の構成を調べるためのものと、地盤の工学的な諸性質を調べるものがある。前者はサウンディングを主とし、できるだけ数多くの地点で実施する。後者は前者で確認した地盤の構成について数を絞り代表的な地点で入念にボーリング、サンプリングなどを行なって各種の土質試験をし、土の工学的な数値を求める手順をふむ。もっとも場合によっては両者の区別は必ずしも明確ではないが、それらの区別や数、すなわち調査の密度の取り方は構造物の

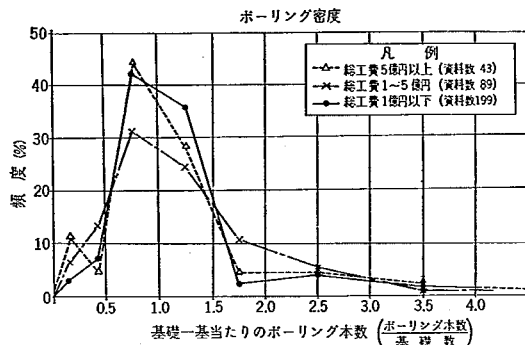


図-12

規模、型式や予備調査で明らかになし得た場合、地盤の種類、複雑さの程度によって異なるので責任技術者の適切な判断にまわけてある。

地盤の複雑さの程度は、たとえば大河川の河口付近に広がる沖積層あるいは洪積層、第三紀層などの単一の時代の地層を対象とする場合は、地層が比較的単純であるが、河川の中、上流の段丘たい積物、自然堤防や山間、丘陵地にみられる後背湿地、オボレ谷の地域などでは地層の変化が著しく、場合によっては泥炭のたい積がある。また山地では崩土、崖錐、地すべり地形のある所などはとくに注意を要しよう。

つぎに調査密度の具体的な例を掲げて検討してみる。図-12は昭和39年~41年にかけて架設、あるいは建設中の全国各地の橋梁、水門に関するボーリングの調査密度を示す。資料は昭和41年度建設省技術研究会の指定課題「基礎型式の選定について」において発表されたもので建設省、県、公団の合計331構造物を対象としている。ここでは基礎一基当りのボーリング本数の頻度を構造物の規模ごとに示しているが傾向には差は認められない。これによると基礎一基当たり2~4本が大部分を占め、最も多いのは一基1本である。しかし図では地盤条件を無視しているのとくに悪い地盤とか、よい地盤ではこのかぎりではない。ここに示された一基1本のボーリング調査というものは調査の最低限度を示す数字であって、予備調査などで地盤の全貌が事前にほぼ明らかにされており、本調査のボーリングは確認のため実施する場合に該当すると判断したい。

このような例以外の場合とか、地盤が単純でない予想される場合には、さらにボーリング本数を追加すべきであって、図-12に示されているように、現に一基当たり2~4本というのが全体の約10%を占める事実は注目に値する。一基1本の調査で地盤が少し複雑なために多少の懸念を残しながらも施工にふきつたために、施工の途中で予期しない地層にぶつかり、難工事あるいは設計変更を余儀なくされた例を少なからず聞く。とくにシルト質、レキまじりの地盤あるいは砂質地盤に多い。このことは現在のボーリング技術、土質調査精度からしても当然であろう。

最後に調査ボーリング孔と施工上の関連であるが、基礎敷内にボーリング孔を残したために、ケーソン沈下中に地下水を吹上げたり、圧縮空気を吹上げたりなどして、支障をきたすことがあるので注意を要する。

(2) 調査すべき深さ

調査すべき地盤の深さは、基礎型式および形状寸法と地盤の種類に応じた支持力、すべりに影響する領域と沈下に影響する領域により決定される。

・支持力特性に影響する領域；

一般に構造物に対する地盤の支持機構は極めて複雑である。しかし地盤が破壊する極限状態においては基礎地盤がせん断破壊し、その深さには限度があると考えられている。たとえば塑性平衡理論では地盤が均一な地層からなりたっている場合は図-13のようなすべり面が地盤の内部摩擦角に応じて形成することになる。本基準の解説では、このような深さを基礎の最小幅(B)の1.5倍以内にあるものとした。

また、橋台、擁壁などの背面盛土ならびに躯体の自重で基礎地盤内にすべりせん断破壊が生ずる深さは上述と同様な考慮から背面盛土高さの約1.5倍以内とする。これらの場合地層の水平方向の変化は前項(1)との組合わせで明らかにする。このように支持特性を求め

るための調査深さは、すべり破壊が生ずると予想される深さの範囲(図-14)とするのが合理的であろう。ただし地盤が強固な場合、たとえば岩盤とか土丹層、あるいは均一な砂レキの厚い層が上記の深さ以上に連続することが明らかな場合は基礎付近で代表的な地点を選定して、その部分の支持力特性を求めて他を推定することができる。

・沈下に影響する領域；

沈下に影響する領域は基礎が弾性的な沈下、変形をする領域と粘土層が圧密現象を生ずる領域に分けて考える。前者は構造物から地中に伝播する応力の主要な範囲を採ればよい。一般には基礎底面で P なる荷重がある場合、地盤中において $\sigma_z=0.2P$ の等圧線で囲まれる範囲とすれば実質的にはじゅうぶんと考える。図-15は矩形基

DIN 4017

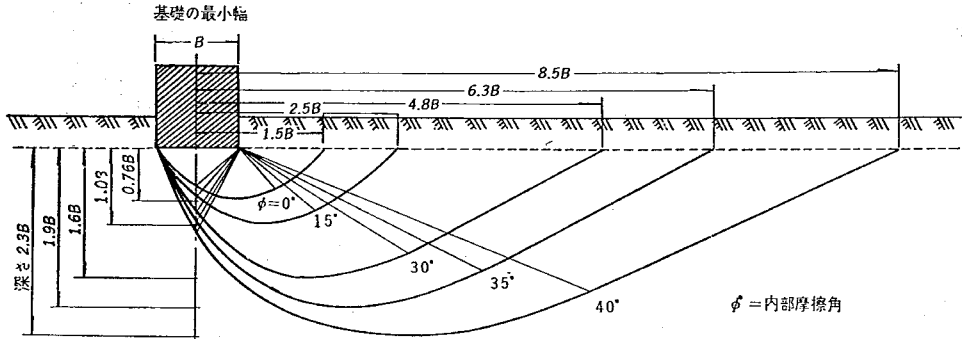


図-13 均一地盤における土の内部摩擦角と塑性平衡状態のすべり面の深さ

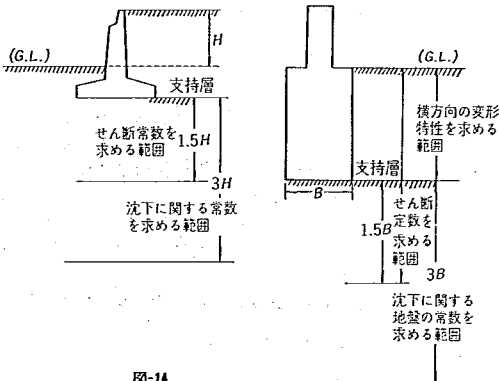
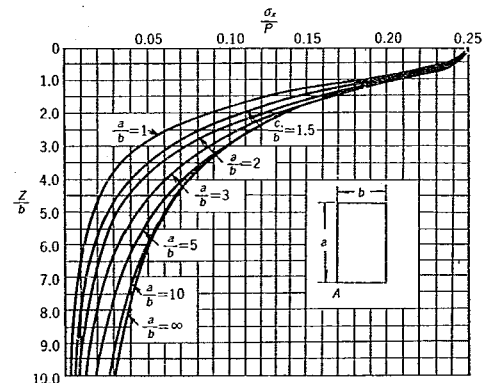
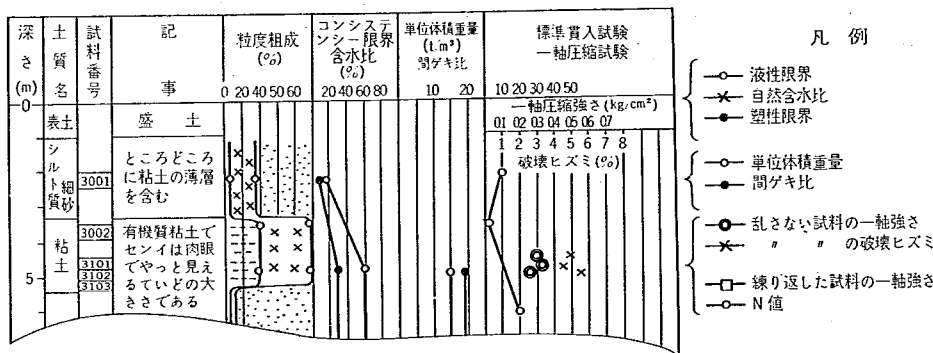
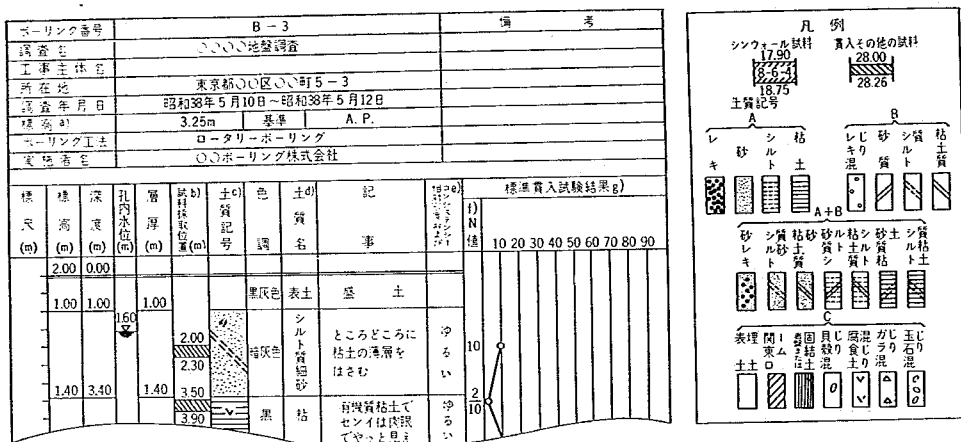


図-14



σ_z ; 地中の鉛直応力度(t/m^2)
 P ; 基礎底面における単位面積当たり荷重(t/m^2)
 B ; 基礎の短辺長さ(m) Z ; 深さ(m)

図-15 平板基礎の隅角部の下の直圧力計算



礎の隅角部の下の地盤内鉛直応力分布を示す。基礎内外の任意の点の下の鉛直応力は基礎を任意の矩形に分割し、図-15を適用することによって求めることができる。これによって沈下に影響する主要な範囲は、基礎の形状により多少異なるが最小載荷幅 B の約 $1.5B$ (正方形)~ $3.0B$ (帯状)であることがわかる。

圧密沈下を生ずる可能性がある粘土層が基礎下部にある場合は全層について調べる。ただしその軟弱層が非常に厚い場合、または底面反力が大い場合は図-15の底力分布を参照して調査深さを決定する。粘土の圧密沈下は先行荷重（圧密降伏荷重）と基礎による地盤内底力分布との関係で決まるので、この両者のかね合いを最も重視する必要がある。

(3) 調査結果の報告ならびに表示

地盤調査のボーリング柱状図は図-16、土質試験結果の総括図は図-17の様式で報告する。現在、土質調査結果の報告様式は非常にまちまちで統一がとれていないので、結果を利用し判断する場合不都合が多い。そこで図-16、図-17で記載例を示した。また土質試験結果の報告は土質工学会の制定した JIS および JIS 案のデータシー

トによることを原則として結果の統一と精度の向上を計った。

地盤調査の結果は、各ボーリング、サウンディング結果を連ねて図-18 のような地盤断面図を画き、地盤の構成状態を推定する。この図によって地盤の立体的な観察ができる。しかし資料が少ない場合は多分に推定が入り、不正確な図面となるので、この点を明示する必要がある。この断面図は地層のたい積の法則と矛盾しないはずである。

2-3-1 調査によって求める事項およびボーリング、サンプリング

調査は下記の事項を求めるために行なり。

- (1) 支持力
- (2) 土圧、間げき水圧
- (3) 地盤係数、打込まれたクイのパネ定数
- (4) 圧密沈下に関する資料
- (5) 施工のための土の諸性質

調査によって求める事項を列記したものである。これらの具体的な内容については次条以下に述べる。ここでは、その概要と調査の基本となるボーリングとサンプリングについて述べてみたい。

列記された(1)~(5)までの事項を求めるためには種々の土の性質に関する試験を必要とするが一般的には 表-7 のような内容を含んでいる。

表-7

調査すべき常数(など)	
支持力特性 (すべり安定性, 土圧)	内部摩擦角(ϕ), 粘着力(C), 間隙水圧, 鋭敏比, 土の物理常数
変形特性	弾性的変形 (沈下)
	変形係数(E), K 値, 垂直方向, 水平方向
施工性	圧密沈下
	先行荷重 (圧密降伏荷重) (P_0), 圧縮指数(C_c), 圧密係数(C_α)
総合的判定	透水係数, 地下水位, 土の物理的性質, (土圧, 間隙水圧)
	載荷試験, クイ打ち試験, 加振実験などの結果

このような調査事項に対して, 対象となる調査試験の種類は非常に多種多様である。たとえば各種のボーリング, サンプルング法があり, また載荷試験, クイ打ち試験, 土質試験があるが, これらのうちからいかなる調査, 試験法を採用するかは地盤の種類, 調査深さ,

基礎型式などから, 各試験方法の特長を把握したうえで選定する必要がある。

表-8 は試験法とそれから求める事項の関係を示したものである。

(a) ボーリング

ボーリングは地盤調査で地表下の性質を調べるために欠かすことのできないものである。ボーリング孔によって各種の原位置試験(サウンディング), 試料採取, 地下水位の判定などを行なうので, ボーリング孔の良否は調査の成果に直接反映してくるものである。そこで, 以下ではボーリング機械の主な種類と特長, および一般に軽視されがちであるが, 非常に重要なボーリング泥水の性質と処理について述べることにする。コアチューブ(コアバレル)などサンブラーについては次項で説明する。

・ボーリングの種類と特長

ボーリングの種類は大別して表-8 に示すように衝撃式ボーリング(Percussion Boring), 水洗式ボーリング(Wash Boring)とロータリー式ボーリング(Rotary Boring)に分けられる。衝撃式は最も古くから井戸掘りに活躍したもので日本でも上総掘りとして発達している。その種類には綱, サオ掘りなどがあるが, いずれもビットの上下運動の落下衝撃で地層を砕いて掘進むものである。これによって生ずるスライム(掘削)はベラー(吸子Bailer)で排除する。

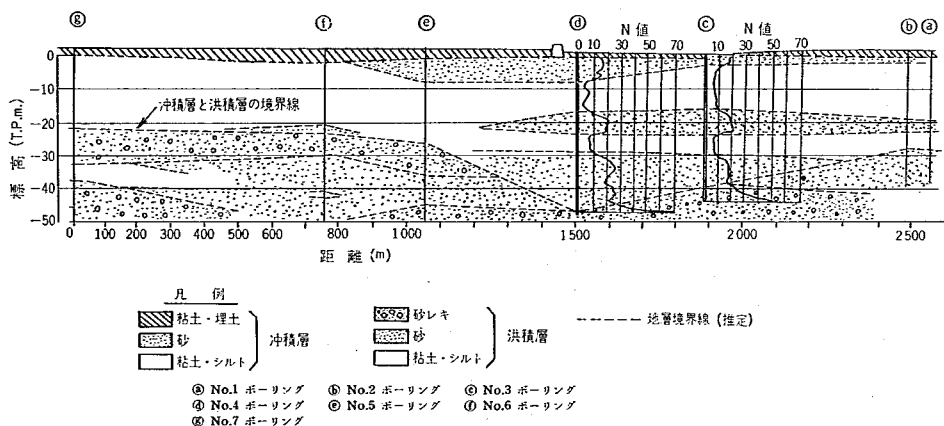


図-18 地盤縦断面図

表-8 調査方法と調査事項との関係

調査試験の方法	調査試験方法の種類	対象となる地盤の種類	試料の状態	調査試験の場所	調査事項
1. ボーリング (試 維)	① オーガーボーリング	粘性土、ゆるい砂質土 (ただし地下水位以上)	乱した	原 位 置	地盤の構成、地下水位……10m以浅
	② ウォッシュボーリング (水洗式)	粘性土、砂質土	〃	〃	地盤の構成の推定、地下水位
	③ パーカッションボーリング (衝撃式)	粘性土、砂質土、砂レキ	〃	〃	〃 〃
	④ ロータリーボーリング	すべての地盤	〃 (乱さない)	〃	地盤の構成の確認、試料採取、地下水位
2. サンプルング (試料採取)	① コアチューブ (シングルおよびダブルコアチューブ)	粘性土、砂質土、岩盤	乱した (乱さない)	〃	試料採取
	② シンウォールサンプラー	粘性土 ($N < 5$)	乱さない	〃	乱さない試料採取
	③ デュソンサンプラー	粘性土、砂質土 ($N < 20$)	〃	〃	〃
	④ ビストンサンプラー	主として粘性土 ($N < 5$)	〃	〃	〃
	⑤ フォイルサンプラー	粘性土 ($N < 5$)	〃	〃	〃
	⑥ テストビット (試験溝)	すべての地盤	〃	〃	〃 地盤の観察
3. サウンディング (原位試験)	① スウェーデン式サウンディング	粘性土、砂質土 (30m以浅)		〃	層厚、深さ、土の相対的締まり (N 値、1軸圧縮強度の推定)
	② 標準貫入試験 (JIS A 1219)	粘性土、砂質土 (砂レキ)	乱した	〃	N 値、土の状態 (内部摩擦角、粘着力、相対密度)
	③ ベンセンせん断試験	軟弱な粘性土		〃	せん断強さ (粘着力)
	④ 静的円錐貫入試験	粘性土、砂質土		〃	コーン支持力 (N 値、1軸圧縮強度の推定)
4. 土 質 試 験	① 土の分類試験 (JIS A 1204~9)	すべて	乱した、乱さない	室 内	粒度、コンシステンシー (単位体積重量その他)
	② 1軸圧縮試験 (JIS A 1216)	粘性土、その他 (固結力のあるもの)	〃 〃	〃	1軸圧縮強度、鋭敏比、応力-ヒズミ曲線 (変形係数)
	③ 3軸圧縮試験	すべて	〃 〃	〃	粘着力、内部摩擦角、応力-ヒズミ曲線 (変形係数)
	④ 直接せん断試験	粘性土、砂質土	〃 〃	〃	粘着力、内部摩擦角
	⑤ 圧密試験 (JIS A 1217)	粘性土	乱さない	〃	圧縮指数、圧密先行荷重、体積圧縮係数、透水係数
5. 地下水位測定	地下水位観察	すべて		原 位 置	地下水位
6. 間げき水圧測定	間げき水圧計	〃		〃	間げき水圧
7. 載 荷 試 験	① 地盤鉛直載荷試験	〃		〃	地盤鉛直支持力、地盤係数 (K 値)、変形係数、
	② 地盤水平 〃 (ボーリング孔内横方向載荷試験 プレジオメーターなども含む)	〃		〃	地盤水平支持力、地盤係数 (K 値)、変形係数、
	③ クイ鉛直 〃	〃		〃	クイ鉛直支持力、クイのパネ定数 (又は K 値)
	④ クイ水平 〃	〃		〃	クイ水平抵抗、クイのパネ定数 (又は K 値)
	⑤ クイ引抜き試験	〃		〃	クイ引抜き抵抗
	⑥ 振動試験 (強制、自由)	〃		〃	固有周期、減衰係数、動的パネ定数 (動的 K 値)
8. クイ打込み試験	打撃打込み試験	〃		〃	支持クイの鉛直支持力判定 (クイ打ち公式より)
9. 透 水 試 験	① 室内透水試験 (JIS A 1218)	〃	乱さない (乱した)	室 内	透水係数
	② 野外 〃	〃		原 位 置	〃

この方法は単に穴を作る場合、地下水位を判定する場合とかやわらかい地層の厚さを知る目的などには経済的であり、かつ有効である。しかし地質の判定にはコアがとれないため、ベラーのスライム、ビットに付着する土とか、その摩耗度などにより判定するほかはない。したがって本法のみによって地質を判定するのはきわめて誤りが多く、むしろ地質の判定は他のサンプリングを主とした方法によるべきであろう。また本法は孔壁の周辺の地盤も乱すのでサンプリング、サウンディングその他検層用にも向きである。

水洗式ボーリングも本質的には衝撃式とはほぼ同様である。異なる点はビットから泥水を循環させて掘進を助け、スライムを排除する点にあるが衝撃式と同様な欠点をもっているものとみなされよう。

ロータリー式ボーリングはロッドに回転と給進力を与えてロッド先端のビットによって地層を切りながら掘進む方法で地盤調査でもっとも広く利用される。サンプリング、サウンディングを行なうには最適の方法である。ここで使用する機械はロッドの給進法により数種に分けられる。それぞれの長短を示すとつぎのようである。

ハンドフィード式……機構的にはもっとも簡単で浅尺ボーリングに向く。この方法はロッドの給進をハンドフィードレバーで与えるものであるから、地層の変化はレバーを通して直接に操作者の手に感じる。したがって変化の多い地層にはもっとも適しており操作レバーの感覚から地層の硬軟、変化などを知ることができるとともに、押込み強さを地層の変化に対して瞬間的に自在に調節できる特長がある。

スクリーフィード式……スピンドルの回転とともに微差ギヤを介してロッドを押込む機械的な方式である。押込み速度はスピンドルの回転数によるので、一種の押込み速度制御法といえよう。最近ロッドの回転トルクを測定して地層の変化を知る試みがなされている。機械全体が他の自動給進型に比べて小型であるので探鉱に広く用いられている。

ハイドロリックフィード式……油圧によってスピンドルを送りこむ応力制御法である。機構的には少し複雑になるが、ロッド自重をバランスさせ、それによってビット圧を常に調節できる特長がある。あらゆる深度の高精度のボーリング機として地盤調査に活躍している。

ロッド自重による給進方式……石油井などのボーリングに広く

利用する方式で、ロッドの自重のみで地盤を圧する。ロッドの回転には地表部分で、ロッドにロータリーケーブルを付け、これをフライホイールとして回転をスムーズにする。本法による可探深度は最大5〜6kmに及ぶ。

ポータブルボーリング機……10〜30m程度の深さを掘るのに簡便である。重量は15〜30kg程度であるため機動性を発揮できる。コア径は20〜30mm。この機械は多数の点のボーリングを行なうのに適するので予備調査、本ボーリングの補間用などに便利である。

・泥水の性質と処理；

一般にロータリー式ボーリングを行なうには何らかの孔内循環水（一般には泥水）がなければ掘進することができない。循環水の作用にはつぎのようなものがある。

① スライムの排除 ② ビットの冷却 ③ 孔壁の崩壊防止

④ 地層中への循環水浸透の防止 ⑤ 地下水と孔内水の圧力のバランス保持

このような重要な性質が泥水に託されているわけであるが、現実には泥水の性質について軽視されがちである。そのため孔壁の崩壊とか地下水圧のアンバランスによる孔底の崩壊などが生じ、じゅうぶんな精度の地盤調査ができないこともしばしばみられる。そこで以下で泥水の性質と処理について検討してみたい。

各地のボーリング地点の地盤の性状は各種各様であるため、上述した泥水の機能のうち、いかなる部分を強調させるかは、各地で異なる。泥水の機能は、その比重、粘性、ろ過水性、安定性、イールドバリュウなどの性質により変化するもので、それぞれについてつぎのように配慮する。

① 比重を適正に保つこと；泥水は淡水中にベントナイトを溶かしたものを主体とし、各種の添加剤を加えて調節する。適正な比重は孔内水圧が地下水圧を押さえる最小の圧力となることである。

比重が大きくなりすぎると、泥水が地層中へ圧入して孔壁周辺を乱すことがある。地下水圧が高く湧水する場合は、一般に泥水中にバライトを混ぜて泥水の比重を大きくする。比重を大きくするためにベントナイトを多く入れることはない。バライトをベントナイト泥水に混合した場合の比重の変化は図-19に示すごとくである。なお、バライトを加えると粘性が上がるが、この処理については後で述べる。

表-9 泥水の処 理

泥水の性質 添 加 剤	比 重		粘 性		ろ 過 水 (泥水)		安 定 性		孔壁の崩壊		漏 水 (透水)		マッドケーキ (泥壁)	
	上げる	下げる	上げる	下げる	減少する	増加する	増加する	減少する	防止する	進める	防止する	増加する	薄くて 強い	厚くて 弱い
淡 水		◎		◎		×		×		×				
ベントナイト	○		◎		◎		◎		◎		○		◎	
C M C			×		◎		◎		○				○	
バ ラ イ ト	◎		×					×	(○)			×		×
燐 酸 ソ ー ダ 類				◎	○									
タ ソ ニ ン 類				○	○									
雲 母 粉											◎			
塩 分 (Na 分)						×		×		×				×
セ メ ン ト						×		×						×
石 灰 分 (Ca 分)						×		×		×				×
砂						×		×						×

記号：◎ 性質を改良するのに主な役割を果たすもの。○ 性質を改良するもの。× 性質を著しく悪くするもの。

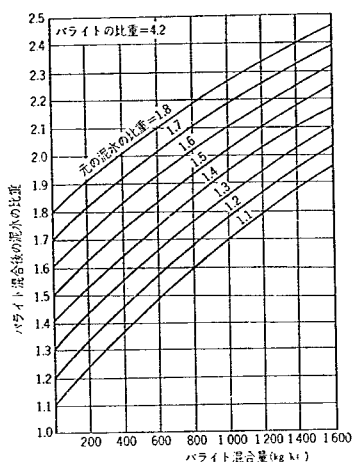


図-19 バライトの
混合と泥水の比
重の関係
(修正；泥水濃
度の処理)

② 粘性およびイールドバリュウ；この性質によってスライムを浮上し運搬することができるとともに加重剤であるバライトを安定して保持することができるのである。また地層中への漏水を防止したり、孔壁に強い泥水膜を作るのである。一方粘性が高くなりすぎると地上へ出たスライムの分離が困難になる。粘性等の測定はストーマー粘度計、ファンネル粘度計、シアロメーターを使用する。

③ 安定性の保持；泥水が長時間静止状態にある場合に水とベントナイトがどの程度分離するかを示す性質である。これは孔内で泥水が均質であるための条件であり、バライトを加えた時には必ずテストをする必要がある。試験はシンダーに泥水を入れ24時間静止させる。シンダー内の深さ $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{2}{3}$ のところで比重に変化が生じなければ良しとする。

④ ろ過水を少なくすること；良い泥水は孔壁に薄くて強い壁を作る。そのためにはろ過水が少なくなければならない。この性質はろ紙を敷いた容器に泥水を入れ、これに圧力(7kg/cm²)を加えて、このときに、ろ紙にできる泥壁の厚さを測定する。ろ過水が少ないほど泥壁は薄い。ボーリング孔内で泥壁(mud cake)が厚いとそれだけ地層中に水が浸透したわけで、これが崩壊の原因にもなり、また厚い泥壁は電気検層などの試験に支障をきたすことになる。

以上で泥水に具備すべき性質を述べた。その他泥水について注意すべき点は循環水に使用する水の性質である。ベントナイトは粘土鉱物のモンモリロナイトを主成分とするものである。これは吸水して著しく膨潤するが、塩化ナトリウム(海水)が混じると脱水して固まる性質があり、泥水の性質が著しく悪くなる。その他セメントが泥水中に混入すると同様な現象が起こる。注意すべきであろう。

また泥水の状態、および地層の状態に応じた泥水の処理の方法の概略は表-9にまとめて示した。

(b) サンプル

地表の露頭で行なうサンプリングは別として、一般には基礎地盤の構成、物理的力学的性質を深さ方向に明らかにするために、ある種のサンプラーを使用したサンプリングを行なう。本項では後者について一般の土質および岩盤のサンプリングを説明する。

サンプル(試料)は「乱した」と「乱さない」状態に分けて考える。乱さない試料とは、自然状態そのままの組織構成で得られた試料をいう。

しかし厳密には全く乱さないということはありません。いまでもなく、地盤調査用のサンプリングには乱さない状態で行なうのが理想的である。しかし現在一般のサンプリング技術からすると、乱さない状態の試料は地盤が粘着力または結合のある均一な地層からなっている場合に適切な方法で、かつ入念な作業のもとに行なったときに可能である。粘着力の少ない砂質土、キレツ性の地層では乱した試料の採取の域を出ないようである。また砂レキは乱したサンプリングすら困難である。ただし研究的な面では砂質土に対してサンドサンプラーが開発され、また砂を一時的に凍結させる「乱さない」試料の採取法が考案されているが、じゅうぶんに実用の域には達していない。

このような事情で、砂質土の乱さないサンプリングは非常に困難であるが、砂質土は粘性土のように乱さない試料でのみ力学的判定が行ない得るものとは異なり、むしろ砂質土の力学的性質の判定は間接的にサウンディングで行なうことができるので、砂質土のサンプリングの目的は粒度組成、比重などの物理的性質の判定に主眼をおくことが多い。したがって、乱した試料でもこのような目的は達することができる。

このほか、サンプリングにさいして基本的な問題である適切なボーリングが行なわれることが重要である。この点を抜きにしては、いかに多数のサンプリングが行なわれたとしても、その値は非常に小さいものとなる。

つぎに現在使用されているおもなサンプリング方法について、その特長や機構をのべる。調査にあたってサンプラーを選定するとき、現場でサンプルに接するとき、および土質試験の結果を利用するときなどは、それに評価、あるいは使用したサンプラーの性能を考慮して誤りのない評価を下したいものである。

(イ) サンプラーの種類

サンプリングの方法は、それを適用する地層の硬さと構成物の種類によって異なる。硬いほうから考えると硬岩、軟岩、砂レキ、その他の強く固結した地層にはロータリーボーリングを利用したシングルおよびダブルコアバレル(チューブ)がある。一方、やわらかい粘性土やゆるい砂質土には圧入方式によるシンワールサンプラー、コンボジットサンプラー、フォイルサンプラー、その他各種のサンプラーがある。以上の地層の中間的な硬さの地層にはロータリー方式と圧入方式を併用したデニソン型サンプラー、ロータリーフォイルサンプラーがある。標準貫入試験に用いるレイモンドサンプラーも一種のサンプラーであるが、これにより採取する試料は貫入試験に伴う付属的なものであり、サンプリングそのもののために使用することはないので、ここでは省略する。

いずれの型のサンプラーを使用する場合でも、試料の乱される度合や採取率はサンプルチューブ内のピストンの有無、その固定度、コアチューブにコアが入るときに生ずるチューブとコアの摩擦の処理法に基本的に支配されると考えられるので、この点に注意しなければならない。

(1) 硬い地層に用いるサンプラー

ボーリングロッドの先端にビットのついたコアチューブを取付け、これを回転し、円筒状に切断されたコアをその中に入れて採取する。このコアチューブには構造上シングルコアチューブとダブルコアチューブがある。前者はもっとも簡単な構造で、ビットの回転体とコアチューブが一体となっており、チューブの上端からロッドを通して流れてきた泥水が内部を通り、ビット部分を経

てコーチューブの外側を通り、地上へと循環する。したがって、この型はチューブの回転、振動が直接コーに加わり、泥水はコーを押流す方向に働くので、破碎しやすい地層、固結力の少ない地層には適さない。

ダブルコーチューブは以上のような欠点を少なくするため、ビットに回転を与える外管と、コーを収納する内管を分け、また泥水の循環はロッドから下りてきたものを外管と内管の間を流し、さらにビットを通して外へ出す。その一部が内管を上昇し泥水の流れでコーが入りやすいように設計したものもある。

内管の構造には大別して二つの型がある。外管と内管が同時に回転する型 (Rigid type)、外管と内管の間にベアリングを入れて、コーが入ると内管が回転しなくなる型 (Swivel type) である。コーの採取には後者がもっとも適しているが、場合によっては後者ではコーがつまることがあり、多少手間とることがある。

つぎにコーを入れる内管の先端にシューまたはクラウンを付けて、外管のビットより先行させる型 (Extension type) とコーチューブが外管のビットより少し内側に入ったものがある。後でふれるデュソン型サンプラーは構造的には前者の型と同一である。前者の構造によると、コーには泥水の影響やビットの影響がほとんどないのでやわらかい地層に、後者は硬い地層用である。以上でシングルコーチューブとダブルコーチューブの概要を説明したが、その他経済的な面からみると前者は安く、後者は外管で決まるボーリング孔径のわりにコー径が小さいという欠点がある。

ダブルコーチューブの一種にワイヤーラインコーチューブがある。これはドリルロッドと内部のコーチューブを別々に分け、コーが一固定長入ると、中だけロッドの中を通して引上げる構造である。能率が非常によい。しかしロッドが太くなると、コー径が小さくなることなどの欠点があるので、現在では長尺ボーリングに使用している。

(Ⅱ) 軟かい地層に用いるサンプラー

① シンウォールサンプラー

真ちゅうあるいは鋼製の薄肉円筒を地層中に圧入させて試料を採る方法である。円筒の内部に装着したピストンの有無により、ピストンのないサンプラー (open drive sampler) とピストンサンプラーに分けられ、さらに後者はピストンの固定の方法によって自由ピストンと固定ピストンの種類に分ける。このピストンが正しい試料を採るためには重要な働きをする。ピストンがなければ構造的にも操作上もっとも簡単であるが、ピストンのないサンプラーを使用すると、サンプラーを孔内の所定の深さまで下すときに途中で孔壁を削り落とす、その結果採取したものが削り落とされた試料であったりサンプラーを引上げるときに試料を落としたりなどする可能性が大きい。

ピストンサンプラーはこの点を改良したもので、だいたいの構造は図-20 のようである。サンプラーが孔内を降下するときはサンプラーの下端がピストンで完全に閉じられる。自由ピストンサンプラーは、ピストンを地上で完全に固定せずサンプラー本体の上部にあるクランプ装置で、ピストンがサンプラーチューブに対して相対的に上方向のみ働く。これによってサンプラー引上げ時の試料の脱落を防ぐことができる。固定ピストンサンプラーはピストンをインナーロッドを通して地上部分で完全に固定するのであるから、自由ピストンが相対的な固定であるのに対し絶対的な固定といえる。この絶対的な固定が乱さない試料を採取するのに重要な条件となる。すなわち絶対的な固定をしないとチューブを地中に圧入するときにピストンとチューブとの間の摩擦力が働き、これがピストンを押下

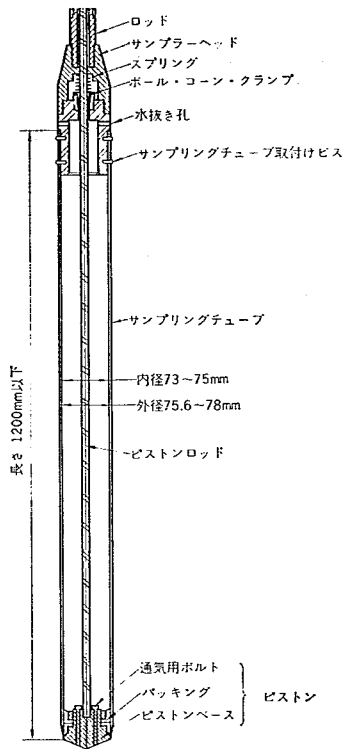
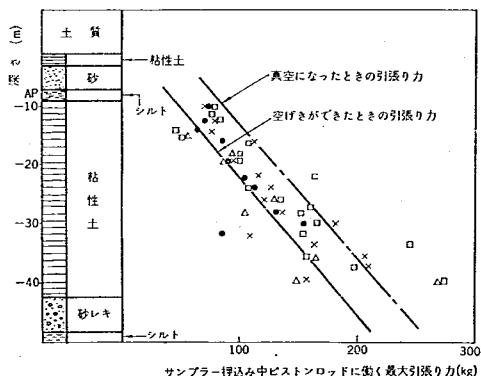


図-20 固定ピストンサンプラーの一例

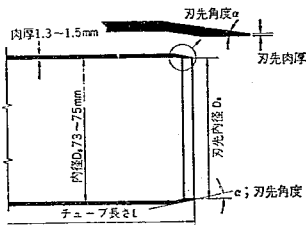


(大矢; 土質調査法, 1964, 原図に引張り力を加算)

図-21

げる方向になるため試料を乱す原因の一つになること、つぎに薄肉チューブとはいえ、これを地中に圧入するとチューブ内外と土との摩擦などのためチューブ先端には閉塞作用が生じ、土を変形させようとする。ピストンが地上で固定されるとピストンと試料の間の変形 (試料の乱れ) ができるのを防ぐことができる。というのはピストンが地上で固定されることによって土の変形がピストンとの間の間

げきとなるのであって、この間げきは周囲に対し負圧として作用し試料を引上げる力となると同時にピストンにも引下げる力として加わる。地中に間げき（真空）が生ずるためには、その深さでの泥水圧と大気圧（ 1.033kg/cm^2 ）に打ちかたなければならない。また真空までには達しなくとも空げきが生ずるには泥水圧に抗する力が必要である。この間の事情は図-21の実測結果が明らかに物語っている。これは固定ピストンの場合のロッドに働く引張り力を各深度で実測したもので、各深さにおける引張り力は、ピストンの下が真空



内径比 $\frac{D_1 - D_2}{D_2} \times 100 = 0 \sim 2\%$
 長さ 120cm以下 刃先角度 $\alpha < 10^\circ$
 内径 $= 73 \sim 75\text{mm}$ 肉厚 $= 1.3 \sim 1.5\text{mm}$
 刃先内厚 $0.1 \sim 0.2\text{mm}$
 扁平度 $D_1(\text{max}) * D_2(\text{min}) * < 1.5\text{mm}$
 * サンプルングチューブの最大外径

図-22 サンプルングチューブの規格 (サンプルング指針)

あるいはそれに近い空げきが生じたときの力にほぼ等しいことを示す。したがって固定ピストンでは上述したような負圧が働き、試料を常にサンプラーの中へ引込もうとする力が効果的に働くことがわかる。いうまでもなく自由ピストンでは土の変形が生じてもピストンはサンプラーとともに行動するので、このような力は働かない。

以上で、サンプルングでもっとも重要なピストンの問題を終わるが、つぎにその他で試料に影響を与えるチューブの形状について土質工学会のサンプルング指針(1964)の規定を図-22に引用しておく。

チューブの材質はすでに述べたように真ちゅうや鋼製を使用するわけであるが、その使い分けは一般に比較的硬い粘性土でチューブに強度が要求される場合に後者を使う。ただしこの場合はサビが出やすいので試料を早く処理することを心がけなければならない。

② フォイルサンプラー

試料がサンプラーの中へ入っていくとき試料とサンプラー壁との間に摩擦が生じ、そのため試料が乱されたり、またサンプラーチューブの長さ制限が加わる。この点はすべての圧入式サンプラーに共通した問題である。この欠点を改良したのがスウェーデンで開発されたフォイルサンプラー (Swedish Piston Sampler with Steel Foil) である。これは本体の先端に付けられたカッティングエッジが地層を切込んでいくに従い本体内部に装着されたフォイルテープが繰出してきて試料をやや押さえながらつつみこみ、試料とフォイルとの間の摩擦が完全になよう考慮している。テープの長さはフォイルの厚さにより決まるが、市販されているものでは厚さ 0.07mm で 30m 、 0.1mm で 17m 、 0.12mm で 15m 程度となる。フォイルテープの長さが1回の可能最大の採取長である。

試料の直径は約 67mm 、本体の外径は 114.3mm 、したがって断面積比（この値が小さいほど試料の乱されかたが少なく一般的に考えられている。シンウォールチューブでは11%以下）は約200%と極めて大きい、

本サンプラーのフォイルの存在とピストンが固定ピストンであることなどで問題とはならない。

ただし試料に対する問題はないが、断面積比が大きいため本体の圧入に大きな力が必要とし、そのため使用し得る地盤はN値が5～6程度までの粘性土に限られる。また中間層に砂層があると摩擦が大きくなり圧入できない。したがって厚さが少なくとも 30m 以上の軟弱な粘土層のあるところに適したサンプラーであると考えられる。

③ コンポジットサンプラー

原理的には前述したシンウォールサンプラーと同じであり、ピストンにも同様の種類、つまりオープンドライブ、自由ピストンおよび固定ピストンがあるが、普通に使うのは後者である。シンウォールサンプラーと異なる点は薄肉のサンプラーチューブの外側に厚肉の外管をかぶせ、チューブの先端にカッティングエッジ、上端にヘッドを取付け、おのおのの部分が分離し得る構造となっている。サンプラーに外管があるためシンウォールチューブよりも変形に対して強く、軟弱な粘性土、ゆるい砂質土のサンプルングはもちろんであるが、N値が10以上の比較的締まった地層のサンプルングにも使用できる。静的に圧入することができれば打込みを行なうこともある。ただしこの場合は乱さない試料の採取を目的とし、採取そのものが目的となる。

このサンプラーは全体が厚肉のため試料が乱されやすいという観念からそれほど多くは利用されていないが、すでに述べたように試料の乱れは断面積比の問題でなく刃先の形状が適当であればピストンの固定いかんにかかっていると考えられる。このことはフォイルサンプラーの例を見ても明らかであろう。したがって本サンプラーは変形しやすいシンウォールサンプラーに代わって、今後いっそう利用されるべきものと思われる。

(Ⅲ) 中間的な硬さの地層に用いるサンプラー

① デニゾン型サンプラー

ロータリーボーリング機を使用するこのサンプラーは、シベルタイプのダブルコアチューブと原理的にはまったく同様である。多少異なる点はカッティングエッジのついた薄肉の適当なコアチューブを内管として用いることで、この先端がビットを装着して回転する外管より先に突出している。これによってチューブに入る試料がビットと泥水によって乱されるのを防ぐことができる。このサンプラーの大切な点はベアリングの完全な働きとカッティングエッジがロータリービットより常に先行することである。ある種の型は、内管と外管の接合部にスプリングを取付けて、地層の硬さにより任意のバネ定数のものを使用することになっている。なお、このサンプラーはオープンドライブの型であるから、シンウォールチューブの同系のものとまったく同様な欠点を有している。

② ロータリーフォイルサンプラー

やわらかい粘土層で乱さない理想的なサンプルングができるフォイルサンプラーを、ほとんどそのままの型でさらに硬い地盤にも適用できるように改造したのが本サンプラーである。スウェーデンで開発されたもので、まだ数台しか活躍していないと聞くと、わが国でも土木研究所において41年度に試作した。

本サンプラーの特長はすでに述べたように、固定ピストンであること、試料とそれを収納する容器との間にまったく摩擦が生じないよう16本のフォイルテープが考案されており、その結果、乱さない $15 \sim 30\text{m}$ の試料を連続して取り得ることであった。ロータリー式では、このサンプラーに外管を取付け、その先端のビットで回転しな

が地層を切り進む。ビットの回転で土が乱される可能性があるの
で、デニソンサンプラーと同様カッティングエッジが最大20mm程度
先行する。試料の径は67mm、外管は径140mm、ビットの直径約170mm、
1回の採取長はフィルテープの厚さにより異なる。

2-3-2 支持力調査

支持力調査では、支持力を知るため支持層の構成と各地層の土の諸性
質、間げき水圧を求める。また、載荷試験およびグイの打込み試験な
どによって直接支持力を求める。

地盤の支持力を求める方法には、事前の調査で地盤の工学的な諸
常数および地盤の構成を明らかにして理論的支持力計算法によって
求めるものと、載荷試験やグイの打込み試験などから直接支持力を
求める方法がある。また場合によっては両者の組合わせによって求

めることもある。これらのうちいずれの方法によるかはそれぞれの
現場の条件により異なるであろうが、一般的な進めかたとしては、
まず地盤常数を明らかにして支持力計算を行ない、ついで現地にお
ける確認の意味、または総合的な支持力の判断のために載荷試験な
どを行なうという手順をとる。

後者には小型の試験用のものと実構造物、または実グイに対する
ものがあるが、ここでは2-3-5において小型試験用の載荷試験のみ
に触れるものとし、実構造物などの大型の試験については本指針の
第5編で解説されるのでここでは触れない。

○ 支持力を計算するための地盤のせん断常数の調査

理論的な支持力計算法にはTerzaghiの方法をはじめ実に多くの
方法があるが、いずれの方法を採用するにしても地盤のせん断常数
(粘着力C、および内部摩擦角 ϕ)、単位体積重量、間げき水圧が定まら
なければならない。このうち地盤のせん断常数が本調査の主体とな
る。地盤のせん断常数の調査は調査すべき地盤の種類によってお

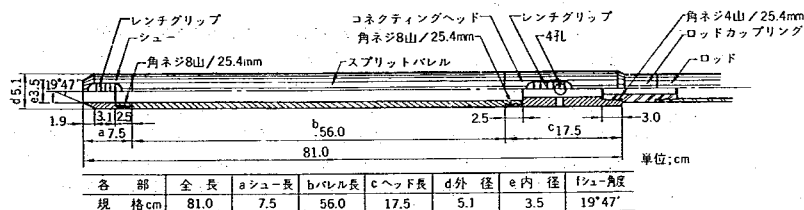


図-23 標準貫入試験用サンプラー JIS A 1219

ずから異なるので、以下では砂質土、粘土質土、砂レキ質土
地盤、岩盤質土地盤のおおのの場合に分けて考えてみたい。

(a) 砂質土

砂質土の乱さない試料の採取が、ほとんど不可能に近い現在にお
いては、せん断常数の調査は原位置試験によるのが普通である。こ
の試験方法には種々の方法があるが、いずれも棒状の物体を地中に
動的に打込むか、または静的に圧入するときの抵抗力を測定するの
を基本原理とする。具体的には標準貫入試験、スウェーデン式サウン
ディング、ダッチコーンが代表的であり、その他先端角60°のコー
ンを打撃で打込むものもある。このうちでも標準貫入試験はもっと
も活用されている方法で、現場試験の代名詞のごとくでありN値万
能とさえ感じられるほどである。したがって、それだけにこの方法
の扱いにはもっとも慎重な配慮がなされるべきであろう。

(1) 標準貫入試験：本試験方法の詳細はJIS A 1219に規定され
ているので、これを読んでいただくことにして、ここでは本法の概
要と実施に当たって注意すべきいくつかの点、および結果の解釈に
ついて述べる。

まず方法のあらましを述べると、ボーリング孔を利用してボー
リングロッドの先端に図-23のごとき貫入体(Raymond Sampler、外径51
mm、内径35mm、長さ810mmの二ツ割り内筒)を取付け、測定深度に達
したら、ロッドの地上部分へ重さ63.5kgのハンマーの自由落下75cm
による衝撃力を与え、貫入体が地中に30cm入るに要する打撃回をも
つてN値と称し地層強度の指標とする。

このように方法そのものはきわめて簡単であるが、まず第1に重
要な点はN値を求めるのに貫入させた30cmの地盤が現地地盤の状況
を忠実に保持していたのかどうかということである。本法はボーリ
ング孔を利用してその孔底で貫入試験を行なう方法であるから、場合
によっては孔底より上方の孔壁から崩落した土が厚く孔底に沈積し
ていたり、またボーリングビットで孔底を攪乱したり、循

環泥水圧が過剰で孔底を破壊したり、また地層の間げき水圧が孔内
水圧より高くなり孔底にグイックサンドを生じたりなど種々の原因
で孔底付近が原地盤の締まり具合を示していないことがある。この
ような問題が生ずるのは、すべてボーリング技術とその作業管理に
起因するものと思われる。

これらの点がおそろにされたならば、測定したN値はまったく
無意味なものとなる。またいうまでもなく本試験を実施するための
ボーリング法は、前述したようなわけでロータリー式に限定すべき
であって、衝撃式、水洗式は経済的ではあろうが採用すべきではない
と考えられる。つぎに本試験方法の他の方法にみられない優れた点
の一つは、貫入体が一種のオープンドライブサンプラーであること
である。したがってN値を測定した地点の土質の大体の性質(粒徑、
比重などの物理的性質)を知ることができる。N値と土質の判定を常
に併用して使用すべきである。これはN値を解釈するうえで重要で
ある。

<N値の補正>

① ロッド長さの問題 ロッドが長くなれば、すなわちN値の調査深
度が深くなればロッドの弾性変形、バックリング、孔壁との摩擦、
ロッド重量の増大などのため打撃効率低下し、その結果としてN
値が過大に評価されるのではないかと懸念があった。そこでこ
のような考え(福岡、1956、池田、1959、北郷、1960)からN値の修正式が提
案されている。ここでは本指針「クイ基礎の設計編」に示された次
式 $N=N'(1-\frac{l}{100})$ を示す。ここに l =ロッド長さ(m)、 N' =実測
N値、 N =修正N値である。本式を実用式として利用することがで
きよう。

しかし最近 H. J. Gibbs, W. G. Holtz (1957)、竹中(1965)らの研究
によってロッド長さによる打撃効率への影響は、あまり問題になら
ないことが発表されている。しかし今なおこの点に関して完全に解

決されたものでもなく議論が絶えない。理想的な打撃方法は、いかなる深度においてもロッドの影響がない孔内打撃装置によることである。この装置は数年来土研で研究を重ねているが、まだ実用化の域には達していない。したがって現状では、上述した修正式を用いるのが安全側と考えられる。

② 上載圧による影響 砂のように強度特性がほとんど内部摩擦角により決まってくるものではその砂に働く上載圧 p の影響が N 値に相当影響するであろうことはじゅうぶんに考えられることである。

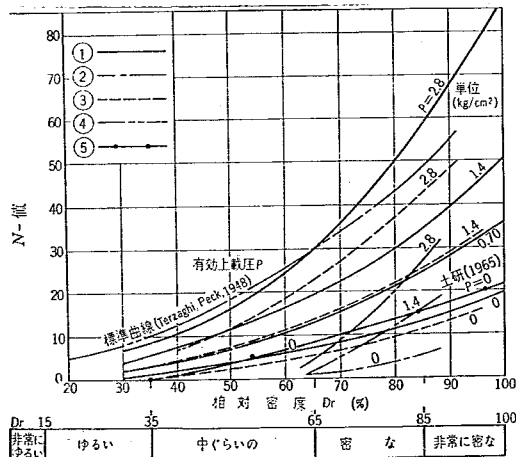
この問題の一端は前述した Gibbs & Holtz(1957) の実験によって明らかにされ、その結果はアメリカ海軍省の Design Manual に使用されている。ここでは彼らの研究の成果を利用させていただくことにする。

図-24 は有効上載圧 p が $0 \sim 2.8 \text{ kg/cm}^2$ の実測 N 値と砂の相対密度 D_r の関係を示すものである。それぞれの曲線は p によって異なった N 値と D_r の関係を示している。この実験は直径、高さとも約 1 m の鋼製容器の中へ、種々の密度、粒度、飽和度の砂をつめ、この上部にスプリングパネによって上載荷重を加えた。この結果が①②③④の曲線であるが、現場貫入試験とサンプリング試験の結果によると①の曲線群がいろいろの条件の砂について妥当性があり、一般的に使用することができるという。同図中に Terzaghi-Peck が与えた曲線を入れたが、この曲線は①曲線の上載荷重約 2.8 kg/cm^2 の関係に近い値であることがわかる。したがって $p < 2.8 \text{ kg/cm}^2$ の浅い領域での N 値と D_r には Terzaghi-Peck の関係はなりたないことを

N 値と砂の相対密度の関係に対する上載圧の影響

凡 例

- 下記粗砂および細砂の平均；気乾と湿潤状態……………①
- 細砂 ($D_{10}=0.34 \text{ mm}$, $D_{30}=0.035 \text{ mm}$)；飽水状態……………②
- 粗砂 ($D_{10}=2.0 \text{ mm}$, $D_{30}=0.35 \text{ mm}$)；飽水状態……………③
- 標準曲線 (テルツァギー、ペック, 1948)……………④
- 新潟砂 ($D_{10}=0.34 \sim 0.35 \text{ mm}$, $D_{30}=0.10 \sim 0.12 \text{ mm}$ ；湿潤状態、一部飽水)……………⑤



N 値と砂の相対密度 (H. J. Gibbs, W. G. Holtz の原図 (1957) に一部加筆)

図-24

示す。また同図中に、土研研究所で行なった新潟の沖積砂 ($D_{10}=0.1 \text{ mm}$, $C_u=3$, 湿潤、一部飽水) を用いた N 値と相対密度 D_r との関係併記した。この実験は上載圧 $p=0$ で人工転圧である。

図-24 によって明らかなように土研の実験と Gibbs らの実験結果とがほぼ一致しており①曲線群の妥当性を示すものと考えられる。

以上によって N 値と砂の相対密度への影響がわかったが、次項で述べる Terzaghi-Peck らの相対密度と砂の内部摩擦角の関係を利用するには実測 N 値を修正する必要がある。この修正は図-24 で直接に行なうか、または次式で修正 N 値を求めることができる。

$$N = N' \left(\frac{5}{1.4p + 1} \right)$$

ここに、 N = 修正 N 値

N' = 実測 N 値

p = 有効上載圧 $p (\text{kg/cm}^2)$ 。ただし $p \leq 2.8 \text{ kg/cm}^2$ とする。

〈 N 値と砂の相対密度および内部摩擦角との関係〉

N 値と砂の相対密度および内部摩擦角の関係は 1948 年の Terzaghi-Peck の研究以来、Meyerhof (1953)、Dunham (1954)、Gibbs & Holtz (1957)、大崎ら (1959) によって研究され、今日では信頼すべき関係があるものとして設計に広く用いられている。砂の相対密度 D_r は、その砂のもっとも密な状態と、もっともゆるい状態を比較するものであって粗密度、すなわちせん断特性、圧縮性の重要なインデックスである。間げき比も同様の意味をもつが、しかし粗粒土では粒子の大きさ、形状、均等度によって異なるので、締まりの度合の判定には相対密度がもっともよいわけである。このような意味から相対密度と内部摩擦角の関係が重要となる。

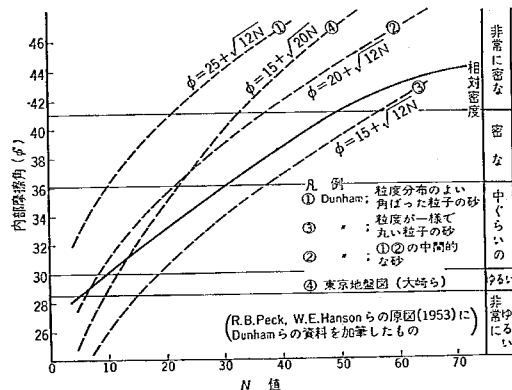


図-25 N 値と砂の内部摩擦角 (ϕ°)、相対密度の関係

図-25 は Peck-Hanson の原図 (1953) に上述した研究者の提唱する関係を一括して示したものである。

また Meyerhof は内部摩擦角 ϕ と相対密度の関係を次式で示した。

$$\phi^\circ = 25 + 0.15 D_r \text{ (細砂とシルトが5\%より多い砂)}$$

$$\phi^\circ = 30 + 0.15 D_r \text{ (細砂とシルトが5\%より少ない砂)}$$

N 値と相対密度の関係は前項で述べた Gibbs & Holtz の原図 (図-24) から求めることができる。

以上によって N 値から相対密度と内部摩擦角を求めることができる。しかし図-25 でもわかるようにおのおのの関係には相当の差異

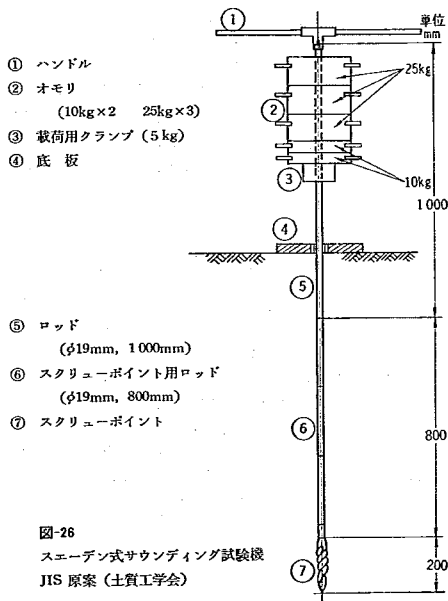
がある。これは、各研究者がその関係を導くのに用いた砂の粒度とか均等性、上載圧に対する考慮、内部摩擦角の求め方、その他貫入試験の条件（ロッドの長さ、重さなど）、含水状態など多くの差異が生ずる原因が考えられる。現状では設計にどの関係式を採用するかは設計者の判断にゆだねられているようであるが、一般にはもっとも古くから利用され、かつ安全側の値を出す Peck の式を利用することがよいのである。

本指針を審議中の道路協会下部工小委員会では、これらの実情を勘案して次式の採用を検討している。 $\phi = 15 + \sqrt{15N}$ 、ただし $N > 5$ 。

この式は N 値が小さいところでは多数の研究の下限を与えるものである。ただし、ここでも N 値は前項で述べた修正を行なう必要があらう。

(2) スウェーデン式サウンディング試験

本試験装置は図-26に示すようなもので、装置そのものが簡単であるから比較的浅い所（10～20m）のサウンディングを多数点行なうのに便利である。ただし単管式ロッドであるからロッドが長くなれば孔壁との摩擦が大きくなり測定値は不正確となる。標準貫入試験のようにボーリング孔の掘削の必要がない。方法の具体的な進め方は JIS 原案（土質工学会1963）に詳しい。概要を述べると図-26に示す長さ20cm、最大直径33.3mmのスクリー状ポイントが地中に貫入するに必要な抵抗力を測定する。最初ロッドの上端部に最大重量100kgまでのオモリを載せて、自沈するときの重量 W_{sw} を測る。100kgで貫入しない場合はロッドを通してポイントに回転を与え1m貫入するに要する半回転数 N_{sw} を測定する。これによって得た



W_{sw} と N_{sw} が地層の締め具合を示す指標となり、相対的な地層断面を求めることができるわけである。せん断常数に換算するには、それぞれの地域での代表的な地点を選び、サンプリング、室内試験を行なって W_{sw} と N_{sw} のせん断常数への相関を求めるか、標準貫入試験による N 値との相関を求めておく。一例を示すとつぎ

のようである。

N 値 = $2 + 0.067 N_{sw}$ (福田, 1960) レキ, 砂, 砂質土

N 値 = $0.084 N_{sw}$ (三木, 1959) 砂

すでに述べたように本法は簡便であり多数のデータを得るのに適するが、しかしせん断常数を求めるのには本法のみでは不可能であって、標準貫入試験かボーリング調査などで地層の土質構成を確認しておかなければならないこと、つまり補間用のサウンディングとして活用しなければならない点に注意する必要がある。

(b) 粘土質地盤

粘着力があり乱さない試料の採取が可能な粘土、シルト質粘土などのせん断常数の決定は採取試料による三軸圧縮試験、または直接せん断試験などによりこれらの常数を求めめるのが普通である。飽和粘土の場合は一軸圧縮試験を行ない、一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ を粘着力とすることができる。

サウンディングは以上のような調査結果に対して、さらに多数点の資料を集め、調査密度を向上させる場合とか、概略のせん断常数を簡便に求める場合に使用する。主として利用するサウンディング方法はスウェーデン式サウンディング法、コーン貫入試験法、標準貫入試験法である（この他に、ベーンせん断試験法とかイスキメーター法などがあるが、これらは極めてやわらかい粘土層に適用する方法である。この種の地盤を橋梁の支持層とすることは 特別な場合を除いてはまずないものと思われるので説明を省略する）。

(1) スウェーデン式サウンディング：(1)で方法の概要を示した。粘性土では W_{sw} , N_{sw} と一軸圧縮強度 q_u との間に次式の相関がある。

$$q_u (\text{kg/cm}^2) = 0.045 W_{sw} + 0.0075 N_{sw} \quad (\text{福田}, 1960)$$

上式によって q_u の概略値を知ることができるが、可能なかぎりはおのおの試験地盤で事前に相関をつけておくことが望ましい。

(2) コーン静的貫入試験法：単管式のポータブルコーンベネトローメーターおよび2重管式のコーンベネトローメーターがある。前者は10m以下のごく浅い部分に使用する。後者はロッドと孔壁の摩擦を避けるために2重管ロッドにして、40～50mまでの探査ができるようにしたものである。種々の型式が考案されているが、なかでもダッチコーンは広く利用されているようで、先端支持力の測定だけでなくロッドに作用する全周面摩擦を測定するものと先端の周面摩擦を局部的に測定し得るものがある。いずれの型式にしても先端角30°ないし60°の円錐を鉛直に静的に貫入させる方式で、貫入に要する力をコーン支持力 q_c として表現する。

せん断常数 C への換算は、一般に次式の関係が認められ利用される。

$$C \approx \frac{1}{10} q_c \text{ kg/cm}^2$$

(3) 標準貫入試験法：標準貫入試験は動的な貫入試験であるから粘性土のように粘着性の性質のため静的性質と動的性質が異なる土質に対しては適当な方法とは考えられない。このことは、粘性土に対するクイの打込み試験の場合と同様である。このようなわけであるが、本法を利用するのは自然の地層は砂質層と粘性土層が互層していることが多くみられ、このような場合に、砂質土層に適用した動的な標準貫入試験を便宜的に使用するためであらう。 N 値とせん断強度との関係は砂質土ほど密接ではないが、概算し得る関係式に導かれたものに、つぎのものがある。一軸圧縮強度 q_u (kg/cm²) と N 値の関係は、

$$q_u \approx \frac{N}{8} \text{ (Terzaghi-Peck)}$$

$$q_u \approx \frac{N}{7} \text{ 中塑性性粘土}$$

$$q_u \approx \frac{N}{13} \dots \text{低塑性粘土と粘土質シルト} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{(Design Manual, 1962に} \\ \text{よる)} \end{array} \right.$$

$$q_u \approx \frac{N}{4} \dots \text{高塑性粘土}$$

また東京地方の沖積粘土質層と洪積粘土質層の同様な関係を図-27に示した。これを見ても、この関係は相当にばらつくことがわかる。バラツキの原因は前述したとおりであるが、図-27では地層による差異、すなわち沖積層と、洪積層である東京層とは、同じ N 値でも後者は非常に大きい強度を示す傾向にあることを示す。この点は粘土質土の N 値を判断するうえで重要なポイントになるのではないかと考えられる。

以上で粘性土における N 値とせん断強度との関係を述べた。これによって粘性土は、砂質土のようにそのせん断強度が単に土粒子の相対密度と上載荷重で決まるのとは異なり、その他の要素に大きく支持されるので N 値のみによるせん断強度の判定は概算には利用できてもきわめて不確実さを伴うことが理解されよう。また N 値の解釈においても粘性土では C を、砂質土では ϕ を反映するのであるから、おのおのは全く別の力学的要素を示していることに注意する必要がある。

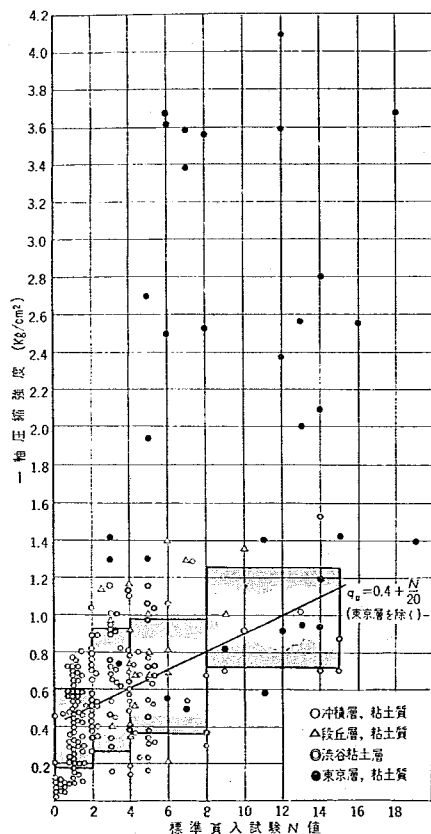


図-27 粘土質地盤に対する N 値と一軸圧縮強度の関係(東京地盤図)

(c) 砂レキ地盤

レキを多量に含む地層からのサンプリングは極めて困難でありまた適当なサンディング方法も現在では確立していないので、せん断常数の判定はむずかしい。したがって支持力の判定は載荷試験によりどこを求めることが多いようである。以下においては載荷試験以外で、一般的に行なっている調査方法について検討してみたい。

これは、①砂質土に行なう動的貫入試験、とくに標準貫入試験を準用して内部摩擦角を推定する方法、②またはとくに上部からの荷重が大きいか大規模な構造物を考える場合などでは、なんらかの方法でサンプリングを行ない大型の三軸圧縮試験(直径10~30cm, 高さ20~60cmの供試体)でせん断常数を求める方法である。ただしこの場合試料は乱された試料が一般である。後者の場合の本四連格橋地盤調査で取扱った洪積明石砂レキ層に例をとって現地から搬入した乱した試料で直径10cm, 高さ20cmの供試体を作り室内で高圧三軸試験を行なった。その結果、最大粒径が25mm, $D_{10}=0.6$ mm, $D_{60}=7.0$ mm, 乾燥密度 $\gamma_d=2.0$ g/cm³ (非常に細粒分の少なく、また密な試料)で $C=1.2$ kg/cm², $\phi=40^\circ$ である。また最大粒径 25mm, $D_{10}=0.006$ mm, $D_{60}=5.0$ mm, $\gamma_d=1.76$ g/cm³ 含水比 $w=12\%$ のやや細粒分の多い密な試料で $C=0.6$ kg/cm², $\phi=30^\circ$ であった。その他、後者の試料の場合の種々の密度($\gamma_d=1.5\sim1.65$ g/cm³, $w=10\sim12\%$)で実験を行なって $C=0.02\sim0.2$ kg/cm², $\phi=18^\circ\sim29^\circ$ を得た。つぎに前述したやや細粒分の多い試料に、ほぼ類似の明石砂層からハンドトリミングで「乱さない試料」を採取し、同様の三軸試験をした結果 $C=1.9$ kg/cm², $\phi=23^\circ$ であった。この場合の含水比 $w=13\%$, $\gamma_d=1.65$ g/cm³ である。

以上の例によって砂レキ層の概略のせん断常数のオーダーがわかり、 ϕ は大きくても 40° ほどりかと思われる。またこの例で乱した試料と乱さない試料では ϕ に大差がないが粘着力は後者が相当に大きくなっている。これは黄褐色の洪積層であって砂レキ間に水酸化鉄が沈澱しているためと考えられ、一般の洪積砂レキ層にもみられる特有の現象ではないかと思われる。すなわち沖積層と洪積層のたい積環境と地史に基づく結果であろう。

つぎに標準貫入試験の適用について考えてみたい。まず本試験法では信頼性が低いと考えられる原因は、①ゆるいレキ層ではサンプラーがレキの間へすべりこんだり、円レキの回転ですべりこんだりなどして低い N 値が出ること、②大きなレキがあるときはサンプラーがその上で止まったり、またサンプラーの中へレキがはさまりこまれたりなどして N 値が過大に出ることなどがある。そこで、この試験法を適用するためにはつぎの点に注意する必要がある。①レキの最大径、粒度分布の概略をチェックし貫入試験のサンプラー径(51mm)より大きいレキが多い所では試験をしない。砂レキ層で求めた N 値には必ず最大粒径を併記する。②測点をできるだけ多くとり平均値を求める。このさい、特別に大きい値、小さい値が含まれたら前述したことが原因と思われるので除外する。③砂地盤における同様 N 値の深さに対する補正をする——などである。

しかしこのようにして求めた N 値から ϕ を推定した場合もその値は信頼性の低いものと判断すべきであろう。というのは砂の場合のように N 値と ϕ の相関、相対密度との相関に関する裏付け資料がほとんどないからである。

(d) 岩盤

岩石の種類は多種多様であるが強度的に分けて考えると次の3種に大別できる。①硬岩 ($q_u > 100$ kg/cm²以上) よりなる岩盤。②軟岩 ($q_u < 100$ kg/cm²) よりなる岩盤。③著しい風化あるいは

は破砕を受けた岩盤である。①の場合は、その岩盤にとくに著しい弱線がなければ、またその岩盤が基礎幅の約1.5倍程度の深さまで連続することが確認されていれば一般の構築物基礎地盤としてじゅうぶんな支持力をもっているの、特別なせん断力の調査は必要がないと思われる。しかし著しいキレツ、節理、断層などがあり支持力に懸念があれば、その部分についてのせん断強度を行なう。その方法はダム岩盤などで行なう原位置のせん断試験(ブロックジャーテスト、ロックジャーテストなど)がある。試験結果の利用にあたっては岩盤の地質構造をじゅうぶんに把握したうえで行なう必要がある。岩盤には局部的な不規則性が著しいからである。

軟岩は新第三紀層とか洪積層などの新しいたい積層にみられる地層であるから沖積層の基礎とかその周辺に多く、したがって地形的には平地とか丘陵、低山部に多い。軟岩は他の硬岩に比べると含水比が10~30%程度と高く、風化をうけていなければ飽水状態に近く、キレツも少ない。このような岩盤のせん断強度を求めるにはボーリングなどで乱さないサンプリングを行ない、さらに室内三軸圧縮試験でせん断断数を求めることができる。この場合の三軸試験機は土質用では容量がたりないので岩石用三軸圧縮試験機を用いる。その他原位置における直接せん断試験を行なうのも可能である。従来より得たデータによると、泥質岩、凝灰質岩の内部摩擦角は非常に小さく($\phi \approx 0 \sim 10^\circ$)、砂岩のそれは $20 \sim 60^\circ$ で幅が広い。

風化あるいは著しく破砕を受けた岩盤のせん断断数調査は一概に決めることはむずかしい。その風化、破砕の程度によって、砂レキと同様の扱いもできるし、また岩盤で行なう原位置試験によることもできる。この種の岩盤の調査ではじゅうぶんに地質構造調査を行なって、岩盤の種類、方向性、不均一性、立体的な分布状況を把握しておかなければならない。最後に各地の岩盤について原位置のせん断試験を行なった結果の一例を図-28に示しておく。これによって岩盤のせん断断数のオーダーを知ることができる。

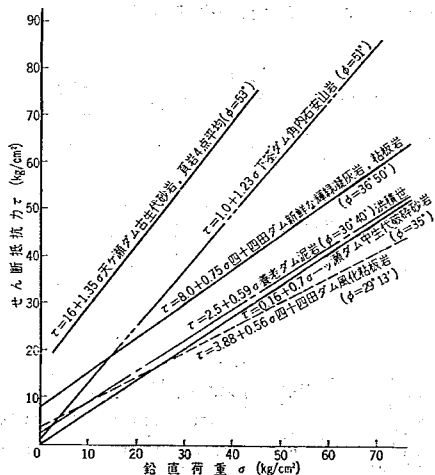


図-28 各地の原位置せん断試験結果の例

2-3-3 圧密沈下に関する調査

圧密沈下に関する調査では、圧密に影響する地盤構成、間隙水圧ならびに土の諸性質を求める。

圧密沈下について調査すべき範囲は、すでに2-3の(2)のべたが、この範囲内に粘土層があると、乱さない試料のサンプリングをおこない圧密試験をする。試験法はJISA 1217にしたがって行なう。

試験の結果、圧密先行荷重(圧密降伏荷重)が求まると、構造物が置かれた後の地盤内応力と先行荷重の関係を検討し、前者が後者を越えるようであれば圧密沈下の計算をする。いうまでもなく、先行荷重点までの応力増加は弾性的な沈下として取り扱い、それより荷重の大きい領域を圧密沈下とする。圧密計算によって沈下量の概算ができる。沈下量の時間的な変化は、地盤構成と圧密係数から計算できるが、精度は沈下量の計算よりさらに落ちる。つぎに圧密計算の具体的な手順を、K. Terzaghiの1次元圧密理論により追ってみる。

飽水した粘土層から固定ピストンシンウォールサンプラー、フォイルサンプラーなどで乱さない試料のサンプリングを行ない、これから圧密試験のための試料を作成する。試験はサンプリング後できるだけ早く行なう。時間の経過とともに試料の周辺から試料に変質(地中から取出されると試料の酸化が生じたり、含水比の変化が生じる)が生じるからである。

試験は前述したようにJISA 1217にしたがって行なう。なお試験結果の解析に先立って圧密が予想される深さの範囲、付近の地層の構成を明らかにし、圧密の排水条件を決める砂質層の位置を確認しておかなければならない。

圧密試験の結果、圧密先行荷重(p_0)、圧縮指数(c_c)、圧密係数(c_v)、初期間隙比(e_0)、 $e - \log p$ 曲線などの圧密特性が求まる。 p_0 は圧密沈下の判定に重要な値であり、 p_0 はその粘土が過去に受けた最大圧密荷重と定義される。現在の有効載圧とほぼひとしければ正規圧密、大きければ過圧密、また小さい場合は未圧密の状態にある。ただし、未圧密は一般の自然界にはほとんどないが、最近の人工的に急激な地下水位の低下があったような所ではみられ

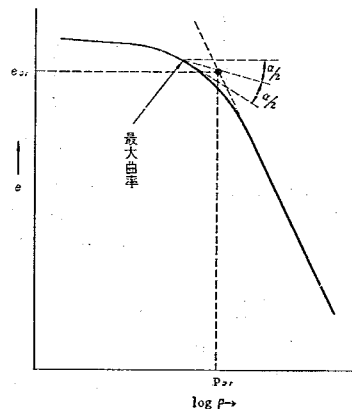


図-29 $e - \log p$ 曲線

る。圧密先行荷重は、 $e - \log p$ 曲線の曲率が最大となる点におい

て、A. Casagrande の方法で図-29 のようにして求める。曲線は、圧密荷重が0.05, 0.1, 0.2, 0.4, ……と等比級数に載せた時の圧密終了時の間げき比と荷重の対数目盛りで描かれるが、一般には、点で与えられた資料をスムーズ曲線でつないで示す。したがって曲線の引き方によって多少個人的な差異があり、当然最大曲率の点が多少ズレることがあるので、 p_0 についてあまり細かい数字の検討を行なっても当を得ていない。

沈下量の計算は次式のいずれかによる。全沈下量 S は、

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_i}{1 + e_{oi}} H_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$= \sum_{i=1}^n \frac{c_{ci} \cdot H_i}{1 + e_{oi}} \log \left(1 + \frac{\Delta \sigma_i}{p_{oi}} \right) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$= \sum_{i=1}^n m_{vi} \cdot \Delta \sigma_i \cdot H_i \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

i : 深さごとの圧密層の区分

H_i : i 層の厚さ (cm)

e_{oi} : 初期間げき比

c_{ci} : 圧縮指数 $c_{ci} = \frac{e_{oi} - e_i}{\log \left(1 + \frac{\Delta \sigma_i}{p_{oi}} \right)}$

$\Delta \sigma_i$: 載荷重による i 層の荷重増 (kg/cm²)

e_i : $e - \log p$ 曲線における $p_{oi} + \Delta \sigma_i$ に対応する間げき比

m_{vi} : i 層の体積圧縮係数 (cm³/kg) $= - \frac{\frac{dp}{de}}{e_{oi} + 1}$

(2) 式で計算する場合、 $e - \log p$ 曲線がなければ正規圧密として、

$c_c = 0.003(L_w - 10) \dots\dots\dots$ A. W. Skempton

$= 0.010 L_w \dots\dots\dots$ 東京地盤図

で概算できる。 L_w は液性限界である。

圧密に要する時間の計算は、適用する荷重強度の圧密係数 c_v

($p_{oi} \sim p_{oi} + \Delta \sigma_i$ 間の c_v の平均値) と排水層の位置にもとづいて次式で行なう。

$$t = \frac{TD^2}{c_v} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 t : 圧密に要する時間。(単位 sec)

D : 圧密層の厚さの $\frac{1}{2}$ (ただし圧密層の上下が排水層で境されるとき、または全厚 (上下のうち一方のみが排水層と接するとき)。(単位 cm)

c_v : 圧密係数 (圧密層が数種の場合は以下でのべる計算例のようにする)。(単位 cm²/sec)

T : 時間係数、圧密度 U によって別表のように与えられる。

つぎに計算例を示す。地盤調査の結果 図-30 の地盤構成であるこ

別表

U	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%
T	0.008	0.031	0.071	0.126	0.197	0.287	0.403	0.567	0.848

とが判明したとする。基礎はタイを用い第4粘土層で止められた摩擦グイと考える。したがってグイの根入れ長さの下から 1/3 の所に基礎荷重面があるとして、各粘土層への鉛直応力の増分を本指針 2-3 (2) に従って求める。この時の各層への応力増分 $\Delta \sigma_i$ は簡単のために層の中心深度を考え、基礎の中心直下と隅角部直下の平均値をとる。自然地盤の有効上載圧と圧密試験結果による圧密先行荷重 p_{oi} との関係を見ると、図-30 の右表に示したように第3~6粘土層が正規圧密、第7粘土層が約 13t/m² の過圧密にあることがわかり、基礎からの荷重増 $\Delta \sigma_i$ によって第3~6層が圧密沈下、第7層は過圧密度が $\Delta \sigma_i$ より大きいので圧密沈下をしないと判断される。したがって第3~6粘土層の圧密計算が必要である。圧密沈下量は前述の(1)~(3)式で与えられる。ここで(2)式を用いて計算すると表-10 のとおりである。計算条件は図-30 による。

表-10

計算過程 圧密層	圧密先行荷重 p_{oi} (t/m ²)	有効土かぶり圧 + 載荷重増分 $p_{oi} + \Delta \sigma_i$ (t/m ²)	$\log_{10} \frac{p_{oi} + \Delta \sigma_i}{p_{oi}}$	$\frac{c_{ci} \cdot H_i}{e_{oi} + 1}$	$\frac{\Delta S_i = \frac{c_{ci} \cdot H_i}{e_{oi} + 1} \log \frac{p_{oi} + \Delta \sigma_i}{p_{oi}}}{\text{(cm)}}$	$\Sigma \Delta S_i$
第3粘土層	9.0	18.5	0.286	32.2	9.2	
第4 "	13.5	17.1	0.117	72.5	8.5	
第5 "	17.0	18.4	0.049	67.3	3.3	
第6 "	20.0	21.6	0.021	144.0	3.1	
第7 "	40.0	27.5	—	—	0.0	
計						24.5cm

圧密に要する時間の計算は(4)式で行なう。圧密試験から得られた c_v は図-30 のように各層で異なる。そこで仮想 c_v' に対する等価層厚へ変換する。この場合、等価層厚を D' とすれば(5)式 (久野：軟弱地盤工法, 1962)

$$D' = \sum_{i=1}^n \left(H_i \cdot \sqrt{\frac{c_v'}{c_{vi}}} \right) \quad \dots\dots\dots (5)$$

で求められる。そこで図-30 の条件は、

$$D' = 400 \sqrt{\frac{4 \times 10^{-3}}{1 \times 10^{-4}}} + 700 \sqrt{\frac{4 \times 10^{-3}}{5 \times 10^{-3}}} + 500 \sqrt{\frac{4 \times 10^{-3}}{4 \times 10^{-3}}} + 800 \sqrt{\frac{4 \times 10^{-3}}{3 \times 10^{-3}}} \\ = 2320 \text{ cm}$$

である。圧密時間は(4)式から、図-30 は両面排水 (上下で砂層に接する) であるから表-11 のようになる。

表-11

$t = \frac{TD^2}{c_v'} \text{ (sec)}$ $D' = \left(\frac{D'}{2} \right)^2 = 1.34 \times 10^6 \text{ cm}^2$ (両面排水)	圧密度 U (%)	時間係数 T	圧密時間 t (秒)	(日)
	30	0.071	2.4×10^3	280 約2か月
	40	0.124	4.2×10^3	485 約1.3年
	50	0.197	6.6×10^3	765 約2.1年
	60	0.287	9.6×10^3	1100 約3年
	80	0.567	1.9×10^4	2200 6年
	90	0.848	2.4×10^4	2700 7年

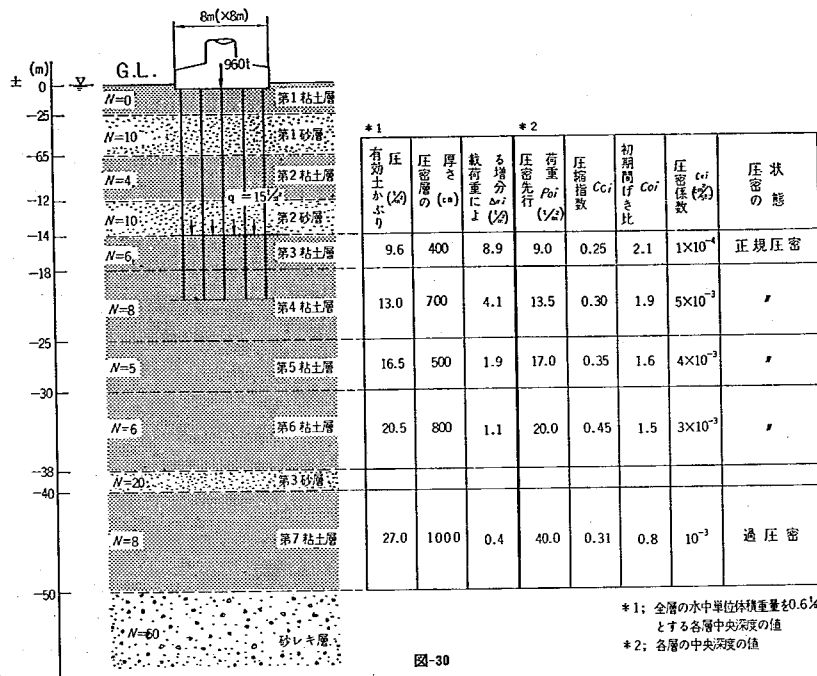


図-30

2-3-4 土圧、間げき水圧調査

土圧、間げき水圧調査では、土圧に影響する地盤の構成と、土の諸性質および間げき水圧を求める。

この調査は支持力調査と同一の調査であり、求める常数は粘着力、内部摩擦角、単位体積重量その他、地盤の種類、構成、地表形状である。ゆるい砂 ($N < 5$ 程度) では地震時に流動化することが予想されるので、粒度組成に注意し、流動化に対する配慮が必要である。土圧の計算については、本指針第3編2.5条に規定されているので参照されたい。

間げき水圧の調査は、基礎の支持力や滑動、転倒などの安定計算において有効土圧の算定に必要であり、またケーソン基礎などの施工上必要である。調査の方法は、ボーリング孔を利用して間げき水圧計を埋設し測定するものと、孔内水位により判定するものがある。間げき水圧計にはカールソン型、差動トランス型、マノメータ型、磁わい型などが主として使用されている。間げき水圧の測定は一般に長期にわたるので、電気式の場合は絶縁性の保持に特に注意を要する。また、いずれの型式によるにしても、ボラーストンその他間げき水がはいる回路では空気抜きを完全に行なわなければならない。これは実際には非常にむずかしいが、空気ははいつていると、その圧縮のため正しい水圧が計れない。したがって間げき水圧の測定は、じゅうぶんに熟練した信頼できる測定技術に依頼するのがよい。

なお土圧、間げき水圧の測定については、本指針の試験編で具体的に取上げられる。

2-3-5 地盤係数、打込まれたクイのパネ定数の調査

地盤係数、打込まれたクイのパネ定数は、原則として載荷試験によって荷重と変位との関係から求める。

本調査は、下部構造の変位ならびに応力の計算に必要な地盤係数 (K 値)、打込まれたクイのパネ定数を求めるものである。地盤係数には鉛直、水平方向があり、クイのパネ定数にはクイ軸方向、クイ軸直角方向の区別がある。調査の方法を大別すると表-12のようである。すなわち載荷試験によるもの、サウンディングによるもの、および室内土質試験によるものに分けることができる。

このように種々の方法があるが、本指針では①の載荷試験の応力-ヒズミ関係から求めることを原則とし、概略の値を求めるのに①以外の方法も使用することとしている。しかし①の方法でも求められた値はおのおのの試験方法、条件などに規制された値であり、実構造物を用いた試験は別として、それ以外の試験についてはその解釈について種々の問題をかかえている。

ここでは、調査を進めるにあたって、および結果の評価について留意を望む事項について検討する。

① 打込まれたクイのパネ定数、地盤係数の調査は、実グイまたは小寸法のクイを用いて載荷試験を行なう。クイ軸直角方向のこれら常数を求める場合は、地盤がたとえ一様で、かつ打込み方法が同じでも、同一径のクイで求めた結果が非常に異なることがある。たとえば関東ローマ地盤で行なわれたクイ径100~500mmの鋼グイの試験 (吉田; 土木技術資料, Vol.6 No.11, 1965年) では、同一径についての逆算 K 値は、時に倍あるいは数倍の差を生じた。この原因としてはい

ろい考えられるが、その一つには、打込み時のクイにわずかな片寄りなどが生じ、そのため周辺地盤のクイに対する拘束条件が一樣でなくなったり、方向性をもったためと思われる。このようなことは、一般の場合にもじゅうぶん考えられることであるから、軸直角方向載荷試験は、1本のクイについても、1方向だけでなく、その反対方向へも行なっておくことが望ましい。

② ボーリング孔を利用した横方向載荷試験には、プレシオメーター、L.L.T.、土研式ゴムチューブ法など、測定管がゴムからなるものと、縦割り剛性円筒からなり等変位に規制しうる測定法がある。これらのうちではプレシオメーターと土研式が従来から最も多く利用されている。ここではゴムチューブ式の方法について、測定およ

び結果の解釈上注意すべき点を考えてみる。

まずボーリング孔が原地盤を乱さず、かつ壁面を平滑に仕上げられることが基本である。特に砂質の地層では地盤がゆるみやすいので、地下水以下の所では、適正な比重を有する泥水で孔壁を保護する必要がある。また孔壁に厚いマッドケーキ (mud cake) が付着すると、クリーブ量が増大する原因となる。

つぎに測定が行なわれると、連結パイプ、ゴムチューブの膨張圧の補正をするが、それと同時に圧力計の検定に注意する。このようにして求められた値の精度はK値で有効数字1ケタないし2ケタ、変形係数で1ケタ程度である (陶山、今井ら;「土と基礎」, Vol. 14, No. 11 1966年) ことが報告されている。

表-12

① 載荷試験により直接的に求める。	1. 打込まれたクイを用いた載荷試験から……バネ定数、地盤係数 (K値) 2. 平板による地盤載荷試験から……K値、変形係数 (E) 3. ボーリング孔を利用した横方向の載荷試験から……K値、E
② サウンディングから間接的に求める。	1. 標準貫入試験から……N値→変形係数 (E) N値→K値 2. ベーンせん断試験、コーン貫入試験など……粘着力 (C)→E
③ 土質試験から求める。	一軸、三軸、圧密試験から……E または $\frac{1}{m_p}$ (体積圧縮係数)
④ その他 (推定)	Terzaghi, Kögler などの提案値

つぎにこれらの方法で求めたK値、変形係数に対する評価の問題がある。孔内の載荷試験はいずれも孔壁周辺の地盤へ放射状応力を与え、その時に生ずる応力とヒズミの関係を測定する。しかし構造物から地盤へ加わる応力状態は、このような単純な放射状でないことは明らかであって、たとえば関東ローム地盤では、土研式ゴムチューブ、プレシオメーターで変形係数約20kg/cm²のものが、ほぼ同一地点での径30cm円形平板による水平載荷試験では約50kg/cm²を得ている。したがって、このような応力状態のもとで得た応力-ヒズミ関係を直接に構造物の設計に用いることには無理がある。

この関係を明らかにするためにおこなった実験、すなわち砂地盤と粘性土地盤におけるボーリング孔内変形係数と水平方向平板載荷試験による変形係数の比効実験の結果、両者の間につぎの関係が求められた。(土木研究所資料第299号)

$$E_a = 1.29 B^{\frac{1}{2}} E_p \quad (Kg/cm^2)$$

ここにE_aは載荷幅Bcmに対する変形係数でありE_pはボーリング孔内変形試験から求めた変形係数である。なをE_pはプレシオメーター、L.L.T.のいずれによる測定値でも同一の結果を与えることも判明している。

くいのK値は上記実験、および単ぐいの水平載荷試験から次式をえている。

$$K = \frac{E_p}{1.2 B^{\frac{1}{2}}} \quad (Kg/cm^2)$$

なお、この場合のE_pはくいの曲げモーメントが最大となる深さ附近の測定値を使用する。

この他、ボーリング孔内変形係数をもちてK値を算定する方法にメナールの方法がある。上記した実験式とメナールの提唱するK値の関係を図-31に示す。なおメナール法の場合はプレシオメーターの測定値および応力条件をもとに解析したものである。

③ 平板による地盤載荷試験は、地表面付近の変形係数とK値を求める場合に有力な方法である。というのは地盤に対する応力状態が実構造物のそれと近いからである。変形係数の計算は半無限弾性体表面に載荷された場合のBoussinesqの解かKöglerの直線状応力分布を仮定して計算する。任意載荷幅に対する。

変形係数は平板載荷試験の変形係数E₃₀をもちて次式で修正する(土木研究所資料第299号)。ただしE₃₀は直径30cm載荷板の値を基準とする。

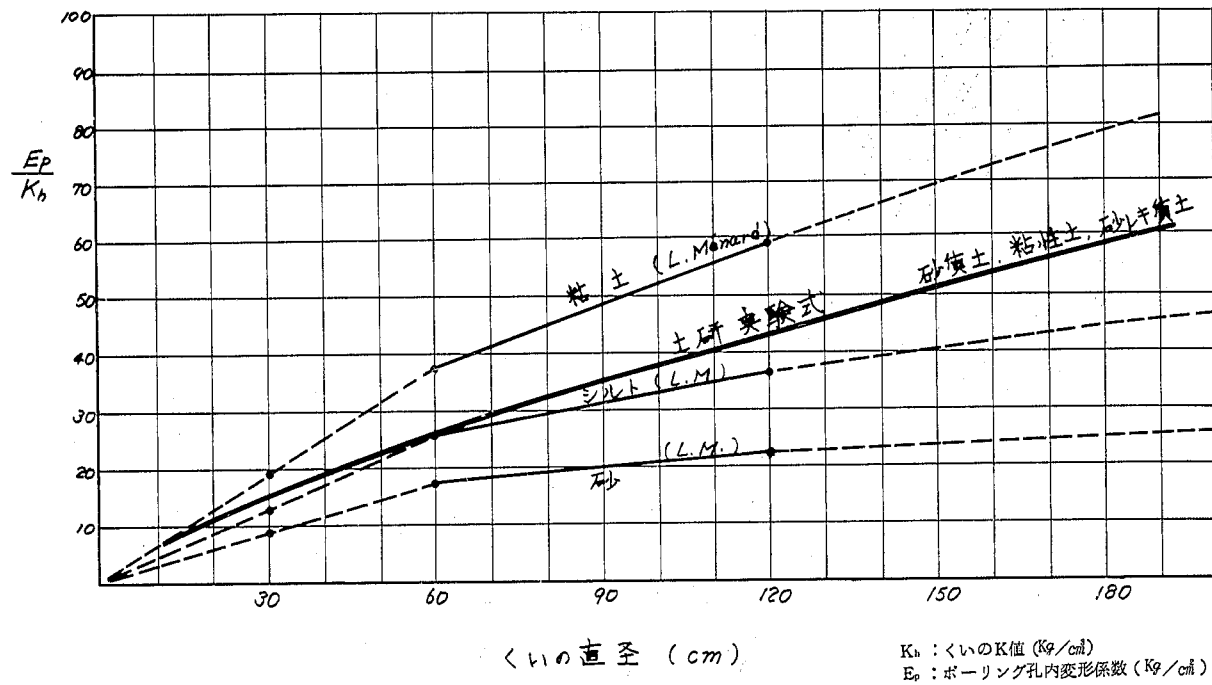
$$E_a = 0.43 B^{\frac{1}{2}} E_{30} \quad (Kg/cm^2)$$

④ サウンディングからの概算 サウンディングは地盤の強度を貫入試験などで求める方法であるから、得られた結果は当然変形係数と関係があるはずである。標準貫入試験によるN値はプレシオメーター変形係数とほぼE (Kg/cm²)=7N E. SchultzeとE. Menzenback (1961, Proc. of the I. C. S. M. F. E. 2/17) は粘性土、砂、シルト、砂レキの225試料についてN値と変形係数(体積圧縮係数の逆数)との間に実験式を求めシルト、砂、レキ混り砂の5種の土質について相関係数がほぼ0.9以上(図-32)あることを示した。しかし粘土では相関がきわめて悪い。このことはN値で粘土の強度を判定することに対する警告ともみられる。このほか、N値とK値(福岡、宇都;1959年)の相関関係実験式がある。

以上で求めた変形係数K値は、特に砂質土、砂レキ質については地盤載荷試験の場合と同様、載荷幅に対する修正を必要としよう。粘性土の場合は、動的な標準貫入試験では適正な値が得られないが、静的なベーンせん断とかコーン貫入試験で原位における粘着力Cが求まる。海成粘土(大部分の沖積平野および海岸近くの粘土)ではE=210Cの良い相関(竹中;1962年)がある。これによって粘性土は適切な変形係数が求まる。

図 -31

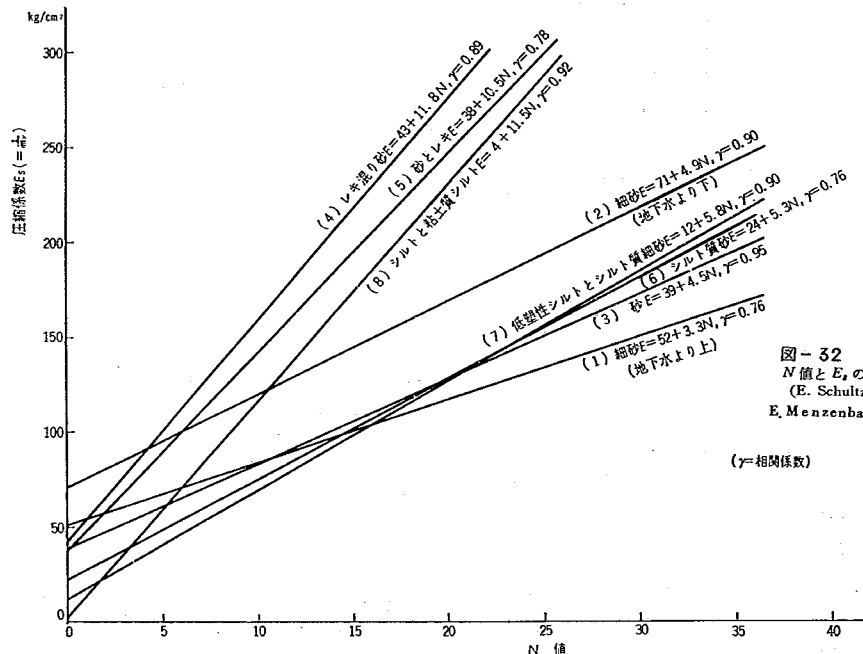
(E_p/K_h)とくいの径の関係



⑤ 供試体の圧縮変形係数 乱さない試料の室内圧縮試験の応力-ひずみ曲線から変形係数が求まる。この場合、供試体には地中側圧に等しい側圧が加えられていなければならない。しかし飽和粘土は側圧の影響をほとんど受けないので、側圧に関係

なく、したがって一軸圧縮試験から求めてよい。

これから求まる変形係数はボーリング孔内で測定される変形係数と等価であることが多くの実験資料から明らかである。②で述べた補正をおこなって設計に用いることができる。



あとがき

以上によって地盤調査、特に道路橋下部構造設計指針「調査編」についての解説を加えた。今回で稿を終わることになるが、筆者の浅学、経験不足から、じゅうぶんに意をつくせなかったのではないかとと思われる。本稿が少しでも地盤調査の進め方、理解の仕方に役立つところがあれば幸いである。

各現場でも本講を手掛りとして、本指針で述べられた調査の体系がよく理解され、必要にしてかつじゅうぶんな地盤調査が行なわれて、構造物が最も合理的、経済的に設計施工されることを望むものである。

さいごに、本文をまとめるにあたって終始ご指導をたまわった土木研究所 吉田基礎研究室長に厚くお礼を申し上げる。

昭和42年8月