

表 12-3

$D_f = D$

深 (m)	Terzaghi		Tschebotarioff (t/m ²)	星 埜	
	一般破壊 (t/m ²)	局所破壊 (t/m ²)		破壊荷重 (t/m ²)	降伏荷重 (t/m ²)
18	320	150	92	120	92
22	380	150	140	130	110

表 12-2, 表 12-3 をみると $D_f = D$ としたとき, いずれも支持力公式より得た値のほうが大きく, また, 経験的に得られる支持力が, 深さを考慮に入れていないことを考え, $D_f = 0$ としたときのそれより大きい, 一般破壊, 破壊荷重については決定的な傾向がない。以上のことから考えられることは, 支持力を決定するにどれを基準とするかということである。一般に粘性土層には局所破壊, 降伏荷重に対する式を用いるのが妥当であるとされており, これを基準に考えると, 標準貫入によつて経験的に得られる極限支持力は, それより小さく (安全側), $C = N/16$, $\phi = 24^\circ$ を代入した値はそれより大きい (危険側)。

む す び

以上で標準貫入試験を主体とする橋梁基礎の調査例についての説明を終えるが, 地盤支持力の対比の項でわかるように, 標準貫入試験のみにより支持力を推定することには若干の疑義があり, 少なくとも乱さない土について室内試験を行ない, 支持力公式により検討を加える必要がある。

13. 石狩泥炭地における基層粘土の工学的性質について

— 角山地区基層粘土のサウンディングテストについて —

土木試験所 宮 川 勇
谷 口 秀 男
後 藤 征 男

最近の土質工学においては, 種々の性状をもつ基礎地盤について, かなり適切な解決が得られているが, なお産業開発の必要は既存の土質工学の分野では, 解決しにくいものを生みつつある。筆者らはこれらの地盤について, その特性を明らかにし, 今後の施工設計の一指針となることを願つた。

調査地点は道道札幌～留萌線が旧豊平川新水路と交わるところで, 角山橋架橋予定地点の近くである。この地帯は石狩泥炭地の中ほどに位置し, 地表約 5~6 m は泥炭層をもつて覆われ, その下 30 m までは軟弱な粘土層を有し, その下層は火山灰交りの砂層を含む層である。5~30 m に賦存する粘土層の中には貝がらも多数含み, その堆積過程および軟弱な程度を物語っている。たとえば当該地点の標準貫入打撃回数が 1~4 回であることから, その軟弱な程度を予想できる。このような地盤に構造物を築造することに多くの危険をとまなうことは述べるまでもない。ここに軟弱粘土について物理的, 工学的な特性を解明し, 今後の調査研究の一端とした。

研究計画をたてるにあつて大綱を次のように決め, それにしたがつて行なつた。

- 1) 現地におけるサウンディングテストを行ない, これにより得られた柱状図より判定して乱されない試料を

採取する。

2) 1) によつて採取した試料について実験室において物理試験、力学試験を行なう。

3) サウンディングテスト、物理試験、力学試験の諸結果を統合し、総括的に考察する。

今回、重点的にのべるものは1)だけであつて、2), 3)は後の機会に発表することとする。

現場においてそのままの状態の地盤などの性質を調査する野外試験を原位置試験といい、物理探査、貫入試験、ベーンテストなどがあるが、通常地盤の強度をしろうとするときは貫入試験、ベーンテストを主体として、これをサウンディングテストといっている。筆者らが角山地区で行なつたサウンディングテストは、標準貫入試験、ベーンせん断試験、静的貫入試験である。この結果は図13-1のとおりであつて、標準貫入試験については種々の報文、参考書に出ており、ここであらためて述べるまでもないが簡単に説明すると、落錘による打撃回数と貫入量より、その地盤におけるおおよその支持力を推定しようとするもので、打撃回数と貫入量の関係はテルツァギーなどによつて経験的に見出され充分実用に供せられ、現在もつとも多く用いられているもので、簡単な予備調査には必須のものである。この標準貫入試験の問題点をあげると、使用深さに限度があること、すなわち一般の土質については15~25m程度までといわれていること(実際には30~40mにおよぶ調査が多い)。打込みの際、杭と同様に考えると深さが増すとロッドの自重により、均等土質内でも同一打撃数に対する貫入量が減る。このため打撃回数が大きく得られるので支持力が危険側に出る。これに対する補正の必要がある。これについて福岡氏はHileyの式を用いて表13-1のように補正値を求めている。

表13-1

深さ(m)	補正値	深さ(m)	換算率
~ 1	1.00	~ 22	0.75
~ 4	0.95	~ 30	0.70
~ 7	0.90	~ 40	0.65
~ 11	0.85	~ 64	0.65
~ 16	0.80		

また極めて軟弱な地盤、たとえば、角山地区のように打撃回数1~4回の地盤では“経験的に見出だされた値”の信頼性は極めて低いことである。それはテルツァギーなどによつて見出された値は沈下量を考慮していないが、軟弱な地盤では沈下量が極め

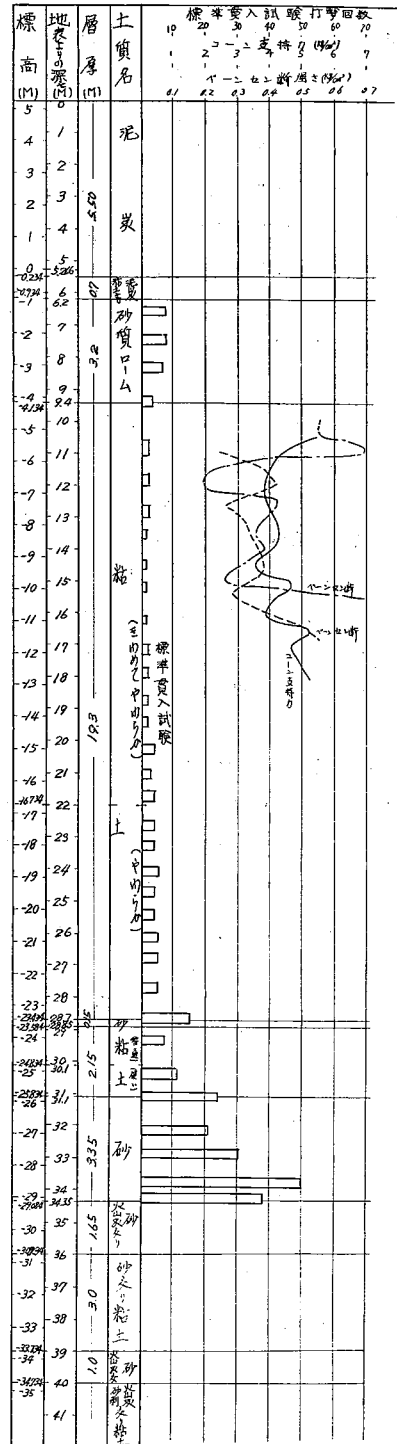


図13-1

て大きな値をとるためである。軟弱地盤は一般に含水が多く、衝撃によつても容易にその粒子構成を変化し、土は流動性をともない、乱されると考えられる。このような地盤では標準貫入試験方法にかわる試験方法、すなわち静的な方法によることが推賞され、コーンペネトロメーターはその代表的なものである。コーンペネトロメーターは先端に円錐のコーンを有するロッドを土中に押し込み、これに要した力を測つてその地盤の支持力をするものである。普通の土質に対しては単桿式が多く使用されるが、角山のように流動性のある軟弱な粘土や泥炭のように強さの変化が著しく、また軟弱なためロッドと周辺の土との摩擦が考えられる地盤では、それに適応した試験機を用いなければならない。筆者らは現在土木試験所型の二重管式コーンペネトロメーターを使用している。

同じく軟弱な地盤のセン断強さを測定するものに、ベーン試験装置があり、これは土中に十字型の翼を入れそれを回転させ、その回転力をしてベーンセン断強さを測るものである。

標準貫入試験によつて採取された土は、先にのべたように完全に乱されない土であるということとはできない。これを一軸圧縮試験の結果からみると図13-2のようである。

これはごく接近した地点で同じ深さから採取した二つの試料の一軸圧縮試験を示すものである。図のように圧縮強さは減少し、ヒズミ(ε)は増大している。同一試料の一軸圧縮試験における相対的な攪乱の程度をしる一つの方法として、一軸圧縮強さ～ヒズミ曲線の初期の接線の勾配を比較することによつてしるとすれば、標準貫入試験の試料はある程度の攪乱を受けているといえる。

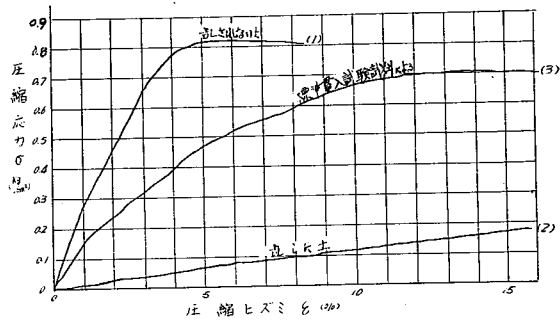


図13-2

標準貫入打撃回数が1～2回の範囲内にある土については、標準貫入試験による打撃回数では変化を識別しがたいものについても、ベーン、コーンテストでは土層の強度の変化をしることができる。ベーン、コーンテストとも大体同じ傾向を示しているが、両者の間にははつきりとした関係を求めがたい。いま深さ1m当りの平均強さを求めて比較すると表13-2のようになる。一般にベーンセン断強さとコーン支持力の関係は $S_{vane} = aC_p$ で表わし、泥炭についてはすでに $a=0.1$ を得ているが、ここでは $a=0.08\sim 0.1$ の範囲にあつた。

表13-2

深さ (m)	ベーン強さ (kg/cm ²) $S_{vane} (1)$	ベーン強さ (kg/cm ²) $S_{vane} (2)$	コーン支持力 C_p (kg/cm ²)	$a_{(1)}$ $S_{vane} (1)/C_p$	$a_{(2)}$ $S_{vane} (2)/C_p$
11～12	0.27	0.38	3.9	0.069	0.097
12～13	0.35	0.32	3.9	0.090	0.082
13～14	0.37	0.33	4.1	0.091	0.081
14～15	0.31	0.37	3.9	0.080	0.095
15～16		0.33	4.2		0.079
16～17		0.48	4.6		0.104

次に室内試験と対比してみる。サウンディングテストの結果とこれと関連する若干の室内試験結果を図示すれば、図13-3のようになる。一軸圧縮強さ (q_u') は標準貫入打撃回数 (N) より $q_u' = N/8$ と得られる。ここで N をさききのべたように深さに対して修正し N' とすれば、一軸圧縮強さ (q_u'') は $q_u'' = N'/8$ となる。これをシンオールサンプラーによる試料についての室内試験の一軸圧縮強さ (q_u) と比較すると図13-3のように、 q_u' の大部分は乱されない土の強さ (q_u) と乱した土の強さ (q_{ur}) の中間にあり、 q_u'' においてはすべてがその範囲にある。

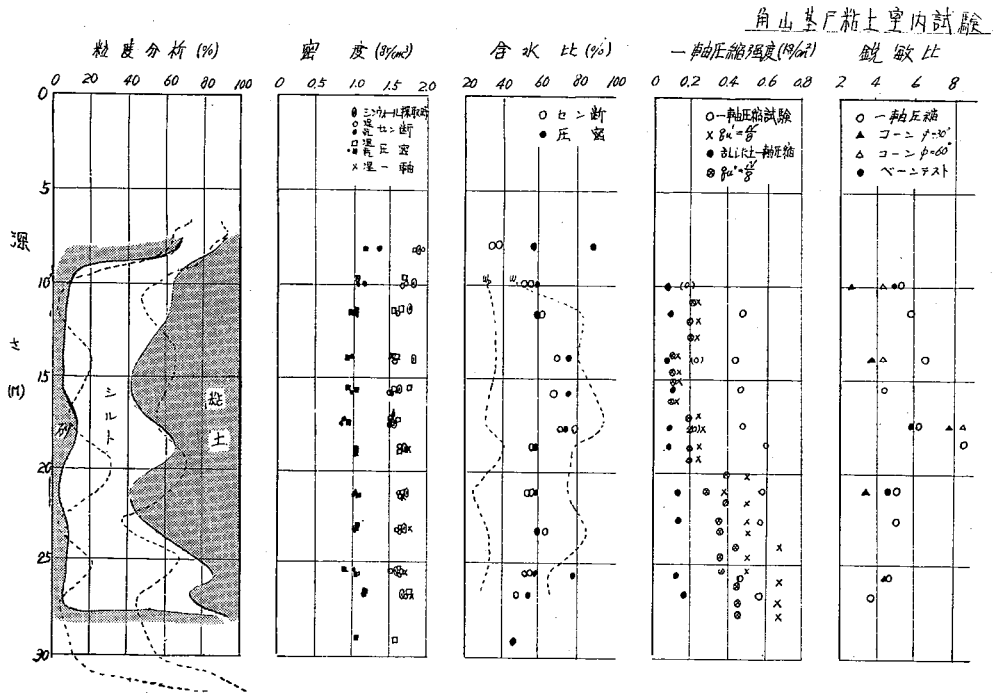


図13-3-1 角山基層粘土室内試験

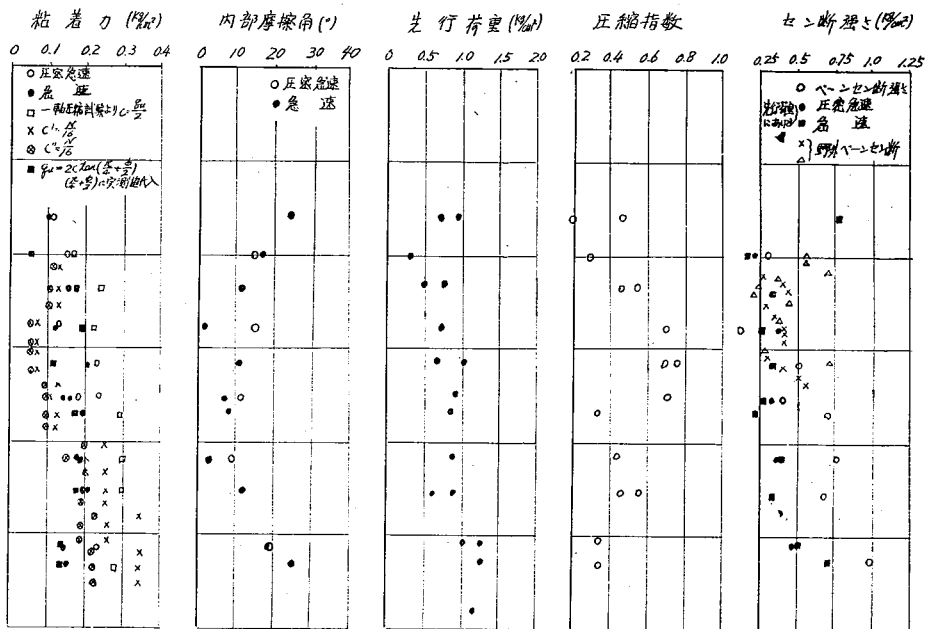


図13-3-2

これは標準貫入試験がすでにのべたように、自然地盤の土粒子構造を破壊するためである。また図13-3のように含水量の多い土ほど強度の減少(乱され方)が大きい。この関係は図13-4のように $q_u'/q_u = \gamma$, $q_u''/q_u = \gamma'$ とし自然含水比との関係を図示することによつてしることが出来る。すなわち含水比の増加は強度減少の割合を大きくしている。また強度減少は自然間隙比によつても変化し、図13-5にそれを見ることが出来る。とくに考えられる液性指数との関係は得られなかつた。

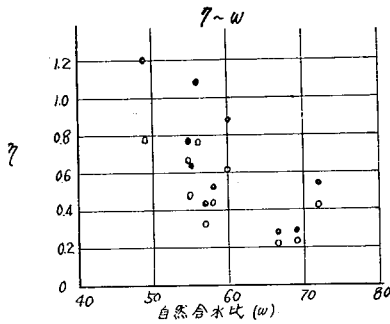


図13-4

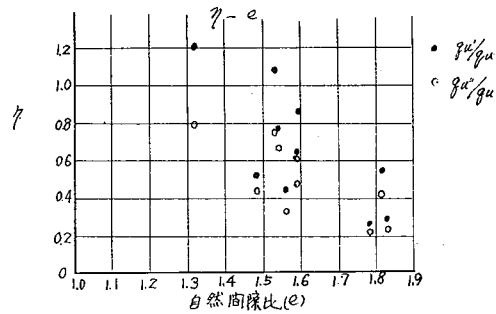


図13-5

次に粘着力についていえば、標準貫入試験からは経験的に $N/16$ として得ており、これを他の力学試験と比較することによつてつぎのことがいえる。急速せん断試験による粘着力と、一軸圧縮試験の破壊面と水平となす角、すなわち $q_u = 2C \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ における $\phi/2$ に実測値を代入することによつて得られる粘着力はほぼ等しく、また、 $C' = N/16$ よりも $C'' = N'/16$ の値が全体として直接一面せん断試験値の粘着力 (C) に近い。このことは標準貫入試験において深さに対する補正の必要性の一要因といえるものと思う。

当該地点の土層について概略を記せば、6.5 m までは泥炭、6.5~7.8 m までは砂質土、7.8~28.0 m までは軟弱な粘土、以下火山灰交りの砂質土であり、25 m 付近から貝がらの含有量が多くなっている。

14. 小樽港第三埠頭基礎地盤調査の中間報告について

小樽開発建設部 熊倉勉

1. 概 説

昭和34年度より10,000 ton 級2バースを対象として、既設第三埠頭の前縁より北側約192 m、南側約182 m、幅約126 m、水深-9.0 mの岸壁を着手することとなつた。しかし既設第三埠頭は全体的にケーソン部分で据付け当時(昭和14年~17年、28年)から現在まで35~50 cm、埋立部分は埋立完了当時から20~30 cmの沈下をなしている事実から、その基礎地盤土質の性質を把握すべく昭和33年4月、11月にボーリングを行なつたが、その調査結果が不十分なため新たに34年2月中旬にボーリングを行なつた。以下述べることは現在までのボーリング調査、土質試験結果をまとめた中間報告であつて、34年度も調査を続行することとなつている。

2. 基礎地盤土質構成

ボーリングはボーリング機を60 ton 艇に載せ、アンカーで繫船して行なつたものである。図14-1はボーリ