

カルウエルド式アースドリルグイの沈下の原因と解決法の研究

高橋賢之助

§1. まえがき

軟弱地盤における構造物の基礎には、従来既製グイが用いられてきたが、その設置に当っては振動騒音が激しく、とくに、市街地での建設工事においては付近の住民に多大の迷惑を与えていた。

その解決法としては補償金を支払うなどの消極策で処理されていたが、次第に積極的解決法としての無振動無騒音基礎グイ工法へと変わってきたのは、当然の成り行きであろう。

無振動無騒音の基礎グイには、当社のプレバクトグイなどのように従来の既製グイと同程度の径のものもあるが、構造物が大型化高層化するにしたがい、基礎グイの径も大きいものが要求され、支持層が深い場合や堅い中間層がある場合など、掘削による場所打ちグイ工法が盛んに採用されるようになってきたのは、ベントEDF55型機が輸入（昭和34年頃）されてからのことである。

とくに、カルウエルド式アースドリルグイ（単にクイという）は、これを造成するための掘削機そのものの価格が他に比較して低廉であり、地盤の掘削能率も良く、ベントグイなどに比較して2～3割程度安価にクイができ、工期が短縮されるなどの特徴もあって、最も多く採用されているのが現状である。

クイは、写真-1に示すドリリングバケット（単にバケットという）を用いて、地盤に円筒状の孔を掘削した

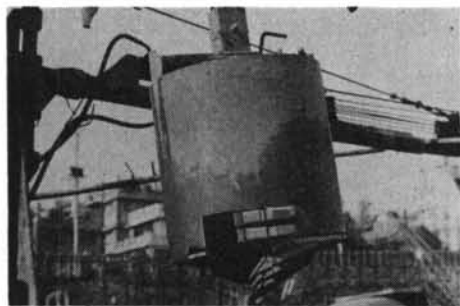


写真-1 ドリリングバケット

後鉄筋をソウ入し、トレミー管を用いてコンクリートを打設しクイとするが、掘削に際しては一般に深さ数mまでのケーシングをソウ入し、重量機械の稼動によって生じる地表面近くの崩壊を防止し、それ以深は濃度7～10%（水に対する重量%）のベントナイト泥水（単に泥水という）を掘削孔内に満たして、孔壁の崩壊や地下水圧によるボイリングを防止している。

このように、泥水を満たして掘削しているため掘削土砂の一部が泥水中に浮遊し、掘削終了後沈殿する。



写真-2 在来の底ざらえバケット

このことは既に知られており、一般には、掘削終了後15～1時間沈殿待ちし、鉄筋ソウ入直前に写真-2に示す底ざらえバケットを用い、数回の底ざらえを行なえばそれで十分との説があり、またこれとは別に、多少の沈殿土砂があっても、コンクリートの打設によるショックと沈殿土砂とコンクリートとの比重の差によって浮き上がり、クイ先端のコンクリートが支持層に密着するとの説があつて、そのどちらかの説にしたがって説明し施工していた。

それより先、ベントEDF55型機による径1mのクイに対し、1000tもの載荷試験が行なわれ、砂レキ層の支持力が以外に大きいことが認められ、載荷試験により支持力が十分と確認された場合300t、載荷試験を行なわない場合でも250tの設計耐力が採用されるようになった。

このようなことがあって、直径1mのクイにおいては泥水を用いているためベントグイなどに比較して幾分小さいが、それにしても大きい200~300tで採用され、載荷試験を行なってその沈下量の多いのに驚きあわてることが比較的多かった。

その対策としては、クイ先端部にセメントペーストを注入するなどの処置をしているようであるが、注入による効果を載荷試験で確認した例を筆者は知らないし、もしあったとしても、十分でなかったものと想像される。

筆者は、この工法によるクイの載荷試験を行ない、また、沈殿土砂の調査、クイ先端状況の観察などを行なって、沈下の原因が底ざらえ後に沈殿した土砂の圧縮によることを明らかにした。

その後、当社の関係者およびクイ施工業者に呼びかけ底ざらえパケットの改良、沈殿土砂吸上げ装置の試作および実験、ジェットによる置換工法の開発および実験を行ない、置換工法によればほぼ解決できる見通しがつき、現在では、置換工法によるクイの載荷試験を行なって、ベントグイなどと同程度の支持力が期待できるとの確信を得た。

本報は、これら一連の調査研究結果をとりまとめたものである。

§ 2. 在来工法の観察結果とその処置

A現場の土層は図-1(a)に示す通りであり、上部層が粘性土、下部層が砂であって、地下水位は約-15.5mである。

クイは深さ16mまで掘削し造成することになっており地下水位が低いことから泥水を満たさず掘削した。

その結果、深さ約15.5mまでは順調に掘削でき、異状がなかったが、約-15.5m以深の掘削時においては、パケットに掘削土砂が順調に入るのが見えたが、パケットを引上げ排土する時には、掘削時に入った量の1/2程度になっており、底ざらえパケットを用いても2/3程度であった。

したがって、この工法で地盤が砂質上の場合、掘削土砂の一部を泥水中に浮遊させることになり、底ざらえも十分とはいえないことになる。さらに、パケットや底ざらえパケットには、掘削のためのツメが出ており、このツメによって乱した土砂も孔底に残っているの、何ら処置せずコンクリートを打設した場合には、当然、支持力の不足が予想された。

幸い、この現場では地下水位が深く泥水を使用せず掘削したので、ベントナイトをセメントにかえ、水の量やゆるい砂の量とにらみ合わせて、2~5袋のセメントを袋のまま投入し、パケットを用いてカク押し、ソイルセメントとして支持力の低下を防止した。

このようにして造成した径70cm、長さ16.1mのクイの載荷試験結果は、図-2に示す(a)のとおりであり、これを径1m当りに換算して示したのが図-3の(a)である。

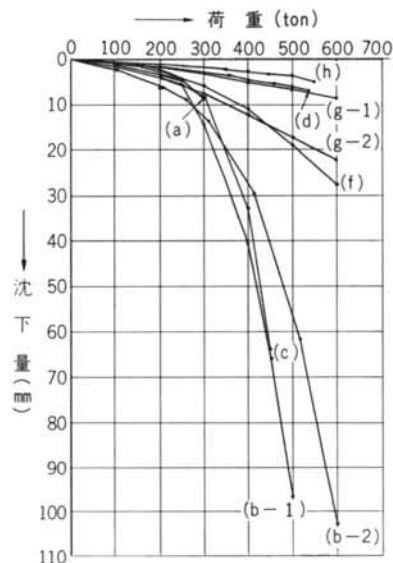


図-2 クイ載荷試験結果

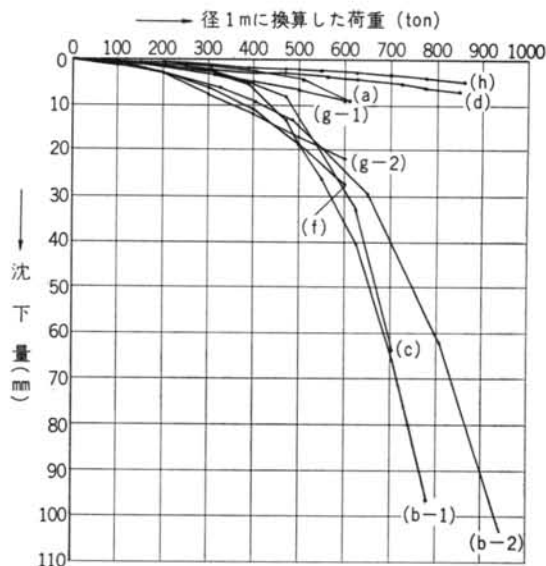
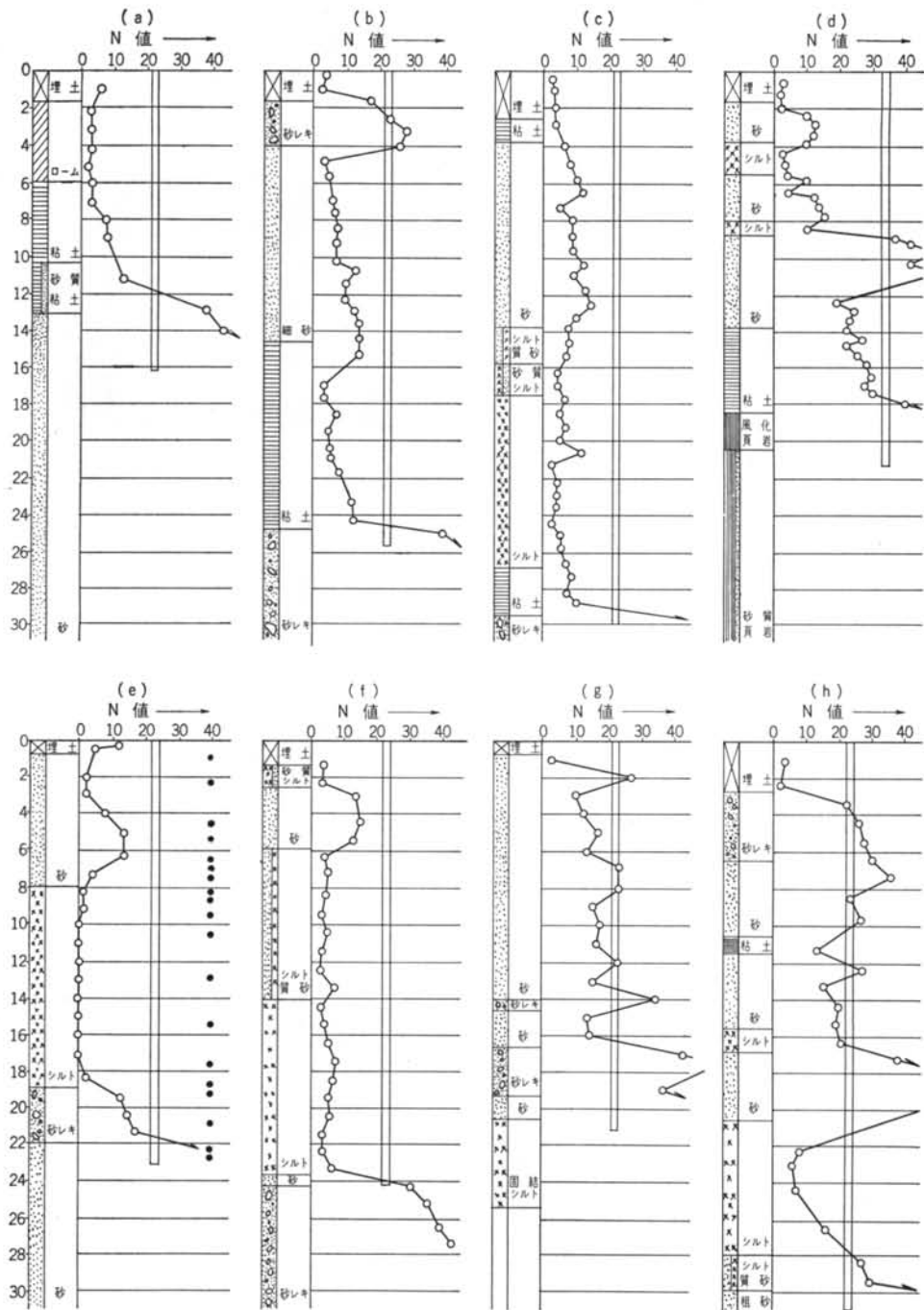


図-3 径1mに換算した載荷試験結果



図一 諸試験を行なった現場の土層

§ 3. 在来工法によるクイの載荷試験結果 (その1)

このように、50cm 程度より無い水中での底ざらえて

さえ十分とはいえず、底ざらえバケットから砂が流出することから、泥水中での砂質土の掘削においては砂分を多量に浮遊させ、底ざらえ後にも沈殿を続けることが明らかであり、鉄筋をソウ入しトレミー管をソウ入してコンクリートの打設を開始するまでに、多量にタイ積する

ことが予想され、支持力不足が予想されたが、B現場およびC現場においてほぼ同時期に採用された。

筆者は、この問題の重要性から載荷試験を提案し、径80cmのクイについてB現場で2本、C現場で1本の載荷試験を実施した。

これら2現場の土層は図-1の(b)および(c)に示すように、上部層に砂質土、中間層に粘性土、下部層に砂質土があって、B現場においては深さ約24mからの砂レキ層に、C現場においては深さ約29mからの砂レキ層に、ともに約1m根入れさせたクイである。

これら3本のクイの載荷試験結果は、図-2の(b-1)(b-2)および(c)のとおりであり、3本とも載荷荷重が300tを越えると予想通り急激に沈下した。

しかも、B現場における2本のクイは、同じオペレーターが同じ施工法によって造成したにもかかわらず、試験結果が異なり、たとえば、500tの載荷荷重に対する沈下量を比較すると4cmもの差があって、在来工法によるクイがいかに不確実なものかを物語った。

これら3本の試験結果も図-3に示す。

§ 4. クイ先端状況の観察

このように最悪の結果を得たこと、また、B現場における根切り深さが約14mであったこと、この山止め壁にはプレボアリング工法による場所打ちコンクリート壁が採用されたことにより、多くの費用を掛けずにクイ先端の観察ができることから、在来工法によるクイの先端以外に、プレボアリング工法によるクイの先端も観察することにした。

在来工法によるクイは、深さ12mまで径80cmで孔を掘削し、約15分間沈殿待ちした後底ざらえを行ない、さらに、鉄筋をソウ入するに要する時間として約20分間時間待ちし、コンクリートを打設したものであり、プレボアリング工法によるクイは、径40cmの孔を在来工法によるクイと同様-12mまで掘削し、モルタルを注入してクイとしたものである。

写真-3に見られる黒い土が、在来工法によるクイの下部に残っていた沈殿土砂であり、簡単にスケッチしたのが図-4である。

図-4に示すa・b・c・dの4ヶ所から沈殿土砂の試料を採取し、間ゲキ比を求め粒度分析を行なった。

その結果は、表-1および図-5の通りであり、間ゲキ比は0.88~1.08の範囲にあって深い位置にあるものほど小さな値を示し、また、粒度分析結果は4試料とも80



写真-3 在来工法によるクイの先端(黒い土が沈殿土砂)

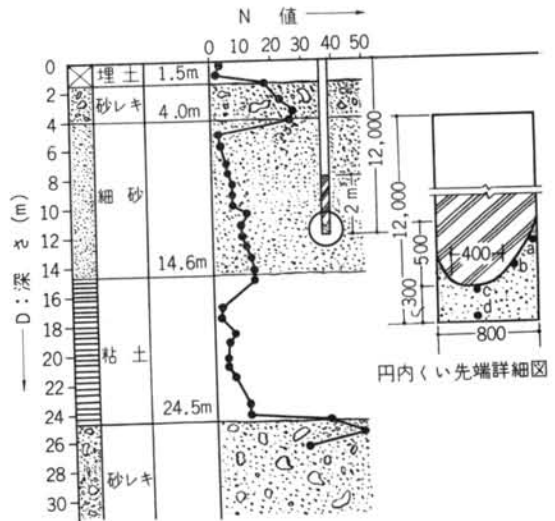


図-4 クイ先端部分の観察(B現場)

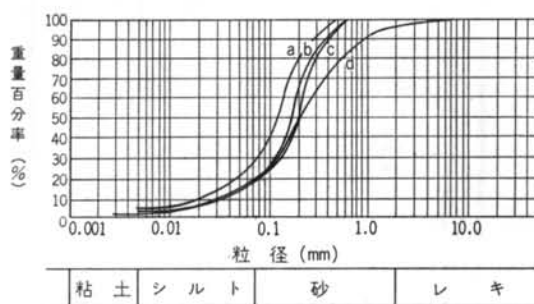
%以上の砂分を含み、深い位置にあるものほど大きな粒径となっており、完全に浮遊していた砂分の沈殿であることを示した。

図-4から沈殿土砂の平均厚さを求めると約40cmになり、クイの支持層とするような良く締った砂の間ゲキ比が約0.5であることから、沈殿土砂の平均の間ゲキ比を用いて良く締った砂になるまでの圧縮量(沈下量)Sを求めると、下記のように約9cmになる。

$$S = \frac{0.95 - 0.50}{1 + 0.95} \times 40 \text{ cm} \approx 9.2 \text{ cm}$$

試料	単位重量 γ	乾燥密度 γ_d	含水比 W	土粒子 比重 G	飽和度 Sr	間ゲキ比 e
a	1.839	1.310	40.33	2.726	101.71	1.081
b	1.873	1.397	34.28	2.718	98.54	0.946
c	1.903	1.425	33.55	2.712	100.74	0.903
d	1.903	1.443	31.88	2.712	98.31	0.879
平均	1.880	1.394	35.01	2.717	99.82	0.952

表—1 掘削調査による土質試験結果 (B現場)



図—5 掘削調査による粒度試験結果 (B現場)

プレボアリング工法によるクイの結果は、図—5 に示したような粒径の沈殿土砂が全くなく、深さ 2~4m にある砂レキ層中の大きなレキのみが残っており、この大きなレキの間にはモルタルが浸透していた。

以上の結果から、在来工法によるクイの載荷試験における急激な沈下が、沈殿土砂の圧縮によるものであることが明らかになり、また、今までいわれていた 2 つの説がともに誤りであることも明らかになった。

さらに、プレボアリング工法のようにウォータージェットによれば、細粒の沈殿土砂はほぼ完全に除去できることもわかった。

§ 5. 在来工法によるクイの載荷試験結果 (その2)

このように述べてくると、在来工法によるクイが総て沈下量が大いとの印象を与えるかも知れないが、D現場のように良結果を得ているものもある。

D現場の土層は 図—1(d) に示すように、上部層に砂質土、中間層に粘性土、下部層にケツ岩があつて、載荷試験を実施したクイは、径 80 cm で深さ 21.4m まで掘削し築造したものである。

このクイの載荷試験結果は、図—2 に示す (d)、および

図—3 に示す (d) のとおりであり、非常に良い結果である。

このように良結果を得た理由として考察されることは中間層の粘性土が比較的硬く、掘削に時間を要したこと、さらにクイ先端が風化ケツ岩を掘削してケツ岩に達していることから、ここでも時間を要したことによるものと考えられる。(現場係員の話)

すなわち、上部砂質土層掘削中に浮遊した砂が、粘性土および風化ケツ岩掘削中に徐々に沈殿し、掘削された土砂とともに排出され、掘削完了時にはほぼ完全に除去されたものと考えられる。

このほか、-9m 以深の砂質土が良く締っており、さらにその下の粘性土も比較的硬く、クイ周辺に働らく摩擦力が大きかったことも考えられる。

したがって、

- (1) 軟弱層も支持層も粘性土で砂質土がない場合。
- (2) 上部に砂質土があつても中間層および支持層が粘性土であつて、浮遊した砂分が粘性土掘削中に完全に除去された場合。
- (3) 沈殿土砂および浮遊土砂が丁寧な底ざらえにより完全に除去された場合。
- (4) 沈殿土砂および浮遊土砂を汲み上げて完全に除去した場合。

など良い結果を得ることになる。しかし、(1)および(2)の場合は現在のところ確認の方法がなく、(3)の場合はまず有り得ない。これに対して(4)の場合は可能である。ただしこの場合掘削孔内の水位を一定に保つ必要がある。

このほか、クイ周辺摩擦力が大きいため良結果を得ることもあるが、地震などで突然大きな沈下を生じることとも考えられるので注意したい。

§ 6. 沈殿土砂処理の課題

これまでいろいろ述べてきたが、何といつても次に示す 3 つがこのクイについての最大の課題である。

- (1) 泥水中に土砂を浮遊させないこと
- (2) 浮遊した土砂は完全に除去すること
- (3) 浮遊した土砂を沈殿させないこと

しかし、(1)および(3)については、まだまだ未解決な点が多く、長期にわたる研究によらなければならず、(2)については、汲み上げによって可能であり、汲み上げた土砂混り泥水の処分が問題となるが、この問題が解決すれば現在のところ最良と考えられることから、この(2)を取

り上げる一方、多少の沈殿土砂があっても、これを上手に処理して実用上問題の起こらないクイにすることが急場の課題であると考えた。

§7. 底ざらえバケットと吸上げ装置の試作試用

前述のように、在来の底ざらえバケットによる底ざらえ作業を観察すると、折角沈殿待ちして集めた土砂が流出し、また浮遊させてこれが再沈殿する。

この土砂の流出を防止するには、未掘削の土層を少し削り排出すれば良いとの説があるが、未掘削土層が粘性土で沈殿土砂が非常に少ない場合に限られる。このほかツメによって乱した土砂も孔底に残っている。

これらの土砂を極力除去するとの考えから、写真-4に示すツメの出の少ない土砂が流出しにくい底ざらえバケットを試作した。



写真-4 試作底ざらえバケット

この試作バケットの使用により、これらの土砂が完全に除去されても沈殿はその後も継続し、鉄筋およびトレミー管をソウ入し、コンクリート打設が開始するまでにまたタイ積する。

この底ざらえ後の沈殿土砂も除去する必要があることから、鉄筋ソウ入後に底ざらえできる吸上げ装置(図-6)を試作し、試作底ざらえバケットとともにE現場において試用した。

E現場の土層は図-1(e)に示すように、B現場およびC現場に良く似ているが、下部砂レキ層がゆるく、クイは砂レキ層直下の細砂層に1m根入れさせることになっていた。

径1mで深さ約23mまで掘削しつつ、同図に示す・印の位置から乱した試料を採取し、ガラスコップに入れて水洗いし、残った砂分を観察した。

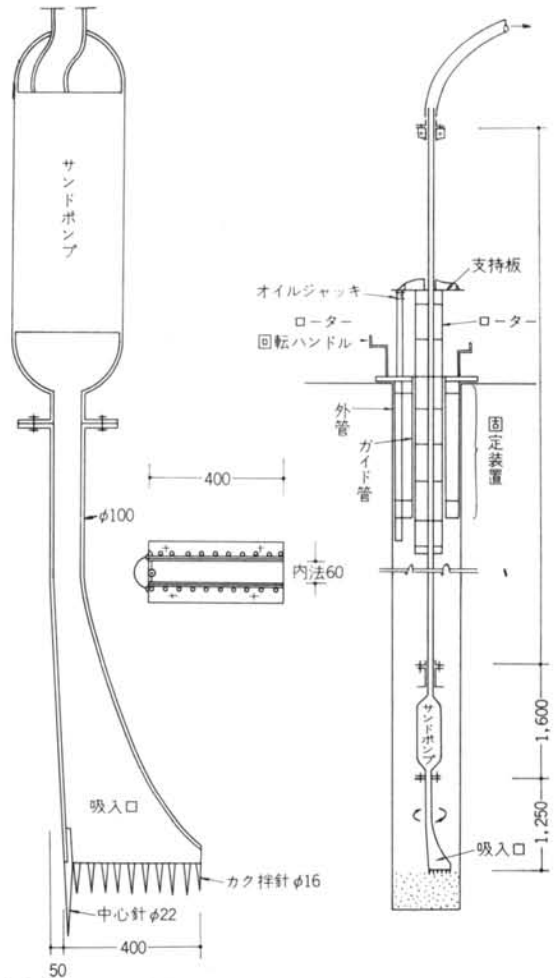


図-6 吸上げ装置

その結果は表-2に示すとおりであり、上部層の砂分と下部層の砂分やレキ分とは色調が異なり、肉眼で区別することができた。

採取深さ (m)	観察結果 (水洗いによる)
1~8	黄褐色の中砂
8~19	砂分ほとんどなし
19~22	白色、青灰色、紅紫色の砂レキ、最大粒径約80mm
22~	青灰色の細砂

表-2 土層中砂分の観察結果 (E現場)

深さ約23mまで掘削し約30分の沈殿待ち後、試作底ざらえバケットにより土砂が入らなくなるまで除去し、直

ちに家庭用バケツを 図-7 に示すよう孔底に下ろし、底ざらえ後に沈殿する土砂を採取し、水洗いしてその砂分を観察した。

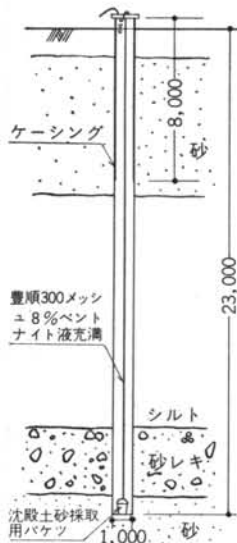


図-7 底ざらえ後の沈殿土砂の採取

底ざらえによる砂分の観察結果、家庭用バケツによる沈殿土砂採取作業時刻および観察結果を表-3に示す。

次に、試作底ざらえバケツによる底ざらえ結果の調査、および吸上げ装置の実用性の調査を目的とし、吸上げ試験を実施した。

その結果、底ざらえにより除去された土砂より、さらに大きな粒径の砂レキが多量に吸上げられた。この水洗い試料、および家庭用バケツによる水洗い試料の粒度分析結果を図-8に示す。

作業時刻 時 分 秒		作業内容		観察結果		
16	44	00	最終底ざらえ	バケツ	そう入開始	19~22mまでの砂レキ層中の砂分が多かった。最大粒径約7mm。
	44	30	〃	〃	孔底着	
	45	45	〃	〃	引揚げ開始	
	46	13	〃	〃	引揚げ終了	
	46	25	1回目採取	バケツ	おろし開始	19~22mまでの砂レキ層中の砂分が少し多かった。厚さ16mm。最大粒径約3mm
	48	37	〃	〃	孔底着	
	58	37	〃	〃	引揚げ開始	
	59	35	〃	〃	引揚げ終了	
17	01	35	2回目採取	バケツ	おろし開始	1~8mの中砂層中の砂分が少し多かった。厚さ5~6mm。最大粒径約2mm
	03	25	〃	〃	孔底着	
	13	25	〃	〃	引揚げ開始	
	14	10	〃	〃	引揚げ終了	

表-3 沈殿土砂採取の作業時刻と観察結果

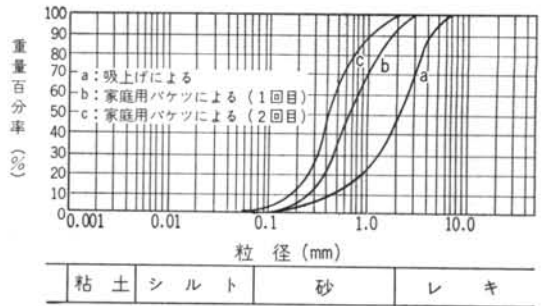


図-8 E現場におけるバケツおよび吸上げによる沈殿土砂の粒度試験結果(水洗い試料)

この吸上げ試験結果、砂レキ層を掘り抜いたり支持層が砂レキの場合、この試作底ざらえバケツでは十分でなく改良の必要ありといえ、また、今まで実施していたテープにオモリを付けての検尺の方法では、実際の沈殿厚さを知ることができず、正確な測定方法が現在全くないといえる。

さらに、この吸上げ装置は段取りが大掛かりで時間および工費が掛かりすぎることから、実用化は困難であると考えられた。

§ 8. 水中サンドポンプによる吸上げ試験

その後、工費と時間を掛けずに吸上げる目的から、図-9に示す装置により、写真-5に示す東洋 OM-20型カッター付き水中サンドポンプ、(160mm, 15kw)、および、写真-6に示す桜川 H S-6425型ノズル付き水中サンドポンプ(160mm, 19kw)を用いて、吸上げ試験を実施した。

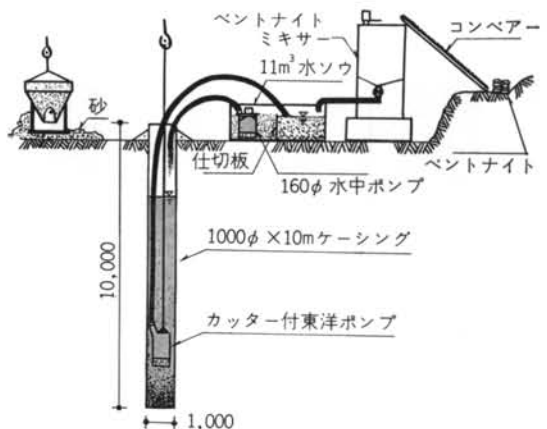


図-9 水中サンドポンプによる吸上げ試験装置



写真一5 吸上げ試験に用いた水中サンドポンプ (東洋OM20型)

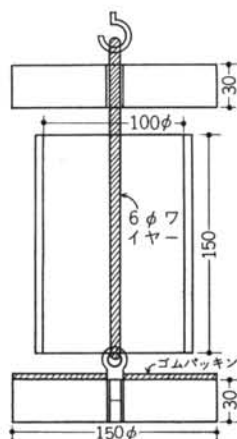


写真一6 吸上げ試験に用いた水中サンドポンプ (桜川HS-6425型)

すなわち、径1m長さ10mの鋼鉄ケーシングに底ブタを付け、泥水(濃度8%または4%)または清水を満たした後、1.5mm以下の砂3.15m³を徐々に投入し、約1時間沈殿待ちをして吸上げた。その結果、表一4に示す時間でほぼ完全に砂が吸上げられ、水ソウに集められ

使用ポンプ	泥水濃度(%)	吸上げ時間(分)
東洋OM-20型	8	16
	4	13
	清水	20
桜川HS-6425型	8	18

表一4 砂の吸上げに要した時間

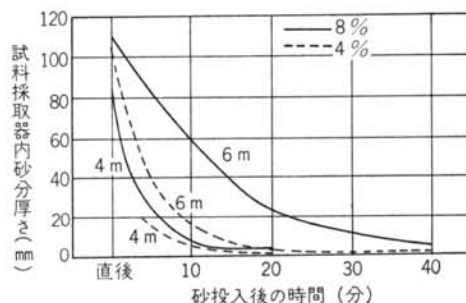


図一10 試料採取器

た。

また、この試験における沈殿待ちの時間に砂の沈降状況を調査している。調査方法は図一10に示す試料採取器により、砂の投入直後、10分後、20分後、40分後に深さ4mおよび6mの位置において泥水を採取し、試料採取器中に沈殿した砂分の厚さを測定するものである。

その結果を、図一11に示す。



図一11 沈殿状況調査結果

次に、クイ造成工事において泥水を繰り返し使用すればゲル化し水羊カン程度の硬さになることがある。これにより浮遊土砂は沈殿しないが、鉄筋に附着して完全なクイにならないことがあり問題である。このことから、水1.1m³、ペントナイト88kg、セメント22kg、砂0.7m³を混合してゲル状にし、ケーシング内に投入した後濃度8%の泥水を注入し、前記の水中サンドポンプにより吸上げた。その結果両水中サンドポンプとも、7~8分後には写真一7に見られるようゲルが希釈され、水ソウ・ケーシング間を循環し砂を集めることができなかった。

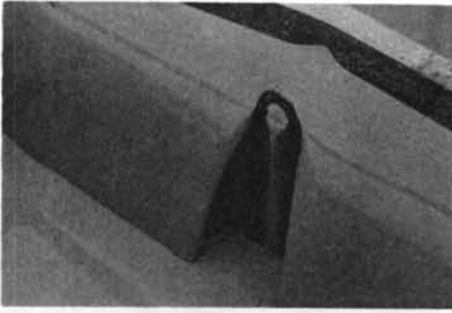


写真-7 ゲルが希釈された砂混り泥水



写真-8 初めの特種トレミー管

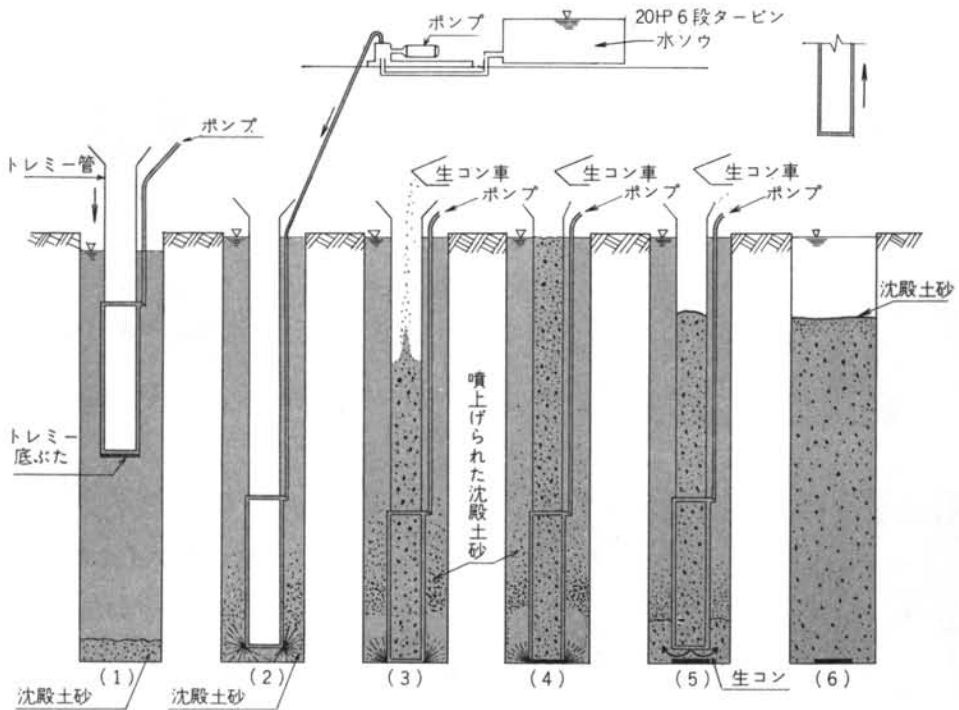
§9. 沈殿土砂とコンクリートとの置換工 法実験

この工法は図-12に示すように、沈殿土砂をウォータージェットにより泥水中に浮遊させ、コンクリートを打設してクイ先端を支持層に密着させるものである。

実験は、内径25.4mmのジェットパイプ4本を従来のトレミー管に取り付けた特殊トレミー管(写真-8)を用



写真-9 特殊トレミー管をソウ入し砂上端に到達



- (1) 掘削後トレミー管ソウ入.
- (2) 清水によりジェットしながらトレミー管を孔底に下ろす.
- (3) 孔底に到着後コンクリートを投入する.
- (4) トレミー管内にいっぱいになったコンクリート.
- (5) ジェットを止めると同時にトレミー管を引上げる.
- (6) 支持層に密着したアースドリルぐい.

図-12 置換工法説明図

い、長さ1.5mの底ブタ付き鋼製ケーシング（径0.88～1.26m）5個の実験ソウに、粗砂および細砂を30cm～1mの厚さに入れ、カルウエルド式アースドリル機により掘削した泥水の満たしてある孔底に下ろし、特殊トレミー管ソウ入（写真—9）後20HP5段タービンポンプにより泥水を送りジェットした。

その結果、特殊トレミー管が沈下し、2～5分後には実験ソウ底に到達して沈下は停止した。

このトレミー管に0.46～0.60m³のコンクリートを投入（写真—10）し、トレミー管を実験ソウ底到達約10分後ジェットを止めると同時に約10cm引抜き、コンクリートを打設して実験ソウを地上に引上げ、硬化を待って観察した。



写真—10 コンクリートの投入（ジェットすると2～5分で実験ソウ底に到達する。コンクリートの投入中もジェットは続けている。）



写真—11 打設されたコンクリート塊（直径1.26mの実験ソウに粗砂50cmと細砂50cmを入れた実験）

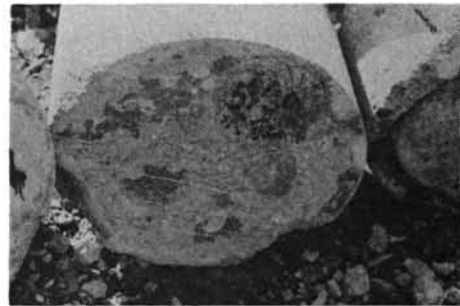


写真—12 打設されたコンクリート塊（直径1mの実験ソウに細砂を50cm入れた実験）

その結果は、泥水を用いたため木片などがジェット噴出口につまり、1～3本のジェットが働かなかったものもあるが、一応写真—11や写真—12に見られるよう実験ソウ底に到達させることができ、泥水を清水にかえ、また水圧や水量を調節すれば、十分採用できる工法であるとの確信を得た。



写真—13 現在の特殊トレミー管（2重管タイプ）



写真—14 現在のコンクリート塊（直径1mの実験ソウに粗砂10cmと細砂20cmを入れた実験、特殊トレミー管が中心からはずれ、端にソウ入してもほぼ完全）

その後、ジェットパイプの径やノズルの形状を種々かえて実験を行ない、現在では、写真—13に示す2重管タイプの特殊トレミー管になり、このトレミー管が実験ソウ中心からそれてソウ入されても、写真—14に見られるよう完全に、すみずみまで密着できるようになった。

§ 10. 置換工法によるクイの載荷試験結果

以上の実験後、当社F現場およびG現場において置換工法によるクイが採用され、また、当社以外のH現場においても採用されて、載荷試験が実施された。

10.1 F現場における載荷試験結果

F現場の土層は図—1(f)に示すよう沈殿の考えられる土層である。クイ径は1mで深さ約24mからの砂レキ層

に1 m根入れさせる予定であったが、砂レキ層上部に径25cm以上の玉石が出て掘削できず、根入れを行わずにジェットレコンクリートを打設したものである。

その結果は図-2および図-3に示す(f)の通りであり玉石のため根入れができなかったこと、また、玉石を取り出そうとして中間層下部の粘性土を孔底に落した可能性があること、などにより沈下が大きいが、B現場およびC現場のクイに比較して急激な沈下でなく、まずまずの結果といえる。

10.2 G現場における載荷試験結果

G現場の土層は図-1(g)に示すように、さらに多くの沈殿が予想される。クイは径1 mで深さ約22mからの固結シルト層に1 m根入れさせる予定であったが、バケットが滑って掘削できず、写真-15に示すチョッピングバケットを用いて破碎した後、バケットにより約50cm掘削し、ジェットを行なってコンクリートを打設したものである。

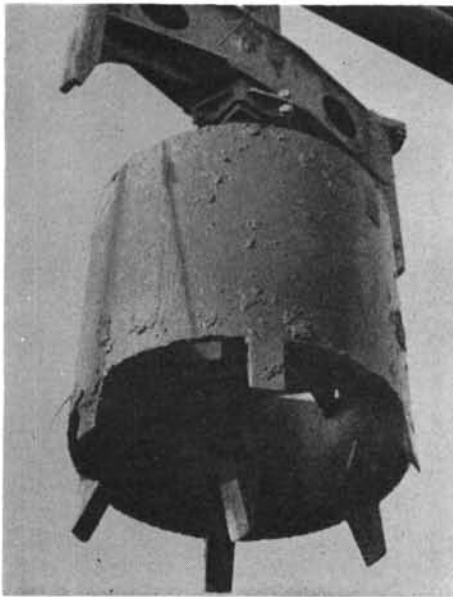


写真-15 チョッピングバケット

このチョッピングバケットによる破碎およびその後の掘削は、バケットの交換などで手数がかかり、オペレーターに取っては非常に面倒な作業であるが、バケットの交換に要する時間が沈殿待ちの時間となり、沈殿土砂が固結シルトとともに除去されることになり、検尺によっては沈殿土砂が全くないものと思われたが、しかし安全のためジェットを必ず実施した。

この現場においては、2本のクイの載荷試験を行なっ

た。1本は順調に造成されたものであるが、他の1本はジェットを行ないつつトレミー管にコンクリートを投入したが、トレミー管を引抜く際にトレミー管を吊っていたクレーンが故障し、5分間程度ジェットを止め、修理後またジェットして造成したクイである。

この載荷試験結果は図-2、図-3に示す(g-1)および(g-2)の通りである。これによると(g-1)は良結果といえるが、(g-2)はこれに比較し沈下量が大きく完全とはいえない。

このような沈下を生じた理由として考察されることはジェットを一時止めたことにより、掘削孔内の土砂混り泥水がジェットの噴射口を通して逆流し、特殊トレミー管内で沈殿して噴射口がつまり、2度目のジェットに際しては少数の噴射口より働かず、掘削孔底に沈殿した土砂を浮遊させることができなかったことである。このことはその後の調査によって裏付けられている。

したがって、ウォータージェットを、途中で止めてはならず、また、特殊トレミー管も泥水の逆流を防止できるものに改良する必要があると認められ、現在改良中で近く完成する予定である。

10.3 H現場における載荷試験結果

H現場の土層も図-1(h)に示す通り、やはり沈殿の考えられる土層である。クイは径80cmで深さ約30mからの粗砂層に1 m根入れさせたものである。

この載荷試験結果も図-2、図-3の(h)に示した。これによると非常に良い結果といえる。

§ 11. 置換工法によるクイの設計耐力について

以上4本が現在筆者の持つ置換工法によるクイの載荷試験結果である。この内、沈下量の大きいクイ2本については既に考察を加えてあり、特殊な条件での結果といえる。とくに、F現場のクイ(f)は、支持層最上部に玉石が存在したことによるもので、もし、ペノトグイなどでこの玉石を排出できなかったとすれば、当然このような沈下を生じたであろう。G現場におけるクイ(g-2)については、特殊トレミー管を改良中であり、これが完成の暁には(g-1)、(h)とほぼ同程度の良結果が常に期待できよう。この(g-1)および(h)の載荷試験結果を、他の掘削による大型場所打ちグイの載荷試験結果と比較して見ると、図-13に示すようになって、何ら遜色がないといえる。

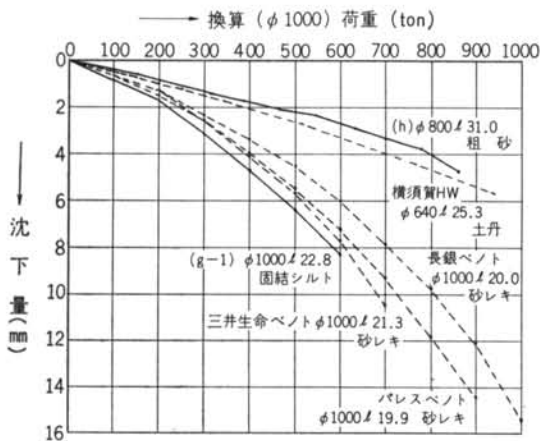


図-13 ベント・HWとの比較

同図に示したベントグイ3本の載荷試験結果は、竹中工務店技術研究所の報告書より転載したものであって、300tの設計耐力で採用され、既に建築学会を初め監督官庁にも認められたものである。

したがって、置換工法による径1mのクイは、設計耐力として250~300tを採用しても良いものとする。

§ 12. あとがき

以上が、現在までに筆者の行なったカルウエルド式アースドリルグイについての調査研究である。まだまだ多くの不明な点がありこれでは十分とはいえない。今後さらに調査研究を重ね、より一層完全なクイにしたいと考えている。

最後に、これまで沈下量が大きく各所で問題を起し安心して採用できなかったカルウエルド式アースドリルグイが、この置換工法を採用することにより、一応安心して採用できる見通しとなった。これは、筆者の行ってきた沈殿土砂についての調査結果を、当社および東洋基礎工業K.Kの関係者各位が、非常に重要視し、吸上げ実験や置換工法の開発などに積極的に取り組んだことによることを記し、深く敬意を表わす。

また、筆者の行なってきた調査や研究に、積極的に協力くださった当社設計部北川吉夫課長、元研究所員徳永範明氏、研究所員大塚義之、清水勇、松田昌三、大藺征夫の諸氏、および関係現場の各位に対し、心から感謝いたします。