

支笏火山灰層における鋼管杭の支持力機構

Bearing mechanism of steel pipe pile in the Shikotsu Volcanic Ash Layer

あか 赤	い 井	ただ 公	あき 昭*	つじ 辻	もと 本	ゆう 有	いち 一**
さ 佐	く 久	しょう 彰	ぞう 三***	はん 半	ざわ 澤	たけ 武	し 志****

1. ま え が き

道央自動車道苫小牧～登別間は、海岸線から2～3km離れた丘陵部を通過する。苫小牧側の丘陵部は、主に支笏火山灰が降下あるいは流下堆積して形成された、いわゆるしらすと呼ばれる地盤地帯である。

しらす地盤は、その堆積の過程や含水比の状態によって性質が著しく異なるといわれており、構造物基礎の選定に当たっては、これらの諸性質を考慮して決定する必要がある^{1),2)}。

しかし、一般の土質調査だけではしらす地盤の特性を正確に把握することは難しく、基礎工法によっては設定値と実測値に著しい差の出る場合がある。特に打撃工法による大口径鋼管杭の支持力は、他地区のしらす地盤の実績でも、設定値よりもかなり特異な性状を示すことが報告されている³⁾。

当地区においても、そのような可能性が十分予想されるため、鋼管杭(φ812.8)の原位置載荷試験を実施し、杭の挙動を調査することにした。

試験に当たり、杭の支持力機構を明らかにする目的で杭先端形状を変化させ、その閉そく効果、支持力、地盤密度の変化などの測定を行った。

試験の結果、支持力不足のほか、杭の変形、反力杭の引抜けなど特異な現象が確認され、しらす地盤における鋼管杭の支持力機構にいくつかの問題を提起しているので報告する。

2. 地 質 概 要

道央には、噴出源の異なる数種の火山灰が堆積しており、その大半は支笏系の火山灰で占められている。支笏火山灰は、成因の違いによって2種類に分けられる。すなわち、約3万9000年前に一般的な噴火によって空中に噴出された火山灰が、地表に降下堆積した生成物(Spfa)と、約3万2000年前のカルデラ(支笏湖)形成時に、約400～600℃の熱雲状となって山の斜面を流下堆積した生成物(Spfl)の二つである。

Spfaは、支笏湖より東方へだ円状に分布しており、軽石の表面は摩耗が少なくポーラスで、軽石は空隙に富み、溶結現象がないのが特徴である。Spflは、噴出源を中心に同心円状に分布し、軽石の表面は擦り減りポーラスで、絹糸状に伸び、柔らかく、軽石間は微細な火山灰が密に空隙を満たしている。堆積の厚い部分では溶結凝灰岩となっている箇所もあるが、軽石片の角が接触した程度の弱溶結部も多く見られる。Spfl層は、しらす粒子のインターロッキングと溶結作用によって、結合力の極めて小さな岩ともいふべき性質を持っている^{4)～6)}。

試験工事を実施した覚生橋は、苫小牧市の郊外、支笏湖、樽前山の南東部にあたり、図-1のように支笏火山灰台地と海進海退および覚生川の浸食作用で形成された沖積平野との境界に位置しており、台地と沖積平野は、30°以上の急傾斜で交わっている。

試験地盤は、図-2に示すように、Spflを主体とした浸食作用を受けていない一次しらす地盤である。地表面から深さ27mまでは、 $N=10\sim30$ のSpfl層が堆積し、27～40m間は、SpflとSpfaが互層をなし、 $N=20\sim50$ である。40m以深は、 $N=50$ 以上の火山灰質砂層が連続している。 $N=30$ 以上の良好な支持層は、深さ36m以深に見いだされる。

地下水位は杭頭より2mほど高い位置にあり、含水比は50～60%と比較的高い。Häzen(ヘーゼン)の式より算定される透水係数は $10^{-4}\sim10^{-5}$ cm/sであるが、一部被圧状態になっている箇所も確認されている。Spfl層の粒度構成は、粘土・シルト分16～48%、砂分40～47%、礫分5～44%で均等係数は20～100、土粒子の比重は2.3～2.8である。

日本統一分類法によれば、支笏火山灰はSVに該当し、

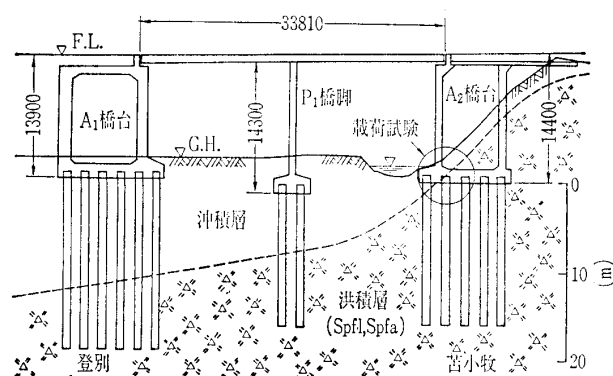


図-1 覚生橋地盤概要図

*日本道路公団札幌建設局構造技術課 課長
 **日本道路公団企画調査部計画調査課 課長代理
 ***日本国土開発(株)土木本部技術第一部 部長
 ****日本国土開発(株)土木本部技術第一部

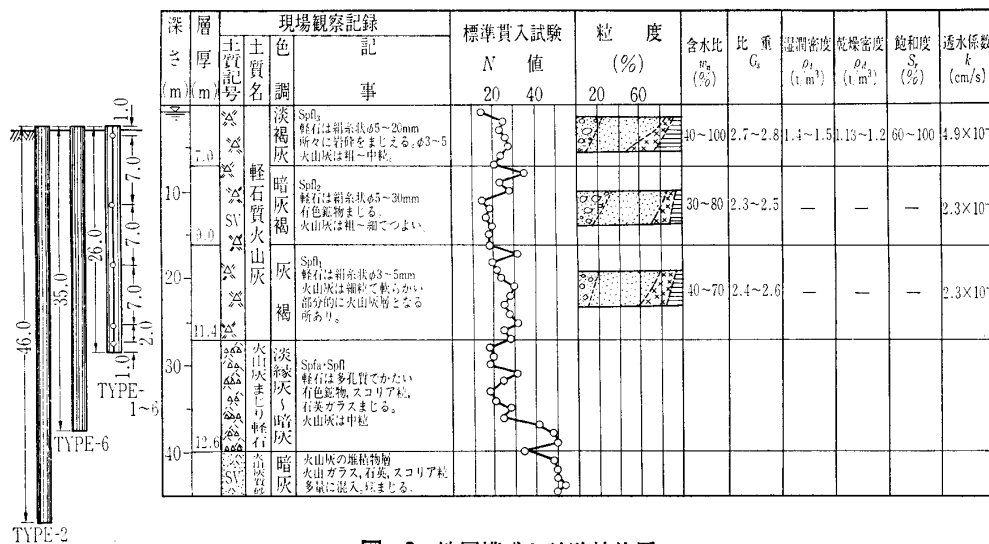


図-2 地層構成と試験杭位置

含水比が50~60%を超えると、こね返しによる強度低下の傾向が著しいと報告されている⁷⁾。

3. 試験概要

試験に用いた鋼管杭の先端形状、寸法を表-1に示す。試験杭は、先端無補強のType-1(ストレート杭)のほか、先端外側に補強板($t=9\text{ mm}$, $h=30\text{ cm}$)を取り付けたType-2(開端杭), 更に、その内側に杭径の1~2倍の長さの2種類の仕切板を取り付けたType-3~6(マイナスリブ杭, プラスリブ杭)の計6Typeである。

杭長は26.0mを標準としたが、Type-2, 6各1本は打止めが得られるまで打ち込んだ。また、Type-1, 6には、打撃時および載荷試験時の深度方向の応力測定用に、計34点のひずみゲージを取り付けた。

打込みは、ディーゼルパイルハンマー(ラム重量4.5 tf)を使用し、貫入量, リバウンド量, 打撃応力の測定を行った。鉛直載荷試験は、反力杭6本による多サイクル荷重制御方式とし、水平載荷試験は、反力杭3本を用い多サイクル時間制御方式で実施した⁸⁾。

表-1 試験杭の形状

TYPE	1	2	3	4	5	6
先端形状						
本数(本)	3	1	1	1	2	1※
杭長L(m)	26.0	46.0	26.0	26.0	26.0	26.0
杭の構成	上杭 t=12mm (m)	7.0	34.0	7.0	7.0	7.0
	下杭 t=9mm (m)	19.0	12.0	19.0	19.0	19.0

※鉛直載荷試験杭

4. 先端補強杭の支持力機構

打込み試験の結果, Type-1は, 図-3に示すように杭長26.0mで最も多くの打撃回数を要し, 3本とも写真-1のように杭が半径方向に変形するという特異な現象が発生した。ほかの先端補強杭(Type-2~6)にはこの種の現象はなく, 当地区のしらす地盤では, ストレート杭と補強杭の支持力機構は全く異なっているものと考えられる。したがって, 本報文では両者を区別して考

察する。

5種類の補強杭について, 先端形状の違いによる支持力を比較する前に, 静力学, 動力学公式の適用性について, Type-6(プラスリブ2D杭)の載荷試験結果を用いて検討する。

4.1 静力学公式, 動力学公式の適用性

Type-6は, 表-2, 図-3に示すように, 補強杭の中で最も貫入抵抗が大きい杭である。鉛直載荷試験結果を表-3, 図-4~6に示す。極限支持力は, 反力杭が浮き上がる現象が発生し確認するに至らなかったため, Van der

表-2 打込み試験結果

TYPE	2	3	4	5	6	備考
杭長L(m)	26.0	46.0	26.0	26.0	26.0	35.0
ラム落下高H(m)	1.7	3.0	1.7	1.7	2.0	1.9
貫入量S(mm)	25	3	28	33	20	8
リバウンド量R(mm)	5	21	5	4	6	13
管内土の下り量l(m)	0	0.4	0.4	0.2	0.1	1.2
$\frac{L+l}{L} \times 100$ (%)	100	101	102	101	95	94
支に動力学的極限式	608	1787	594	580	609	712
道路協会式	278	1000	251	219	333	621
Hiley式	204	704	191	173	230	386
5S式						466

※鉛直載荷試験杭

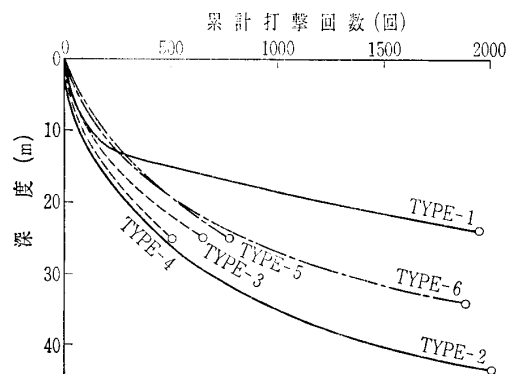
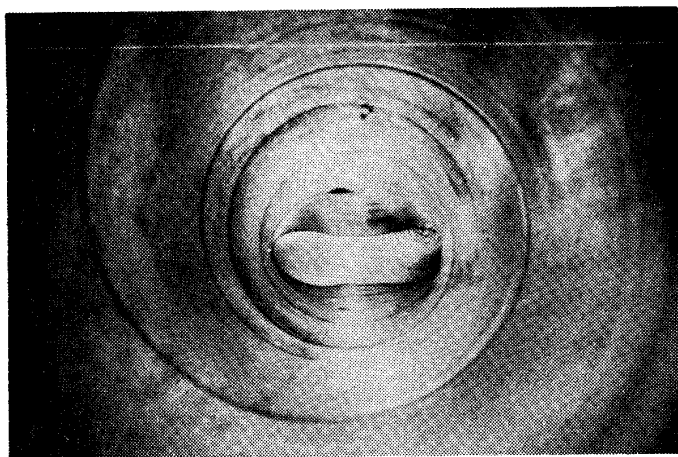


図-3 打込み深度と打撃回数

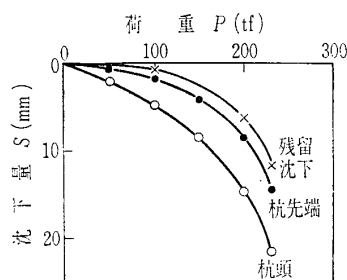


写真一 鋼管杭の変状

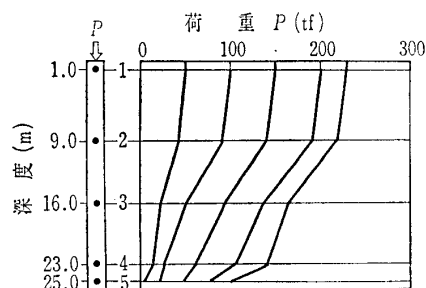
表一 鉛直載荷試験結果と算定値

	載荷試験	静力学公式 (道示)	動力学公式 (道路協会)
算 定 式	—	$p_u = q_d A + U \sum l_i f_i$	$R_d = \frac{AEK}{e_o L} + \frac{NUL}{e_f}$
杭 長 L (m)	26.0	26.0	26.0
最大荷重 P_{max} (tf)	230	—	—
沈下量 (mm)	杭 頭 S_{max}	21.5	—
	先 端 S_P	14.1	—
	残 留 S_R	11.6	—
先端伝達軸力 Q_p (tf)	139(148~181)	$q_d \cdot A = 30 \cdot NA = 311$	$\frac{AEK}{e_o L} = 191$
周面摩擦力 Q_f (tf)	91(97~109)	$U \sum l_i f_i = U \sum l_i \cdot \frac{N}{5} = 260$	$\frac{NUL}{e_f} = 521$
$Q_p : Q_f$	60 : 40	55 : 45	27 : 73
極限支持力 Q_d (tf)	Van der Veenの方法	300	712
	宇都らの方法	245	

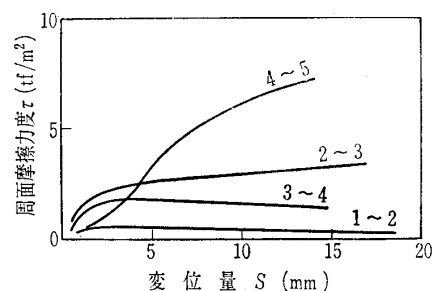
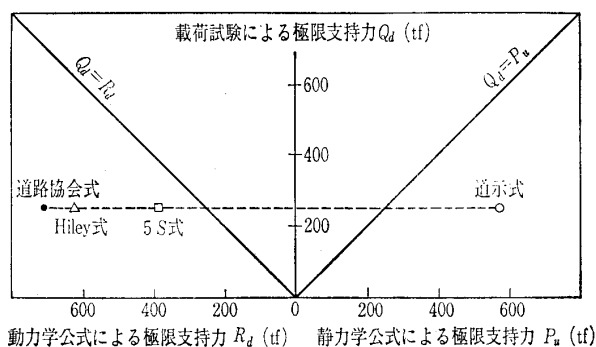
() は極限時

図一 $P \sim S$ 曲線

Veen (バンデルビーン)⁹⁾ および 宇都らの方法^{10), 11)} で推定したところ、 $Q_d = 245 \sim 300$ tf であった。三つの動力学公式 (道路協会式¹²⁾, Hiley 式, 5S 式) で算定した極限支持力は、 $R_d = 386 \sim 712$ tf である。一方、道路橋示方書¹²⁾ の静力学公式 (先端支持力度 $q_d = 30 \cdot N$, 周面摩擦力度 $f = \frac{N}{5}$: 砂質土) で算定した極限支持力は、 $p_u = 571$ tf である。以上の方法から得られた極限支持力の関係を図一に示す。明らかに、算定値は載荷試験値の1.4~3.0倍の値で、極めて相関性に乏しいといえる。



図二 軸力図

図三 $\tau \sim S$ 曲線

図四 極限支持力の比較

杭の支持力は、先端支持力と周面摩擦力の和としてとらえられるため、試験値と算定値の各々を比較したものを表一に示す。静力学公式による算定値と試験値では、先端支持力と周面摩擦力の分担比が60 : 40と大体一致するが、算定値は試験値の倍の値である。動力学公式では、5S 式が合計の支持力で最も近いものの、なお40%ほど試験値を上回っている。ここでは、先端支持力に着目すると、道路協会式第1項「動的な先端支持力」($= \frac{AEK}{e_o L}$)が試験値より10~20%大きめであるが、ほぼ一致すると判断される。この関係を用いて同式の第2項「動的に低減した周面摩擦力」($= \frac{NUL}{e_f}$)の補正值 e_f を逆算すると $e_f = 13 \sim 15$ となり、通常の $e_f = 2.5$ と比べてはるかに大きい値となる。これは周面摩擦力が非常に小さいことを示しており、 $e_f = 15$ 程度といわれている沖縄のさんご地盤の例と似ている。したがって、当地区のようなしらす地盤 ($N = 20 \sim 30$) における鋼管杭の支持力算定にあたり、静力学・動力学公式のいずれも、そのままの適用には問題があるといえる。

4.2 先端補強杭の周面摩擦力

鉛直載荷試験の結果、Type-6 の押込み時の平均周面摩

擦力度は $\tau = 1.6 \text{ tf/m}^2 = \frac{N}{13} \sim \frac{N}{15}$, 浮上がりを生じた Type-4, 5 の 2 本の反力杭 ($L = 26.0 \text{ m}$) から推定される摩擦力は $\tau = 0.6 \text{ tf/m}^2 = \frac{N}{40}$ である。道路橋示方書でいう「砂質土」を適用した場合には $f = \frac{N}{5}$ となるが、先端補強杭の摩擦力はその $\frac{1}{3}$ 程度の値となっている。この原因として、杭先端外側に取り付けた補強板による影響と、杭の打設による周辺地盤の劣化が挙げられる。

図-6 に周面摩擦力度とひずみゲージ間の変位量の関係を示す。杭中間部 (2~3, 3~4) はわずか 4 mm の変位量で降伏しており、摩擦力を発生させる側圧が不十分なことが考えられる。これは、浮き上がった反力杭の引抜け防止の目的で、セメント系の薬液 (瞬結性) を杭の周囲に注入したところ、反力杭の摩擦力が回復し、 $\tau = 2.0 \text{ tf/m}^2$ と 3 倍の耐力を示したことからもうかがえる。注入法、注入量、注入圧などを考慮すると、薬液は反力杭周囲のボイドへ充てんされたものと推定され、杭打設時に補強板によって生じたボイドが、回復しにくいことを示唆している。

杭打設前後の周辺地盤の N 値を図-8 に示すが、打設後 2 か月目での測定では、杭間で $\frac{1}{3}$ に低下しており、その傾向は深さ 7.0 m まで及んでいる。このことは、杭上部の摩擦力が $\tau = 0.5 \text{ tf/m}^2$ しか発生していないことと一致する。このような地盤の劣化は、鹿児島地方の二次しらす地盤の例でも報告されており、しらす地盤に特有な性質と考えられる。

4.3 先端形状の違いによる補強杭の支持力

前述したように補強杭の周面摩擦力は、放置後も小さく、打設時にはほとんど切れた状態となっているものと考えられる。したがって、仕切り板形状の違いによる支持力の差は、周面摩擦力を除外して、先端支持力の大小によって評価することができる。ここで、4.1 で述べた道路協会式の第 1 項を用いて各杭の先端支持力を算定し、表-4 に示す。

図-9 は、表-4 から杭長 26.0 m における先端仕切り板の形状と先端支持力度の関係をまとめたものである。形状の違いは、仕切り板長 l_R を山原¹³⁾の方法による等価径 D_N で割って無次元化して示した。Type-6 (プラスリブ 2D 杭) だけが明らかに大きい支持力度 ($q_a = 385 \text{ tf/m}^2$) を示しており、ほかの形状の杭 ($q_a = 110 \sim 170 \text{ tf/m}^2$) には大きな差異が見られない。このことから、当地区のようなしらす地盤で閉そく効果を期待するには、先端面積の縮小と仕切り板

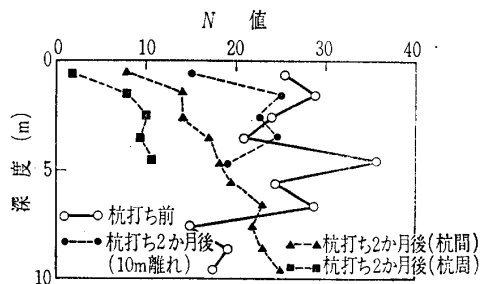


図-8 N値の変化

表-4 補強杭の先端支持力

TYPE	2		3	4	5	6	
杭 長 $L(\text{m})$	26.0	46.0	26.0	26.0	26.0	26.0	35.0
先 端 N 値	25	50	25	25	25	25	35
先端支持力度 $q_a(\text{tf/m}^2)$	168	780	141	114	170	385	607
$\frac{q_a}{N}$	6.7	15.6	5.6	4.5	6.8	15.4	17.3
閉 そ く 率 ($:30 \cdot N$)	0.22	0.52	0.19	0.15	0.23	0.51	0.58
先端形状比 $\frac{l_R}{D_N}$	0.98	0.98	1.74	3.48	2.46	4.92	4.92
根 入 れ 比 $\frac{l}{D}$	11	17	11	11	11	11	3

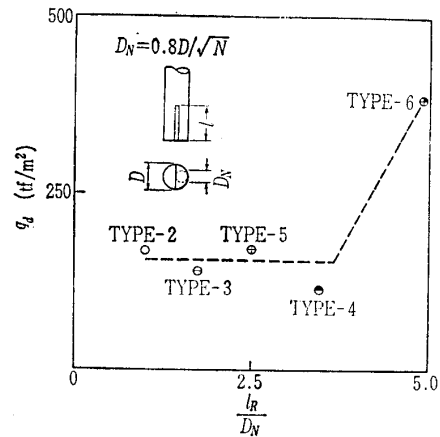


図-9 $q_a \sim \frac{l_R}{D_N}$ (杭長 26.0 m)

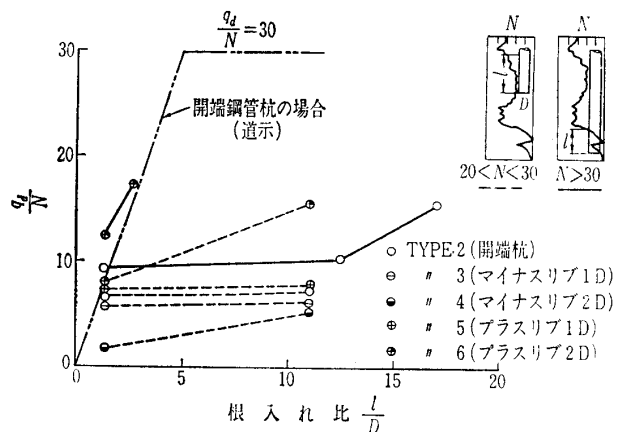


図-10 $q_a/N \sim l/D$

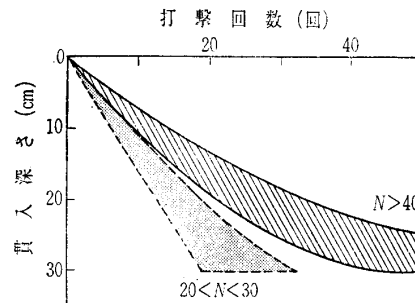


図-11 標準貫入曲線図

の長さの双方の条件が満足される必要があると考えられる。

一方、根入れ効果をまとめたものが図-10である。根入れ部は、 $N = 20 \sim 30$ の地盤が連続する場合と、 $30 \sim 50$ へ急激に増加する場合の二つに分けられる。前者の場合、

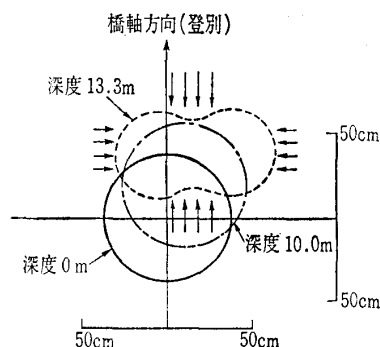


図-12 変形形状

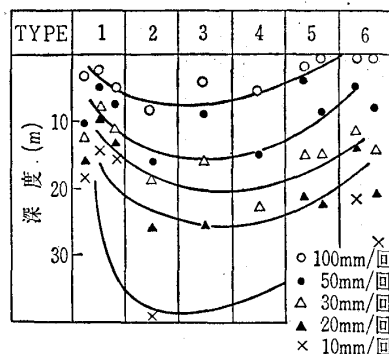


図-13 打込み深度と1打当たり貫入量

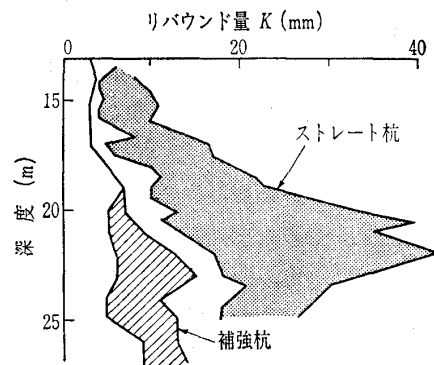


図-14 打込み深度とリバウンド量

Type-6 が根入れ比とともに支持力が増加し、 $q_{dmax}=16 \cdot N$ となるのに対し、ほかの形状の杭は根入れ効果に乏しく、 $q_{dmax}=5 \sim 7 \cdot N$ しか得られない。後者の場合、Type-6 がわずかに根入れ比3で打止まりになるのに対し、Type-2（開端杭）では根入れ比17と6倍もの長さを要する。このように、根入れ効果においても、先端形状による差は明りように認めることができる。また、同じ Type-6 でも根入れ地盤によって根入れ長が異なるが、これは、図-11に示す標準貫入試験における打撃回数と貫入量の関係が N 値によって異なるように、杭先端地盤の締め具合の差が閉そく効果に微妙に影響するものと考えられる。

このほかに、当しらす地盤の特徴としていずれの形状の杭も、支持層への根入れ長を増しても、 $q_a=30 \cdot N$ を上回らないことが挙げられる。上述した二つの根入れ地盤の最大先端支持力度は $q_a=16 \sim 17 \cdot N$ で、管内土の下がり量も表-2に示すように、Type-6 が1.2~2.0m下がった以外はほとんど見られない。この現象を解明することは難しいが、杭間地盤の N 値が打撃振動を受けた後、 $\frac{1}{3}$ に低下していることから、固結状態の先端地盤が振動によって体積膨張を起し、閉そく効果が発生しにくい状態にあったと考えられる。これは管内土の下がり量がほとんどないことから推察され、先端支持力が小さい原因の一つといえる。

5. ストレート杭の変形とそのメカニズム

5.1 ストレート杭の変形

打込み試験の結果、Type-1（ストレート杭）は、ほかの補強杭の打設性状と異なり、リバウンド量に異常が見られるため、管内土を排除して杭の状態を調査した結果、いずれも図-12に示すような変形が確認された。その特徴は次の3点である。変形はストレート杭のみに見られる。変形の方法は地層の傾斜方向と合致する。変形は杭頭より10.0mほど下がった比較的浅い位置から認められる。

この杭は、打込みに伴う一般的な座屈に関する計算では許容値内にあり、打撃応力測定結果においても、 $\sigma_{max}=1500 \text{ kgf/cm}^2$ で降伏強度内であった。したがって、スト

レート杭の変形が、どのようなメカニズムで生ずるのか明確でないが、当しらす地盤における鋼管杭の挙動を解明するにあたり、重要な手がかりになるものと思われる。ここで、変形の原因について若干の考察を試みる。

5.2 ストレート杭の変形メカニズム

一般に、ストレート杭は、杭先端をリングと仮定すると、偏圧によってだ円に変形するが、一様な地層中ではだ円長径方向の受働土圧が作用し、円筒効果もあって大きな変形には至らない。したがって、本試験のような変形が生ずるためには、偏圧による初期変形の発生と、管外土の受働抵抗不足が必要条件として挙げられる。

図-13に打込み深度と、1打当たり貫入量の関係を示す。Type-2~6の補強杭の貫入抵抗が、仕切り板数および仕切り板長の増加とともに微増するのに対し、ストレート杭の場合は、打込み初期から著しく大きい。これは補強杭が杭外周面にボイドを生じながら打ち込まれるのに対し、ストレート杭では地盤と密着するため周面摩擦力が作用することが原因と考えられる。この摩擦力は、ストレート杭の変形形状と傾きが、地盤の傾斜方向と一致することから、杭先端に等圧として作用せず、偏圧として作用し変形を誘発させたものと考えられる。

また、図-14に打込み深度と、リバウンド量の関係を示す。補強杭がほぼ線形的な増加傾向なのに対して、ストレート杭の場合、15.0mより急激に増加し、杭外周面の摩擦力が有効に作用していることと符合している。ところが、22.0m以深のリバウンド量は低下傾向となり、先端部の変形が増大していることを示唆している。

4.3で述べたように、杭先端では打撃振動によって、しらす粒子の破碎、間隙水圧の上昇・散逸が発生し、粒子間のインターロッキングは消散し、負のダイレイタンスの性質もあって著しい強度低下を生じる。これにより、打込み20日後に再打込みを行っても、ほとんど地盤強度の回復は認められない。すなわち、図-12の変形形状からして、橋軸直角方向の地盤強度低下が著しく、受働抵抗が減少し変形を助長する。このため、初期変形の発生した杭先端は、打込み深度とともに変形が累加し、徐々に扁平なくさびの

ような形状となり、ついに水平圧力が増大し破損に至るものと推察される。

以上の考察からストレート杭は、周面摩擦力の卓越する摩擦杭的な支持力機構になるものと考えられ、しらす地盤の成因や、先端部の剛性いかんによっては、著しい変形が生ずることが明らかとなった。また一方の先端補強杭には、全く異常が認められないことから、変形防止にストレート杭先端の剛性を増すことが有効と考えられるが、支持力機構に先端形状が微妙に影響するため、補強の方法には慎重な検討が必要である。

なお現在、苫小牧～登別間の鋼管杭は、先端補強板($t=9$ mm)を内側に取り付け、工事を実施中である。図-15にウヨロ川橋 A₁ 橋台における、外側補強杭と内側補強杭の打込み比較試験の一例を示す。この例でも明らかに杭先端形状の違いによって、鋼管杭の打設時の挙動が著しく異なることがうかがえる。

6. む す び

飽和一次しらす地盤における大口径鋼管杭の支持力機構は、杭の先端形状によって、全く異なった挙動を示すことが明らかとなった。

ストレート杭は、打設開始直後より貫入抵抗が大きく、摩擦杭的な支持力機構となるものと推察される。今回は、先端の剛性不足もあって地中で変形したが、当地盤では摩擦力が均一に作用しないことが原因と考えられる。

杭先端外側に補強板を取り付けた杭は、変形はしないが管内外土とも劣化し、先端閉そく不良となるとともに、補強板によって生じたボイドが長期間回復せず、周面摩擦力は $\tau = \frac{N}{13} \sim \frac{N}{15}$ と極めて小さい。

閉そく効果を高める目的で、4種類の仕切り板を先端に取り付けたところ、仕切り板長を杭径の2倍とし、4分割したプラスリブ2D以外は、全く効果がなかった。この仕切り板の閉そく効果は、地盤の密度が大きいほど高くなり、 $N=40$ 以上の支持層への根入れ長は、開端杭の $\frac{1}{6}$ と著しく短くなる。しかし杭先端地盤の劣化は避けられず、先端支持力は $q_a=16 \sim 17 \cdot N$ と開端杭と同程度であった。

これらの現象は、当地区のしらす地盤の土性そのものが、打撃振動によって著しく変化することが主要因と考えられる。このような地盤で有効な支持力を得る対策として、ストレート杭で偏圧に対する剛性を有する杭を使用する方法(例えば先端内側を補強板で巻く)、従来の外側補強杭を用いて、杭外周面に生じるボイドを注入工法で充てんし周面摩擦力を向上させる方法、あるいは管内に砂を充てんして打ち込むことにより閉そく効果を高める方法などが考えられる。

しらす地盤は、その成因や含水比の状態によって全く異

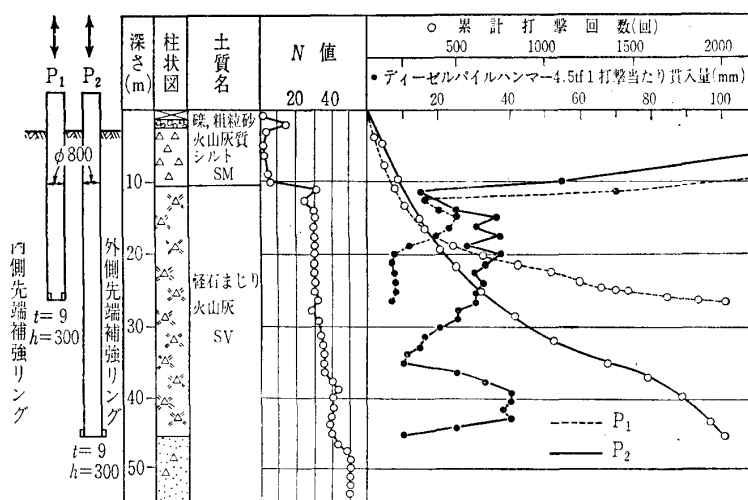


図-15 ウヨロ川橋、鋼管杭打込み比較試験

なった性状を示す可能性があるが、いまだそのメカニズムが定量的に解明されたとは言いがたい。したがって、基礎工法の選定に当たっては、対象しらす地盤の諸性質によって、周面摩擦力の卓越する地盤か否か、十分に調査することが重要と考えられる。今後更に、実績データーの収集、解析を行うとともに、土質調査の方法も含めた広範囲な調査・研究が必要であろう。

最後に、本試験に御指導、御協力していただいた関係各位に厚くお礼申し上げる次第です。

参 考 文 献

- 1) 山内豊聡・阪口 理・是枝慶一：鹿児島における沖積しらす地盤“特にその地盤工学的特性”について、土と基礎、Vol. 24, No. 7, pp. 25~32, 1976.
- 2) 春山元寿：しらす地盤と基礎工、基礎工、Vol. 10, No. 10, pp. 55~61, 1982.
- 3) 市山正一：しらす地盤の鋼管グイの試験施工について、第17回日本道路公団業務研究発表会論文集1133, pp. 670~674, 1975.
- 4) 郷土と科学編集委員会編：北海道五万年史, pp. 14~30, pp. 44~52, 3, 1980.
- 5) 北郷 繁・高岩 勝・川島宗則・藤波岳臣：北海道の火山灰の土質工学的性質(第2報)、土質工学会北海道支部、技術報告資料第13号, pp. 1~6, 1973.
- 6) 北郷 繁・神谷光彦・浅利勝秀・福留 学：道央の火山灰土の土質工学的性質(第3報)、土質工学会北海道支部、技術報告資料第14号, pp. 1~8, 1974.
- 7) 河野文弘：北海道地方におけるローカルな土、土と基礎、Vol. 31, No. 1, pp. 9~15, 1983.
- 8) 日本道路公団：日本道路公団土木工事試験方法, 1976.
- 9) C. Van der Veen: The Bearing Capacity of a pile, Proc. 3rd. ICSMFE, 1953.
- 10) 塩井幸武・宇都一馬・冬木 衛・近藤 博・桜井 学：杭の荷重-変位曲線の非線形回帰結果による支持力の一評価法、第23回土質工学シンポジウム、土質工学会, 1978.
- 11) 宇都一馬：コンピュータの利用-主にパーソナルコンピュータを対象にして、最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料、土質工学会.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書 IV下部構造編, 1980.
- 13) 鋼管杭協会：鋼管杭一その設計と施工一, pp. 143~155, 1981.

(原稿受理 1983.5.9)