The Japanese Geotechnical Society

講　座　　杭施工の問題点とその対策

3.　場所打ちコンクリート杭と埋込み杭の設置に関する問題

京牟礼　和夫*　　小泉　真五**
伴野　松次郎***　　貝戸　俊一****

3.2.9　泥水処理と残土処理

(1)　泥水処理の方法

図—3.20はリバース工法によって発生する廃泥水の処理フローの例を示したものである。循環泥水のうち，沈砂池に入る余剰泥水は，コンクリート打設時にセメント粒子を含むため弱アルカリ性を呈する場合が多い。このため pH 中和槽によって pH 調整を行い，ついで造粒装置で高分子凝集剤などの凝集剤を添加して，①又は②の経路でフロックと水に分離し，前者はコンテナーなどで搬出する。後者は pH 記録計や濁度計などによって水質をチェックした後に，下水道や河川に放流する。

造粒後の残土固結化方法には，2通りが考えられ，①は機械力によって残土分と水分とを強制的に分離する方法で，②はメッシュ張りの水槽をつくり，そのなかにフロックをある時間貯蔵して，自然脱水を期待する方法である。

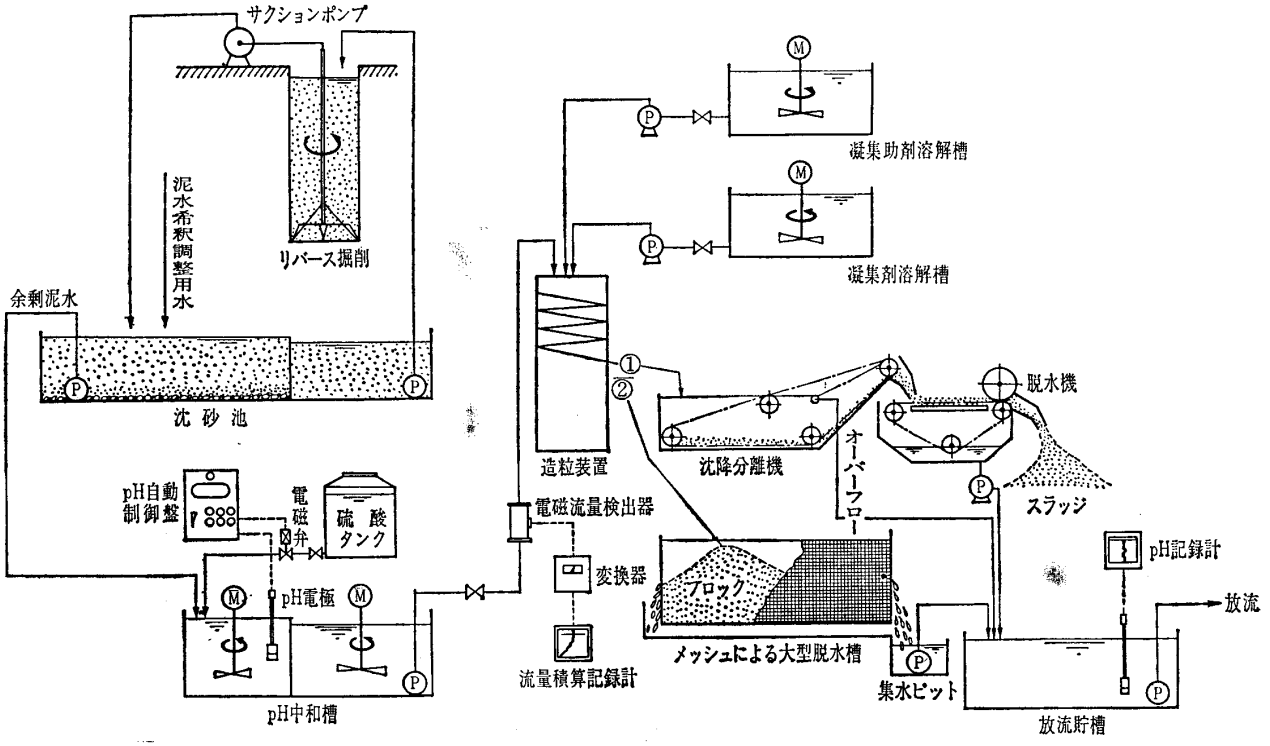
(2)　凝集剤

泥水処理において，重要な役割を果たしているものに凝集剤がある。凝集剤は泥水中に含まれる微粒子群を粗大フロックにして，水と分離しやすくする性質をもっている。凝集剤には硫酸バンドのような無機系や，高分子凝集剤のように有機系のものがある。又，有機系にもアニオン系，カチオン系，ノニオン系といろいろあり，泥水の性質によってその効果も異なるから，使用にあたっては事前にビーカーテストなどを行って決定するとよい。

(3)　水質分析

表—3.6 は東京都江東区現場における泥水処理の水質分析値を示したものである。分析項目は有害物質(No. 1～9)

*建設省建設大学校　講師
**基礎工業(株)　技術部次長
***(株)竹中工務店技術研究所　主任研究員
****大阪市港湾局　技術部計画課主幹



図—3.20　リバース工法における泥水処理フロー図

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

表—3.6 排水分析結果　(単位：ppm)

No.	分析項目	分析結果	許容値（東京湾海域）
1	カドミウム	0.0025	0.1
2	シアン	0.01	1
3	有機リン	0.001	1
4	鉛	0.01	1
5	六価クロム	0.04	0.5
6	砒素	0.01	0.5
7	総水銀	0.0005	0.005
8	アルキル水銀	0.0005	検出されないこと
9	PCB	0.0005	0.003
10	SS	22.4	170 (140)
11	pH	8.0	5.8~8.6
12	COD	16.8	110 (90)
13	ノルマルヘキサン	5	5
14	フェノール	5	5
15	銅	0.025	3
16	亜鉛	0.31	5
17	溶解性鉄	0.13	10
18	溶解性マンガン	0.05	10
19	弗素	0.45	15
20	総クロム	0.1	2
21	大腸菌群数	0	3,000個/cm²

( ) 日平均値を示す

と生活環境項目（No. 10～21）とに分類され，許容値は各々の基準によって規制されている。この処理において特に注意をはらっているのは pH と SS 程度であり，後の項目についてはあまり重点をおいていない。

(4) 残土処分

泥水処理によって最終的に発生する残土の処分は，産業廃棄物処理基準に従って処理するのであるが，この法令によると，有害性の有無の判定を行わなければならないことになっている。その試験方法と基準は最終処分方法（陸上埋立て処分，海面埋立て処分，海洋投棄処分など）ごとに，又，産業廃棄物の種類と質（有機性汚泥，溶解性の無機活性汚泥，非溶解性の無機性汚泥など）ごとに定められている。

泥水工法を例にとってみると，一般土壌からの有害物は表—3.7 に示すように，ほとんど検出することがなく，東京都の6価クロム汚染のような例外を除けば，あまり問題になっていない。

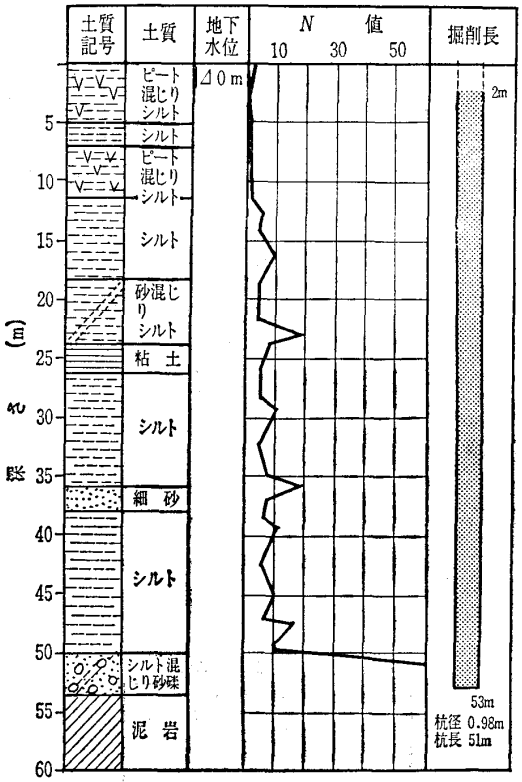
（原文　工藤光威　㈱鴻池組技術研究所）

3.2.10 工法の適否

基礎工法を上手に選定するには，その基礎工法の特徴を把握することが必要である。いかに慎重に，細心の注意と努力で施工を行っても，工事現場の土質をはじめとする地盤の状態や環境条件に，採択された基礎工法が適合していないと，技術的努力として報いられず，結果として，不良

表—3.7 残土分析結果　(単位：ppm)

No.	分析項目	分析結果	有害な産業廃棄物に係る判定基準
1	シアン	0.05	1
2	アルキル水銀	0.0005	検出されないこと
3	有機リン	0.001	1
4	カドミウム	0.0025	0.3
5	鉛	0.01	3
6	六価クロム	0.04	1.5
7	砒素	0.01	1.5
8	総水銀	0.0005	検出されないこと
9	PCB	0.0005	0.003



図—3.21 土質柱状図

な基礎を築造することになる。

基礎工法選択の失敗の主要な原因には

(1) 上部構造の性能やその基礎が持つ特殊状況など設計に必要な情報の把握不足。

(2) 土質条件や環境条件に対する施工法の適否，使用機械の適否の判断のあまさ。

(3) 土質調査の誤り，又は調査の不徹底

などがあり，例えば土質調査の誤りは，その調査結果に基づいて適正な設計施工を行ってもミスを招く結果ともなる。

もし工法の選定を誤った場合，同じ失敗を繰り返すことのないようその失敗の原因を究明しておくことが技術者にとって大切なことである。以下工法選定の失敗とその対策例を2，3述べ，今後の参考に供したい。

失敗例—1〔被圧地下水がある地盤に，ベノト工法を採

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

用して失敗し，鋼管杭に変更した例〕

この現場は，地形的におぼれ谷を形成し，水田が谷中まで入りこんでいる。

おぼれ谷部分の地盤構成は，**図—3.21**の土質柱状図に示すようにピート混じりシルト，シルトと砂の互層が50m付近まで堆積し，以深はN値50程度のシルト混じり砂層（層厚約3m）溶岩層となっている。この溶岩層は比較的ポーラスで6kg/cm²弱の被圧地下水が存在する。又，この上部の砂礫層にも300 l/min程度の湧水があった。

当時としては，ベノト工法で50m以上掘削した実績はなかったが，この現場の橋脚2基（1基当たりϕ0.98mのベノト杭7本）について試験的に14本を施工したものである。

しかし支持層付近の被圧地下水の湧出量があまりにも多く，掘削並びにコンクリート打設に通常経験しない困難を伴ったので杭の信頼性に疑問を生じた。このため載荷試験を行って杭の性能を確認することにした。

試験は最悪の施工条件で造成した7Pの中心杭（**図—3.22**参照）についてのみ行った。その結果，鉛直載荷試験では130t前後で急激な沈下を生じ，支持層付近の地盤がかなり緩められているものと推定された。この試験結果から残り13本の杭の支持力を推定することはできないが，地盤条件と施工記録に基づいた，**図—3.22**のように，中心杭の周囲にϕ508mmの鋼管杭（l=51m）を補強のため増打ちして対策することとした。ベノト杭は，この橋脚2基のみに施工し，その他の橋脚はすべて鋼杭が採用された。

失敗例—2〔巨礫が出る地盤に，ベノト工法を採用して失敗し，深礎工法に変更した例〕

現場の土質柱状図は，**図—3.23**に示すように，GL−3mからϕ0.5〜0.6mの巨礫が粘土の中に混入しており，地下水位はこの粘土層の下部で，地表面から17mのところにあった。

この地盤においては，ベノト工法は巨礫の除去に困難を生ずることが予測された。ベノト杭は，ϕ1.5m，掘削長16mであったが，実際に施工してみると，予想通り巨礫がかなり混入しており，掘削作業は困難を極めた。

ベノト工法で巨礫の混入した地盤を掘削する場合，ケーシングチューブ内に巨礫が現れれば，ハンマーグラブでつかみ出すことが可能であるが，実際に掘削してみると，ケーシングチューブの先端にあたるケースが多かった。

幸い地下水がないので，その都度孔内に作業員を降ろし，これを取り出す作業を行った。この作業は巨礫の下部を人力で掘り，これをケーシングチューブ内に転がしてからハンマーグラブでつかみ出すので，人力による巨礫処理に多くの時間を要し，ベノト本来の特徴はほとんど生かされなかった。

この工事で掘削に要した時間の，人力とベノト機の比は，5:1となり，ベノト機を利用する意味がほとんどない。そのため工法変更に踏み切り，次の理由から深礎工法に変更した。

(1) GL−5〜16m間にある巨礫混じり粘土層は，多少締まっており，深礎の施工に適している。

(2) 深さが杭径のほぼ10倍であり，深礎で掘削できる。

(3) 地下水位がGL−17mにあり，掘削中は作業に影響を及ぼす湧水がない。

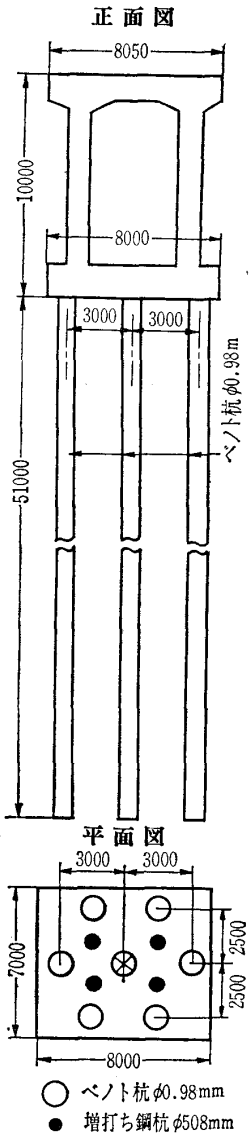
(4) 粘土中の巨礫の取出しに深礎工は熟練している。

(5) 深礎工法は，工事規模と現場の面積によって同時に10組以上の掘削の用意が可能である。

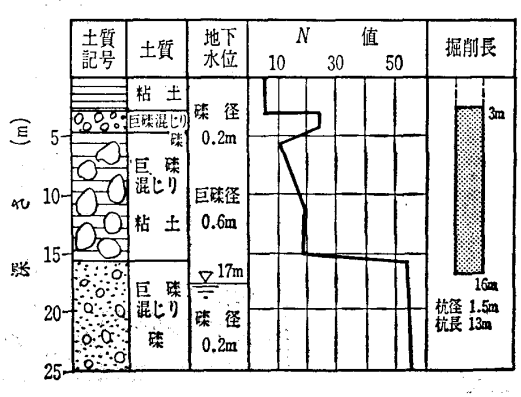
(6) 騒音振動がほとんどない。

現場では同時に10本の深礎杭の施工を開始し，当初予定された工期内に工事を完成することができた。

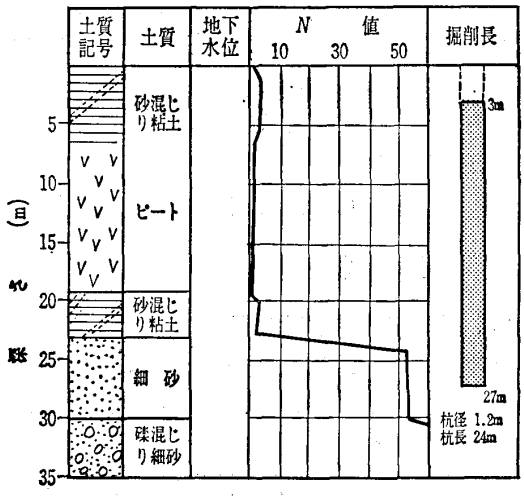
深礎工法の特徴である礎底の拡大は行わず，杭径は当初



図—3.22　増打ち鋼杭配置図



図—3.23　土質柱状図



図—3.24　土質柱状図

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

の設計どおり φ1.5m で施工した。

設計杭径を2～3mとして杭本数を少なく施工できれば，巨礫除去も容易となり，工期も更に短縮でき深礎工法の有利性が増すものと言えよう。

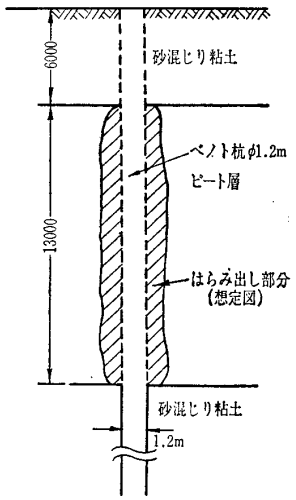
失敗例—3〔ピート層地盤でベノト工法を採用し，コンクリート打設に失敗し，鋼管杭に変更した例〕

現場は図—3.24の土質柱状図のように超軟弱なピート層が厚く堆積し，その下に厚い締まった砂層がある。この層を支持層としてベノト杭が採用された。

この工事では，ベノト機による掘削には問題はなかったが，コンクリートを打設しながらケーシングチューブを引き抜くとき，コンクリート圧によって，ピート層部分で図—3.25のように想定されるはらみ出しがあり，コンクリート打設量は設計数量の約3.5倍近くに達する結果となった。

この例はピート層のように含水量が多く，かつ，圧縮性の大きい超軟弱地盤では，場所打ち杭の施工に問題のあることを示唆している。

ピート地盤では，リバースやアースドリル工法のように地表部のみスタンドパイプを用い，それ以深を，ノーケーシングで掘削する方法では，掘削すると底面のふくれ上がりや孔壁の押出しによって，つぶされてしまう現象もよく見られる。



図—3.25　コンクリートはらみ出し状況

このようなピート地盤の工学的性質の判定には，未解明の問題もまだいくつか残されているので，その調査法や試験法の妥当性を吟味するとともに，ピート地盤の挙動を探り研究することが，今後に残された大きな問題といえよう。この現場でもピート特有の工学的性質は未解明のまま，設計上又は施工上確実性が高いと考えられる鋼杭案に変更された。橋脚の水平力は斜め杭併用により抵抗させる方式が採用された。

（原文　京牟礼和夫　建設省建設大学校講師）

3.3 埋込み杭

3.3.1 埋込み杭の高止まり

埋込み杭における〝高止まり〟とは，杭本体が掘削深さよりも浅くしか挿入，沈設できない状態をいい，その差を高止まり量という。

杭が高止まりをした場合，杭先端部分の地盤は乱されていることになり，高止まりを生じない場合に比べて，支持力は大幅に減少していることが予想される。

では高止まりはどうして起こるのか。プレーボーリング，中掘りの両ケースについて次のようなことが考えられる。

1)　プレボーリング工法の場合

a．通常はオーガーなどで掘削するため，先端支持層が砂礫の場合排土が困難になる。

b．掘削中に掘削孔が曲がって，杭の挿入ができなくなる。

c．掘削孔の崩壊，沈積物によって挿入ができなくなる。

2)　中掘り工法の場合

掘削機の先端が杭本体よりも突出しているような場合，その突出長が高止まり量となることがある。

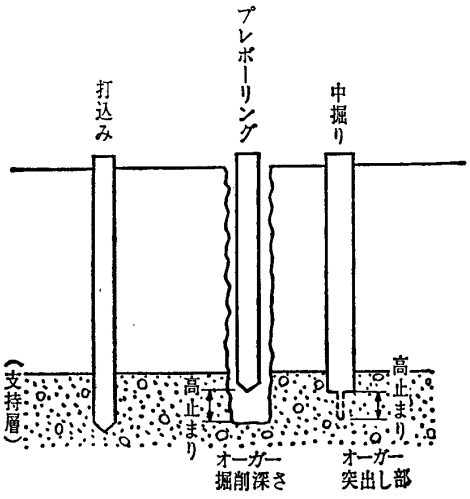
しかし，中掘り工法でも打撃併用工法の場合は，先行掘削底面以下まで最終打撃を行うことにより，又，セメントミルクによる先端根固め工法の場合には，後述するセメントミルク工法と同様の方法で施工することにより高止まり防止に努めている。以下セメントミルク工法を中心に述べる。

(i)　許容高止まり量

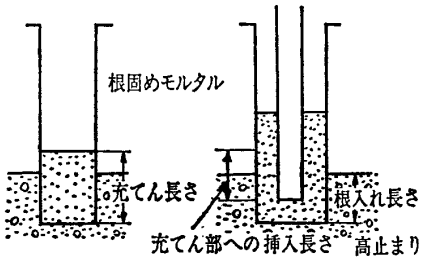
原則的には高止まり量は許容できない。

しかし，杭先端の砂礫が排出できない場合には，打撃などによる強制挿入以外は杭の挿入を掘削深度まで行うことは不可能である。

そこで大阪では〝許容高止まり量〟という考え方を導入し，ある条件下である高止まり量以内であれば，この部分をソイルコンクリート化することによって，支持力の低下



図—3.26　高　止　ま　り　図



図—3.27

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

を防止しようとする対策が試みられている。

この許容高止まり量はセメントミルク注入工法の場合，支持層への根入れ長と根固め液の充てん長の２つの要素より決められ，多数の載荷試験結果より両者とも少なくとも50 cm 以上は必要であると判断されている。

(ii)　高止まり量測定器

高止まり量を事前に探知して許容値以内にするために，高止まり量測定器が用いられることが多い。

図—3.28にその標準型〝ＳＫ式高止まり測定器〟の構造図を示す。

しかし実際の施工においては施工場所の土質の相違，施工性の相違などがあるため，測定器の許容値を定量的に定めることは極めて困難である。

そこで各現場において，最初の施工杭の時に許容高止まり量との関係を求め，これを目安として更に数本チェックし，その現場における計測許容値を決める必要がある[2]。

いずれにしても，高止まりについては慎重に考慮する必要があり，そのためには掘削長，杭の挿入長さなどを正確に測定することが極めて大切である。

杭が高止まりをする原因は，砂礫又は粗砂のように根固め液の粘性に打ち勝って沈積するもの，及びオーガーによって回収できないものの存在によって発生する。

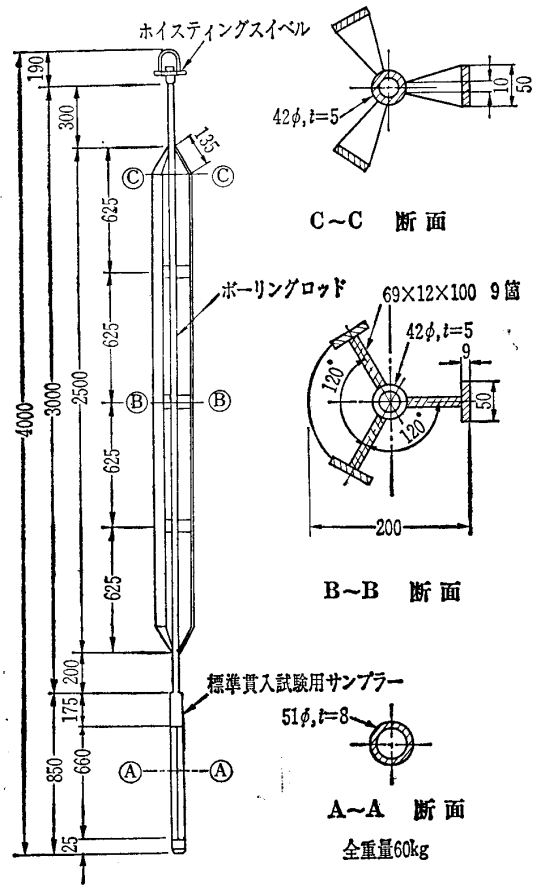
一方この部分が砂及び砂礫であれば，セメントミルクと混合して強固なコアとなるのでその効果が期待できる。

引抜き時や掘削予定深度近くになってのオーガーの逆回転は，わざわざ粘性土の大塊を振り落とすことになるので絶対に避けねばならない。

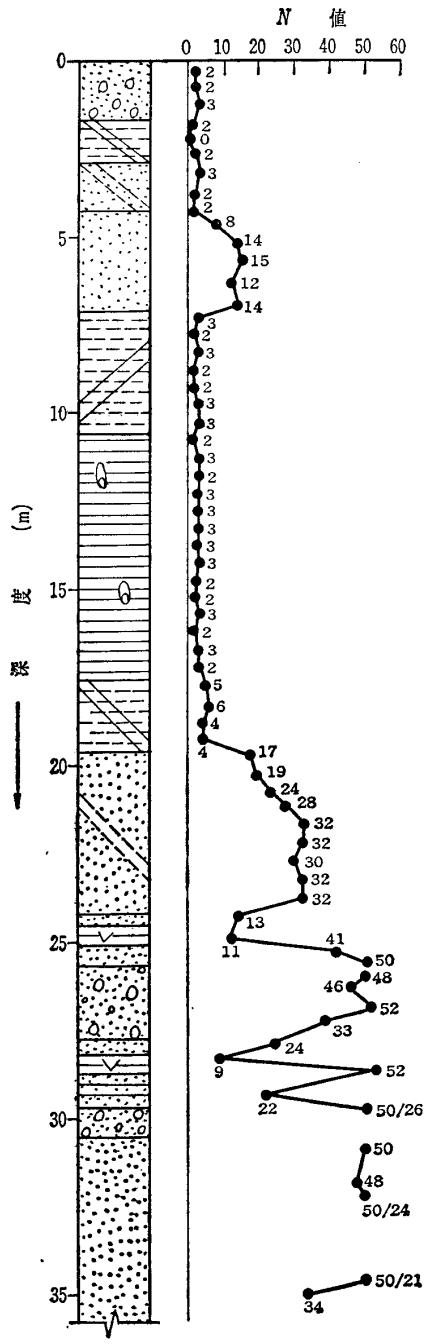
ここでもう一つの問題点がある。それは計測時期と実際に杭が掘削孔に挿入され終わるまでの時間的ずれによる高止まり要素の変化である。

通常掘削終了後杭が挿入し終わるまでには，単杭で10分～15分，継ぎ杭で30分～80分を要する。

そこで実際の施工に当たっては，最初の２～３本の杭の施工時に挿入に要する時間を予想し，その時間を基点として，等時間間隔で数回の高止まり量測定を行ってみることである。



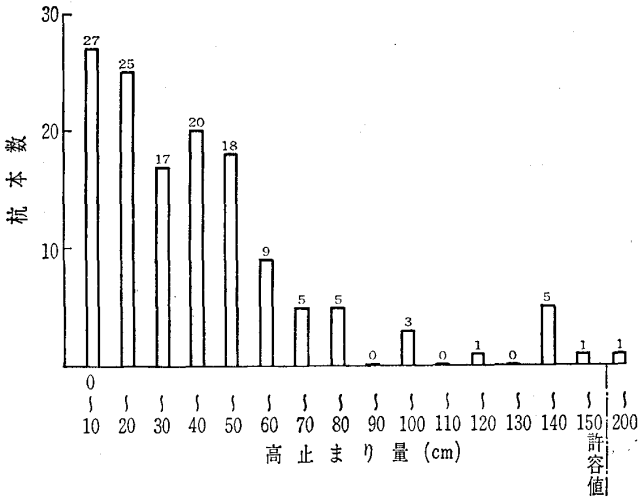
図—3.28　ＳＫ式高止まり量測定器



図—3.29　最近接ボーリング柱状図

NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society



図—3.30　高止まり量分布図

その結果もしも大幅な変化量が測定された場合は，掘削液の配合を変えて（ベントナイトなどを増量して，オーガー引抜き時に充てん材としての機能を回復してやる処理が必要である）前記手法を繰り返し測定値の変化量を少なくしてやる処理が必要である。

(iii)　高止まり量の実測

高止まり量測定器による掘削深度の測定並びに許容高止まり量の測定により，現場管理を行った場合の施工結果を以下に紹介する。

〔工事概要〕

施工場所：大阪市内

使用杭種及び数量：ＰＣ杭（A，B種）600φ—32m
(12+10+10) 137組

設計耐力：90 t/本

土質柱状図：**図—3.29**に示す。

配合：

	ベントナイト	セメント	水	練上がり
掘削用	25 kg	120 kg	450 kg	500 l
根固め用	—	960	680	1012

全施工本数についてその高止まり量をまとめてみると**図—3.30**のようになる。

本現場では根入れ長が2.0～2.5m で充てん長が2.6m であるので，高止まり許容量は 1.5～2.0m でよいが，1.5m を許容高止まり量とした。

高止まり量計測を行って，その数値が大きいものは再掘削（この場合は根固め液を使用）することによって高止まりを防止することができ，非常に良好な結果を得ている。

高止まり量2.0m 1本のみが許容値をオーバーしたが，この杭は根入れ長が2.5m もあったため問題はないと判断した。

(iv)　高止まり杭の載荷試験結果

高止まりを生じた杭に載荷試験を実施した結果を一覧表にして**表—3.8**に示すが，かなり良好な結果といえる。

なおここでは杭径 500 mm の試験結果のみ一般例として示した。

表—3.8　載　荷　試　験　結　果

No.	杭長 (m)	先端地盤 土質	先端地盤 N値	先端地盤 層厚 (m)	Mey/3※ (t)	降伏/2 (t)	設計 (t)	高止まり (m)	先端形状	杭材強度 (t)	材質	備考
D-4	18	砂	50<	10.2	188.0	90	80	0.0	閉そく	121.7	P.C	同一敷地
-5	18	砂	50<	5.4<	164.0	140	80	0.5	〃	121.7	P.C	同一敷地
-6	18	砂	50<	4.4<	172.7	100	80	0.3	〃	121.7	P.C	同一敷地
-7	18	砂	50<	9.3	185.6	100	80	1.5	〃	121.7	P.C	同一敷地
-8	21	砂	40	4.0	133.9	100	80	0.0	〃	110.1	P.C	
-9	21	砂礫	50<	3.4	84.8	100	75	0.8	〃	115.9	P.C	
-10	19	砂	50<	6.6	121.0	112	90	0.0	〃	121.7	P.C	
-11	30	砂礫	50<	6.4	137.2	100	95	2.5	〃	191.2	A.C	
-12	26	砂	48	8.0<	156.6	90	75	0.4	〃	121.7	P.C	
-13	34	砂礫	50<	6.0<	111.3	120	100	2.7	〃	191.2	A.C	
-14	12	砂礫	50<	3.8	145.8	120	83	0.5	〃	121.7	P.C	
-15	20	砂礫	50<	15.3	197.7	145	100	—	〃	121.7	P.C	
-16	25	砂礫	50<	10.0	189.5	115	75	0.8	〃	121.7	P.C	
-17	29	砂	40	3.7	124.8	135	80	1.0	〃	115.9	P.C	
-18	20	砂	50<	4.5	184.7	160	100	0.2	〃	121.7	P.C	同地一敷
-19	30	砂	50<	4.4	135.4	100	100	0.0	〃	121.7	P.C	同地一敷
-20	13	砂礫	50<	7.0	132.0	100	85	1.0	〃	121.7	P.C	同地一敷
-21	14	砂礫	50<	8.0	141.0	100	85	0.7	〃	121.7	P.C	同地一敷
-22	17	砂礫	50<	5.0<	137.3	120	90	0.9	〃	121.7	P.C	

※ $R_a=\frac{1}{3}\left\{40NA_p+\left(\frac{N_s\times L_s}{5}+\frac{N_c\times L_c}{2}\right)4_p\right\}$

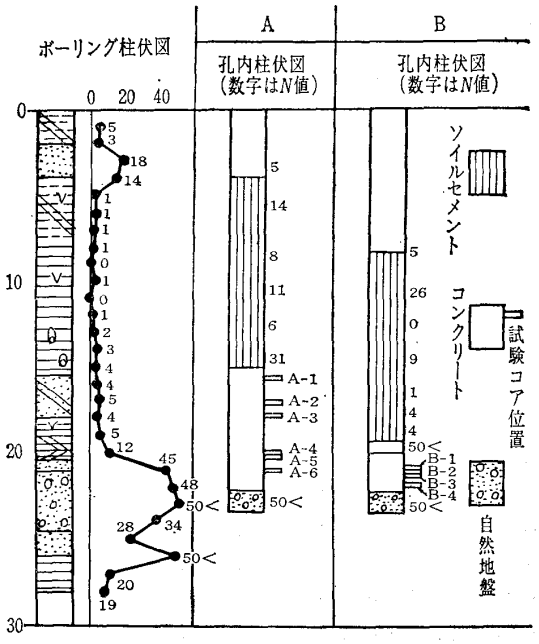
NII-Electronic Library Service

The Japanese Geotechnical Society

表—3.9 各サイズ別セメントミルクの配合

杭　径 mm	300	350	400	450	500	600
セメント kg	280	360	440	560	640	880
水　kg	200	250	320	400	460	630
注入液量 m^3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9

この場合，充塡長は約2.0mとなる。



図—3.31 土 質 柱 状 図

3.3.2 セメントミルクの品質

セメントミルク注入工法は，先端支持層中の砂礫と，セメントミルクを混合してソイルコンクリート化をはかるので，実際の施工に当たっては，セメントミルクの品質の管理を十分に行うことが大切である。

(i) セメントミルクの配合と投入量

セメントミルクの配合と投入量は，杭の設計支持力，地盤条件，掘削深度などの条件により，各現場において最適な配合と投入量が決定される。

ここでは標準配合の一例を参考として表—3.9に示す。

(ii) 現場で採取したコアの強度

先端部セメントミルクの形成状況とその強度の確認のため実施された採取コアの強度試験につき，以下に例を挙げて説明する。

実際の掘削予定とおりの孔を築造して，杭を挿入せず，孔内がどのような形で固結化しているかを調査し，採取したコアの圧縮強度その他を計測したものである。土質柱状図は図—3.31に示す。

実験孔の大きさは，先端オーガー径 350 mm，本体オーガー径 320 mm のもので，A，Bの2孔掘削した。掘削深度は両孔共 GL−22.10 m で掘削方法は一般と変わらない。使用した注入液の配合と使用量は表—3.10に示す。実験孔掘削作業終了直後，ボーリング用ロッドを圧入した結果，A孔では 0.6m，B孔では 0.2m 高止まりがあった。

表—3.10 注入液の配合，使用量

	ベントナイト	セメント	水	使　用　量
掘削用 (A孔)	25	120	450	3,060 l (A孔)
〃 (B孔)	〃	〃	〃	2,040 l (B孔)
根固め用 (A孔)	—	300	250	350 l (1：1.2)
〃 (B孔)	—	320	230	(1：1.4)

表—3.11 コ ア 試 験 結 果

No.	採取深度 m	圧縮強度 kg/m²	比　重	吸水量 %	ヤング係数 kg/m²
A-1	15.70	98.0	1.35	77.0	—
A-2	15.80	80.0	1.39	60.5	—
A-3	17.10	26.0	1.51	50.6	—
A-4	17.75	39.0	1.56	41.2	—
A-5	20.10	590.0	1.98	9.2	173,000
A-6	20.25	307.0	1.98	14.4	77,000
B-1	20.75	209.0	1.58	35.3	—
B-2	20.95	339.0	1.78	21.6	117,000
B-3	21.20	394.0	1.85	9.4	—
B-4	21.50	558.0	1.83	15.1	198,000

調査は41日後に行った。調査方法は上部より標準貫入試験を1mごとに実施してN値を測定し，N値が30に達したら，コアチューブによって試料を採取した。

この結果については図—3.31に示すとおりである。N値が30に達するまでは所々固結物が入るソイルセメント状のものであった。またコア部分は下部に行くほどコンクリート化が進んでいた。

アムスラー型圧縮試験機により圧縮強度試験を実施した結果を表—3.11に示す。また比重及び吸水量測定結果についても付記する。圧縮強度は下部ほど大きくなっている。これはセメントミルク注入後の圧密程度と，泥土や他の不純物との混合割合及び水による希釈程度の差異などによるものと思われる。又，上部ほどセメント分が少なく，ベントナイト分及び土が多い。セメントミルクの配合による相違は，富配合のものほど高かった。

比重は1.35～1.98で吸水量は9.2～77.0% で相当のばらつきがある。これはコアの成分と圧密度に大きく左右されているものと思われる。比重と吸水量は強度との関係が深く，強度と吸水量は逆比例，比重は正比例の関係がみられる。

参 考 文 献

1) 土木学会編：失敗例と対策による基礎工事の諸問題，土木学会関東支部講習会，昭和52年7月28，29日
2) 貝戸俊一：コンストラクション，1973年10月号
3) 貝戸俊一：セメントミルク注入工法における高止まり防止とその手法について，1975年7月
4) 貝戸俊一：建築と社会，1977年2月号

(原文　貝戸俊一　大阪市港湾局・阿部信之　日本コンクリート㈱)

NII-Electronic Library Service